



西段橋

発注者 日本道路公団
形 式 3径間連続トラス桁
橋 長 237.1m
幅 員 9m

鋼 重 773t
路 線 徳島自動車道
所在地 徳島県美馬郡美馬町
竣 工 平成8年5月(予定)

豊田大橋(仮称)

発注者 愛知県豊田市
形 式 ニールセンローゼ桁
橋 長 140m
幅 員 33m
鋼 重 3,163t
路 線 豊田市停車場線
所在地 愛知県豊田市
竣 工 平成8年9月
本文 P 64参照



明倫橋

発注者 兵庫県尼崎市
形 式 合成型枠橋
橋 長 26.5m
幅 員 4.8m
鋼 重 30t
所在地 兵庫県尼崎市
竣 工 平成8年7月
本文 P 132参照



大津大橋

発注者 長野県
形 式 逆ローゼ桁
橋 長 143m
幅 員 7.5m
鋼 重 402t
路 線 一般国道151号
所在地 長野県下伊那郡阿南町
竣 工 平成7年12月
説明文 P 38

3号神戸線復旧第8工区(その1)

発注者 阪神高速道路公団
形 式 再構築桁、桁連結、沓取替え、
鋼製梁、鋼製橋脚等
施工延長 566m
幅 員 20.25m
鋼 重 3,130t
路 線 3号神戸線
所在地 兵庫県神戸市
竣 工 平成9年1月(予定)
説明文 P52



平成8年9月30日正午
3号神戸線の全線開通を待つ車両
(上り線 深江ランプ)

3号神戸線復旧第23工区

発注者 阪神高速道路公団
形 式 再構築桁、桁連結、沓取替え、
鋼製梁等
施工延長 1778m
幅 員 17.6m
鋼 重 2,090t
路 線 3号神戸線
所在地 兵庫県神戸市
竣 工 平成9年1月(予定)
説明文 P52



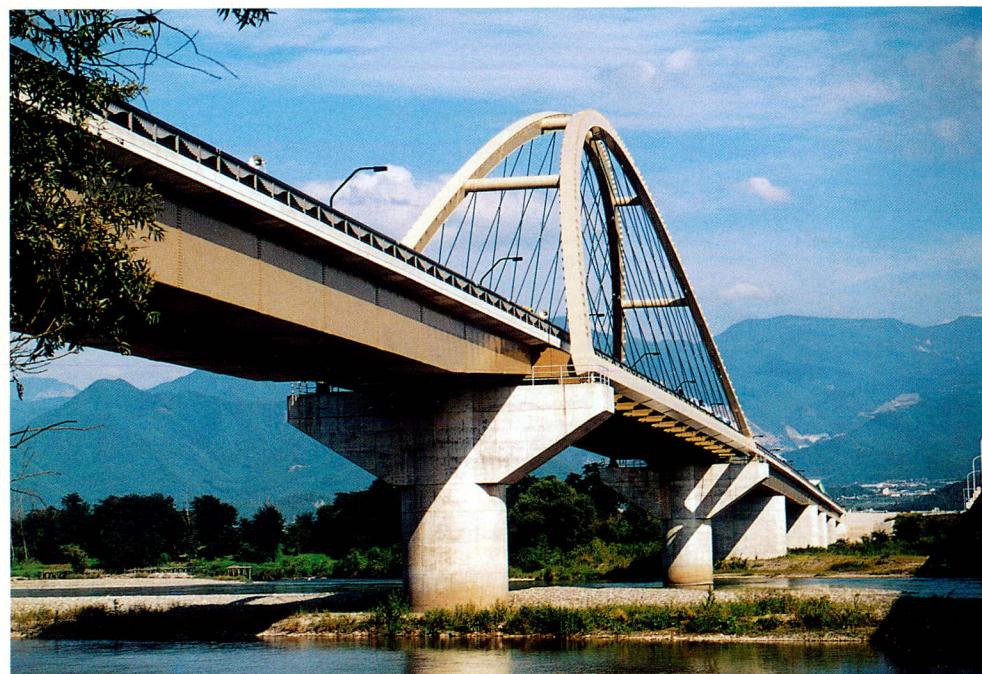


丸山1号橋

発注者 岐阜県
形 式 ニールセンローゼ桁
橋 長 191m
幅 員 12m
鋼 重 1,907 t
路 線 一般国道360号
所在地 岐阜県吉城郡宮川村
竣 工 平成8年12月
説明文 P 90

横畠橋

発注者 高知県
形 式 2径間連続鋼床版箱桁
橋 長 195m
幅 員 10.75m
鋼 重 819 t
路 線 県道伊野仁淀線
所在地 高知県高岡郡越知町
竣 工 平成7年3月
説明文 P 98



屋島橋

発注者 長野県
形 式 ニールセンローゼ桁
橋 長 127.6m
幅 員 11.75m
鋼 重 704 t
路 線 長野須坂インター線
所在地 長野県須坂市
竣 工 平成8年4月
説明文 P 99



明石海峡大橋

発注者 本州四国連絡橋公団
形 式 3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋
橋 長 3,910m
幅 員 35.5m
鋼 重 86,200 t
路 線 一般国道28号(神戸～鳴門ルート)
所在地 兵庫県神戸市～津名郡淡路町
竣 工 平成10年3月(予定)
説明文 P 99



乃木坂陸橋

発注者 東京都
形 式 3径間連続
鋼床版箱桁
橋 長 73m
幅 員 20.4m
鋼 重 447 t
路 線 補助5号線
所在地 東京都港区
竣 工 平成8年3月
本文 P 11 参照



(仮称)大手町 1 丁目 C D P ビル(II期工事)

施 主 日本電信電話(株), 東京海上火災保険(株),
三菱マテリアル(株), エヌ・ティ・ティ
都市開発(株), 公共建物(株)
施 工 (株)竹中工務店他 共同企業体
構 造 S R C + S 造, B 4, F 23, P H 2
鋼 重 9,000 t
工 期 平成 6 年 7 月～平成 10 年 2 月 (予定)
説明文 P 99



(仮称)渋谷桜丘共同ビル

施 主 住友不動産株式会社 他六社
設 計 芦原建築設計研究所
施 工 大林・清水・熊谷・鹿島・白石・坂田共同企業体
構 造 地下 S R C 造 4 F, 地上 S 造 21 F, 塔屋 1 F
鋼 重 7,400 t
工 期 平成 6 年 8 月～平成 9 年 4 月 (予定)
説明文 P 99



三軒茶屋・太子堂四丁目市街地再開発

施 主 再開発組合, 世田谷区,
東急電鉄
設 計 石本建築事務所
施 工 東急・大成・鴻池・協栄
共同企業体
構 造 地下 3 F, 地上 9 F,
S R C 造
鋼 重 1,600 t
工 期 平成 5 年 3 月～平成 8 年 11 月 (予定)
説明文 P 117

J R 東日本新本社ビル

施主 J R 東日本
設計監理 日建設計
施工 鹿島・小田急・大成・
鉄建共同企業体
構造 地下4階、地上28階、S造
鋼重 20,000 t
竣工 平成9年（予定）
説明文 P125



横浜国際総合競技場(仮称)

発注者 横浜市
設計監理 松田平田・東畠建築事務所
収容人員 70,000人（予定）
高さ スタンド部：GL + 38.46m
屋根先端部：GL + 51.96m
鋼重 6,200 t
竣工 平成9年（予定）
本文 P45参照



トラベラプラットフォーム

新狩野川橋（静岡県）

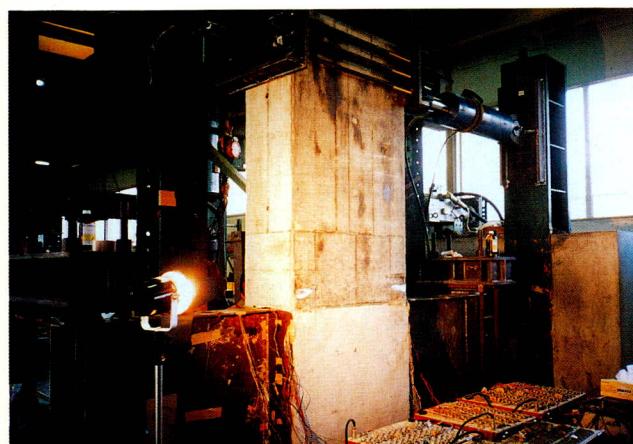


移動足場を用いた吊足場の撤去作業状況



伸縮フレームを拡げ橋脚を通過

鋼桁とRC橋脚の複合構造



埼玉大学での載荷実験状況

当社が研究を行っている鋼とRC構造との接合技術が実際の工事に応用されています。



阪神高速神戸線復旧工事（阪神高速道路公団）



〔仮称〕横浜緑IC橋（日本道路公団）

卷頭言

高齢化社会と自己啓発

横浜国立大学教授 宮田 利雄

これまでに、大学外の委員会活動、官公庁、企業との交流などを通して、優れた資質、能力を持つ多くの方々と知己を得た。しかし、年とともに同年代のほとんどはその第一線をすでに退き、あるいは若干若い層もそろそろ退かざるを得ない状況を迎えている。このような時、いつも思われるは、その人たちの持つ能力、これまで嘗々と築いてきたプロフェッショナルなものが無為に捨て去られるという事態を実際に多く見聞きすることである。官公庁の人間の天下りはその持てる能力を生かすために社会に不可欠だ、との話はそれなりに出てくるが、企業を定年になるとか、リストラで首になった後の再就職は一般に厳しく、幸いに第二の職を得てもその持てる能力の再発展など望むべくもない、というように思える。

さて、最近の人口予測によると、現在ほぼ15%の高齢者（65才以上）人口比率が2,020年には25%を越えて、4人に1人が高齢者になる。逆に、若年人口は現在ピークを越えて減少に向かい、20年後には就学生、若年勤労者が現在の2/3以下に減ってしまうそうである。こうした高齢人口の増加と若年人口の減少は、年金、医療、介護などの福祉問題、要するに高齢化社会のための財政負担増を生み、これに対応するために、労働力を担う年代層への、特に若年労働力人口の急減に伴う社会保険料の値上げなどの負担増をもたらすなど、経済社会に大きな影響を与えることが懸念されている。

一方、我々を取り巻く社会にも大きな変動が世界的に、またわが国の中でも起こりつつあり、今、時代の大きな変換点にあるといわれて久しい。中でも国際経済の動的変化と質的変換は景気全体の動向に、ひいては我々の日常生活に直接、間接に強い影響を及ぼすことは実感できるところである。このいろいろな面での社会構造の変化は、我々に強い意識変革とその変革への参加を強いることになる。例えば、市場の成熟化、規制緩和の進展などで、高い賃金の労働者を使ってもなお利益の出る付加価値の高いモノやサービスを生産して競争せざるを得なくなるという、企業をとりまく国際環境の変化、競争構造の変化が差し迫っている。今回の総選挙の争点に挙げられた行政改革にしても、これまでのような既定の目標に向かって日常的な行政を積み重ねることには優れていた官僚組織も、差し迫った複雑な構造的変化に対して、政策を分析し、フィジブルな解を立案することがむしろ重要になりつつある現在、力不足であると大方が感じるようになったからに他ならない。

このような現状のもとで、高年齢層の持てる能力を活用、再発展させようとする問題を考えるについても、以下のような提案、状況ともよく整合し、実に合理的な考え方であることに驚かされる。

すなわち、社会の高齢化に伴う負担増という問題の解決策として、できるだけ多くの人に費用負担をしてもらう、いわゆる定年を過ぎた人にも60才代まで働く意思のあるときには現役で働く社会、仕組みをつくることが重要である、という提案がある。実際、ある調査によれば、若年層から定年を迎える年代層までの男女の60%以上が、定年後も勤労意欲を示しており、収入の必要性、健康保持、自己実現のためという理由があげられている。けれど、現時点では、60才以上の高齢求職者に対する求人は一般的にきわめて少ない。個々のケースとして、それぞれのキャリア、経験を生かした、あるいは創意工夫により「起業」した人々の活動に注目が集まっているが、これらの成功例は必ずしも多くない。ボランティア活動に精力を注ぐか、大部分は悶々と日々を過ごしているはずである。

定年を60才以上とする企業は多く、すでに常識化しているが、65才までの継続雇用となると希望者全員を雇用する企業はまだ少ないので現状である。このとき、上述のような仕組みをつくり、社会全体に広めようとすると、現在の企業組織をそのままに、すなわち定年を前提とする年功賃金制度と年長者を管理職化する処遇制度の二つをそのままにしては成り立たない、ということになる。そこでは、これら二つの制度の修正が不可欠となり、年功賃金の平準化とこれに対応する形での処遇のプロフェッショナル化へ移行させる必要が出てくる。このような制度修正によってその専門能力に応じた賃金を支払っている限り、企業にとって高齢者は決してコスト高にはならないし、処遇の面でも早期に引退してもらう存在でなくなるはずである。また、これは先に述べた企業を取り巻く国際環境の変化、競争構造の変化の状況とも整合性を持っている、といえることである。

こうなると、個々人に求められるのは、適正に応じた能力開発が重要になることから、そのための日頃の自己啓発に努めることである。従来、個々の企業内でのゼロからの社内教育が行われて、必要な能力、人材を確保するシステムになっていたものが、その時々の能力、貢献に応じた賃金体系と人事管理の実施、またこれに併せて人材流動性が高まると、これがコスト的に見合わなくなってき、むしろ自己啓発を助けるシステム、環境整備が必要になってくると思われる。現在でも、企業グループの中には、ボランティア参加希望者に活動の紹介、仲介を行う事業に乗り出しているところがある。このような変化が徐々にでも進行してくると、いずれ教育機関の役割、評価にも影響が及んでき、例えば現時点での大卒者への企業サイドからの要求、皮肉的にいえば偏差値が高ければ、大学での専門教育はそこそこでよい、というような現状に対して、今後は企業内教育の習得能力ではない即戦的な専門家的能力が尊ばれるようになるかもしれない。こうなると、変革は社会全体に及ぶようになり、我々にも強い意識変革とその変革への参加を強いることになってくる。われわれ大学人の人事管理問題として最近話題を賑わせている「任期制」導入についても、企業を含む人材流動化が促進され、プロフェショナルとしての能力評価方法の社会的認知が確立されれば、大いにあり得る考え方になってくる。

この結果は身近の働き方にも変化を及ぼし、よくいわれるよう、売れると分かっているモノやサービスをいかに多く、安く供給するかという、分かっていることに汗を流すことから、新商品、サービス、アイデアの創出、新技術開発という、今までにないことに知恵をめぐらすことが一層求められるようになる。このときに備えておくための日頃の自己啓発とは、これまで解のなかった問題について、社会、人文、科学技術などすべての関連する要因を洗い出して分析し、そこそこの案を新たに導き出す、という作業を丁寧に行う方法論を社会に提示、構築するとか、これを学習し、事に当たって対応させていくよう励むとか、につきるであろうか。

先ずは、高齢者の仲間入りをしつつある層の結集、糾合ができるだけ異業種間で計って高度な技能者集団を構成し、気分はボランティアで、しかしそこの収入も得られるようにして始める、ということだろう。これが流れとなれば、いづれは高度職能社会が実現され、社会の中の仕事の流れが簡素化され、その責任体制の明確化を期待でき、ひいては小さな政府、大きな福祉社会へと転換できるようになるだろう。

技術評論

入社以来30年余りたった今、当時を振り返ってみると、東京オリンピックムードで景気がようやく上向き始めた頃であり、首都高速道路建設のはしりであった江戸橋立体高架橋の架設現場に従事していました。その当時休日も定まっておらず、また昼夜となく働いた時代であり、現在と格段の違いがあつて懐かしく思われるとき同時に、当時は安全に対する設備・認識とも現在と比較すると雲泥の差があったと記憶しています。自分の現場経験20数年の前半は直接・間接的に重大事故に関連した苦い思い出があり、今でも思い出すことがあります。しかし、その時に多くの先輩に架設技術はもちろん安全技術に対し、愛情のある指導をして頂き、本日までの自分があるものと深く感謝しております。

現在、本州四国連絡橋公団最後の吊橋である、世界でも珍しい三連吊橋のケーブル工事を担当させて頂いています。思いは遠く17年前、本四連絡橋で初めての吊橋であった因島大橋ケーブル工事を経験でき、一生忘れられない現場となっています。その後、エアスピニング工法を採用した下津井瀬戸大橋ケーブル工事、また本四連絡橋として最初の直下吊り上げ工法を採用した大島大橋と続き、現在に至っています。私にとってこの4橋は多くのご指導を頂いた本州四国連絡橋公団、新日本製鐵、神戸製鋼所の多くの皆様、また一緒に苦楽を共にした同業他社の人達、職人さん達と出会えたことが、今ある自分の大きな財産となっております。この間、全社を挙げて長大橋、一般橋を含めた今までの貴重な経験を生かし、更に創意工夫を重ねた架設工法を採用、安全第一に施工できる安全設備等を最重点に取組み、重大事故につながる墜落事故防止に努めてきています。

日本橋梁建設協会の調査によると、過去20年間の鋼橋架設工事における労働災害の内約17%が死亡災害であり、その事故のかたちをみると墜落事故が約75%を占めています。平成7年1月に発生した阪神大震災では、阪神高速道路、鉄道等が大被害を受け、特に阪神高速道路は全面開通に向けて昼夜間突貫工事となつたことと、一時的な人手不足による橋梁架設従事者の経験不足等が重なり、墜落事故が多発、上記の数字が更に増しているものと思われます。

我々架設専門業者の自覚として、常に安全・品質・工期・コストに責任を持ち発注者の信頼を最大限得る努力を怠ってはいけません。特に安全については、重大事故の要因となっている墜落災害の撲滅に向かった安全意識

宮地建設工業株式会社 取締役 南出範雄

を、技術員・作業員とも、同じ目線の高さを持つことが現場に於いて重要です。施工計画の中でも安全関係、特に足場設備に重点をおいており、日本橋梁建設協会、日本架設協会から発刊されている多くの安全に関する図書を貴重な実績として活用しています。マニュアル通り施工計画に記されていても、それが実作業にあたってはロック化してきた足場類や現場で架設する足場に、計画どおり施工できない部分が多く発生するのが現状です。現場では設備不良箇所を見落としなく施工するためにも、技術員・作業員が都度綿密に打ち合わせを行いその箇所を処置することが必要です。しかし、墜落災害は設備不備によって発生するものは少なく、作業員の不安全行動による事が多いのが実態ではないでしょうか。いまだに作業員の経験と感に頼る作業姿勢が日々見受けられます。その基本解決策として、作業員との日常会話の充実、またその現場にあった作業手順打ち合わせを作業項目毎に行い一体となった指導教育を行う必要があり、まだまだ「安全」という大きな枠の中での技術開発の余地が残っていると思われます。

事故なくさずして社の発展、存続は望めません。今後も更に確かな技能を持った作業員確保も重大な我々の使命でしょう。安全という大きな二文字の大きな技術に挑戦するためにも。

橋梁業界にとって本州と四国を橋で結ぶことが長年の夢がありました。本州四国連絡橋着工より20数年が経ち、平成11年の西瀬戸大橋自動車道全面開通に向けて工事が進み、関係者の夢が現実になりつつあります。この大きな夢が更に続き、ポスト本四を目指す東京湾口、伊勢湾口、紀淡海峡と超長大橋計画が進んでいることが新聞等で報じられています。着工までには幾年もかかるかと思われますが、一日も早い着工が望まれます。その間、本四架橋等で永年蓄積されてきた架橋技術に更に研究を重ね、技術員と共に優秀な施工技術を持った作業員が高齢化しつつあるなか、若い人達にその夢を実現させるためにも指導育成を怠りなく進め、バトンタッチがスムーズに行くよう最大の努力を惜しまないことが肝要です。「人命は地球より重し」の通り安全第一を最優先とし、架橋地点において発注者はもとより、地元の人達にも喜ばれる仕事をしたいものです。

今後、益々発展する宮地グループとして。

『共に歩もう明日をめざして』

斜角を有する鋼箱桁の支点上ダイヤフラムの強度に関する実験

Experimental Study on Strength of Support Diaphragms in Skew Box Girders

吉川 薫^{*1} 金原慎一^{*2} 清水 茂^{*3}
Kaoru YOSHIKAWA Shin-ichi KIMBARA Shigeru SHIMIZU

Summary

A load capacity test was performed on a bridge with steel skew box girders to learn the strength of support diaphragms in the girders and the collapse behavior of the bridge. The test proved that such a bridge, when loaded, has a more complex internal reaction dispersion than a right bridge, and that it suffers greater deterioration of ultimate load strength.

1. はじめに

鋼箱桁の構造部材の1つである支点上ダイヤフラムは、その崩壊が橋梁全体の崩壊に影響するほどの重要な部材であるにも関わらず、いまだに合理的な設計法が確立されていない。実際には、「鋼道路橋設計便覧」²⁾(以下、「便覧」と略称)に従って設計しているのが現状である。この場合、ダイヤフラムのみを取り出すので、直橋、斜橋にかかわらず同じ思想で設計が行われている。

直橋の場合は、著者らの研究³⁾などから、支点上ダイヤフラムが主桁の腹板やフランジから受ける力がある程度わかっており、これを用いることにより、支点上ダイヤフラム周辺のみを取り出した部分解析が可能である。

しかし、斜橋の場合は、研究がほとんど行われていないことからこれらに関する情報は全くなく、数値解析により支点上ダイヤフラムの挙動を的確に捉えようとすると、解析はダイヤフラムの周囲のみならず桁のほぼ全体を対象としなければならない。文献⁴⁾の解析が、ダイヤフラム周辺のみならず、ダイヤフラムを含む桁全体を対象としているのもこの理由による。

現実に製作・架設される橋梁に斜角を有するものが少なくないことを考えると、支点上ダイヤフラムの研究にあたっては、これら斜角の影響を知り、合理的な設計法を確立することは必須であると考えられる。

著者らは、解析結果を確認し、また、支点上ダイヤフラムの崩壊挙動や強度を調べる目的で、耐荷力実験を行

った。この実験では、支点上ダイヤフラムの補剛材寸法や腹板厚などが異なる8体の模型を製作した。実験では、載荷荷重に応じたダイヤフラムや腹板のひずみ、各支承における反力などを測定しているほか、有限要素法による全体解析では十分に把握できないダイヤフラム細部の変形なども測定している。

本論文では、この実験の概要と結果を、特に直橋と斜橋の比較に重点を置いて報告する。

2. 支点上ダイヤフラムの設計について

支点上ダイヤフラムが橋軸に対して斜めに配置された斜橋では、均等な鉛直荷重が作用しても、その斜角によって主桁にねじり、そり等の変形が生じるうえ、支点反力が支承によって異なり、時として負反力が生じる場合もある。このことから、斜橋は直橋と比べ支点上ダイヤフラムの応力性状がより複雑であると考えられるうえ、支点上ダイヤフラムを含む支承部周辺の応力状態やその耐荷力に対して、斜角の影響が生じる可能性がある。

箱桁の支点上ダイヤフラムの設計は、「便覧」の記述によって、通常は下記の手順によってなされている。

- ① 橋梁全体の構造計算(格子計算)によって、支点反力を求める。これが、ダイヤフラム・支点上補剛材の設計力になる。
- ② 支点上補剛材の設計を行う。これには、支圧応力の照査と、有効座屈長がダイヤフラムの高さの1/2に

*1松本工場製造部生産技術課

*2松本工場生産設計部生産設計課課長代理

*3信州大学工学部社会開発工学科助教授

なる柱としての圧縮応力の照査が含まれる。

③ 支点上ダイヤフラムの設計を行う。ダイヤフラムを腹板、主桁上下フランジの有効部分を上下フランジとみなしたI形断面で、支点反力を荷重とみなした単純梁としての応力照査を行う。

すなわち、直橋・斜橋の区別にかかわらず、支点上補剛材は集中荷重を受ける柱部材として、また、支点上ダイヤフラムは単純梁の腹板として設計されているのが現状である。しかし、箱桁の支点付近は最も単純な構造でも、ダイヤフラム、支点上補剛材、主桁フランジ、主桁腹板が集中するところであり、それらが互いに複雑に影響を及ぼしあうのは明らかである。これらの影響を知り、合理的な設計方法が確立されることが望まれる。

3. 実験の概要

(1) 模型の形状・寸法

実験に用いた模型を図-1に示す。支点は腹板直下から250mm内側に寄った位置に配置されている。本研究では、1室箱桁橋を想定して1箱2脊タイプを採用した。模型桁の支点間隔（スパン）は3mであり、載荷点と注目する支点との間隔は1mである。図中の支点S1～S4のうち、S2がこの実験で注目する部分である。

模型は、タイプA、B、C、Dの4種類とし、各2体づつ計8体を製作した。表-1にこれらの主要公称寸法を示す。

表-1 模型の諸元

項目	タイプ	タイプA	タイプB	タイプC	タイプD
斜角 (°)		90	60	60	60
断面 (mm)		75×6	75×6	60×6	75×6
補剛材 A (cm 2)		9.0	9.0	7.2	9.0
I (cm 4)		184	184	96	184
腹板厚 (mm)		9.0	9.0	9.0	4.5

箱断面寸法（高さ1000mm×幅1500mm）、フランジ厚（t=10mm）、ソールプレート寸法（200mm×200mm）、スパン（l=3000mm）、材質（SS400）は、すべて共通である。タイプAは、他の斜橋タイプの模型との比較の対象とするため直橋としたものである。タイプBは、60°の斜角を有するほかは、公称寸法はAと同一としている。また、タイプC、Dも斜角は60°に固定し、支点上補剛材の断面を他の模型より小さくしたもの（タイプC）、桁の腹板厚を小さくしたもの（タイプD）とした。

ダイヤフラムには、実験の目的のため4.5mmという薄い板を用いている。支点上補剛材の断面も実橋の感覚からいえばかなり小さい。この断面に「道路橋示方書」¹⁾の規定を適用することはできないが、「便覧」の設計法によれば、この模型のダイヤフラムの許容反力は、表-2のようになる。

なお、以下、本論文では、支点上ダイヤフラムを構成する3つのパネルのうち、支点上補剛材に挟まれた中央部のパネルを中央パネル、支点上補剛材と腹板に挟まれ

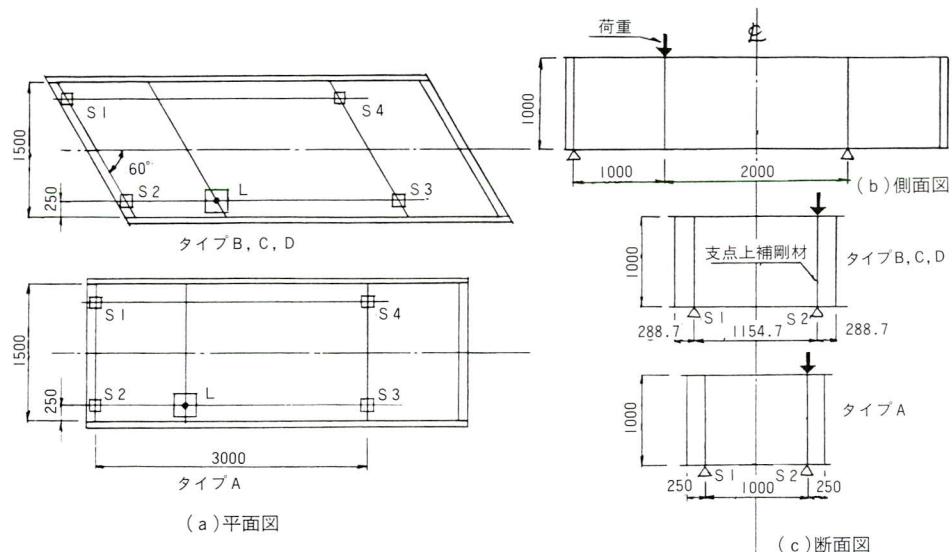


図-1 模型の概略図

表-2 ダイヤフラムの応力計算

	タイプ	A、B、D	C
設計反力	(kgf)	19,300	16,800
支点上補剛材	支圧応力度 (kgf/cm ²)	1,021	982
	圧縮応力度 (kgf/cm ²)	1,392	1,393
ダイヤフラム	曲げ応力度 (kgf/cm ²)	145	126
	せん断応力度 (kgf/cm ²)	214	187

たパネルを側パネルと呼ぶこととする。また、二つの側パネルのうち、支点S2側のものを、載荷側側パネルと言うことがある。

本論文では、特に斜角が支点上ダイヤフラムの挙動に及ぼす影響に注目し、これら4種類8体の模型のうち、主としてタイプAとタイプBの2種類4体についての実験結果を報告する。

写真-1は、タイプB-1の試験前の外観である。

(2) ひずみ、変位等の測定

ひずみは、注目するダイヤフラム、支点上補剛材、腹

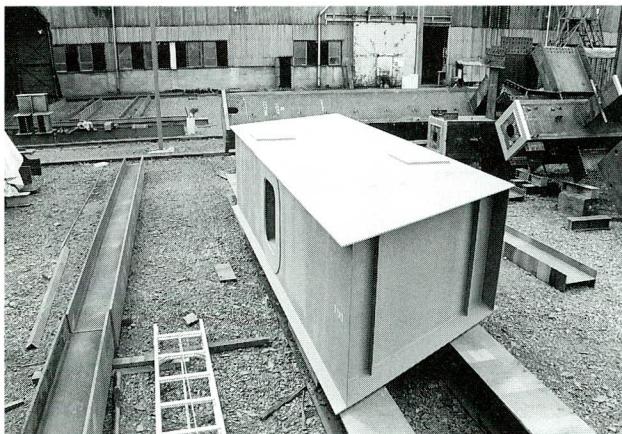


写真-1

板の内外面で測定している。変位は、ダイヤフラムの面外変形、載荷点（上フランジ）及びその直下の下フランジ位置における桁のたわみを測定したほか、4つの支点すべてにおいて支点の沈下量を測定した。

このほか、支点上ダイヤフラム、鈍角側の腹板については、載荷前の面外初期たわみと、実験終了後の面外残留変形を測定している。

(3) 載荷装置・載荷方法および支持装置

載荷装置は、写真-2に示すように、桁を支える床梁、

ジャッキを装架する横梁とそれを支える柱からなっている。荷重及び反力はこの載荷装置内で釣り合っており、支持床には載荷装置と模型の自重のみがかかることになる。

荷重は偏心載荷とし、図-1において文字Lで示した載荷板に載せた。荷重の大きさは、ジャッキと模型の間に設置されたロードセルによって測定した。一方、各支

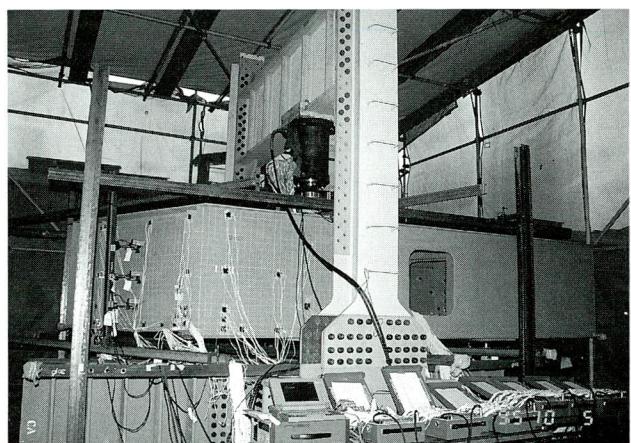


写真-2

点位置にもロードセルを置き、支点反力の大きさを測定している。模型は、原則としてこれらのロードセルの上に置くのみで、鉛直方向には拘束していない。

実験中は、つねに、これらの荷重や反力、桁のたわみやダイヤフラムの面外変形、ひずみの大きさをモニターした。載荷は、最高荷重付近までは荷重制御とし、以後は、載荷点及びダイヤフラムの変位を基にしたたわみ制御とした。

4. 実験結果

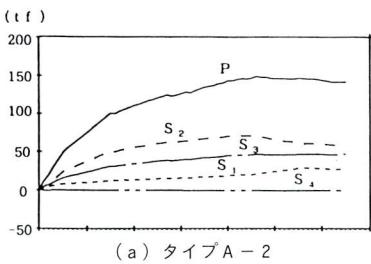
(1) 支点反力の分配と最大荷重

桁の全体としての挙動に注目した場合、直橋と斜橋の違いは、各支点に対する反力の分配、すなわち各支点ごとの反力の大きさの違いとして観察される。

図-2は、タイプAとBの、荷重とS1～S4の4支点の支点反力の値の変化をプロットしたものである。

この図の横軸は、実験中の載荷の段階であり、横軸の大きさ自体には物理的な意味はないが、荷重や各支点反力の大きさの推移を比較するため、このかたちで示した。

この図によると、タイプAの場合、最大荷重付近まで



(a) タイプA-2

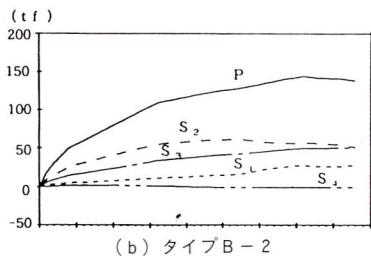


図-2 荷重と支点反力

は、各支点の反力は、おおむね荷重の増加に比例して増加している。またこのモデルでは、Pが最大値に達する前後から、S₂の反力がわずかながら減少に転じているとともに、S₁に増加傾向が見られる。すなわち、S₂は最大荷重の前後で支点反力に耐えられなり、その分を同一支承線上のS₁が負担したと考えられる。

一方タイプBの場合、S₂の反力はかなり早い荷重段階で最大値に達しており、後半では、荷重Pが増加しているにも関わらず、S₂の反力はむしろわずかながら減少している。それに対し、S₃の反力は、後半の段階で、最高荷重を過ぎても増加しており、最終の段階ではS₃の反力はS₂のそれとほぼ同じ値となっている。すなわち、斜橋であるタイプBの場合、桁としての最大荷重よりかなり早い段階から支点反力の再配分が起こったといえる。

実験により得られた各タイプごとの桁としての最大荷重と、支点S₂における最大の支点反力は、表-3に示すとおりである。

斜橋B-2の最大荷重は、直橋と比べ2~3%程度小さいだけであるが、支点反力は約14%小さい。

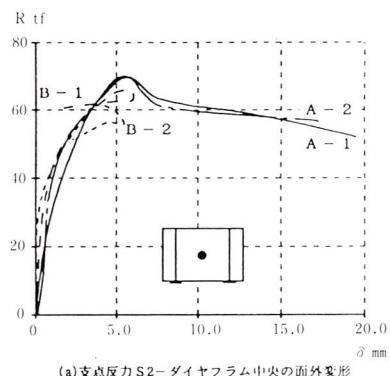
斜橋タイプどうしの比較では、最大荷重はCはBよりも大きく、DはBよりも小さいが、B, C, DともS₂の最

大反力はほぼ同じである。

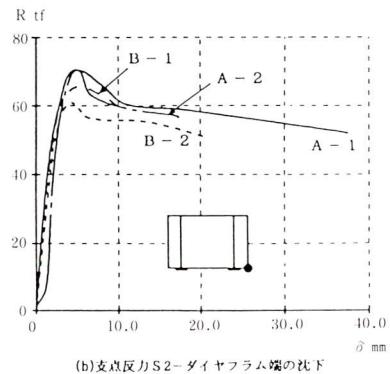
(2) 荷重変形曲線

図-3は、タイプA, Bの、支点S₂の反力の大きさとダイヤフラムの面外変形、およびその反力とダイヤフラム端部の腹板直下の沈下量の関係を示している。これらの図の横軸は、初期たわみの位置を基準とした付加たわみを示している。

タイプA-1とA-2では、面外初期たわみ量に違いがあったが、図-3 (a) では、面外初期たわみが相対的に大きいタイプA-1で、変形がかなり初期の段階から漸増しているのに対し、A-2では、反力が概ね40tfを超えると変形の増加率が大きくなっている。しかし、最大荷重はA-1、A-2ともほぼ同じであり、初期たわみの大きさは、最大荷重や最大反力にはほとんど影響して



(a) 支点反力 S2 - ダイヤフラム中央の面外変形



(b) 支点反力 S2 - ダイヤフラム端の沈下

図-3 支点反力 (S₂) - 変形曲線

表-3 最大荷重と最大反力

タイプ	A 1	A 2	B 1	B 2	C 1	C 2	D 1	D 2
最大荷重 Pmax (ton)	146	18	167	144	195	157	124	144
S ₂ 最大反力 R ₂ (ton)	71	71	66	61	59	64	63	65
S ₃ 最大反力 R ₃ (ton)	51	46	70	50	92	56	56	54
R ₂ /Pmax (%)	49	48	40	42	30	41	51	45
R ₃ /R ₂ (%)	72	65	106	82	156	88	89	83

いない。これは、支点上ダイヤフラムの強度はダイヤフラムパネル全体の挙動よりも、むしろ支点上の局部変形に左右されるためと考えられる。

一方、この図では、斜橋であるタイプBは直橋のタイプAとは極めて異なる曲線を示している。すなわち、斜橋の場合、支点反力に対する変形は、反力の最大値の後もわずかの間だけ増加した後に減少している。前節で述べたように、斜橋の場合、早い段階で支点反力の再配分が起こり、S 2 の反力の大きさは載荷段階の半ばから減少しているが、このことが、ダイヤフラムパネル中央の面外変形の減少を引き起こしたものと考えられる。

図-3 (b) の、支点反力とダイヤフラム端の沈下の関係は、載荷側側パネルのせん断変形を表していると考えられる。この図を見ると、すべてのモデルで、反力は、最大値に達した後に一旦急激に低下しており、その後は変形の増加につれ緩やかに減少している。このことは、反力が最大値に達する付近でダイヤフラムが突然その強度を失ったことを示している。

この図からは、支点上のダイヤフラムパネルの強度や挙動を荷重変形曲線を用いて評価する場合、支点反力とダイヤフラム端の沈下の関係に注目すれば、直橋、斜橋を通じた議論が可能なことを示している。

(3) ダイヤフラムの変形

支点上ダイヤフラムの崩壊を扱った文献⁵⁾によると、ダイヤフラムパネルには、崩壊時に支点付近で局部的な面外変形の波が現れ、また、支点上補剛材はねじり座屈的な挙動を示すことが、解析により予想されている。

写真-3、写真-4は、タイプA-1、B-2の、支点上ダイヤフラムのS 2 側支承近傍の残留変形を示している。

これらの写真より明らかなように、いずれもダイヤフラム下部で局部的な凹凸が現れており、解析により予測された挙動とほぼ同様な変形が見られる。S 2 上の補剛材も、その下部で大きく変形している。これらの補剛材は、ダイヤフラムの裏面（桁の内側）ではこの逆方向に変形しており、崩壊時に支点上補剛材がねじり座屈的な挙動を示すことが確認された。

これらの局部変形は、ダイヤフラムパネルの下端より15~20cm以内の範囲に集中している。また、支点上補剛材の変形が最も大きい位置は、その下端から5~7cm程度のところであった。これらの変形は、いずれも最高荷重に達する前にはほとんど観察されず、図-3の荷重一

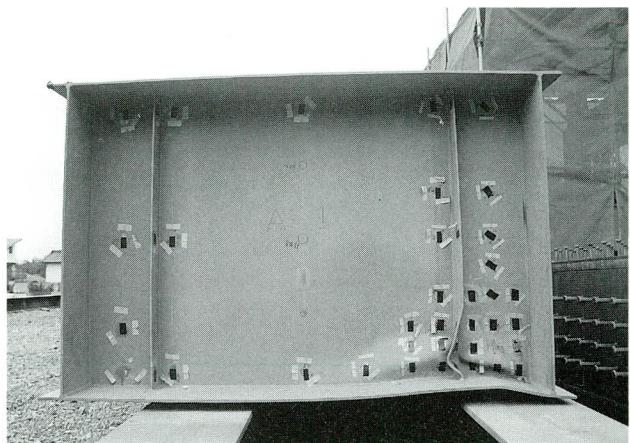


写真-3

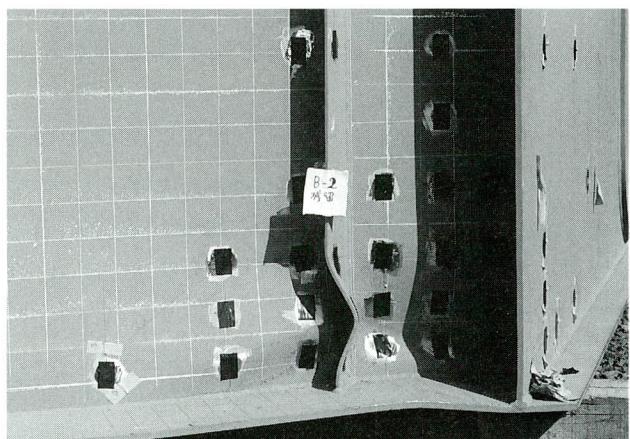


写真-4

変形曲線がピークに達する前後に突然現れた。このことから、ダイヤフラムの強度はこれらの局部変形に支配されていると考えられる。

(4) ダイヤフラムのひずみ

図-4は、タイプA-1、B-1の、ダイヤフラムの主要点における主ひずみの大きさと方向をプロットしたものである。この図は、いずれもS 2 の反力が最大値に達する直前のものである。

この図を見ると、直橋、斜橋いずれの場合も、S 2 側の側パネル下部で大きなひずみが現れていることがわかる。この側パネルでは、下部ほどではないにせよ、上部でもある程度の大きさのひずみが見られる。これら側パネルの主ひずみは、方向が45°方向に傾いており、側パネルではせん断が卓越していることを示している。中央パネルでは、いずれのモデルでもS 2 付近に大きなひずみが見られるほかは、大きなひずみは観察されなかつた。

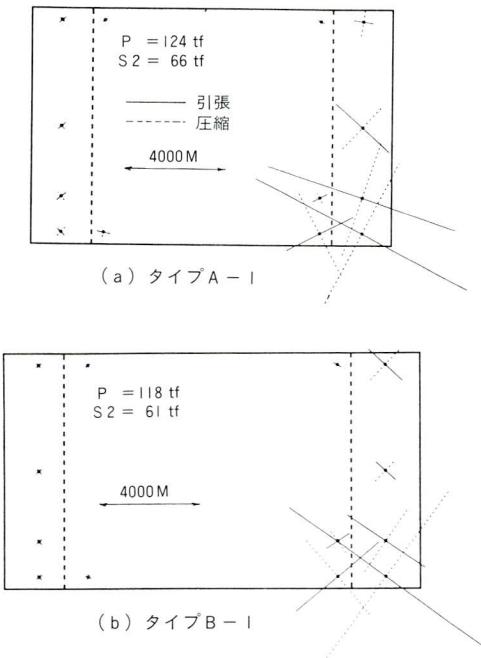
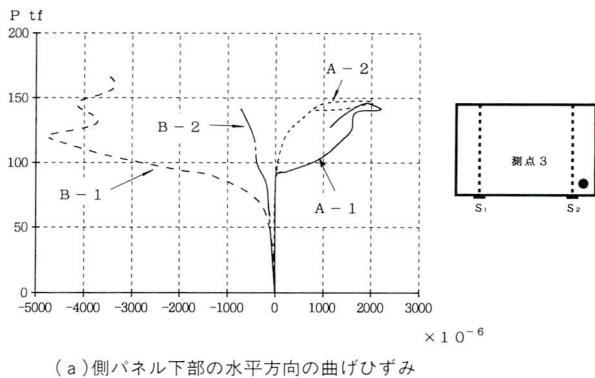


図-4 ダイヤフラムの主ひずみ分布



(a) 側パネル下部の水平方向の曲げひずみ

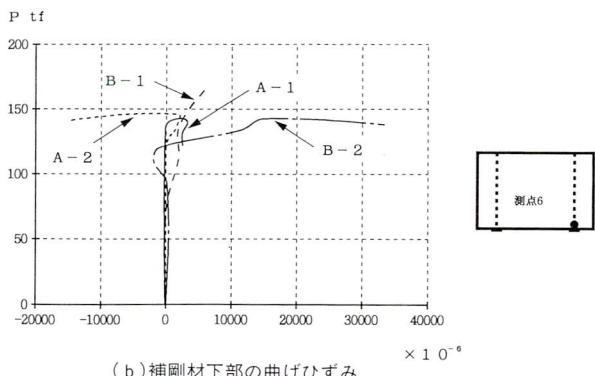


図-5 支点付近の曲げひずみ

図-5は、S2側パネルの中央下端より12.5cmの位置、およびS2上の補剛材の下端から5cmの位置（図中の黒丸の位置）における曲げひずみと荷重との関係をプロットしたものである。

図-5(a)を見ると、タイプAではこの注目点で、始めのうちは面外曲げがほとんど発生していないこと、荷重が100tf近くに達すると突然面外曲げが発生していることがわかる。一方、タイプBでは、50tf付近から曲げひずみが発生しており、かなり早い段階から面外曲げが発生している。

一方、図-5(b)の補剛材下部の曲げひずみは、タイプAの場合、最大荷重の近くまでほとんど発生せず、補剛材の変形が最大荷重の直前で発生したことを示している。斜橋のタイプBの場合、この変形はB-1で70tf付近から、B-2で100tf付近から発生しており、補剛材の曲げも、直橋より早い段階で発生していることがわかる。

5. 実験結果に対する考察

実験で取り上げたすべてのモデルについて、支点上ダイヤフラムは、S2側の支点付近の局部変形を伴って崩壊した。この局部変形のモードは、ダイヤフラムパネルでは、小さな凹凸が複数発生するものであり、また、支点上補剛材については、下端近くでねじれ座屈的な変形を呈している。これらの変形は、いずれも支点S2の反力が最大に達する以前にはほとんど観察されていない。すなわち、支点上ダイヤフラムの崩壊は、これらの局部変形に支配されていると考えてよいと思われる。この崩壊挙動は、数値解析による研究の結果と極めて類似している。従って、支点上ダイヤフラムの設計にあたっては、支点上補剛材のねじり座屈や支点付近の局部変形に対する十分な配慮が必要である。

支点上ダイヤフラムの強度は、桁に作用する荷重の大きさではなく、むしろ、そのダイヤフラムに直接作用する支点反力により評価することが適当である。そこで、支点S2の反力をモデルごとに比較すると、斜橋の場合、直橋に比べ、最大反力で8~14%小さいという結果が得られた。すなわち、斜橋の場合、一つの支点で支持しうる反力は直橋の場合に比べ小さいことになる。

直橋の場合、最大反力は桁に作用する荷重の増加とともに増加し、最大の反力値も最大荷重とほぼ同時に発生していた。しかし、斜橋の場合、この反力は桁としての

最大荷重に達する以前に減少に転じており、支点間の反力の再配分が早い段階で起こっていた。このことは、特に斜橋の場合、一つの支点の崩壊が連鎖的に別の支点の崩壊を起こす危険性が、直橋の場合より大きいことを示している。

一方、この実験からは、支点上ダイヤフラムの崩壊は、支点付近の局部変形によるため、ダイヤフラムパネル全体にわたる面外初期たわみはダイヤフラムの強度にはあまり影響しないことがわかった。

なお、本実験では、斜橋の場合、支点上補剛材は、ダイヤフラム面に垂直ではなく橋軸方向に取り付けられている。このため、柱としての支点上補剛材の断面二次モーメントは、それを垂直に取り付けた場合より小さくなっている。著者らの解析や実験によると、支点上補剛材については曲げ座屈よりもねじり座屈的な挙動が卓越すること、ダイヤフラムの崩壊には側パネルの局部変形が大きく影響していることなどがわかっている。このことから、通常の設計で取り扱っている支点上補剛材の曲げ座屈に対する剛性は、ダイヤフラムの最終的な強度や挙動には極端に大きな影響は与えないと推測されるが、この問題については今後の検討課題としたい。

6. 結 論

この論文では、斜角を有する鋼箱桁の支点上ダイヤフラムについて、特に直橋の場合との相違に注目して、その強度や崩壊挙動を報告した。この実験の結果の範囲内では、直橋と比較した斜橋の特徴として、下記のことが挙げられる。

①支点反力の再配分が早い段階から起り、桁としての最大荷重に達する以前にダイヤフラム部分の反力が減少に転ずる。

②支点上ダイヤフラムの強度を直接表している支点反力は、直橋の場合に比し8~14%小さい。

③支点付近の変形が、早い段階から発生する。

また、直橋、斜橋を通じ、下記のことがわかった。

④支点上ダイヤフラムの強度は支点付近の局部変形に依存し、ダイヤフラムパネル全体、あるいはダイヤフラムパネル中央部の挙動は強度にはほとんど影響しない。

謝 辞

この実験は、松本工場実験室において実施されたものであります。信州大学大学院の福永悦男、同工学部卒研生（当時）の常田和哉の両君には、実験のスタッフとして作業に従事していただきました。著者らはこれらの方々に深く感謝いたします。

〈参考文献〉

- 1) 道路橋示方書・同解説 II鋼橋編、(社)日本道路協会、平成6年2月。
- 2) 鋼道路橋設計便覧、(社)日本道路協会、昭和54年2月(昭和55年8月改訂)。
- 3) 清水茂、梶田建夫、成岡昌夫：連続箱桁における中間支承部の応力状態について、土木学会論文報告集、1978、pp.13-23。
- 4) 金原慎一、清水茂：斜角を有する鋼箱桁の支点上ダイヤフラムの応力性状、構造工学論文集、Vol.39A、1993、pp.1155-1167。
- 5) Shimizu, S.: An Elasto-plastic Large Deflection Analysis on Steel Box Girder Support Diaphragms, Jour. Constructional Steel Research, 1995, pp.191-206.
- 6) 清水茂、吉川薰、金原慎一：斜角を有する鋼箱桁の支点上ダイヤフラムの強度に関する実験、構造工学論文集、Vol.42A、1996、pp.159-170.

1996. 10. 31受付

報 告

縦取り併用の大型トラッククレーン2台の相吊り一括架設（乃木坂陸橋）

Large Block Erection using Coordinated Lifting by Two Truck Cranes with Added Ability for Longitudinal Sliding (Nogizaka Viaduct)

田 中 勉^{*1} 菅 井 衛^{*2} 池 田 浩^{*3}
Tsutomu TANAKA Mamoru SUGAI Yutaka IKEDA

Summary

The Nogizaka Viaduct is a curved three-span continuous box girder bridge (with three main girders), with a steel plate deck. The bridge spans Loop 3, a major local highway. It was designed stressing conservation of the wayside environment.

This paper describes the large block construction of the center span, or solid crossing section, of the bridge. This was accomplished through coordinated lifting by two large truck cranes. This method was adopted because it permitted the work to be performed with minimum of traffic disruption. (Traffic was halted for seven hours each night.)

1. まえがき

補助第5号線乃木坂トンネル等整備工事は、営団地下鉄9号線（千代田線）の建設に伴いトンネル工事を着手したが、排ガス等の公害の問題より環状3号線との立体交差工事が休止状態となっていた。そのため、沿道の環境保全に努めた設計とし、平成6年度後半から再開となった。

本橋は、その立体交差部の橋梁（図-1）であり、下を通る主要地方道環状3号線は交通量が多いため、架設工法の選定は交通規制を最小限にする事を最重要項目とした検討を行い、中央径間の架設に500t吊油圧式トラッククレーン2台の相吊りによる一括架設（縦取り併用）を採用した。

2. 工事概要

(1) 工事概要

工事名： 補助第5号線橋梁鋼けた製作・架設工事
発注者： 東京都建設局 第二建設事務所
工事場所： 東京都港区南青山1丁目～2丁目地内
形 式： 3径間連続曲線鋼床版箱桁（3主箱桁）
橋 長： 73.0m
支 間： 19.7m + 32.78m + 19.7m
幅 員： 8.0m（車道）+ 2×2.0m（歩道）
橋 格： B活荷重（T=25t）
鋼 重： 約450t（階段部含む）

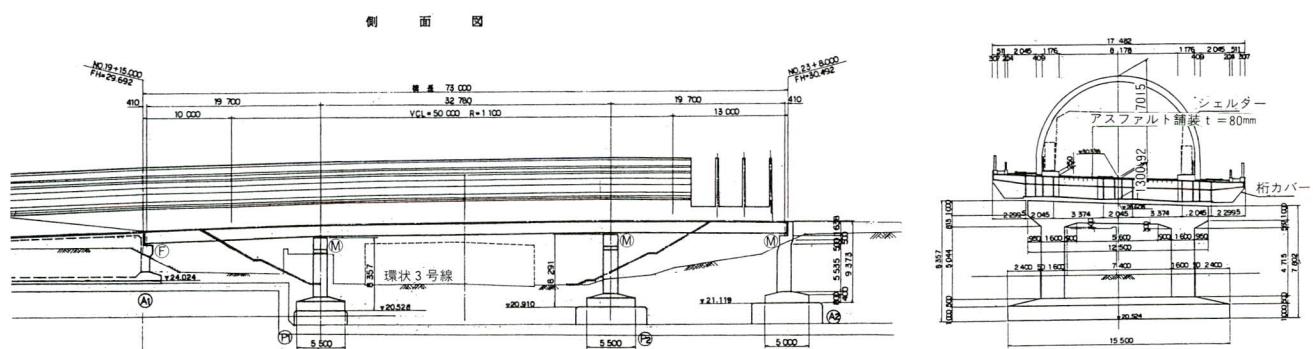


図-1 橋梁一般図

*¹技術本部工事部課長

*²宮地建設工業(株) 橋梁構造事業部工事部次長

*³宮地建設工業(株) 橋梁構造事業部工事部計画第1課

(2) 架設概要

本工事の架設は、まず両側径間の架設をそれぞれ橋台背面から200t吊油圧式トラッククレーンを使用して、トラッククレーンベント工法により行った。次に中央径間の架設を夜間道路を全面通行止めした後に500 t 吊油圧式トラッククレーン 2 台による相吊り一括落とし込み架設により行った。なお、中央径間の桁は、P 2 ~ A 2 側径間の桁上にて地組立を行い、500 t 吊油圧式トラッククレーンの吊り能力のある作業半径内まで自走台車により桁上を縦取りした後に架設を行った。



写真一 | 歩道防護工

3. 架設に伴う協議

通行止めとする道路は都道であり、発注者が道路管理者であるため道路協議は、地元・警察協議が主体であった。

一括架設日の設定として、場所的に深夜でも平日、土日に関係なくタクシーの交通量が大半を占めるため、タクシー利用が少ないと思われる 3 連休の初日とした。

通行止め日時は下記の通りである。

平成 8 年 2 月 10 日(土) 22:00~5:00

(荒天の場合は翌日に延期)

4. 中央径間の架設

(1) 歩道防護工の組立

環状 3 号線には両側に歩道があり、また、架設地点は地下鉄乃木坂駅の出入口となっている。工事期間中、歩行者の安全を確保するため歩道防護工を設置した（写真一）。歩道防護工は、屋根が中央径間架設時の下面添接足場に兼用できる構造とした（デッキプレート敷）。

(2) 支障物の移設

中央径間架設時に支障となるものに関しては、協議し移設してもらった。支障物は下記の通りである。

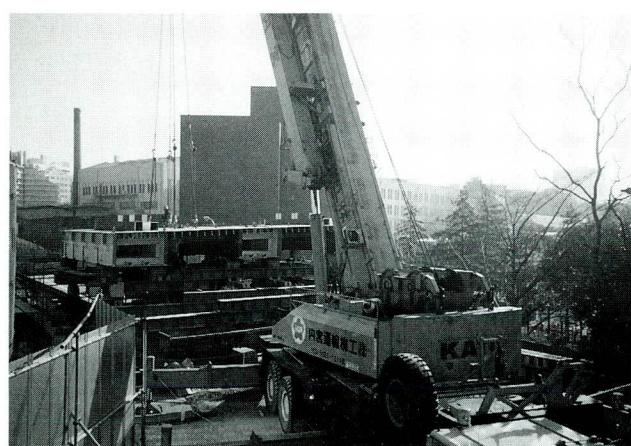
- ① 電話線
- ② ケーブルテレビ通信線
- ③ 車輌感知器
- ④ 電力線

(3) 縦取り設備の組立

桁地組立ヤードとして、P 2 ~ A 2 桁上を使用した。一括架設において、クレーン吊能力の関係で架設桁を道路上に張り出した状態の位置で吊り上げるため、P 2 ~ A 2 桁上に軌条を組み立て、自走台車を設備し対応を図った。

(4) 桁地組立

桁の地組立は、A 2 橋台背面より 120 t 吊油圧式トラッククレーンにて行った。組立は、台車上に行い、随時 P2 側に縦取りしながら行った（写真二）。



写真二 | 桁地組立状況

(5) 架設用クレーン準備工

通行止め時間の短縮のため、500 t 吊油圧式トラッククレーンは、予めヤードにて走行可能な範囲内（本体、ブ

ーム、アウトリガー、カウンター 75 t)まで組み立てた。クレーン組立待機ヤードとしては、P 2 橋脚の脇の用地が使用できた。

(6) 全面通行止め作業

中央径間の架設フローチャートを図-2に、架設要領図を図-3に示す。

1) 500t 吊油圧式トラッククレーンの組立

500t 吊油圧式トラッククレーンの組立は、それぞれ、100t 吊及び45t 吊油圧式トラッククレーンの計2台にて行った。組立の手順は次の通り行った。

- ・昼間作業にてクレーン据付位置のマーキング及び歩道部花壇・フェンス等の撤去
- ・交通規制1時間前までにクレーン組立部材及び組立用クレーンを現場近くの路肩に待機(写真-3)
- ・交通規制完了後、100t 吊油圧式トラッククレーンによる、クレーン調整台(道路縦断勾配調整)及び専用鉄板の据え付け

- ・500t 吊油圧式トラッククレーンを待機ヤードより所定の位置まで移動
- ・センターサポート及びカウンター(110t)と、スーパートップ及びフックの100t 及び45t 吊油圧式トラッククレーンによる組み立て

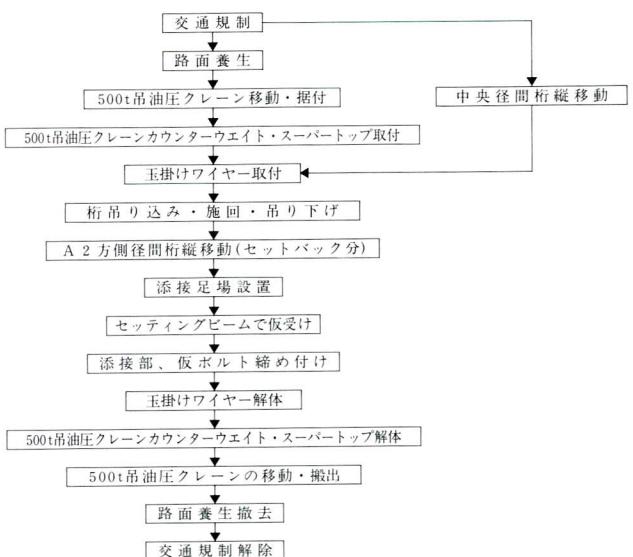


図-2 架設フローチャート

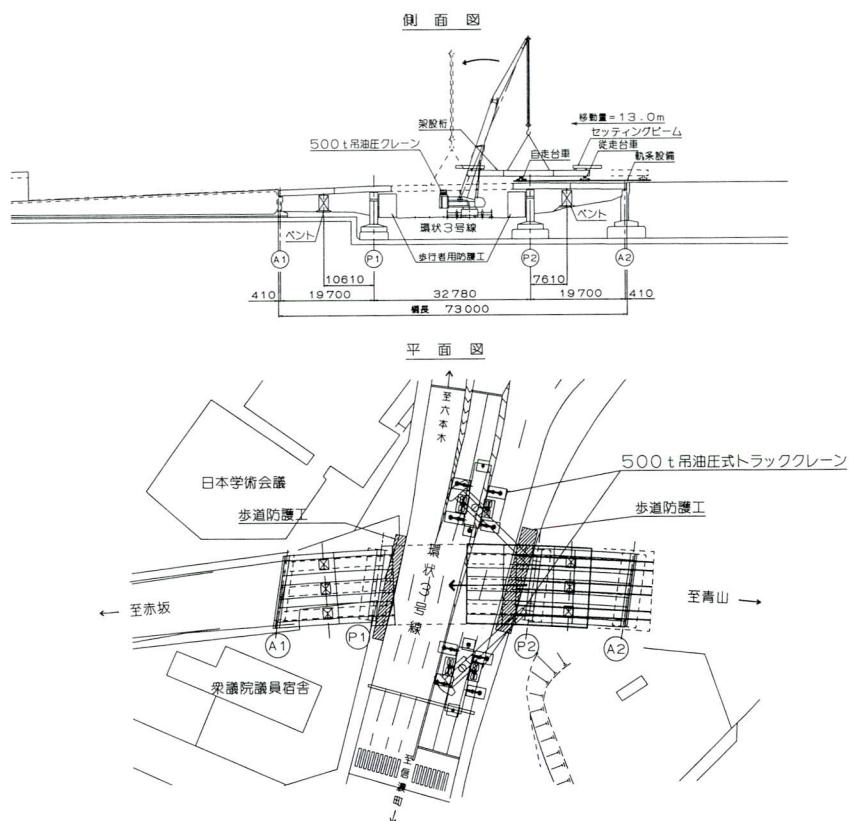


図-3 架設要領図

2) 架設桁の縦移動

クレーン組立の邪魔にならない段階で架設桁を縦移動した ($L=13\text{m}$)。縦移動は、自走台車にて行った (写真-4)。

3) 桁架設

桁架設は、500t 吊油圧式トラッククレーンの2台の相吊りにて行った (写真-5)。吊り方は、1台がG1桁のセンターを吊り、もう1台がG3桁のセンターを吊る橋軸直角方向の相吊りとした (図-4)。架設手順は次の通り行った。

- ・予め玉掛けワイヤーをチェーンブロックの長さを調節して主桁吊金具に取り付けておき、クレーンフックにワイヤー掛け
- ・クレーンオペレーターと合図者が無線にて連絡を取り合い、荷重等の確認をしながら吊り上げ、旋回
- ・所定の位置まで旋回したら、既設の桁と同じ高さまで吊り下げ、P2～A2のセットバック分を戻す（縦移

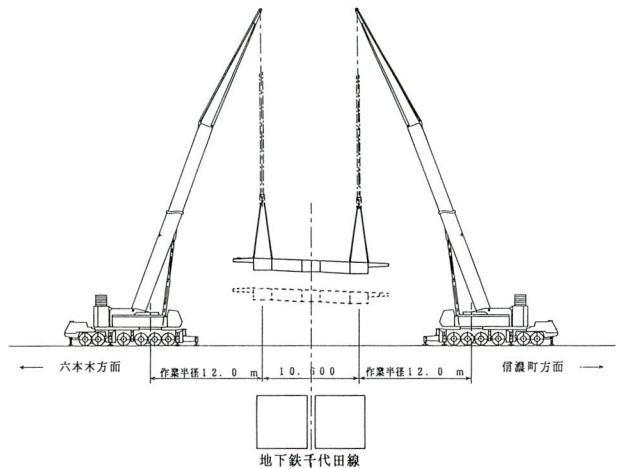


図-4 相吊り断面図



写真-3 交通規制前状況



写真-5 相吊り状況



写真-4 架設桁縦取り状況

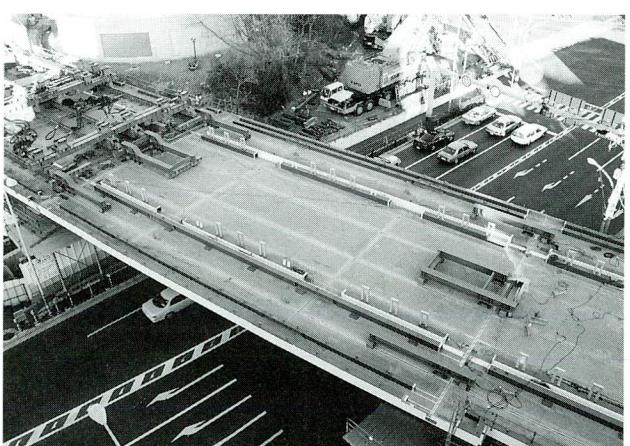


写真-6 架設完了後

表一 I 環状3号線全止め架設時間工程表

作業項目	時刻 所要時間	補助第5号線橋梁鋼け製作・架設工事 環状3号線全止め架設時間工程表							備考
		22:00	23:00	24:00	1:00	2:00	3:00	4:00	
交通止め時間	7時間								P1歩道規制無し
交通規制設置作業	20分								22:00~22:20
路面養生	30分								22:00~22:30
45t吊ラフタークレーン(六本木方)	搬付 10分 解体 10分	45t HC搬入開始						45t HC搬出	搬付 22:00~22:10 解体 4:30~4:40
100t吊油圧クレーン(1号機:六本木方)	搬付 30分 解体 20分	100t HC搬入開始						100t HC解体搬出	搬付 22:00~22:30 解体 4:30~4:50
100t吊油圧クレーン(2号機:信濃助方)	搬付 30分 解体 20分	100t HC搬入開始						100t HC解体搬出	搬付 22:00~22:30 解体 4:30~4:50
500t吊油圧クレーン(1号機:六本木方)	搬付 120分 解体 100分	500t HC搬入開始						500t HC解体搬出	搬付 22:20~24:20 解体 2:50~4:30
500t吊油圧クレーン(2号機:信濃助方)	搬付 120分 解体 100分	500t HC搬入開始						500t HC解体搬出	搬付 22:30~24:30 解体 2:50~4:30
桁移動(L=13.0m)	20分								24:00~24:20
玉掛けセット	10分×2								24:20~24:40
主桁架設	20分								24:40~1:00
添接足場工	30分								1:00~1:30
桁引き込み	30分								1:00~1:30
仮縫めボルト本締め	60分								1:30~2:30
玉掛け解放	20分								2:30~2:50
路面清掃・跡片付け	30分								4:30~5:00
交通規制解除作業	20分								4:40~5:00
備考		△ 10:10 10:11	△ 10:36 10:38	上部構造、側面パネルを除く場合は、500t HC2号機については、搬入時に左の形状に組み込んでおく。					

表一 2 500t吊油圧式トラッククレーン(NK-5000)組立解体内訳表

番号	名 称	数 量	重 量 (t)	現地までの輸送方法	組立順序	組立方法(使用機器)	作業時間帯	組立所要時間	備 考
①	上 部 旋 回 体	1	29.0t	自走で搬入(港区ヤード内)	1	自走	星間作業	4時間 (2台)	アウトリガーボーム
②	クレーンキャリヤー	1	44.8t						
③	ペースブーム	1	40.0t						
⑥	アウトリガーボーム	4	1.5t*4ヶ	10.0t トラック *1台	2	500tクレーン自身で組立	星間作業	2時間 (夜間)	水平調整台
⑥	カウンターウエイト	2	27.5t*2枚	30.0tトレーラー*2台	3				
		1	20.0t*1枚	30.0tトレーラー*1台	4				
⑦	クレーン調整台	1式		10.0t トラック *1台	5	100t吊油圧クレーンで組立 (クレーン本体搬入前にセットしておく)	夜間作業 (30分)	2時間 (夜間) 合計W=110t	車輪
	専用鉄板(アウトリガーダウン用)	8	2.7t*7枚 1.8t*1枚	30.0tトレーラー*1台	6				
⑨	クレーン本体の移動搬付	1	194.8t	クレーン本体が自走する	7				
⑩	センターサポート	2	4.0t*2ヶ	10.0t トラック *1台	8				
⑩	カウンターウエイト	2	15.0t*2枚	30.0tトレーラー*1台	9				
⑩		2	12.5t*2枚	30.0tトレーラー*1台	10	100t吊油圧クレーンで組立 (ボームの取付けと同時作業で行う)	夜間作業 (60分)	2時間 (夜間) 合計W=110t	水平調整台
⑩		1	10.0t*1枚	30.0tトレーラー*2台	11				
⑩		1	20.0t*1枚	10.0t*4枚 15.0t*1枚	12				
⑩		1	25.0t*1枚	搬入時に左の形状に組み込んでおく	13				
⑪	スーパートップジブ(14m)	1	14.0t	20.0tトレーラー*1台	14				
⑫	150t 7車フック	1	2.25t		15	45t吊ラフタークレーンで組立	夜間作業 (60分) (カウンターアーム取り付けと同時作業で行う)	100分 (夜間)	車輪
⑬	ワイヤ繰り込み	1	0.5t		16				
⑭	ワイヤ繰り込み(解体)	1	0.5t		17				
⑮	150t 7車フック(解体)	1	2.25t		18				
⑯	スーパートップジブ(解体)	1	14.0t	20.0tトレーラー*1台	19	45t吊ラフタークレーンで解体	夜間作業 (50分) (カウンターアーム解体と同時作業で行う)	100分 (夜間)	水平調整台
⑰	カウンターウエイト(解体)	1式	185.0t		20				
⑱	センターサポート(解体)	2	4.0t*2ヶ		21				
⑲	クレーン本体の解体移動	1	194.8t		22				
⑲	専用鉄板(解体)	1式	20.7t(8枚)		23				
⑲	クレーン調整台(解体)	1式		10.0t トラック *1台	24	100t吊油圧クレーンで解体	夜間作業 (25分)	2時間 (夜間)	水平調整台
備考									

1) 各機器の搬入は、深夜・早朝にクレーン組立ヤードまで行う。
 2) 解体は、組立と逆の順序で行う。
 3) 連続用トレーラーは、全て低床式を使用する。
 4) クレーン組立ヤードは、事前に全面に鉄板敷きをしておく。
 5) クレーン全装備重量 W≈352.5t(スーパートップ14.0m使用、吊具重量含む)

動は、P 2 橋脚及びA 2 橋台にセットした送りジャッキにて行った)

- ・縦移動後、添接部の足場の組み立て
- ・桁をセッティングビームで仮受けし、仮ボルトにて添接

- ・クレーン荷重を解放し、玉掛けワイヤーの取り外し

4) クレーンの解体

架設完了後、500 t 吊油圧式トラッククレーンは組立手順の反対で解体した。部材は、トレーラー等に積み込み返却し、クレーンは待機ヤードに戻し、後日、昼間作業にて解体した。

表-3 広報の方法

広報の方法	形 状	設置個所	枚 数
立て看板	1500×600	歩道部	17枚
横断幕	6000×850	歩道橋	18枚
港区広報誌			
ラジオ放送	警察に依頼		
チラシ	<ul style="list-style-type: none"> 地元町内会に配付 衆議院議員宿舎 日本学術会議 東京大学生産技術研究所 		

5. 広報活動

全面通行止めを行うに当たり、一般車両に対して、表-3 および図-5, 6, 7 に示す広報活動を行った。

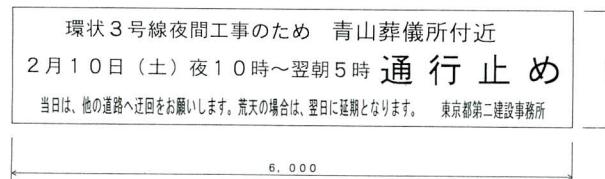


図-6 横断幕レイアウト

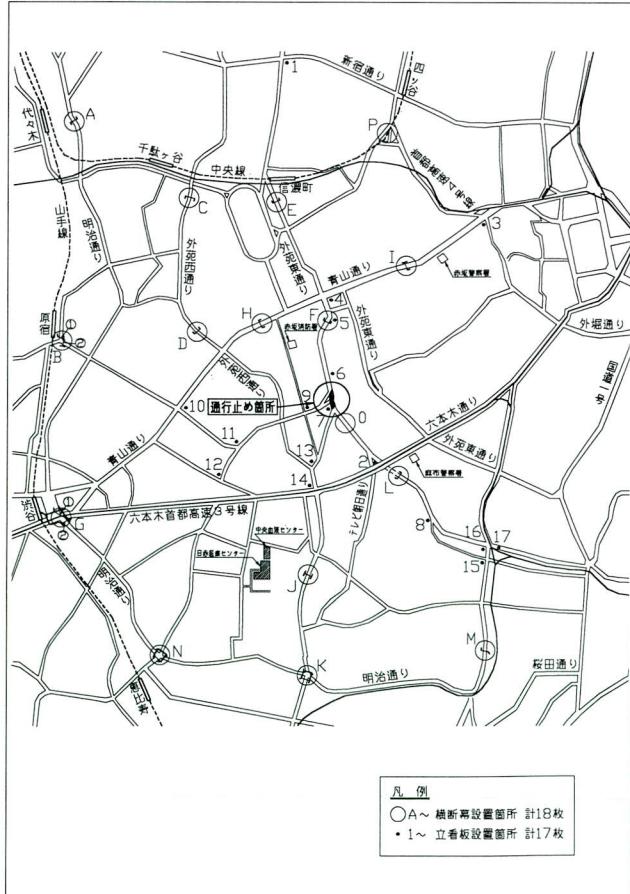


図-5 立て看板及び横断幕設置範囲

環状3号線の交通規制のお知らせ

環状3号線青山葬儀所付近において補助第5号線乃木坂トンネル等整備事業の橋梁鋼けた架設にともない、下記のとおり交通規制を行いますので御協力下さい。

記

1. 場 所 環状3号線青山葬儀所付近
2. 規 制 内 容 全面通行止
3. 日 時 平成8年2月10日(土) 22:00～5:00(日)
(荒天の場合は、翌日に延期となります。)
4. 従 回 路 外苑西通り、外苑東通り
5. 規 制 範 囲



◎お問い合わせ先

東京都 第二建設事務所 工事第一課 03-3774-0328
東京都 第二建設事務所 第一工区 03-3474-0510
作業所 株式会社 宮地鐵工所 03-3403-3419

図-7 チラシ

6. あとがき

現在、都市市街地の架設工事において、工法決定の要因として交通規制に関することが、重要なポイントになっている。

大型のトラッククレーンによる一括架設工法は、一回の通行止めで架設が完了するため、最も有効な工法ではあるが、交通止めに対して時間的制約が付きまとい、タイムスケジュールを細かく設定していく必要性がある。今回の架設においては、仮締めボルトによる添接作業の

時間が多少オーバーしたが、ほぼタイムスケジュール通り行うことが出来た。本工事の特徴であるクレーン2台の相吊り作業では、当初よりブームの旋回及び起伏の同調に懸念があり、実施段階ではわずかな不調和によって主桁が左右に振れる現象が見られた。今後、この対応に工夫が必要と考えられる。

最後に本工事の計画、施工に当たり監督ご指導いただいた東京都建設局第二建設事務所の皆様に深く感謝し、紙上を借りてお礼申し上げます。

1996.10.31受付

グラビア写真説明

西段橋

徳島自動車道は、起点である徳島市から終点の愛媛県川之江市まで東西に貫き、松山自動車道と連結する延長95.4kmの高速道路であり、平成8年現在は徳島IC～脇町IC間が供用されている。

本工事の橋梁形式は、西段橋（橋長237.1m・3径間連続トラス橋）・玉振谷橋（橋長115.5m・2径間連続トラス橋）・吉田谷橋（橋長74.0m・単純トラス橋）・鍋倉谷川橋（橋長163.3m・2径間連続非合成鋼桁2連）である。架設工法は、現地の地形条件・橋梁形式の特徴等を考慮し、西段橋はトラベラークレーンベント工法、玉振谷橋・吉田谷橋はケーブルクレーンベント工法、鍋倉谷川橋はトラッククレーンベント工法を採用した。

本工事場所は徳島自動車道のほぼ中間地点に位置し、「うだつ（税・卯建）」の町として知られる脇町にほど近い。「うだつ」は妻壁の横に張り出した袖壁であり、脇町・南町通りには江戸時代の末期に藍商として栄えた豪商たちの隆盛を象徴する「うだつ」を上げた本瓦葺き塗り込み壁の家並みが続いている。本工事は平成9年2月末完成予定とし進捗中であるが、徳島自動車道全線としては平成11年度開通を目指としており、徳島県及び四国四県の経済発展に寄与し、増え「うだつ」の上がる事を期待されている。

(山根)

扁平非対称逆ローゼ桁の設計・架設（深戸橋）

Design and Construction of a Shallow and Non-Symmetric Deck Lohse Bridge (Fukadobashi Bridge)

阿部 正彦^{*1} 川村 敏朗^{*2} 江川 義広^{*3} 平島 崇嗣^{*4}
Masahiko ABE *Tosirou KAWAMURA* *Yoshihiro EGAWA* *Takashi HIRASHIMA*

Summary

The Fukadobashi Bridge is a deck Lohse arch bridge. The bridge is not tall, because the topography of the construction site imposed a small arch rise relative to arch span. The bridge has steel a stiffening plate girder consisting of four main girders. The bridge was analyzed using a solid model based on the theory of infinitesimal deformation, and a plane model based on the theory of finite deformation. The arch ribs were constructed using a cable crane with inclined stay cables, as is generally used when constructing arch bridges. The spans to the sides of the arch were constructed using a truck crane and the bridge bent method. This paper reports on the design and construction of the Fukadobashi Bridge.

1. まえがき

東海北陸自動車道は、起点である愛知県一宮市から終点の富山県小矢部市まで中部地方を南北に貫き、名神高速道路と北陸自動車道を連結する延長185kmの高速道路で、深戸橋は美並インターチェンジ～八幡インターチェンジに位置する（図-1）。本橋は景観を考慮し、また架橋地点の地形に対し合理的である鋼逆ローゼ形式としている（写真-1）。構造的には、アーチ端支柱をRC構造とし、ヒンジ支承を配すことによって変位量を小さく抑えている。また、補剛桁を連続形式にすることにより走行性の向上を図っている。



写真-1 全景

本文では、こうした特徴をもつ深戸橋の設計、架設について報告する。



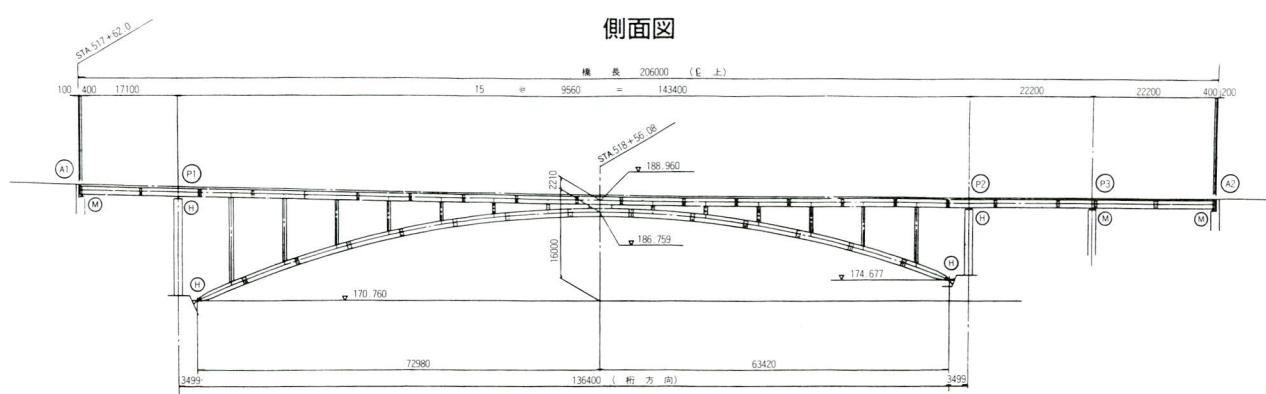
図-1 位置図

*1技術本部設計部設計第三課

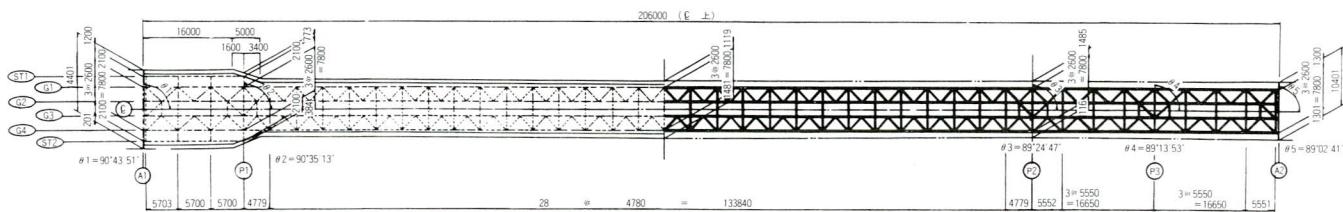
*2宮地建設工業(株) 橋梁構造事業部大阪橋梁構造部作業所長

*3宮地建設工業(株) 橋梁構造事業部大阪橋梁構造部計画課

*4宮地建設工業(株) 橋梁構造事業部大阪橋梁構造部計画課



平面図(補剛桁部)



2. 設計條件

路線名	東海北陸自動車道
道路規格	第1種3級B規格
設計速度	V=80km/h
規格	1等橋 (TL-20、TT-43)
形式	連続補剛桁を有する上路式ローゼ桁
橋長	206.0m
支間割	補剛桁 17.1+143.4+22.2+22.2m アーチ 136.4m
平面線形	R=7000m
縦断線形	i=2.903~1.25%、VCL=300m
横断勾配	2.0%直線
舗装	アスファルト舗装75mm
床版	鉄筋コンクリート230mm
温度変化	-10°C~+50°C
支点移動	考慮しない
設計震度	0.25(橋軸方向、橋軸直角方向)
使用材質	SS400、SM490Y、 SM520、SM570
鋼重	865tf

3. 設計方針

(a) 補剛桁は、経済性より 4 主桁の I 桁を採用してい

断面図

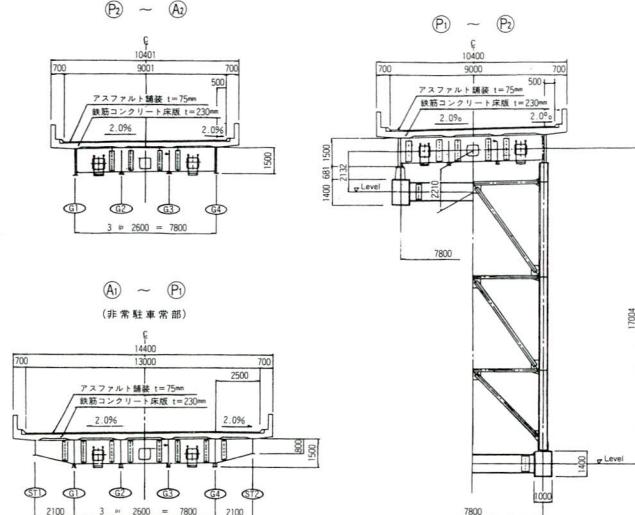


図-2 一般図

る。よって各桁の荷重分配の影響を知るため、構造解析は立体構造モデルにより行った。

- (b) 疲労強度の向上を図るため、

 - 1) 横桁上フランジを主桁面に合わせた。
 - 2) 支柱取り付け部をピン結合とする全体解析とは別に格点拘束の影響を考慮した設計を行った。

(c) 風、地震などの横荷重に対しては、床版剛性を考慮するか否かでアーチと補剛桁の横荷重分担が異なると考えられる。本橋では、床版剛性を考慮した場合としない場合の両方について解析を行い、

支承の設計に反映した。

(d) 本橋では、変位の影響を無視した微小変形理論による影響線解析と変位の影響を考慮した有限変形理論による解析を行い、これらにより断面力を求めた。解析フローを図-3に示す。

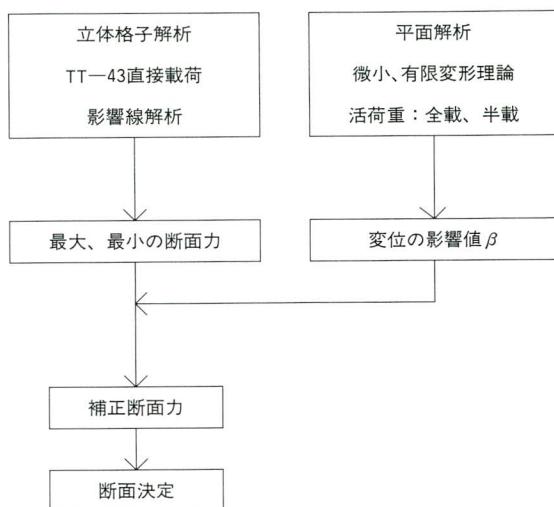


図-3 解析フロー

4. 解析方針

(a) 鉛直荷重については、架設系を考慮する。架設方法は下記のとおりである。

- 1) アーチリブを斜吊り工法で閉合させる。
- 2) アーチクラウン部から橋台に向けて、支柱を建て込みながら架設する。また、側径間部は、ベントを用いたトラッククレーン工法による。

以上の架設順序により、解析モデルはアーチ系と完成系とした(図-4、5)。なお、本橋の場合は補剛桁(I桁)が4本有り、各支点にて支持されている格子構造となっているこ



図-4 アーチ系



図-5 完成系

とから、立体格子モデルによる解析を行った。

(b) TT-43荷重については、立体格子モデルに直接載荷した。

(c) 立体格子モデルによる影響線解析は、微小変形理論により各部材の最大、最小の断面力を算出した。

ところでアーチ橋の場合は、変形が大きいことから変形後の力の釣り合い状態にて断面力を求める必要がある。そのため、平面フレームモデルに死荷重、活荷重を載荷し微小変形理論と 有限変形理論にて解析したのち、その比を求めて変形の影響を考慮した。図-6に示す各部の割増係数βを表-1に示す。

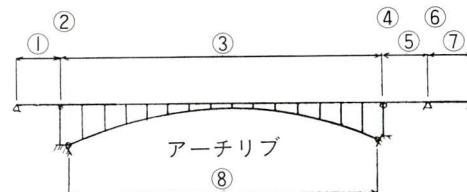


図-6 補剛桁

表-1 割増係数β

β	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
曲げモーメント	1.3	1.3	1.6	1.3	1.3	1.0	1.0	1.0
せん断力	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
軸力	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.05

$$\text{割増係数 } \beta = \frac{\text{有限変形解析}}{\text{微小変形解析}}$$

5. 架設概要

(1) 架設工法の選定

本橋は、架橋条件・地形条件を考慮し、アーチ部は比較的一般的に用いられているケーブルクレーン斜吊り工法を、側径間部はトラッククレーンベント工法を採用した。(写真-2、3)

(2) 架設フローチャート

図-7に架設フローチャートを示す。



写真-2

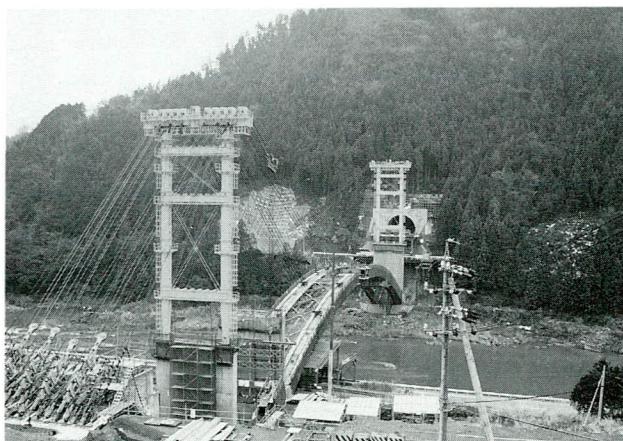


写真-3

(3) 国道・鉄道防護工の組立

本橋のアーチリブ下には国道156号と長良川鉄道が横断しており、またその桁下空間が少ないため、飛散物防止と建築限界の侵害防止対策として、型鋼材とデッキプレートを用いて防護工を設置した。(図-8、写真-4) 組立は国道156号上については2車線を1車線ずつ規制して片側交互通行させながら行った。

また、側径間のA1～P1間の補剛桁下も県道大和美並線が横断しており、ケーブルエレクション設備を組立・解体するときに短期間ではあるが上空を占用するため、ベント材を使用して同様に防護工を設置した。

構造の設計は、屋根材については落下物による衝撃力を、横梁・支柱・プレース材については自重および雪荷重(150kg/cm²)を考慮して行い、使用材料を決定した。

以下に、屋根材の断面決定に使用した荷重(落下物による衝撃力)算出方法を参考に記載する。

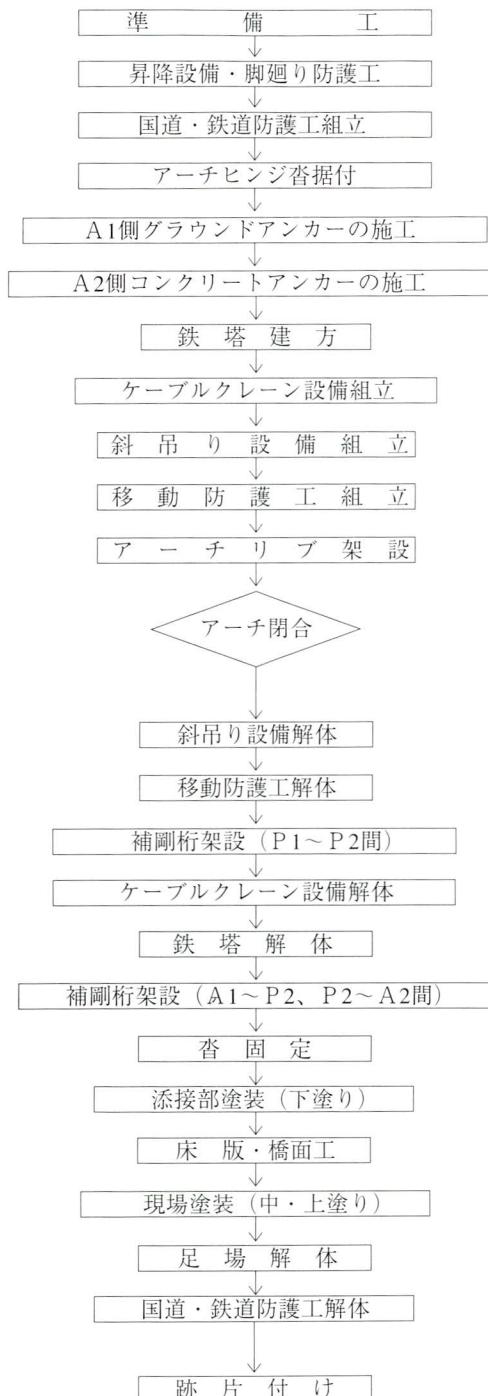


図-7 架設フローチャート

高さ16mより足場板（W=18kg）が落下したと仮定

$$P = W \cdot \frac{\delta}{g} \quad \left[\begin{array}{l} \text{鋼製落石覆工を対象に鋼材倶楽部が} \\ \text{実験により求めた推定式} \end{array} \right]$$

ここに P : 衝撃力 (kg)

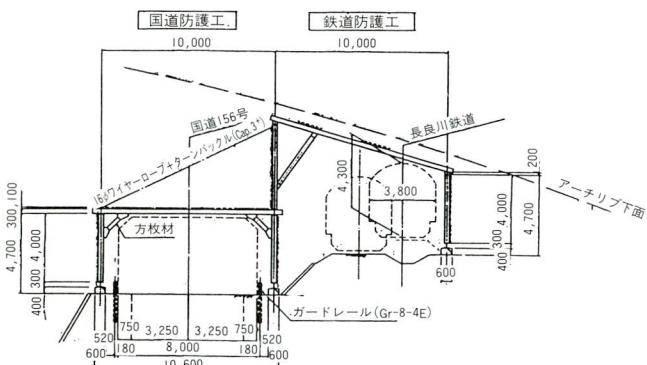
W : 落下物重量 (kg)

δ : 衝撃加速度 (cm/sec²)

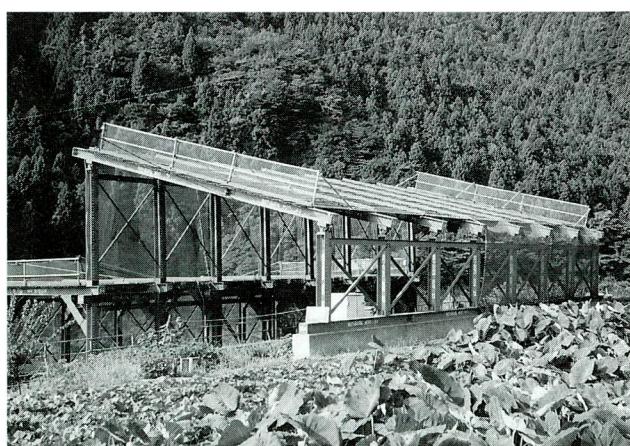
g : 重力加速度 (980cm/sec²)

$\frac{\delta}{g} = 66$ (落下高と衝撃加速度の関係のグラフ
より求めた)

$$P = 18 * 66 = 1,118\text{kg}$$



図一 8 防護工



写真一 4 国道・鉄道防護工

(4) アンカーア

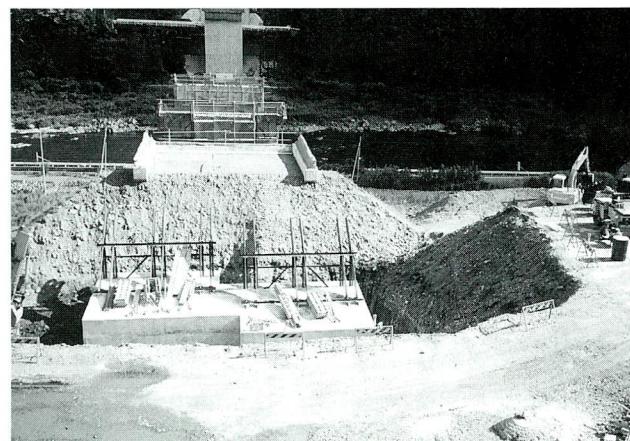
アンカーアは、A 1側グラウンドアンカーア・A 2側コンクリートアンカーアとした（写真一 5）。

グラウンドアンカーアは、SEEEケーブルのF100～F

160を使用し、施工完了後、全てのケーブルアンカーアに対して適正試験もしくは確認試験を行い、十分な安全性を確認した上でこれをアンカーアとして使用した。

グラウンドアンカーアの施工箇所は急斜面で地盤が悪かったため、施工中に県道側へ落石が起きないように、防護フェンスを設置して作業を行った。

コンクリートアンカーアは、底面摩擦力および前面受動土圧・転倒・浮上がりについて検討し、長さ6.0m * 高さ5.0m * 幅6.0mの大きさで土被り1.0mの位置に設置した。



写真一 5 コンクリートアンカーア打設完了

(5) ケーブルクレーンおよび斜吊り設備の組立

1) 鉄塔建方（写真一 6）

鉄塔は、ケーブルクレーンおよび斜吊り両用式門型鉄塔をP1・P3橋脚上に設置した。

組立は両側ともにトラッククレーンを用いて行った。

2) ケーブルクレーン設備の組立（写真一 7）

一般橋梁の場合、ケーブルクレーンの運搬索の張渡しについては、パイロットロープをワイヤーブリッジ上に伝わせて引込んでいき、徐々に太径ワイヤーロープに盛替えていくのが通常の方法として行われている。

しかし本現場の場合、先に述べたようにアーチリブ間と国道および鉄道との空間がないため、地形条件上、ワイヤーブリッジの施工が困難であった。

また、長良川はこの時期が鮎釣りのシーズンでもあったため、河川を占用使用することができなかった。

そこで、本工事ではこの条件をクリアするために、ワイヤーロープにバックテンションをかけた状態で引込みができるアンリーラーを新規に製作し、これを用いてワイヤーロープの引込みを行った。

運搬索張渡し後、巻上げ索・往行索を繰込んでウインチにセットし、ケーブルクレーン設備組立完了後、労働基準監督署の落成検査を受検した。

3) 斜吊り設備の組立

斜吊り設備は、主桁斜吊り位置から鉄塔上を介してアンカー位置で固定する方式をとした。

1主構当たり2系統の斜吊り設備で、各々のアンカー定着部にはアーチ形状を微調整する調整装置をセットした。

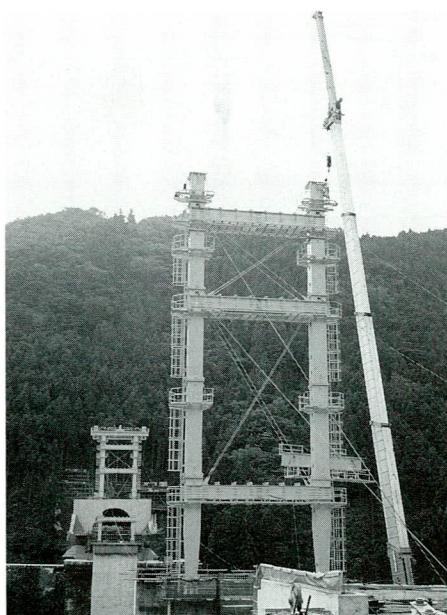


写真-6 鉄塔建方



写真-7 ケーブルクレーン設備組立

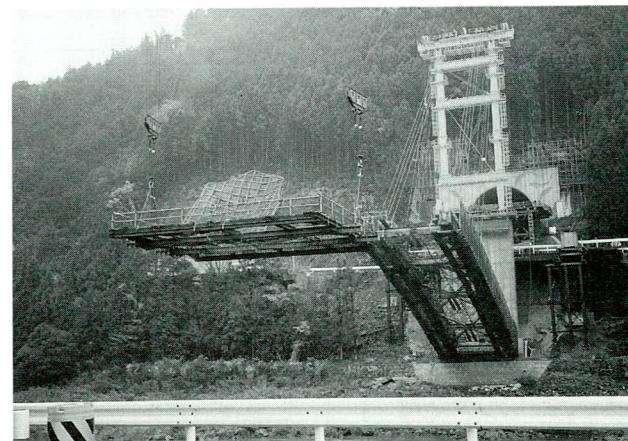


写真-8 移動防護工 ケーブルクレーンによる移動

(6) 移動防護工の組立

本工事ではワイヤーブリッジの施工ができないので、アーチ部架設時の落下物防止対策として移動防護工を設置した。

これは、アーチ部の添接および足場組立をこの上で作業できるようにした作業床で、足場組立完了後、ケーブルクレーンの相吊りにより移動し、架設完了したアーチに取付けてある吊金具に固定する構造とした。

(7) アーチリブ架設

アーチリブの架設はケーブルクレーンにより吊込み架設し、添接・HTB本締め完了後に斜吊り索を取り付けを行い、順次斜吊り索を盛り替えながら架設していく（図-9）。

本橋のアーチリブは偏平な構造となっていたため、最終先端の斜吊り索のほかに1つ手前の斜吊り索も残して

アーチの形状保持を計り、閉合部材の架設を行った。

(8) 補剛桁の架設

補剛桁の架設はアーチ部についてはケーブルクレーン、両側径間については鉄塔解体後にトラッククレーンを用いて架設した（図-10）。

補剛桁は格子桁で、アーチ支材で受けているのはG1～G4桁のうち両外のG1・G4桁だけという構造系であったため、架設は4主桁を地組立してブロック毎に架設を行った。

6. あとがき

本橋は、風光明媚な長良川に位置しており、設計に際し景観を考慮した橋梁形式の選定および付帯設備の計画を行っている。橋梁形式においては、当初扁平アーチ橋の剛性を高めるため、鋼スパンドレルプレースドアーチ

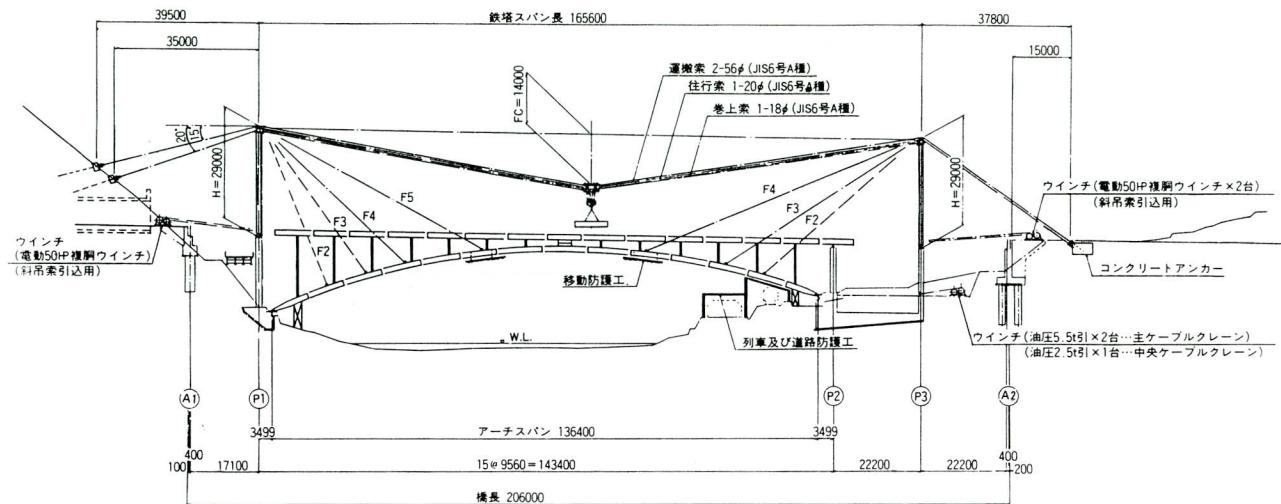


図-9 アーチリフの架設

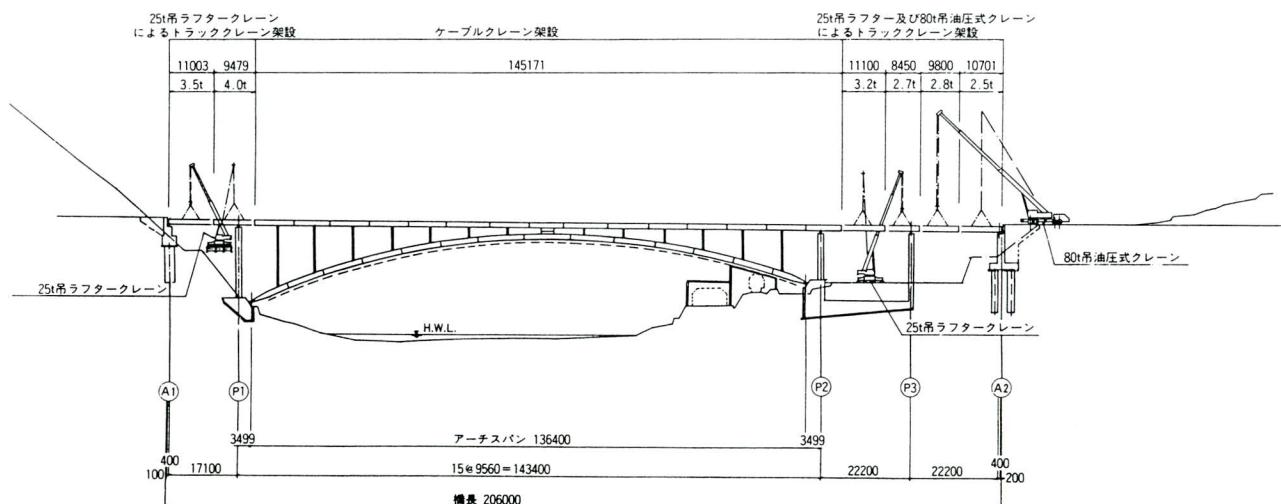


図-10 補剛桁の架設

として計画されていたが、斜材が錯綜するイメージを嫌い、斜材をなくしてかわりにアーチ端支柱をRC構造とすることによって変形量を抑えた構造とした。

また、工事に際しては梅雨時の大雨によるA1側斜面の崩落で工事着工に遅れが生じたり、アーチ閉合直前に

阪神大震災の余波に見舞われたりと、さまざまな悪条件にさらされたが予定期間に無事故・無災害でしゅん功を迎えられた。

1996. 10. 31受付

報 告

ゴム支承を使用した鋼桁の支承付近における応力分布性状について

Stress Distribution around a Rubber Bearings for a Steel Girder

鳥 越 弘 行*
Hiroyuki TORIGOE

Summary

The stress distribution around a rubber bearings used to support a plate girder for a short- or medium-span steel railway bridge can be influenced by the dimensions and form of the end stiffener and the thickness of the upper shoe (sole plate). This paper reports on such stress distribution as investigated through static loading tests.

1. まえがき

鋼鉄道橋において、中小支間の鋼プレートガーダー桁等の支承に使用される材料としては鋼製支承（線支承、ソール・ベッドプレート支承）が主であつたが、最近ではゴムの物理的特性を生かしたゴム支承が使用されるようになってきている。

東日本旅客鉄道株式会社（以下JR東日本と称す）では、田沢湖線の改良に伴う中小支間鋼桁にゴム支承を採用し、JR東日本で作成した「設計標準の手引き」¹⁾を基本として設計された。JR東日本では、このゴム支承の現場での採用は初めてであり、ゴム支承を使用した場合の鋼プレートガーダー支承部付近の桁本体に発生する応力、アンカーボルトの水平力に対する耐力等の試験・研究を実施し、その実験結果等の概要是「ゴムシューを用いた鋼鉄道橋の載荷試験」²⁾として土木学会年次学術講演会で発表されている。

当社は、JR東日本より上記試験工事を受注し、静的載荷試験を施工したが、その中で、ゴム支承を使用した場合に鋼桁支承付近の応力集中状態に関係するソールプレート（上シュー）の厚さ、特に端補剛材形状寸法の影響について、静的載荷試験結果を踏まえて判明した事項を報告する。

2. 試験体

試験体は、JR東日本田沢湖線の鋼上路プレートガーダー桁（支間=16.0m、最大反力=88.3tf）をモデルとして試験体を作製した。また、ゴム支承もモデル桁と同構造・寸法で、簡易な低価額タイプを使用した。

（1）試験桁

1) 試験桁その1

試験桁その1は、支間=3.0m、桁高さ=0.45mと静的載荷試験可能な縮少モデルとして1体製作した。ただし、下フランジプレート幅および厚さ（1-pl. 400×16mm）、腹板厚さ（t=12mm）はモデル桁と同程度の寸法を適用して鋼材はS M490材を使用した。

端補剛は、一方の支点上には一般に使用されている1列の端補剛材（2-pl. 125×13mm）、他の支点上に複数列の端補剛材（4-pl. 125×13mm）を配置した。

2) 試験桁その2

この試験桁は、試験桁その1を使用して、旧支承近くに新支点部を追加し、新たに端補剛材（2-pl. 180×15mm）を取り付けた試験桁として、端補剛材の寸法の差による応力集中度合を比較判定出来る様にした。

*技術本部 参与

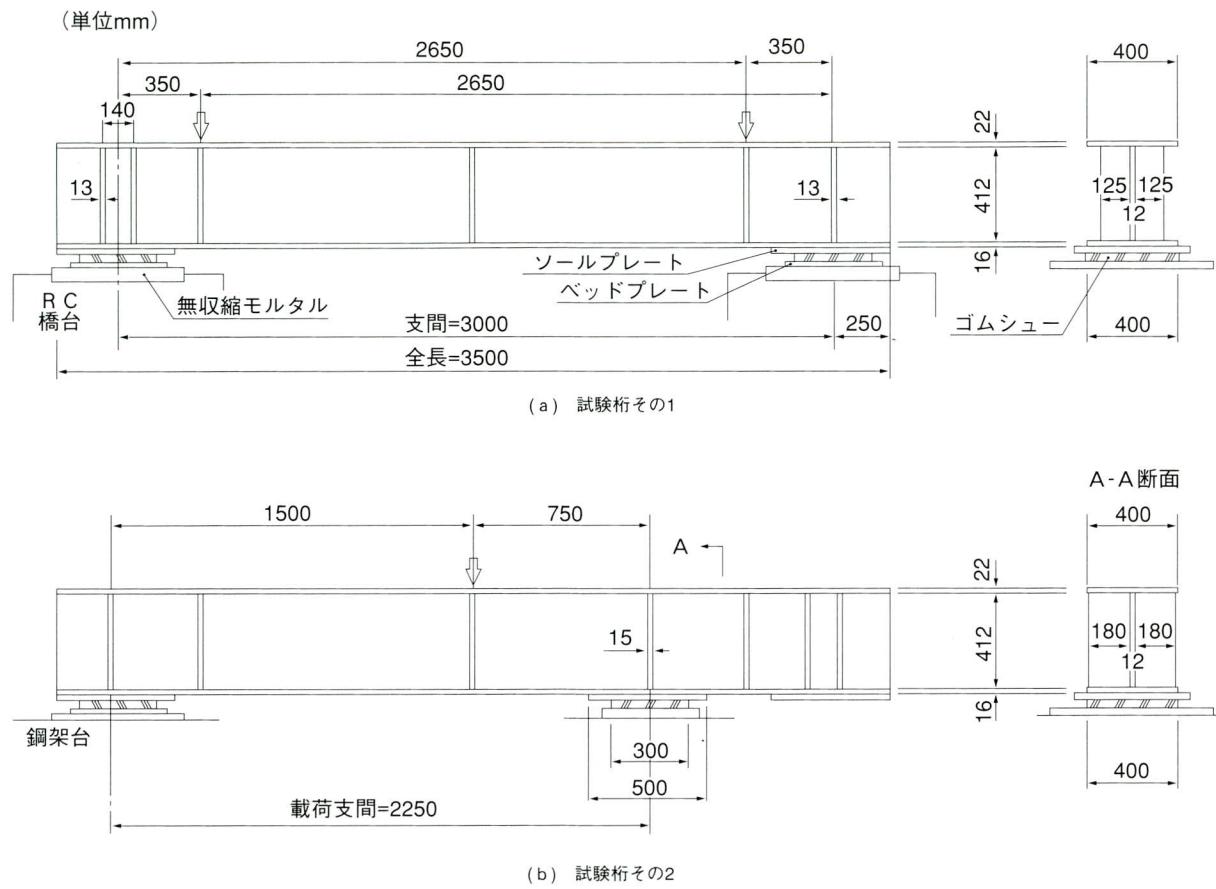


図-1 試験桁の概要

(2) ゴム支承部

ゴム支承部は、モデル桁と同構造形式・形状寸法の支承を使用した。

1) ゴムシュー本体

ゴムシュー寸法は30cm×40cm×37mm（ゴム層有効厚14mm×2層）の被服タイプのクロロブレンゴムシューを使用した。ゴム材料の主たる試験成績値を表-1に示す。

表-1 クロロブレンゴム材料試験成績表

試験項目	試験値	試験方法
静的せん断弹性率	8.2kgf/cm ²	JIS-K-6386-6
硬度	51度	JIS-K-6301-5
引張伸び(老化前)	620%	JIS-K-6301-3
引張伸び変化率	-11.3%	JIS-K-6301-3

2) 上下の鋼シュー

上シューはソールプレート方式で、厚さは「設計標準」³⁾に規定されているゴムシュー用の厚さ t = 50mm (28+22

mmで対応) と、鋼シュー用の厚さ t = 28mmの2種類とし、HTBボルトを用いて取り付け、交換して使用可能とした。上シュー下面には、ボルト頭がゴムシューに触らない様にザグリをいれている。

下シューは厚さ t = 22mmのベッドプレート方式である。

3. 試験方法

試験は、試験桁両側支点にゴムシューを配置し、1点載荷の静的載荷試験とした。載荷位置は調査支点側の支承部にモデル桁と同じ最大設計反力 (R = 88.3tf)、および同じ支点回転角が得られる位置とした（図-1 参照）。

ひずみゲージを試験桁の支承部付近の端補剛材、腹板、下フランジに取り付け載荷時の応力挙動を計測することとした。

また、ゴムシューとソールプレートの間に、感圧紙を挿入し支圧力分布状況を確認することとした。

(1) 試験桁その1試験

試験桁その1の載荷試験は、JR東日本・東京工事事務所・亀戸試験室の試験機を使用して実施した。別途製作したRC橋台上に試験桁をセットし、ベッドプレート下に無収縮モルタルを注入して、架橋現場と同じ条件とした(図-1(a)参照)。

ひずみゲージ貼り付け個所を図-2に示す。

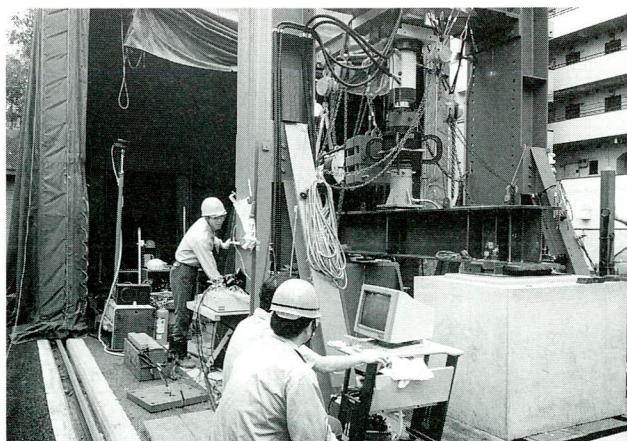


写真-1 試験状況(その1)

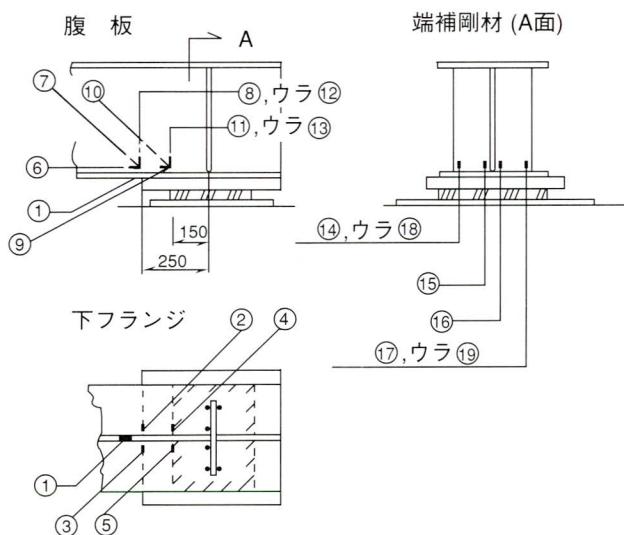


図-2 試験桁その1.ひずみ計測位置

(2) 試験桁その2試験

試験機の都合により、試験桁その2の載荷試験は宮地鐵工所千葉工場試験室のフレーム載荷試験機を使用し、鋼製台の上にベッドプレートを直接セットして載荷試験を実施した(図-1(b)参照)。

ひずみゲージ貼り付け個所を図-3に示す。

ゴム支承を使用した鋼桁の支承付近における応力分布性状について

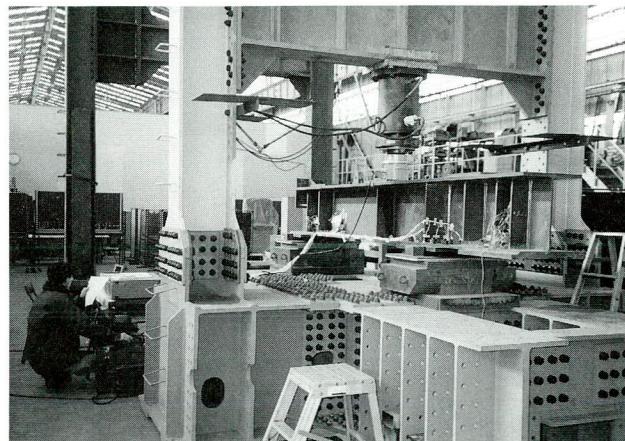


写真-2 試験状況(その2)

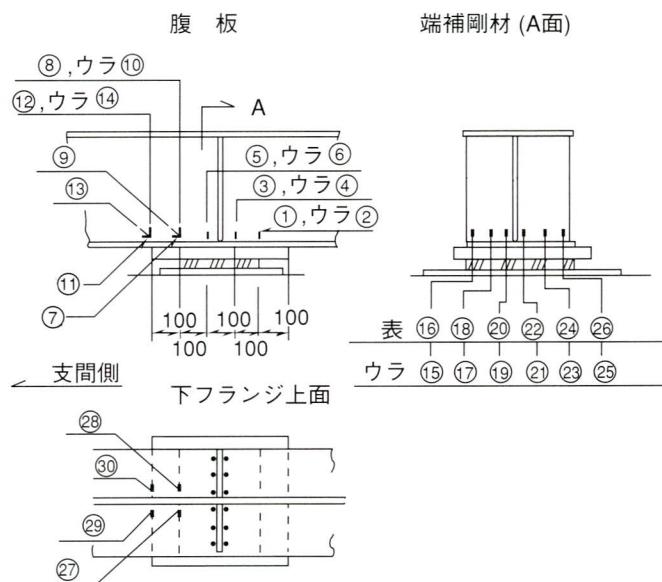


図-3 試験桁その2.ひずみ計測位置

4. 試験結果

(1) 試験体その1試験結果

試験体その1試験は、モデル桁の端補剛材寸法(2-pl. 135×13mm)を適用し一定にして、ソールプレート厚・端補剛材複数列・鋼シューとの比較を目的にしている。主要各点の載荷荷重100tf(支点反力約88.3tf相当)の場合の計測値(最大値)を比較して表-2に示す。

腹板下端および端補剛材外側下端に非常に大きいひずみが計測されている。端補剛材をフランジ外縁(ゴムシュー外縁)近くまで達する形状寸法にすれば、この集中応力は緩和されると考えられ、試験体その2の試験を実施した。

表一2 載荷荷重100tf時の最大ひずみ計測値 (μ)

ひずみ計測箇所		試験種別	ソールプレート $t=28\text{mm}$	ソールプレート $t=50\text{mm}$	ソールプレート $t=28\text{mm}$ (端補剛材複数列)	ソールプレート $t=28\text{mm}$ (鋼シュー使用)
下フランジ下面 (橋軸方向)	ソールプレート前面 ①	503	460	362	310	
	ソールプレート前面 ②	-275	-296	-156*	-338	
腹板下端 (橋軸直角方向)	下フランジ上面 ③	-194	-240	-127*	-251	
	ソールプレート前面 ④	-515	-658	-82*	-498	
	ソールプレート前面 ⑤	-85	-266	-70*	204	
	ソールプレート 前面 水平 ⑥	267	284	1296*	-201	
	ソールプレート 前面 45° 鉛直 ⑦	-937	-985	-1248*	-1257	
端補剛材下端	ソールプレート 前面 鉛直 ⑧	-126	-234	-396*	-384	
	ソールプレート 前面 水平 ⑨	179	212	339	456*	
	ソールプレート 前面 45° ⑩	-938	-940	-3678*	-1442*	
端補剛材下端 外縁端部	ソールプレート 前面 鉛直 ⑪	-360	-418	-718*	-1292*	
	ソールプレート 前面 水平 ⑫	-1347	-1098	-2475*	-1226	
	ソールプレート 前面 水平 ⑬	-1061	-966	-1370*	-1146	
	ソールプレート 前面 水平 ⑭	-3095*	-1710	-1778*	-1292	
	ソールプレート 前面 水平 ⑮	-1513*	-1088	-1150*	-1098	

注 ; *は部材が残留変形を生じていることを示す。

ゴムシュー面の支圧応力分布状態は、ソールプレートとゴムシュー間に感圧紙を挿入して確認している。

ソールプレート $t = 28\text{mm}$ 使用における中央載荷荷重100tf時(支点反力50tf時)のシュー面支圧分布状況を例として、感圧紙感圧状態を写真-3に表示する(写真中、左側固定支点は端補剛材2-pl. 125×13、右側可動支点は端補剛材4-pl. 125×13使用)。

支圧分布は、橢円形状で中央部が大きく、幾分支間中央側に偏して分布している。また、最大支点反力時(88.3tf)の平均支圧応力度(支点反力/ゴムシュー面積)以上の分布面積は60~70%であり、鋼シュー使用の除き他の試験では殆ど同じであった。

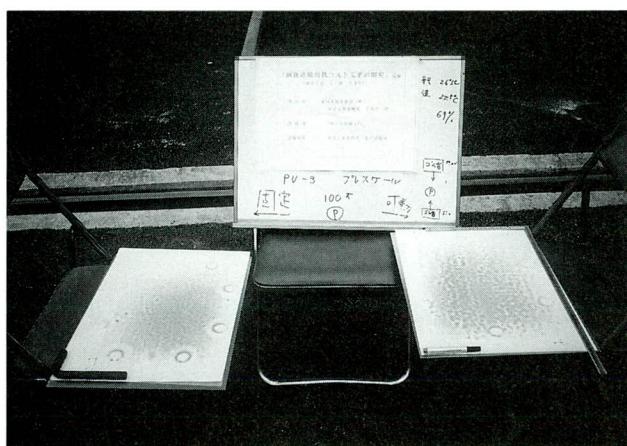


写真-3 感圧紙による支圧応力分布その1

(2) 試験体その2 試験結果

鋼桁支承部付近試験結果(端補剛材形状酢寸法が2-pl. 180×15mmの場合)をソールプレート $t=28$ 、 50mm を比較して、載荷荷重132tf(支点設計荷重88tfに相当)時の応力を

下記に示す。局部応力は表裏2枚のゲージ計測ひずみより、軸応力(面内応力; kgf/cm²)に換算して表わしている。

1) 端補剛材下端部応力分布

端補剛材下端部応力分布は、図-4に示す様に端補剛材外側でかなり大きく、腹板寄りで小さい値を示している。

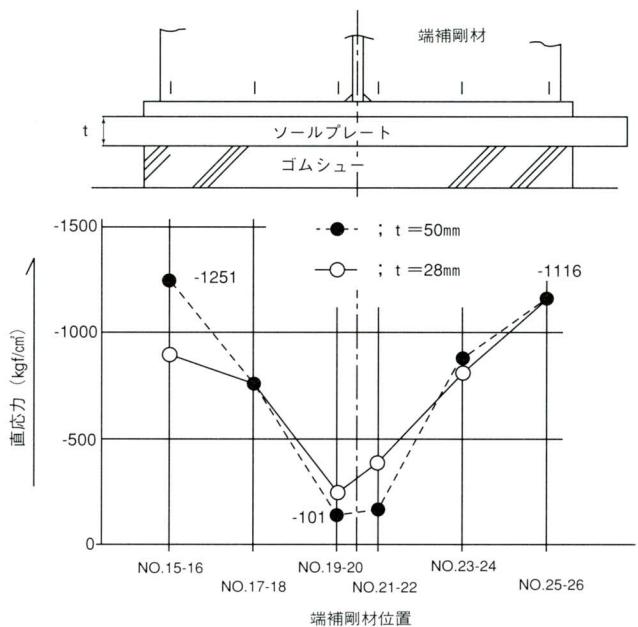


図-4 端補剛材下端 直応力分布

ソールプレート $t = 28\text{mm}$ (以下 $t = 28\text{mm}$ で示す) の場合と比較して $t = 50\text{mm}$ の場合の応力は、端補剛材外側端部が大きく、内側(腹板寄り)で小さくなる傾向がある。ただし、その差は微小である。

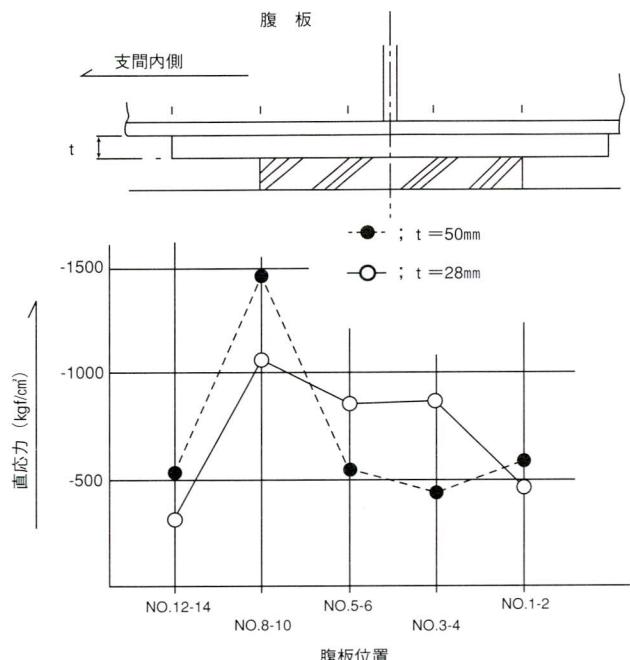
2) 腹板下部直応力分布

腹板下端部応力分布は図-5に示す様に、ゴムシュー支間側端部直上(NO.8-10)に集中する。その局部応力の値は、a)における端補剛材外側端部と殆ど同等の大きい値を示している。 $t=50\text{mm}$ の場合の応力分布は、 $t=28\text{mm}$ の場合と比較してゴムシュー支間側端部直上(NO.8-10)の集中が大きくて、中間部上では小さくなる傾向があるが、ゴムシュー直上部の平均応力として考えれば(加重平均すれば)ほぼ同じである。

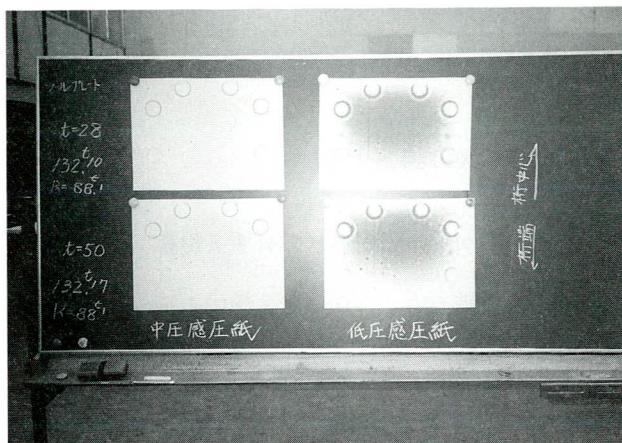
また、上記個所の腹板下端部45度方向に大きい応力集中がみられた。この場合は、ゴムシュー支間側端部直上部(NO.9)よりソールプレート支間側端部直上部(NO.13)が大きくなっている(応力度が大きいのは、当該個所の水平せん断応力が影響している)。

試験体その2試験のゴムシュー支圧分布計測は、低圧

および、中圧感圧紙2枚を同時使用した試験とした。支点反力88.3tf時の最高支圧応力度は中央部で146 kgf/cm²と、平均支圧応力の約2倍の値が観られた。



図一5 腹板下端 直応力分布



写真一4 感圧紙による支圧応力分布その2

5. 考察

このゴムシューを使用した鋼プレートガーダーの試験結果から、下記事項が推察される。

(1) 端補剛材の形状寸法の影響

鋼桁端補剛材の脚長は、下フランジ外縁(ゴムシュー外側端部)近く迄伸ばした構造の方が、鋼桁支承部付近の

ゴム支承を使用した鋼桁の支承付近における応力分布性状について

応力集中度が小さい。端補剛材外端と下フランジ外縁との間隔が大きい場合は、鋼桁支承部付近各部の応力集中度が非常に大きくなる。

(2) ソールプレートの厚さ

ソールプレートの厚さ $t = 28, 50\text{mm}$ 場合の鋼桁支承部付近の応力集中度合は、殆ど同じで若干 $t = 28\text{mm}$ の方が良い傾向がある(端補剛材の脚長を、下フランジ外縁近く迄伸ばした構造の場合)。

(3) 端補剛材と支点腹板部の支点反力分担割合

支点反力分担割合は、下記のように推定される。またこれは、ソールプレート幅縦横比になっている。

端補剛材	約 55 %
支点部腹板	約 45 %

6. あとがき

本試験を踏まえて、JR東日本においては、ゴムシューを使用した田沢湖線の改良に伴う中小の鋼プレートガーダーに、以下の構造を採用している。

①下フランジおよび端補剛材の幅はゴムシューの幅と同程度とし、有効断面積は端補剛材断面積の1.3倍をこえないものとする。

②ソールプレートは、上記に示す構造細目を採用した場合、厚さを28mmとする。なお、防錆を考慮し、亜鉛メッキを施す。

本試験工事は、JR東日本建設工事部構造技術センター、東北工事事務所の御指導の下に、JR東日本東京工事事務所試験室、(株)BMC、東京ファブリック工業(株)等の関係者の皆様方に御協力頂きました。誌面を借りて深く感謝致します。

〈参考文献〉

- 1) 鉄道構造物等設計標準の手引き(鋼・合成構造物)
：東日本旅客鉄道会社・1995.4
- 2) 菅野谷、工藤、荒：「ゴムシューを用いた鋼鉄道端の載荷試験」、土木学会第51回年次学術講演会、1996.8
- 3) 鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物)
：運輸省鉄道局監修、1992.10
1996.10.31受付

各種橋脚断面形状の耐荷力の検討（その2）

Examination of Loads Withstood by Bridge Piers with Various Sectional Forms (Part 2)

能登宥愿* 林暢彦**
Hiroyoshi NOTO Nobuhiko HA YASHI

Summary

Even in the field of steel bridge construction, technology has recently been changing more remarkably than ever. This technological innovation involves diverse areas, from planning to construction. Bridge design, in particular, is entering a new era when bridges are designed by harmonizing the designer's concept with the landscape considerations of local residents.

Bridge piers, which are parts of bridges in urban areas, and the main towers of long suspension bridges, regarded as symbols of the community, create strong visual impact. This paper discusses two issues with respect to bridge piers of differing sectional forms.

One is various sectional forms of bridge piers, the characteristics of the methods of manufacturing the piers, and evaluating the performance of piers with various sectional forms.

The other is the relationship between the sectional form of a bridge pier and the ductility due to load capacity under sustained load and repeated loading during earthquakes after buckling has occurred. A mechanical examination of this relationship is very important.

This paper presents a study on bridge piers with rectangular, octagonal, circular, rounded rectangular and trapezoidal sections.

1. まえがき

最近、設計者のデザインに対するコンセプトが、地域の人々の景観に対する要求と融和するかたちで、橋をデザインする時代に移行している。橋は都市部、海岸部、田園部、山間部等いろいろな場所に架けられるが、そこにはそれぞれが持つイメージがあり、橋の形、色彩を広い意味で周囲とマッチさせるデザインがなされる。

橋の一部を構成する市街地の橋脚、シンボル的な長大吊形式橋梁の主塔等は特に視覚的なポイントとなる。

柱の各種断面形状とその製作方法の主要な点は、鋼板の曲率の付け方、鋼板の組立方とその順序、溶接方法と品質の確認である。

力学的観点からは、柱の断面形状が持続荷重下の静的耐荷力および地震時の繰り返し荷重下の脆性的破壊に対するダクティリティの保有にどのように関与しているかを調べることが重要である。

そこで、ここでは柱の断面に着目し、矩形、八角形、二隅円弧付き矩形（梁側二隅円弧コーナーと梁反対側二隅円弧コーナー）、四隅円弧付き矩形、円形、台形を選定する。但し、報告文（その1）¹⁾では前4断面を対象とし主に静的耐荷力（単調載荷による）を扱った。本論文で

は四隅円弧付き矩形、円形、台形断面の静的耐荷力および矩形、八角形、四隅円弧付き矩形断面のダクティリティ（繰り返し載荷による）について扱うものとする。

論文の構成は、最初に柱断面の景観面からの形状選定、次に各断面の製作、静的耐荷力、ダクティリティとする。

2. 断面形状の特長と製作

(1) 景観面からの断面形状の有する特長

橋は地域環境の中で目立つ構造物であり、特に橋脚はランドマーク的な役割が大きいこと、また配置的に横荷重に対して多大な抵抗力を必要とすることから、力学的に合理的でおかつ景観的に優れた演出効果のある形状が選定されなければならない。

1) 四隅円弧付き矩形断面

矩形断面は基本的な形状で、鋼製橋脚が施工された当初から数多く用いられている。それだけにかなり人の目に慣れた形状で信頼感・安定感があるが、近距離で目に触れる市街地では、直方体を基調とした構造物と共に重苦しさ、堅さを感じさせる。このような市街地の中での四隅に曲面を設けた柱は、通行者に親しみと安らぎを与

* 技術本部先行技術研究室長

** 技術本部先行技術研究室

える。これは直平面と曲平面のバランス、曲平面の持つ柔らかさによるものと思われる。

2) 円形断面

橋脚断面の形状は昔から矩形とこの円形が最も多い。しかし、市街地の構造物は圧倒的に直角のコーナーを有する直線で構成されたものが多い。その構造物で囲まれた歩道を歩いている時、柔らかい曲面に出会うとほっとすることがある。これは曲面が持つ特性であると思われる。

3) 台形断面

台形断面は外側が狭い辺で絞り込まれる形状となっているため、スレンダーでかつモダンなイメージを人々に抱かせる。また、光による陰影によってさらにその効果を助長している。

(2) 製作

ここでは製作技術の中で、各種断面形状の鋼板相互の溶接部の開先、断面変化の板厚逃げ、寸法押さえ、組立について述べる。

1) 四隅円弧付き矩形断面

大断面の脚は、直平面2面を上下2つの円弧コーナー付きの浅い船底型の間にダイアフラムを介して組み立てる。基本的に板厚変化を外逃げとする。この場合は、断面寸法が一定であれば箱内のダイアフラムは同一寸法に製作することができる。但し製作の上からなかなか難しいが、外側に板厚変化することが嫌われる場合、例えば光の照射によって変化していることが目立ちそれ自身困るときは、内逃げにすることがある。これは近景で見る都市内の高架橋に稀にある。

角溶接はないが、その替わりに板同士の突き合わせ溶接がある。板厚にもよるが、溶接量を減らし溶接変形を抑えることから、K開先をとることが多い。

また柱の長手方向にキャンバーを付けることはほとんどないが、付ける場合は設計時点での配慮が必要である。

2) 円形断面

2枚の鋼板をローラーベンディングにより各々半円筒状の曲面をもたせる。片側の半円筒にダイアフラムを取り付け、もう一方の半円筒をかぶせる。縦リブは必要に応じ挿入するものとする。半円筒相互の溶接は板厚にもよるが、溶接量を減らし溶接変形を抑えることから、K開先をとることが多い。

3) 台形断面

断面構成は、直角ではない角度をもって配置されたウ

エブの間にフランジを挟む形で角合させをする。基本的に板厚変化を外逃げとする。この場合は、断面寸法が一定（等断面）であれば箱内のダイアフラムは同一寸法に製作することができる。但し例外的に、外側に板厚変化することが嫌われる場合、例えば光の照射によって変化していることが目立ちそれ自身困るときは、内逃げにすることがあるが、この場合ダイアフラム寸法は変化する。

これは近景で見られる都市内の高架橋に稀にある。

角溶接は板厚にもよるが、溶接量を減らし溶接変形を抑えることから、一般的に内側（挟まれる側）にくる板にK開先をとることが多い。

3. 構造解析

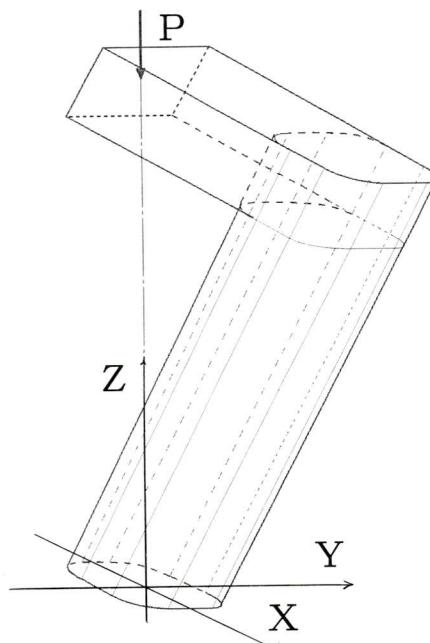
(1) 構造モデル

柱の断面形状は次の3タイプとする。

- ①四隅円弧付き矩形断面
- ②円形断面
- ③台形断面

構造モデルは今後の載荷実験を考慮し、L型梁付き柱とする。また荷重の載荷位置、支持位置は局所的な変形を避けるために剛性の高いシェルを使用した。

（図一1参照）



図一1 構造モデル

(2) 設計条件

- ①断面積一定（縦補剛材算入しない） $A=53.19\text{cm}^2$
フランジ、ウェブ厚 $t = 4.5\text{mm}$
- ②縦補剛材の有無と剛度
標準補剛材 $pl\ 35 \times 4.5\ I=6.43 > Ir_e=5.03\text{cm}^4$
補強補剛材 $pl\ 55 \times 6\ I=33.27 > Ir_e=6.26\text{cm}^4$
- ③幅厚比パラメータ： R_f

$$R_f = b/t \sqrt{\{(\sigma_y/E)(12(1-\mu^2)/\pi^2 k)\}}$$
 b：板幅, t：板厚, σ_y ：鋼材の降伏点,
 E：ヤング係数, μ ：ポアソン比,
 k：座屈係数(両端支持=4.0, 補剛板=4n²)
 細長比パラメータ： λ

$$\lambda = Kh/r \{1/\pi \cdot \sqrt{(\sigma_y/E)}\}$$
 K：有効座屈長係数 (= 2.0),
 h：柱高, r：断面2次半径

⑤隅角部の補強

補強範囲は梁幅の1/2とし、板厚は次の通りとする。

$$\begin{array}{ll} \text{ウェブのみ} & : tw = 14\text{mm} \\ \text{ウェブ, フランジ共} & : tw = 14\text{mm} \quad tf = 14\text{mm} \end{array}$$

⑥降伏時の荷重とそのときの変位 P_y, δ_y の定義

$$\begin{aligned} P_y &= \sigma_y / \{(ab/c - az/c) / Z + (b/c) / A\} \\ A &: \text{断面積} (= 53.19\text{cm}^2), Z: \text{断面係数}, \\ a &: \text{梁の長さ} (= 65.0\text{cm}), b: \text{柱高} (= 130.0), \\ c &: \text{斜辺長} (= 145.0\text{cm}), \\ z &: \text{局部座屈の生じる位置} (= 25.0\text{cm}) \end{aligned}$$

ここでは、 δ_y は応力の最大値が降伏点に達したときの荷重方向（Z方向）の変位を示す。

⑦荷重載荷

静的なZ方向の圧縮（部材がL型のため曲げと軸圧縮としての）載荷とする。

表一I 幅厚比パラメータ

	補剛材	b	t	k	Rf
四隅円弧	無し	29.55	0.45	4	1.168
	有り	29.55	0.45	16	0.584
円形	無し	—	0.45	—	—
台形	無し	35.11	0.45	4	1.387
	有り	35.11	0.45	16	0.694

表一II 細長比パラメータ

	r	K	h	λ
四隅円弧	12.065	2.0	130.0	0.232
円形	13.301	2.0	130.0	0.210
台形	13.150	2.0	130.0	0.213

(2) 解析条件

- ①弾塑性、大変形解析
- ②フォン・ミーゼスの降伏条件
- ③降伏応力はひずみ速度依存性を考慮しない
- ④加工硬化係数 = 0.0
- ⑤等方硬化則：単調荷重載荷
移動硬化則：繰り返し荷重載荷

(3) 解析結果

報告文（その1）では、縦補剛材の突出幅方向のメッシュ分割は1要素であったが、剛度の評価を確認するために、3分割した。モデルは矩形断面で隅角部ウェブ・フランジ共補強で縦補剛材を有するもので、1要素のものをC4FWSY、3要素のものをC4FWSYTとし、荷重は単調載荷とした。

結果を比較すると、荷重一変位曲線は1要素の方が荷重が僅かに大きいがほぼ同形状であり、値は次の通りである（括弧内は3要素を示す）。

$$\begin{aligned} P_{max} &= 32.397 \text{tf} & : Z\text{方向変位} \delta &= 7.4\text{mm} \\ & & (32.140) & & (7.4) \\ Pe &= 16.613 \text{tf} & : & & \delta_e = 32.0\text{mm} \\ & & (16.204) & & (32.0) \end{aligned}$$

突出幅を3要素に分割すると最大耐荷力で0.8%、 $\delta = 32.0\text{mm}$ の耐荷力で2.4%の減少である。このことから3要素に分割すれば多少剛度は低下するが、有意な差とはならないので、今回の解析は原則として突出幅を1要素にするものとする。

1) 単調載荷による静的耐荷力

四隅円弧付き矩形断面

a. 隅角部ウェブ・フランジ共補強で縦補剛材無しモ

デル

・C4RFWSN

$$P_y = 22.674 \text{tf} : Z\text{方向変位} \delta_y = 3.4\text{mm}$$

$$P_{max} = 29.86 \text{tf} : \delta = 5.7\text{mm}$$

$$20\text{mm}\text{変形時} Pe = 18.03\text{tf} : \delta_e = 20.1\text{mm}$$

荷重方向変位 $\delta=22.7\text{mm}$ のとき梁下端から275mm(支点から925mm)の位置で梁側フランジ幅全体が半波長でXの負の方向(梁の有る側)にコーナー部の位置を変えずに最大18mm位膨れ(フランジ幅の約1/18)、さらに隣接のウェブも膨れている。半波長の局部座屈は無補剛板の場合に生じ、座屈形状としては象の脚座屈の様相を呈している。ちなみにダイアフラムは支点から500,1000mmの位置にある。(図-2 a参照)

b. 隅角部ウェブ・フランジ共補強で縦補剛材有りモデル

・C4RFWSY

$$Py=22.674 \text{ tf} : Z\text{方向変位 } \delta_y = 3.4\text{mm}$$

$$P_{max}=34.18 \text{ tf} : \delta = 8.2\text{mm}$$

$$20\text{mm} \text{変形時} Pe=26.33\text{tf} : \delta_e=20.3\text{mm}$$

荷重方向変位 $\delta=24.7\text{mm}$ のとき梁下端から300mm(支点から900mm)で梁側フランジがフランジ幅の全体の凹みを含めて中心線を対称に2つの半波長で最大24mm凹み、隣接するウェブは板幅中心まで膨らむ。これは縦リブが局部座屈を拘束していることによると思われる。(図-2 b参照)

・C4RFWSYT(リブ突出を3要素に分割)

$$Py=22.674 \text{ tf} : Z\text{方向変位 } \delta_y = 3.4\text{mm}$$

$$P_{max}=33.91\text{tf} : \delta = 8.3\text{mm}$$

$$20\text{mm} \text{変形時} Pe=25.72\text{tf} : \delta_e=20.1\text{mm}$$

荷重方向変位 $\delta=24.9\text{mm}$ のとき梁下端から300mm(支点から900mm)で梁側フランジがフランジ幅の全体の凹みを含めて中心線を対称に2つの半波長で最大25mm凹み、隣接するウェブは板幅中心まで膨らむ。これは縦リブが局部座屈を拘束していることによると思われる。

リブの突出幅を3要素に分割することにより、剛度が多少低くなり、ダイアフラム間でリブの変形が僅か増加したものと思われる。(図-3 参照)

c. 隅角部ウェブ・フランジ共補強で所要の5倍の縦補剛材有りモデル

・C4RFW5SY

$$Py=22.674 \text{ tf} : Z\text{方向変位 } \delta_y = 3.4\text{mm}$$

$$P_{max}=35.65\text{tf} : \delta = 9.0\text{mm}$$

$$20\text{mm} \text{変形時} Pe=30.02\text{tf} : \delta_e=20.1\text{mm}$$

荷重方向変位23.6mmのとき梁下端から250mm(支点から950mm)で梁側フランジがフランジ幅の中心線を対称に2つの半波長で最大11mm膨らみ隣接するウェ

ブ板幅中心まで膨らむ。本モデルは所要剛度の縦補剛材付きモデルと比べてフランジの中心線の局所的な凹みが少ないとため、全体的な凹みとなっていない。(図-2 c 参照)

② 円形断面

直径Dを板厚で除した値 $D/t = 83.6$ で、鋼管(SS400)が降伏点まで局部座屈を起こさないための最大径厚比は100である。

a. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で縦補剛材無しモデル

・CCFWSN

$$Py=21.415 \text{ tf} : Z\text{方向変位 } \delta_y = 3.1\text{mm}$$

$$P_{max}=31.98 \text{ tf} : \delta = 6.3\text{mm}$$

$$20\text{mm} \text{変形時} Pe=20.90 \text{ tf} : \delta_e=20.2\text{mm}$$

荷重方向変位23.6mmのとき梁下端から250mm(支点から950mm)で梁側の円弧が最大14mm位膨らみ、軸方向は局所に限られ典型的な象の脚座屈現象を呈している。(図-2 d 参照)

③ 台形断面

a. 隅角部ウェブ・フランジ共補強で縦補剛材無しモデル

・CTFWSN

$$Py=22.999 \text{ tf} : Z\text{方向変位 } \delta_y = 3.7\text{mm}$$

$$P_{max}=26.39\text{tf} : \delta = 4.3\text{mm}$$

$$20\text{mm} \text{変形時} Pe=11.48 \text{ tf} : \delta_e=20.3\text{mm}$$

荷重方向変位23.6mmのとき梁下端から375mm支点から875mm)の梁側フランジで最大30mm位鋭角のコーナーが弱点となるよう全体的に凹んでいる。隣接するウェブは半波長で最大25mm位鈍角コーナーに向かって減少するように膨らんでいる。局部座屈する位置は他の断面形状の柱と比べて軸方向には梁下端から下に移動している。(図-2 e 参照)

b. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で縦補剛材有りモデル

・CTFWSY

$$Py=22.999\text{tf} : Z\text{方向変位 } \delta_y = 3.7\text{mm}$$

$$P_{max}=33.43 \text{ tf} : \delta = 6.7\text{mm}$$

$$20\text{mm} \text{変形時} Pe=20.50 \text{ tf} : \delta_e=20.0\text{mm}$$

荷重方向変位 $\delta=24.5\text{mm}$ のとき梁下端から300mm(支点から900mm)で2つの半波長で最大27mm位膨らんでおり、無補剛断面に比べて縦補剛材で拘束されていることがよくわかる。縦補剛材を付けることにより、 P_{max} が27%上昇している。(図-2 f 参照)

c. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で所要の5倍の縦補剛材有りモデル

・ CTFW5SY

$$P_y = 22.999 \text{ tf} : Z\text{方向変位 } \delta_y = 3.6 \text{ mm}$$

$$P_{max} = 34.30 \text{ tf} : \delta = 7.1 \text{ mm}$$

$$20 \text{ mm} \text{変形時 } P_e = 22.60 \text{ tf} : \delta_e = 20.1 \text{ mm}$$

荷重方向変位 $\delta = 28.3 \text{ mm}$ のとき梁下端から300mm(支点から900mm)で2つの半波長で最大25mm位膨らんでおり、無補剛断面に比べて縦補剛材で拘束されていることがよくわかる。縦補剛材の剛度を5倍にすることにより、 P_{max} が3%上昇している。(図-2 g参照)

2) 繰り返し載荷に対する耐荷力

繰り返し載荷を行う断面は報告文(その1)の矩形、八角形と今回対象の四隅円弧付き矩形断面とする。繰り返し荷重の履歴は圧縮側(プラス側)順次 $1\delta_y$ 、 $2\delta_y$ 、 $3\delta_y \cdots n\delta_y$ とし、引っ張り側(マイナス側)に $-1\delta_y$ を間に挟む、履歴1)にする。

但し、()内は単調載荷とする。

① 矩形断面

a. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で縦補剛材有りモデル

・ C4FWSY

$$P_y = 22.234 \text{ tf} : Z\text{方向変位 } \delta_y = 3.7 \text{ mm}$$

$$P_{max} = 1.467 P_y = 32.61 \text{ tf} : \delta = 2.083 \delta_y = 7.3 \text{ mm} \\ (32.40) \quad (7.4)$$

$$20 \text{ mm} \text{変形時 } P_e = 21.62 \text{ tf} : \delta_e = 21.0 \text{ mm} \\ (20.01) \quad (20.5)$$

矩形断面の P_{max} では、単調載荷も繰り返し載荷もほとんど有意差はないが、劣化域 $7\delta_y$ では繰り返し載荷の方が9%位大きい。(図-4 a参照)

② 八角形断面

a. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で縦補剛材無しモデル

・ C8FWSN

$$P_y = 21.468 \text{ tf} : Z\text{方向変位 } \delta_y = 3.4 \text{ mm}$$

$$P_{max} = 1.522 P_y = 32.666 \text{ tf} : \delta = 2.321 \delta_y = 7.9 \text{ mm} \\ (31.579) \quad (7.6)$$

$$20 \text{ mm} \text{変形時 } P_e = 20.08 \text{ tf} : \delta = 20.5 \text{ mm} \\ (20.49) \quad (20.2)$$

本断面は局部座屈が生ずる範囲を最適メッシュ検査した。その結果報告文(その1)のメッシュをさらに2分割にすることが適當と判明したので、今回

は2分割することとした。

ひずみ硬化の影響で繰り返し載荷の最大耐荷力が単調載荷の3.5%増となるが、終局時にはほとんど有意な差はない。(図-4 b参照)

③ 四隅円弧付き矩形断面

a. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で縦補剛材有りモデル

・ C4RFWSY

$$P_y = 22.674 \text{ tf} : Z\text{方向変位 } \delta_y = 3.4 \text{ mm}$$

$$P_{max} = 1.545 P_y = 35.039 \text{ tf} : \delta = 2.314 \delta_y = 7.9 \text{ mm} \\ (34.180) \quad (8.2)$$

$$20 \text{ mm} \text{変形時 } P_e = 28.72 \text{ tf} : \delta_y = 20.6 \text{ mm} \\ (26.33) \quad (20.3)$$

ひずみ硬化の影響で繰り返し載荷の最大耐荷力が単調載荷の2.5%増、終局時には9%増になり、劣化勾配も多少ゆるくなる。但し、量的には僅かな差である。(図-4 c参照)

④ 円形断面

a. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で縦補剛材有りモデル

・ CCFWSN

$$P_y = 21.415 \text{ tf} : Z\text{方向変位 } \delta_y = 3.1 \text{ mm}$$

$$P_{max} = 1.516 P_y = 32.463 \text{ tf} : \delta = 2.43 \delta_y = 7.5 \text{ mm} \\ (31.98) \quad (6.3)$$

$$20 \text{ mm} \text{変形時 } P_e = 21.114 \text{ tf} : \delta_y = 20.7 \text{ mm} \\ (20.90) \quad (20.2)$$

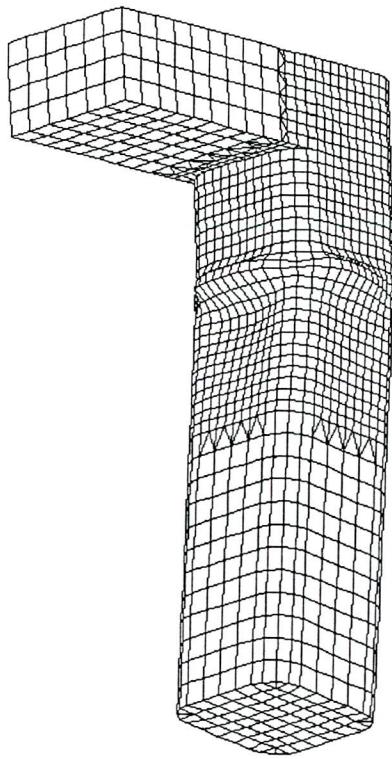
ひずみ硬化の影響で繰り返し載荷の最大耐荷力が単調載荷の1.5%増、終局時には1%増になるが量的には僅かな差である。(図-4 d参照)

4. 考察

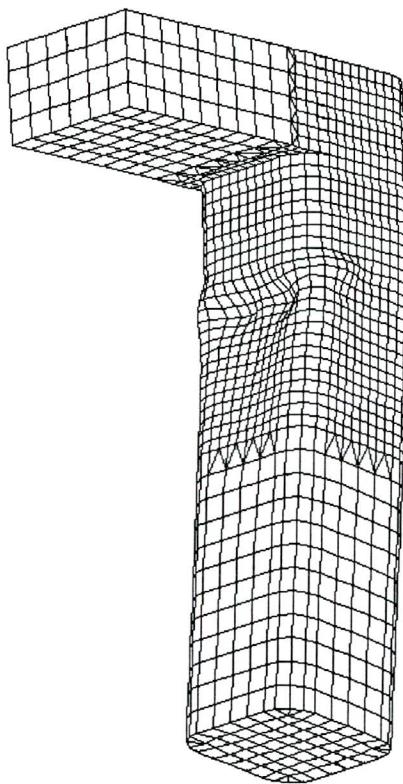
各種断面形状(断面積一定)の特性について単調載荷による静的耐荷力と繰り返し載荷によるダクティリティについて考察する。

静的な耐荷力は隅角部の補強方法(ウェブのみの場合とウェブ・フランジ共に補強の場合)ではあまり有意差はないので、すべてウェブ・フランジ共に補強断面とした。断面形状、縦方向の補剛材の有無では次のような特徴が明確になった。

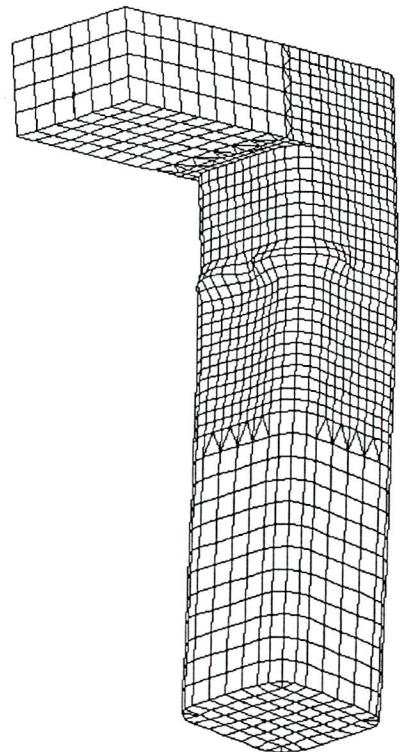
補剛材無しの単調載荷の静的耐荷力(図-5 a参照)では3段階にクラス分けできる。最も最大耐荷力の大きなグループである円形と八角形断面、最も最大耐荷力の



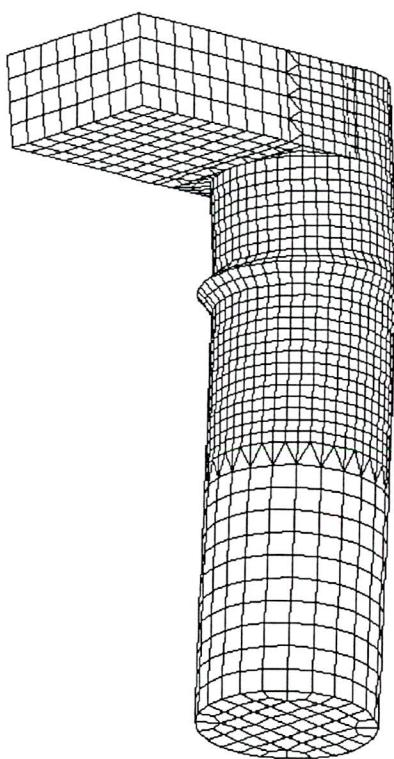
図一 2 a C 4 RFWSNの変形



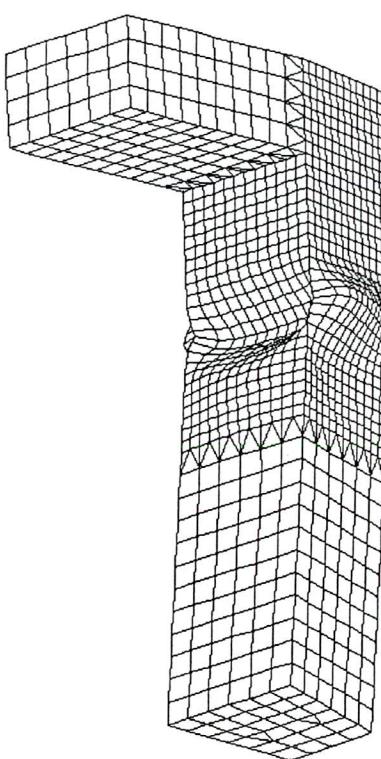
図一 2 b C 4 RFWSYの変形



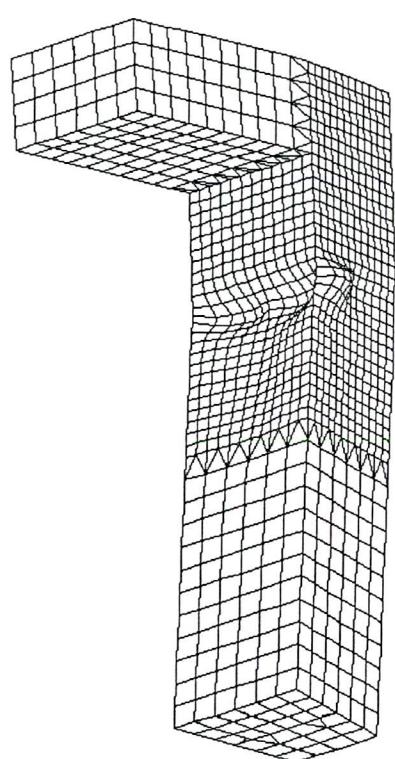
図一 2 c C 4 RFW 5 SYの変形



図一 2 d CCFWSNの変形



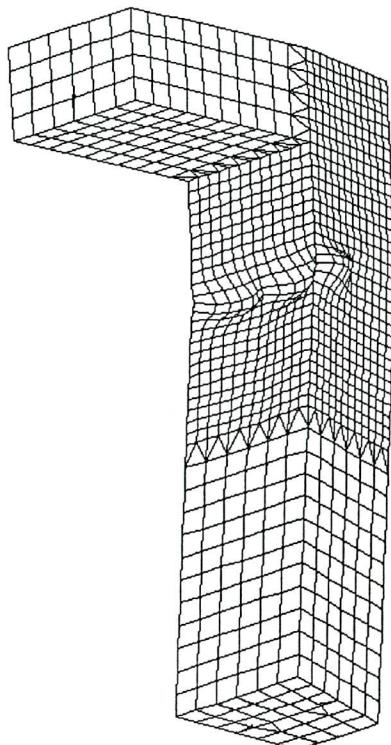
図一 2 e CTFWSNの変形



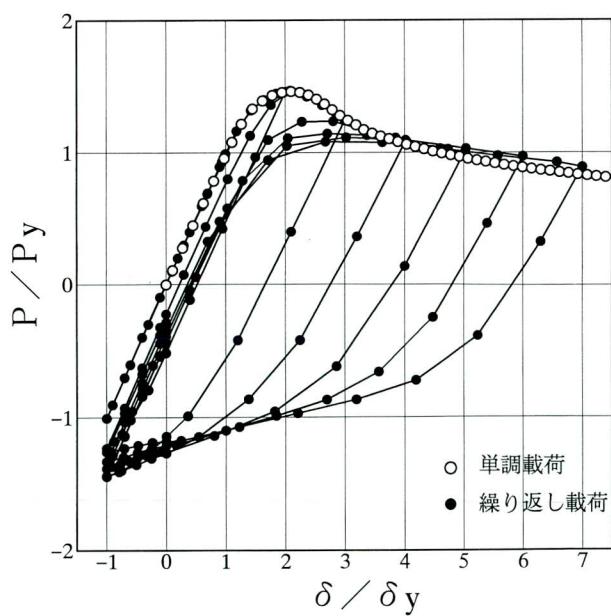
図一 2 f CTFWSYの変形

小さなグループ矩形と台形断面、両者の中間にある四隅円弧付き断面の3種類である。多角形も一つの内角が135°位になると、円形断面と類似した特徴を示すと言える。

補剛材有りの単調載荷の静的耐荷力（図一5 b 参照）



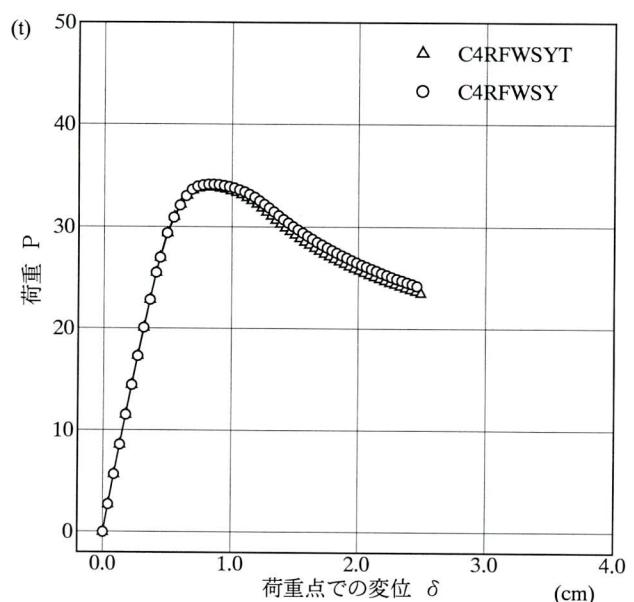
図一2 g CTFW 5 SYの変形



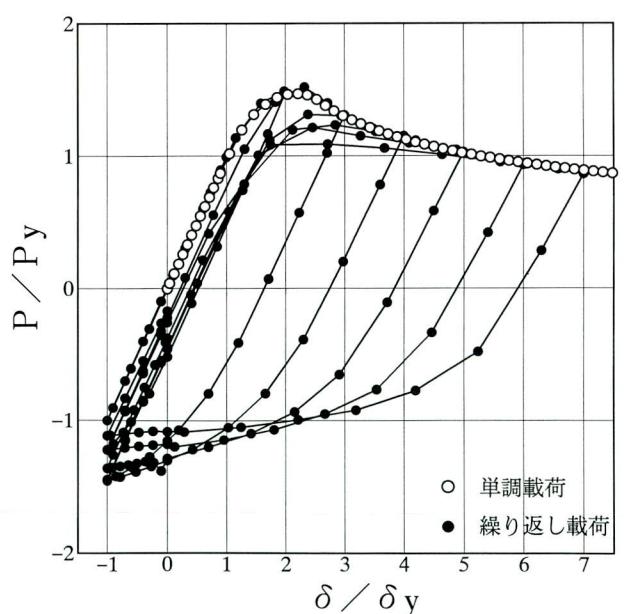
図一4 a 矩形断面(C 4 FWSY)の単調、繰り返し載荷の荷重一変位

では四隅円弧付き矩形断面と矩形・台形断面に分けられる。四隅円弧付き矩形断面はコーナー部の円弧が円形断面の有する一部の機能を有しており座屈後の耐荷力が優れていることが分かる。

縦補剛材を5倍の剛性にすることは、どの断面形状も



図一3 縦リブ突出幅の分割による荷重一変位



図一4 b 八角形断面(C 8 FWSN)の単調、繰り返しの荷重一変位

一様に座屈後の耐荷力を上昇させる。

繰り返し載荷の荷重一変位曲線から座屈後の余剰耐荷力即ちダクティリティについて考察する。

補剛材有りの矩形断面と補剛材無しの八角形断面では、最大耐荷力は数%後者の方が大きいが、その後の劣化勾配はほぼ等しい。これは八角形断面の隣接する板が縦補剛材の役目を果たし、座屈後のエネルギー吸収能を良くしているからである。

八角形と円形断面では繰り返し載荷時の最大耐荷力はほとんど差はないが、劣化域の耐荷力は円形断面の方が多少大きめである。これからもわかるように多角形の理想が円形になるということである。

補剛材有りの矩形断面と四隅円弧付き矩形断面では、後者が最大耐荷力と共に座屈後のダクティリティに優れていることが図-4 a, 図-4 c から明白である。

単調載荷、繰り返し載荷からの所見であるが、どの断

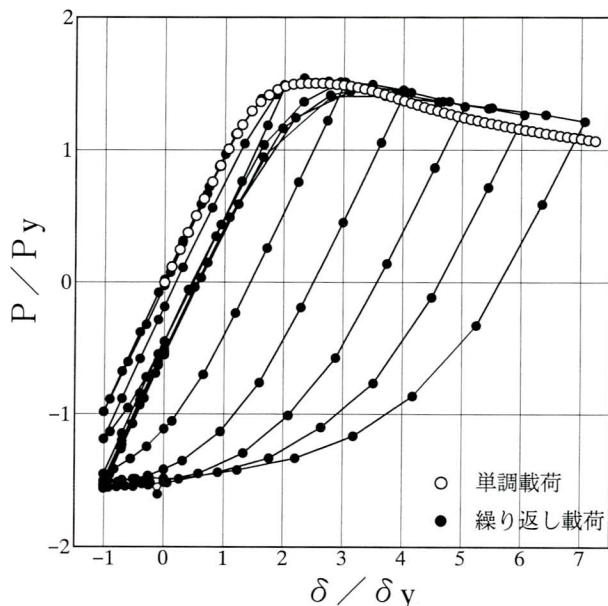


図-4 c 四隅円弧付き断面(C4 RFWSY)の単調、繰り返し載荷の荷重一変位

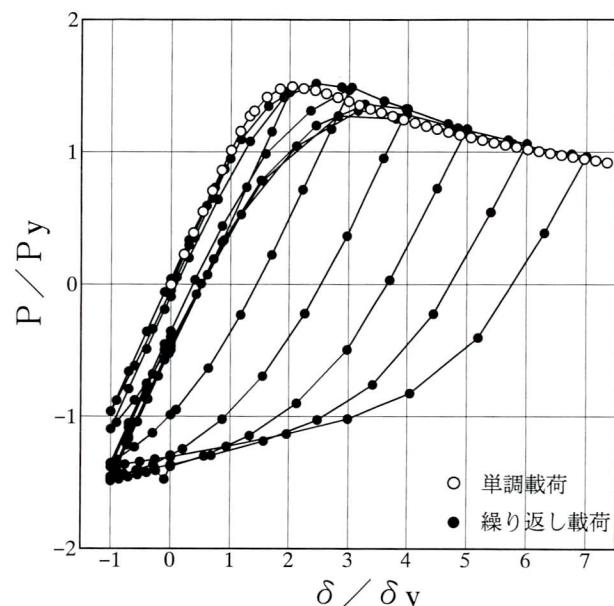


図-4 d 円形断面(CCFWSN)の単調、繰り返し載荷の荷重一変位

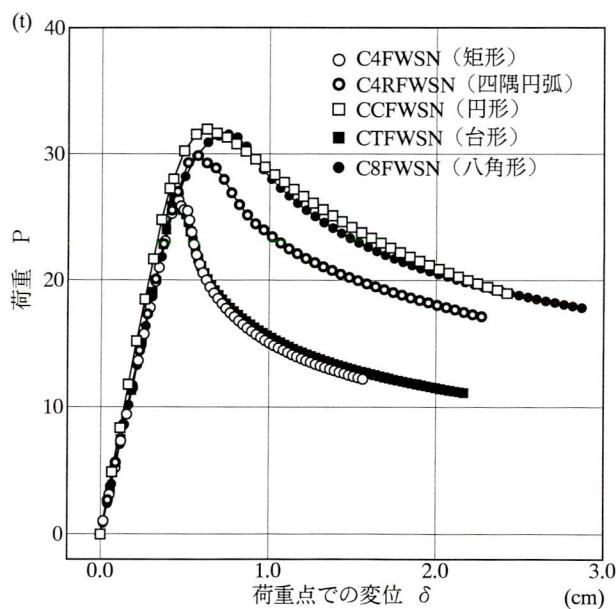


図-5 a 補剛材無しの各種断面形状の荷重一変位

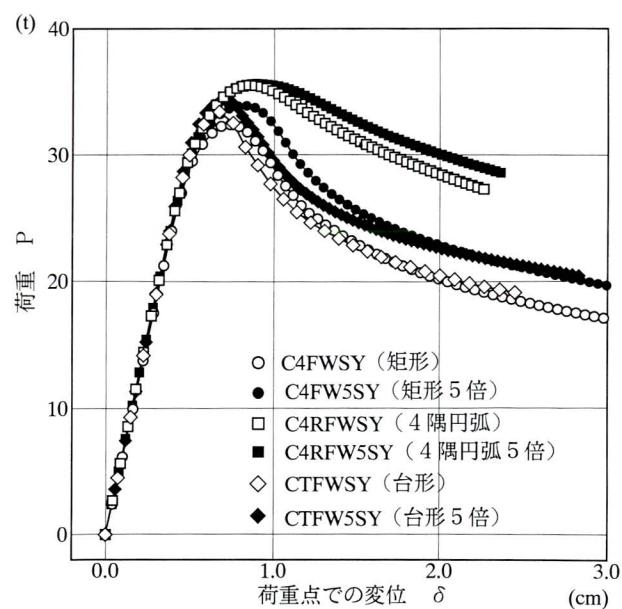


図-5 b 補剛材有りの各種断面の荷重一変位

面も縦補剛材の剛度を上げることは最大耐荷力の上昇よりもダクティリティの上昇により効果がある。

ダクティリティについては、補剛材の有無によって、また補剛材の剛度を上げた場合(必要剛度の5倍)、それなりに大きくなる。しかしそれよりも、断面形状に負うところの方が大きい。

5.まとめ

橋脚の4種類の柱断面形状の景観・製作および静的な耐荷力について述べる。

- ①鋼製橋脚は景観的に優れた形状を作り出すことができる。
- ②製作は、強度、精度の面で十分な管理が必要である。特に曲面形状を有する柱断面の曲げ方向に製作キヤンバーを付けることは難しいので、設計時点に方法を考えておく必要がある。
- ③静的な耐荷力は柱の断面形状に大きく左右され、矩形に比べて八角形(補剛材無し)、円弧コーナー付きの断面はその値が大きい。
- ④補剛材の有無による耐荷力の差はあるが、その剛度を所要値の5倍位にしても大きな差はない。

⑤ダクティリティは断面形状によって大きな差がある。また補剛材の有無、さらにその剛度を上げたとき、それなりの効果はある。

6.あとがき

今回、前報告文で扱った2つの断面を含めて5つの断面形状の静的な耐荷力、ダクティリティを検討した。既に前報告文で4つの断面形状について検討を行っているので、全体で断面形状に対する特性がある程度つかめた。

今後地震波形入力による非線形時刻歴応答解析を行う予定である。

〈参考文献〉

- 1) 能登他; 各種橋脚断面形状の耐荷力の検討(その1)
宮地技法 No.11 1995
- 2) 山田、青木、安藤; 鋼製八角形断面柱を有するラーメン隅角部の終局強度実験、第49回年次学術講演概要集(1)、1994
- 3) 道路協会; 道路橋示方書 鋼橋編 平成6年2月
1996. 10. 31受付

グラビア写真説明

大津大橋

大津大橋(受注時落合9号橋)は、国道151号の長野県飯田市と愛知県豊橋市を結ぶ道路勾配の最も急な区間にかけられた橋梁です。つづら折れの現道は、国道とは思えないほど狭くて急勾配な道です。冬季間は特に交通の難所になっていましたが、当橋梁を含めたバイパスを主体とする工事により、勾配の緩和と交通の円滑化がはからされました。架設作業は、現場地形の厳しさに加え、厳しい気候条件の中、逆ローゼ柄をケーブルクレーン架設で無事完了しました。

(柏谷)

高性能60キロ鋼の溶接性能試験（その2）

Material and Weldability Test of 60kgf/mm²

High Performance Steel (Part II)

中野秀二^{*1} 本多忠吉^{*2} 清水達也^{*3}
Syuji NAKANO Tadayoshi HONDA Tatsuya SHIMIZU

Summary

Locations where 60 kgf/mm² high performance steel is to be used often have very often thick plates and require accordingly large input of welding heat. Double wire submerged arc welding and double wire electroslag welding with large heat input were attempt for this application. (No report of this investigation appeared previously in this journal.) The joints created by these two different types of welding were subjected to various tests, such as tension and impact tests, and both types of joints produced good results.

1. はじめに

高性能60キロ鋼を用いた溶接性能試験の内、前11号で報告されていない、大入熱の溶接方法により溶接した試験結果について報告する。

2. 試験計画

溶接の種類については、本鋼が溶接入熱の大きい溶接方法で用いられることを想定して、ボックス柱の角溶接には二電極サブマージアーク溶接と、ダイヤフラムには二電極エレクトロスラグ溶接を行った。

試験に用いた鋼材は、柱主材に高性能60キロ鋼50mm、ダイヤフラムにTMCP鋼325、70mmを用いた。ミルシートの値を表一1に示す。

溶接継手部の各種試験の判定基準は、60キロ高性能鋼溶接施工指針の目標値によって行うこととする。

表一1 ミルシートの値

板厚	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V
	×100			×1000			×100			
50	6	36	147	10	1	91	52	24	11	2
70	14	35	127	7	2	1	1	1	0	2
板厚	YP	TS	EL	YR	VEO	PCM	CEQ			
	N/mm ²		%		J	×100				
50	490	637	30	77	228	22	41			
70	348	512	35	68	293	22	37			

50mm : 高性能60キロ鋼 (BT-HT440 II) A社製

70mm : TMCP鋼 (325) B社製

表一2 溶接部性能目標値

溶接部位	性能目標値	
	TS (N/mm ²)	vEO (J)
B O X 角継手	≥590	≥20
ダイヤフラム	≥590	≥15
仕口	≥590	≥47
突合せ	≥590	≥47

表一3 溶接部入熱制限

溶接部位	溶接方法	入熱量
		(KJ/cm)
BOX角継手	サブマージアーク溶接	≤ 400
	ガスシールドアーク溶接	≤ 70
ダイヤフラム	ガスシールドアーク溶接	≤ 70
	エレクトロスラグ溶接	≤ 1000

(1) サブマージアーク溶接

ボックス柱の角溶接を想定して二電極サブマージアーク溶接を行った。試験体の形状は300×1,000の2枚の鋼

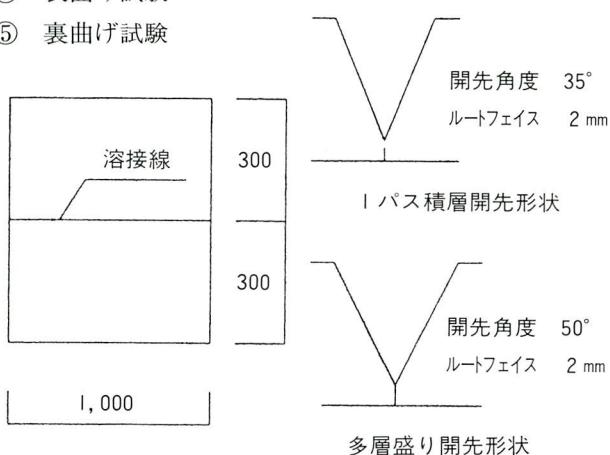
*¹松本工場製造部生産技術課長

*³松本工場製造部生産技術課

*²松本工場製造部生産技術課

板に開先加工を行い裏板付きで溶接を行った。図一1に試験体形状を示す。溶接試験体より以下に示す種々の試験片を採取した。

- | | |
|------------|---------|
| ① 継手引張試験 | ⑥ 衝撃試験 |
| ② 溶接金属引張試験 | ⑦ マクロ試験 |
| ③ 側曲げ試験 | ⑧ 硬さ試験 |
| ④ 表曲げ試験 | |
| ⑤ 裏曲げ試験 | |



図一1 サブマージアーク溶接試験体形状

また、溶接入熱の違いによる、溶接部の機械的性質の相違を見るため、溶接方法は1パス積層と多層盛りの二種類を行った。

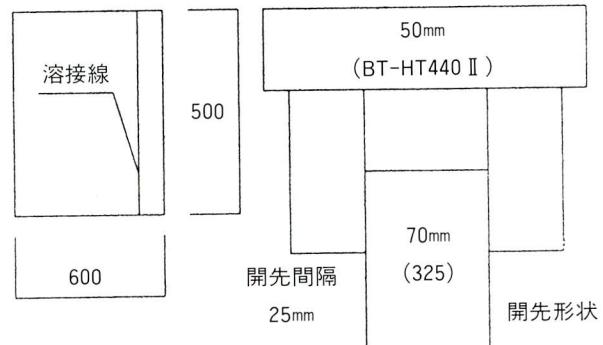
(2) エレクトロスラグ溶接

ボックス柱の極厚ダイヤフラム溶接を想定して二電極エレクトロスラグ溶接を行った。一電極エレクトロスラグ溶接の溶接可能な板厚が60mmであるのに対して、二電極エレクトロスラグ溶接は60mmを越える板厚の溶接が可能であり、現在100mmまでの溶接条件が確認されている。

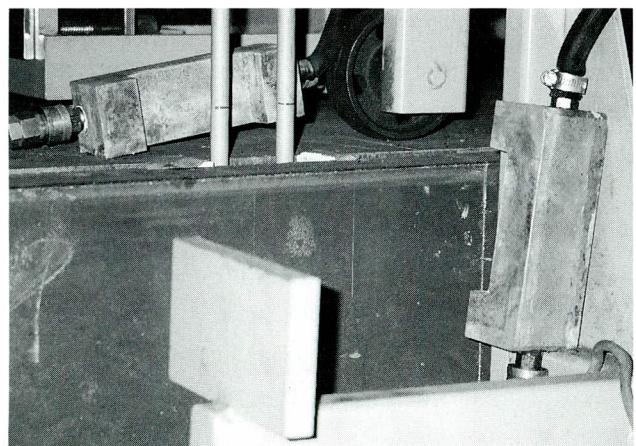
今回使用する二電極エレクトロスラグ溶接機は、現在普及している非消耗式のセスネット溶接機（日鐵溶接工業製）のノズル本数を2本にしたタイプである。溶接状況を写真一1に示す。溶接条件は、一電極に比べ電流、電圧ともやや低く設定し、2本の電極から供給されるワイヤ送給速度を、合致させる必要がある。板厚70mmにおいては、ノズルを開先内で揺動（オシレート）させる必要はない。

試験体は高性能60キロ鋼50mmを柱主材に、ダイヤフラムには表一3の入熱制限から1,000KJ/cm以下になる条件として、70mm(TMCP鋼325)を用いた。図一2に試験体形状を示す。溶接試験体より以下に示す種々の試験片を採取した。

- ① 溶接金属引張試験
- ② 溶接熱影響部を含む部位の引張試験
- ③ 衝撃試験
- ④ マクロ試験
- ⑤ 硬さ試験
- ⑥ 溶接金属部の化学成分分析試験



図一2 エレクトロスラグ溶接試験体形状



写真一1 二電極エレクトロスラグ溶接

3. 試験結果

以下に試験結果を述べる。

(1) サブマージアーク溶接

溶接材料を表一4に、溶接条件を表一5に示す。

機械試験の結果の内、1パス積層溶接の結果を表一6、多層盛り溶接の結果を表一7に示す。衝撃試験片は板厚中心部より採取した。

硬さ試験の結果を図一3、図一4に示す。測定部位はいずれも板厚中心部である。

表一 4 溶接材料

	規 格	銘 柄	サ イ ズ
ワイヤ	JIS Z 3351 YS-S6	Y-DL	6.4φ
フラックス	JIS Z 3352 FS-BT I	NSH-60	12×100 メッシュ

表一 5 溶接条件

	バ ス	電 極	電流 A	電圧 V	速度 Cpm	入熱 kJ/cm
I パス溶接	I	L	1,950	35	21	409
		T	1,500	50		
多層盛り 溶接	1	L	1,600	36	27	217
		T	1,000	40		
	2	L	1,400	38	25	222
		T	1,000	42		
	3	L	1,200	40	40	135
		T	1,000	42		
	4	L	—	—	30	80
		T	1,000	40		

電極 L : 先行極 T : 後行極

(2) エレクトロスラグ溶接

溶接材料を表一 8 に、溶接条件を表一 9 に示す。

衝撃試験の結果を表一 10、図一 5 に、引張試験の結果を表一 11、図一 6 に示す。

4.まとめ

(1) サブマージアーク溶接

引張試験における破断位置は、多層盛り溶接、1パス溶接いずれも、溶接金属で同一であるが、1パス溶接の

表一 6—I I パス積層溶接の結果

試験の種類	試 驗 結 果			
	試験片 記 号	引張強さ N/mm ²	伸び %	備 考
継手引張 試験	T 1	645	25	破断Depo
	T 2	630	26	破断Depo
全溶接金属 引張試験	AD 1	630	25	絞り59%
	AD 2	630	25	絞り59%
曲げ試験	側曲げ、表曲げ、裏曲げ 欠陥なし			

表一 6—2 I パス積層溶接の結果

試験の種類	試 驗 結 果		
	試験片 記 号	採取部位	吸収エネル ギー J
衝撃試験	S 1	Depo	87
	S 2	Bond	100
試験温度 0°C	S 3	HAZ	58

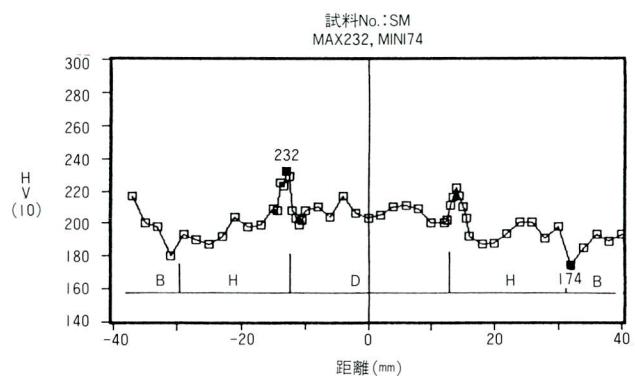
方が強度が高い結果である。図一 3、図一 4 の硬さ分布図を見ても、1パス溶接の方が高い値を示し、引張試験の結果と一致している。多層盛り溶接は層数を重ねることにより、1パス溶接に比べ幾分、硬度が低下しているものと思われる。反面、このことにより衝撃試験の結果は、多層盛り溶接の方がやや上回る結果となっている。マクロ試験、曲げ試験いずれも良好な結果である。今回試験に用いた、二電極サブマージアーク溶接の多層盛り溶接は、欠陥の発生率、作業能率を考慮すると実作業では用いる可能性は低いが、サブマージアーク溶接の結果は、いずれも良好な結果である。

表一7 多層盛り溶接の結果

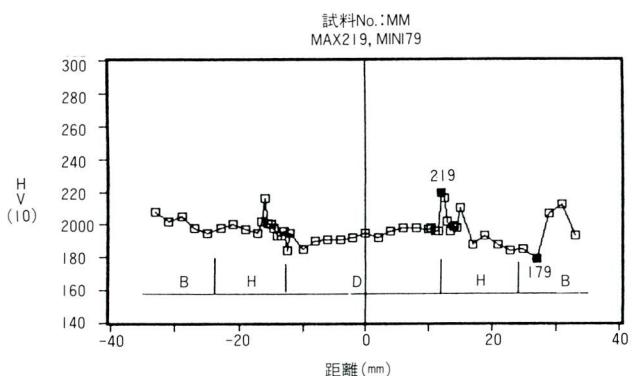
試験の種類		試験結果			
		試験片 記号	引張強さ N/mm^2	伸び %	備考
継手引張 試験	T 1		625	29	破断Depo
	T 2		620	28	破断Depo
全溶接金属 引張試験	AD 1		600	25	絞り60%
	AD 2		600	26	絞り61%
曲げ試験	側曲げ、表曲げ、裏曲げ 欠陥なし				
衝撃試験 試験温度 0 °C	試験片 記号	採取部位	吸収エネルギー ギー J		
	S 1	Depo	94		
	S 2	Bond	131		
	S 3	HAZ	171		

(2) エレクトロスラグ溶接

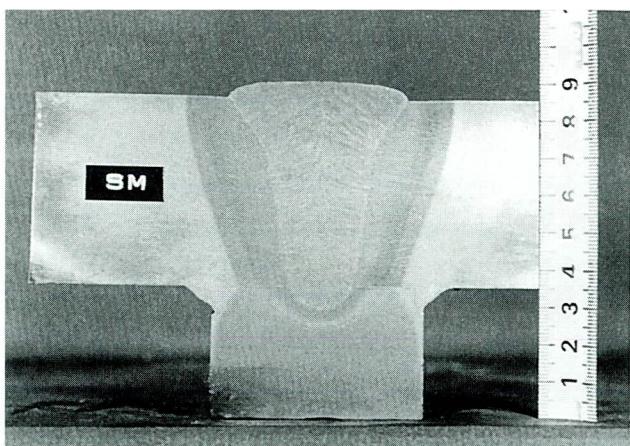
溶接金属引張試験の判定基準は、ダイヤフラムがTMCP鋼325のため $490 N/mm^2$ である。引張強さが $540 \sim 570 N/mm^2$ であり良好な結果である。エレクトロスラグ溶



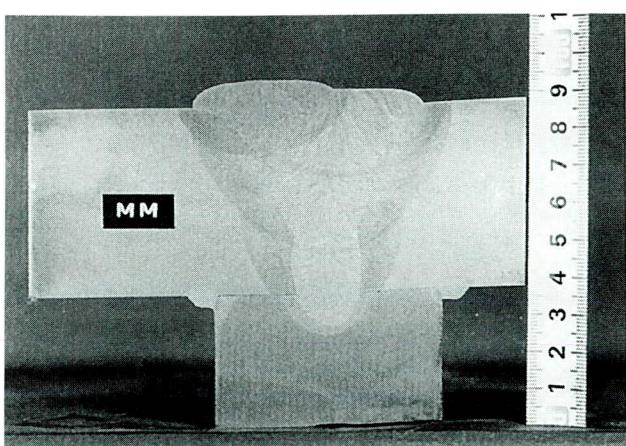
図一3 I パス積層溶接の硬さ分布図



図一4 多層盛り溶接の硬さ分布図



写真一2 I パス積層溶接のマクロ



写真一3 多層盛り溶接のマクロ

接による熱影響部を含む部位の引張試験の結果は、前回報告した1電極エレスラ溶接の入熱が720KJ/cmであるのに比べ、2電極エレスラ溶接の入熱は950KJ/cmであり、母材強度の規格値は満足するものの、1電極エレスラ溶接に比べ低下している。衝撃試験の値が、柱主材側のボンド部、熱影響部で低い値を示すのは、これまでの試験結果と同様の傾向であり、60キロ高性能鋼溶接施工

指針に示された限界値15Jに近い値を示している。エレスラ溶接は溶込みが大きく希釈率が高いため、衝撃試験の結果は溶接材料、母材の影響が大きい。今回、試験に用いた溶接材料はダイアフラムがTMC P鋼325のため、490N/mm²のものを使用したが、あえて柱主材の材質に合わせたワイヤ、例えばYM-60E等を使用することにより、向上すると思われる。ただし、指針に示された値を下回っているわけではないので、実際の使用に際しては、要求される仕様とコスト面について、十分に検討される必要があるのは当然である。

表一8 溶接材料

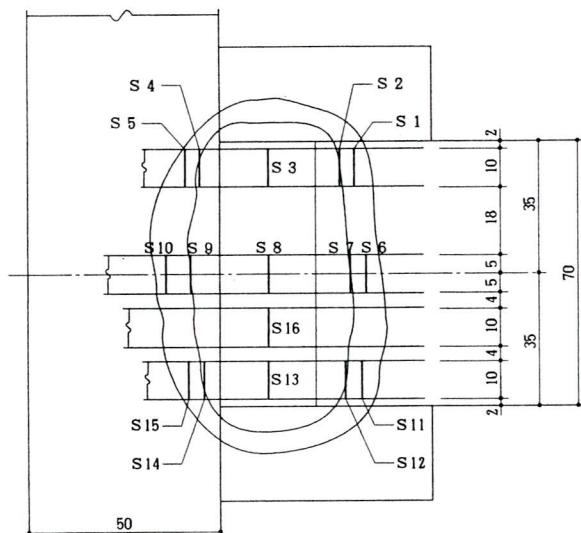
	規 格	銘 柄	サ イ ズ
ワ イ ャ	—	YM-55S	1.6φ
フ ラ ッ ク ス	JIS Z 3352 FS-FG3該当	YF-15	20×D メッシュ

表一9 溶接条件

パス	電極	電流A	電圧V	速度Cpm	入熱KJ/cm
I	2	330	48	2	950

表一10 衝撃試験の結果

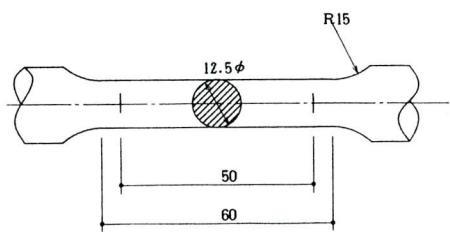
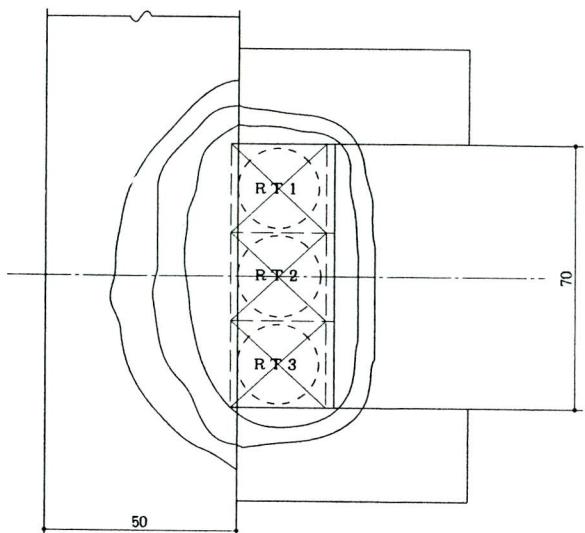
試験片記号	吸収エネルギー	試験片記号	吸収エネルギー	試験片記号	吸 収 エネルギー
S 1	252	S 7	132	S 13	66
S 2	155	S 8	67	S 14	111
S 3	93	S 9	28	S 15	22
S 4	86	S 10	21	S 16	34
S 5	23	S 11	264	単位：J	
S 6	216	S 12	136	試験温度：0°C	



図一5 衝撃試験片採取要領

表一11 引張試験の結果

	試験片記号	引張強さ N/mm ²	伸び %	備考
溶接金属 引張	RT 1	550	29	絞り 68%
	RT 2	540	33	絞り 68%
	RT 3	570	30	絞り 60%
溶接熱影響 部を含む 部位の引張	HAT 1	600	20	—
	HAT 2	610	20	—

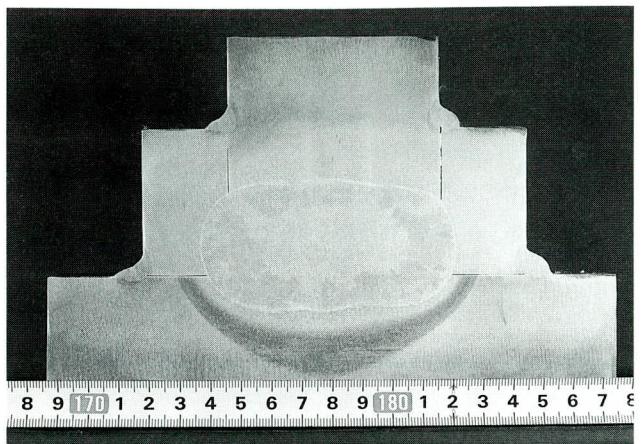


図一6 引張試験片採取要領

5. あとがき

今回の試験では60キロ高性能鋼溶接施工指針に示された、条件の上限値に近い溶接条件で溶接されており、試験条件としては相当厳しい状態で行った。試験結果の一部は指針に示された目標値をやや上回る程度のものもあったが、いずれも合格である。使用する溶接材料の検討により更に、良い結果が導き出される可能性がある。今後の追加試験等により、残されたこれらの問題を見極めて行きたいと考える。以上で試験結果の報告を終了する。

本試験でご協力頂いた、新日本製鐵株式會社日鐵溶接工業株式会社の関係各位に心より感謝申しあげます。



写真一4 二電極エレスラ溶接マクロ

〈参考文献〉

- 1) 宮地技報 NO.11, 1995, 中野
- 2) BT-HT440 溶接確性試験報告書,
平成6年12月, 新日本製鐵㈱
㈱宮地鐵工所
- 3) 60キロ高性能鋼溶接施工指針, 1993年3月,
(社)鋼材俱楽部高性能鋼利用技術小委員会
サブワーキンググループ
- 4) 高性能鋼利用技術指針, 1994年1月,
建設省建築研究所 (社)鋼材俱楽部
- 5) 実大ボックス柱二電極SESNET溶接
実験結果, 平成5年10月, 日鐵溶接工業㈱

1996. 10. 31受付

横浜国際総合競技場(仮称)スタンド屋根鉄骨建方工事 ～建築工事における初の斜吊り工法の採用～

Erecting the Steelwork for the Roof of the Yokohama International Sports Stadium

美頭民二^{*1} 西垣登^{*2} 富谷淳司^{*3}
Tamiharu MITOH Noboru NISHIGAKI Atushi TOMIYA

Summary

The (tentative named) Yokohama International Sports Stadium is expected to be the main stadium for the 53rd National Athletic Meet, scheduled to be held in Kanagawa Prefecture in 1998, and for World Cup soccer matches in 2002. The stadium will accommodate about 70,000 people and will be the largest such facility in Japan. Since the site is in a multipurpose retarding basin for the Tsurumi River, which passes nearby, the stadium is being built on 8 to 11 m of fill. The area of the stadium's roof is 20,000m² and its weight is 6,200 tons. The steelwork of the roof consists of 76 overhanging keel trusses and 72 truss sheets spreading between the trusses. The steelwork was erected using a cable crane with inclined stay cables. This was the first time this method had been used in constructing a structure occupying a large space. This paper describes the method, which was effective in achieving the purpose.

1. まえがき

横浜国際総合競技場は、平成10年の第53回神奈川国体(かながわ・ゆめ国体)及び2002年サッカーワールドカップのメイン会場として建設されるものである。

収容人員7万人を有し、その観客席の7割が大屋根で覆われる本競技場は日本最大のスタジアムとなる。

今回の大屋根鉄骨建方工事では、橋梁工事では広く採用されている「斜吊り工法」を建築工事に初めて採用した。斜吊り工法を採用したことにより従来の仮受けベント工法での問題点を解消する事ができ、大幅に施工の能

表-1 主要諸元

建築面積	61,294m ²	
スタンド高さ	GL+38.46m	
屋根最高高さ	GL+51.96m	
スタンド構造	プレキャストコンクリート造7階	
屋根構造	鋼管立体トラス(溶触亜鉛めっき)	
屋根仕上げ	ステンレス制振鋼版(t=0.55)	
全 体	: 6,185 t	
屋根鉄骨重量	内 訳	本体鉄骨 : 5,056 t 二次鉄骨 : 1,129 t

率化が図られた。

本文はこのスタンド屋根鉄骨工事の概要を報告するものである(写真-1)(表-1)。

2. 構造概要

スタンド屋根鉄骨は、スタンド全周を覆う「大ひさし」を構成し、メインスタンド鉄骨とサイドスタンド鉄骨に大別される(バックスタンド鉄骨はメインスタンド鉄骨と同構造)。さらに各々次ぎの様に分類される。

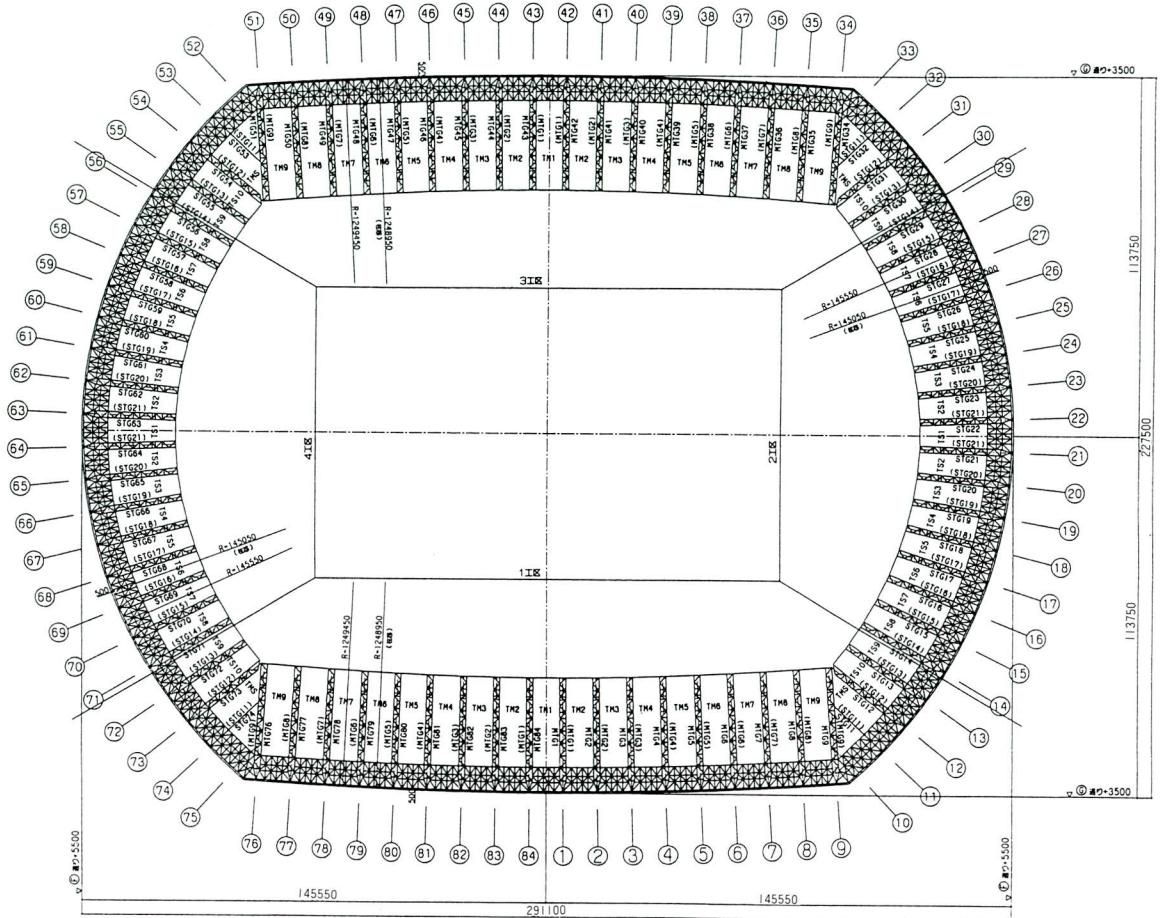


写真-1 作業所全影

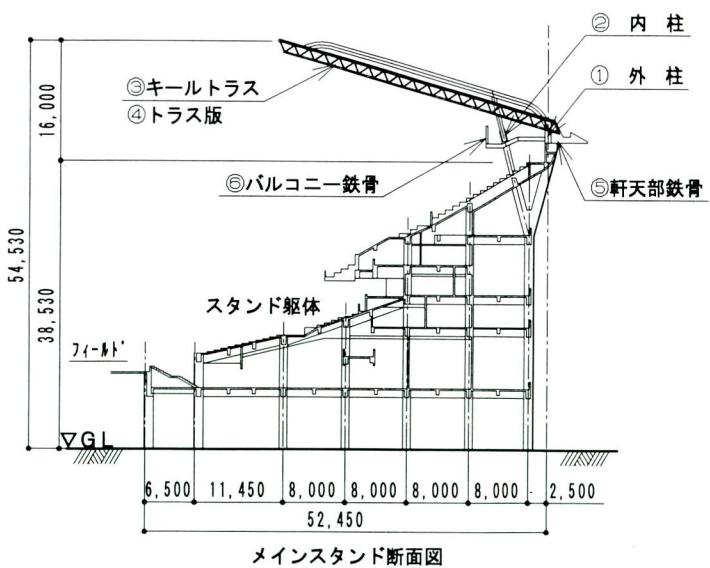
*1宮地建設工業(株) 鉄構事業部プロジェクト推進部作業所長

*2宮地建設工業(株) 鉄構事業部計画技術部計画第1課長

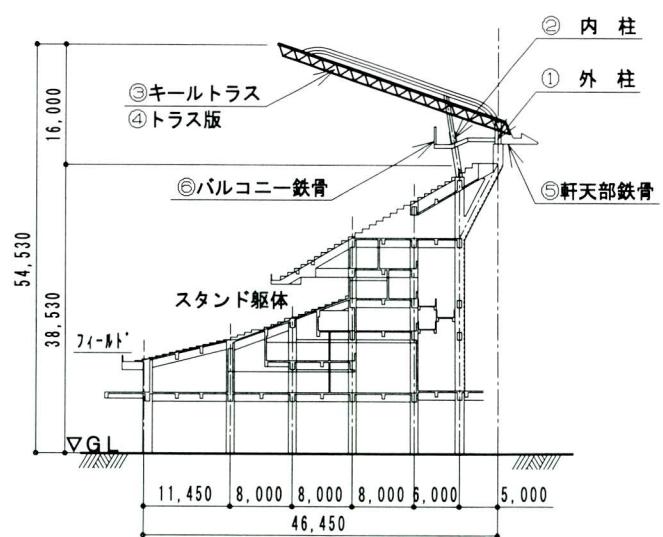
*3宮地建設工業(株) 鉄構事業部計画技術部



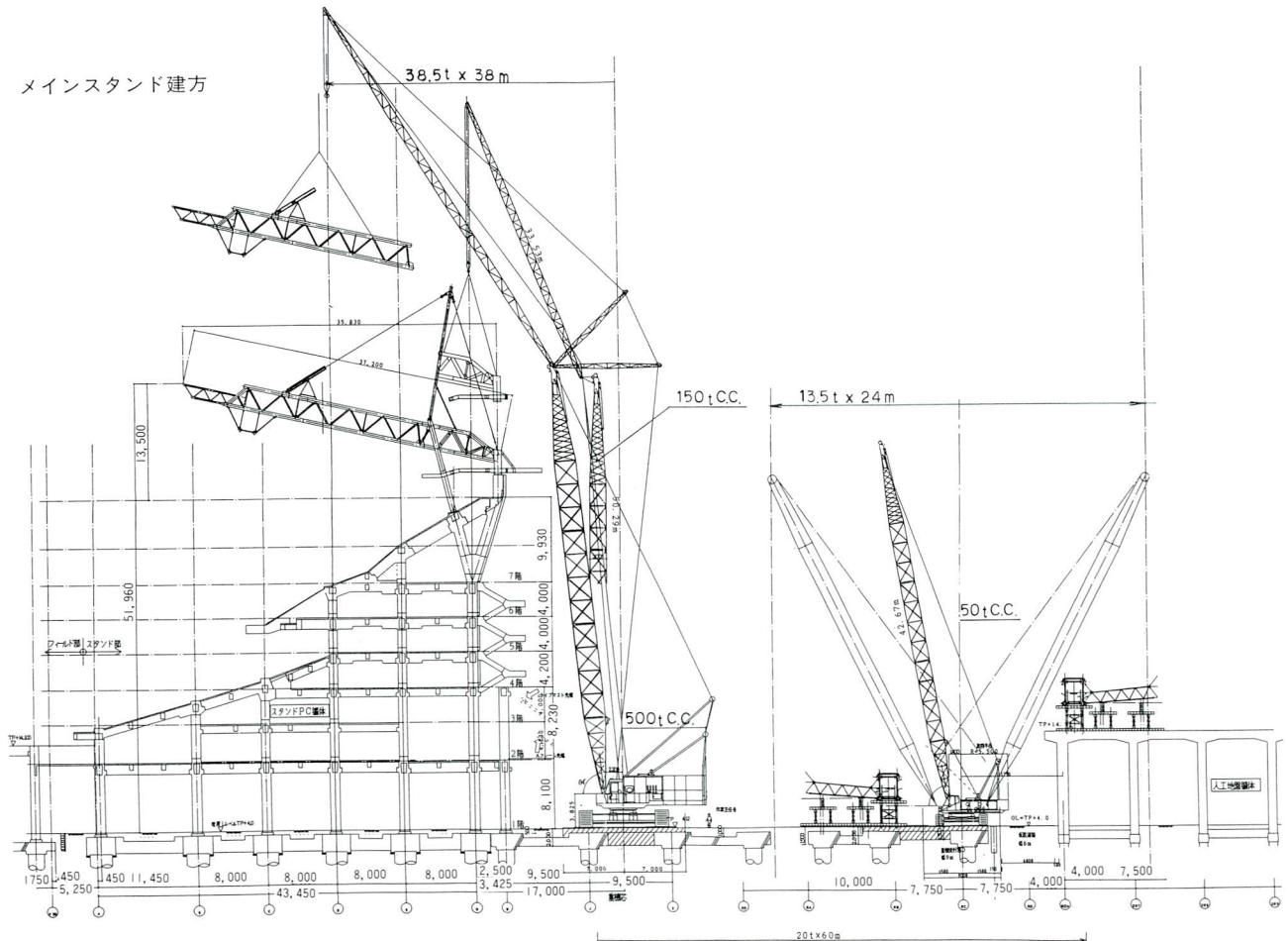
平面図



メインスタンド断面図



図一 構造図



サイドスタンド建方

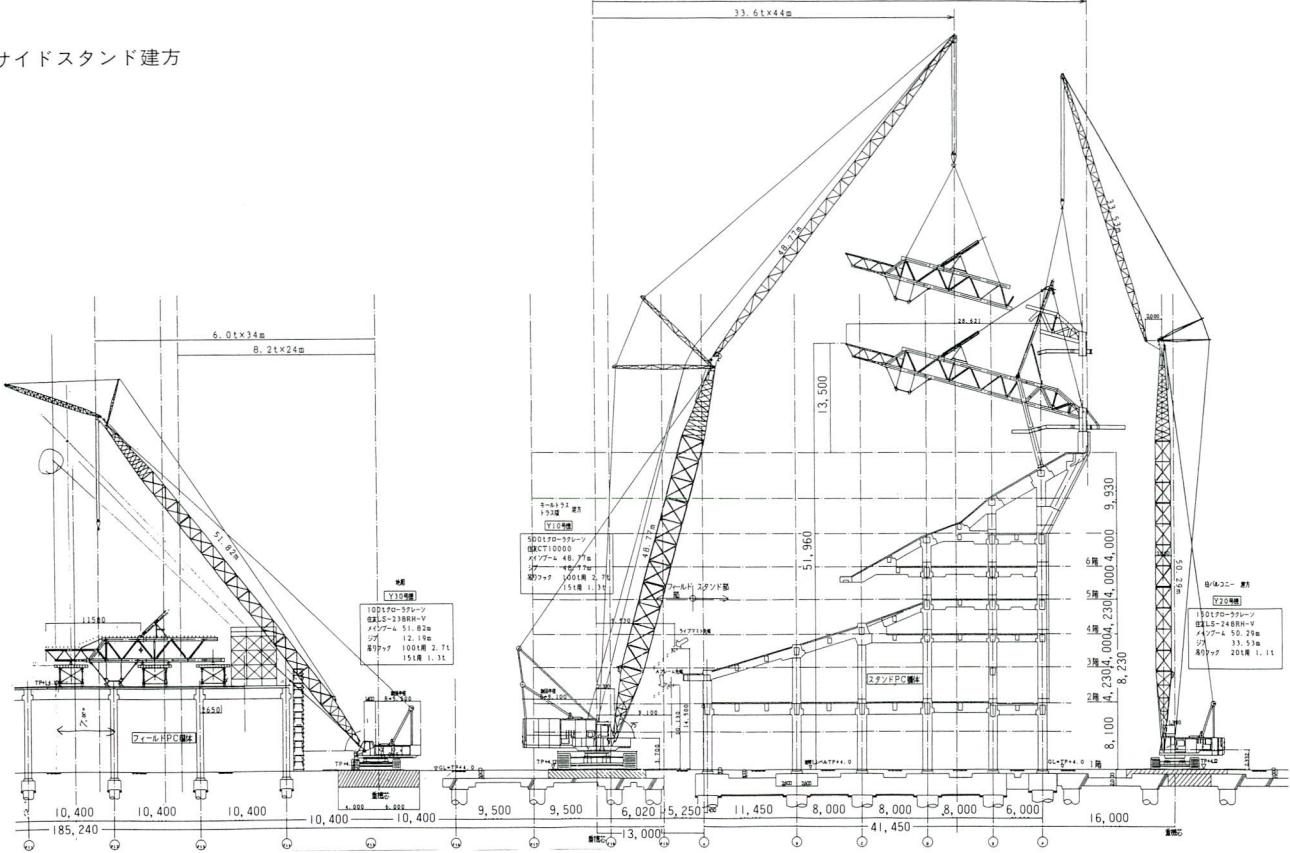


図-2 建方一般図

- ①外柱
- ②内柱
- ③キールトラス
- ④トラス版
- ⑤軒天部鉄骨
- ⑥バルコニー鉄骨

外柱と内柱は鋼管組柱構造、キールトラスとトラス版は、同じく鋼管を用いた立体トラス構造である。キールトラスは外柱・内柱を支点とした「張り出しトラス」であり、スタンド全周にトラス版と交互に配置される（キールトラス：76本、トラス版：72枚）。メインスタンドとサイドスタンドの4隅のコーナー部分は、扇状のトラス版が配置され、連続した大屋根が構成される。

3. 工事概要

本競技場の施工は、メインスタンド（1工区）、サイドスタンド（2・4工区）、バックスタンド（3工区）の4工区に分割され、並行して進められる。

外柱・内柱及び軒天部鉄骨・バルコニー鉄骨はスタンド外周に配置した150t吊クローラークレーン4台にて4工区一斉に建方を行う。またキールトラスとトラス版は地上に設置した地組架台により地組及び足場整備まで行い、メインスタンド、バックスタンドはスタンド外周より、サイドスタンドは内部よりそれぞれ計4台の超大型クローラークレーン（500t～650t）にて一括して建方を行う（図-2）。

施工管理は、キールトラス4本、トラス版3枚を基本ブロックとして建方、ジャッキダウンを行う。形状測定には、いずれも三次元測量（Nikon TRI-Mシステム）を当工事用に機能を改良して使用した。

4. 建方工法の選定

通常、建築工事においても大空間構造物等の特殊工事では、「仮受けベント工法」が広く採用されている。当工事においても当初は、キールトラスの張り出し部を支持する仮受けベント工法が考えられていた（図-3）。

しかし仮受けベント工法では、

- ①スタンド軸体に大がかりな補強を必要とする。
- ②駄目工事が非常に多く、大幅なコストアップとなる。
- ③仮受けベント（H=20m）の組立・解体にかかる作業量が多く工程を圧迫する（特に解体作業は作業条件が悪く

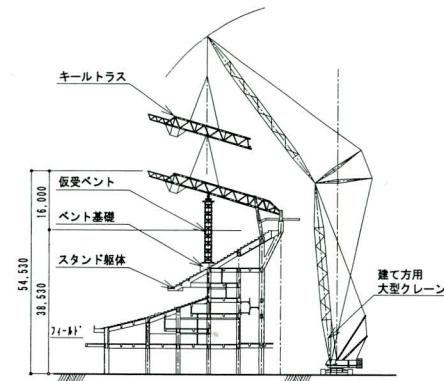


図-3 仮受けベント工法

危険性が高い)。

④仮設材の転用が困難である。

等の問題点が挙げられた。

そこで鉄骨骨組みを変更することなくキールトラスの変位を制御できる「斜吊り工法」を提案し、検討を進めた（図-4）。

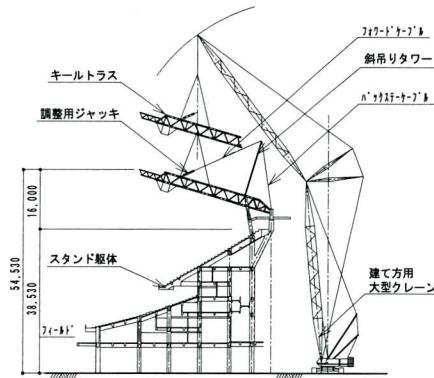


図-4 斜吊り工法

斜吊り工法を採用することにより、

- ①仮受けベントの組立・解体作業がなくなり、工事の簡素化が可能である。
 - ②スタンド軸体の補強・駄目工事が一切なくなり、他工事に与える影響が少ない。
 - ③仮設材の大幅な転用が可能である。
 - ④屋根完成時と同じ荷重伝達であるため鉄骨・下部構造に対しての大がかりな補強を必要としない。
 - ⑤作用荷重は全て本設構造内で完結されるため外部にアンカー等を必要としない。
- といった仮受けベント工法での問題点の解消、さらに多

数のメリットが生まれた。特に④⑤に関しては、前述したようにキールトラスは張り出しトラスであるため、外柱に引っ張り力、内柱に圧縮力が作用する。建方時に斜吊りタワーを内柱頂部に取り付け、バックスステーケーブルを外柱頂部に取り付けアンカーとすることにより、フォワードケーブルで吊り上げたキールトラスの荷重は、外柱にバックスステーケーブルより引っ張り力、内柱に斜吊りタワーより圧縮力と完成時と同じ荷重伝達となり、鉄骨・下部構造への補強並びに仮設のアンカーを一切必要としない（図-5）。

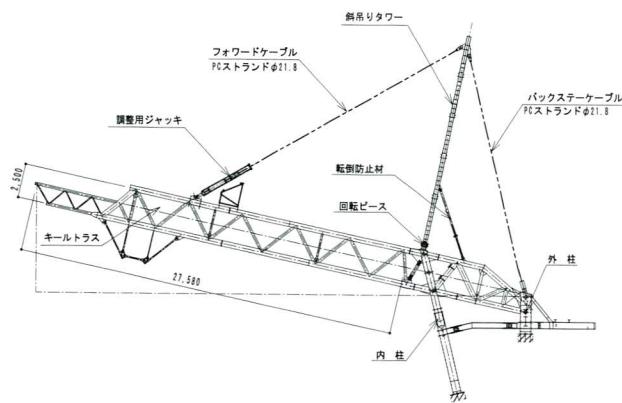


図-5 斜吊り設備一般図

5. 建方及びジャッキダウンFEM解析

斜吊り工法を採用するにあたり、この工法がスタンド屋根鉄骨に与える影響の把握と実現性の確認、さらには建方時、ジャッキダウン時の施工管理値の決定を目的に、先に述べた基本ブロックをモデルとしたFEM解析を行った。

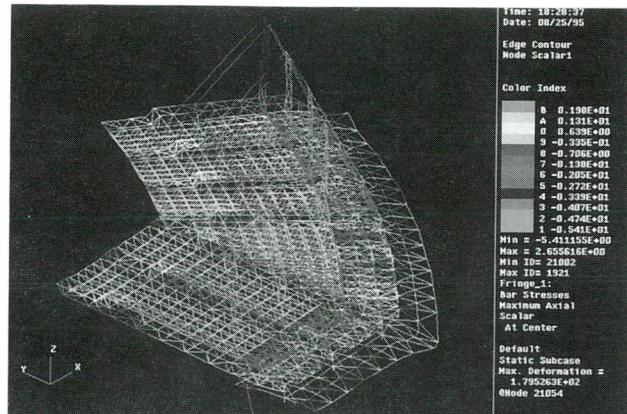
解析にあたっては、弊社所有である米MSC社の「MSC/NASTRAN」及びそのプリ・ポストプロセッサー「MSC/PATRAN」を使用した。MSC/NASTRANは建設業はもちろん造船・機械・航空機さらには宇宙開発の分野でも使用される世界標準のFEM解析ソフトである。

本工事においてもMSC/NASTRANは初期設計の段階から使用されており、また客先JVおよび鉄骨メーカーでも常時活用されているソフトであり、

- ・構造モデル：鉄骨メーカー
- ・施工時解析：建方業者（弊社）
- ・監修：客先JV

と理想的な作業分担が可能となり、有効な活用が行われた（図-6）。

応力分布図（STEP-1）建方完了時



応力分布図（STEP-7）ジャッキダウン完了時

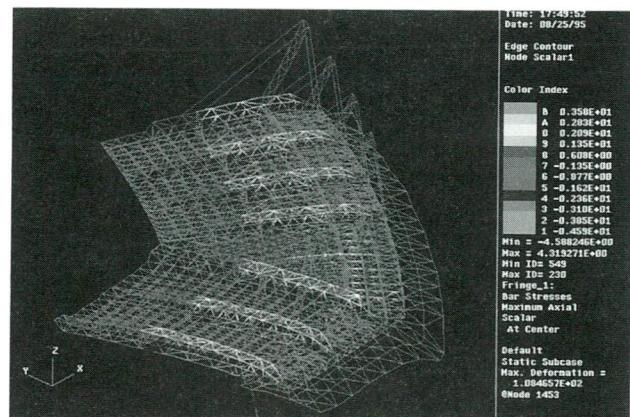


図-6 FEM解析結果の例

6. 施工概要

スタンド鉄骨建方は、先に挙げた基本ブロックを元に「鉄骨建方工区」を再構成し施工・管理を行う。さらに各作業毎にチェックシートを作成・記入し細かに管理する。作業は1-5、2-1ブロック及び3-5、4-1ブロックより開始し、それぞれ4班に分かれて1-1、2-5、3-1、4-5ブロックへ片押しで進められる（図-7）。表-2に建方フロチャートを示す。

(1) 柱廻り鉄骨建方

スタンド外周の150t吊クレーンにてキールトラス・トラス版よりも1ブロック先行して作業が進められる（写真-2）。予め地上で足場整備を行った内柱、キールトラスの基部と一体の外柱の順に建方を行い、隣り合う内柱・外柱が連結され調整が完了した後溶接を行う。次に地上で地組した軒天部鉄骨・バルコニー鉄骨の

表-2 建方フローチャート

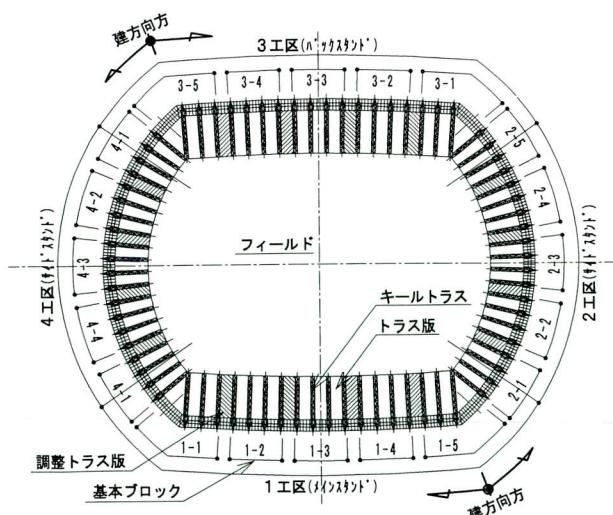
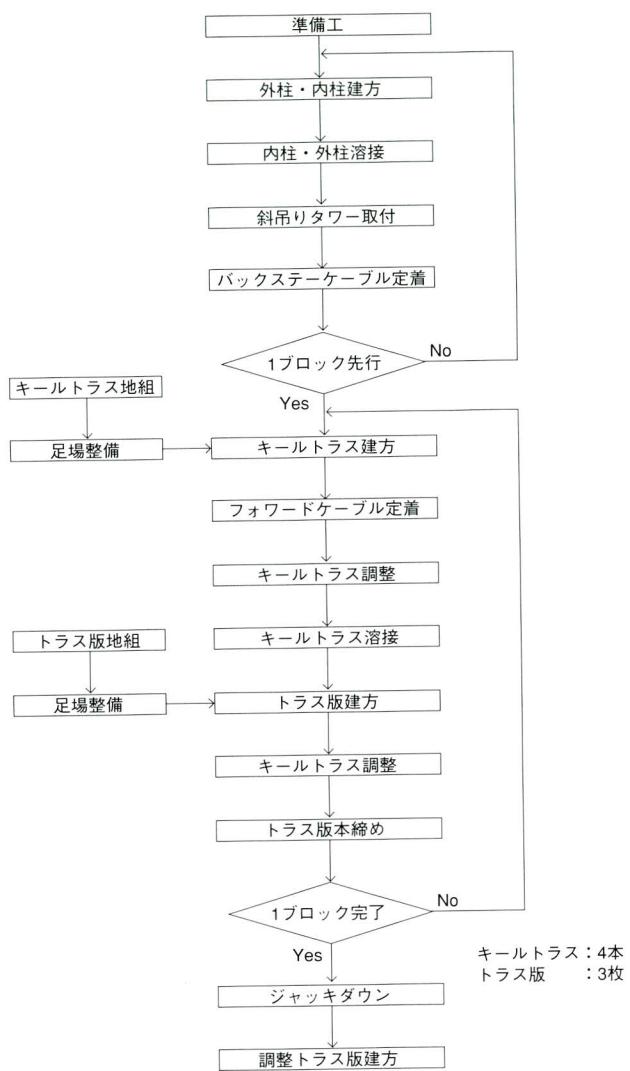


図-7 鉄骨建方工区

建方を行い、残りの部材を取り付ける。最後に斜吊りタワーの取り付けとバックスステーケーブルの定着を行う。このとき斜吊りタワーは外側に倒し気味に転倒防止材にて支持し、バックスステーケーブルには張力が働くかないようとした（図-8）。

(2) キールトラス・ト拉斯版建方

キールトラスとト拉斯版は予め地上で地組を行い、本締め・溶接完了後に超大型クローラークレーン（500t～650t）にて建方を行う（写真-3）（写真-4）。

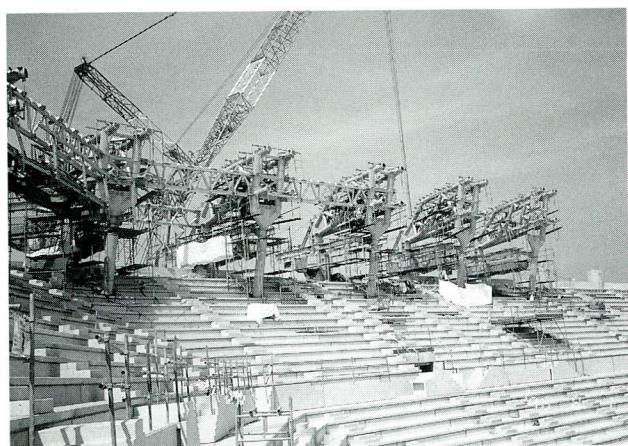


写真-2 柱廻り建方状況

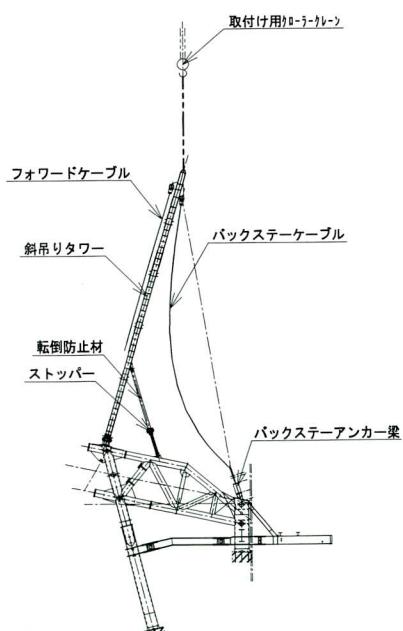


図-8 斜吊りタワー取付要領

キールトラスは2分割で搬入され、この連結と先端部の照明受け材の取り付け及び足場整備、屋根仕上げまで地組を行う。仕上げ完了後ジャッキとケーブル引き込み装置を取り付ける。

地組が完了したキールトラスは、クレーンにて吊り上げ電動チェーンブロックで角度を調整し建方を行う。キールトラス基部の上・下弦材と斜材を連結した後ジャッキ架台にフォワードケーブルを定着する。ケーブルへの張力の導入はクレーンの吊り荷重とジャッキの作用荷重のバランスを管理しながら行う。このとき斜吊りタワーの転倒防止材はタワーが前傾する時には移動に追随する仕組みのため、撤去等の作業は必要としない（図-9）。玉掛けワイヤーが外れた後、引き込み装置を操作し建て入れ調整を行い、ケーブル張力を確認し溶接を行う。

キールトラス溶接完了後斜吊り設備は1度荷重を開放する。

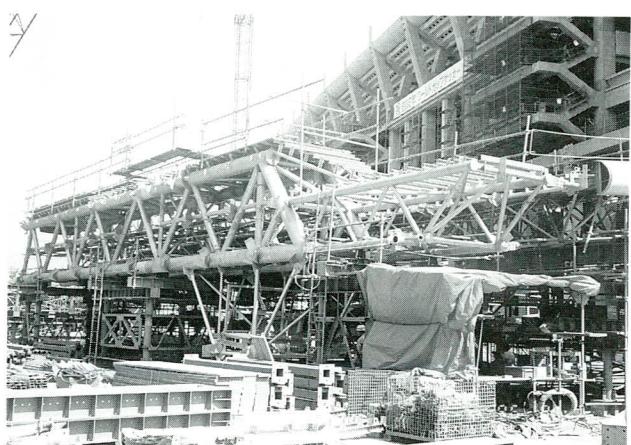


写真-3 キールトラス地組状況

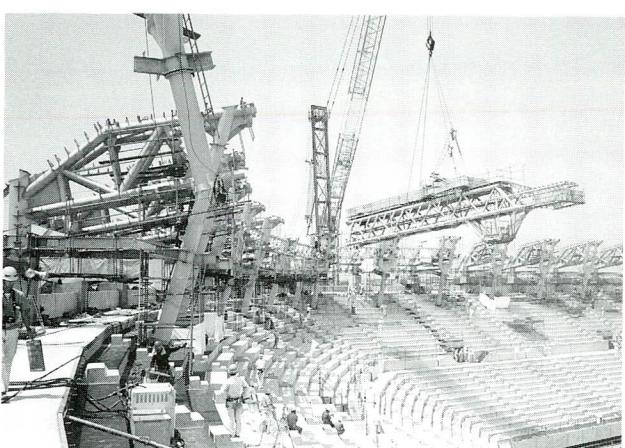


写真-4 キールトラス建方状況

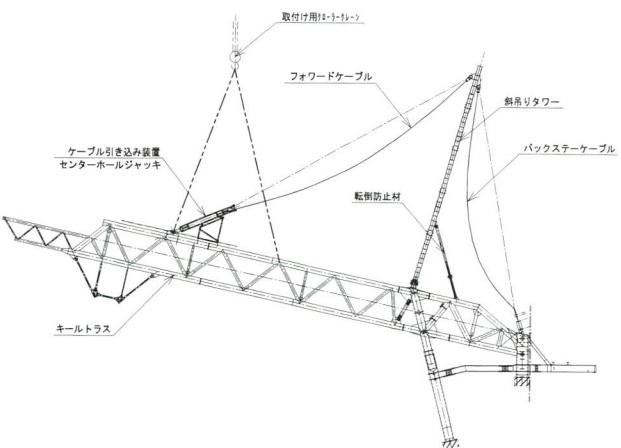


図-9 キールトラス建方要領

トラス版は細径パイプの複雑な立体トラスであるため、その形状管理は非常に困難である。このためトラス版は連結されるキールトラスと仮組された状態で地組を行い精度を確保する。照明受け台の取り付け及び足場整備、屋根仕上げまで地組時に地組を行なう。角度調整は弊社で開発した「MK-パワーリンクシステム」を用い、取り合のキールトラスを調整しながら建方を行う（写真-5）（写真-6）

(3) ジャッキダウン

基本ブロック単位の建方が完了後、逐次ジャッキダウンを行う。ジャッキの制御及び荷重管理は、ポンプユニット・制御盤・計測器を組み込んだ指令室をフィールド上に設置し、司令の指揮に従う。スタンド屋根鉄骨の部材応力も同時に指令室にて計測・確認を行う。ジャッキの油圧ホース及び各計測用のケーブルはジャッキダウン

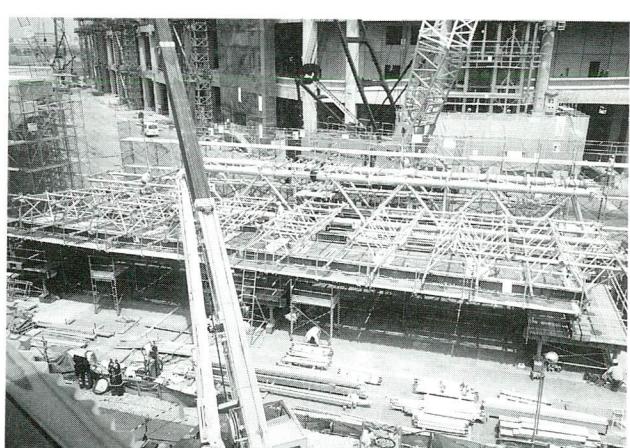


写真-5 ト拉斯版地組状況

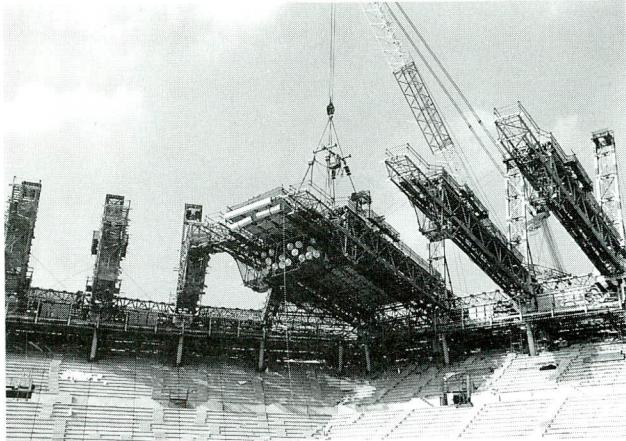


写真-6 トレス版建方状況



写真-7 ジャッキダウン状況

に先だって配線を完了させ、直前には指令車との連結のみとして作業を進める（写真-7）。

7. あとがき

横浜国際総合競技場は現在も施工中（1996年10月現在）であるが、弊社の橋梁工事でのケーブル・エレクション技術と建築工事の知識の発揮できる工事といえる。また

以後の工事への有効な展開・発展の布石になると考えられる。これもひとえに、竹中工務店をはじめ各工区JV及び工事諸関係の方々の御指導・御協力によるものと深く感謝する次第である。

終わりに本工事の無事故と競技場の無事竣工が迎えられることを願い報告を終わりとする。

1996. 10. 31受付

グラビア写真説明

3号神戸線復旧第8工区(その1)

3号神戸線復旧第23工区

1995年1月17日午前5時46分の阪神・淡路大震災で倒壊、落橋など甚大な損傷を受けていた阪神高速3号神戸線（大阪市西区～神戸市須磨区月見山間全線39.6キロ）のうち、最後まで不通となっていた深江～武庫川両ランプ間（9.3キロ）が1996年9月30日正午に1年8カ月ぶりに復旧し全線開通しました。復旧工事に際しては、1日も早い復旧をめざし設計・施工の両面から最新の技術と工法を積極的に採用し、全工程の計画・施工においては上下部工業者を問わず可能な限りの工夫を重ね、当初予定の12月末より3カ月も早い全線復旧開通を実現しました。

3号神戸線全25工区に上・下部工各社がひしめき合うなか、当社は3号神戸線復旧第8工区（その1）鋼桁・鋼製梁工事（神戸市東灘区深江南町）の約566mおよび3号神戸線復旧第23工区鋼桁・鋼製梁工事（神戸市長田区海運町～同市須磨区月見山町）の約1778mの施工を担当しました。

（佐藤）

東京国際フォーラムガラス棟における鉄骨の現場溶接

Field Welding Frameworks for the Glass Building of Tokyo International Forum

中野 一夫* 早川 昭**
Kazuo NAKANO Akira HAYAKAWA

Summary

The roof structure for the glass building of Tokyo International Forum is supported by two large columns. The roof has an overall length of 208 m and a maximum width of 31.7 m. It resembles the bottom of a ship because of its flat top and curved bottom.

The members of the roof structure were made with very thick steel pipes, super-thick steel sheets and steel castings, and were joined in the field by welding alone. Before construction of the building was begun, trials were conducted on full-scale models to secure ease, quality and economy of construction. During the course of these trials, welding methods and welders were selected and the welders were carefully evaluated for their skill in overhead welding.

This paper describes the results of the construction trials and the basic procedures of the field welding.

1. まえがき

ガラス棟ガラスホール鉄骨は、全長208m×最大幅31.7mの上面フラット、下面が船底形状した屋根と南北に2本（スパン124m）の大柱、および、外周部を構成するガラス壁面などの構造エレメントで成り立っている。

部材接合が、すべて現場溶接であり厚肉鋼管、極厚鋼板、鋳鋼との溶接、他に難しい上向きを伴う全姿勢溶接など特異性があった。

そのため、建方と同様に実施設計段階の設計事務所と製作会社との打合せに参画、事前に予想される溶接方法、溶接手順、開先形状、建方精度など慎重に検討し、①施工能率アップ、②溶接品質の確保、③コストダウンを図る方策を工場製作着手までに実物大試験体による、各種確証実験を現地、および、大林組技術研究所において行い、結果を製作・現場に反映した。

また、溶接工の技量についても現場溶接工技量試験、溶接姿勢上向き技量試験など独自の付加試験で溶接工の選抜を行い万全を期した。

なお、溶接箇所は大きく分けて屋根鉄骨・壁鉄骨・先端トラス鉄骨であり、大柱と大柱柱頭鞍型部の溶接は弊社施工外である。（図-1 参照）

以上のはかに現場溶接工事の基本的施工手順と要領を含めて、「建方工事（技報11号）」¹⁾に続き報告する。

2. 溶接概要

屋根鉄骨は、屋根の外周部分を形成するR材（Gコラム $\phi 1000\text{mm}$ ）、圧縮力を伝達するA材（ $\phi 1200\text{mm}$ ）、助骨形状のリブフレーム材、並びに、リブフレームとA材などの溶接（図-2 参照）である。

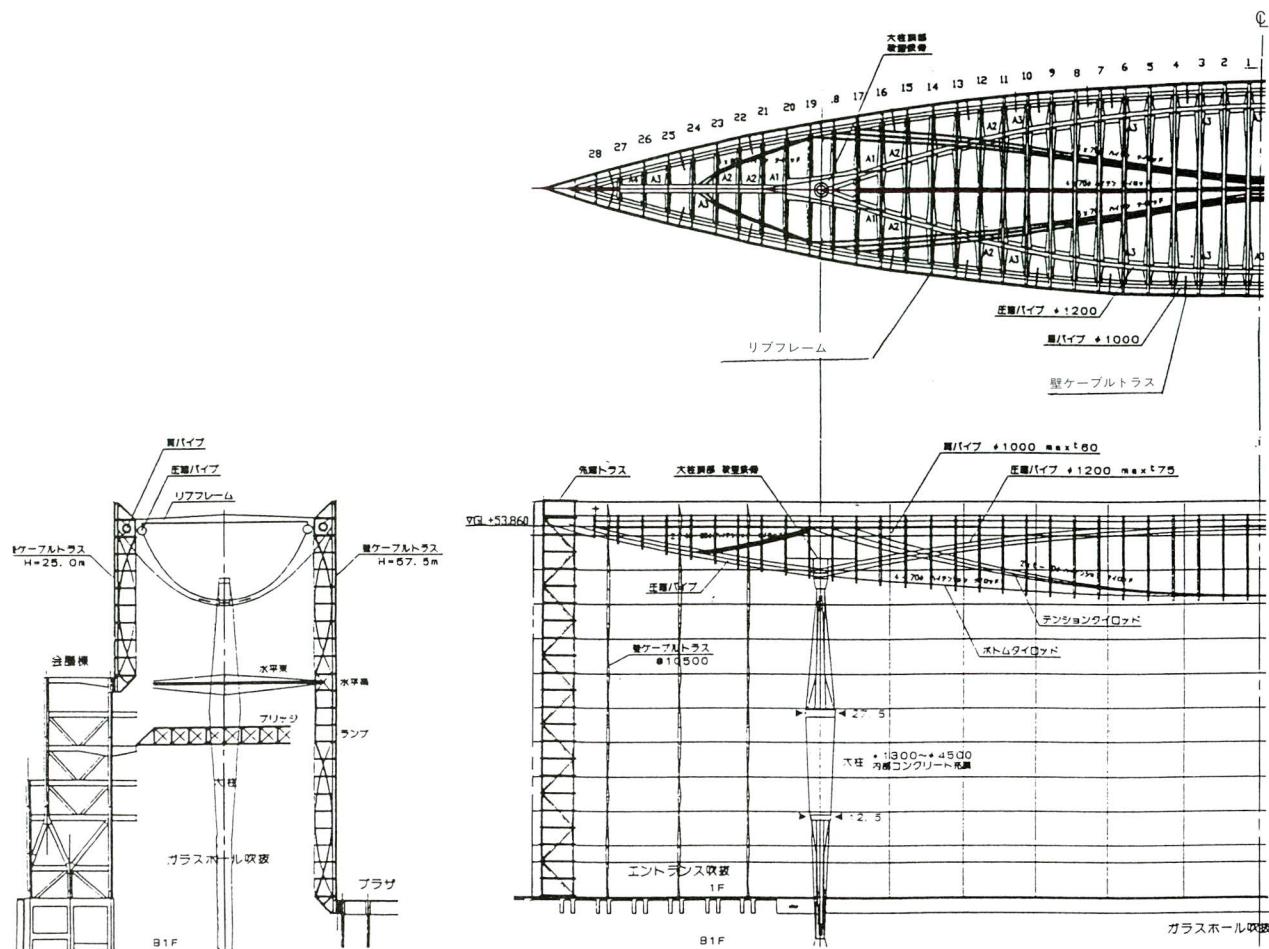
壁鉄骨は、ワイヤーロープと柱（方立と称する台形状）の組合せで一体となって構造材（以下ケーブルトラスという）として機能する、その方立は自立が不可能な部材でプラザ側4節、会議棟側2節から構成され、方立と水平方向に2.5mピッチで配置された胴縁（方立と同一形状）、方立と方立の中間位置に間柱パイプなどの溶接、プラザ側にはケーブルトラス内に組み込まれた極厚BH材の水平梁・ランプの溶接、また、ジャッキダウン後に屋根鉄骨（R材）と壁鉄骨を連結する星形部材の溶接である。（図-3 参照）

先端トラスは、屋根鉄骨の両先端に位置した三角鉄塔形状構造物で、柱は $\phi 350$ 、 $t = 90 \sim 35$ 、 $\phi 250 \times t = 70 \sim 30$ 、斜材は $\phi 250 \sim 150 \times t = 60 \sim 35$ の極厚Gコラムであり、水平材は壁鉄骨胴縁と同一形状などで構成され、トラス格点は鋳鋼（SM490A-FR相当）との溶接である（図-4 参照）。

以上の現場溶接箇所数、溶接長、溶接方法、姿勢など実績を表-1にまとめた。

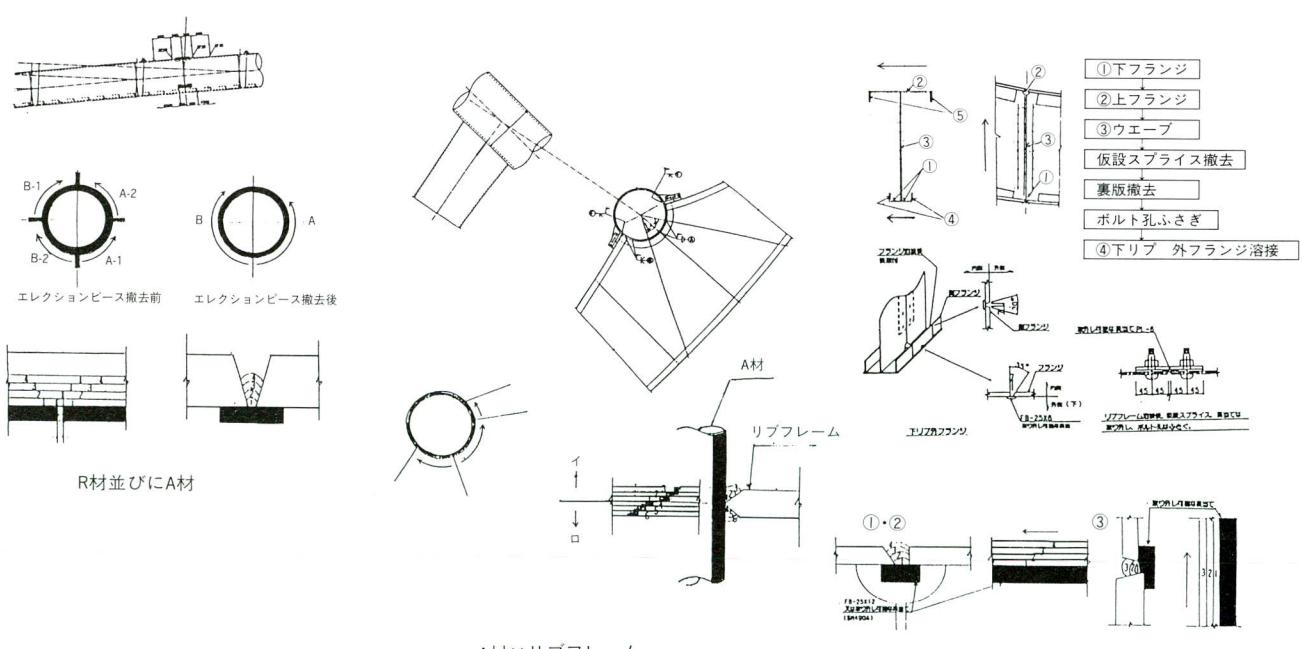
* 宮地建設工業(株) 橋梁構造事業部工事部総括作業所長

**宮地建設工業(株) 鉄構事業部プロジェクト推進部総括作業所長



(注)圧縮パイプをA材、肩パイプをR材と称す。

図一 1 概要図



図一 2 屋根鉄骨溶接接頭

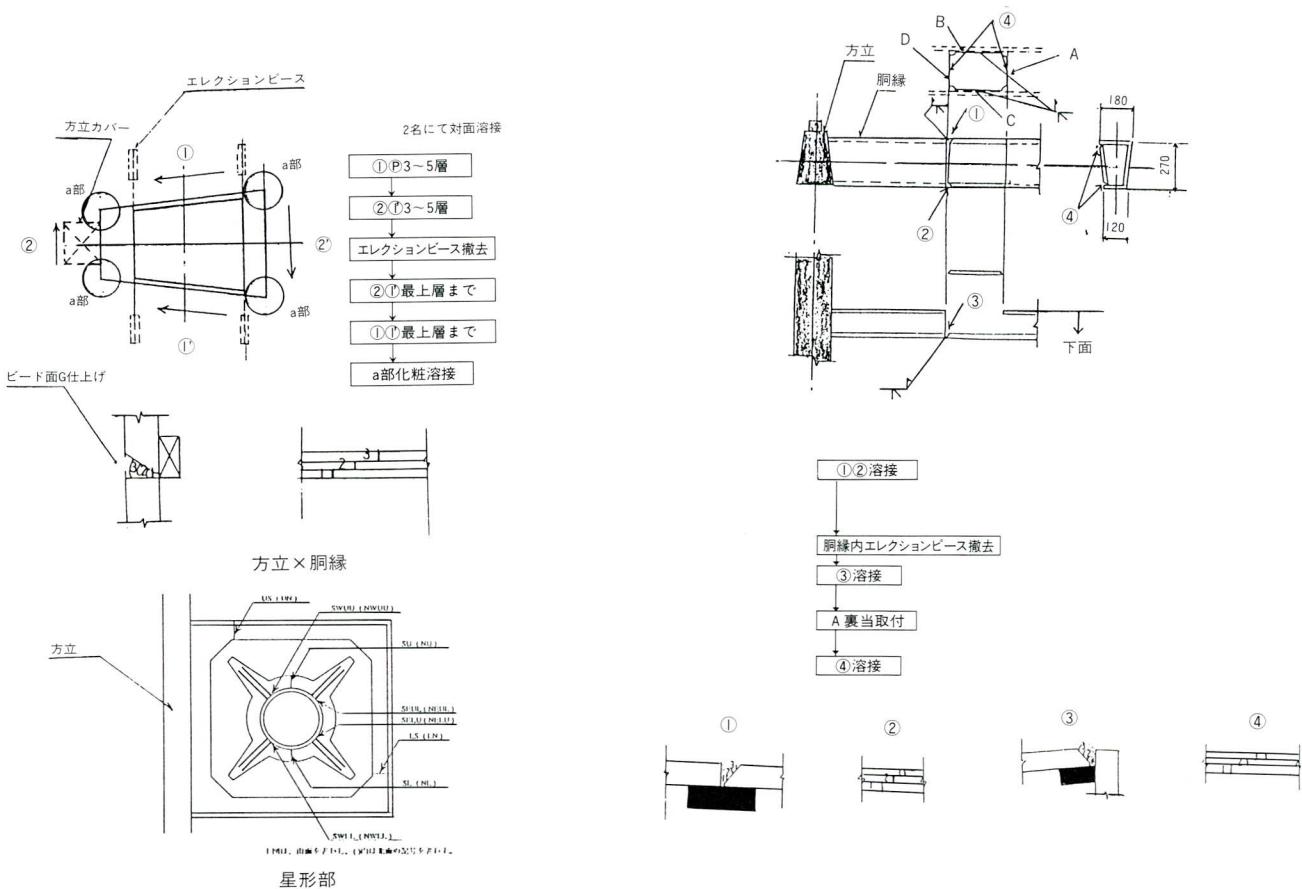


図-3 壁鉄骨溶接要領

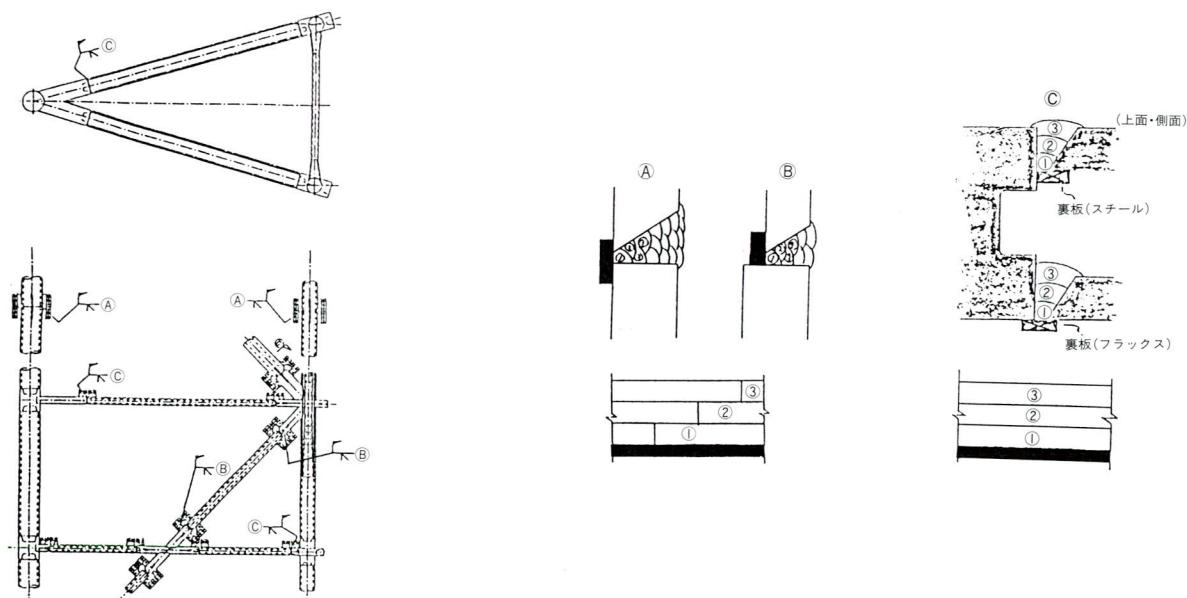


図-4 先端トラス溶接要領

3. 溶接方法の比較実験

(1) ノンガス全自動とCO₂半自動

屋根鉄骨のR材、A材は、60mの高所で78箇所におよぶ全姿勢溶接であり、溶接期間短縮・品質に大きく影響することから、完全溶込み突合せ溶接の比較実験を現場

にて実施した。この結果を踏えて継手開先形状、並びに、エレクション金具の位置・形状を製作に反映させた。

米国リンカーン社が開発したフラックス入りワイヤーを使用する直流ノンガス自動溶接法と一般的に使用されているCO₂半自動溶接法を行った。使用機器は表-2の通りである。

表一 I 現場溶接長数量一覧表

溶接箇所名		箇所数	溶接長 6%換算値	溶接姿勢他
屋根鉄骨	A・R材	ヶ所	m	{ G ユラムパイプ
	リブフレーム	78	10,900	F・H・O
	A材×リブフレーム	364	11,273	F・H・O
	その他	64	4,680	F・H・O
		—	1,037	—
		小計	27,890m	
壁鉄骨	方立×方立	192	6,634	H
	方立×胴縁	2098	47,408	{ F・H 開先X脚縫アーケ溶接含む
	ランプ・水平梁	212	8,395	F・H・O
	R材×方立取合 (星型)	38	10,250	F・H・O
	ブリッヂ	72	300	{ 裏当て金具、アーケ溶接 (F・H・O)
	水平束	8	405	上記と同じ
	その他	513	32	アーケ溶接 H
		小計	73,424	
先端トラス 鉄骨	柱・水平材・斜材	318	15,061	{ 裏当て金具、アーケ溶接 (F・H・O)
	屋根取合ピン受	2	375	F・H
		小計	15,436	
		計	116,750	

(注) 溶接姿勢他欄の溶接方法以外はCO₂半自動溶接で施した。
ブリッヂ・水平束・先端トラスは、JISZ3801(溶接技術検定における試験及び判定基準)の鋼管構造A-3P資格者。

表二 使用機器

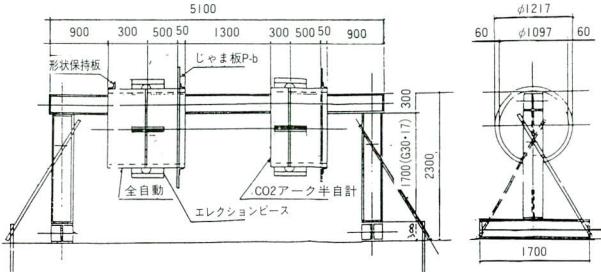
溶接方法	製造会社	機器名称	容量
CO ₂ 半自動	松下電気産業(株)	インバータ オート500	Amp 500
自動	米国製 リンカーン社	DC-600 走行レール・セット治具 走行台車・治具	Amp 600

供試体は、GコラムSMK490($\phi 1217 \cdot t=60$)を使用して、開先面100S以下表面粗・開先角度自動溶接40°・半自動30°、防錆塗装(日本油脂製のタセトシルバーS)を行った状態、および、作業条件(表一3参照)のもとに、並列に配置(図一5参照)した供試体を自動溶接は1台、半自動は2台の対面で同時に開始して、施工性・品質・仮設備・コストなどを評価し、表一4に示す結果を得た。

表三 作業条件

溶接方法	溶接層数	溶接材料規格	溶接姿勢	アーフ電圧	溶接電流
CO ₂ 半自動	自由	YGW-11 銘柄-MG50 ワイヤー径- $\phi 1.2$	F H	32V±4V	250A±30A
		YFW-24 銘柄-DW100 ワイヤー径- $\phi 1.2$	O	32V±4V	120~260A
自動溶接 (1~3層) 半自動	自由	米国リンカン製 NR232 ワイヤー径- $\phi 1.7$	全姿勢	13~46V	90~850A

(注) 予熱は、プロパンガスバーナー、50~75°Cの温度、溶接線より両端各々100mm範囲内、溶接線より50mmの位置で温度チョークによる測定。エレクションビース切断は、2~3層終了後とする。

図一5 自動・CO₂半自動比較実験要領

写真一1 ノンガス全自動実験状況

(2) ノンガス半自動とCO₂半自動

設計事務所は、リンカーン社直流ノンガス溶接が風による影響が少なく、米国で実績がある点に固守したため、再度、直流ノンガス半自動(今回変更)とCO₂半自動の比較実験を3-(1)と供試体を含めて同一状態で行った。この実験結果をまとめると、次のような問題がある。

- ①国内での鉄骨現場溶接法はほぼ100%、CO₂半自動であり、ノンガス半自動の国内の実績は鋼管杭現場継手の溶接工が唯一経験者との状況である。
- ②ノンガス半自動の公的資格取得に、訓練・受験が日程上から困難である。
- ③ノンガス半自動溶接は、アルミ系ヒュームを大量に発生し保護具着用しても防止が現状不可能であり、風に強い溶接法といっても実施工ではウォーニングをするために、安全対策法の検討に時間的余裕がない。
- ④ノンガス半自動溶接材料は、JIS(Z3313-YFW14)に準拠の規格であり確証テストによる品質確認、また、今回の実験使用量も全国の在庫を確認して着手可能な状況であった。

表一 4 自動・CO₂半自動比較実験評価

		自動溶接(1台施工)	判定	CO ₂ 半自動溶接(2人施工)	判定	
施工性	(1) 溶接数量	溶接長 バス数	380m 12層30バス(40・開先)	x	303m 10層13バス(30・開先)	○
	(2) 時間	総作業時間	36時間8分/2 =18時間4分	x	9時間14分	○
		溶接時間	18時間48分12秒/2 =9時間24分6秒	x	7時間29分	○
		段取り	4時間16分24秒/2 =2時間8分12秒	x	1時間45分	○
		アーカタイム率	52%	x	79.4%	△
	(3) 技量	特別に訓練が必要	x	一般的な溶接であり、特別な訓練の必要はないが、全姿勢溶接施工の技量のある溶接工を必要とする	△	
	(1) 外観検査	欠陥なし	○	一部余盛不足とアンダーカット有	△	
	(2) UT検査	不合格2ヶ所(70°)全体的に初層で欠陥発生。又、片側の肌面部に欠陥が目立つ	△	不合格3ヶ所(70°)	△	
	(3) 風による影響	風速3.5m/s特に影響なし	○	風速3.5m/s特に影響なし (ガス流量を70~90l/min)	○	
	(4) 塗装による影響	初層で塗装と反応を起こし、プロトーグ多発した	x	塗装による影響がみられなかった	○	
	(5) 施工後の縮み量	-4.4mm 平均	x	-2.25mm 平均	○	
仮設設備	(1) 足場	ガードレール取付の為、及び溶接部監視用の比較的簡単な足場が必要	○	溶接姿勢に合わせた階段状、もしくは、可動式の足場が必要	△	
	(2) エレクションピース	レールの取付、機械の動作がある為、エレクションピース等の位置を検討する必要がある	x	エレクションピースはある程度かわしながら溶接が出来る為、従来のままで、検討する必要はない	○	
コスト	(1) 材料費	ワイヤー CO ₂	ワイヤーNR232 1.7φ 76kg 使用 ¥49,248 ¥0	ワイヤーDW-100 75kg 使用 ¥45,000 CO ₂ 10kg ¥15,600	x	
	(2) 設備費	専用の溶接機、自動溶接装置、ガイドレールを必要台数用意しなければならない	x	従来のCO ₂ 溶接機を使用するので特別な費用はかかるない	○	
備考	(1) 事前検討	一般建築物では、使用例が少なくJIS規格外の溶接ワイヤーを使用することや、機械本体の改良方法等、各種の検討が必要になる	x	一般的に使用される溶接方法である為、特別な検討は必要としない	○	

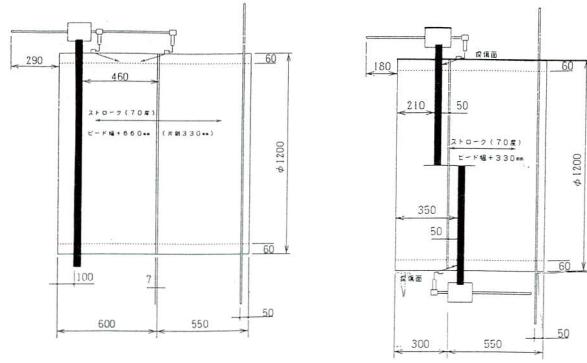
⑤CO₂半自動溶接の耐風性については、溶接面に直接送風器で風速3.5m/sを当て溶接を行ったが、ガス流量を70l/minから90l/minに上げることにより影響はみられなかった。

以上、3-(1)の実験、3-(2)の実験から検討すると、良好な溶接部（特に上向き溶接）の品質確保については、耐風性のメリットに大きな差異がなかった。また、溶接工程の短縮は、ノンガス溶接の問題点が解決されても、時間的メリットがなかったことから、CO₂半自動溶接法を採用することにした。

4. 溶接部検査方法（全自動UTと手動UT）比較実験

溶接方法の比較実験時に、自動超音波探傷（以下全自動UT）と手動超音波探傷の比較実験を行った。

以下に示す機器、装置を使用した（図一 6 参照）。



図一 6 全自動UT取付要領

全自动UT

本体：αUT-2 (株)アスペクト製

探触子：5Z10×10A70+7N (株)KGK製

5Z10×10A45+7N 同上

その他：探触子走査機、制御装置 (株)アスペクト製

記録：パーソナルコンピュータ (PC-386LSR)

セイコーエプソン(株)製データ処理プログラム (株)アスペクト製

手動UT

本体：クラウトクレーマーUSK7

実験結果を以下に考察する。



写真一 2 全自動UT（ノンガス自動溶接の場合）実験状況

(1) 施工性

全自動UTは、検査対象部材に合せたレールの取付があるためエレクションピース取付に制約を受ける、装置・レールなどが多く、電源を必要とし機動性に問題がある。足場は全自动、手動とも同じ条件で作業が可能である。

(2) 検査時間

検査所用時間を表一5にまとめた。

比較すると全自動、手動に平均9分の差となる、この要因としてレール取付、探傷面ケレンによると推定するが、欠陥数・大きさなどの影響により差は大きくなる。

表一5 検査時間比較表

・全自動UT

溶接方法	自動溶接試験体	CO ₂ 半自動溶接試験体	
使用深触子	70度	45度	70度
事前作業	22分	20分	18分
自動探傷	35分	45分	40分
合計	57分	65分	58分
平均			45分
			56.25分

・手動UT

溶接方法	自動溶接試験体	CO ₂ 半自動溶接試験体	
使用深触子	70度	45度	70度
事前作業	7分	5分	7分
自動探傷	33分	45分	38分
合計	40分	50分	45分
平均			55分
			47.5分

(注) 事前作業とは、探傷面ケレン、原点の卦書き、×軸レール
×軸レールの設置、走査機取付など。

(3) 性能

実験当初に全自動と手動で結果の食い違いが発生したが、原因はキャリブレーションの段階で双方の感度の誤差によるもので同一条件でキャリブレーションしたところ結果は一致した。

どちらの方法でも正しい結果を得ることは分った。しかし、全自動では検査部材に対する初期設定条件（板厚・開先形状・裏当金具のすみ肉溶接の有無）などを設定入力し、UTの条件（音速・屈折角・感度）を設定して検査することになるが、実物ではキャリブレーションの時



写真一3 全自動UT実験モニター使用状況

点と異なる下記のような条件が頻繁に発生する。

- ・板厚の変化
- ・開先形状
- ・裏当金具の取付状態、すみ肉の有無と位置ズレ
- ・目違い量、および、変形量の変化
- ・温度変化による屈折角の変化、音速の変化
- ・表面粗さなどによる感度の変化

現状、全自動UTでは、この変化に対応して判断する能力がないため、検査員（手動UTの資格者で実績ある者）が対象部材、および、条件の変化に対応して解析し判断することになる。故に、操作員による全自動UTでは正確な検査結果が得られない場合もあるという問題がある。

(4) 品質管理

全自動UTは結果がモニターに写しだされる。また、欠陥の平面・断面・開先断面が原寸大でプリントアウトすることができ、記録保存が可能でありプリントされた結果はだれにでも良否の判断ができること、また、管理上の信憑性は得がたいものがある。

以上、検討した結果全自動UTは自動探傷装置類とは別に検査装置本体・コンピューター・プリンターを現地に設置して、そこで管理をしなければならない費用のコストアップは避けたいが当工事においての現場溶接の重要性、および、将来自動化施工への一環として実用性をはかるためのデータ収集など考慮して屋根鉄骨のR材・A材に部分的に使用することにした。

5. その他の実験

- ① 壁鉄骨方立と方立継手部（3ヶ所）の縦収縮は、ケーブルトラスを構成するワイヤーロープ長・張力導入に影響する、鉛直度はガラスカーテンウォール金具調整量に影響するため、大林組技術研究所においてケーブル張力導入実物大実験の前に事前検討した継手抱束治具、鉛直度修正方法および溶接順序などを行い確認した。
- ② 方立と胴縁継手部は下向き姿勢になるように設計されたが、小断面形状の極厚鋼板のため計画通り溶接可能か、また、横収縮は方立鉛直度およびカーテンウォール金具調整量に影響が大きいため現地で実物大実験をして、ルートギャップ量・スカラップ形状、裏当て材選定など検討した結果を踏まえてカーテンウォール耐風・雨実物大実験（旭硝子中央研究

所)に使用する方立、胴縁を利用して再確認した。

6. 溶接工の資格および現場溶接工技量付加試験

「建築工事標準仕様書・同解説」²⁾では、アーク手溶接および半自動溶接に従事できる溶接工はそれぞれの溶接方



写真一 4

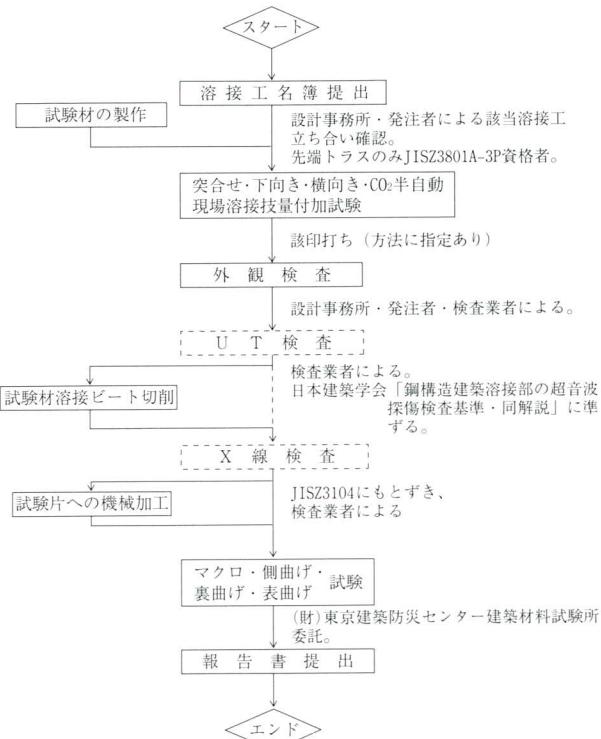


写真一 5



写真一 6

法に熟達し、かつ作業姿勢・板厚に応じたJISZ3801またはJISZ3841の溶接技術検定試験に合格した有資格者を従事させることとしている。さらに、「有資格溶接工に対し、技量付加試験を行う場合は特記による」として、特殊な場合を除いて技量付加試験の必要はないとしているが、本工事においては図一7のように溶接工を従事させるための事前の手続き・試験など行ったが、今後、次のような点に留意することが必要である。



特記.

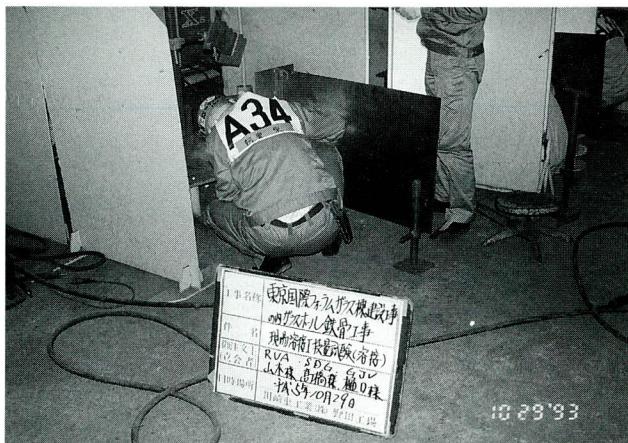
- (1) 「_____」は、発注者負担。
- (2) 屋根鉄骨R.A材溶接従事予定者に対して、上記合格者より選抜して「上向きCO2半自動現場溶接技量付加試験」同じ要領で行った。

図一 7 技量付加試験フローチャート

- ① 建築鉄骨パイプ現場溶接にA-3 P有資格者の従事を求められないが、先端トラスのみ（パイプ径がΦ500mm以下そのため）求められた。しかし、所持者でも建築鉄骨に適応する者は東京地区に2～3名しかいないのが現実であり急遽公的試験を受験させた。
- ② 本工事において工程上から少なくとも38名必要で、58名受験させて確保したが合格率66%である。合格率アップには事前の練習が必要となる。
- ③ 技量付加試験は、現場溶接着手の約6ヶ月前から初める、弊社は製作工場がないために試験場の確保、他工事で就業溶接工の日程調整など詳細に計画して

おかないと発注者を含めた検査官の印象を悪くする。
また、合格者に対する着手までの離散対策にも問題がある。

- ④ 試験材製作・加工・試験場借用・溶接器など機械
・検査委託料などに費用が嵩む。(写真一7参照)



写真一7

7. 施工要領書の作成

施工要領書は実験結果を反映したもので屋根鉄骨・壁鉄骨・先端トラスに分割し、以下に示す目次の項目に従って作成した。

第1章 総 則

1-1 適応範囲

1-2 準拠図書および基準

1-3 変更・疑義・協議

1-4 要領書の徹底

第2章 一般事項

2-1 工事概要

2-2 一般図

2-3 現場工事業務系統

第3章 溶接方 法

3-1 溶接基準図

3-2 溶接管理技術者

3-3 溶接工

3-4 溶接材料

-(1) 被覆アーク溶接

-(2) CO₂半自動溶接

-(3) シールドガス

3-5 標準溶接条件

-(1) 手溶接

-(2) CO₂半自動溶接

3-6 使用溶接用工事機械・器具

-(1) 工事機械

-(2) 器具

-(3) 検査器具

3-7 施工管理

-(1) 溶接管理技術者

-(2) 溶接材料の管理

-(3) 溶接機の保守管理

-(4) 足場および風防装置

-(5) 天候管理

-(6) 開先管理

-(7) 予熱管理

-(8) 電力の供給方法、並びに管理

-(9) 炭酸ガスの供給方法

-(10) 施工管理の報告

3-8 溶接施工

-(1) 一般事項

-(2) 溶接作業上の注意

-(3) 溶接基準

-(4) 溶接順序

-(5) エンドタブ・裏当金の取付け

-(6) 施工上の注意

3-9 溶接箇所の検査

-(1) 外観検査

-(2) 超音波探傷検査

3-10 溶接部の補修

-(1) 補修溶接

-(2) 検査後の補修

-(3) 開先不良に対する補正

第4章 安全管理

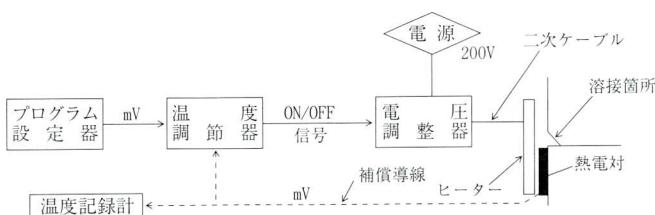
4-1 安全管理組織表

4-2 一般事項

4-3 溶接作業

以上

このなかで先端トラスは、先行して溶接を行っている大柱継手部（弊社施工外）と同一材質で溶接方法などに問題が発生したことを踏えて、弊社が施工して実績のある水戸芸術館と同じ被覆アーク溶接棒、手溶接にて行うとともに通常予熱（プロパンバーナーによる加熱）のみの管理を、予熱と溶接完了後の後熱を自動制御で管理、記録する装置（ジェミックス株式会社製）を導入した。装置のシステムを図一8に示す。



該当溶接 1ヶ所に 4枚のアルマットヒーターを取り付け、近傍に設置した熱電対で温度管理する。温度制御は熱電対起電力相当のmVを発生するプログラム設定器と温度調整器を組合せて二位置制御をする。操作端にサイリスター・パワーレギュレーターを使用して自動制御し、温度を記録用紙に記録する。

図一8 予熱および後熱装置

8. 施工管理の結果

安全、品質、確保を効率的に行うため鳶工と鍛治・溶接工の職域境をかえる対策を行った(図一9参照)。

全溶接箇所に自主検査および溶接前状態写真(写真一8参照)とUT検査を求められ、その結果を発注者経由で施工主に記録を提出了した。



写真一8

① 溶接前、溶接中の自主検査

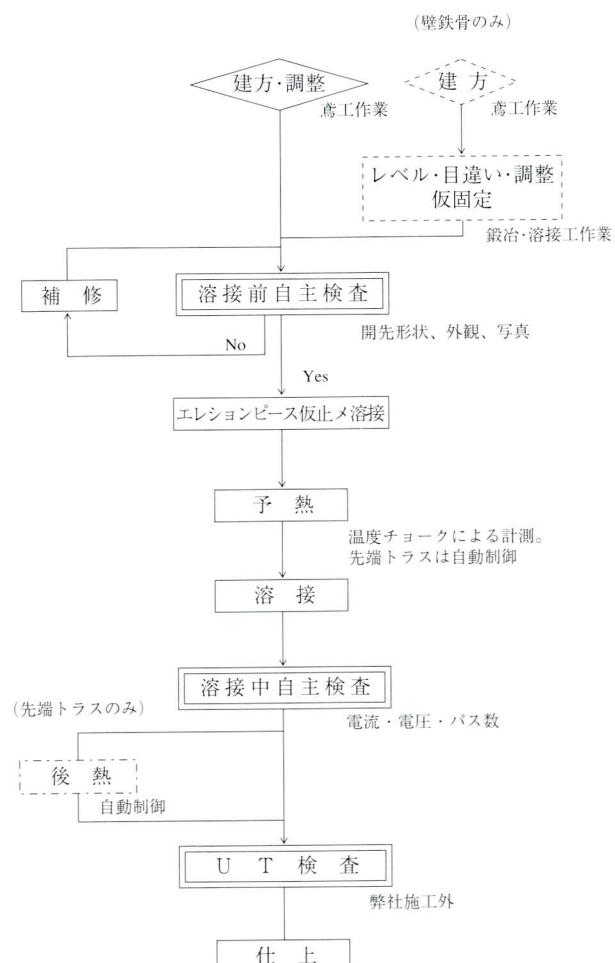
溶接前には、開先の角度・ルート間隔および目違이量を計測し、写真撮影の手順で行った。

溶接中の8時、13時、17時に天気・気温・湿度・風速の測定および予熱温度・電流・電圧と溶接後にパス数を計測して、所定の報告書用紙(図一10参照)へ記録した。

② UT検査

発注者がUT検査専門会社(日本超音波試験株式会社)に委託して行われた。

検査器は、探傷器(クラウトクレーマーUSK 7)、斜角探触子(ジャパンプローブ5C10×10A70)を使用した。



図一9 溶接順序(屋根鉄骨で示す)

また、検査基準の外観検査については「建築工事標準仕様書・同解説」²⁾付則6の鉄骨精度検査基準によって、UT検査は「鋼構造建築溶接部の超音波探傷検査規準・同解説」³⁾第7章合否判定「引張応力が作用する溶接部」の項にもとづき検査を受けた。

溶接完了後、結果を検査数と不良数および率(表一6参照)並びに欠陥種別による不良数および率(表一7参照)にまとめた。

表一6 検査数と不良数及び率

溶接箇所	検査数	検査率 (%)	外観検査		UT検査	
			不良数	%	不良数	%
屋根鉄骨 R・A材	920	100	26	3.9	18	1.0
リブフレーム	4090	—〃—	629	15.3	36	0.8
壁 鉄 骨	20023	—〃—	910	4.5	343	1.7
先 端 ト ラ ス	1568	—〃—	128	8.1	15	0.9

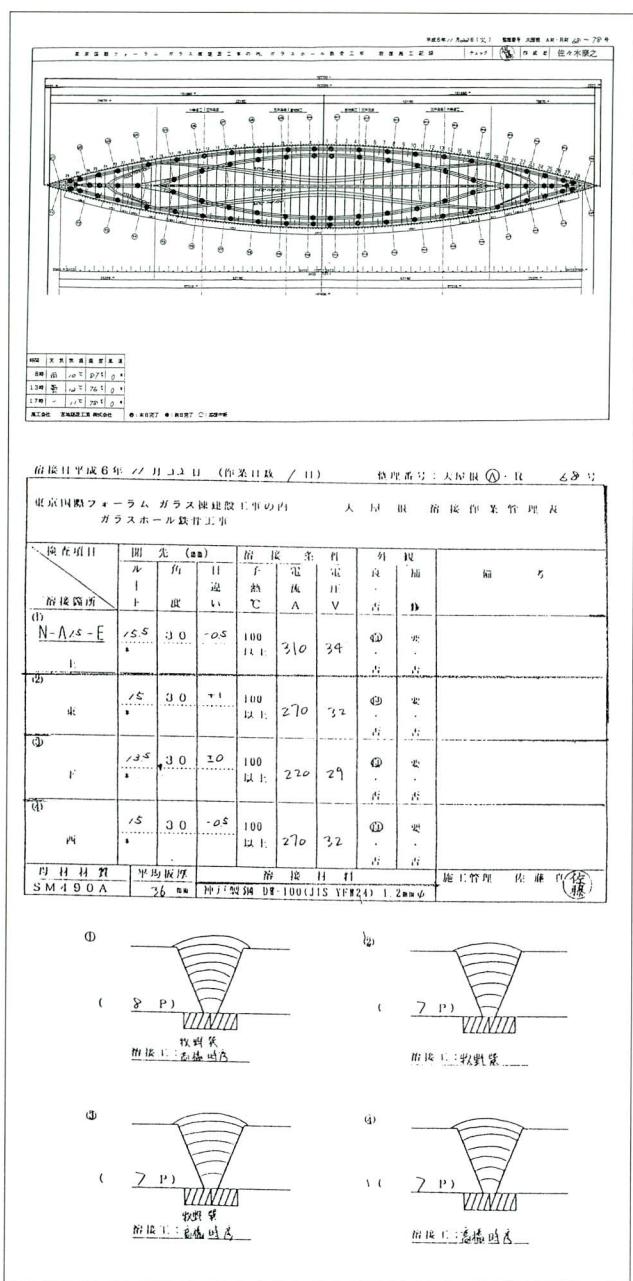


図-10 報告書用紙の例

9. むすび

建築における鉄骨工事の施工形態を述べると、九州地域を除き図-11のように発注者の直属下請である鳶工業者および鉄骨製作業者と検査専門業者によって施工する。

このなかで鉄骨製作業者は、エレクションボルト・ドリフトピンなど建方用器工具を提供して、建方時の合番、ハダ合せ調整、高力ボルト本締、現場溶接を施工する。

本工事のような特殊鉄骨構造物においては、弊社が自社専用および市販汎用の機材を準備し、建方・本締・溶

表-7 欠陥種別による不良数及び率

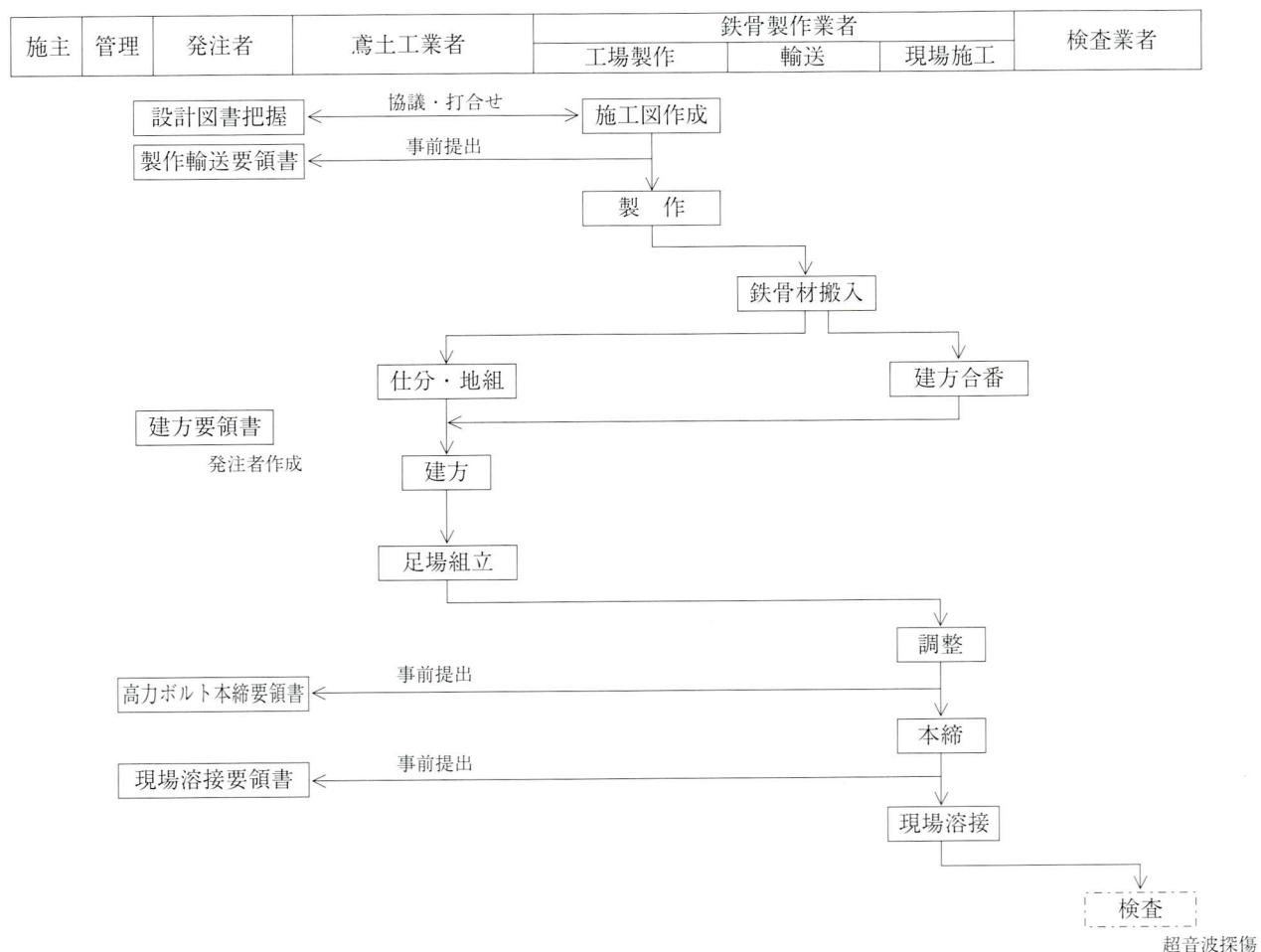
外観検査	欠陥種別	不良数及び率						
		屋根鉄骨 R・A材 リブフレーム		壁鉄骨		先端トラス		
		割れ	クレータ割れ	アーチストライク	アンダカット	ビード不整	余盛高さ	
	割れ	1	1	3.8	2	0.3	27	3.0
	クレータ割れ	1	1	46.2	385	61.2	357	39.2
	アーチストライク	12	12	1.0	26	2.9	3	2.3
	アンダカット	12	12	46.2	385	61.2	357	39.2
	ビード不整	6	6	23.1	6	1.0	26	2.9
	余盛高さ	110	110	17.5	141	15.5	18	14.1
	ピット	1	1	0.1	1	0.1	1	0.1
	食違い	2	2	7.7	53	8.4	22	2.4
	仕口のずれ	1	1	1	1	1	1	1
	端部処理不良	52	52	8.3	144	15.8	23	18.0
	まわし溶接不良	1	1	1	1	1	1	1
	不況すみ肉不足	24	24	2.6	4	4	3.1	3.1
	その他	5	5	19.2	20	3.2	168	18.5
	計	26	26	629	629	910	910	128
UT検査	割れ	1	1	1	1	1	1	1
	溶込み不良	8	8	44.4	31	86.1	168	49.0
	融合不良	8	8	44.4	4	11.1	172	50.1
	スラブ巻込み	1	1	1	1	1	1	1
	プローホール	1	1	1	1	3	0.9	0.9
	その他	2	2	11.2	2	2.8	2	2
	計	18	18	36	36	343	343	15

接など一貫施工と品質を含めた管理を行うケースが、最近は多くなっているが、橋梁工事と鉄骨工事では品質および施工の管理手法に違いがある。

ことに、この様な特殊溶接については、事前の検討や実験等の要求度も高く、溶接専門業者の経験・ノウハウに依存するところが、大であった。

早急にノウハウの蓄積と運用方法の確立をいそがねばならないところである。

おわりに、計画と実施の資料を合せて整理保管しているので、類似工事へ活用していただければ幸いである。



図一〇 鉄骨工事体系図

〈参考文献〉

- （参考文献）

 - 1) 中野、内藤；東京国際フォーラムガラス棟の鉄骨建
方工事、宮地技報 N O.11
 - 2) 日本建築学会；建築工事標準仕様書・同解説、J A
S S 6 鉄骨工事、1993年
 - 3) 日本建築学会；鋼構造建築溶接部の超音波探傷検査
規準・同解説、1989年

1996. 10. 31受付

(仮称) 豊田大橋の製作・架設

Manufacture and Construction of the Toyota-Ohashi Bridge (tentative name)

石川 洋^{*1} 吉田 康雄^{*2} 鬼頭省吾^{*3} 千葉新次^{*4}
Hiroshi ISHIKAWA Yasuo YOSHIDA Shohgo KITO Shinji CHIBA

Summary

An animal skeleton motif was selected when designing the Toyota-Ohashi Bridge. This enabled the designer to express the mighty structure of the bridge. The bridge therefore has a significantly complex form, as well as features that differ from those of an ordinary Nielsen Lohse bridge. This paper reports matters which were considered during the manufacture and construction of the bridge.

1. まえがき

(仮称)豊田大橋は、事業主の豊田市が『緑の都市軸』の一環として、名鉄豊田線の豊田市駅から東に約1kmの所の矢作川に、中央公園を経て東部住宅地につながる幹線道路の橋梁として、二連のニールセンローゼ桁橋を中心とした、橋長474.5mの橋が計画された。

従って、本橋には単に川を渡るためだけでなく、川を楽しむための橋として様々な工夫が施されている。空から見ると『8の字状』にデザインされた橋は、歩道が広くさらに川に向かって階段状の広場が4ヶ所計画されている。又、両岸の橋脚から河川敷の公園に降りられるよう昇降可能な階段が設置され、川中央の橋脚部では車道をくぐり、上流側・下流側への往来が可能な川面観察デッキが計画されている。

このように、本橋は『緑の都市軸』の核として、シンボル性の高い景観創造と共に、矢作川と一体化した水と緑と人のふれあい空間をめざしている。又、本橋はそのデザインにあたり、より力強い構造体を強調しイメージ表現できるモチーフとして、動物（完成した形状は恐竜のように見える）の骨格を選択している。

2. 橋梁概要

橋梁形式：ニールセンローゼ桁橋

橋 格：一等橋(TL-20)
 橋 長：140.0m
 幅 員：標準幅員 20.0m
 (歩道5.75m + 車道8.5m + 歩道5.75m)
 支間中央 32.5m
 吊り材：DINAアンカーケーブル
 (16- ϕ 7×85、42- ϕ 7×55)
 鋼 重：3,090ton

図-1に一般図を示す。

3. 構造的な特徴

本橋のデザイン（意匠）は動物の骨格をイメージして設計されている。このため、化粧板が多用されており、外観的にもかなり複雑な形をしている。又、構造的にも一般的なニールセンローゼ桁とは異なる特徴を有している。主な点をあげると以下のようなものである。

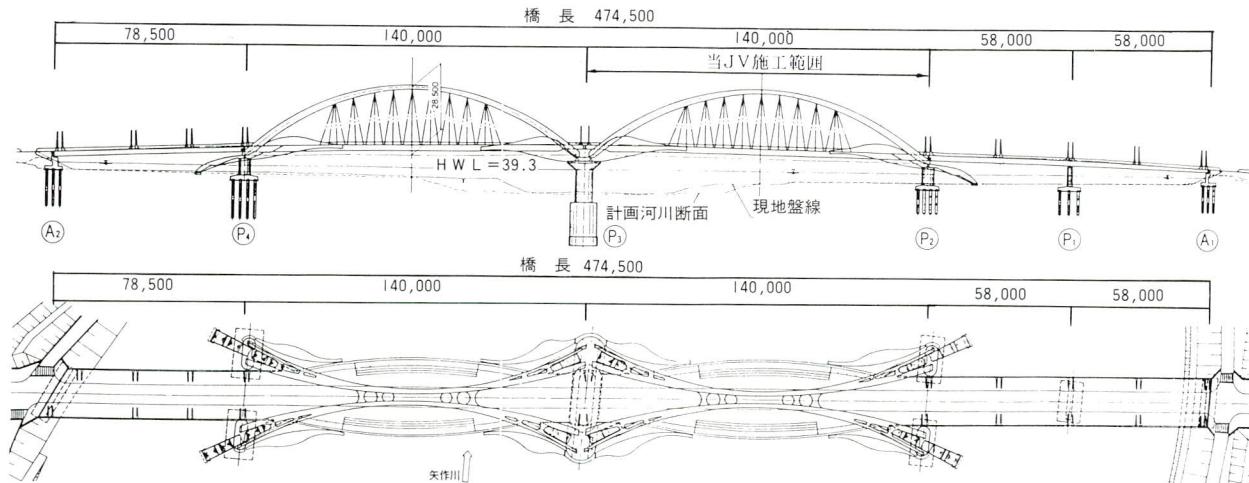
- ① 一般的なニールセンローゼ桁は、アーチ部材と補剛桁は一平面内にあるが、本橋は端部の横梁を介してアーチの水平力が伝達されている。
- ② アーチ部材は支間の両側約1/3に外アーチが設けられており、ダブルアーチの構造となっている。又、外アーチの水平力は、連結梁を介して補剛桁に伝達されている。
- ③ 外アーチの支間中央部には化粧板が設けられてお

*¹千葉工場技術管理室主幹

*²技術本部工事部課長

*³千葉工場生産設計部付部長

*⁴千葉工場製造部製造第一課課長代理

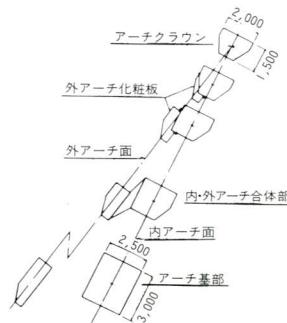


図一 一般図

り、外観的に連続性が保たれている。

- ④ 吊り材は内アーチ部材の格点より、3～4本放射状に設けられている。この吊り材の設け方は一般的なニールセンローゼ桁と、力学的にかなり異なるものである。
- ⑤ アーチ部材の断面形状が、基部からアーチクラウンに向かって四角形から、五角形さらに六角形に変化している。
- ⑥ 内アーチ間、及び、内・外アーチ間に化粧板が設けられている。
- ⑦ アーチ基部については、美観を考慮して現場継手に溶接継手が採用されている。

又、四角形から六角形に変化していること、さらに図一3に示すように化粧板が多用されていること、等により原寸展開には多大な日数を要した。

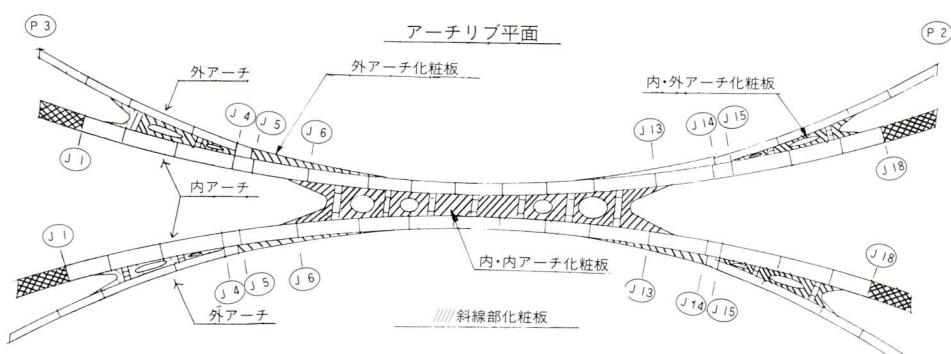


図一 2 内・外アーチ形状

4. 工場製作

(1) 原寸

図一2に示す通りアーチ断面寸法が変化していること



図一 3 化粧板配置図

原寸要領は下記の通りである。

① キャンバーの計算

完成系座標値+キャンバー値（＝製作系座標値）に基づいて、上・下フランジ、両ウェブ、及び、断面の部品ごとに数値展開した。

② CAD画面による補足・修正

リブ厚・ダイヤフラム厚等のマーキング情報を含むインプットデータを作成し、展開ファイルに基づいてCAD画面に落とした（バッチ処理）。ジョイント孔配置やマンホール・ハンドホール等バッチ処理が難しい部分は、CAD上で補足・修正した。

③ NCデータ

CADで補足修正後、NC（マーキング・孔明け・切断）データに変換した。

④ 外アーチ化粧板の取合

内外アーチ融合部の交差する辺の組合せは、橋軸方向に順次変化していく。交差する辺の組合せにしたがて図-4に示す8ラインを設定した。

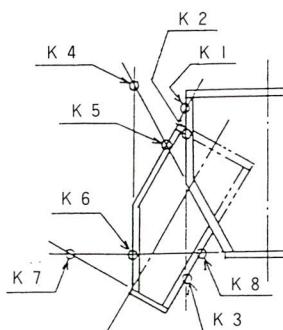


図-4 内・外アーチ融合部のライン

⑤ 化粧板

化粧板の基本座標は3次元CADを用いた。又、完成時にウェブが円滑な曲面に見えるように、曲率が小さくなる程中間点間隔を密に設けた（10～15mm間隔）。

（2）製作

このように本橋のアーチ部材は、断面形状が複雑に変化している。NC原寸を行いNC図書・切断・孔明けされた部品を組立てた。製作上特に以下の点に考慮した。

① 内アーチと外アーチの合体部材（J4～J5）

合体部材を大組立する時の問題点としては、

- (a) 内アーチと外アーチが立体座標で高さ・長さ・幅寸法が異なり、内アーチを基準に組立てる際に座標確認の方法が難しい。

(b) 短部材で重心位置が偏心しているため、大がかりな治具が必要となる。（図-5 参照）

従って、内アーチ・外アーチ・支材の3部材を夫々単独で工場製作し、仮組立時に内アーチと外アーチの相互寸法を確認後仮付け溶接を行なった。

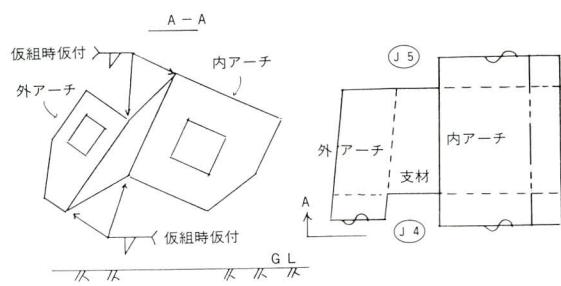


図-5 内・外アーチ合体部材

② 定着桁取付け部材

定着桁取付け部材では、大組立を行なうと定着桁と斜めウェブが近接して溶接の出来ない箇所がある。この部分については図-6に示す通り、定着桁を下フランジに先溶接してから、ウェブ・上フランジを組立て、角溶接終了後縦リブを取付けた。（写真-1 参照）

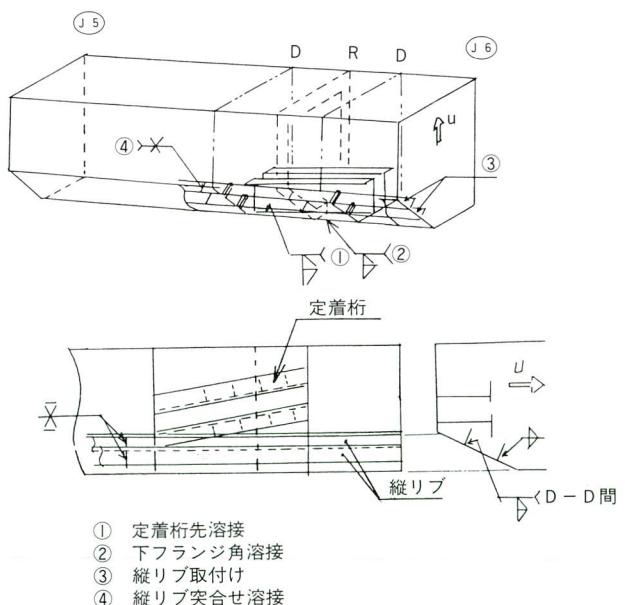
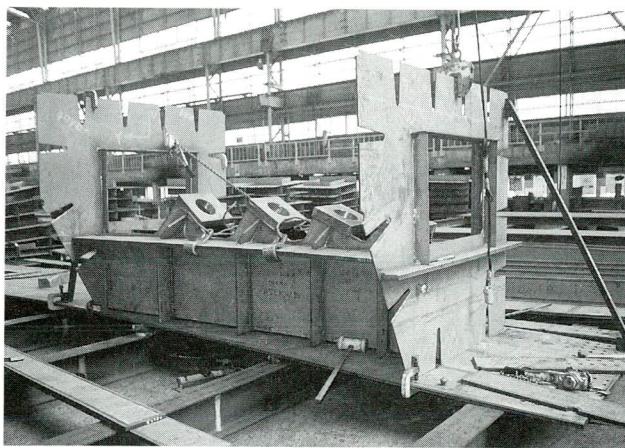


図-6 定着桁取付け部材



写真一 1

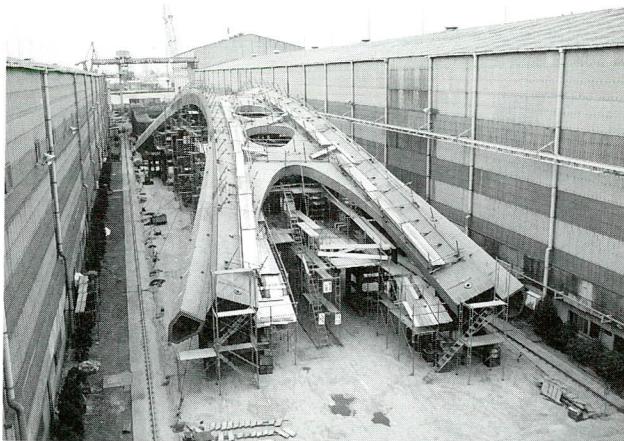
③ 化粧板

化粧板は、曲線が多用されているため、図面は従来の型・定規では図面出来ない。又、切断も従来切断方法では切断出来ない。原寸で3次元展開された図面・切断データ(CLデータ)にて直接NC切断機で切断した。

- (a) 切断にはガス切断に比較して、熱変形の少ないNCプラズマ切断機とNCレーザー切断機を用いた。
- (b) 切断したフランジ・ウェブを基準線を基に、曲がりの確認をした後(切断後の曲がりは殆ど無かった)、ウェブを基準面として組立てた。
- (c) アーチリブと化粧板の仮組立時の整合性が懸念されたので、化粧板と化粧板コネクションプレートの溶接は仮組立時に実行された。

(3) 仮組立

本工事は構成会社3社の共同企業体で受注し、3工場で分割製作している。従って、仮組立も図-7に示す通りの7分割仮組立を行った。



写真二 2 アーチ支間中央部の仮組立

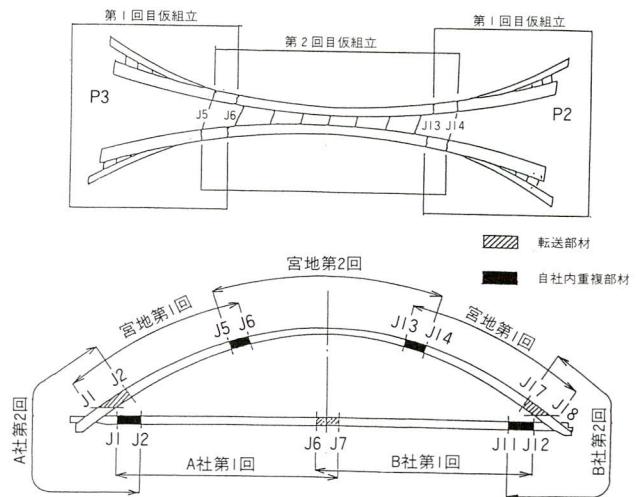


図-7 分割仮組立

アーチ部材は3次元的に変化しているため、支持点ごとの勾配に合わせて受け架台を設計して、部材のすべり等起きないようにした。

化粧板は全量取付け確認を行った。構造が複雑なこともあり現場継手部について、一部仮組部材を実測して製作した。

仮組立は自社内、及び、他社との工区境は全て重複仮組立を行い、不具合のないことを確認した。その寸法精度については、図-8に示す通りである。全体的に精度良く製作されており、架設上問題ないことが確認された。

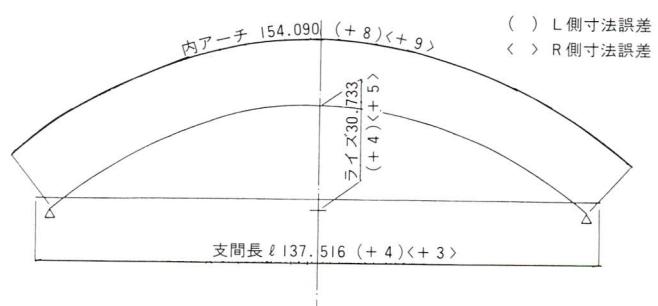


図-8 仮組立の精度

5. 架設

(1) 工法概要

架設工法は、なだらかな河川敷である地形条件から、クレーンベント工法とした。従って、P3橋脚付近の流

水部(約60m)においては、上流側・下流側に桟橋を設置し、クレーンの作業場所とした。

そして、流水部の補剛桁ペントは、補剛桁をかわした部分にH鋼杭を打ち込み工事桁を渡してその上に補剛桁ペントを設置した。

又、美観を考慮してアーチ下部の現場継手は溶接構造となっているため、地組した内アーチリブが約90tになるので、大型のクレーン(450t クローラークレーン・300t クローラークレーン)を使用した架設となった。

工期の条件として1渴水期の施工であるため、工程管理が一番の問題であった。工事の開始から桟橋工事、溶接工事、架設工事が輻輳してくるため、お互いに影響しないように基本工程を作成した。実際の工期は、吊り足場を除いて、10月から5月までの施工工期であった。

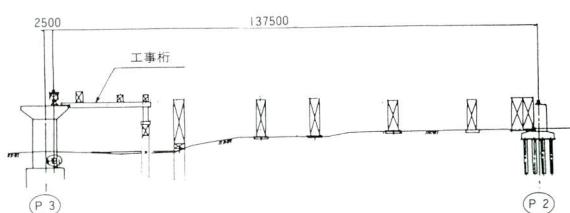
架設ステップ図を図一9に示す。

(2) 桟橋工事

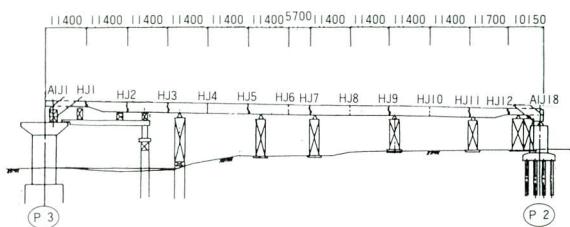
桟橋工事は、10月始めから11月中旬に完了の45日の工期で開始した。この桟橋は、幅16m、長さ40mで上流側・下流側それぞれに設置した。450t クローラークレーンの重量が載荷するため、縦梁・横梁は700H鋼を使用した。

STEP 1 支承据付・補剛桁受ペント組立

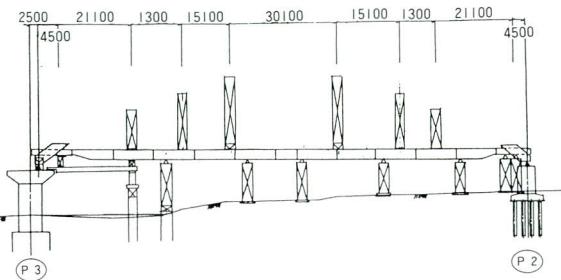
- (1) 支承の仮据付
- (2) 補剛桁用ペント組立
- (3) P3側桟橋構築



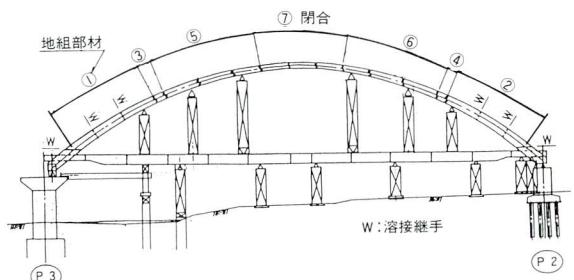
STEP 2 アーチ基部・補剛桁架設



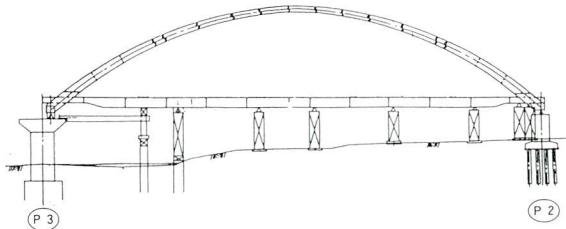
STEP 3 アーチペント組立



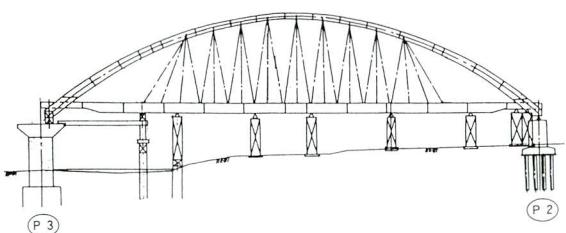
STEP 4 アーチブロックの架設



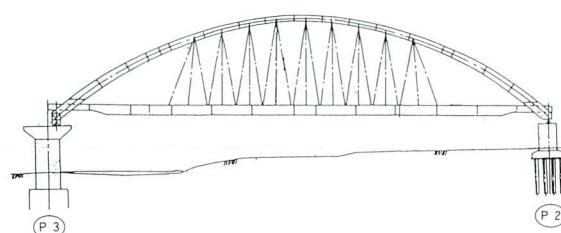
STEP 5 アーチペント解体



STEP 6 ケーブル架設・調整



STEP 7 補剛桁受ペント解体



図一9 架設ステップ図

H鋼杭は400H×11mを212本(11本×6列×2ヶ所+8本×5列×2ヶ所)使用した。

H鋼杭の支持力は、450tクローラークレーンの作業時の接地圧より、1本当たり約33tの反力があるため、70t以上の支持力が必要である。『バイブルハンマーによる動的支持力の算定式』を用いて、5箇所にて確認したがその結果最低でも110tの結果が得られた。



写真-3 栈橋組立状況

(3) 横梁の架設

横梁は、P2橋脚（陸上部）とP3橋脚（流水部）上にあり、内アーチの基部部材（約50t）1対と、8ブロックの横梁部材で構成されている。この部分の現場継手は溶接構造となっている。従って、横梁組立後溶接工事が完了しないと、補剛桁の架設が出来ない。

又、この横梁の出来形の良否によって橋梁全体の出来形が決まる。特に、アーチ基部の位置・方向・高さの精度により、アーチの取合精度が決まるため重要である。

しかしながら、溶接線9シームについて1シーム当たり3mmの溶接縮み代があり、全体で27mm長く製作されているため、最初の仮組立ではアーチ基部と横梁部材とのエレクションピースの取合は出来ない。

従って、アーチ基部と横梁部材の下面のエレクションピースだけを仮ボルトで止め、横梁部の7シームの溶接を中央から外側に溶接を行った後、再度横梁全体とアーチ基部を調整してから、取合部の溶接を行った。

当初工程としては、20日間で溶接線9シーム完了の予定だったが、実際には27日間かかってしまった。遅れの原因としては、構造が複雑なこと、又、板厚が厚いことと下フランジのMAG自動溶接(OH-AUTO)の工程で、

横梁の溶接工程が決まってしまうことである。従って、P3についてはOH-AUTOを2台に増やして工程の遅れをカバーした。

(4) 補剛桁の架設

補剛桁の架設は、溶接工事の完了したP2側より開始した。大型クレーンのメリットを生かして、22部材の内16部材について2部材の地組架設を行い、それに伴う補剛桁のベント位置を計画し、架設工期の短縮を計った。

但し、中鋼床版の流水部のベントH鋼杭の部分の8部材は、ベントH鋼杭の撤去後に架設した。

(5) アーチリブの架設

アーチリブは、外アーチリブと内アーチリブの二重構造となっており、この間を化粧板で覆う構造となっている。さらに、外・内アーチ間に鋼床版から橋脚に降りられるように、階段が取りつく構造である。

又、内アーチリブ架設においては、事前にJ2・J3継手の地組立を行い溶接工事の完了後架設した。

内アーチの34部材の架設は、外アーチとの合体部材を除き、3部材ごとの地組架設を行った。



写真-4 アーチ部材の架設

当初のクレーン使用計画では、1渴水期の作業であるために栈橋部は、450tクローラークレーンを使用し、陸上部は300tクローラークレーンを使用して、2パーティーで架設を行う予定であったが、流水部が計画図面より6

mほど広かった事により、クレーンの吊り能力がきつくなったりこと、さらに玉掛け作業においてアーチリブのチェーンブロックでの断面方向の調整と、縦断方向の調整を1台のクレーンで行うことは、非常に手間のかかる事が事前に判ったため、検討の結果、クレーン2台の相乗り工法に変更して架設を行った。

断面方向の玉掛けは、アーチリブの吊り金具に曲げモーメントがかかるため、均等に荷重を分散するために、耐力の大きな滑車を使用し玉掛けワイヤーをイコライザーにして吊り込み、別の玉掛けワイヤーでチェーンブロックを取り付け、断面方向の調整を行った。

アーチベントはブロック架設用に計画し位置を決めたが、ベント上の受け架台は、アーチリブが3次元的に変化しているため、製作図の作成には時間がかかった。

内アーチリブの閉合作業は、事前にアーチベント上で50mmの上げ越しを行い、閉上部材を架設してからジャッキダウンして閉合を行った。

内アーチリブの閉合後、鋼床版から橋脚に降りる階段を架設し、外アーチリブの架設に入った。

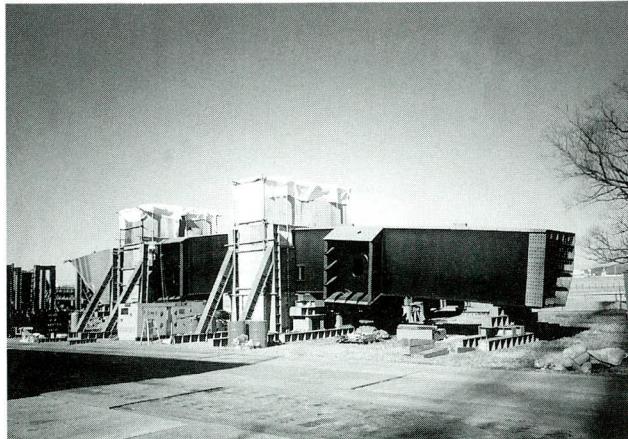


写真-5 地組立状況

(6) ケーブル工事

アーチリブ閉合後、高力ボルト本締め、及び、アーチ基部溶接が完了してから、アーチベント解体と平行してケーブルの仮吊りを行った。

当初、仮吊りはクレーンを使用して行う予定にしていたが、ケーブルがポリエチレン被覆であるため傷がつき易いため、小型ウィンチを使用して金具を吊り込みアーチリブに引き込んだ。

ケーブルの仮吊り、及び、仮固定は、ケーブルの設計

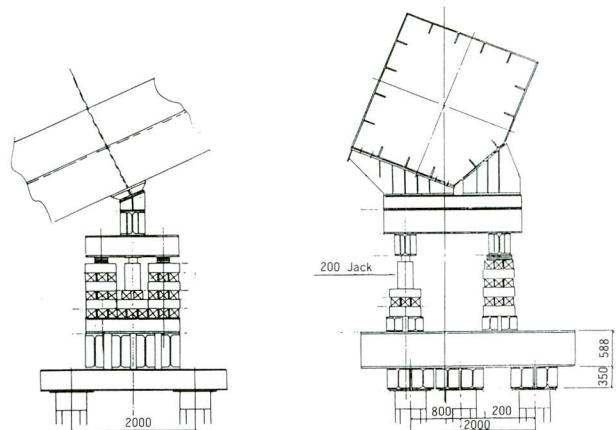


図-10 ベント上部架台図

長さにて行い、仮吊り完了後補剛桁ベントの解体を行って、ケーブルの張力調整を行った。

ケーブルの張力調整の計測は、夜間に振動法にて行ったが、ケーブルの配置等の関係でケーブルの弛む箇所が多く、ジャッキ法も併用した。

(7) 化粧板の取付け

化粧板は大小とりまして約300ピース近くあり、重量も4tから20kgまで様々である。

取り付く箇所は大きく分けて次の4箇所である。

- ① 内・内アーチ間化粧板
- ② 内・外アーチ間化粧板
- ③ 外アーチ化粧板
- ④ アーチ基部化粧板

化粧板の取付けにおいては、ほとんど既設の足場の解体・組み替えが生じ非常に手間がかかった。

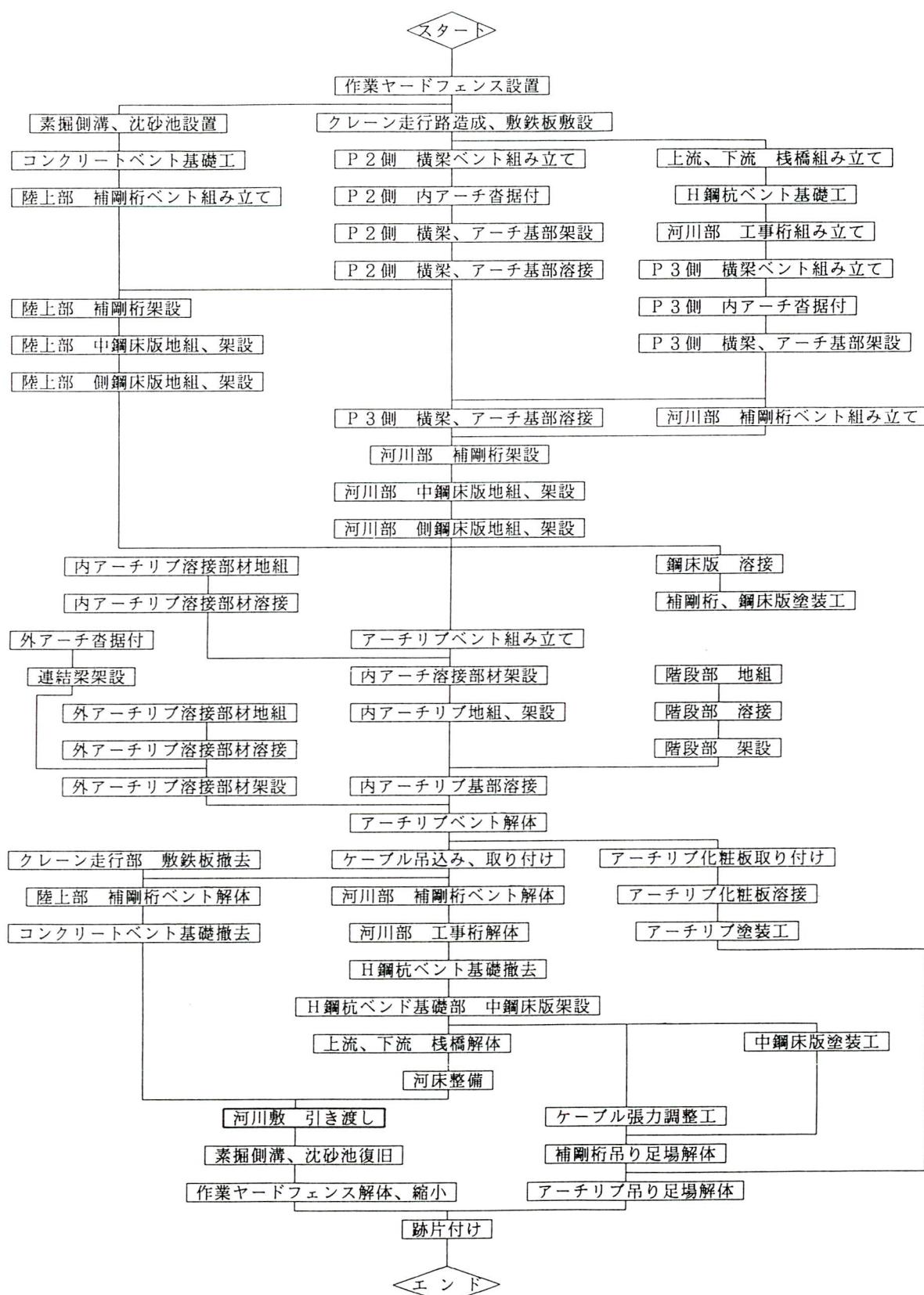
化粧板取付け工事と平行して、河川敷の工事桁・補剛桁ベントの解体工事を行い、建設省への河川敷引渡しを5月末に無事完了した。

(8) 現場溶接

本工事には現場溶接が次の箇所に用いられている。

- ① 横梁
- ② 内アーチの3継手 (J 1 ~ J 3)
- ③ 外アーチの3継手 (J 1 ~ J 3)

何れも、全断面溶接であり、当初設計では、下フランジ及び、内側ウェーブについて、箱断面の内側からの溶接になっていたが、全て外側からの溶接に変更した。



図一II 架設工程フローチャート



写真-6 横梁下フランジの溶接



写真-7 豊田橋全景

変更した理由としては、以下のことが挙げられる。

- ① 全て自動溶接が採用できる。
 - ② 従って、溶接工の技量にあまり左右されない品質の安定した溶接が得られる。
 - ③ 溶接が連続して出来る。(棒継ぎがない)
 - ④ コーナー部の完全溶込みの処理が簡単である。
 - ⑤ 作業条件の悪い箱内の作業がなくせる。特に、内アーチのJ2継手、及び、横梁にはSM570材が用いられており、80~100°Cの予熱が必要である。
- 但し、このOH-AUTOの溶接は開先精度に大きく左右されるため、部材の製作精度を上げ、適正なルートギャップ等開先精度を確保する必要がある。**表-1**に溶接方法を、**表-2**に溶接材料を示す。

6. あとがき

本橋はその構造の複雑なるが故に、NC原寸・NC図書等のNC機器の使用により始めて製作が可能になった橋である。工程的には工場製作よりも、原寸展開に日数を要している、そんな橋であった。

現場架設においては、工程管理が最大の課題であった。アーチリブの架設完了時点では15日ほど工程の遅れがあったが、側床版架設の先行、及び、化粧板の取り付け時期の変更で工程の遅れを取り戻し、5月末に河川敷の引渡し、7月末に全ての工事を完了することが出来た。

今後、この橋が豊田市のシンボルとして新しい景観を創造し、矢作川と橋と広場が一体となった市民のいこいの場として、永く親しまれることを望むものであります。

表-1 溶接方法

部材	溶接箇所	溶接方法	溶接姿勢	溶接機
横梁	鋼床版	SAW	下向き	SW-41
	ウェブ	CO ₂	立向き	PICOMAX-2
	下フランジ	MAG	上向き	OH-AUTO
アーチの地組	上フランジ	CO ₂	下向き	PICOMAX-2
	ウェブ	CO ₂	立向き	PICOMAX-2
	下フランジ	MAG	上向き	OH-AUTO
内アーチのJ1	上フランジ	CO ₂	横向き	PICOMAX-2
	ウェブ	CO ₂	横向き	PICOMAX-2
	下フランジ	MAG	上向き	OH-AUTO

表-2 溶接材料

溶接方法	溶接ワイヤー	シールドガス	裏当材
サブマージアーク 片面裏波溶接	Y-DM(4.8φ) YF-15(フラックス)		SB-5I
CO ₂ 片面裏波自動溶接	SF-1(1.2φ) SF-60(1.2φ)	CO ₂ 100%	SB-4I
MAG片面裏波自動溶接	DWA-50 (1.2φ) DXA-60B(1.2φ)	CO ₂ 20% +Ar 80%	SB-4I

最後に、本工事の施工に当たり数々のご助言やご指導いただきました豊田市街路課の皆様、ならびにJV関係各位には大変お世話になりました。この紙面をお借りしてお礼申し上げます。

1996. 10. 31受付

上路アーチ橋の損傷補修と安全照査(国界橋)

The Retrofit and Safety Check for the Deck Arch Bridge (Kokkaibashi Bridge)

金原 憲一^{*1} 渡辺 智三^{*2} 松村 幹夫^{*3}
Shin-ichi KIMBARA Tomozo WATANABE Mikio MATSUMURA
 能登宥^{*4} 増田 高志^{*5} 中野秀二^{*6}
Hiroyoshi NOTO Takashi MASUDA Shuji NAKANO

Summary

The Kokkaibashi Bridge, which was constructed in 1937, is a deck arch bridge spans the Gamahara-sawa Stream on the border of Nagano and Niigata Prefecture.

This bridge was severely damaged by a flood accompanied with an avalanche of sand and stone on July 11th, 1995 and a lower chord member on the upper stream side was cut off.

This report describes the retrofitting method and after-retrofitted safety check for the Kokkaibashi Bridge.

1. はじめに

「国界橋」は、大町市と糸魚川市を結ぶ国道148号線、長野県と新潟県の県境に位置する橋長48mの張り出し径間を有するスパンドレルアーチ橋である。国道148号線の旧道は千国街道と呼ばれ、姫川沿いに日本海に抜ける街道で、海の無い信濃の国への塩の運搬路として戦国時代(それ以前?)から存在する(別名塩の道とも呼ばれている)。国界橋は、地形の険しい蒲原沢をまたぎ、古くから交通の要所として共用されてきた。最近では、海水浴客、スキーヤーなども多く利用しているため、交通量の増加や車両の大型化が進んでいる。これに伴い、新路線の施工も進み、本橋の下流に位置する「新国界橋(方枝ラーメン橋)」も平成6年11月から共用が開始された。昭和11年12月に建設され、60年近く交通に寄与してきた本橋の役割もほぼ終えようとしていた。

ところが、平成7年7月11日に長野県北部を襲った集中豪雨に伴う土石流によって、新国界橋は流出し、国界橋も上流側下弦材が破断するなど、大きな損害を受けた。国道を早期に復旧する手段として様々な角度から検討が

加えられた結果、新国界橋の架橋位置の河川内を渡る仮道を設けるとともに、国界橋の補修を行い、新国界橋が復旧するまでの迂回路としてこれを利用することになった。本報告は、土石流によって損傷を受けた国界橋の補修工事とその安全照査結果について述べるものである。

2. 損傷状況

本橋の被災状況について、主だったものをイメージとして図-1に示す。本橋は切り立った谷の上に架けられているが、被災後に残された土砂の状態から、土石流の水面は路面より3~4m位上であったように推測される。また、本橋の路面上や流出した新国界橋の橋台付近にはかなり大きな岩が残されており、土石流の凄さを物語っていた(写真-1)。

上流側のアーチコードは中央から3番目の格点で切断され、2格間にわたり下流側に折れ曲がっていた。これらの格点に結ばれた斜材・鉛直材、対傾構、横構等も下流側に折れ曲がり、支間の1/4から長野県側の支点部にかけて損傷が広がっている(写真-2~写真-4)。また、

*¹松本工場生産設計部生産設計課課長代理

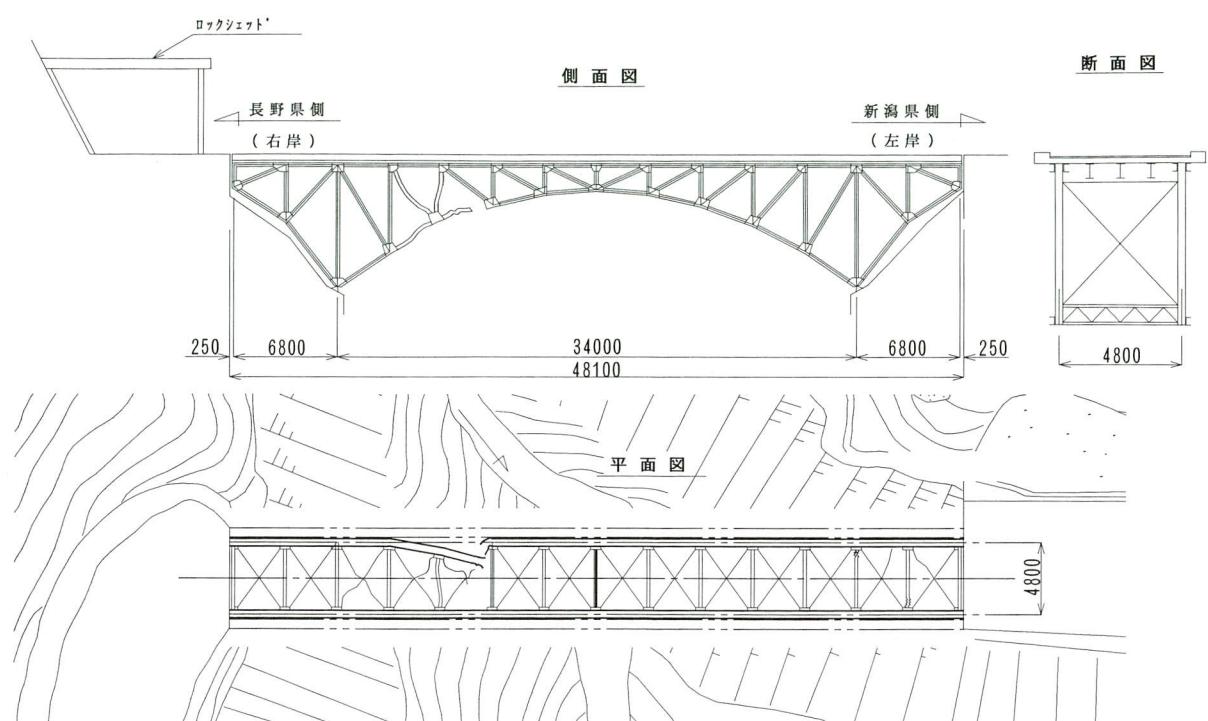
*²佛宮地総合メンテナンス 工事部次長

*³松本工場製造部工事課

*⁴技術本部先行技術研究室長

*⁵技術本部先行技術研究室

*⁶松本工場製造部生産技術課長



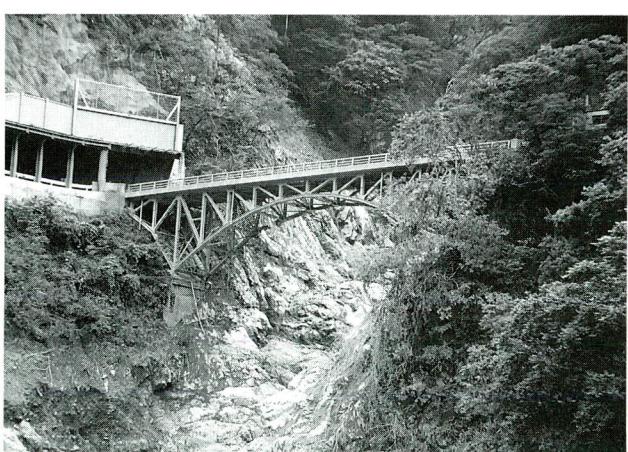
図一 国界橋一般寸法および損傷状況



写真一



写真三



写真二



写真四

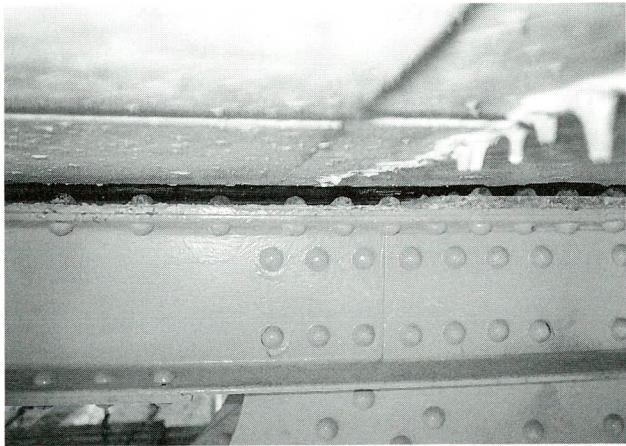


写真-5

損傷の大きな長野県側の支間1/4部分は、上弦材も下方に変形し、この部分の床版は上弦材や縦桁と剥離していた（写真-5）。

図-2に損傷後に測定した地覆上端での水準測量の結果を示す。測量は上下流の地覆上面で行い、図中の実線と破線はそれぞれ上流側、下流側の測定値を示す。本橋の建設が昭和11年と古く、設計図書がなく、道路線形が不明であるため、損傷によるたわみ量は特定出来ない。そこで、変形が生じていないと思われる支点部での高低差に着目すると、長野県側は上流側が4mm低く、新潟県側は上流側が6mm高い。橋梁前後の平面線形は、S字（長野県側からみて右カーブ～左カーブ：橋梁部分は直線）となっている。測定値はわずかではあるが曲線の内

側が高く、一般的な横断勾配のとりかたとは逆の傾向にある。損傷の影響が現れているかどうかは定かではないが、横断勾配が大きい部分とは考えにくく、上流側路面は、下限材が破断したことにより、40mm～50mm程度下がっているものと推測される。

3. 補修計画および補修作業

(1) 補修計画の検討および工法選定

1) 一般国道148号の早期開通の検討

一般国道148号の蒲原沢では、土石流が発生し、上流側に架かっている旧道の旧国界橋はスパンドレルアーチ橋の上流側の下弦材が破断する損傷を受け、下流側に架かっている新道の新国界橋は完全に流失し、長野県と新潟県間の通行が徒歩に頼る以外は遮断された。

そこで、両県間の車両による通行を早急に可能にするために、復旧または仮復旧方法として、以下に示す「3案」が工程面や技術面を含めて検討されたが、比較検討案の中では、他の2者に比較して、総合的に問題の少ない第3案に決定し、補修方法について検討を進めることになった。

【第1案】 新橋を早急に架け替える。

工程面でどんなに急いでも、約17ヵ月（約1年半）必要であり、早期開通の比較対象とはならない。ただし、架け替えの検討は進める。

【第2案】 流失した新国界橋の橋台を使用して、仮橋を設置する。

橋台間の支間が約80mと長く、現時点ではその支間に適応できる手持ちの応急橋がない。

【第3案】 旧国界橋を補修する。

補修工法を工夫すれば、技術的には補修可能と思われ、また、工程的にも約2.5ヵ月から3ヵ月で補修可能と判断された。

2) 旧国界橋の補修工法の決定

本橋は、損傷前の測量結果が無いので100%確信を持つての断言はできないが、上流側下弦材が破断した現時点では、路面高さの実測結果（図-2参照）に示す様に、明らかに上流側が下がっている。床版下面と上弦材が剥離しているため、床版面（実際は地覆上面）の高さと上流側主構の変形はが同じではない。しかしながら、下弦

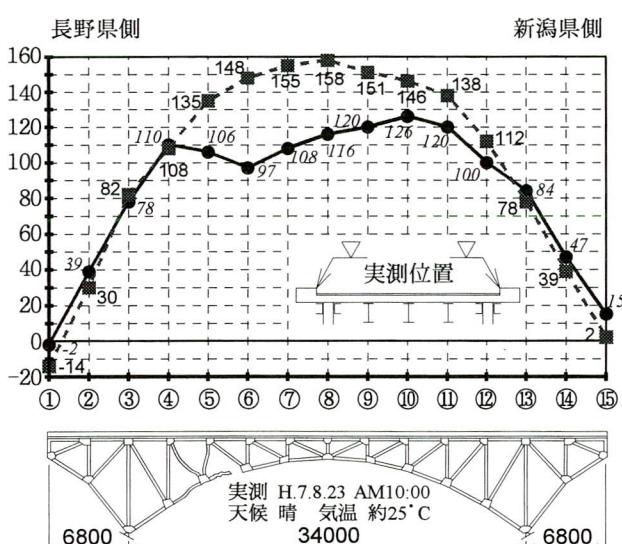


図-2 路面での水準測量結果

材が破断することによって、上流側主構の剛性は著しく低下し、損傷前に作用していた応力（断面力）の大部分は、下流側の主構に再配分されているものと推察できる。したがって、本橋の補修にあたっては、損傷後に下流側に配分された死荷重応力を、上流側主構に負担させなければならない。

そこで、本補修工事では、上流側主構に死荷重応力を負担させる方法として、上流側の主構を一定量引き上げ（3次元有限変位解析によって引き上げ量を推定）、新規の部材を挿入・連結することとした。

上記に示した応力分担変更作業を現場で行うために、以下に上げる2つの工法を考え、比較・検討した。

【A案】ケーブルエレクションを応用する工法

本アーチ橋の支点部上に鉄塔を立て、エレクション用の主ケーブルを張り渡し、その主ケーブルから直吊りでアーチの各格点を吊り上げ、上流側主構を必要量引き上げる工法である。

【B案】工事桁を使用する工法

本アーチ橋の路面上を使用し、支点部ポスト上に支

点を設ける工事桁を設置し、その工事桁上に用意した吊り梁から直吊りでアーチの各格点を吊り上げ、上流側主構を引き上げる方法である。

A・B案両工法の問題点等の比較を以下に示す。

- ①両案に必要な基本的な機材はともに即刻用意可能である。
- ②A案では、工法的として難度の高いケーブルエレクション工法に精通した現場代理人および作業員を緊急に手配する必要があるが、できない可能性が高い。
- ③A案では、ケーブルエレクションの主索用に比較的大きなアンカー設備が必要となる。長野県側は、橋端までロックシェドがせまっており、その背後は切り立った崖となっている。このため、長野県側はアースアンカーとしなければならないが、落石の多い箇所でもあることから、岩盤の強度に問題があるものと推測される。
- ④B案の方が、工期が2週間程短くできる（図-3 比較工程表 参照）。
- ⑤比較・検討の時点で、流失した新国界橋の位置に盛

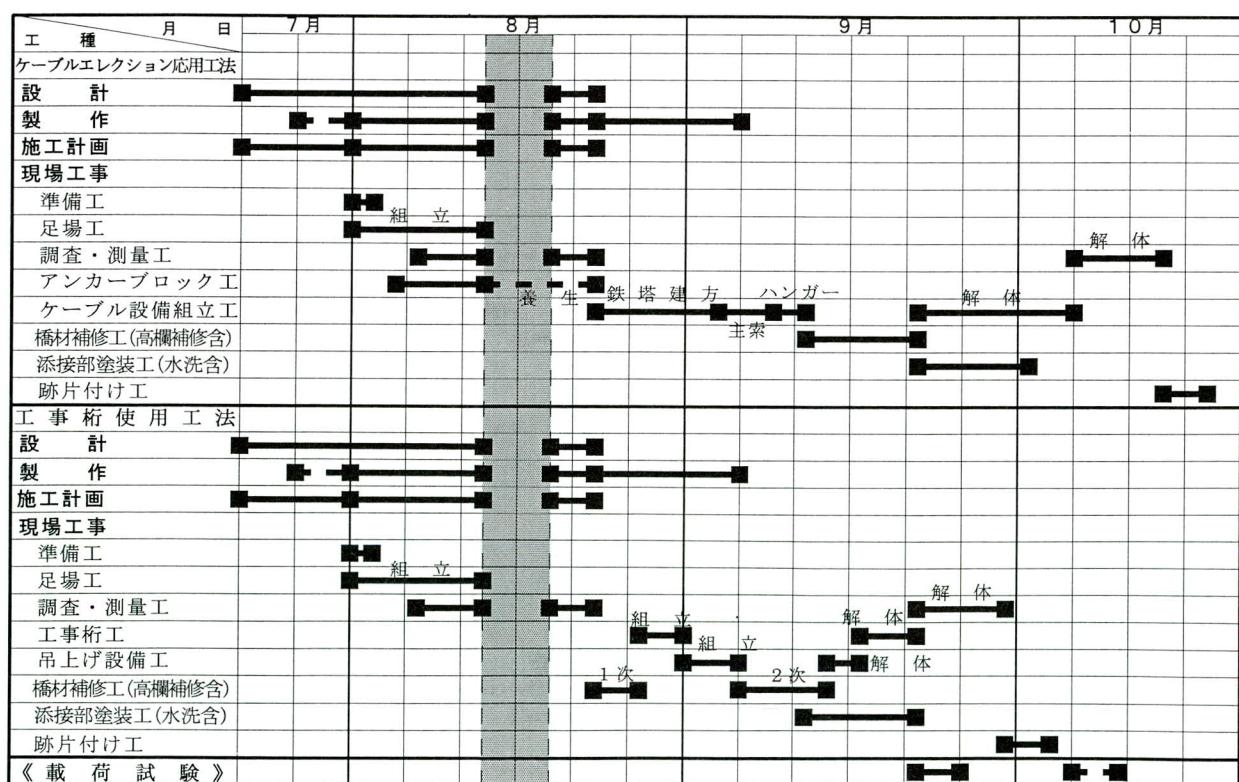


図-3 補修工事比較工程表

り土による仮設道路が施工され、長野県側から新潟県側にトラッククレーン等の進入や車両による機材の搬入が可能になることがはっきりした。

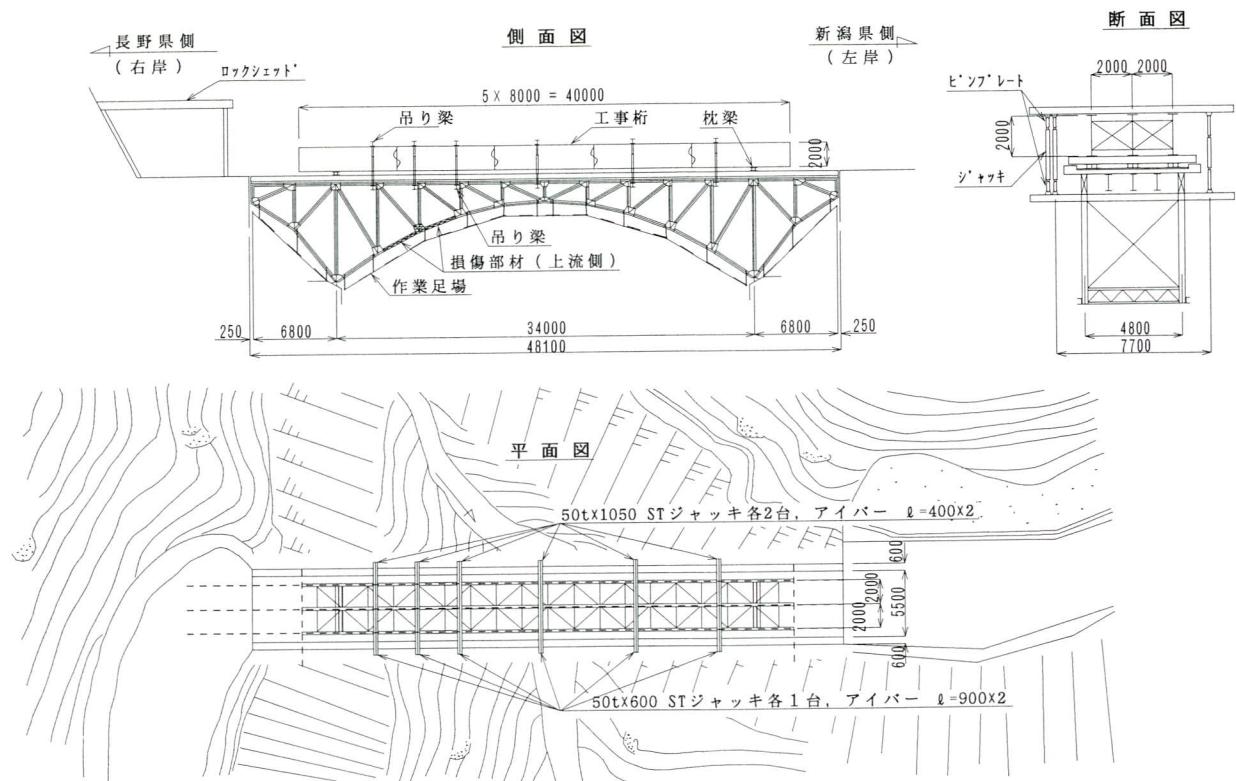
以上の比較・検討の結果から、損傷状態にある現橋体の、工事桁架設時の各ステップにおける設計上の詳細な照査が必要であるが、基本的に工事桁使用工法で行うこ

とに決定した。

(2) 補修作業の概要

1) 補修作業の手順

図一5に補修作業手順フローチャートを示すが、国界橋の補修手順は概ね以下となる。



図一4 工事桁使用工法一般図

①現場施工計画の作成

補修設計の考え方と現場での施工可能な方法との調整を行いながら、現場の施工計画書を作成する。

②現場準備工

現場事務所の設営、足場材等の機材を搬入する。

③足場工(組立)

補修作業に必要な足場を組み立てる。

④調査・測量工

補修に必要な新規部材および吊上げ作業時に必要な橋体補強用の仮部材を製作するために必要な調査と測量を行う。

⑤橋材補修工(その1)

工事桁を橋上に組み立てるために必要な仮部材を

取り付ける (図一7 詳細ステップ【ステップ①】

～【ステップ⑥】参照)。部材の架設は、両側の橋台背面に設置したラフターで行う。

⑥工事桁工(組立)

- ・新潟側橋台背面に架設用の50t吊りラフターを据え付ける。
- ・工事桁を、トラックにて現場に搬入する。
- ・工事桁の組立・架設を行う。

工事桁3主桁を橋軸方向の所定のラインとする。工事桁を吊り上げ作業用の所定位置へ直接架けられないので、新潟側で部材単位で地組立する。地組立された工事桁を、順次、長野側へ縦送りし、所定位置へ据え付ける。

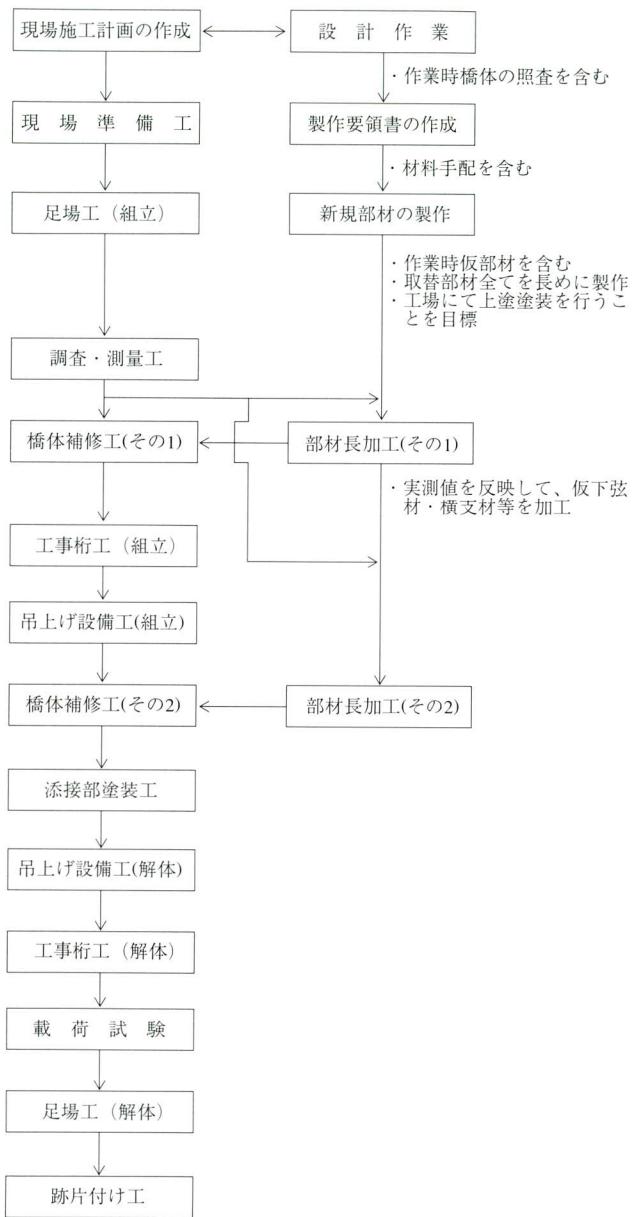


図-5 補修作業フローチャート

工事桁をアーチ支点上の格点部での、所定の支持点にする。

⑦吊上げ設備工(組立)

上下の吊り梁・押し引きジャッキ・ピンプレート(アイバー)等を、吊り上げ作業用に組み立て設置する。

⑧橋材補修工(その2)

・工事桁・吊上げ設備にて、現橋を仮受けする。

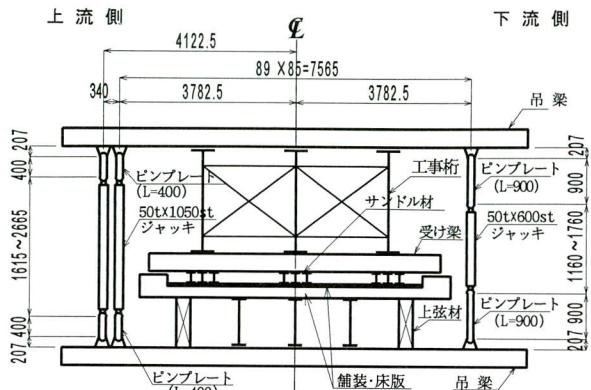


図-6 吊上げ工法概念図

- ・現橋の吊上げ作業に必要な部分のボルトをゆるめる(図-7 詳細ステップ【ステップ⑦】参照)。
- ・吊り上げ設備のジャッキ操作にて、現橋を目標高さまで、吊上げる。ただし、無理な作業を行うことによって、事故を誘発する様なことがあってはならないので、引き上げ作業時の作用力による吊り梁と工事桁のたわみ量および引き上げ目標量より、最大作業量を算出し、それ以上の引き上げ作業は、行わないこととする。
- ・必要な新規部材の取付けおよび添接部ボルトの本締めを行う(図-7 詳細ステップ【ステップ⑧】～【ステップ⑫】参照)。
- ・工事桁・吊上げ設備による吊り上げを解除する。吊上げ作業用の仮部材を撤去する(図-7 詳細ステップ【ステップ⑬】参照)

⑨添接部塗装工

- ・橋体を全て水洗いする。
- ・工場で上塗りまで行えなかった部材とを添接部の塗装を行う。

⑩吊上げ設備工(解体)

上下の吊り梁・押し引きジャッキ・ピンプレート(アイバー)等の、吊り上げ設備を解体撤去する。

⑪工事桁工(解体)

工事桁を新潟側橋台背面の50t吊りラフターにて、解体撤去する。

⑫載荷試験

次項に詳細を述べる。

⑬足場工(解体)

足場を解体撤去する。

⑭跡片付け工

仮設機材・足場材・現場事務所等を片付け、搬出する。

2) 橋体の補修作業に関する詳細ステップ

図-7に橋体補修に関する詳細ステップを示す。本橋の補修にあたっては、極力主構の弦材に付加的な断面力を加えない手法をとるもの、橋面上で工事桁を組み立てるなど、架設機材が損傷を受けた橋体上に載る。このため、橋体の仮補強として有効座屈長を縮める目的の仮ストラットを設置したり、曲げ剛性を付加させる目的で下弦材に溝形鋼を抱き合わせた。なお、これらの仮設部材の取り付けのほとんどは、ブルマンを使用した。

【ステップ-①】

有効座屈長を短くするための仮ストラット50~62(50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62)を取り付ける(ブルマン締め)。

【ステップ-②】

2の旧部材撤去、2の仮部材取り付け(ボルト本締め)および、2と1間の新ガセット取り付け(ボルト本締め)

【ステップ-③】

3, 6の旧部材撤去、3, 6の本部材<計算上は仮部材扱い>取り付け(ボルト本締め)

【ステップ-④】

24の旧部材撤去、24の本部材<計算上は仮部材扱い>取り付け(ボルト本締め)

【ステップ-⑤】

1の旧部材撤去、1の仮部材取り付け(ボルト本締め)

【ステップ-⑥】

仮部材63, 64, 65の取り付け(ブルマン締め)

【ステップ-⑦】

1, 2, 3, 6, 24部材のボルトをゆるめる。

【ステップ-⑧】

1の仮部材、7の旧部材、11・12・13の旧部材撤去、1, 7およびそのガセット、11・12・13の本部材取り付け[ボルトゆるめた状態<計算上の仮部材>]

【ステップ-⑨】

2の仮部材、25の旧部材、14・15・16旧部材撤去、2, 25およびそのガセット、14・15・16の本部材取り付け[ボルトゆるめた状態<計算上の仮部材>]

【ステップ-⑩】

1, 2, 3, 6, 7, 24, 25のボルト本締め<計算上仮部材から本部材とする>

【ステップ-⑪】

11・12・13、14・15・16のボルト本締め

【ステップ-⑫】

残りの取り替え部材を撤去し、順次、新部材の取り付け(ボルト本締め)

23→8・9・10→4→5→17・18・19→20・21・22の順

【ステップ-⑬】

50~65の仮部材撤去

4. 試験車載荷による供用時の安全性照査

構造物の損傷の補修をするにあたり、短期間で安全に行える補修方法(橋上の架設用I桁を使用したケーブル吊上げ工法)を、数案の中から構造解析で安全を確認して決定した。

損傷時、補修時、供用時の安全性確認の裏付けとなる構造解析は、解析始点を当初の完成系とし、各施工段階について、想定した施工法に合わせるべく有限変形理論で連続的に行った。(図-8参照)

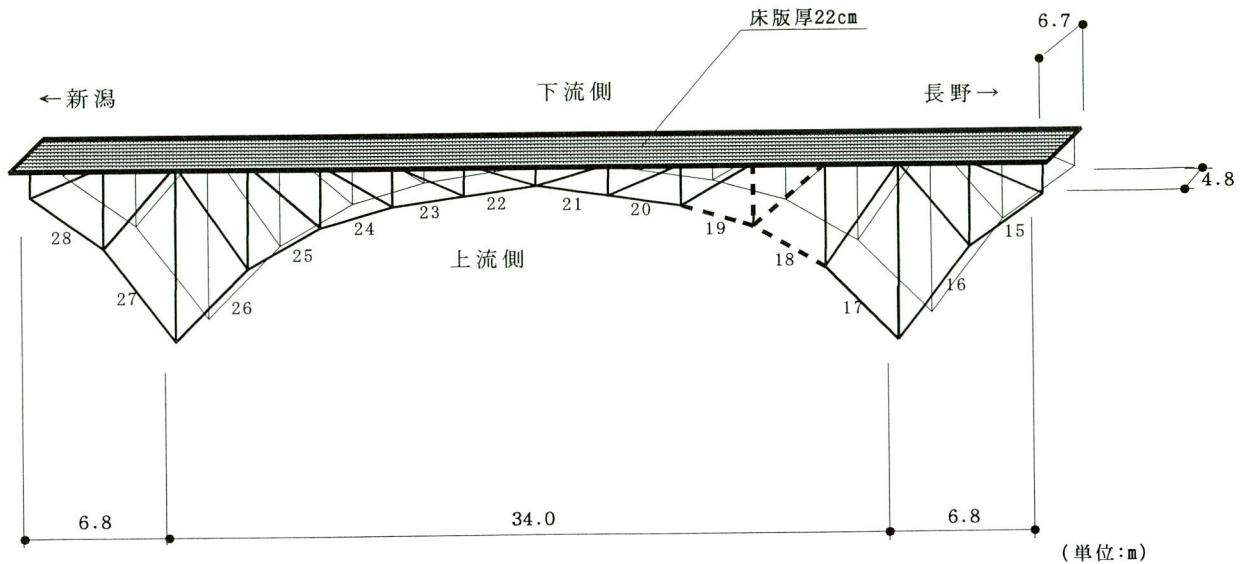
応力測定調査は本線復旧までの数年間の供用が予定されていることから、T-20荷重1車両に近似的に相当するクレーン車(重量23.3ton)を橋梁上に1台載荷することに対する応力および鉛直たわみの測定を行い、その補修効果の確認を行ったものである。

(1) 補修方法および構造解析

構造形状を主部材と対傾構、横構等の2次部材さらに床版を含めた立体板要素付き骨組モデルとし、損傷時の大きな変形を追跡するために、有限変形理論で解析を行っている。

補修要領としては非損傷側(下流側)の主構面を当初の完成状態に、損傷側(上流側)の主構面を解析上の無応力状態まで吊り上げながら補修する方法で、補修後が新しい死荷重完成状態となる。ここでの構造系は床版を考慮(上弦材との重ね梁であり、合成梁ではない)するか、しないか二通りあり、床版接合部の損傷度によっては中間と考えられる。

静止した活荷重の計測値から判断すると、現時点の床



図一8 板要素付き構造解析モデル

版状態では、床版有りの構造系の解析値に近いと言える。死荷重応力は床版の有無について、極端な相違もないでの、安全を考えて大きい方の応力を採用する。また構造モデルおよび解析の仮定も、後述の支間長の1/4, 1/2点静的載荷の実測値と対比すると妥当であることが判った。

構造モデルの主部材同志は剛結合しているが、部材高／部材長の比が1/10以下なので、極端な変形をしてない状態では2次応力としての曲げ応力は微少である。但し、床版を直接支持している上弦材については、曲げモーメントの挙動に注意する必要がある。

後述の計測値（上流側または下流側車両走行時の応力値）をみると、解析値と同様殆ど曲げ応力が生じていないことがわかる。これは縦桁が5本あるため、間接載荷の様相を呈しているためと考えられる。

(2) 応力調査

調査の目的は次の3点に着目した。

- ①着目した部材の応力が与えられた許容値以内に収まっているか。
- ②試験荷重車の繰り返し走行に対して部材応力が時系列的に安定しているか。
- ③構造系としての全体的バランス（右岸側と左岸側、上流側と下流側）を考えて、対称部材間で応力上問題はないか。

測定は事前に重量の計測を行った2種類の荷重車を別個に10Km/h程度の速度で走行させ、また所定位置に停止させ、着目箇所の応力ならびにたわみの走行時応答（応力、たわみ波形）とピーク値を記録した。

測定結果の処理方法としては次式で評価した。

$$\sigma_d + \sigma \times \beta / \alpha \times (1 + i) \leq \sigma_a$$

ここで、

σ ：実測応力、 β ：荷重車（重量23.3tf）のT-20に対する応力比、

α ：実応力比（設計計算応力に対する実測応力の比=0.7¹⁾）、

i ：衝撃係数、 σ_d ：死荷重応力、 σ_a ：許容応力

(3) 考察

本橋は昭和の初期に施工されているので、念のために材料試験を行いSS400相当の鋼材であることを確認した。今回の構造物の供用時の安全性照査は、補修後活荷重によって主構に働く応力挙動を実橋測定することによって、また死荷重による応力は構造解析することによって求め、両者から安全を確認しようとしたものである。結果は、現時点で目標としている20t単独走行に対し問題となる点は認められなかった。

すなわち、今回の照査は前述の3点から、解析、測定した応力、変形に対して判断したものである。

- ①設計時に想定されている部材形状や二次部材の働き

表一 死荷重+活荷重(衝撃含む)最大値による応力

死荷重+活荷重最大値による応力推定(衝撃係数考慮) 計測値:最大値

部材No	補修時		23.3tクレーン載荷活荷重										設計採用応力	
			中央走行			上流走行			下流走行					
	床版有	床版無	計測点a	計測点b	計測点c	計測点a	計測点b	計測点c	計測点a	計測点b	計測点c	合計最大	許容応力	
上弦材														
U-U1 5	-65	-99	-26	-35	-27	-26	-40	-25	-17	-26	-26	-139	-1400	
下弦材														
U-L1 19	-133	-214	-80	-82	-72	-102	-94	-84	-64	-64	-56	-316	-1243	
U-L2 18	-268	-301	-90	-92	-113	-120	-110	-135	-68	-78	-89	-436	-1224	
U-L3 17	-555	-632	-172	-182	-212	-205	-202	-246	-129	-140	-161	-878	-1146	
U-L4 24	-491	-644	-172	-168	-184	-227	-222	-28	-114	-121	-134	-871	-1227	
D-L1 119	-587	-716	-168	-162	-184	-114	-108	-125	-208	-208	-240	-956	-1227	
垂直材														
U-V1 34	-165	-265	-152	-192		-225	-243		-92	-129		-508	-1103	
U-V2 33	-571	-387	-126	-231		-187	-267		-76	-164		-838	-863	
U-V3 32	-166	-212	-134	-186		-190	-215		96	-127		-427	-1053	
U-V4 31	383	-299	-168	-164	-198	-225	-208	-253	-116	-99	-126	-636	-809	
U-V5 39	373	-318	-142	-224		-204	-278		85	-159		-651	-874	
D-V1 134	-294	-292	-194	-115		-128	-71		-254	-182		-548	-1103	
D-V2 133	-352	-309	-187	-143		-132	-87		-246	-216		-598	-874	
斜材														
U-D1 48	244	275	257	237		384	306		178	178		609 (730)	1400	
U-D2 47	618	349	253	197		313	263		185	150		931(1116)	1400	
U-D3 54	359	266	293	167		375	221		204	114		734(1137)	1400	
D-D1 148	333	280	239	259		161	176		321	360		693(1074)	1400	
D-D2 147	301	232	210	213		152	152		286	293		594 (920)	1400	

注1) 各計測点で複数計測のうちの最大値を取り、さらにその最大値で合計応力を算出

注2) 斜材の応力については、左が総断面積、右の()内が純断面積で考えた値

および継手の強度等が、補修後の施工で保証されているものと仮定すれば、部材応力が設計許容応力を超える部材はない。

②損傷が上下流の主構で異なるため（上流側に偏っている）、補強も非対称となり、構造的にバランスを欠くことも懸念された。ここでは経験的な判断の目安として、活荷重による上下流の主構に作用する応力やたわみ量が、原則として10~20%までの違いを許容すると、特に問題はなかった。

③経時変化に対する安定は、安全を考える上で重要なファクターといえる。供用後、構造物の改造はなじみのできるまでは比較的安定しづらい傾向にある。ここでは、短期の安定に対して数回の車両走行から確認するために行ったもので、結果的には応力、鉛直たわみともほとんど変化なく、問題なしと判断できた。

5. まとめ

アーチ部材が衝撃的な荷重によって切断した、その近辺のRC床版と補剛桁の間には一部剥離した箇所があり、かつ格点のガセットも大きな損傷を受け、さらに部

材もかなり変形した。特に後者のガセットおよびリベットの異常がどの範囲にまで及んでいるか、また変形の修復をどの程度まで行うかなど、明確にしにくい部分もあった。

しかし、現場の地形、本橋の損傷時の耐荷力、復旧までの所要日数等の条件を考慮して補修工法を選定し、補修を行った。工事完了後、供用時の安全性を照査するために応力測定を行い、供用に対する確信がもてるに至った。

6. おわりに

本業務に対して、長野県大町建設事務所の方々にいろいろ御指導頂き、紙上を借りて厚く御礼申し上げます。

<参考文献>

- 1) 日本鋼構造協会；鋼構造物の疲労設計指針・同解説
- 2) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説（II鋼橋編）、平成6年2月

1996. 10. 31受付

報 告

北陸新幹線 早苗Biの架設

Construction of the Sanae Bi

寺 田 喜 昭^{*1} 菅 井 衛^{*2} 橋 本 達 也^{*3} 佐 直 信 次^{*4}
Yoshiaki TERADA Mamoru SUGAI Tatsuya HASHIMOTO Nobutugu SAZIKI

Summary

The Hokuriku Shinkansen (bullet train) Line is now under construction in preparation for the Nagano Winter Olympics scheduled for February 1998. The Sanae Bi is a railway bridge located on the Naoetsu side of JR. Nagano Station on the Hokuriku Shinkansen Line. The bridge crosses the Shinetsu Honsen Line and Route 19. It was constructed using cranes of the largest order found in Japan, as the construction site was in a typical urban area congested with hospitals, schools, factories, shops and houses.

This paper outlines the construction of the Sanae Bi bridge, emphasizing the large block erection accomplished in an urban area when building a commercial railway line.

1. まえがき

ここに報告する北陸新幹線 早苗Bi架設工事は、東日本旅客鉄道株式会社 上信越工事事務所の設計・施工管理の元に施工され、平成8年2月に無事竣工をむかえたものである。

本工事は平成10年2月開催予定の冬期長野オリンピックを目指して建設中の北陸新幹線の高架橋のうち、JR

長野駅の直江津方約1.5kmに位置し、信越本線及び国道19号線を跨ぐ線路橋の架設工事である。周辺は典型的な市街地で建物が密集しており、且つ工事区間約300mの殆どがJR信越本線上空となる非常に厳しい条件下で、国内最大級の油圧クレーンを長期間に渡って使用し受桁4連、合成桁8連の架設を行った。

本文は、市街地及び営業線工事におけるクレーン一括架設を中心に工事の概要を報告するものである。

表一 I 橋梁概要

橋 梁 型 式		支間長 (m)	曲率半径 (m)	腹板間隔 (m)	腹板高さ (m)	鋼 重 (t)	
合 成 桁 ・ 非 合 成 桁	G 1	合成桁	24.200	1800	1.600	1.700	99.856
	G 2	複線2ポックス2シュー桁	24.200	1800	1.600	1.700	99.408
	G 3	上路プレートガーダー 複線2ポックス2シュー桁 片側受桁剛結ゲルバー式 非合成桁	34.400	1800	1.600	2.000	143.270
	G 4	合成桁 複線2ポックス2シュー桁	56.000	5723	2.200	2.800	363.164
	G 5	上路プレートガーダー 単線並列1ポックス1シュー桁 片側受桁剛結ゲルバー式 非合成桁	3.000 + 31.500 = 34.500	直線	1.600	2.000	122.740
	G 6	合成桁 単線並列1ポックス1シュー桁 片側受桁剛結式	33.500	直線	1.600	2.000	133.851
	G 7		34.500	6469	1.600	2.000	135.704
	G 8	合成桁 複線2ポックス2シュー桁 片側受桁剛結式	34.000	1400	1.600	2.000	144.149
受 桁	P 3	—	19.100	—	2.000	2.000～2.900	97.891
	P 4	—	16.900	—	2.000	2.900	103.614
	P 5	—	20.800	—	1.400	1.950～2.850	64.451
	P 6	—	22.700	—	1.400	1.950～2.850	67.409
	合 計					1572.507	

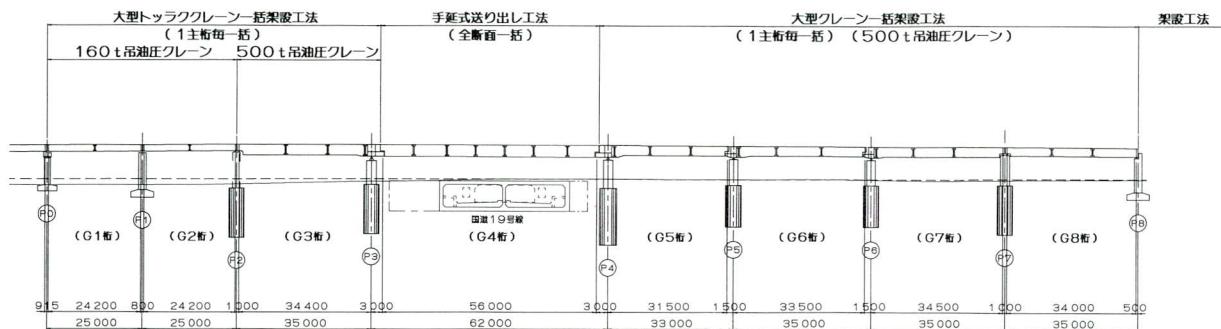
*¹技術本部工事部課長

*²宮地建設工業㈱ 橋梁構造事業部工事部次長

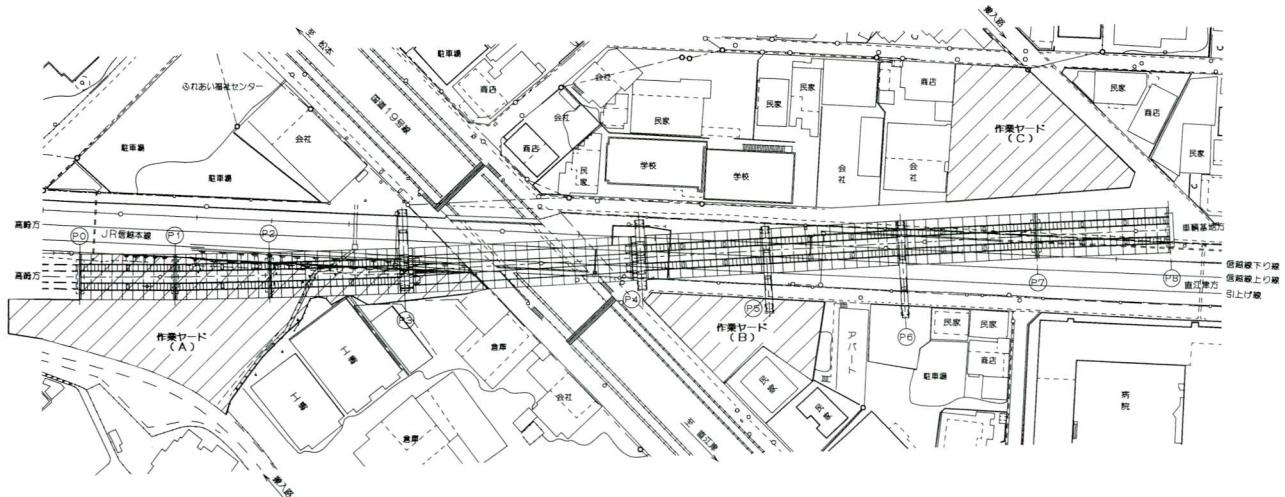
*³宮地建設工業㈱ 橋梁構造事業部工事部

*⁴宮地建設工業㈱ 橋梁構造事業部工事部計画第1課

側面図



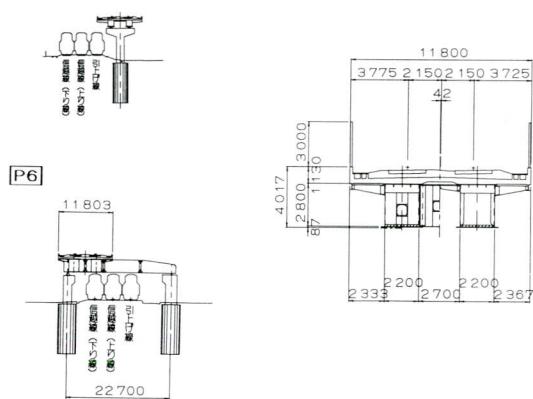
平面図



図一 1 全体一般図

[P2]

支間中央部



図一 2 断面図

2. 計画及び設計概要

早苗BiはJR信越本線をほぼ平行に横断するため、表一のようすに本線上を跨いで主桁を支持する受桁4連と合成桁・非合成桁8連から構成されている。信越本線直上の橋梁型式は営業線上での短時間の一括架設を考慮して、片側受桁剛結、片側ヒンジ型式の単純桁型式となつ

ている。

また、床版型枠は営業線上での作業量を極力抑えるため鋼製型枠を採用している。図一1に全体一般図を、図一2に断面図を示す。

3. 現場環境

架設地点周辺の状況は下記に示す通りである。

- ・架設地点下にJR信越本線がほぼ平行に通っている。
- ・JR線の両側は、幅員が3.5~4mと狭い一般道路が通っている。
- ・一般道路に沿って工場、学校、病院、店舗、駐車場、一般住宅等が密集している。
- ・橋梁のやや起点方(G4桁下)に国道19号線がJR線下に堀割り形式で交差している。
- ・路線の線形上、橋梁の一部が一般用地内に建設される事になり、用地確保のための移転・側道の切り廻しにより、施工ヤードの確保が部分的に可能である。

4. 架設工法概要

架設工法を大別すると表-2の通りである。

架設ヤードは

Aヤード — P1東側

Bヤード — P5東側

Cヤード — P7西側

の3箇所設け、大型クレーンの据付、桁の地組立を行うため架設工事期間中専用使用して全ての作業を行った。

架設作業順序としてはG4桁の『手延べ式送り出し架設』の際に、桁組立ヤードとなるP0～P3径間の桁架設作業を最優先に行いながら、500t吊油圧クレーンの有効使用を図る順序としている。

5. 大型クレーン一括架設

(1) 500t吊油圧クレーン搬入・組立

本工事に使用した500t吊油圧クレーンは国産では最大のもので、最近開発され市場に出たものである。主な仕様を以下に示す。

表-2 架設工法一覧

箇 所	架設工法	施工順序	使用クレーン	架設ヤード
P3受桁	クレーン分割	I	500t吊	A
P4受桁	クレーン一括	6	500t吊	B
P5受桁	クレーン一括	7	500t吊	B
P6受桁	クレーン一括	3	500t吊	C
G1桁	クレーン一括	2-2	160t吊	A
G2桁	クレーン一括	2-3	160t吊	A
G3桁	クレーン一括	2-1	500t吊	A
G4桁	手延べ式 送り出し	10	360t吊 160t吊	A B
G5桁	クレーン一括	9	500t吊	B
G6桁	クレーン一括	8	500t吊	B
G7桁	クレーン一括	5	500t吊	C
G8桁	クレーン一括	4	500t吊	C

機種名：カトウ NK-5000

ブーム仕様：22.35m+14m スーパートップ(オフセット8°)

カウンターウェイト：185t

総重量：313t

また、本クレーンの特長として

- ・外観寸法は従来の360t吊油圧クレーンと同じである。
- ・吊能力は外国産の同種クレーンを上回っている。
- ・組立は専用のリフターを使用することにより、狭い場所で可能である。
- ・カウンターウェイトの装着作業は自分で行うことが出来るため、補助クレーンは不要である。
- ・キャリア中央側面にアシスタントホイールを装着することで、カウンターウェイト等を搭載した状態で場内

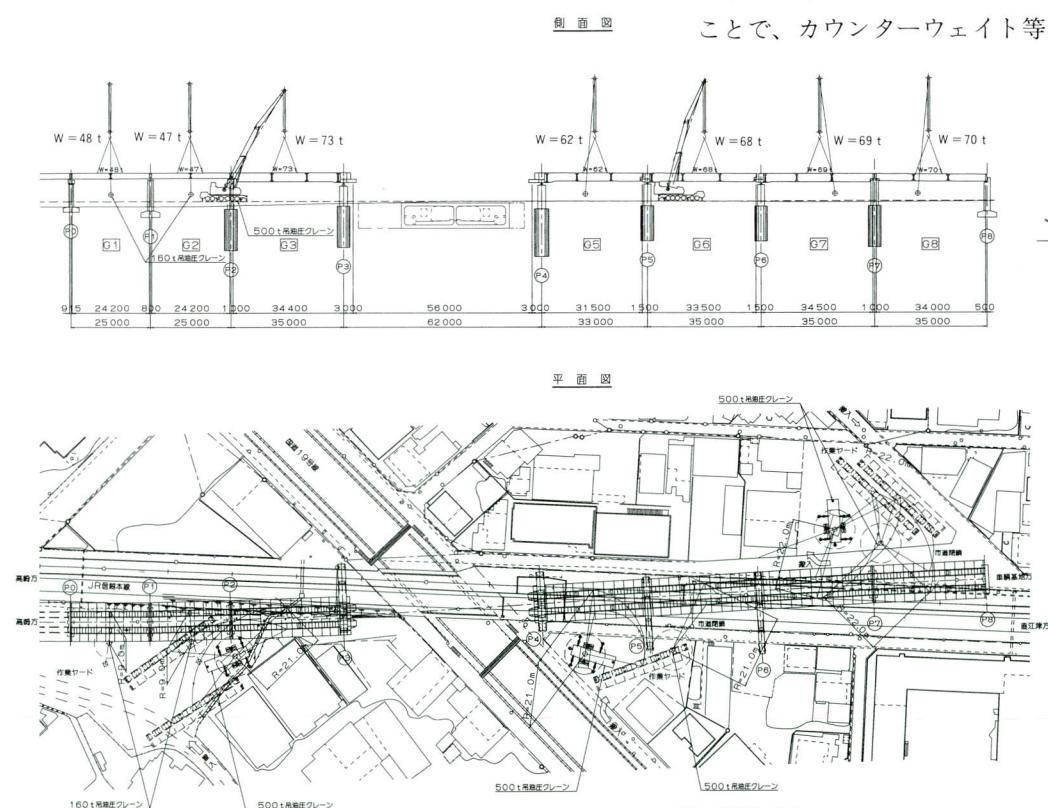


図-3 クレーン一括架設設計画図

の走行が可能である。

等が挙げられ、本工事の様な狭隘な場所での作業に非常に適している。

500t 吊油圧クレーンは初めに A ヤードに搬入し組立を行った。本工事の場合各作業ヤード内で桁地組位置とクレーン位置の関係から、場内でのクレーン移動が必要なため、カウンターウェイト等を搭載した状態で走行可能なアシスタントホイールを取り付けた仕様とした。

また、各作業ヤードの内、A ヤードは非常に地盤が軟弱であったため、事前に地盤改良を行い、且つクレーンアウトリガーポジションには専用の敷設鉄板 ($t = 40\text{mm}$) を敷設した。

(2) 受桁架設

受桁架設は桁架設に先行して全て500t 吊油圧クレーンを使用して夜間キ電停止間合いで行った。

P 3 受桁は部材重量とクレーン吊り能力の関係から 2 ブロックに分割して地組し、固定端側の 1 ピース架設後、4 ピース地組ブロックを架設した。添接部には線路脇に枠組足場を設け、部材を吊った状態で添接作業を行った。

(3) G 1～G 3、G 5～G 8 桁架設

G 1～G 3、G 5～G 8 桁架設は近傍の架設ヤードにて全て 1 径間 1 主桁毎に完成形に仕上げ、一括して架設を行った。G 3～G 7 桁は片側が受桁と剛結構のため、桁を吊った状態で添接足場を設けて連結作業を行った。また、下フランジ添接は J R 線との離隔がなく、架線が接近しており桁からの吊足場が設置不可能なため、キ電停止間合いで線路上に枠組足場を設けて行った。

架設作業は、営業線影響範囲外の G 1～G 3 の B 桁及び G 7・G 8 の A 桁は昼間列車間合いで行い、その他は全て夜間キ電停止間合いで行った。

キ電停止間合いで必要作業時間に合わせて 3 タイプに分かれ、

- ①：新幹線工事全体のため急行「能登」を迂回運行させる「長大間合い」
- ②：①以外の日はクレーンで桁を吊った状態で列車を一度通し、次の間合いで架設を完了させる「2 間合い」
- ③：夜間添接作業を伴わない単純桁型式の架設の場合の「1 間合い」

で行った。**表-3** に各作業時間帯を示す。

各径間の主桁架設後、主桁間の横桁及び鋼製型枠の架設を小型の油圧クレーンを使用して行った。また、線路

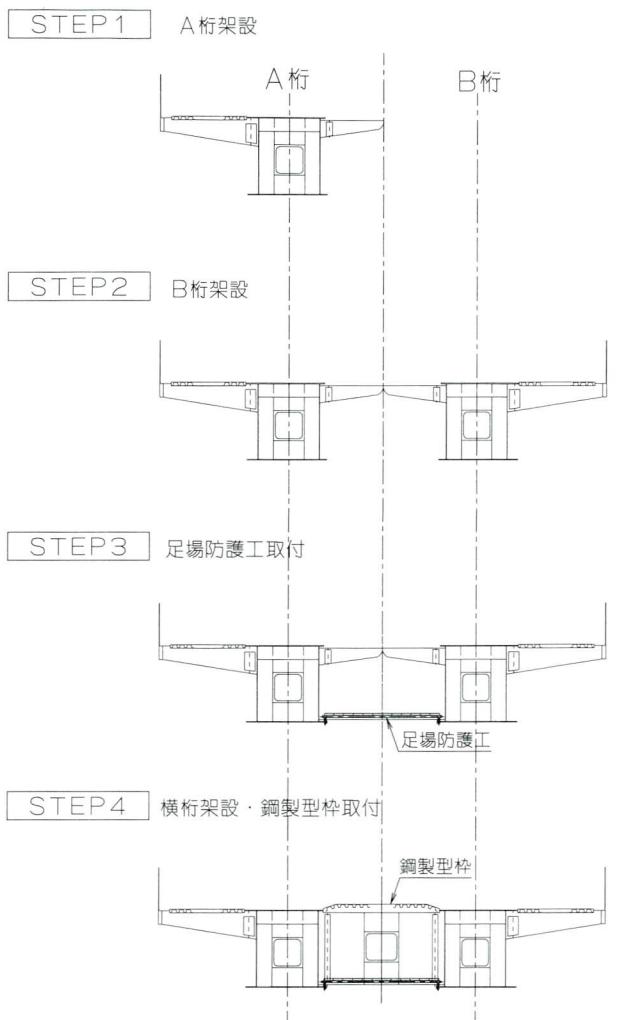


図-4 桁架設ステップ図

上の横桁の添接及び塗装のため、主桁間の上フランジ上に全面足場板張りの防護工を夜間キ電停止間合いで取り付けた（図-4）。

この取付作業は直下が線路であることから、近傍の踏切から軌陸型の高所作業車を搬入して行った。

6. 手延べ式送り出し架設

国道19号線上に架かる G 4 桁は最も鋼重が大きく、近接して架設ヤードを設けることが困難なため、架設が完了した高崎方の桁上を組立及び送り出しヤードとして完成形に組み立て、手延機を取り付けて全断面一括送り出し架設した。

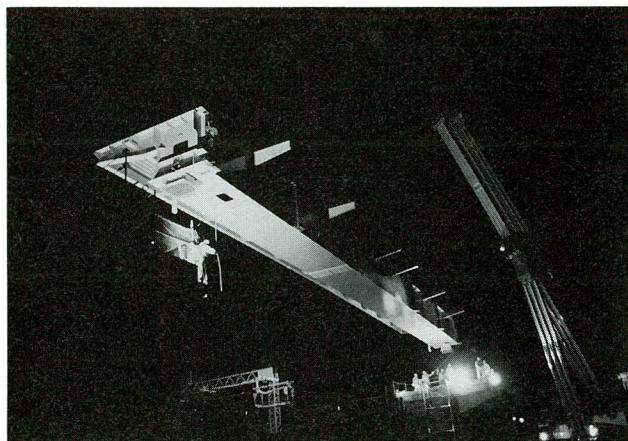
(1) 桁及び手延機組立

P 0～P 3 径間の床版工事完了後、床版コンクリート

表一 3 架設時間工程表

受桁・桁 架計時時間工程表(1) <長大間合>

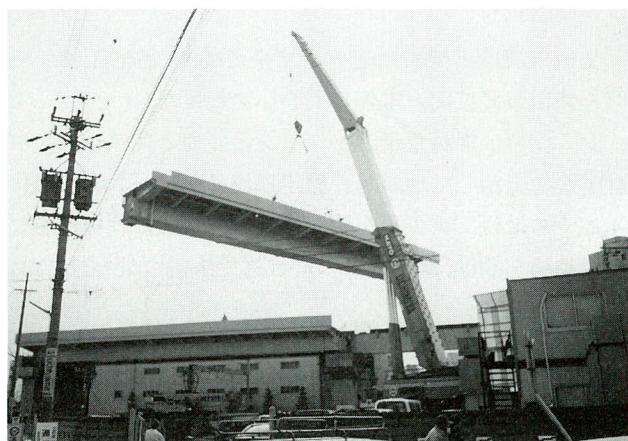
作業内訳	所要時分	0'	1'	2'	3'	4'	5'	備考
牛電停止間合い時間	260分間		37'		27'		57'	
確認作業	各 5分		5'		5'		5'	
吊り上げ準備 玉掛け作業	30分	30'		20'				
吊り上げ・旋回	20分		20'					
据付・調整	30分		30'					
足場組立① 足場組立②	20分 20分		20'	20'				①側面足場(組立) ②下面足場(組立)
添接作業	90分			90'				
足場解体②	20分				20'			②下面足場(解体)
玉掛けワイヤー解放 旋回・吊り下げ	20分				20'			



写真一 1 主桁夜間架設

受桁・桁 架計時時間工程表(2) <2間合い>

作業内訳	所要時分	0'	1'	2'	3'	4'	5'	備考
牛電停止間合い時間	①105分間 ②93分間		37'	105'	27'	24'	93'	57'
確認作業	各 5分		5'	5'	5'	5'	5'	
吊り上げ準備 玉掛け作業	30分	30'		20'				
吊り上げ・旋回	20分		20'					
据付・調整	30分		30'					
足場組立① 足場組立②	①20分 ②20分		20'		②20'			①側面足場工(組立) ②下面足場工(組立)
添接作業①	25分			25'				
待機	67分			67'				桁を吊り込んだ状態で待機
添接作業②	60分				60'			
足場解体②	20分					20'		②下面足場工(解体)
玉掛けワイヤー解放 旋回・吊り下げ	20分				20'			



写真一 2 主桁昼間架設

受桁・桁 架計時時間工程表(3) <1間合い>

作業内訳	所要時分	0'	1'	2'	3'	4'	5'	備考
牛電停止間合い時間	①105分間 ②93分間		37'	105'	27'	24'	93'	57'
確認作業	各 5分		5'	5'	5'	5'	5'	
吊り上げ準備 玉掛け作業	30分	30'		20'				
吊り上げ・旋回	20分		20'					
据付・調整	30分		20'					
析固定	25分		25'					
玉掛けワイヤー解放	10分		10'					
旋回・吊り下げ	10分		10'					

上に軌条設備を設け、桁、手延機及び後部ブラケットを組み立て、完成形に仕上げた。組立はAヤードから360t吊油圧クレーンを使用して行った。

(2) 送り出し架設

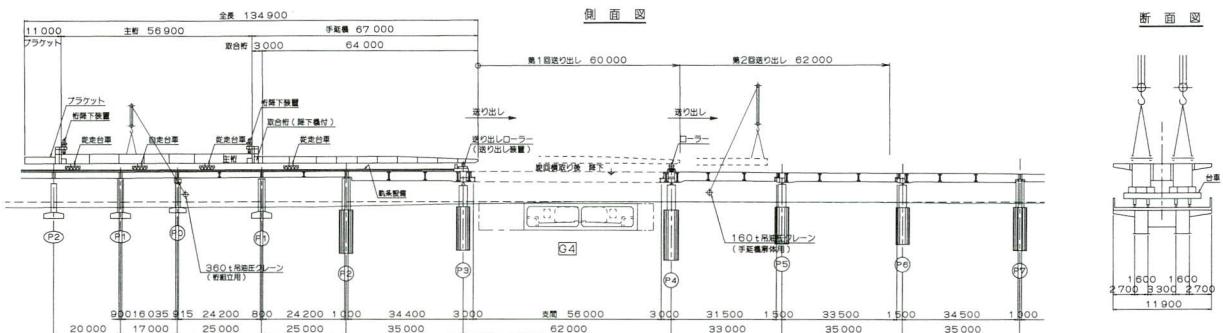
送り出し架設は、手延機の先端がP4受桁に到達する迄を夜間キ電停止長大間合いで行い、以降を昼間作業で行った。送り出しの駆動力はP4到達までは作業時間が

限定されるため、速度の速い自走台車を使用した。また送り出しヤードとなる既設桁に作用する台車反力を低減するため、台車を4基設け、且つ手延機先端は駆動式送りローラーで支持して、反力管理を行いながら送り出しを行った。手延機先端到達後は、送りローラーを油圧送り出し装置に盛替えて以降の送り出しを行った。

桁送り出しは近年直下の道路を交通規制する事が一般的であるが、本工事の場合は国道19号がJR信越本線の下に堀割形式で通っていることから、直接の道路への影響は考えられず、協議の結果交通規制は行わない事となった。

(3) 桁旋回・降下

本橋梁附近は曲線区間であり、桁の送り出しラインは軌条設備が組立ヤードのG1～G3桁の腹板間にに入るよう設定しており、桁据付ラインの延長上と一致しないため、送り出し完了後両支点で旋回を行った。



図一5 G 4 桁架設計画図



写真一3 G 4 桁送り出し前



写真一5 G 4 桁降下前状況



写真一4 G 4 桁送り出し状況



写真一6 G 4 桁降下完了

旋回完了後、手延機、後部ブラケットと連結して送り出した降下機に、センターホールジャッキ・吊ロッド形式の降下装置を取り付けて桁降下を行った。

旋回・降下作業は夜間キ電停止間合いで行った。

7. あとがき

本工事は、典型的な市街地工事で、且つ架設する橋梁の殆どが鉄道営業線上という非常に厳しい環境下で、国産最大の油圧クレーンを長期間に渡って使用する難工事

でした。夜間作業の騒音等で近隣住民に気を使う場面もありましたが、事前のPR等により特にトラブルもなく無事竣工を迎えることが出来ました。

本工事で得られた経験やデータが今後の同種の市街地及び鉄道営業線工事に対して僅かでも参考になれば幸いです。

最後に本工事の計画、施工に当たり監督御指導頂いたJR東日本上信越工事事務所 新幹線課、同長野工事区の皆様、並びに佐藤工業(株)、日本交通技術(株)の関係各皆様方に深く感謝し、紙上を借りて御礼申し上げます。

1996. 10. 31受付

グラビア写真説明

丸山1号橋

国道360号は、富山市を起点とし、吉城郡宮川村・河合村を経て、石川県小松市に至る飛驒と北陸を結ぶ重要なルートであります。ところが現道は幅員が狭く、急カーブが多く見通しが悪い上に冬期には、雪崩の恐れがあり、交通の難所となっています。

これを解消するため、岐阜県古川土木事務所では、昭和61年より、宮川村巣の内から宮川村林まで約6kmの区間の道路整備を行ってきました。丸山1号橋は、打保ダムのダム湖に架かる橋梁で本工区の最終段階の工事です。本工区が開通することにより、通行の安全でだけでなく、沿線産業の発展にも大きな役割を果たすものと期待されます。

(須賀)

報 告

鋼桁の連續化・箱桁化に関する設計について(坪の内高架橋)

Making Steel Plate Girders into Continuous Box Girders (Tsubonouchi Viaduct)

山田 豊^{*1} 岩井 政光^{*2} 鈴木 松雄^{*3} 高橋 亘^{*4}
Yutaka YAMADA Masamitsu IWAI Matsuo SUZUKI Wataru TAKAHASHI

Summary

The lanes of the Tsubonouchi Viaduct each consisted of eight simple, composite, steel plate girders.

The bridge was reinforced in recent years as traffic volume grew, by adding girders, installing stringers and replacing some expansion joints and bearings. But different pavement levels at the ends of girders, caused by abrasion, together with the obsolescence of expansion joints, was a source of bridge vibration and noise when traffic was present.

The principal bodies of the steel plate girders of the viaduct were made into four-span continuous box girders, to reinforce them. Also, the expansion joints that caused vibration and noise were removed to make the deck a jointless deck. This paper describes the work.

1. まえがき

本橋は、神奈川県伊勢原市に位置する東名高速道路初期の橋梁であり、上下線分離構造の8連鋼単純合成鉄桁である(図-1)。

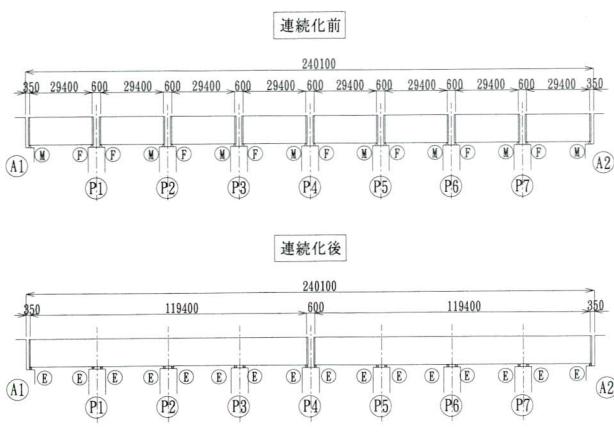


図-1 側面図

共用開始から既に二十数年が経過しており、この間車両の大型化および交通量の増加に伴い、現在に至るまで主に床版に関する補強縦桁増設工事や三車線化のための拡幅工事、また部分的な伸縮装置や支承の取替えが行われてきた。しかしながら現在でも桁端部における舗装の

磨耗による段差が生じ、また伸縮装置の老朽化により交通下での振動・騒音の原因となっている。

本工事は、鋼桁本体の補強工事として4径間毎に連続構造図-2とし同時に床版のノージョイント化を行い、加えて中央分離帯側の2主桁を箱桁構造図-3として橋体構造の剛性を向上させ、車両の大型化に対応するものである。同時に伸縮部を撤去し、振動・騒音の低減をめざすものである。

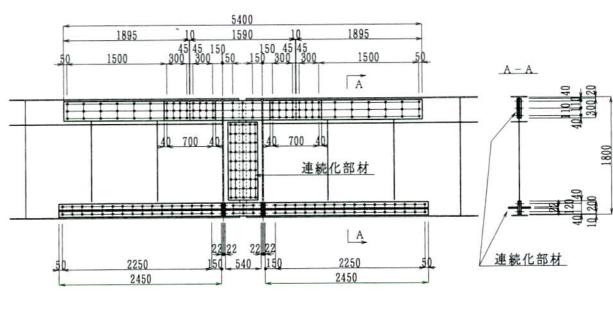


図-2 連続化

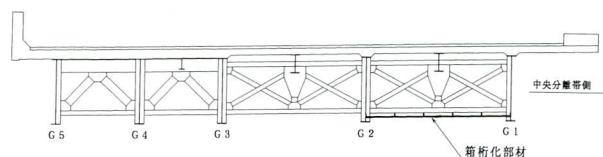


図-3 箱桁化

*1技術本部技術部技術課

*2宮地建設工業㈱ 橋梁構造事業部工事部総括作業所長

*3技術本部設計部設計第一課

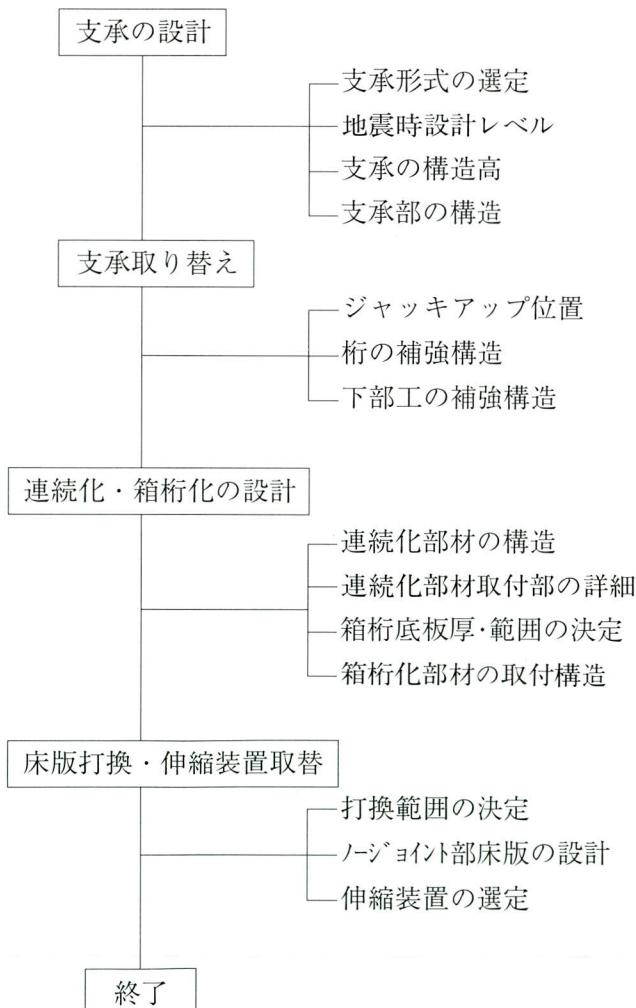
*4技術本部技術部次長

2. 連続化・箱桁化

鋼桁の連続化は、単純桁どうしを連結することにより連続桁とし、支間中央の最大曲げモーメントを低減する補強工法である。この工法には、主桁どうしを連結する主桁連結工法や端横桁どうしを連結する横桁連結工法があるが、応力伝達の明確な主桁連結工法を採用した。

鋼桁の箱桁化は、隣接する主桁を底板にて連結し、ねじれ剛性を高めると共に断面性能を向上する補強工法である。坪の内高架橋は、幅員拡幅により3本主桁から5本主桁となった経緯もあり、鋼桁剛度のバランスに応じた最効率的な断面補強として、図-3に示すように中分側の主桁2本のみ箱桁化することとした。

3. 設計フローチャート



4. 設計内容

(1) 支承の設計

1) 支承形式の選定

桁移動量は、鋼桁の連続化および床版のノージョイント化により増加し、また復旧仕様による地震時移動量の増加から本工事では、線支承（一部BPA支承）をゴム支承に取替えることとした。

ゴム支承に取替える場合、免震支承および反力分散支承が考えられるが、RC脚の地震時保有水平耐力の照査を行ったところ、どちらを採用してもRC脚の補強は必要であり、また反力分散支承を用いた場合でも補強は可能であることが判明した。

そこで、反力分散支承を採用することとした。

2) 設計レベル

支承の設計は、地震時の設計レベルによって積層ゴムのサイズや支承高が決定される。

本橋では、桁下空間が極めて少ないと (min 122mm) や下部工の底面をはつても下部工主鉄筋は切断しないことから、地震レベルを次の6ケース設定し、支承高を算出、設置可能な最大レベルにより支承の設計を行った。

- ・ L 1 レベル ($\gamma \leq 250\%$)
- ・ L 1 レベル ($\gamma \leq 400\%$)
- ・ L 2 レベル ($\gamma \leq 250\%$) ← 決定ケース
- ・ L 2 レベル ($\gamma \leq 400\%$)
- ・ L 3 レベル ($\gamma \leq 250\%$)
- ・ L 3 レベル ($\gamma \leq 400\%$)

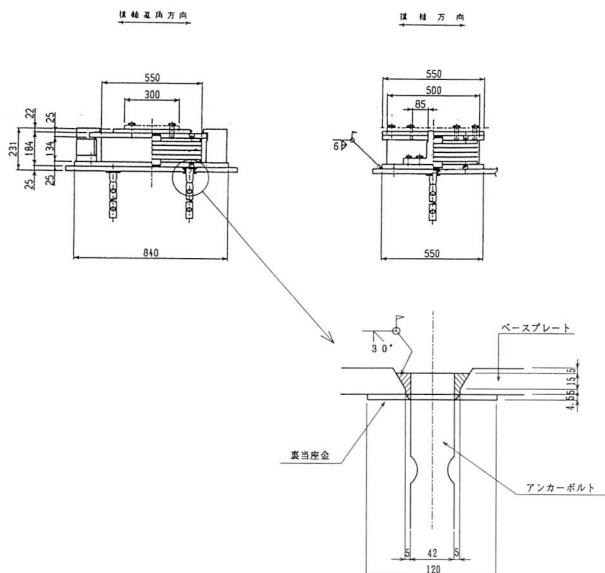
3) 支承部の構造

ソールプレートは、主桁下フランジにセットボルトにより取付ることとした。これは、溶接構造の場合、繰り返し荷重による溶接部の亀裂が報告されているからである。

アンカーボルトは、既存のアンカーボルトを利用し、不足分のアンカーボルトを追加した。これは、現場作業の効率化を図ると共になるべく下部工に損傷を与えないためである。

またアンカーボルトは、ベースプレートに溶接し上面に出ない構造とし、ベースプレートと下部工は溶接構造とした。桁端は、移動量の確保が困難な箇所に限り切断を行ったが、切断量が異なるため支承位置は、一定しない。そこで支承位置が調整できるよう支承とアンカーボルトを直接連結せず、アンカーボルトをベースプレート上面

に突出しないよう溶接し、支承セット後ベースプレートと下沓を溶接することとした。(図一4)



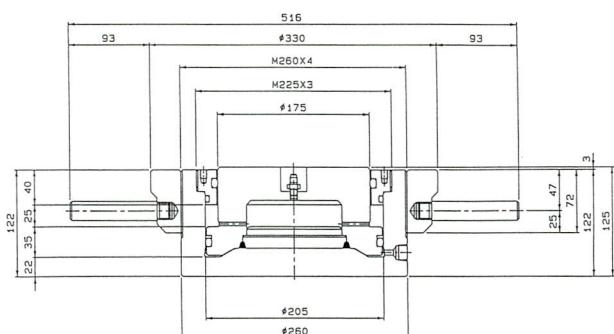
図一4 分散ゴム支承

(2) 支承の取替

1) ジャッキアップ位置

ジャッキアップ位置は、主桁間に仮受桁を取付けて行う案が考えられたが、下横構や検査路、補強縦桁受け材など障害物が多く、撤去・改造に時間がかかるため、主桁下フランジを直接ジャッキアップする方法とした。

桁下空間の少ない本橋では、下部工のカブリコンクリートをはつても、既存のジャッキでは設置不可能であり、機高の低い油圧ジャッキ図一5を開発し用いることとした。



図一5 油圧ジャッキ (200 tf)

2) 桁の補強構造

ジャッキアップに伴う主桁の補強は、T型部材を腹板両面に添接し下フランジ面は、メタルタッチとした。

補強部材は、連続材および箱桁部材の設置に干渉するため、施工完了後は、上側に移動することとした。(図一6)

3) 下部工の補強

橋脚は、過去に3車線拡幅に伴うコンクリート巻き工事を行っており、ジャッキアップ位置が拡幅部にあたる。そこで、補強について次の2ケースを検討した。

①PC鋼棒による補強。

②ケミカルアンカーによる補強。

この結果、①のケースでは、6本／沓、②のケースでは、24本／沓必要であり、現場の施工性・経済性から①による補強を採用した。(図一7)

橋台部では、仮受用鋼製ブレケットをケミカルアンカーにて定着した。(9本／沓必要)(図一8)また、ジャッキアップ位置に余裕がないことやSE量をより確保するためコンクリートによる再拡幅を考えていたが、旧拡幅部を撤去しなくてはならず、また現場での施工性・工程より、鋼製ブレケットを用い、ジャッキアップの仮受点とした。また鋼製ブレケットにより、さらに多くのSE量を確保できる事となった。

(3) 連続化・箱桁化の設計

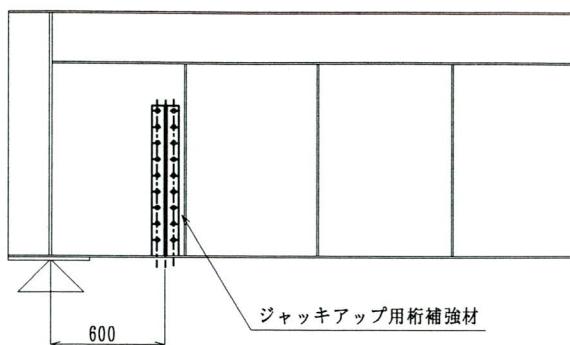
1) 設計基本方針

設計上基本的な考え方は、施工の手順を考慮して以下の通りとした。

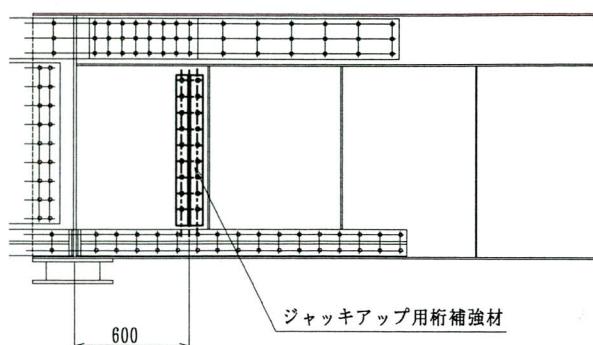
- ・格子計算する際の死荷重強度、合成前・合成後の剛性は拡幅詳細設計を準用する。
- ・箱桁化の死荷重は、連続化後に載荷する。このとき桁の剛性は、合成後の数値を用いる。
- ・活荷重は、B活荷重とし連続化・箱桁化の剛性を考慮し載荷する。
- ・将来、床版上面増厚工法が行われるとして床版死荷重を加味する。
- ・分散ゴム支承の鉛直バネ定数は、40000tf/mとする。

2) 連続化部材の構造

連続材は、フランジ同士・腹板同士の連結が応力の伝達からすれば望ましい。本橋では、10月の集中工事までに交通開放下において連続材を取付けなくてはならず、上フランジを連結することは不可能であった。そこで、図一2のように腹板のみ連続材を取付けることとした。

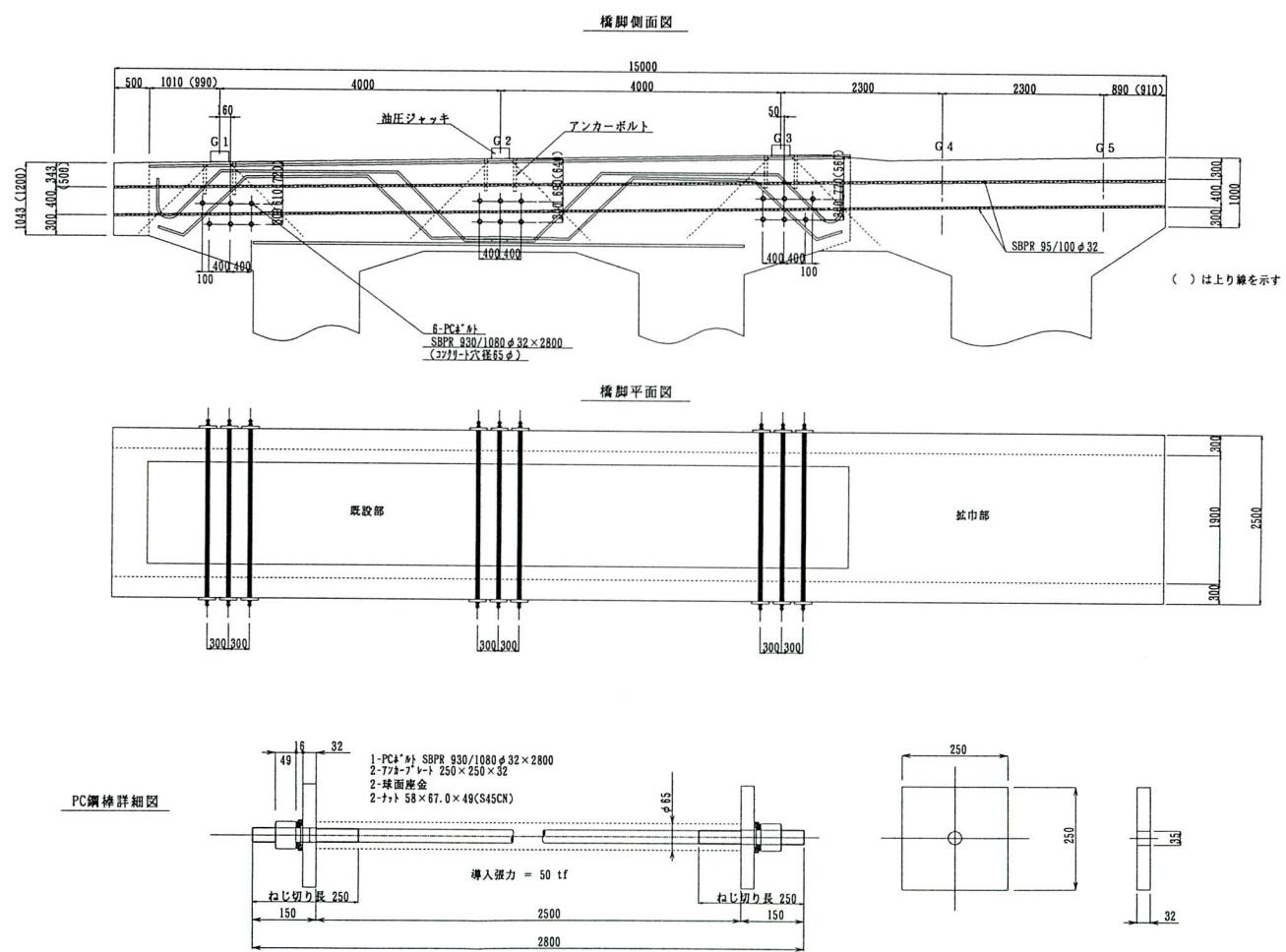


ジャッキアップ時

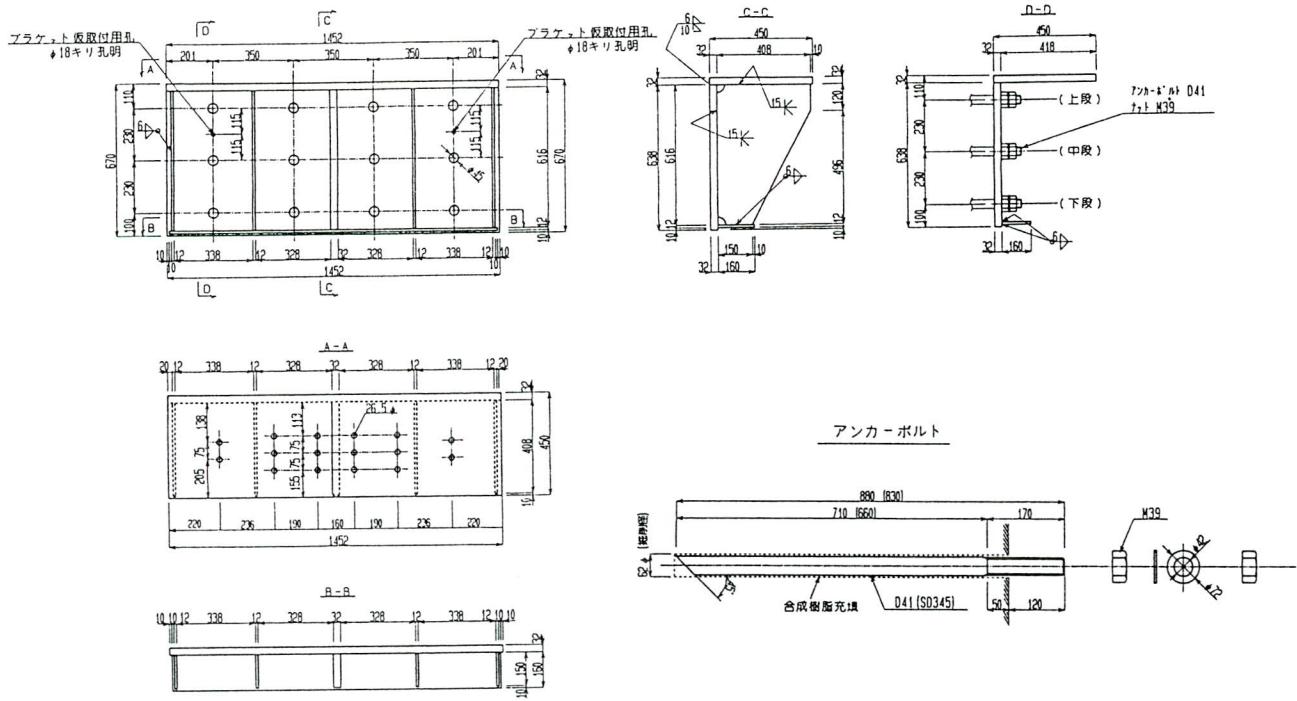


連続材取付後

図一 6 ジャッキアップ用杭補強部材



図一 7 橋脚補強



図一8 鋼製プラケット

構造原案は、上側・下側連続材ともL型断面であり、支点上補剛材を挟み込むように3分割され、ボルトにて添接する構造であった。しかし上側連続材は、引張領域であり支点上にて部材を切断することは好ましくなく、PL型とし支点上補剛材を貫通することとした。下側連続材は、製作性からT型断面とした。

部材幅は、現橋に取付く最大値とし、板厚を抑えることとした（最大板厚 $t=22\text{mm}$ ）。また連続材の取付範囲は負曲げ領域以上とし、下側連続材は、水平補剛材を兼ねることとした。

3) 連続化部材取付部の詳細

連続材の取付けは、支点上補剛材および垂直補剛材の改造が必要不可欠である。支点上補剛材については、連続材を貫通する最小限の通し孔を設け、垂直補剛材については、切断した。ともに腹板面までの切断は、腹板を痛める可能性が高く、すみ肉溶接部はそのままとした。

このため連続材の取付けには、FILL-PLにて調整することとした。

4) 箱桁底板厚・範囲の決定

箱桁底板厚および範囲を決定するにあたり次の3ケースをおこなった。（表一1，2）

CASE-1 全径間箱桁化 ($t=22\text{mm}$ および $t=16\text{mm}$)

CASE-2 側径間のみ箱桁化 ($t=22\text{mm}$ および $t=16\text{mm}$)

CASE-3 B活荷重

CASE-3は、箱桁化の効果をみる基本ケースである。これより次のことが言える。

- CASE-1, CASE-2は、箱桁化の効果がある。
- G1桁に着目すれば、CASE-1とCASE-2の応力度の差異はないと考えられる。
- 箱桁化の目的を応力度の改善だけでなく、橋梁全体の剛性を向上させ振動・騒音などもあわせて改良するものと考え、箱桁化の範囲は全径間とした。

またその他に側径間($t=16\text{mm}$)、中央径間($t=12\text{mm}$)のケースとして次の2ケースを追加した。

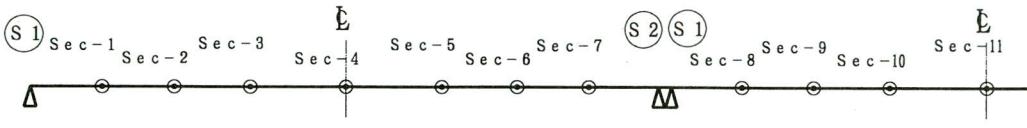
CASE-4 箱桁化区間を1本棒とし、ねじり剛性をもたせる。

CASE-5 ねじり剛性をG1桁、G2桁に分配する。また箱桁位置を下側連続材位置とする。

(CASE-1,CASE-2,CASE-4における箱桁位置は、対傾構下面とした。)

CASE-4とCASE-5は、モデル化の違いおよび箱桁位置

表一 連続化・箱桁化後の応力一覧表（その1）



◎：着目点
(断面変化点)

断面計算結果

			Sec-1			Sec-2			Sec-3			Sec-4			Sec-5			Sec-6					
			σ_c	σ_u	σ_l																		
G 1	Case-1	$t = 22\text{mm}$	25	1 203	1 788	42	1 895	1 935	49	2 203	1 984	52	2 241	1 934	44	2 179	1 897	31	1 857	1 765	7	1 748	1 431
		$t = 16\text{mm}$	26	1 200	1 839	42	1 890	1 997	49	2 198	2 047	52	2 237	1 995	44	2 174	1 950	31	1 854	1 807	7	1 750	1 410
	Case-2	$t = 22\text{mm}$	21	1 206	1 804	43	1 900	1 958	50	2 211	2 015	55	2 253	1 979	47	2 196	1 961	37	1 875	1 852	6	1 737	1 431
		$t = 16\text{mm}$	27	1 202	1 856	43	1 895	2 022	51	2 206	2 082	55	2 248	2 043	48	2 191	2 022	37	1 871	1 903	6	1 739	1 402
	Case-3		30	1 157	2 354	44	1 842	2 434	50	2 170	2 414	54	2 209	2 336	45	2 154	2 282	35	1 824	2 151	3	1 748	1 153
G 2	Case-4		25	1 197	1 789	39	1 886	1 936	47	2 189	1 990	50	2 229	1 942	42	2 169	1 913	31	1 854	1 791	6	1 759	1 407
	Case-5		24	1 195	1 762	38	1 884	1 905	46	2 186	1 955	49	2 226	1 908	41	2 167	1 883	30	1 852	1 767	7	1 749	1 420
	Case-1	$t = 22\text{mm}$	20	1 221	1 447	29	1 809	1 625	36	2 064	1 639	37	2 081	1 600	31	2 041	1 565	20	1 771	1 479	-4	1 658	1 150
		$t = 16\text{mm}$	21	1 218	1 530	30	1 805	1 688	37	2 060	1 704	38	2 076	1 663	32	2 037	1 620	21	1 769	1 522	-5	1 659	1 128
	Case-2	$t = 22\text{mm}$	20	1 223	1 489	31	1 813	1 642	38	2 071	1 664	39	2 092	1 635	35	2 055	1 616	25	1 788	1 549	-6	1 648	1 141
G 3		$t = 16\text{mm}$	21	1 219	1 543	32	1 808	1 707	38	2 066	1 731	39	2 087	1 701	35	2 051	1 676	26	1 784	1 600	-6	1 650	1 112
	Case-3		20	1 164	1 953	29	1 742	2 038	33	2 006	1 986	31	2 022	1 890	29	1 994	1 879	22	1 728	1 807	-5	1 678	949
	Case-4		18	1 212	1 475	30	1 806	1 655	36	2 061	1 678	38	2 080	1 646	32	2 041	1 606	22	1 772	1 517	-5	1 655	1 118
	Case-5		17	1 210	1 448	29	1 803	1 618	35	2 058	1 639	36	2 077	1 608	31	2 038	1 573	21	1 770	1 491	-5	1 656	1 131
	Case-1	$t = 22\text{mm}$	12	1 164	1 526	14	1 845	1 549	16	2 088	1 505	15	2 130	1 436	14	2 078	1 427	9	1 834	1 389	-9	1 799	826
G 3		$t = 16\text{mm}$	12	1 164	1 526	14	1 845	1 549	16	2 088	1 505	15	2 130	1 436	14	2 078	1 427	9	1 834	1 389	-9	1 799	837
	Case-2	$t = 22\text{mm}$	10	1 165	1 537	15	1 846	1 562	16	2 089	1 520	16	2 134	1 456	13	2 080	1 449	10	1 835	1 409	-9	1 797	812
		$t = 16\text{mm}$	10	1 165	1 537	15	1 846	1 562	16	2 089	1 520	16	2 134	1 456	13	2 080	1 449	10	1 835	1 409	-9	1 797	812
	Case-3		12	1 167	1 607	17	1 850	1 639	19	2 099	1 602	20	2 144	1 534	15	2 088	1 510	11	1 838	1 443	-11	1 793	749
	Case-4		11	1 166	1 592	16	1 851	1 600	17	2 081	1 556	17	2 127	1 477	14	2 073	1 474	11	1 839	1 426	-11	1 803	668
G 4	Case-5		11	1 166	1 592	16	1 851	1 600	17	2 081	1 556	17	2 127	1 477	14	2 073	1 474	11	1 839	1 426	-11	1 803	668
	Case-1	$t = 22\text{mm}$																					
		$t = 16\text{mm}$																					
G 5	Case-2	$t = 22\text{mm}$																					
		$t = 16\text{mm}$																					
	Case-3																						

σ_c : コンクリート

σ_u : 上フランジ

σ_l : 下フランジ

単位 : kgf/cm²

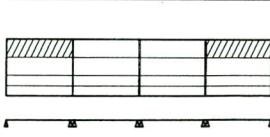
Case-1
連続化 + 全径間箱桁化
I形格子モデル



Case-3
連続化のみ
I形格子モデル



Case-2
連続化 + 側径間箱桁化
I形格子モデル



Case-4
連続化 + 全径間箱桁化
(側径間 $t_B = 16$ 、中央径間 $t_B = 12$)
(G 1 + G 2) 1本棒箱桁モデル
(断面力1/2評価)
Case-5
Type-4箱桁化部材の取付位置変化

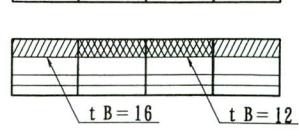
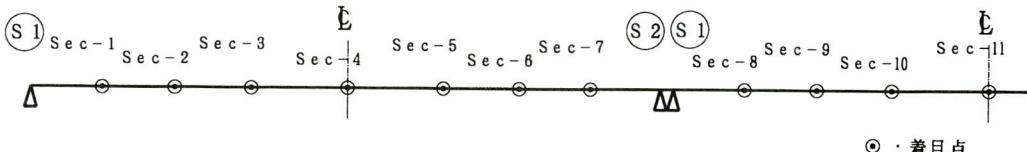


表-2 連続化・箱桁化後の応力一覧表（その2）



◎：着目点
(断面変化点)

断面計算結果

		Sec-7						Sec-8						Sec-9						Sec-10			Sec-11					
		+ M			- M			+ M			- M			+ M			- M			Sec-10			Sec-11					
		σ_c	σ_u	σ_l																								
G 1	Type-1 $t = 22\text{mm}$	17	1 177	1 540	-5	1 084	1 209	16	1 177	1 526	-7	1 077	1 172	31	1 853	1 737	5	1 682	1 387	40	2 165	1 842	46	2 216	1 845			
	Type-1 $t = 16\text{mm}$	17	1 175	1 572	-5	1 087	1 164	16	1 175	1 558	-7	1 081	1 123	31	1 850	1 778	5	1 741	1 361	41	2 161	1 891	47	2 212	1 896			
	Type-2 $t = 22\text{mm}$	21	1 192	1 664	-7	1 071	1 231	18	1 149	1 872	-13	1 118	628	29	1 814	1 989	3	1 765	1 217	39	2 144	2 125	47	2 186	2 168			
	Type-2 $t = 16\text{mm}$	21	1 189	1 707	-8	1 074	1 174	18	1 149	1 872	-13	1 118	628	29	1 814	1 989	3	1 765	1 217	39	2 144	2 125	47	2 186	2 168			
	Type-3	23	1 152	2 063	-9	1 122	650	23	1 154	2 079	-11	1 120	581	35	1 823	2 137	1	1 755	1 091	43	2 147	2 221	49	2 193	2 222			
G 2	Type-4	17	1 175	1 594	-5	1 087	1 209	17	1 173	1 590	-8	1 082	1 090	29	1 841	1 756	4	1 743	1 334	38	2 129	1 871	44	2 200	1 876			
	Type-5	16	1 174	1 577	-4	1 089	1 234	16	1 169	1 554	-5	1 089	1 150	28	1 840	1 735	5	1 744	1 349	38	2 127	1 845	43	2 198	1 848			
	Type-1 $t = 22\text{mm}$	11	1 191	1 284	-11	1 094	954	11	1 190	1 270	-12	1 088	934	20	1 766	1 434	-6	1 649	1 114	28	2 028	1 519	32	2 058	1 526			
	Type-1 $t = 16\text{mm}$	12	1 190	1 317	-12	1 096	923	11	1 188	1 302	-13	1 090	888	20	1 763	1 493	-7	1 650	1 088	29	2 025	1 568	32	2 054	1 579			
	Type-2 $t = 22\text{mm}$	14	1 205	1 373	-13	1 084	978	11	1 158	1 579	-13	1 134	515	17	1 723	1 711	-5	1 679	972	26	1 986	1 790	28	2 009	1 794			
G 3	Type-2 $t = 16\text{mm}$	15	1 202	1 415	-13	1 087	929	11	1 158	1 579	-13	1 134	515	17	1 723	1 711	-5	1 679	972	26	1 986	1 790	28	2 009	1 794			
	Type-3	15	1 159	1 703	-11	1 136	567	14	1 161	1 724	-13	1 134	516	20	1 728	1 801	-7	1 675	903	28	1 991	1 833	28	2 011	1 805			
	Type-4	12	1 189	1 319	-12	1 092	932	10	1 182	1 307	-14	1 091	855	19	1 760	1 499	-8	1 652	1 058	28	2 020	1 578	32	2 051	1 594			
	Type-5	11	1 188	1 301	-11	1 094	957	9	1 181	1 290	-13	1 092	884	18	1 758	1 476	-7	1 653	1 073	27	2 018	1 549	31	2 048	1 563			
	Type-1 $t = 22\text{mm}$	6	1 161	1 314	-15	1 147	516	7	1 161	1 319	-15	1 147	484	8	1 833	1 377	-10	1 796	807	12	2 074	1 391	13	2 121	1 368			
G 4	Type-1 $t = 16\text{mm}$	6	1 161	1 314	-15	1 147	516	7	1 161	1 319	-15	1 147	484	8	1 833	1 377	-10	1 796	807	12	2 074	1 391	13	2 121	1 368			
	Type-2 $t = 22\text{mm}$	6	1 162	1 359	-17	1 146	458	7	1 162	1 354	-18	1 146	425	10	1 836	1 409	-11	1 795	767	15	2 083	1 460	16	2 134	1 463			
	Type-2 $t = 16\text{mm}$	6	1 162	1 359	-17	1 146	458	7	1 162	1 354	-18	1 146	425	10	1 836	1 409	-11	1 795	767	15	2 083	1 460	16	2 134	1 463			
	Type-3	7	1 163	1 404	-18	1 145	404	9	1 163	1 418	-19	1 144	363	11	1 837	1 437	-13	1 791	711	15	2 085	1 474	16	2 134	1 462			
	Type-4	7	1 163	1 392	-13	1 133	657	7	1 163	1 381	-14	1 131	620	9	1 837	1 405	-13	1 801	608	12	2 069	1 437	13	2 119	1 411			
G 5	Type-5	7	1 163	1 392	-13	1 133	657	7	1 163	1 381	-14	1 131	620	9	1 837	1 405	-13	1 801	608	12	2 069	1 437	13	2 119	1 411			
	Type-1 $t = 22\text{mm}$																							1 587	1 546			
	Type-1 $t = 16\text{mm}$																								1 591	1 588		
	Type-2 $t = 22\text{mm}$																											
	Type-2 $t = 16\text{mm}$																											
G 5	Type-3																										1 590	1 584
	Type-1 $t = 22\text{mm}$																											
	Type-1 $t = 16\text{mm}$																											
	Type-2 $t = 22\text{mm}$																											
	Type-2 $t = 16\text{mm}$																											
G 5	Type-3																											
	Type-1 $t = 22\text{mm}$																											
	Type-1 $t = 16\text{mm}$																											
	Type-2 $t = 22\text{mm}$																											
	Type-2 $t = 16\text{mm}$																											
G 5	Type-3																											
	Type-1 $t = 22\text{mm}$																											
	Type-1 $t = 16\text{mm}$																											
	Type-2 $t = 22\text{mm}$																											
	Type-2 $t = 16\text{mm}$																											
G 5	Type-3																											
	Type-1 $t = 22\text{mm}$																											
	Type-1 $t = 16\text{mm}$																											
	Type-2 $t = 22\text{mm}$																											
	Type-2 $t = 16\text{mm}$																											
G 5	Type-3																											
	Type-1 $t = 22\text{mm}$																											
	Type-1 $t = 16\text{mm}$																											
	Type-2 $t = 22\text{mm}$																											
	Type-2 $t = 16\text{mm}$																											
G 5	Type-3																											
	Type-1 $t = 22\text{mm}$																											
	Type-1 <																											

による剛性の差であるが、応力度の差が30～40kgf/cm²程度であり、総じてモデル化による差は、ないと言える。

CASE-1とCASE-5は、板厚の差および箱桁位置による剛性の差であるが、CASE-5の方が応力度の改善が良く、本橋ではCASE-5を決定ケースとした。

5) 箱桁化部材の取付構造

4) でも触れたが、当初箱桁位置は、対傾構下面に取り付けるよう考えられていた。しかしながら箱桁化部材は、下フランジに近いほど応力度の改善は良く、スペースに余裕があることおよび下側連続材を底板の取付材に兼用できることから、箱桁位置を連続材位置とした。

5. おわりに

本工事は、工事着手前、集中工事後、箱桁化架設後の3度にわたり補強効果を確認するための応力測定を行う計画である。次回には、応力測定結果を報告したいと考えています。

この工事を実施するにあたり、日本道路公団東京第一管理局ならびに同横浜管理事務所の担当者の方々には多大なるご指導を頂いております。誌面を借りて深く感謝いたします。

1996. 10. 31受付

グラビア写真説明

横畠橋

本工事は、四国を南北に貫く国道33号と194号を東西に結ぶ、高知・主要県道18号伊野・仁淀線の改良工事の一部として計画されたものである。

山沿いに続く湾曲した旧道は幅員も大変狭く、車両の行違いの困難な交通の難所であったが、本工事等の改良によりショートカットされたバイパスが新設され、解消されることとなった。

四国の清流として全国的にその名を知られるのは「四万十川」であるが、高知には清流と呼ぶに相応しい河川が数多く現存している。「仁淀川」もそのひとつであり、横畠橋はその上を橋長195.0m・支間長96.9+96.9mの2径間連続鋼床版箱桁で繋いでいる。「仁淀川」の清き水面に映し出される耐候性鋼材の桁は、日増しにその姿を山間の景色に溶け込ませている。

(山根)

グラビア写真説明

屋島橋

屋島橋は、長野市と須坂市を結び、千曲川にかかる橋長770mの橋梁です。その主径間は宮地・日橋JV施工のバケットハンドル型のニールセンローゼ桁(127.6m)、側径間は連続鉄桁と連続箱桁から構成される11径間の橋梁です。屋島橋は、上信越自動車道須坂長野インターチェンジの西に位置し、1998年長野オリンピックの玄関口として、注目を集めています。近隣には、冬季オリンピック施設のスピードスケート会場、メディア村も建設されています。また、1996年11月14日の上信越自動車道更埴・小諸間の開通に伴い首都圏からのアクセスも一段と便利になり、その重要性は一段と増しています。高さ49.2mの鉄塔を用いたケーブルクレーン(斜吊り)工法による架設は、県土木部からも注目され、架設現場見学会等の実施や、その架設工事の記録映画も製作されるなど橋梁事業の理解とイメージアップにも一役買いました。

(柏谷)

明石海峡大橋

明石海峡大橋は、本州四国連絡橋の「神戸～鳴門ルート」に属し、1日1,300隻の船舶航行数を誇る国際航路、明石海峡を横断し、兵庫県神戸市と淡路島を結ぶ全長3,910m、中央支間長1,990mの世界最長の吊り橋です。補剛桁は、150年に1度と予想される風力の1.3倍にあたる秒速80mの暴風やマグニチュード8.5クラスの地震力に耐え得るよう設計されています。架設工法は、変形防止・耐風安定性を重視し、橋台及び主塔を起点として中央部へ向かって架設する遂次剛結工法を採用しています。阪神・淡路大震災という大地震を乗り越え、平成8年9月18日に補剛桁の閉合を完了、現在は、残部材の架設を進めており平成10年春の竣工を目指し安全第一で工事を進めています。

(山本)

(仮称)大手町1丁目CDPビル新築工事(II期工事)

東京の大手町1丁目付近は、日本を代表する企業、銀行等の大規模ビルが集まっているところであるが、ここ数年近代的ビルへの改築ラッシュが続き、より高層化、大型化、個性化へと、すっかり昔の面影を変えてしまっている。

今回のこのビルもその内の1つである。外壁はグレー調の石と、ブルー調のガラスが貼りめぐらされて斬新な色調を出している一方、低層階及びペントハウス階は、重厚で懐古調の趣を感じさせてくれる。3年前に完成した、I期工事と同様の意匠のビルがここ1丁目の交差点に聳え立ち、大手町の新しい顔になるのではないだろうか。

(西原)

(仮称)渋谷桜丘共同ビル新築工事

本物件の敷地は、JR渋谷駅から南西に坂を登った南平台町に隣接した位置にあり、周辺は従来の住宅地がオフィスビルや中層マンションに代わりつつあるが、後背地には優良な住宅地が残っている地域である。

このような地域に高層かつガラス張りの傾斜大屋根等、意匠デザインにも優れた本物件は一際目を引く建物である。用途については、オフィス、専修学校、店舗、共同住宅、フィットネスクラブ等で現在建設されている複合施設ビルの代表的な建物と言ってよいだろう。

当社鉄骨施工約2,000tの中にはS M570Q(高張力鋼、最大板厚64mm)を約4割使用した。

(宮関)

橋脚の耐震補強鋼板巻き現場溶接施工法の検討

Field Welding for Seismic Reinforcement of RC Bridge Piers by Steel Jacketing

高橋秀幸* 佐藤利四郎**
Hideyuki TAKAHASHI Rishiroh SATOH

Summary

The Kobe earthquake damaged viaduct piers and integral concrete bridge columns, and collapsed expressways. Specialists concluded that collapses of main bridge structures were due to shear fracture of viaduct piers and integral concrete bridge columns. Based on this lesson, such members are being reinforced on a national scale. One reinforcement method being used, called steel jacketing, involves surrounding a pier or column with steel plates and filling the gaps between plate and pier or column with epoxide resin adhesive to connect them. The backing strips between the steel plates must be less than 4 mm thick because of the limited clearance, and must be produced according to the results of field measurement of the clearance. This makes it difficult to secure the dimensional accuracy of welded joints, and weld quality could suffer as a result.

This paper reports on the selection of conditions that enable welders working in vertical and horizontal positions to produce joints with good weld quality. It also describes studies on the limits of root gaps and on backing strip specifications.

1. まえがき

阪神大震災により橋脚や高架橋の柱が破壊し、高速道路などが崩壊した。これは、脚や柱がせん断破壊したことが構造物倒壊の原因と結論づけられており、これらを教訓に全国規模でRC製（鉄筋コンクリート製）橋脚の耐震補強工事が進行している（写真-1）。

建設省や各道路公団・道路公社を中心とした橋脚の補強工法の1つとして、補強鋼板 $t=6\text{mm} \sim 12\text{mm}$ をRC製橋脚に巻きたて、コンクリートと補強鋼板の隙間4mmにエポキシ樹脂を注入し接着するものが採用されている（図-1）。

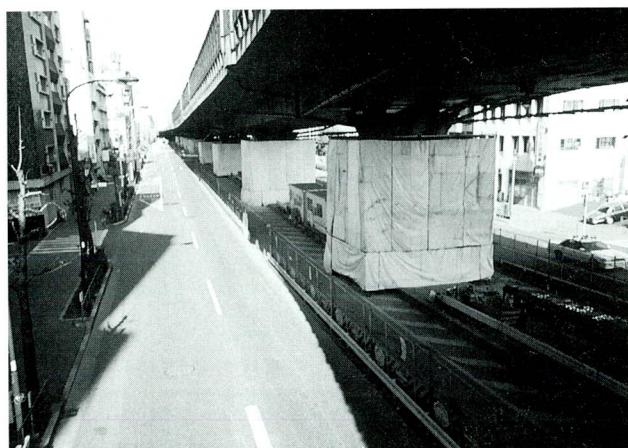


写真-1

補強鋼板を巻きたてる際、橋脚周囲方向に2から8に分割された鋼板の継手を現場溶接として立向溶接を行い、橋脚高さにあわせ数分割された鋼板の継手を横向溶接するが（図-1参照）、エポキシ樹脂を注入する隙間4mmの関係から、各溶接継手の裏当材はそれ以下の厚みに限定され、その鋼材（市中品）を調べると最厚で板厚 $t=3.2\text{mm}$ の裏当金となる。

補強鋼板の製作は、既設RC製橋脚を実測量し、その値により工場製作を行うことになっており、溶接部の設計ルートギャップを確保する。しかし、実測量誤差や製作誤差などにより設計ルートギャップを確保することが困難と想定され、過大ルートギャップとなることも考えられる。また、立向・横向溶接を行うまでの補強鋼板の固定方法は、アンカーボルトによる締付けとしており、コ

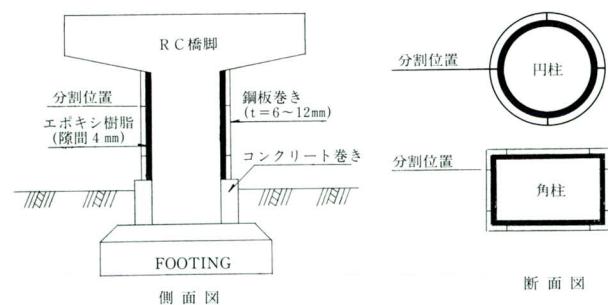


図-1 耐震補強形状

* 千葉工場製造部品質管理課

**千葉工場製造部品質管理課

ンクリート表面の平滑度程度により鋼板と裏当金に隙間ができる可能性がある。

これら諸問題により本報では、裏当金 $t=3.2\text{mm}$ に限定した場合の現場溶接を考慮した立向・横向溶接の溶接条件および施工方法を検討し、ルートギャップの適用範囲や裏当金の厚さあるいは、その隙間について実験を行い、検討したので報告する。

なお溶接方法は、作業効率から現場で一般的に使われると思われる炭酸ガス溶接とし、実験条件を固定するためウェービング機能を持つ簡易走行台車を用いて行った。

2. 供試材料および形状

(1) 供試材料

本体板厚を $t=6\sim12\text{mm}$ とし、裏当金板厚を $t=3.0\text{mm}$ とした。現場施工における裏当金板厚は $t=3.2\text{mm}$ であるが、材料入手が容易なことからFB $t=3.0\text{mm}$ とした。本体の材質はSS400を使用し、裏当金はFBのためSS400相当である(表-1)。供試体寸法はPL $250 \times t \times 600\text{mm}$ とし裏当金はFB $50 \times 3.0 \times 600\text{mm}$ を使用した。

溶接材料は、フラックス入りワイヤーのSF-1およびSF-1V[日鐵溶接工業]、DW-100VおよびMX-100T[神戸製鋼所]を使用し、ソリッドワイヤーはYM-25[日鐵溶接工業]とした(表-2)。

表-1 供試体寸法

鋼種	材質	寸法 (mm)
鋼板	SS400	PL 6.0 × 250 × 600
	SS400	PL 9.0 × 250 × 600
	SS400	PL 12.0 × 250 × 600
裏当材	SS400相当	FB 3.0 × 50 × 600

表-2 溶接材料

種類	ワイヤー銘柄	径(mm)	メーカー
ワイヤー	SF-1	φ 1.2	日鐵溶接工業
	SF-1V	φ 1.2	日鐵溶接工業
	DW-100V	φ 1.2	神戸製鋼所
	MX-100T	φ 1.2	神戸製鋼所
ソリッドワイヤー	YM-25	φ 1.2	日鐵溶接工業

(2) 開先形状

開先形状は立向溶接は両開先の $2\theta=45^\circ$ 、横向溶接は片開先の $\theta=35^\circ$ とし、ルートギャップは過大ルートギャップを考慮し $4.0\text{mm} \sim 10.0\text{mm}$ 、ルートフェイスは目標を 0mm とする。これら形状を図-2に示す。立向・横向溶接の開先角度は、(社)日本鋼構造協会のガスシールド溶接の開先標準である。

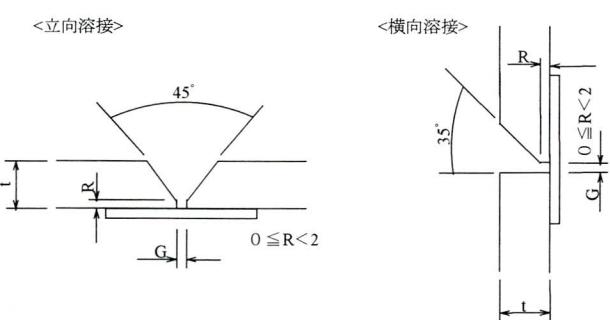


図-2 開先形状

3. 溶接電源

溶接電源は、サイリスタ溶接機のMEL_AUTO500G[三菱電器]と、インバータ溶接機のPANA_STAR AA500[松下電器]を使用し、溶接機はPICO_MAX-2[神戸製鋼所]により行った。一覧表を表-3に示す。

サイリスタ溶接機による正極性・逆極性の違い、および低電流域でのアーク特性のよいインバータ溶接機による溶接性を確認する。

表-3 溶接電源

種類	名称	メーカー
溶接	MEL AUTO 500G (サイリスタ)	三菱電器
電源	PANA STAR AA500(インバータ)	松下電器
溶接機	PICO MAX-2	神戸製鋼所

4. 溶接施工条件

サイリスタ溶接機により立向溶接を行う場合はSF-1およびYM-25の溶接材料での施工実験とした。インバータ溶接機による溶接施工は、既述した各溶接材料により行う。サイリスタ溶接はフラックス入りワイヤーとソリッドワイヤーを確認する目的でワイヤー銘柄を選定し、また正極性・逆極性の違いをSF-1で調査を行った。インバータ溶接は各溶接材料による溶接性・作業性を確

認する。

横向溶接はインバータ溶接により行い、SF-1・SF-1V・YM-25・MX-100Tの溶接材料での施工実験とした。立向溶接でサイリスタ溶接機とインバータ溶接機の相違、およびサイリスタ溶接機の正極性・逆極性が確認出来たため、横向溶接の溶接電源はインバータ溶接機のみである。

溶接条件は各溶接施工により表-4に示す。トーチ角度およびウィービング条件は、立向溶接で1パス目はトーチ角度-10~-15度・装置角度+15度とし、2パス目以降はトーチ角度0~15度・装置角度+15度程度、また、横向溶接は1パス目はトーチ角度-10度・装置角度-15、2パス目以降はトーチ角度0~-10度・装置角度0~-10程度

表-4 溶接条件

溶接 No	溶接電源	溶接姿勢	ワイヤー銘柄	キャップ G	本体板厚	電流 (A)	電圧 (V)	速度 (CPM)
A-1	サイリスタ 溶接機	立向溶接	SF-1	4.0	9.0	160	20	2.0
A-2				6.0	9.0	~ 220	~ 24	~ 12.0
A-3				10.0	9.0			
B-1			YM-25	4.0	9.0	80	18	2.0
B-2				4.0	9.0	~ 100	~ 22	~ 8.0
B-3				10.0	9.0			
C-1			SF-1	4.0	9.0	160	20	2.0
C-2				8.0	6.0	~ 220	~ 24	~ 12.0
C-3				10.0	9.0			
D-1			SF-IV	4.0	6.0	100	20	2.0
D-2				10.0	6.0	~ 220	~ 24	~ 12.0
E-1	インバータ 溶接機	立向溶接	YM-25	4.0	6.0			
E-2				4.0	9.0			
E-3								
E-4				4.0	12.0			
E-5				10.0	6.0	80	18	2.0
E-6				10.0	6.0	~ 100	~ 22	~ 8.0
E-7				10.0	9.0			
E-8				10.0	12.0			
E-9				10.0	12.0			
F-1			DW-100 V	4.0	12.0			
F-2				4.0	12.0			
F-3				4.0	9.0			
F-4				4.0	12.0	160	20	2.0
F-5				4.0	12.0	~ 220	~ 24	~ 12.0
F-6				10.0	12.0			
F-7				10.0	12.0			
G-1	MX-100 T	横向溶接	SF-1	4.0	12.0	100	16	2.0
G-2				4.0	12.0	~ 160	~ 22	~ 10.0
H-1			SF-1V	4.0	12.0	160	20	20.0
H-2				4.0	12.0	~ 280	~ 36	~ 40.0
H-3			YM-25	4.0	12.0			
I-1				4.0	6.0	160	20	20.0
I-2				10.0	6.0	~ 280	~ 32	~ 40.0
J-1				4.0	12.0	120	20	20.0
J-2				4.0	12.0	~ 200	~ 24	~ 40.0
K-1			MX-100 T	4.0	6.0			
K-2				4.0	6.0	160	20	20.0
K-3				4.0	12.0	~ 280	~ 32	~ 40.0
K-4				10.0	6.0			

とし、これら条件形式を図-3に示す。

また、溶接施工中を写真-2に示す。



写真-2

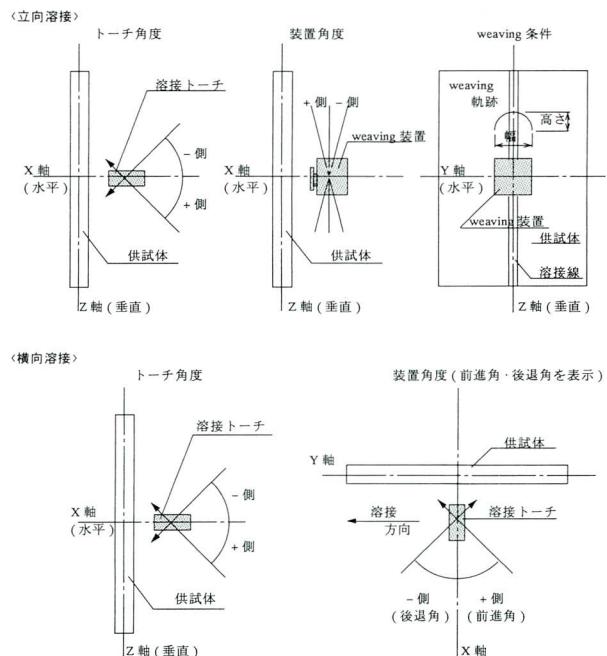


図-3

5. 溶接施工結果

溶接施工結果として、マクロ試験を行った結果とビード外観・溶接作業性について、表-5に示す。

立向溶接の問題点として、溶落ちは低電流域の使用できるMX-100TおよびYM-25が良い結果となった。しかし溶接材料に関係なく1パス溶接により仕上げを行うと、溶着量増加のため電流をある程度高く設定し、速度を遅くすることが必要となり、これにより裏当金の溶落ちが

表-5(1) 溶接施工結果

溶接電源	溶接姿勢	ワイヤー銘柄	ルートヤップ	バス数	溶接No.	溶込不足	スラグ巻込	ビード外観	溶接時間	作業性	断面マクロ	
MELATO 500G ザイリスター	立	SP-1		4.0	1	A1	×	×	○	○	○	
				6.0	1	A2	△	×	○	○	○	
				10.0	1	A3	×	×	○	○	○	
	向	YM-2.5		4.0	2	B1	◎	◎	×	×	△	
				4.0	2	B2	◎	◎	×	×	△	
				10.0	2	B3	◎	◎	×	×	△	
PANASTAR AA500 アバータ	立	SP-1		4.0	2	C1	◎	○	◎	×	◎	
				8.0	2	C2	○	△	○	△	◎	
				10.0	2	C3	×	×	○	△	◎	
	向	SF-1 DV イバズ		4.0	2	D1	◎	○	◎	○	◎	
				10.0	2	D2	◎	○	◎	○	◎	
				4.0	2	E1	△	◎	△	△	△	
	立	YM-2.5		4.0	2	E2	○	◎	△	×	△	
				4.0	2	E3	◎	◎	△	×	△	
				4.0	2							

表-5(2)溶接施工結果

溶接電源	溶接姿勢	ワイヤー銘柄	ルートヤップ	バス数	溶接No.	溶込不足	スラグ巻込	ビード外観	溶接時間	作業性	断面マクロ	
PANASTAR AA500 イバズ	立	YM-2.5		4.0	2	E4	◎	◎	△	×	△	
				10.0	1	E5						
				10.0	2	E6	◎	◎	△	×	△	
	向	DW-100V		10.0	2	E7	○	◎	△	×	△	
				10.0	2	E8	◎	◎	△	×	△	
				10.0	2	E9	◎	◎	△	×	△	
MX-100T	立	F1		4.0	1	F1	×	×	○	○	○	
				4.0	1	F2	×	×	○	○	○	
				4.0	1	F3						
	向	F4		4.0	2	F4	○	△	○	○	○	
				4.0	2	F5	○	△	○	○	○	
				10.0	1	F6						
	立	F7		10.0	2	F7	○	×	○	○	○	
				4.0	2	G1	◎	◎	◎	△	○	
				10.0	2	G2	◎	◎	◎	○	○	

発生する。バス数は、1バス内の溶着量を少なくすることから、2バス溶接とすれば溶落ちは起きにくくなる結果となる。

スラグ巻込みについては、SF-1・DW-100Vで多く見

表-5(3) 溶接施工結果

溶接電源	溶接姿勢	ワイヤー銘柄	ルートトップ	バス数	溶接No.	溶込不足	スラグ巻込	ビード外観	溶接時間	作業性	断面マクロ
PANA STAR AA500 アンバー	横向	SF-1	4.0	6	H1	○	◎	○	○	◎	
			4.0	8	H2	○	◎	○	○	◎	
			4.0	7	H3	○	◎	○	○	◎	
		SF-1V	4.0	4	I1	◎	◎	○	○	◎	
			10.0	6	I2	◎	◎	○	○	◎	
		YM-25	4.0	6	J1	○	◎	△	○	△	
			4.0	6	J2	○	○	△	○	△	
		MX-100T	4.0	4	K1	◎	◎	○	○	◎	
			4.0	5	K2	◎	◎	○	○	◎	
			4.0	6	K3	◎	◎	○	○	◎	
			10.0	6	K4	◎	◎	○	○	◎	

良： ◎ ← ○ ← → △ → × : 悪

られた。フラックス入りワイヤーのためスラグ発生量が多く、電流が低いとスラグが放出されるまえに溶着金属が凝固するためと考えられる。SF-1VおよびMX-100Tはスラグの発生量を極力抑えてあるワイヤーのためスラグ巻込みが少なくなっており、YM-25はソリッドワイヤーであり良好な結果となる。

作業性および溶接時間は、SF-1・SF-1V・DW-100Vが安定したアーク状態であり溶接速度が速く、MX-100T・YM-25は低電流域を使用するため、溶接速度が遅くなる。ビード外観は全てのワイヤーで滑らかな外観であり、問題となるオーバーラップやアンダーカット等は

ない。

横向溶接は、溶接材料の種類やルートギャップ4.0mm～10.0mmの差等は、特に問題はない。横向溶接は基本的に溶接速度が速く、狭ビードであるため立向溶接に比べ高めの電流を使用しても、裏当金の落ちが起こりにくく

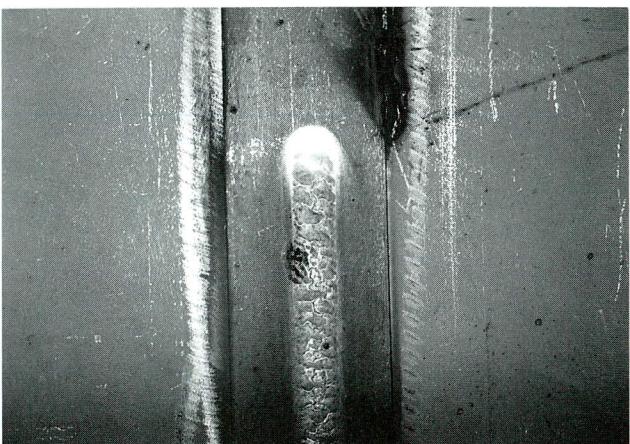


写真-3

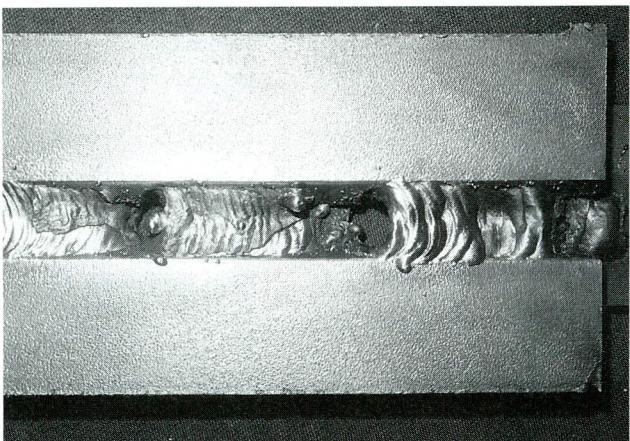


写真-4

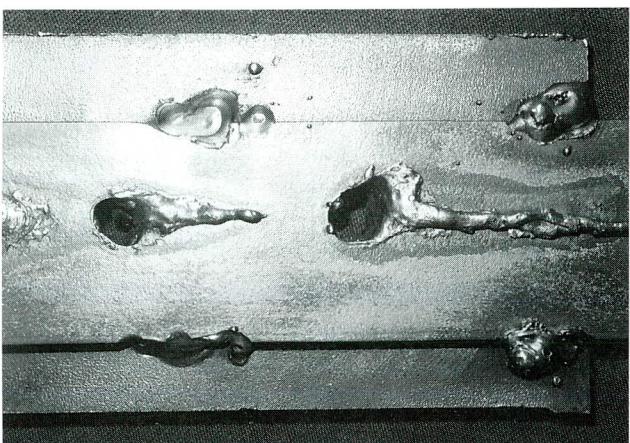


写真-5

ことによる。パス数の横向溶接への影響もないが、パス数が多くなることは溶接ビード境部に欠陥を生じやすいことや作業性が悪くなることから、極力少なくすることが望ましい。

サイリスタ溶接機の正極性・逆極性の違いは、溶接欠陥および作業性等、特に変化がない。また、インバータ溶接機は低電流域でもアークが安定し作業性が良好な結果となり、裏当金 $t=3.2\text{mm}$ の溶接施工においても使用できる。

6. 問題点

本溶接施工の問題点として以下のようなことがある。裏当金が $t=3.0\text{mm}$ の薄板であり、また現場施工の実測量誤差や製作誤差等を想定し、過大ルートギャップの溶接施工実験としたためアークが裏当金に集中し、温度拡散効果が少なく溶接熱上昇による溶落ちが発生した。これは現場施工の裏当金 $t=3.2\text{mm}$ においても大差はないと考えられる。写真-3のように溶接中、裏当金が赤熱状態となり、溶接電流を上げる・溶接速度を遅くする・アークをつめるなどを行うと溶落ちが発生することがわかる。溶落ち状況を写真-4に、裏当金を写真-5に示す。

また、溶落ちを考慮して電流を低く抑えることや、裏当金に溶接熱が集中しないようアーク長を長くし、本体側に発生させると、溶込まずスラグ巻込みが生じる可能性がある。これはルートフェイスが大きいほど、ルートギャップが小さいほど、またフラックス入りワイヤーでスラグ発生量が多いものほど起こりやすい。

これら諸問題により本現場溶接施工法を検討すると、インバータ溶接機による低電流域の採用や、低電流域で使える溶接材料の選定・スラグ発生量の少ないワイヤーの使用などが上げられる。

7.まとめ

以上の結果から、橋脚の耐震補強鋼板巻き現場溶接施工において、裏当金を $t=3.2\text{mm}$ に限定した場合の溶接材料は、溶接内部品質・作業性(効率)・溶接ビード外観の順で考えると、立向溶接はSF-1V<日鐵溶接工業>またはMX-100T<神戸製鋼>とする。横向溶接は立向溶接と同じ溶接材料とすることが溶材の管理上望ましく、上記ワイヤーは横向溶接に用いても問題がないことが確かめられた。裏当金 $t=3.2\text{mm}$ における、これら溶接材料の推

表-6 推奨溶接条件

溶接 姿勢	溶接 材料	パス数	溶接電流 (A)	溶接電圧 (V)	溶接速度 (CPM)	トチ角度	ウイーピング (回/min)
立向	SF-1V	1	100 ~ 140	20 ~ 22	4 ~ 12	-10 ~ -15°	20 ~ 25
		2以降	160 ~ 220	22 ~ 24	4 ~ 12	+0 ~ +15°	20 ~ 25
	MX-100T	1	100 ~ 120	16 ~ 20	2 ~ 10	-10 ~ -15°	20 ~ 25
		2以降	100 ~ 160	16 ~ 22	2 ~ 10	+0 ~ +15°	20 ~ 25
横向	SF-1V	1	160 ~ 220	20 ~ 26	20 ~ 40	-10°	ストレート
		2以降	200 ~ 280	22 ~ 32	20 ~ 40	+0 ~ -10°	ストレート
	MX-100T	1	160 ~ 220	20 ~ 26	20 ~ 40	-10°	ストレート
		2以降	200 ~ 280	22 ~ 32	20 ~ 40	+0 ~ -105°	ストレート

奨溶接条件を表-6に示す。溶接施工方法としてはインバータ溶接機による炭酸ガス溶接を標準とし、開先角度は(社)日本鋼構造協会の開先標準である立向溶接 $\theta=45^\circ$ 、横向溶接 $\theta=35^\circ$ とする。また、ルートギャップは両溶接とも $G=6.0\text{mm}$ (+4.0mm、-2.0mm)とし、ルートフェイスは $R=0\text{mm}$ (+2.0mm、0mm)とする。パス数はルートギャップ等により若干変化するものである。

8. あとがき

阪神大震災により橋脚や高架橋が破壊し、これらを教訓に全国規模でRC製橋脚の耐震補強工事に着手しており、本報告ではそれら耐震補強の補強鋼板現場溶接における施工法について一連の実験結果を述べた。現場溶接部のルートギャップは、補強鋼板の製作誤差や既設RC製橋脚の実測量誤差等により過大となることが想定され、実験では $4.0\text{mm} \sim 10.0\text{mm}$ の過大ルートギャップにおける、裏当金 $t=3.2\text{mm}$ の溶接施工法の確立を行った。しかし過大ルートギャップを 10.0mm までとする理由はなく、現場溶接部においては、所定のルートギャップを確保することは困難と想定される。ルートギャップが 10.0mm 以上の場合には裏当金の溶落ちがより一層問題となるが、MX-100Tの低電流域を使用すれば、ある程度まで対応できるものと考えられるため、今後の検討課題と思われる。

最後に、橋脚の耐震補強工事による補強工法や、それに伴う溶接部の品質確保等の問題は今後も重量な課題であり、本報告がそれら課題解決のために少しでも参考になれば幸いである。

〈参考文献〉

- 1) (社)日本鋼構造協会：溶接開先標準、JSS I 03-1992、
- 2) 清水功雄・鳥越弘行：鋼桁とRC橋脚の剛結構造に関する研究(第1報)、宮地技報、No.10 1994。

1996. 10. 31受付

格子解析モデル作成における鋼製橋脚剛度の扱い方

Dealing with the Rigidity of a Steel Pier when Formulating a Grillage Girder Analytic Model

吉元大介^{*1} 永谷秀樹^{*2} 小林裕輔^{*3} 井上雅夫^{*4}
Daisuke YOSHIMOTO Hideki NAGATANI Yusuke KOBA YASHI Masao INOUE

Summary

In analyzing a bridge through a model of its plane (two dimensional) framework, there are cases where more reasonable results are obtained if a grillage girder borne by T-piers is analyzed by taking into consideration the deformation of beams and columns. Therefore, a comparison was made between two models of three-span continuous box girder bridges, each with a RC slab deck, which differed in the form of their piers and the span length of the bridge. This was done to understand the extent to which differences between them influence the stress resultants of their main girders; to learn about the effectiveness of considering the pier spring; and to discover what effects the strain of rubber bearings have on a bridge. This paper reports the comparison and the result of analysis, and is intended to serve as reference material for future design work.

1. まえがき

通常、多主桁橋は2次元の平面骨組みモデルで解析を行っている。橋脚がコンクリートの場合は支点沈下の影響は小さいが、鋼製橋脚の場合（特にT型）は荷重の変化による橋脚の梁や柱の変形が大きいため、その影響を考慮して解析した方がよい場合がある。その際、計算量が多くなる立体解析を避けて平面で解析を行うには、橋脚をモデル化する際に工夫が必要となる。

今回、各方面の報告書を補間する意味で、橋脚形状や支間の異なる2種類の3径間連続RC床版箱桁橋（図一、表一1参照）について、モデルの違いによりどの程

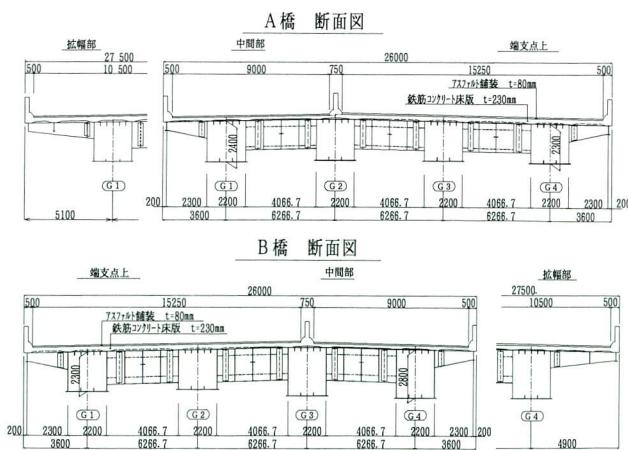
表一 設計条件

共通	種 類	3径間連続非合成箱断面プレートガーダー
	幅 員	縦幅員 26.000m~27.500m 有効幅員 9.000m~10.500m, 15.250m
舗 装	アスファルト舗装厚 8cm	
床 版	鉄筋コンクリート床版厚 23cm	
活 荷 重	B活荷重	
附 帯 荷 重	落加物 30kgf/m ² , 吸音板 20kgf/m ² , 防音壁 200kgf/m	
支 承	L.R.B支承	
適 用 基 準	道路橋示方書 同解説（日本道路協会 平成6年2月）	
A 橋 桁	橋長 176.000m 支間 57.725m+58.400m+57.675m 支間 2.400m	
B 橋 桁	橋長 191.000m 支間 67.300m+77.000m+45.400m 支間 2.800m	

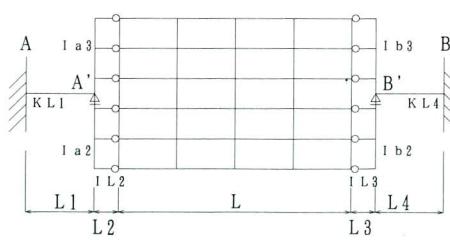
度主桁断面力等が変わるかを比較し、橋脚バネの考慮の有効性やゴム支承の歪の影響など、今後の設計資料の一端とすべく解析結果を交えて報告する。

2. T型橋脚の平面骨組へのモデル化

T型橋脚の梁のたわみの影響を考慮するため、図一2¹⁾に示すような仮想梁（A-A'，B-B'）を設ける。



図一 断面図



図一2 平面格子げた解析モデル¹⁾

*¹技術本部設計部設計開発課
*²技術本部設計部設計第三課

*³技術本部先行技術研究室

*⁴技術本部設計部設計第一課課長

この場合、仮想梁のねじり定数 $K L 1$, $K L 4$ および部材長 $L 1$, $L 4$ は図-3に示すようにT型橋脚と仮想梁の先端のたわみ δa_3 , $\delta a'_3$ が等しくなるように決定する。

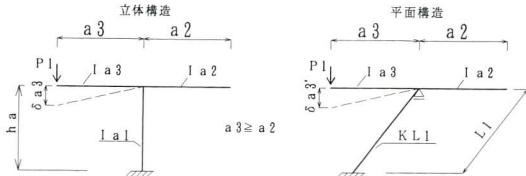


図-3

また、このことは図-4に示す2つのモデルにおいてたわみ角 $\theta 3$ とねじり角 $\theta 3'$ が等しくなることになる。

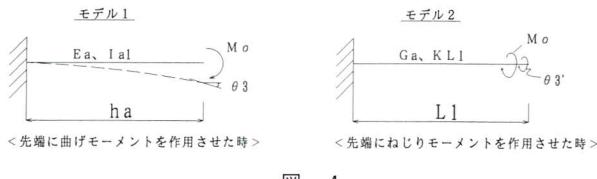


図-4

モデル1のたわみ角 $\theta 3$ は次式より得られる。

$$\theta 3 = M_0 \cdot h_a / (Ea \cdot Ia1) \quad -①$$

モデル2のねじり角 $\theta 3$ は次式より得られる。

$$\theta 3' = M_0 \cdot L_1 / (Ga \cdot KL1) \quad -②$$

①, ②式より、 $\theta 3 = \theta 3'$ の条件で次式が導かれる。

$$M_0 \cdot h_a / (Ea \cdot Ia1) = M_0 \cdot L_1 / (Ga \cdot KL1)$$

$$\therefore K L 1 = Ia1 \cdot \frac{Ea}{Ga} \cdot \frac{L_1}{h_a} \quad -③$$

同様にして

$$K L 4 = Ia4 \cdot \frac{Eb}{Gb} \cdot \frac{L_4}{hb} \quad -④$$

③, ④式で求められる換算剛度を用いて橋脚のモデル化を行う。また、支点部に用いた仮想部材の断面2次モーメント $I L 2$, $I L 3$ 及び部材長 $L 2$, $L 3$ は図-6に示す δ が無視できる値 ($\delta \approx 0$) となるように決定する。解析上の各部材の結合条件を図-5に示す。

また、B橋の門型ラーメン橋脚（A2脚）は平面フレーム解析を用いて、図-3のように立体構造を平面構造でモデル化し、ラーメン橋脚と仮想梁の支点上のたわみ δa_3 , $\delta a'_3$ が等しくなるよう仮想梁のねじり定数および部材長を決定した。

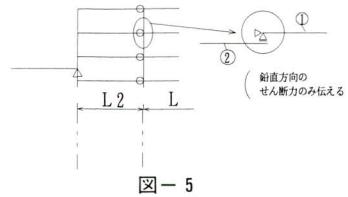
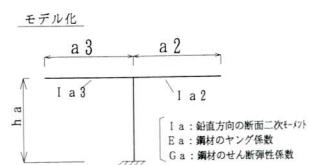


図-5



図-6



上図に示すように各橋脚の断面定数、寸法を定義する。

図-7

3. 解析モデル

解析は橋脚形状、支間長および非常駐車帯位置の異なる2タイプ（A橋, B橋）で行った。A橋B橋の解析モデルの種類を図-8, 9に、橋脚形状および上部工反力の載荷位置を図-10, 11に示す。

4. 解析結果および考察

(1) 橋脚モデル化の影響

モデルごとの解析結果の抜粋を表-2～表-7に示す。また、径間部の曲げモーメント、死荷重たわみ、支

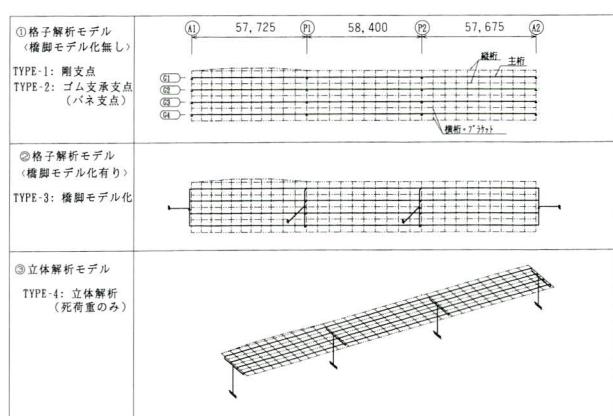


図-8 A橋の解析モデル

点反力の比較を図-12、図-13に示す。その結果以下のことが判明した。

- 仮想梁(脚バネ)を用いたモデルではたわみ、反力、曲げモーメントが立体解析モデルとほぼ一致している。
 - 剛支点で解析した場合、反力、曲げモーメントは脚バネモデルに比べて外桁で大きく、内桁で小さくなる。両者の差はA橋で最大8%、B橋で14%ほどである。
 - 径間部の死荷重たわみの絶対量は脚バネモデルの方が、剛支点モデルに比べ、最大で20mmほど大きくなるが主桁自体のたわみ差は10mmほどである。
- 以上の結果を各構造物の安全性の観点から述べると、次のようになる。
- 橋脚の設計では、剛支点の方が外桁反力は大きく、梁の設計曲げモーメントを過大に算出することになるで安全側となる。
 - 支承の設計では、剛支点とした場合の外桁反力が最大である。1支承線上に同一支承を用いる場合には安全側の設計といえるが、この傾向は当橋に限ってのことであり、すべての橋梁にあてはまるこことでは

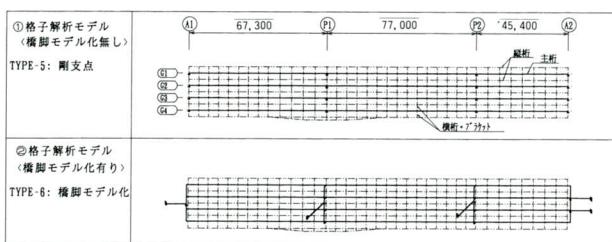


図-9 B橋の解析モデル

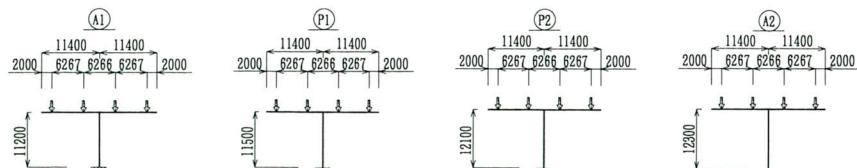


図-10 A橋の橋脚形状

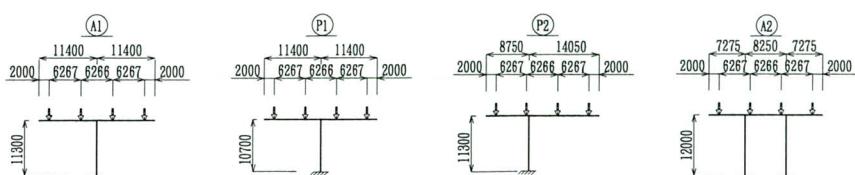


図-11 B橋の橋脚形状

ない。

- 主桁の断面力では、剛支点の場合、外桁の方が大きく内桁が小さく算出される傾向にある。脚バネを考慮した場合に比べ、10%前後の増減があり、安全上橋脚横梁のたわみを無視し得ない。

(2) ゴム支承の影響

通常、ゴム支承に使用されるゴム自体は鋼に比べると柔らかい（ヤング係数は鋼の約1/70000）ものであるが、鋼板で補強された積層ゴムは鋼板が変形の節となるため、鉛直剛性がきわめて高くなる（本橋の場合、無補強ゴムの約150倍）。

このため、表-5の支点上のたわみ値が示すように最大1.1mmと小さい。さらに主桁断面力に及ぼす影響は各支承沈下量の相対差であるため、きわめて小さいものとなる。

また、ゴム支承の鉛直剛性は⑤式で算出され、解析モデルで使用した鉛直剛性 K_c は230000~860000t/mの範囲であった。

$$K_c = E_g \cdot A / \Sigma t_e \quad \text{---(5)}$$

ここに E_g : 積層ゴムのヤング係数

A : 圧縮面積

Σt_e : ゴムの総厚

以上のことから、上部工設計時にはゴム支承の影響を無視し得ると判断できる。

表-2 ①TYPE-I:A橋 剛支点モデル

鉛直たわみ (mm)															
	A1-P1			P1			P1-P2			P2			P2-A2		
	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計
G1	165.7	75.0	240.7	0.0	0.0	0.0	16.5	61.8	78.3	0.0	0.0	0.0	159.7	71.0	230.7
G2	157.2	66.2	223.3	0.0	0.0	0.0	14.7	56.7	71.3	0.0	0.0	0.0	155.5	64.5	220.0
G3	154.1	65.8	219.9	0.0	0.0	0.0	15.5	57.0	72.4	0.0	0.0	0.0	154.3	64.6	218.8
G4	156.0	72.0	227.9	0.0	0.0	0.0	19.5	62.7	82.1	0.0	0.0	0.0	157.2	71.2	228.4
(t)															
	A1-P1			P1			P1-P2			P2			P2-A2		
	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計
G1	-	-	0.0	696.1	291.2	987.3	-	-	0.0	629.0	263.4	892.4	-	-	0.0
G2	-	-	0.0	459.8	202.8	662.7	-	-	0.0	473.2	202.7	675.9	-	-	0.0
G3	-	-	0.0	450.6	203.0	653.6	-	-	0.0	446.9	201.5	648.4	-	-	0.0
G4	-	-	0.0	615.6	264.1	879.6	-	-	0.0	621.1	263.6	884.7	-	-	0.0
曲げモーメント (tf·m)															
	A1-P1			P1			P1-P2			P2			P2-A2		
	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計
G1	2663	1390	4054	-3495	-1332	-4827	822	953	1774	-3149	-1185	-4334	2408	1222	3630
G2	2227	1081	3308	-2552	-874	-3425	679	768	1447	-2527	-867	-3394	2127	1013	3140
G3	2113	1038	3151	-2488	-866	-3353	681	772	1453	-2467	-861	-3327	2149	1030	3180
G4	2285	1211	3496	-3085	-1184	-4268	810	943	1753	-3105	-1185	-4290	2340	1209	3549

表-3 ②TYPE-3:A橋 橋脚モデル化

鉛直たわみ (mm)															
	A1-P1			P1			P1-P2			P2			P2-A2		
	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計
G1	172.6	83.8	256.5	5.6	18.7	24.3	21.6	67.8	89.4	10.2	21.3	31.5	165.8	80.1	245.9
G2	161.0	68.6	229.6	-0.7	4.7	4.0	18.0	58.1	76.1	0.7	6.3	6.9	158.7	66.9	225.5
G3	156.9	67.7	224.6	2.0	7.5	9.6	20.3	59.3	79.6	0.1	6.3	6.4	156.5	66.9	223.4
G4	159.6	79.4	239.0	13.9	22.9	36.8	29.0	70.7	99.7	8.6	21.5	30.1	160.4	80.4	240.7
(t)															
	A1-P1			P1			P1-P2			P2			P2-A2		
	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計
G1	-	-	0.0	622.2	251.0	873.2	-	-	0.0	540.4	220.7	761.0	-	-	0.0
G2	-	-	0.0	542.4	224.2	766.6	-	-	0.0	558.6	227.0	785.6	-	-	0.0
G3	-	-	0.0	539.7	229.2	768.9	-	-	0.0	530.3	226.2	756.6	-	-	0.0
G4	-	-	0.0	517.5	216.9	734.4	-	-	0.0	540.7	221.9	762.7	-	-	0.0
曲げモーメント (tf·m)															
	A1-P1			P1			P1-P2			P2			P2-A2		
	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計
G1	2636	1385	4021	-3352	-1251	-4603	796	952	1747	-2923	-1089	-4012	2392	1218	3610
G2	2249	1086	3334	-2761	-931	-3692	710	773	1483	-2720	-919	-3639	2147	1018	3165
G3	2138	1044	3183	-2677	-917	-3594	712	778	1490	-2665	-915	-3581	2170	1035	3205
G4	2272	1209	3481	-2812	-1066	-3878	789	942	1732	-2924	-1096	-4020	2322	1206	3527

表-4 ③TYPE-4:A橋 立体モデル

鉛直たわみ (mm)															
	A1-P1			P1			P1-P2			P2			P2-A2		
	死荷重	活荷重	合計												
G1	176.8	-	-	5.2	-	-	23.5	-	-	13.1	-	-	167.6	-	-
G2	164.6	-	-	0.6	-	-	20.6	-	-	3.3	-	-	162.1	-	-
G3	157.8	-	-	4.2	-	-	22.4	-	-	1.8	-	-	159.8	-	-
G4	155.9	-	-	15.6	-	-	28.2	-	-	8.5	-	-	161.8	-	-
(t)															
	A1-P1			P1			P1-P2			P2			P2-A2		
	死荷重	活荷重	合計												
G1	-	-	-	616.7	-	-	-	-	-	531.0	-	-	-	-	-
G2	-	-	-	547.4	-	-	-	-	-	573.2	-	-	-	-	-
G3	-	-	-	547.4	-	-	-	-	-	546.7	-	-	-	-	-
G4	-	-	-	511.0	-	-	-	-	-	521.6	-	-	-	-	-
曲げモーメント (tf·m)															
	A1-P1			P1			P1-P2			P2			P2-A2		
	死荷重	活荷重	合計												
G1	2611	-	-	-3252	-	-	772	-	-	-2950	-	-	2376	-	-
G2	2238	-	-	-2803	-	-	691	-	-	-2783	-	-	2141	-	-
G3	2132	-	-	-2755	-	-	695	-	-	-2712	-	-	2168	-	-
G4	2256	-	-	-2888	-	-	761	-	-	-2892	-	-	2308	-	-

表-5 ①TYPE-2:A橋 ゴム支承モデル

鉛直たわみ (mm)															
A1-P1			P1			P1-P2			P2			P2-A2			
死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	
G1	166.6	75.2	241.8	0.8	0.3	1.1	17.1	61.9	79.1	0.8	0.2	1.0	160.5	71.2	231.7
G2	157.9	66.3	224.2	0.6	0.2	0.7	15.3	56.7	72.0	0.6	0.2	0.8	156.2	64.7	220.9
G3	154.8	66.0	220.7	0.6	0.2	0.7	16.0	57.1	73.1	0.6	0.2	0.7	155.0	64.7	219.7
G4	156.7	72.2	228.9	0.7	0.2	1.0	20.1	62.8	82.9	0.7	0.2	1.0	158.0	71.4	229.4
反力 (tf)															
A1-P1			P1			P1-P2			P2			P2-A2			
死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	
G1	-	-	0.0	693.7	289.4	983.2	-	-	0.0	627.6	262.0	889.6	-	-	0.0
G2	-	-	0.0	462.6	199.6	662.2	-	-	0.0	474.0	199.5	673.5	-	-	0.0
G3	-	-	0.0	452.1	199.6	651.7	-	-	0.0	449.4	198.4	647.8	-	-	0.0
G4	-	-	0.0	613.6	262.6	876.2	-	-	0.0	619.0	262.2	881.2	-	-	0.0
曲げモーメント (tf·m)															
A1-P1			P1			P1-P2			P2			P2-A2			
死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	
G1	2662	1390	4053	-3490	-1330	-4820	821	953	1774	-3145	-1183	-4329	2408	1222	3629
G2	2227	1082	3309	-2558	-874	-3432	679	769	1448	-2530	-866	-3396	2127	1013	3141
G3	2113	1038	3152	-2492	-865	-3357	681	773	1454	-2472	-860	-3332	2150	1031	3181
G4	2284	1211	3494	-3080	-1182	-4262	810	943	1752	-3101	-1183	-4284	2339	1209	3548

表-6 ④TYPE-5:B橋 剛支点モデル

鉛直たわみ (mm)															
A1-P1			P1			P1-P2			P2			P2-A2			
死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	
G1	153.2	85.8	239.0	0.0	0.0	0.0	164.3	103.1	267.5	0.0	0.0	0.0	22.7	36.2	58.9
G2	150.3	78.7	229.0	0.0	0.0	0.0	162.1	95.2	257.3	0.0	0.0	0.0	19.9	32.4	52.3
G3	151.8	78.6	230.5	0.0	0.0	0.0	164.3	95.5	259.8	0.0	0.0	0.0	20.3	32.4	52.7
G4	157.1	85.9	243.0	0.0	0.0	0.0	170.2	104.1	274.3	0.0	0.0	0.0	23.2	36.2	59.4
反力 (tf)															
A1-P1			P1			P1-P2			P2			P2-A2			
死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	
G1	-	-	-	779	300	1079	-	-	-	626	269	895	-	-	0
G2	-	-	-	629	232	861	-	-	-	490	214	703	-	-	0
G3	-	-	-	623	233	856	-	-	-	516	215	730	-	-	0
G4	-	-	-	895	352	1247	-	-	-	646	270	916	-	-	0
曲げモーメント (tf·m)															
A1-P1			P1			P1-P2			P2			P2-A2			
死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	
G1	2565	1426	3990	-5347	-1720	-7067	2160	1274	3434	-3369	-1352	-4721	869	902	1771
G2	2501	1285	3786	-4847	-1372	-6219	2073	1131	3204	-3020	-1108	-4129	785	771	1556
G3	2557	1303	3861	-4925	-1381	-6306	2098	1136	3234	-3110	-1119	-4229	793	771	1564
G4	2651	1442	4093	-5774	-1813	-7587	2187	1263	3451	-3485	-1364	-4849	892	902	1794

表-7 ④TYPE-6:B橋 橋脚モデル化

鉛直たわみ (mm)															
A1-P1			P1			P1-P2			P2			P2-A2			
死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	
G1	157.4	90.7	248.0	10.3	16.6	26.9	159.5	105.6	265.0	-10.0	5.8	-4.2	16.8	36.9	53.6
G2	154.5	80.7	235.2	0.0	4.4	4.4	168.5	96.8	265.3	-1.2	0.3	-0.9	20.8	32.6	53.4
G3	158.0	80.8	238.9	4.6	5.1	9.6	184.3	100.0	284.3	17.7	8.2	25.9	30.5	33.8	64.3
G4	167.5	91.2	258.7	25.5	18.9	44.4	205.9	113.3	319.3	46.4	20.1	66.5	45.2	40.0	85.1
反力 (tf)															
A1-P1			P1			P1-P2			P2			P2-A2			
死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	
G1	-	-	-	557	221	851	-	-	-	539	236	775	-	-	0
G2	-	-	-	824	295	1120	-	-	-	611	242	853	-	-	0
G3	-	-	-	872	296	1137	-	-	-	638	248	887	-	-	0
G4	-	-	-	676	266	676	-	-	-	485	204	689	-	-	0
曲げモーメント (tf·m)															
A1-P1			P1			P1-P2			P2			P2-A2			
死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計	
G1	2531	1421	3953	-4675	-1508	-6183	2142	1273	3414	-3252	-1299	-4550	823	895	1718
G2	2530	1293	3823	-5399	-1523	-6923	2116	1137	3254	-3343	-1193	-4536	813	777	1590
G3	2588	1311	3899	-5618	-1551	-7169	2143	1145	3288	-3327	-1177	-4504	845	781	1626
G4	2616	1438	4054	-5222	-1611	-6833	2179	1265	3444	-2926	-1161	-4087	909	903	1812

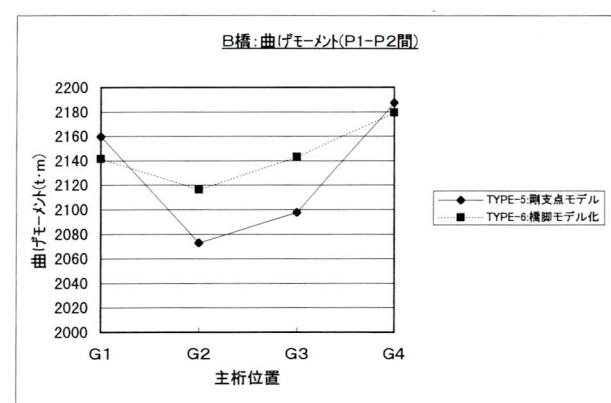
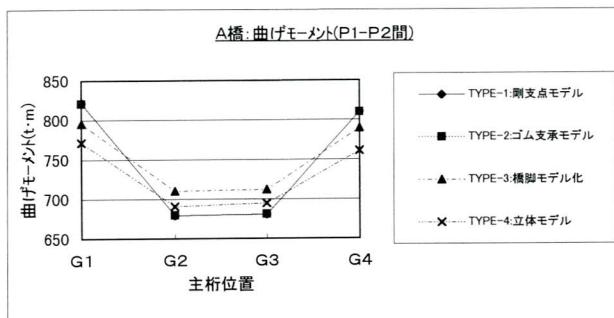
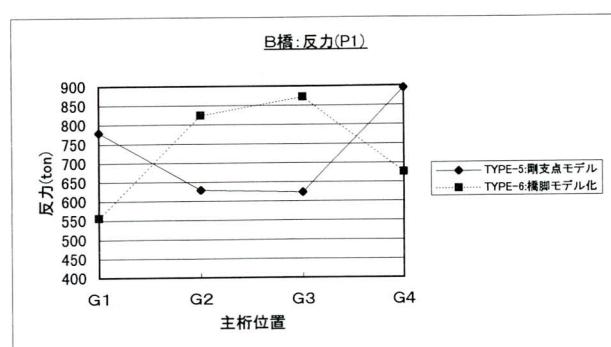
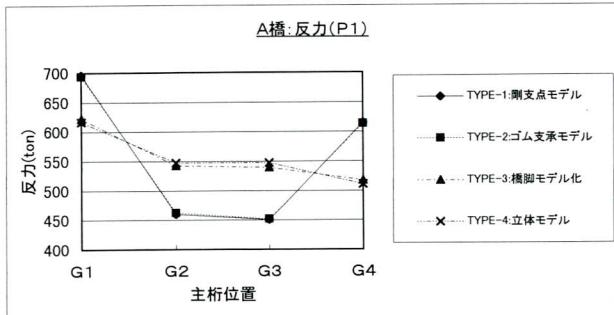
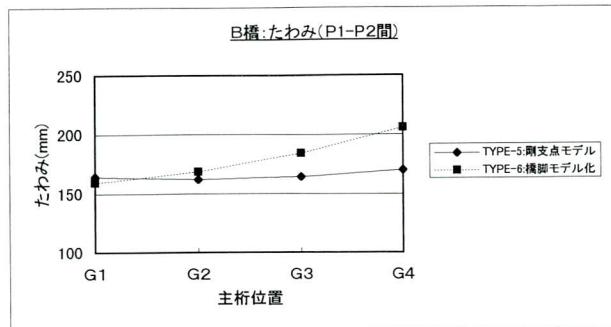
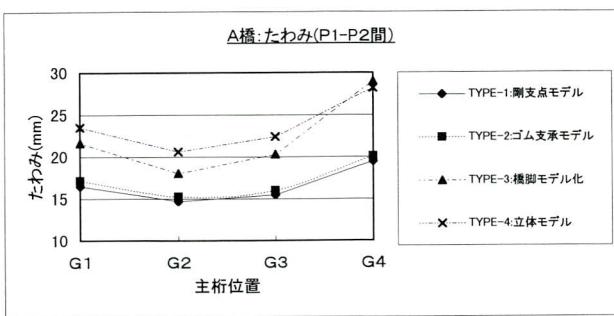


図-12 解析モデルの比較 (A 橋)

5.まとめ

今回、実橋を解析モデルとして上部構造に対するT型橋脚のたわみの影響、ゴム支承の影響および橋脚を含めた平面解析モデルの妥当性を検証した。

結果をまとめると以下のようになる。

①T型橋脚のたわみの影響

たわみの影響は曲げモーメントより反力の方が影響は大きい。また、B橋のように不均等な張出しの橋脚を有する場合はたわみや断面力に大きな偏りができるため注意が必要である。

②ゴム支承の影響

ゴム支承の鉛直剛性は非常に高く、上部工設計時には無視し得ると判断できる。

③平面解析モデルの妥当性

図-13 解析モデルの比較 (B 橋)

立体解析と比較して、橋脚を平面格子モデルとして解析しても、前述に示す方法であれば妥当な値が得られる。

今回のような張出し量10mを越えるようなT型橋脚を有する上部工では橋脚のたわみを考慮したモデルで設計した方が妥当といえる。

〈参考文献〉

- 1) 阪神高速道路公団；構造物設計基準、第2編
鋼構造、平成6年5月

1996. 10. 31受付

全体構造系における鋼床版高力ボルト継手部の耐荷力の解析的検討

Analytical Study of the Loading Capacity of Bolted Joints in an Orthotropic Steel Deck

能登宥憲^{*1} 増田高志^{*2} 金原慎一^{*3}
Hiroyoshi NOTO Takashi MASUDA Shin-ichi KIMBARA

Summary

This paper compares the results of a static load test of a nearly full-scale specimen with the results of an analytical study on the same topic. Attention was focused on the strength of high strength bolted joints in the longitudinal ribs of an orthotropic steel deck. A high strength bolted joint in a longitudinal rib is structured such that the increased thickness of the base metal compensates for the loss in the strength of the joint caused by boring an indispensable hand hole. A butt welded joint in a longitudinal rib has very low fatigue strength, making such joints a structural defect of orthotropic steel decks. Analysis comparing a joint of a longitudinal rib with thicker base metal to a joint with thinner base metal indicates that there is little difference in static loading capacity between the two. The static load test almost confirmed this.

1. まえがき

鋼床版は、1960年代から道路橋の床版および床組として採用され始めた構造であり、主桁の上フランジとしての役目も果たすことにより、合理的な断面を構成することができる。しかしながら、輪荷重が舗装を通して直接載荷されることや、それ自身が補剛薄板であるため走行車両による振動の影響を受けることから、疲労に対する検討が必要な部材である。このことから、鋼床版の疲労に関する報告が多く、その中でも縦リブの継手に関係している報告が多い。縦リブの継手については突き合わせ溶接継手が着目され、各種継手構造の疲労強度が比較されている。その結果、縦リブ同士の継手には、縦リブ内面に取り付けるフラット・バー（以後F. Bという）、またはダイアフラムを裏当て金に用いる突き合わせ溶接構造の疲労強度が他の形式より高いとして推奨されており、この2種類が現在採用されている継手形式の主流になっている。しかしながら、縦リブの裏当て金付きの突き合わせ溶接の疲労強度はきわめて低い。また実橋サイズの鋼床版モデル（横リブ間隔：3.0m）の疲労試験の結果、縦リブの突き合わせ溶接を省略した構造の方が、高力ボルト接合部を突き合わせ溶接によって増厚した構造より、疲労強度が高いことが確認されている。

しかし、鋼床版の高力ボルト継手部に増厚を省略する構造を採用するにあたっては、疲労強度の検討と同時に、

静的な耐荷力を確認する必要がある。しかしながら、このことに着目した研究は少なく、実用に供せられるデータの蓄積も充分とは言えない。そこで大型供試体を用いた、縦リブ継手の静的耐荷力に着目した実験を行っている¹⁾。

本報告は、上述の実験を解析的に照査するとともに継手部の詳細構造のパラメータを増やし、実用への拡張を目指すものである。

2. 解析概要

(1) 構造モデル

構造モデルは、実験を考慮した2径間連続形状とし、概要を図-1に示す。

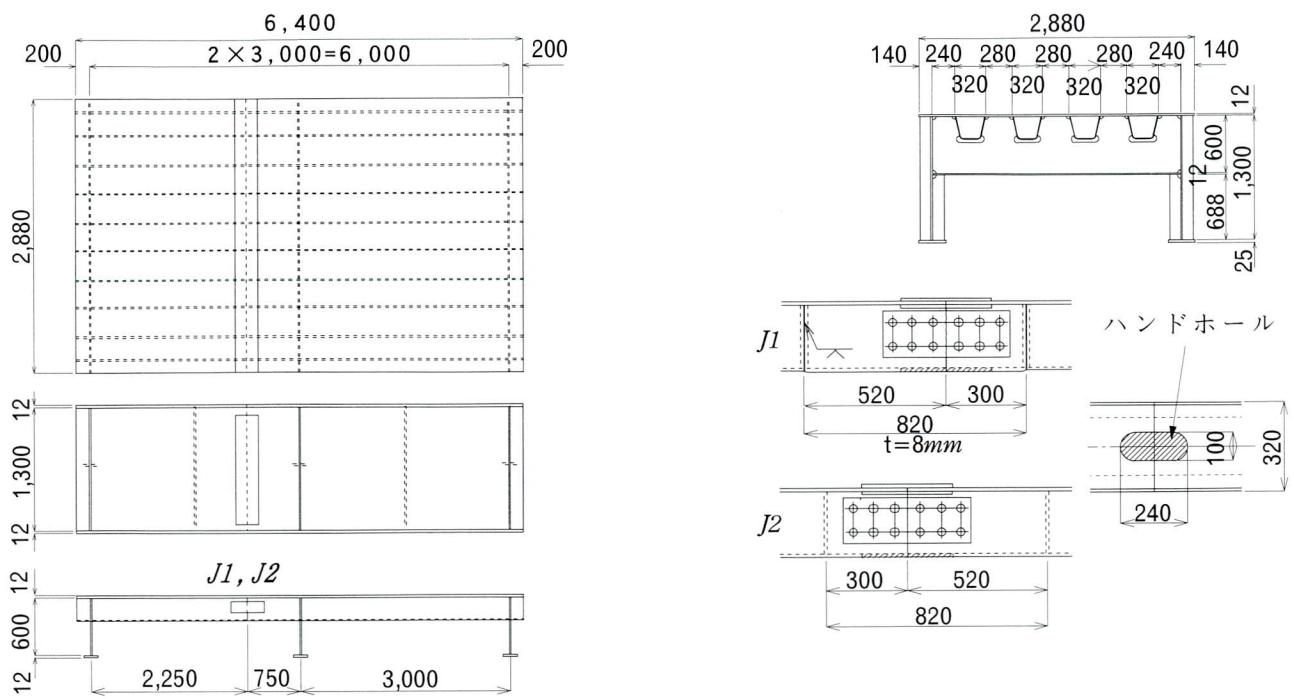
使用した縦リブは、実橋において閉断面リブで使用頻度の高いU形鋼（U-320×240×6-40）とし、横リブ間隔は採用頻度の高い3.0m、縦リブ間隔は0.6mとし、主桁間隔2.6mの間に4本配置した。

縦リブの継手は、ハンドホールの欠損の補強を主な目的としてリブ板厚を6mmから8mmに増厚したJ1と6mmのままとしたJ2の2種類とし、添接板は板幅および板厚をそれぞれ180mm, 12mmとした。また実験とは別に、耐荷力の面から添接板の最適板厚を知るために、板厚9mmについても解析を行った。

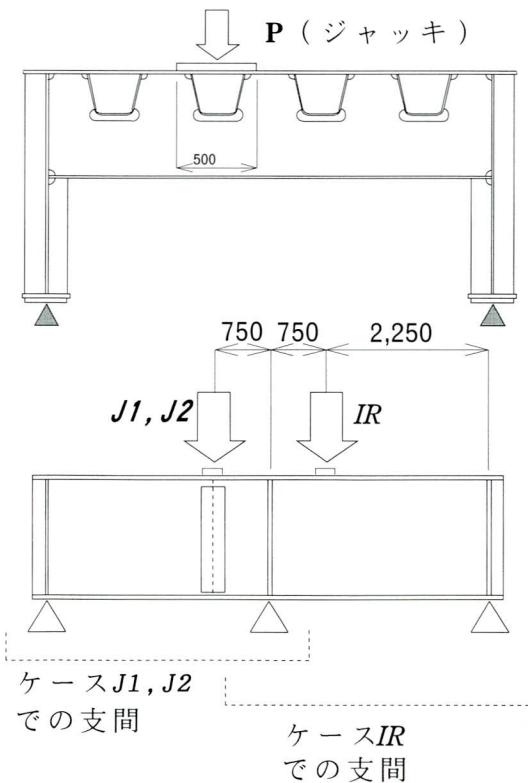
*1技術本部先行技術研究室長

*2技術本部先行技術研究室

*3松本工場生産設計部生産設計課課長代理



図一 I 構造形状



図二 載荷要領

(2) 設計条件

- ①縦リブは横リブ3箇所で支持される2径間とする。
- ②縦リブの現場ボルト継手は中間横リブから支間の1/4点とする。
- ③縦リブの継手はハンドホールの欠損の補強のため8mmに増厚したJ1と6mmのままのJ2の2種類とし、J1の裏当て金は板厚16mmのダイアフラムとした。
- ④添接板の板厚は縦リブの母材厚6mm、8mmに対して12mmとし、添接板の最適板厚を知るために母材厚6mmに対して9mmとした。
- ⑤縦リブの一般部（IR）を現場継手と比較するために継手のない支間にも載荷した。
- ⑥荷重は基準を20tonfとし、載荷位置は着目側の支間の1/4点で、載荷範囲は各々縦リブ、横リブ方向に200, 500mmの面載荷とする。

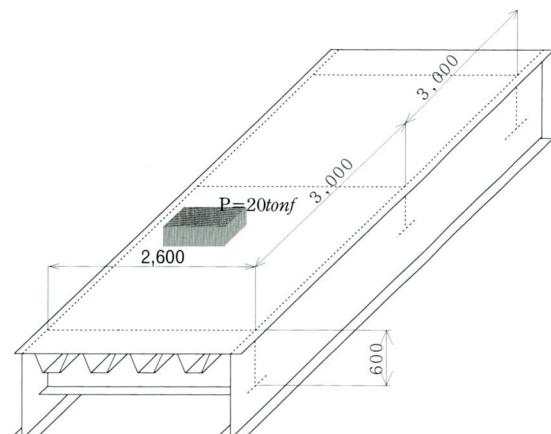
(3) 解析条件

解析は4節点シェル要素による有限要素法解析とし、応力、変形、ひずみの着目点は図一4の通りとする。その解析条件は次の通りである。

- ①弾塑性、大変形解析
- ②フォン・ミーゼスの降伏条件
- ③降伏応力はひずみ速度依存性を考慮しない。
- ④加工硬化係数=0.0
- ⑤等方硬化則：単調荷重載荷とすることでこの硬化則とする。

表一 I 鋼板の使用部位と材質および降伏点

部位	板厚 (mm)	材質	降伏点 (kgf/mm ²)
縦リブ	6	SS400	38.6
	8	SS400	37.3
デッキ	12	SS400	28.3



図一 3 F E M 解析モデル

3. 解析結果

(1) 縦リブの橋軸方向応力

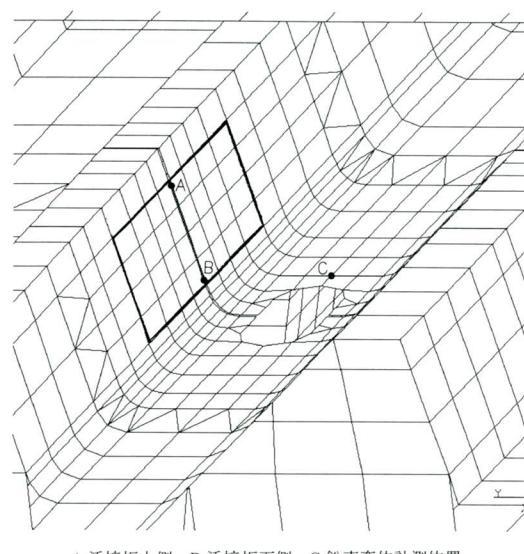
図一 5 は、20tonf の荷重を載荷したときの縦リブ下面の橋軸方向応力度を計測値と解析値と比較したものである。解析値は本解析法である有限要素法(F E M)、と通常の設計に用いられている鋼床版を直交異方性板と考える有限帶板法(以下 F S M)を用いて求めた。

図より、縦リブ一般部(I R)では、F E Mとそれより多少大きいF S Mの間に実験値が有り、3者とも良く一致している。一方高力ボルト継手部の応力度は、縦リブを補強したJ 1、補強していないJ 2ともF E Mは実験値と良く一致している。

この継手部の荷重直下近傍の応力度がかなり小さいの

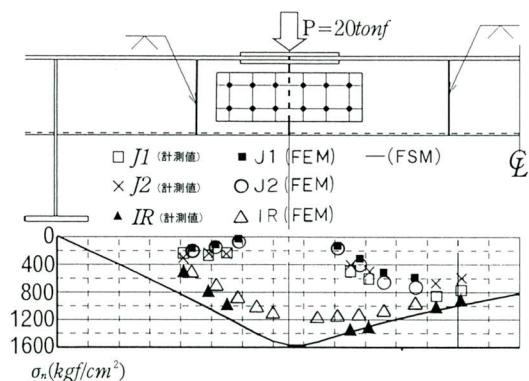
は、ハンドホールが有ることによって縦リブ母材の負担する応力比率が小さく、一方で添接板の剛性が高く、添接板の応力分担率が高くなっているためと思われる。

また添接板が12mmの場合、J 1, J 2の応力度にはほとんど差がないことから、縦リブ母材の補強効果はほとんどなく、添接板が9mmの場合でも同様に縦リブ母材の補強効果に有意な差はないと思われる。



A:添接板上側 B:添接板下側 C:鉛直変位計測位置

図一 4 応力、変形、ひずみの着目点



図一 5 縦リブ下面の橋軸方向応力度の比較

(2) 荷重変位曲線

解析結果(図一 6 参照)によるとJ 1, J 2, I Rとも実験と同じく、荷重強度60tonf強(弹性限界荷重)あたりから非線形挙動を示し、その後20mmの変位に対して3ケースとも解析における荷重値は、実験値の20%増となる。変位20mmまでの荷重でみると、耐荷力としては解析、

実験とも大きい方から J 1, J 2, I R の順であるが、J 1, J 2 の差すなわち母材厚の差の影響は少ない。また I R は図-8 より弾性限界以降荷重強度 120tonf 付近（実験で 90tonf）でクリップリング（局部座屈）が生じ、荷重勾配が変化した後、もう一度荷重勾配が上昇する。以上荷重一変位曲線の傾向から、130tonf 位までの範囲では高力ボルト継手部（大きな局部変形が起こらないうちには、高力ボルトは滑らないと考える）のほうが、縦リブ一般部に比べて、耐荷力が大きいことが推察される。

また J 2（縦リブ母材厚 6mm）で添接板 12mm から 9mm に低減した場合の荷重一鉛直変位の関係を図-7 に示すが、添接板の板厚差に対する有意な差は見られないことがわかる。

載荷点付近の変形形状に着目すると、縦リブ一般部 I R では、荷重直下の縦リブにクリップリング（解析は図-9、実験は写真-1 参照）が生じている。これに対して、高力ボルト継手部 J 1, J 2 は図-8 より明らかのように、荷重増加に対して面外変位はほとんど増加せず、添接板面内の塑性変形が生じているのみである。

(3) 荷重ひずみ曲線

解析で得られた荷重一ひずみ曲線を図-10～図-13 に示す。

J 2 については添接板上下辺付近、I R については J 2 と同じ位置の縦リブ母材の橋軸方向ひずみの履歴を図-10 に示す。

J 2 では、添接板の下縁部分がまず降伏域に達した後、添接板全体が降伏に至るまではほぼ直線的に荷重が増加していくものと考えられる。I R ではクリップリングが生じているため、載荷点直下の縦リブは面外変形がかなり大きくなる 100tonf（実験で 80～95tonf）位から橋軸方向のひずみが急激に減少する傾向にある。

なお、J 1 における添接板の荷重一ひずみの関係（図-11 参照）から言えることは、J 2 と同様な傾向を示しているが、当然 J 1 の方が大きなひずみを示している。

(4) 縦リブの荷重分配

J 2, I R において、載荷縦リブ、隣接縦リブの下面（図-4 に着目位置を示す）の橋軸方向ひずみと荷重との関係を図-12, 図-13 に示す。高力ボルト継手部 J 2 では実験の荷重 80tonf 付近から添接板の塑性変形が支配的原因となるため、着目点では降伏応力に達していないものの、これ以降荷重が増加しても応力は増えない。解析ではこ

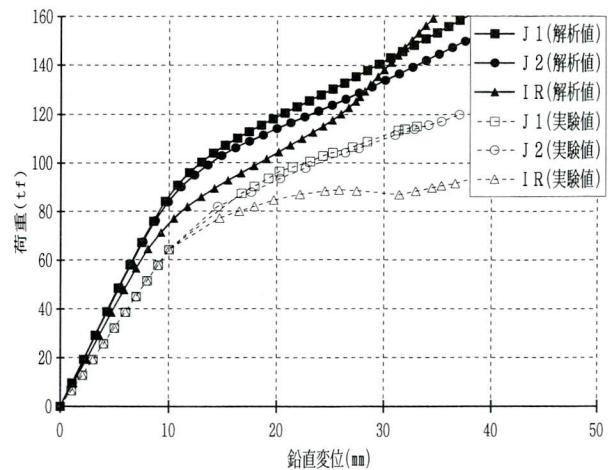


図-6 荷重-変位曲線

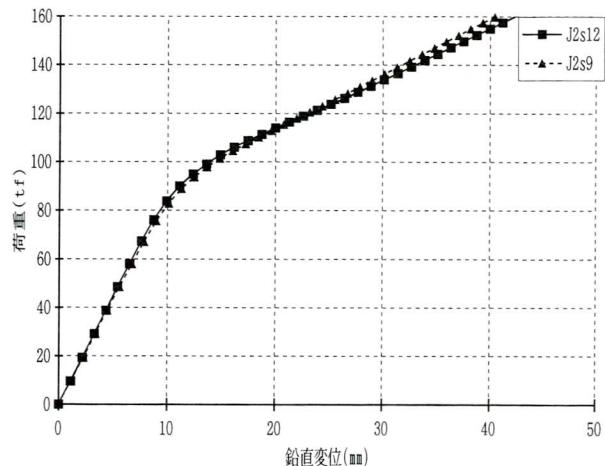


図-7 荷重-変位曲線 (J 2)

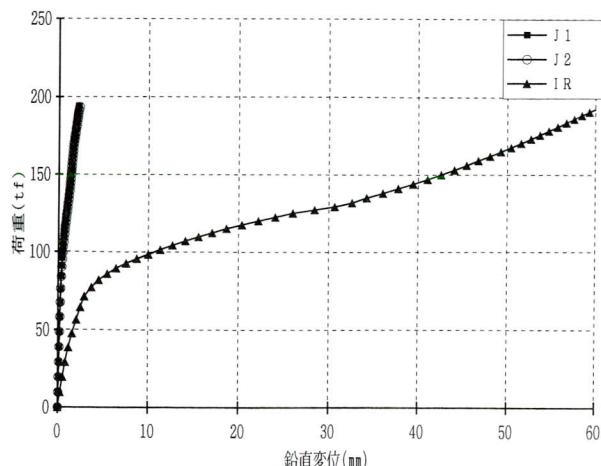


図-8 荷重-変位曲線 (クリップリング)

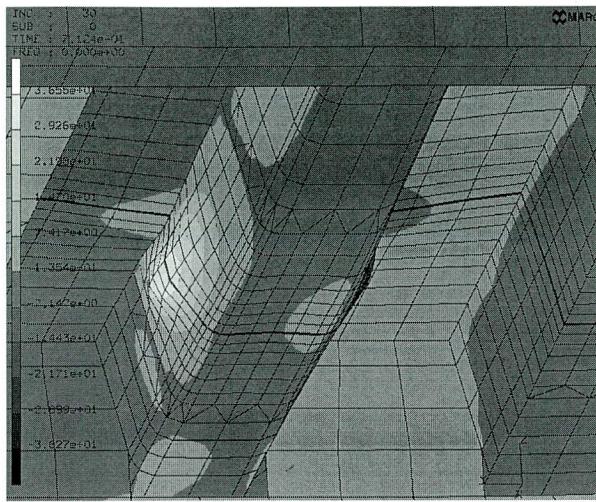


図-9 縦リブの変形形状（IR）

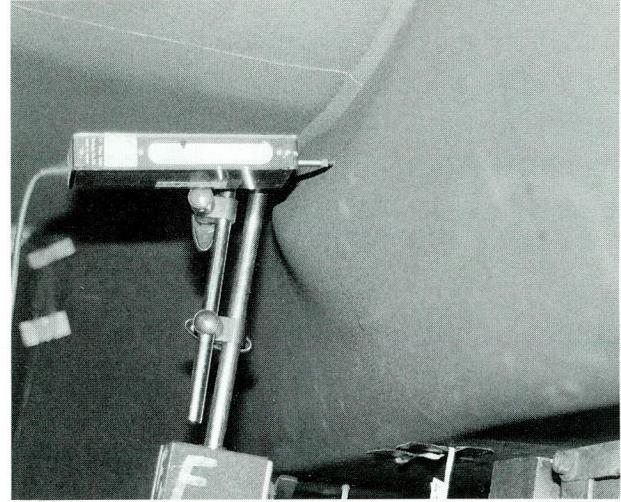


写真-1 縦リブの変形形状（IR）

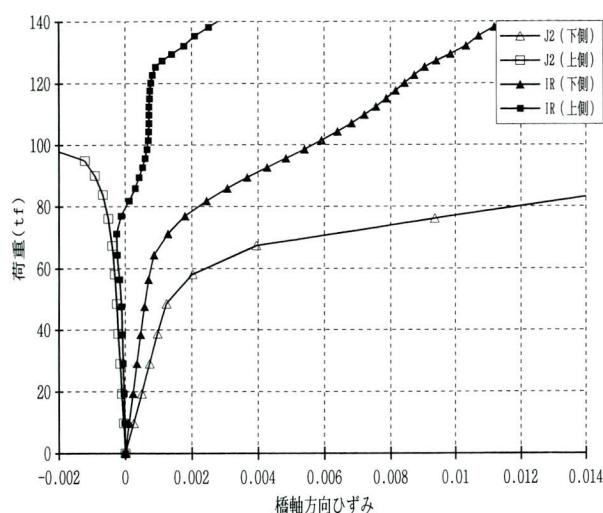


図-10 添接板上下辺付近でのひずみ推移

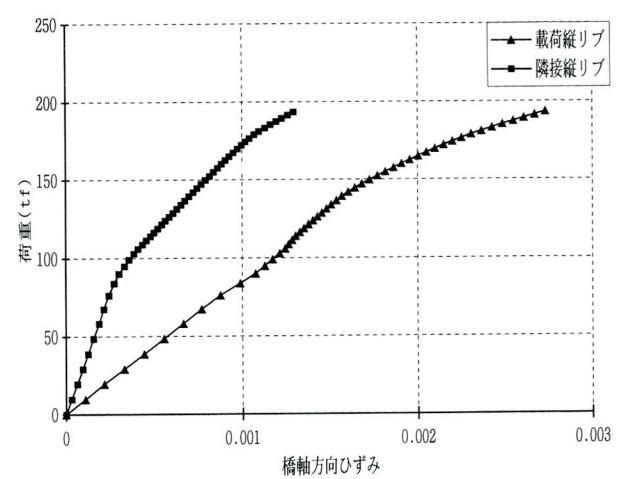


図-12 盾リブ下面のひずみの推移（J 2）

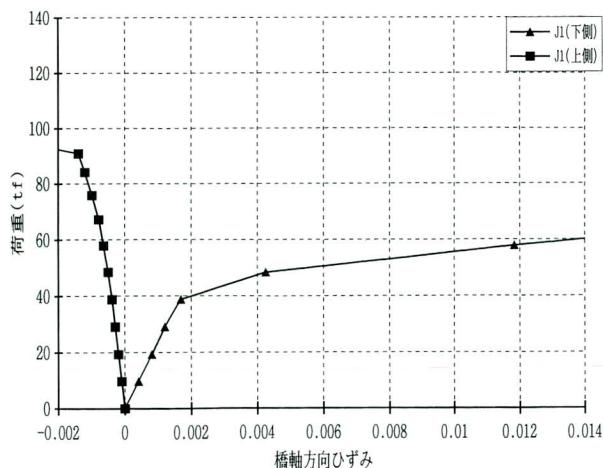


図-11 添接板上下辺付近でのひずみの推移

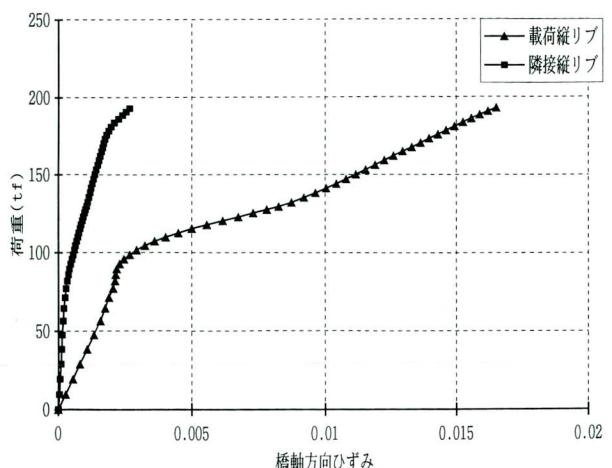


図-13 縦リブ下面のひずみの推移（IR）

の変曲点が90tonf位である。すなわち載荷点直下の縦リブの継手位置に塑性ヒンジが発生することにより、それ以上の応力は伝達されない。そして添接板の塑性変形が大きくなるにしたがって、隣接する縦リブの剛性が相対的に大きくなり、応力の増加する割合も大きくなることから、応力が再分配されていることがわかる。

縦リブ一般部 I Rでは、載荷点直下の縦リブ側面の面外変形が顕著に現れ出す80tonf（実験では60tonf）付近から、応力の再分配がみられる。また、縦リブ着目点のひずみは、クリップリングによる著しい断面変形が生ずるまでほぼ一様に増加する。

5.まとめ

鋼床版の床組作用としての耐荷力実験を解析的に照査および拡張することによって次の知見が得られた。

- ①縦リブの添接板厚を変化させた場合（母材厚6mmに対して添接板厚9または12mm）、荷重-鉛直変位の関係に有意な差は認められない。
- ②鋼床版の設計に用いられているFSM解析とFEM解析での縦リブ応力度は計測値を挟む格好になっており、前者が計測値より多少大きく、後者は多少小さい。故にFSMは安全側の値と言える。
- ③高力ボルト継手部に発生するひずみの大きさとその分布性状は、J1, J2は荷重90tonf位まではほぼ同

じであり、その後もあまり差はない。縦リブ母材厚を増厚することによる補強効果は認められない。

- ④高力ボルト継手部J1, J2と縦リブ一般部I Rでは崩壊形状が異なる。一般部は縦リブ側面が傾斜していること、面外剛性が継手部に比べて低いことから荷重の増加に伴って面外変形も大きくなり、最終的にクリップリングが生じて崩壊する。高力ボルト継手部は、添接板により面外剛性が高くなることにより、一般部のように局部座屈の一種であるクリップリングという現象を生ずることなく、添接板面内の塑性変形が進行し、塑性ヒンジが生ずる。
- ⑤ここで扱った載荷状態では、鋼床版の静的耐荷力は90tonf（実験で80tonf）以上あり、T荷重の輪荷重14tonf（衝撃含む）と比べて十分大きいと言える。

6.あとがき

今回の解析において検討できなかったこと、設計で有用と考えられるパラメータを選定し、今後検討を続ける予定である。

〈参考文献〉

- 1)金原慎一, 能登宥憲:土木学会論文集No.537/I-35, pp321-326, 1996.4

1996. 10. 31受付

グラビア写真説明

三軒茶屋・太子堂四丁目市街地再開発

“キャロットタワー”建物の外観色からこの名称がつけられた本物件は、オフィス、金融、店舗、区民施設、劇場、東急世田谷線三軒茶屋駅等で構成されている。他には類をみない程の多彩な複合施設である。当社施工の中層棟には、東急ストアー、オフィス、劇場で構成されて、東急新玉川線三軒茶屋駅より地下道を通じて行けるアクセスの良い建物もある。又、地下道の中間には、サンクン広場があり、その中のシースルーエル、広場底の意匠的な鉄骨も当社の施工である。

(宮関)

[箱桁製作の省力化工法]

テーバー鋼板および差厚鋼板の橋梁への適用（その2）

大量にテーバー鋼板を使用した大高跨道橋の設計と製作

[Labor-Saving Method of Box Girder Production]

-Using Longitudinally Tapered and Profile Plates in Bridges (Part 2): Design and construction of the Ohtaka overbridge using quantities of longitudinally tapered plate-

高 橋 亘* 小 林 紀 夫**
Wataru TAKAHASHI Norio KOBA YASHI

Summary

In response to increasingly heated calls for lower construction costs, various proposals are being made toward rationalizing the construction of steel bridges. With regard to connecting plates, doubtless one way to improve construction efficiency is to use plates of uniform thickness. Any gap between connecting plates of differing thickness can then be rectified in the field with a filler plate. However, using longitudinally tapered plates with thickness varying continuously at a given rate from one end to the other to rectify such gaps would yield even higher efficiency.

This paper reports on a preliminary investigation which was performed in order to omit shop butt welding, and the execution management exercised when constructing the Ohtaka overbridge.

1. はじめに

大高跨道橋は平成7年に建設省中部地方建設局から受注した支間長55.8mの鋼単純非合成箱桁である。上下線分離構造で、斜角はあるものの構造上は比較的簡明なものである。図一1に全体一般図を示す。建設コストの縮減論議が高まる中、鋼橋の製作の合理化に向けて各種の提案がなされ、一部は実際に施工されている。端的には従来鋼重ミニマムが良いとされて来た設計を若干の鋼重増を容認して、工場突き合わせ溶接を省略すると共に部材材片数を減らす事でトータルコストの低減を目指すものである。

ガイドライン¹⁾に基づく合理化設計は一部材内に同一板厚を使用し、現場継手部の板厚差をフィラーブレートで処理するものであるがこれを一步進めて板厚差に相当するテーバー鋼板（板厚が一定の比率で連続的に変化する鋼板）を使用する事により一層合理性を高める事が出来る。

本橋は、テーバー鋼板を用いて工場突き合わせ溶接継手を省略することで中部地建の技術活用パイロット事業（工場突き合わせ溶接継手の省略を目的としたテーバー鋼板適用工法）として採用された。採用に際しては事前にテーバー鋼板に係わる安全性の検討を十分に行うと共に、技術活用パイロット事業工事として施工の歩掛かり

に係わる調査・施工管理に係わる調査・品質管理に係わる調査・安全性に係わる調査などを実施した。当社は平成5年頃よりテーバー鋼板・差厚鋼板の研究を進めており、研究成果を成宮・百瀬が宮地技報第10号「橋梁の省力化対策—テーバー鋼板および差厚鋼板の橋梁への適用（その1）」²⁾に発表済みである。

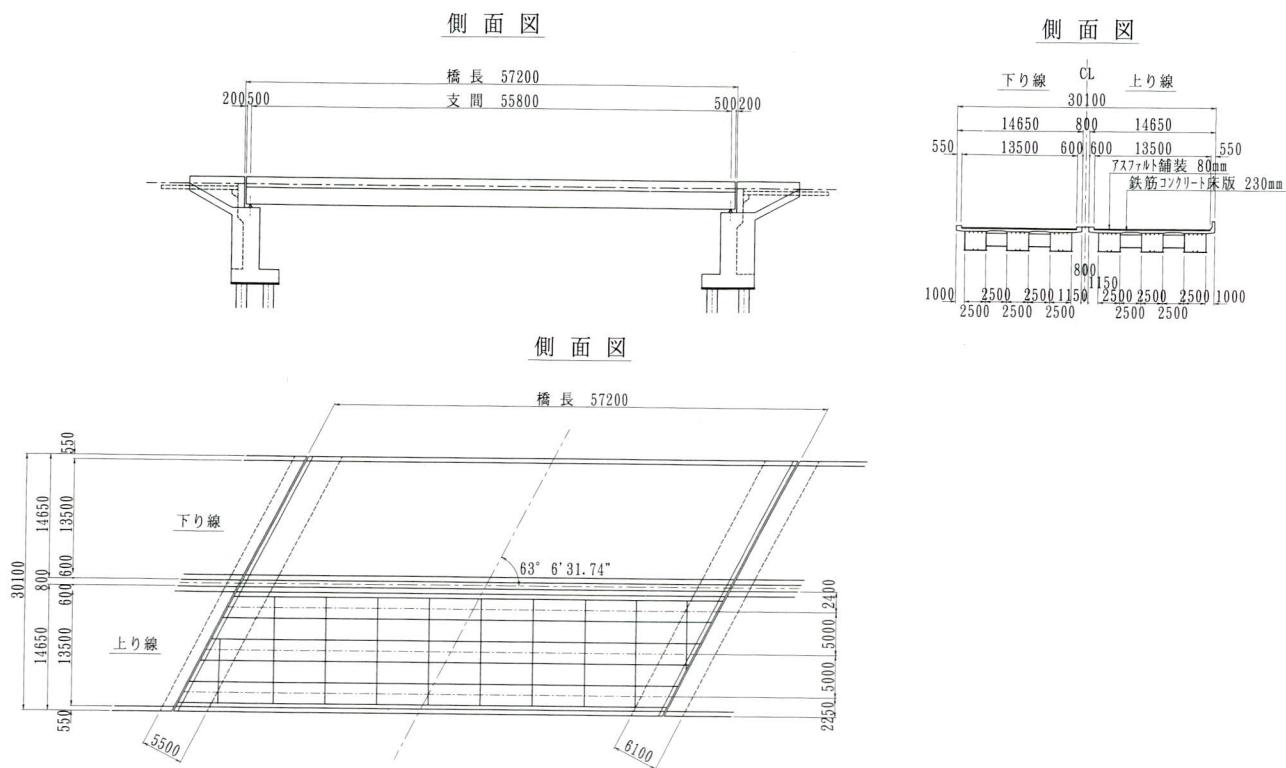
本文は大高跨道橋でテーバー鋼板を用いて工場突き合わせ溶接継手を省略する際に実施した事前検討と実施工に際しての施工管理について報告する。

2. 設計検討

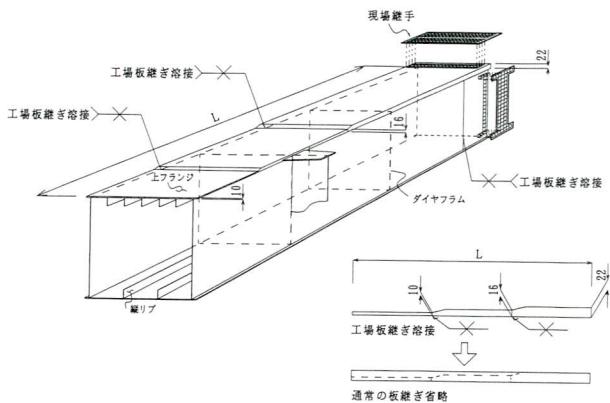
工場突き合わせ溶接継手の省略に関して、今まででは主桁のフランジ・ウエブなどで同板厚異材質のものは高材質側を延長する事が行われてきた。最近では、鋼橋のコスト議論のなかで現場継手位置で断面を変化させ板厚の差違をフィラーブレートで調整するというガイドラインに基づく合理化設計が提案されかなりの施工実績がある。これを一步進めてテーバー鋼板を使用する方法がフィラーブレートを使用する合理化設計に比べてより鋼重を低減させる事ができ、かつ施工の合理化になる。このような観点から、テーバー鋼板使用に係わる技術的特徴と経済性について比較検討した。図一2に従来工法による構造概念を図一3にテーバー鋼板を用いた板継ぎ省略構造概念を示す。

* 技術本部技術部次長

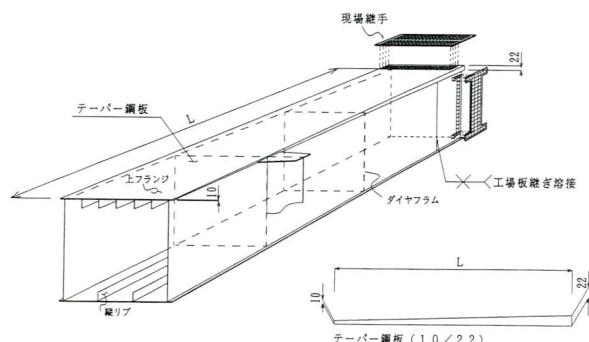
** 松本工場生産設計部生産設計課課長代理



図一 1 全体一般図



図一 2 従来工法による構造概念図



図一 3 テーパー鋼板を用いた板継ぎ省略構造概念図

(1) 基本検討

基本検討として上り線G-3主桁に着目して、添接板・ウェブの補剛材を除く主橋体工（フランジ・ウェブ・リブ）の鋼材を仮に普通鋼材10万円/tf、異形鋼材11.2万円/tfとして各々の鋼重を基に算出した鋼材費を下記比較対象ケース毎に整理した。

TYPE-1 従来設計（原設計）

TYPE-2 ガイドラインに基づくフィラーブレートを用いた合理化設計

TYPE-3 テーパー鋼板を用いた合理化設計

TYPE-4 テーパー鋼板を用いた合理化設計
(縦リブには板継ぎ溶接有)

TYPE-5 現場継手位置に自由度がある場合

合理化設計の支配応力は現場継手位置に生ずるからTYPE-5として現場継手位置を変えた場合を含めて検討した。検討結果を表一1に示す。要約すると以下のとおりである。

- TYPE-4が鋼重の増加比率が一番小さい。
これは工程上の理由から原設計の細部構造

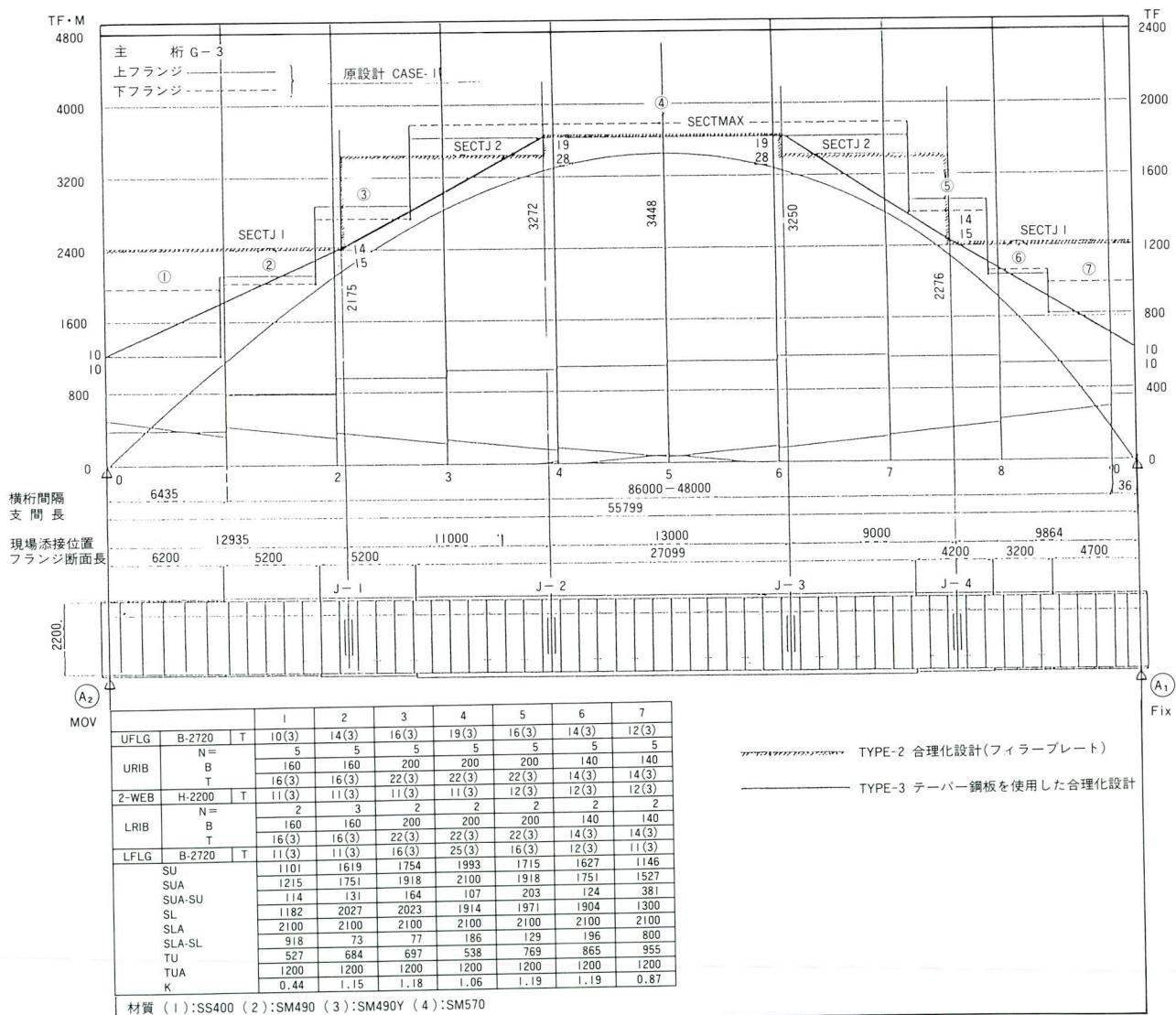
表一 鋼重比較表

TYPE		G 3 主桁	Flg・Webのみ	縦リブ	テーバー鋼板	普通鋼板	材料費	備 考
1	従来設計（原設計）	1.0			—	744	744	フランジ・ウエブ縦リブ共板継ぎ溶接あり
		74.418 t	63.140 t	11.278 t	—	74.418 t		
		1.088			—	810	810	
2	フィラープレートを用いた合理化設計	80.986 t	67.494 t	13.492 t	—	80.986 t		フランジ・ウエブ縦リブとともに板継ぎなし
		1.024			315	481	796	
3	テーバー鋼板を用いた合理化設計	76.233 t	62.741 t	13.492 t	28.155 t	48.078 t		同上
		1.015			330	460	790	
4	テーバー鋼板を用いた合理化設計 (縦リブには板継ぎ溶接有)	75.544 t	64.266 t	11.278 t	29.509	46.035 t		縦リブのみ板継ぎ溶接あり
		1.016			313	476	789	
5	現場継手位置に自由度がある場合	75.596 t	62.104	13.492 t	28.011 t	47.585 t		同上

* 下段は、鋼材重量を示す。(上がり線 G 3 主桁に着目)

* 上段は、従来設計に対する比率を示す。

* 中段は、材料費（普通鋼材10万円/tf、テーバー鋼板11.2万円/tf）を示す。



図一 4 TYPE-2, TYPE-3 応力図

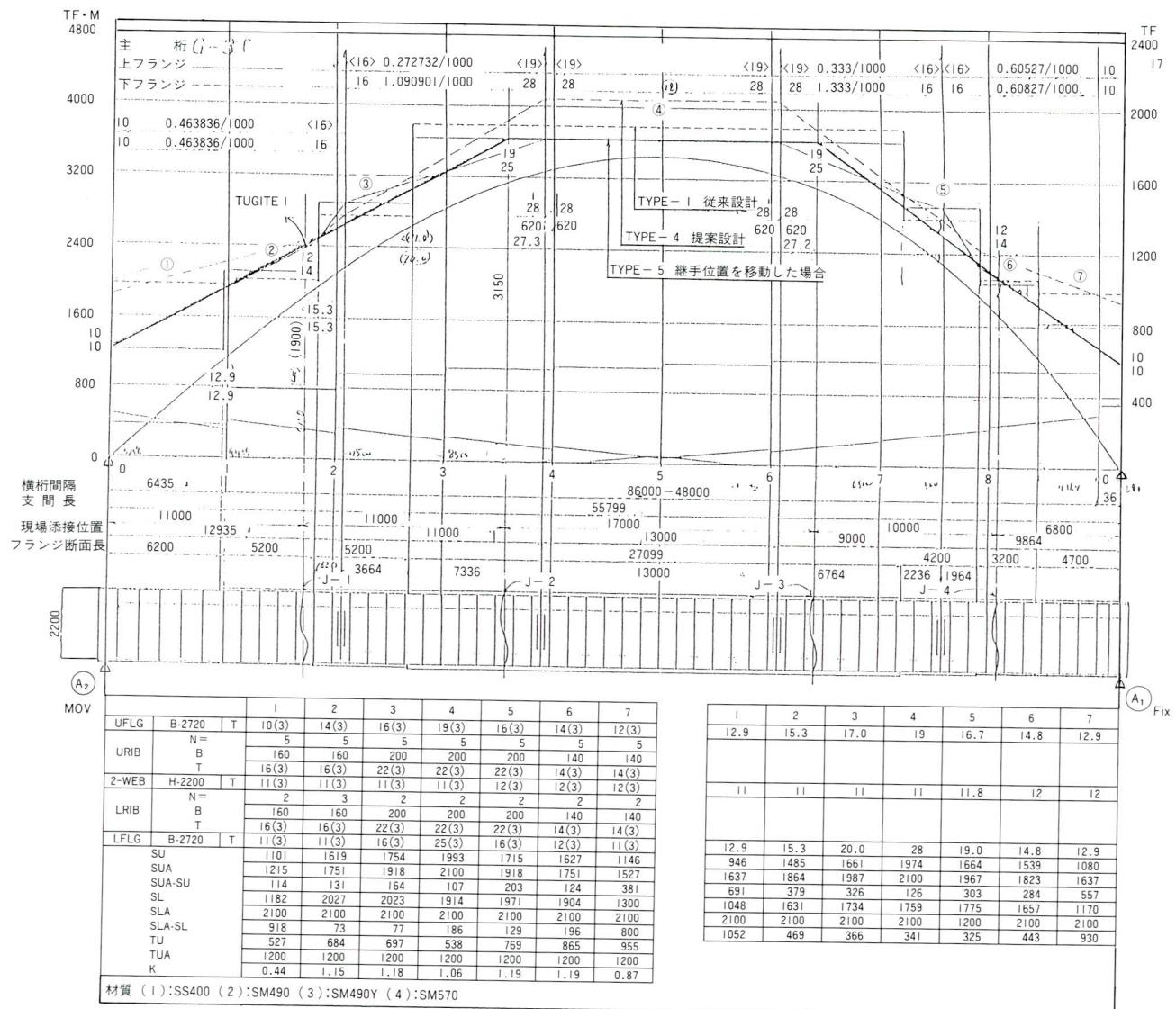


図-5 TYPE-1, TYPE-4, TYPE-5 応力図

を変えないよう縦リブの工場突き合わせ溶接継手を残したためである。

- 当初から合理化設計をした場合（フランジ・ウェブおよび縦リブとも板継ぎ溶接なし）の試算結果をTYPE-2、TYPE-3に示すが、鋼重増加率はそれぞれ8.8%、2.4%となる。
- 原設計をベースに継手位置に自由度を持たせたTYPE-5（フランジ・ウェブおよび縦リブとも板継ぎ溶接なし）はTYPE-4（縦リブのみ板継ぎ溶接あり）とほぼ同様であり、施工の条件が満足できれば鋼重低減の効果はある。

図-4にTYPE-2, TYPE-3の応力図を図-5に

TYPE-1, TYPE-4, TYPE-5の応力図を示す。

(2) 詳細検討

本工事にテーパー鋼板を使用すること前提に詳細検討を行った。各案の比較条件と特徴はつきのとおりである。

比較条件

- 部材長は原設計どおりとする。（最大部材長L = 13m）
- フランジの最小板厚をt = 10mmとする。
- テーパー鋼板を使用する。

A一案（増加鋼重W = 11.650tf）この案を採用した。

- 主部材の全ての板継ぎ溶接を省略（縦リブを除く）

表-2 板継ぎ省略に関する鋼重比較表

- 比較条件 1) 部材長は原設計どおりとする。(最大部材長 $l = 13m$)
 2) フランジの最小板厚を $t = 10m$ とする。
 3) テーパー鋼板を使用する。

比較案	特 徴	原設計との鋼重比較 (t) 連分	相違点
A	◎ 主部材の全ての板継ぎ溶接を省略 ◎ フランジ、ウェブ共テーパー鋼板を使用 ◎ 支間中央断面は継手部の補強断面を延長する	原設計 変更設計 u-flg 57.657 Δ0.609 58.266 l-flg 63.499 Δ5.080 68.579 webL 33.400 Δ0.068 33.468 webR 33.400 Δ0.068 33.468 合 計 187.956 Δ5.825 193.781 (2x5.825=11.650)	● B案との相違はウェブにもテーパー鋼板使用 ● 鋼重増 (flg, webに対して) +5.825 t (3.1%) ● テーパー鋼板重量 104.465 t ● 板継ぎ溶接箇所54箇所 (完全省略) ● この案を提案する
B	◎ 主部材の全ての板継ぎ溶接を省略 ◎ フランジにテーパー鋼板を使用 ◎ ウエブは $t = 12mm$ に統一 ◎ 支間中央断面は継手部の補強断面を延長する	原設計 変更設計 u-flg 57.657 Δ0.609 58.266 l-flg 63.499 Δ2.820 66.319 webL 33.400 Δ1.913 35.313 webR 33.400 Δ1.913 35.313 合 計 187.956 Δ9.515 197.471 (2x9.515=19.030)	● A案に比べて鋼重3.690 t 増 ● 鋼重増 (flg, webに対して) +9.515 t (5.1%) ● テーパー鋼板重量 89.500 t ● 板継ぎ溶接箇所54箇所 (完全省略)
C	◎ ウエブは原設計どおりとする ($t = 11.12$ の板継ぎ溶接有り) ◎ フランジのほとんどにテーパー鋼板を使用 ◎ 支間中央断面は原設計どおりとする ($t = 22.25$ $t = 25.28$ の板継ぎ溶接有り)	原設計 変更設計 u-flg 57.657 Δ0.609 58.266 l-flg 63.499 Δ2.820 66.319 webL 33.400 Δ 33.400 webR 33.400 Δ 33.400 (2x3.429=6.858) 合 計 187.956 Δ3.429 191.385	● 鋼重増は最小となる。 ウエブに鋼重増はない。 ● 鋼重増 (flg, webに対して) +3.429 t (1.8%) ● テーパー鋼板重量 70.108 t ● フランジの一部およびウェブ板継ぎ残る。 板継ぎ溶接箇所40箇所

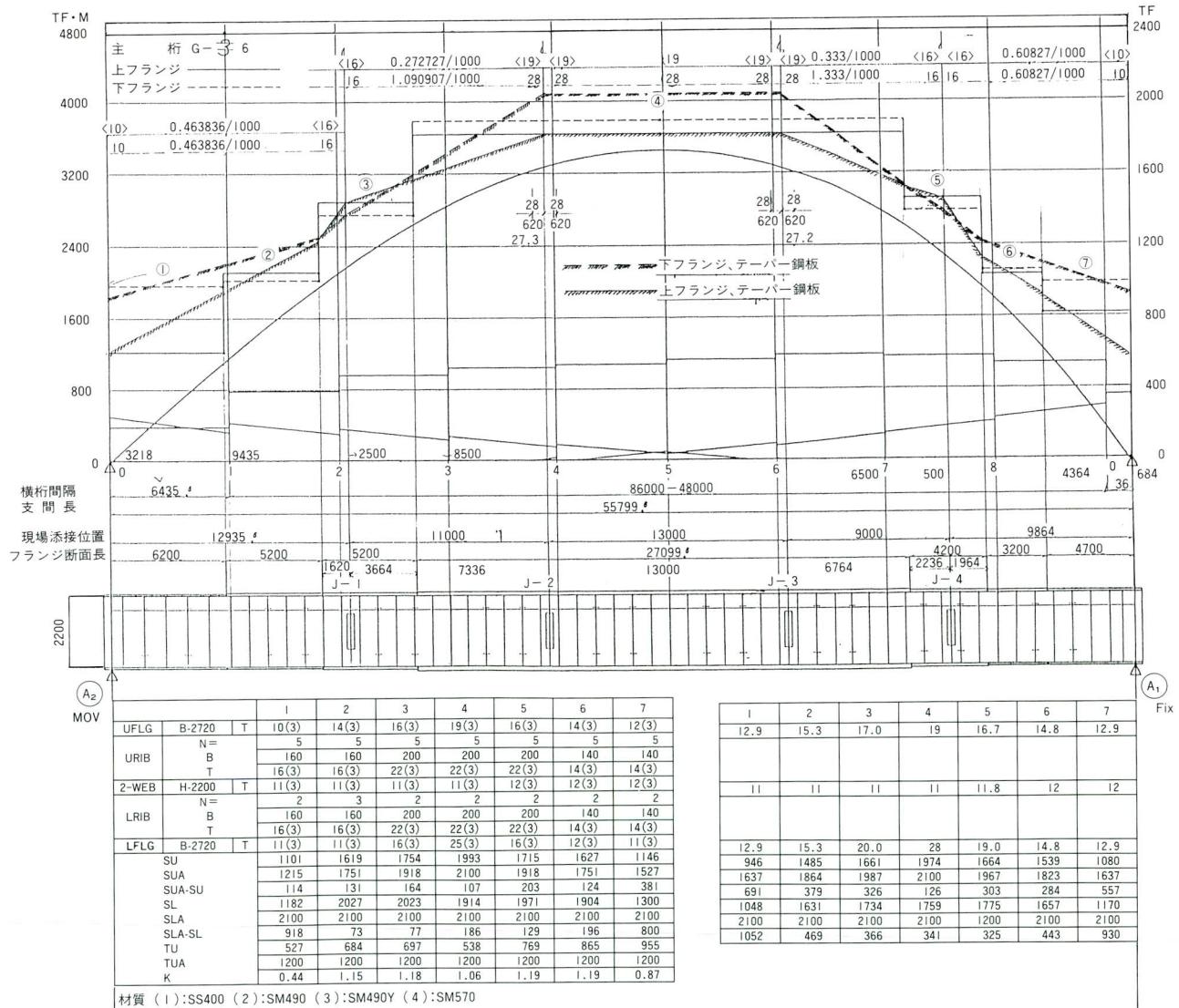


図-6 応力図の例

- フランジ・ウエブ共テーパー鋼板を使用
 - 支間中央断面は継手部の補強断面を延長する。

B一案 (増加鋼重W=19.030tf)

 - 主部材の全ての板継ぎ溶接を省略(縦リブを除く)
 - フランジにテーパー鋼板を使用
 - ウエブは $t = 12\text{mm}$ に統一
 - 支間中央断面は継手部の補強断面を延長する。

C一案 (増加鋼重W=6.858tf)

 - ウエブは原設計どおりとする。($t = 11, 12$ の板継ぎ溶接有)
 - フランジのほとんどにテーパー鋼板を使用
 - 支間中央断面は原設計どおりとする ($t = 22-$ 25、 $t = 25-28\text{mm}$ の板継ぎ溶接有)

各案の鋼重比較結果を表-2に応力検討結果の一例を図-6に示す。なお採用したA-案のテーパー鋼板の重量は約208tfである。

(3) 設計上の留意点

テーパー鋼板を用いて設計する場合のポイントはテーパー率の設定と平坦度の確保といった製鋼上の問題に加えて最小板厚をどう決めるか・全体的に自重および剛性が若干増加することから製作キャンバーに与える影響はどうか・テーパー鋼板を使用する場合の補剛材の設計をどうするか・現場継手部の高力ボルトの継手性能に係わる問題などについて注意する必要がある。本橋の場合は十分な事前検討結果に基づいてつぎのようにした。

- 最大テーパー率1.33/1000 (28/16-9000) であり、 $tw = 11 \sim 12 \text{mm}$ 変化するウェブにもテーパー鋼板を使用した。
 - フランジ最小板厚を10mmとした。
 - 自重・剛性の変化については、剛性は5%以下の上昇であり、鋼重の増加は約5.5%の増加であった事から、死荷重のたわみ差は6~7mmで

表-3 ミルシートの1例

あり原設計に対して3%程度の差であった。施工は精算したもので行ったが原設計のキャンバー値をそのまま使用したとしても問題なかったと思われる。

- 道路橋示方書に定められている補剛板の基準
耐荷力曲線は通常の平板に対するものであり
テーパー鋼板を用いた場合にはそのまま適用
する事が出来ない。そこで、縦リブと中間板厚
からなる柱部材をモデル化して座屈安定照査
を行った。
- 現場継手部では部材両端の母材のテーパー率
が異なる場合、添接板と母材との肌スキが予想
される。本橋の場合この肌スキは最大0.5mm程度
であるが、安全性確認のため別途「テーパー鋼板
を用いた高力ボルト摩擦接合試験」³⁾を実施した。

(4) 施工管理

テーパー鋼板は板厚が連続して一定比率で変化するか

ら施工品質管理に際しては板厚管理が重要である。そこで通常の管理に加えて下記のように手順を定め確実に運用した。

- 罫書き前にテーパー鋼板の材料寸法・材質・
テーパー方向を確認する。
- 板厚基準線を薄板側に罫書き、それを基に長
さ寸法を押さええる。
- 溶接による縮み代は厚板側に逃がす。
- 罫書き完了後、部材両端部の板厚を測定し所
定の板厚が確保されている事を確認する。
- 箱桁の板厚変化は全て外側とする。
- 部材端の切断形状は内面に対して直角とす
る。

テーパー鋼材の品質規格はJISG3193（平坦度・横曲がり
・直角外れ）およびJISG3106によった。また、ミルシート
の規格名表示はJISG3106SM520B-TAPERとした。

ミルシートの一例を表-3に橋梁用鋼板の板厚の許容
差を表-4に示す。

表-4 橋梁用鋼板の板厚の許容差(mm)

厚さ	幅	1.250未満	1.250以上 1.600未満	1.600以上 2.000未満	2.000以上 2.500未満	2.500以上 3.150未満	3.150以上 4.000未満	4.000以上 5.000未満
6		+0.90 -0.30	+0.90 -0.30	+1.00 -0.30	+1.20 -0.30	+1.40 -0.30	+1.60 -0.30	+1.80 -0.30
8		+0.80 -0.40	+0.80 -0.40	+0.90 -0.40	+1.10 -0.40	+1.30 -0.40	+1.50 -0.40	+1.70 -0.40
9		+0.75 -0.45	+0.75 -0.45	+0.85 -0.45	+1.05 -0.45	+1.25 -0.45	+1.45 -0.45	+1.65 -0.45
10		+0.70 -0.50	+0.70 -0.50	+0.90 -0.50	+1.10 -0.50	+1.30 -0.50	+1.50 -0.50	+1.70 -0.50
11		+0.65 -0.55	+0.65 -0.55	+0.85 -0.55	+1.05 -0.55	+1.25 -0.55	+1.45 -0.55	+1.65 -0.55
12		±0.60	+0.80 -0.60	+1.00 -0.60	+1.20 -0.60	+1.40 -0.60	+1.60 -0.60	+1.80 -0.60
13			+0.75 -0.65	+0.95 -0.65	+1.15 -0.65	+1.35 -0.65	+1.55 -0.65	+1.75 -0.65
14			±0.70	+0.90 -0.70	+1.10 -0.70	+1.30 -0.70	+1.50 -0.70	+1.70 -0.70
15				+0.85 -0.75	+1.05 -0.75	+1.25 -0.75	+1.45 -0.75	+1.65 -0.75
16		±0.70	+1.00 -0.80	+1.20 -0.80	+1.40 -0.80	+1.60 -0.80	+1.80 -0.80	+2.00 -0.80
19			±0.80	+1.05 -0.95	+1.45 -0.95	+1.65 -0.95	+1.85 -0.95	+2.05 -0.95
20				+1.40 -1.00	+1.60 -1.00	+1.80 -1.00	+2.00 -1.00	+2.20 -1.00
22				+1.30 -1.10	+1.50 -1.10	+1.70 -1.10	+1.90 -1.10	+2.10 -1.10
28		±0.80						
30								
32								
36								
38		±0.90						
40								
42								
44								
46								
48								

3. 材料調査結果

- テーパー鋼板の鋼材特性は全てJIS規格を満足した。
- 所定板厚位置の実測板厚は若干プラス気味であった。
- 組立のケガキに際して板厚管理を実施した。また、部材完成後に部材端部での板厚測定を行ったが、全て所定の板厚を満足した。
- 異なるテーパー率のテーパー鋼板を用いた高力ボルト摩擦接合継手の試験結果は十分満足のいくものであった。

4. まとめ

建設コスト低減を目的として、テーパー鋼板を用いて工場突き合わせ溶接継手を省略した大高跨道橋の事前検討と施工管理について報告した。鋼橋に大量のテーパー鋼板（208tf）を使用するのは始めての事であり材料・設計・製作に係わる貴重なデータが収集できた。本橋は当初普通鋼板の使用を前提に設計されていたものをテーパー

一鋼板の適用に向けて見直し設計をしたものであり、大板（フランジ・ウェブ）のみテーパー鋼板を使用し、縦リブは当初設計のままで製作した。当初からテーパー鋼板を意識した合理化設計をすることにより一層のコスト縮減ができると思われる。

最後に、板継ぎ溶接省略のためのテーパー鋼板の使用という当社の提案に対して快くパイロット事業工事として採用して戴いた建設省名四国道工事事務所の方々に感謝いたします。

〈参考文献〉

- 1) 鋼道路橋設計ガイドライン(案), 平成7年10月, 建設省
- 2) 成宮他; 橋梁の省力化対策— テーパー鋼板および差厚鋼板の橋梁への適用 (その1), 宮地技報NO.10
- 3) 鳴沢他; [箱桁製作の省力化工法] テーパー鋼板および差厚鋼板の橋梁への適用(その3) テーパー鋼板を用いた高力ボルト摩擦接合試験(大高跨道橋), 宮地技報NO.12

1996. 10. 31受付

グラビア写真説明

JR東日本新本社ビル

新宿南口に最近オープンした高島屋の向いに丸味をおびたアルミカーテンウォールのビルがあります。それがJR東日本新本社ビルです。

地下4階、地上28階、塔屋1階のオフィスビルで鉄骨造、一部鉄骨鉄筋コンクリート造です。高さは地上150.75mで竣工は平成9年秋の予定です。構造的な特徴としてはB0X柱4本からなるスーパーフレーム柱とそれを結ぶスーパートラス（5階、17階、R階）ではないかと思います。松本工場も17階を施工しましたがHT60材（t=70, 60mm）を使用しての構造物は各種の立会い試験と溶接管理が大変で、日夜溶接ワイヤを溶かしての製作となりましたが現場でのトラブルもなく無事建方を完了することができました。

(小松)

報告

[箱桁製作の省力化工法]

テーバー鋼板および差厚鋼板の橋梁への適用（その3）

テーバー鋼板を用いた高力ボルト摩擦接合試験（大高跨道橋）

[Labor-Saving Method of Box Girder Production]

-Using Longitudinally Tapered and Profile Plates in Bridges (Part 3): Test of high strength bolt friction grip connection in a longitudinally tapered plate-

鳴沢明雄* 櫻井謙次**
Akio NARUSA WA Kenji SAKURAI

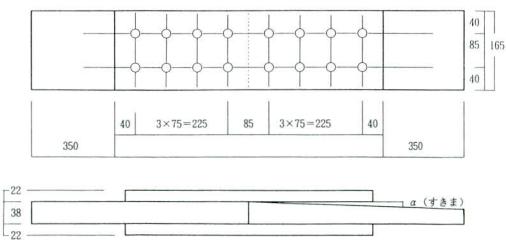
Summary

In constructing the Ohtaka overbridge, longitudinally tapered plates were used to make flange and webs in order to reduce welding costs when producing box girders for the bridge.

It was feared that the joint efficiency might be low, because the difference in thickness between the two ends of the base material would cause a gap between the base material and the splice plate when they were subjected to a friction grip connection with high strength bolts. To ascertain the soundness of the joints, the following were examined in tests: the slip, the effect of fastening a bolt on a fastened bolt next to it, and the axial tension relaxation of bolts. This paper reports that the tests proved that control of the friction grip connection similar to that performed when building with a non-tapered plate was sufficient to impart normal joint efficiency to a connection made with a longitudinally tapered plate, if the gap was 2 mm or less.

1. まえがき

橋梁のコスト低減の目的から、鋼橋においてはフランジおよびウェブにテーバー鋼板を用いることが検討されている。しかし、テーバー鋼板を用いた場合、部材両端のテーバー率が異なる場合には、母材と添接板の間にすきまが生ずることとなり、接合方法を高力ボルト摩擦接合とする場合は、すきまの影響により接合効率が低下することが懸念された。本試験では、部材と添接板の間のすきまによる影響を明らかにするためにすきまの量を変化させ、継手のすべり係数を調査することにより、高力ボルト摩擦接合継手の性能を確認することを目的とした。



図一 試験体形状図

また、テーバー鋼板を用いた場合、高力ボルトの締付け軸力は鋼板の曲げ剛性のため、隣接ボルトの締付けにより軸力低下を起こす懸念があるのでこの影響を調査し、併せて締付け後のボルト軸力の変化（リラクセーション）についても調査を行ったので報告する。

表一 試験数量

すきま量 (α) (mm)	試験体数
$\alpha=0.0$	3 (1)
$\alpha=0.5$	3 (1)
$\alpha=1.0$	3 (1)
$\alpha=1.5$	3 (1)
$\alpha=2.0$	3 (1)

注：3体中（ ）内は、ワイヤストレーン
ゲージ貼付ボルト使用

2. 試験体の概要

摩擦継手のすべり試験を行うにあたり、本体部材・添接板の材質および板厚を以下のように選出し、それらの表面処理を行った。

* 松本工場生産設計部次長

** 松本工場製造部生産技術課

(1) 試験体の形状

試験体形状を図一1に示す。

テーパー鋼板の材質はSM490YBとし、テーパー部はすきまに合わせて機械仕上げを行うものとする。また、添接板の材質はSM490YAとした。テーパー鋼板と添接板とのすきま量 (α) については、 $0 \cdot 0.5 \cdot 1.0 \cdot 1.5 \cdot 2.0\text{mm}$ の5タイプとし、各試験体の繰り返し数を3体とした。

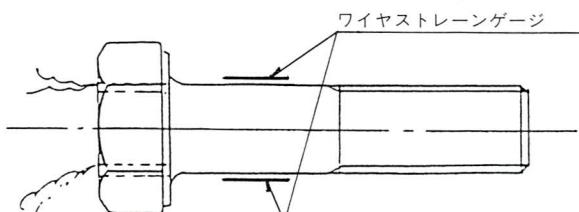
試験体分類を表一1に示す。

(2) 高力ボルト

高力ボルトはF10T M22とし、首下長さは試験体板厚から120mmを使用し、孔径についてはM22の標準孔径 $\phi 24.5$ を用いた。高力ボルトの軸部にワイヤストレーンゲージを貼り、軸力の経時変化も測定を行った。

ワイヤストレーンゲージの貼付要領を図一2に示す。

ワイヤストレーンゲージはボルト軸部に表裏対称に2枚貼付した。



図一2 ボルトのワイヤストレーンゲージ貼付要領

(3) 摩擦面の処理

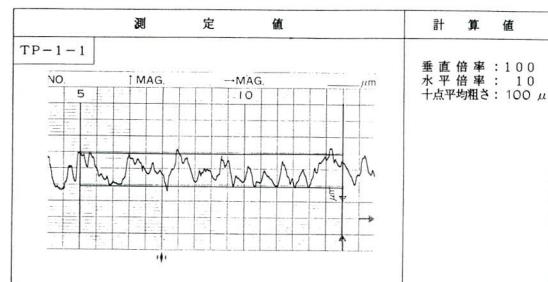
本体部材及び添接板の表面処理はショットブロスト後の赤錆とする。また、表面粗さ測定記録を図一3に、十点平均粗さ測定記録を表一2に示す。

3. 試験体の組立

試験体の組立は、双方すべり側とし高力ボルトは二度締めとした。高力ボルトの締付けは、試験体の中央のボルトから順次端部のボルトに向かって行った。高力ボルトの締付け後、試験体の側面にすべり確認用の罫書き線を記入した。

高力ボルトの締付け順序を、図一4に示し、ワイヤストレーンゲージ貼付ボルトの締付け順序を図一5に示

す。また、高力ボルトの締付け後の試験体を写真一1に示す。



図一3 表面粗さ測定記録

表一2 十点平均粗さ測定記録

(単位: μm)

	1	2	3	4
TP-1	100	85	100	70
TP-2	90	80	80	90

4. 導入軸力

導入軸力は、予め本試験に用いるボルトと同一ロットのボルト5セットを、トルク試験機を用いてトルク係数値試験を行い、その結果から表一3の軸力が得られるトルクを決定し、トルクレンチを用いて締付けた。

ワイヤストレーンゲージを貼付したボルトは、ゲージの歪み値より表一3の軸力を目標に締付けた。

5. 試験方法

(1) すべり試験

1) すべり荷重の測定

試験体を引張試験機(400tonf)に写真一2のように鉛直に取付け、荷重をすべり点まで徐々に載荷し、すべり荷重を測定した。

試験はテーパー側・平行側の両側について、すべり係数を測定した。

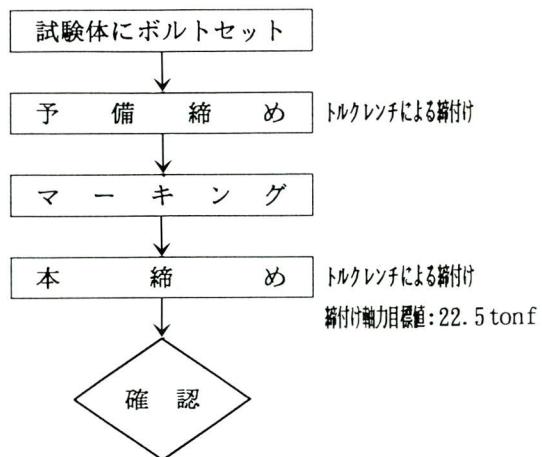
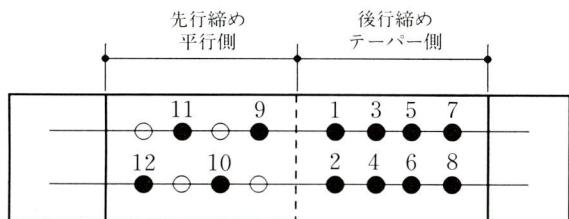


図-4 高力ボルトの締付け手順



注: ●は、ワイヤストレーンゲージ貼付ボルト、
図中の数字は、ゲージ順序を示す。

図-5 ワイヤストレーンゲージ貼付ボルトの締付け順序

2) すべり点の確認

すべり点は、次の現象が発生した場合とした。

試験体がすべり音を発した時。

試験機の指針が急に停止し、下降した時。

試験体に付した書き線がずれた時。写真-3に示す。

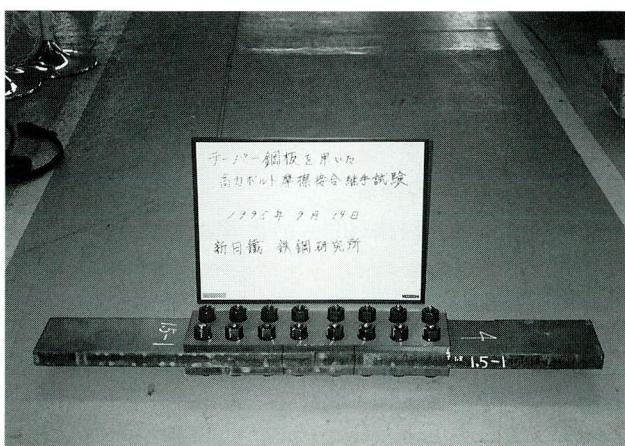


写真-1 試験体

表-3 本締め目標軸力

本締め目標軸力	22.5tonf
---------	----------

3) すべり係数の算出

すべり係数は、次式により算出した。

ここに、

μ : すべり係数値

P: すべり荷重

A: 締付けボルト数

(ここでは 8)

B: 摩擦面数

(ここでは 2)

N: 導入ボルト軸力

(2) 隣接ボルトの締付けによるボルト軸力への影響

図-5に示すように、すきま量毎の試験体3体の内1体については、ボルトにワイヤストレーンゲージを貼付している。ボルトの締付けは、図-5のボルト番号毎に順次行ったが、この時に各ボルトの締付け終了後、既に締付けたボルトの軸力をゲージの歪み量より測定した。

(3) リラクセーション試験

(2)の試験終了後、ワイヤストレーンゲージを貼付したボルトについてはそのままの状態で放置し、約6日間にわたって静的な条件でのボルト軸力の経時減少を測定した。ボルト軸力の測定は、ボルトに貼付したゲージの歪



写真-2 すべり試験

み量より行った。測定状況を写真一4に示す。

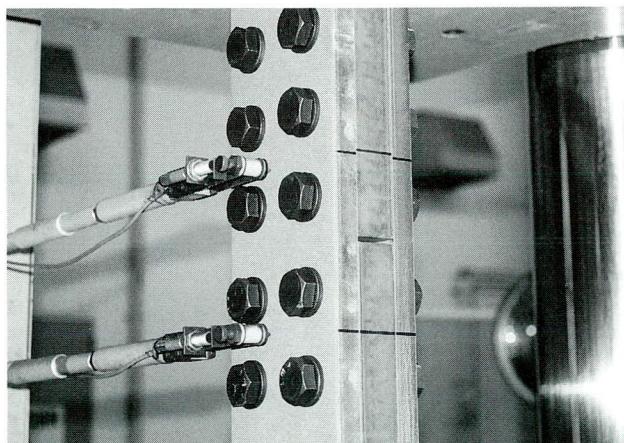


写真-3 すべり試験

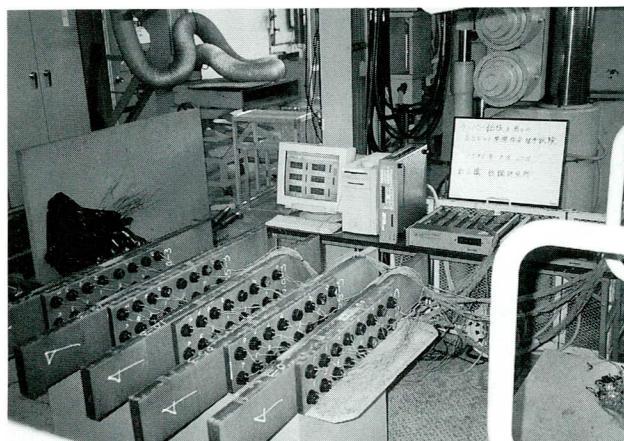


写真-4 リラクセーション試験

6. 試験結果

(1) すべり試験

すべり試験の結果を、表一4及び図一6に示す。これらの結果より、テーパー側のすきま量が2mm以下では、橋梁に用いる摩擦接合継手の設計の基準となっているすべり係数0.4を満足している。また、ばらつきも少ない。写真一5にすべり面状況を示し、図一7には、すべり試験時の載荷重に対する、ボルト軸力の経時減少を示す。

(2) 隣接ボルトの締付けによる既締付けボルトへの影響

隣接ボルトの締付けによる既締付けボルトの軸力への影響を、各ボルトの軸力の変化として図一8に示す。

表一4 試験結果

試験体 番号	テーパー側(すきま量(α))			平行側(すきま無し)			テーパー部 すきま量(α) (mm)
	締付軸力 (8本の和) (tonf)	すべり荷重 (tonf)	すべり係数 (μ)	締付軸力 (8本の和) (tonf)	すべり荷重 (tonf)	すべり係数 (μ)	
0-	180.0	215.5	0.5986	180.0	219.5	0.6097	0
	180.0	208.5	0.5792	180.0	200.5	0.5569	
	204.0	214.0	0.5245	204.0	211.5	0.5184	
	平均		0.5674			0.5617	
0.5-	180.0	201.5	0.5597	180.0	206.0	0.5722	0.5
	180.0	186.5	0.5180	180.0	203.0	0.5639	
	208.8	215.5	0.5160	208.8	213.0	0.5101	
	平均		0.5312			0.5487	
1.0-	180.0	215.0	0.5972	180.0	210.0	0.5833	1.0
	180.0	203.0	0.5639	180.0	207.0	0.5750	
	204.0	225.5	0.5527	204.0	215.5	0.5282	
	平均		0.5713			0.5622	
1.5-	180.0	209.5	0.5819	180.0	195.0	0.5416	1.5
	180.0	198.0	0.5500	180.0	203.0	0.5639	
	198.4	209.0	0.5267	198.4	209.0	0.5267	
	平均		0.5529			0.5441	
2.0-	180.0	209.0	0.5806	180.0	208.5	0.5792	2.0
	180.0	209.0	0.5806	180.0	209.0	0.5806	
	200.0	211.5	0.5288	200.0	211.5	0.5288	
	平均		0.5633			0.5629	

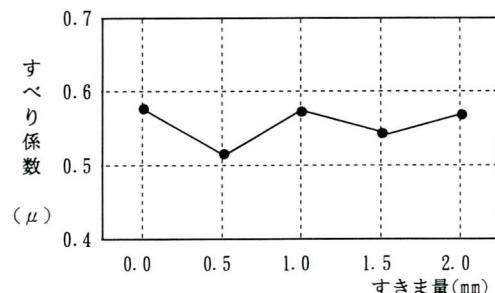


図-6 すきま量とすべり係数の関係

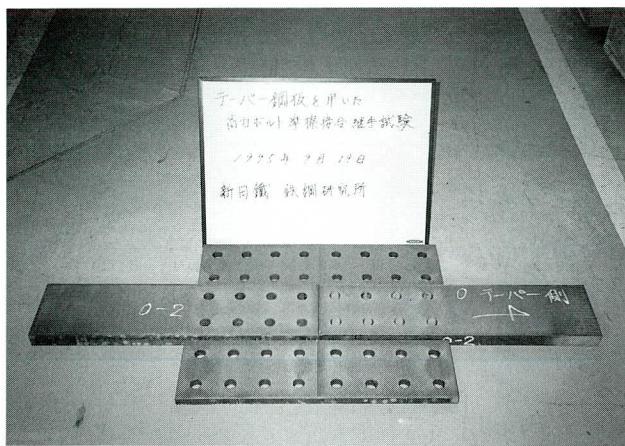
この結果より、テーパー側のすきま量が2mm以下の場合は、各ボルトの軸力は同様な挙動を示しており、すきま量の影響は認められない。

(3) リラクセーション

各試験条件の約6日間にわたるリラクセーション試験の結果を、図一9に示す。

各図ともボルトNo.1～8がテーパー側に使用されたものであり、ボルトNo.9～12が平行側のボルトである。

これらの結果より、テーパー側と平行側では、ボルト軸力の減少量に差は認められない。また、テーパー側の



(1) すきま量=0.0



(2) すきま量=2.0

写真-5 すべり面状況

すきま量（2mm以下の場合）によっても、差は認められない。

7. 考 察

(1) すべり試験

今回の試験では試験体の形状をボルトの配列2本×4列とし、すきま量は0mmから0.5mmピッチで最大値を2mmとして試験した。添接板は、22mmのものを用いている。

すべり試験結果は、表-4および図-4に示すようにすきま量を変化させた場合でも大きな差は認められず、いずれの条件においてもすべり係数は0.5を十分超えるものとなっている。

これらの結果から、テーパー率が異なることによるすきまがこの程度のものであれば、高力ボルトの締付けに

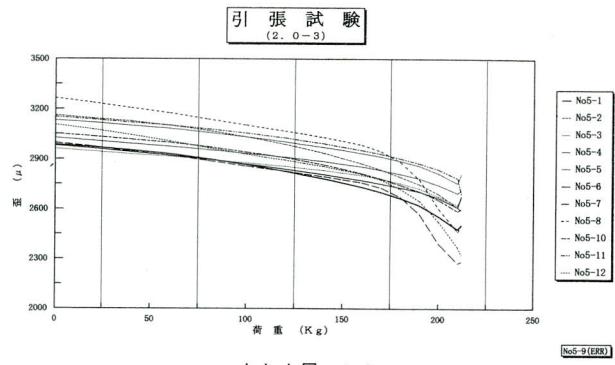


図-7 引張試験 荷重-歪 曲線

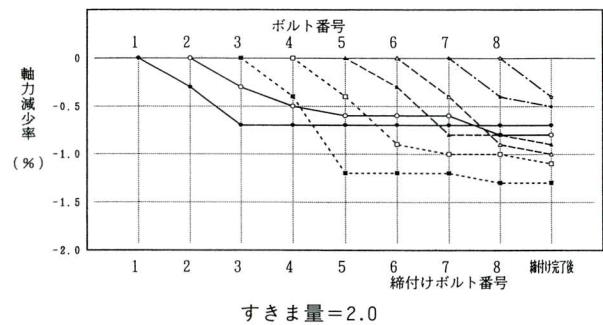
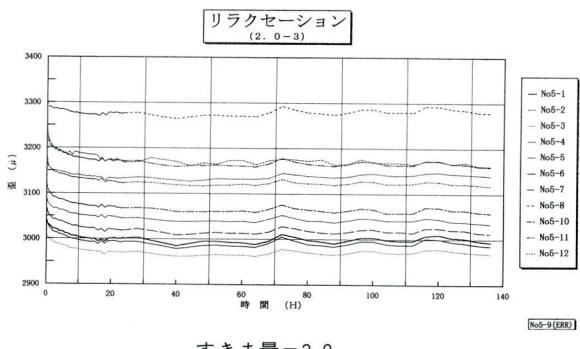


図-8 隣接ボルトの締付けによる影響



すきま量=2.0

図-9 リラクセーション

より十分な密着が確保され、高力ボルトの軸力に与える影響はほとんど無視できるものと思われる。

したがって、高力ボルトの締付けは、特別な配慮をすることなく施工してもよいと考えられる。

図-7に載荷重に対するボルト軸力の減少状況を示したが、各試験体ともほぼ同様の傾向を示している。また、各試験体ともボルトの軸力は、180~190tonfから低下の

割合は大きくなっているが、これはすべり荷重が大きいため試験体母材が降伏を生じ、その結果として母材厚さが減少し、ボルトの軸力低下につながったものと思われる。

(2) 隣接ボルトの締付けによる既締付けボルトへの影響

隣接ボルトの締付けによる既締付けボルトへの影響は、一例として図一8（減少率：最小-0.4%・最大-1.3%）に示したように、すきま量のいずれの条件のものについても、各ボルトの軸力変動は同じような傾向を示している。

このことは、隣のボルトの締付けによって既に締付けられているボルトの軸力への影響は無視できるということであり、添接板の密着は十分はかられていることを示している。

このように、この程度のテーパー量の範囲であれば、通常の施工条件で十分摩擦接合として機能することが確かめられ、この結果がすべり試験の項で述べたように、すべり係数に差が出なかった理由といえる。

(3) リラクセーション

リラクセーション試験の結果は、図一9に示したように、同一試験体の中のテーパー側と平行側の比較においても、また、テーパー量を変化させた試験体間の比較においても差は認められず、2～3%程度の軸力減少量となっている。リラクセーション試験のボルト軸力の初期値は、全てのボルトの締付け完了後としたが、この時点で約1%程度の減衰を生じている（7.(2)項参照）。

したがって、締付け直後からの減少量は3～4%程度であり、赤錆状態のボルト軸力の減少量として一般にいわれている5%程度に一致している。このように、今回の試験でボルト軸力の減少量がテーパー量の影響を受けないことは、ボルトの締付け軸力により添接板のなじみが十分得られていることを示している。

8.まとめ

今回テーパー鋼板を用い、テーパー量を変化させて「すべり試験」「隣接ボルトの締付けによる既締付けボルトへの影響」および「ボルト軸力のリラクセーション」について調査したが、いずれの試験においてもテーパー量の差による影響は認められなかった。したがって、今回用いた添接板の厚さ(22mm)程度のものまでであれば、高力ボルトを用いた摩擦接合部は、摩擦面の処理方法、および高力ボルトの施工管理についても、通常の平行な鋼板を用いた場合と同様の施工管理を行うことで、摩擦接合としての機能が十分得られることが確かめられた。

9.あとがき

本試験に際して、（株）日鐵ボルテン・蔵田氏、（株）日鐵テクノリサーチ・かずさ事業所関係者の皆様には多大なる御協力を頂きましたことに、紙上を借り心から感謝の意を表すものである。

最後に、省力化工法による板継ぎ溶接継手の省略化やそれに伴う鋼重量・加工工数等の問題は鋼橋製作に重要な課題であり、本報告がそれら課題解決のために少しでも参考になれば幸いである。

〈参考文献〉

- 1) 成宮隆雄、百瀬敏彦：高力ボルト摩擦接合継手の設計と耐力、宮地技報No.4, 1988
- 2) 高橋秀幸、宮坂淳一：フィラープレートを有する高力ボルト摩擦接合継手の耐力、宮地技報No.11, 1995.
- 3) 日本建築学会：高力ボルト接合設計施工指針、1993
- 4) 高橋、小林：〔箱桁製作の省力化工法〕テーパー鋼板および差厚鋼板の橋梁への適用(その2)大量にテーパー鋼板を使用した大高跨道橋の設計と製作、宮地技報No.12

1996. 10. 31受付

QS Bridge 施工例の紹介

中小支間の橋梁を対象として当社で開発を進めてきたQuick Steel Bridge（合成型枠橋）は、支間長により次の2タイプに分けられる。

コンクリート充填タイプ：支間長17m程度まで

硬質ウレタン充填タイプ：支間長30m程度まで

ここでは、硬質ウレタン充填タイプQSBridgeの特徴を述べるとともに最近の施工例として2橋紹介する。

【特 徴】

硬質ウレタン充填タイプQSBridgeは、コンクリート充填タイプの下側（断面引張域）のコンクリートを軽量（0.035 t / m²）で2.0 kgf/cm²程度の圧縮強度を有する硬質ウレタンと置き換えたもので、次のような特徴を持っている。

- ① コンクリートを軽量な硬質ウレタンと置き換えるため、死荷重を軽減でき、低桁高で経済的な橋梁となる。
- ② 硬質ウレタンがコンクリート打設時の下側型枠の役割を果たし、安全で省力的な現場施工が可能となる。
- ③ 硬質ウレタンが鋼板に密着するとともに透水性がほとんどないため、内側鋼板の防錆に優れる。
- ④ 硬質ウレタンの振動、騒音エネルギー吸収性能により、振動減衰が大きく、騒音の小さい橋梁となる。
- ⑤ 硬質ウレタンの断熱作用により、寒冷地における冬季道路舗装面の凍結開始時間を遅らせることができる。

【施工例】

(1) 明倫橋

発注先：尼崎市役所

施工場所：尼崎市蓬川緑地公園内

橋長：26.5m

有効幅員：4.0m（中央にバルコニー有り）

設計荷重：A活荷重

本橋は、尼崎市の蓬川緑地公園内において蓬川を渡るために使用されていたH-Beam形式の人道橋が阪神大震災で損傷を受け、架替えのために計画されたものである。橋梁へのアプローチ道路の関係から、橋台位置における桁高に対する制限が大きく、低桁高の橋梁が要求された。また、橋梁が地元小学生の通学路となっており、旧橋撤去後速やかな供用が要求された。更に、公園内の橋梁としての景観への配慮と、メンテナンスの容易さからQS Bridgeが採用された。橋梁一般図および施工状況をそれぞれ図-1、写真-1、2に示す。

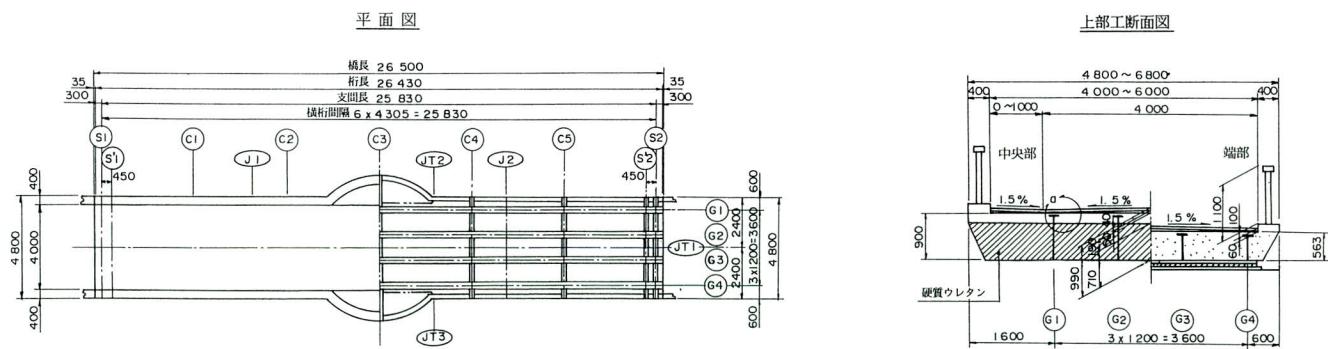
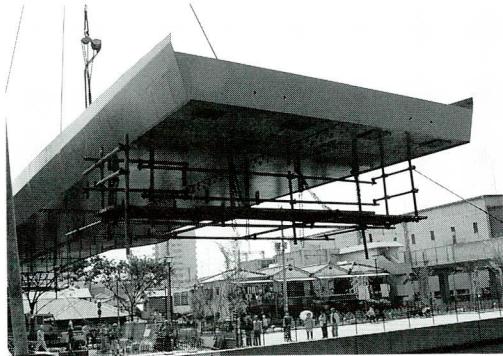


図-1 明倫橋橋梁一般図



写真一　ウレタン吹付け施工状況



写真二　桁一括架設状況

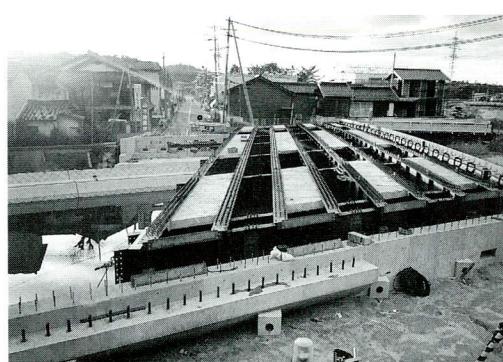
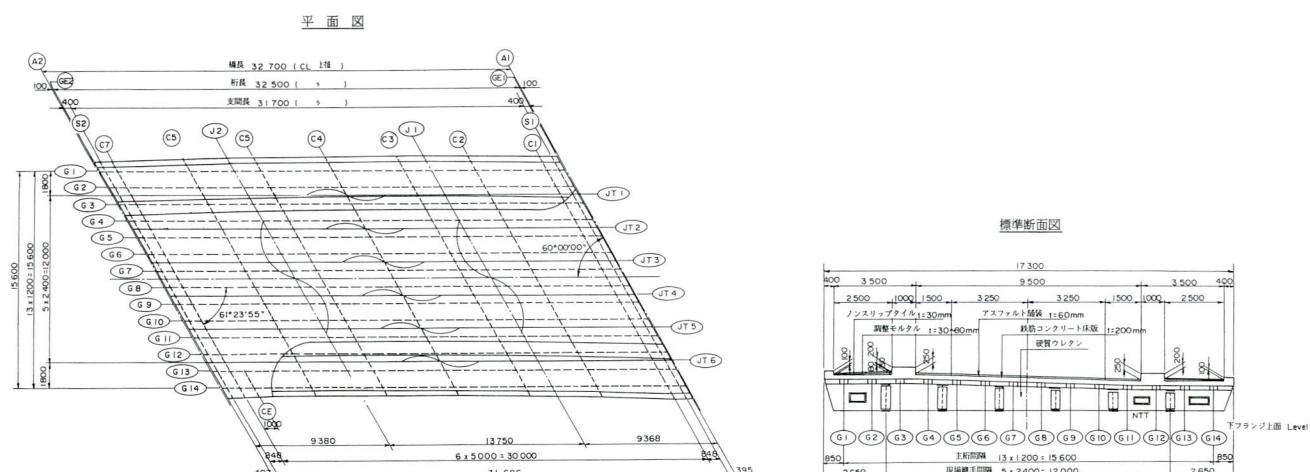
(2) 木津橋

発注先： 京都府峰山土木事務所
 施工場所： 京都府竹野郡網野町木津
 橋長： 32.7m
 有効幅員： 9.5m + 2 × 2.5m
 設計条件： B活荷重
 本橋はクロソイド区間 ($A=150$) に位置し、かつ桁高が厳しく制約されている。そのため橋梁センター付近で

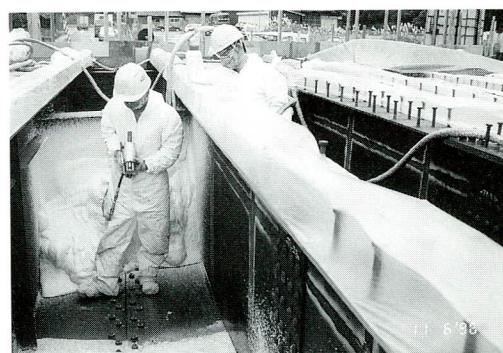
最大桁高となり橋台位置で桁高を低く抑える、いわゆる上に凸の桁高構成となっている。また、橋梁内で片勾配が 5 %から 2 %に変化し、かつ約 60 度の斜角を有する等、製作・施工上非常に難しい橋梁となっている。

上記のような困難さに対し、他の橋梁形式と比較して施工面の対応し易さならびにコスト面等を勘案して QS Bridge が採用された。橋梁一般図および施工状況をそれぞれ図-2、写真-3、4 に示す。

(技術開発部 太田 貞次)



写真三　桁架設状況



写真四　ウレタン注入施工状況

編集後記

本号の巻頭言は横浜国立大学の宮田先生から「高齢化社会と自己啓発」とのテーマでご執筆いただきました。自己啓発の大切さを改めてご教示いただき、大変有り難く、誌面を借りて厚くお礼申し上げます。

最近は、震災や交通量増大などによる補修・補強工事が急増しています。補修・補強工事は、新設工事に比べ取り合いが多く手間がかかり、合理化・省力化の妨げとなっています。補修・補強を必要としない構造物が理想ですが、実現するのは難しいことです。しかし、将来の労働力の減少を考えると、技術力の粹を集め補修・補強の少ない構造物を開発する努力が必要です。

一方、将来の労働力の減少を見越し、省力化のために少主桁橋梁やプレキャスト床版などの開発が進められています。このような新技術を開発していく上でも、耐久性を十分視野に入れ、後生に負担を残さない構造とすることが重要でしょう。

技報編集委員会

委 員 長 高崎一郎

副 委 員 長 成宮隆雄 三木茂喜

委 員 石川通陽 伊藤徳昭 北村慎悟

金原慎一 小林裕輔* 佐藤徹*

佐藤浩明 坪井幹男 内藤省吾

永見研二* 西垣登 能登宥愿

長谷川宜宏 星野実 牧野克彦

松本泰成 森下統一 吉川薰

*印 事務局兼務

宮地技報 第12号

発行日 平成8年12月20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)TEL03(3639)2111(代)

印刷所 望月印刷株式会社