

## 複合構造橋梁への取組み

## COMPOSITE BRIDGES IN JH

小川 篤生\*、寺田 典生\*\*、安川 義行\*\*\*

Atsuo OGAWA, Norio TERADA and Yoshiyuki YASUKAWA

**ABSTRACT** This paper presents the composite bridges in JH. It is natural to construct a durable bridge. The important thing is how to supply a rational bridge from the point of cost and labor. Now, the circumstance becomes much severe, and requires more rational bridges. From this reason, JH introduces composite bridge technology and develops it. The feature of it is to utilize the merit of steel and concrete. There are many types of structure. So, this paper presents general information about some bridges and then introduces the two detailed informations about Hontani Bridge and Oko Bridge, which represent superstructure and substructure case.

**KEYWORDS** : 耐久性、合理的、複合構造橋梁

durability, rationality, composite bridge

## 1. まえがき

現在わが国の高速道路の供用延長は 6,935km となっており、そのうち橋梁延長が約 900km、比率では 14%を占めている。また、高速道路の平均経過年数は約 15 年であるが、そのうち最も経過年数の多い道路は名神高速道路で約 35 年となっており、これからさらに老朽化が進んでいくことになる。

一方、現在建設中の高速道路は約 2,000km である。これから建設する高速道路は第二東名・名神高速道路に代表されるように、山岳地を経過することが多く平野部であっても市街地化された地域であることが多く、厳しい環境の中で建設されることが余儀なくされるため建設費が増大することになる。さらに地方部の高速道路では多くの交通量が見込めないことから採算性を悪化させないように、橋梁の建設費の削減を図っていく必要がある。

このような条件下で、橋梁の耐久性向上と工費削減を目指して、新技術・新工法の開発に全面的に取り組んでいるところである。

---

\* 日本道路公団 技術部 構造技術課 課長

\*\* " " " 課長代理

\*\*\* " " "

その中で、鋼橋とコンクリート橋個々にそれぞれの特徴を活かした新技術・新工法について、ここ数年積極的に取り組んできた。具体的には、鋼橋においては平成5年の札幌自動車道における新琴似川橋をはじめとして、上信越自動車道における栃木川橋等、現在のプレートガーダー橋の基本構造である「合理化桁」の採用と仮組立て検査省略に見られる「検査の省力化」を実施している。コンクリート橋においては、昭和61年常磐道における中郷SAランプ橋をはじめとして近畿自動車道の観音寺高架橋における「PRC構造」の採用や松山自動車道における重信川橋を始めとする「プレキャストセグメント」および「外ケーブル採用」等、それぞれの構造物について十分に合理化を進めており、すでに設計要領等により標準化されている。

今後更なる合理化を進めていくために、両者の特徴を活かした複合構造の検討が必要になる。海外、特にヨーロッパにおいてはすでに事例があるが、今後JHにおいても将来の橋梁構造の一つとして研究開発を進めているところである。本文においては、これらの取り組みについて、現状と検討課題について述べることとする。

## 2. 複合構造

鋼とコンクリートを組み合わせた複合構造は、色々な組み合わせかたがあるため各種の複合構造が考えられる。JHにおいても、①PC箱桁のウェブを鋼材に置換えた「波形鋼板ウェブPC箱桁」や「複合トラス」、②コンクリート桁と鋼桁を橋軸方向に接合する「混合桁橋」、③その他、鋼上部工と橋脚を剛結した「鋼複合ラーメン橋」、橋脚の中に鋼管を組込んだ「鋼管複合橋脚」等について、開発研究を行っている。上部構造の複合断面構造としては、東海北陸自動車道における「本谷橋」（波形鋼板ウェブ構造）や第二東名神の「巴川橋」（複合トラス橋）、そして混合構造においては高松自動車道の「新川橋」や第二東名神高速道路の「揖斐川橋・木曾川橋」における適用例がある。また鋼上部構造のみならず上・下部構造の剛結構造として山形自動車道の「阿古耶橋」、上信越自動車道の「北千曲川橋」や高知自動車道の「岡<sup>おこう</sup>豊橋」等多数の適用例がある。その他に高橋脚における鋼管・コンクリートの複合橋脚としてすでに九州自動車道「重原橋」や山形自動車道の「大網川橋」等における適用例がある。

ここでは、上・下部構造の適用事例の中で、上部構造および下部構造を代表して「波形鋼板ウェブ構造」「上下部剛結構造」について、現在の検討状況と今後の展開について紹介する。

### 2. 1 複合断面構造（波形鋼板ウェブ構造）

#### (1) 構造概要と特色

本構造は、東海北陸自動車道「本谷橋」において採用している。型式は中央径間97mの3径間連続であり構造一般図については図-1に示すとおりである。当初は、PC3径間連続ラーメン橋で計画されていたがウェブに波形鋼板を採用することにより、主桁自重の軽減、施工の合理化・工期の短縮、プレストレス力の効果的導入そして高いせん断座屈強度の利点がある（表-1参照）。同型式としては国内では3橋目になるが、より本構造の特性を活かすことを目的に①コンクリート床版と鋼板ウェブの接合部に埋め込み接合（図-2参照）を、②ウェブ同士の接合に一面摩擦接合（図-3参照）を新たな構造として採用している。

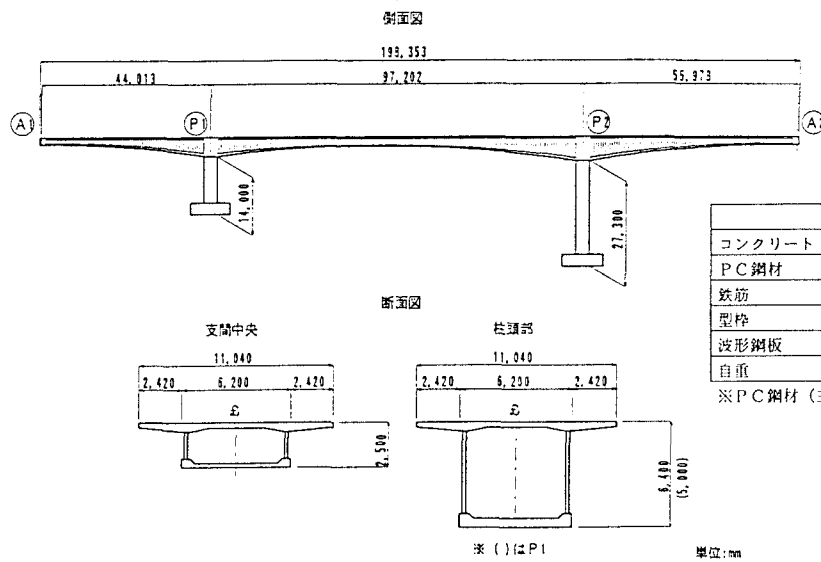


図-1 構造一般図

表-1 数量比較

		当初設計	波形鋼板0.17'	増減
コンクリート	400 kg /cm <sup>2</sup>	2,148m <sup>3</sup>	1,682m <sup>3</sup>	-22%
P C鋼材	主方向	95,556t	61,976t	-35%
鉄筋	SD345	285t	256t	-10%
型枠		6,841m <sup>2</sup>	4,379m <sup>2</sup>	-36%
波形鋼板	SM490YB	-	120t	-
自重		-	-	-20%

※P C鋼材（主方向）とは、横筋鋼材以外を指す。

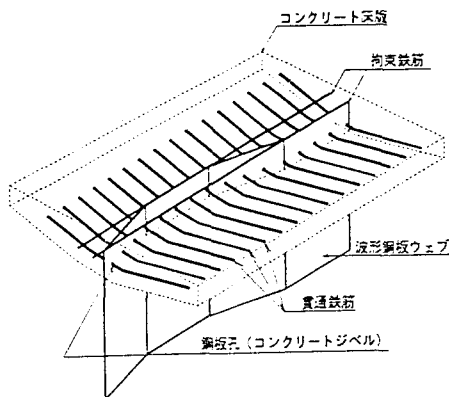


図-2 埋込み接合

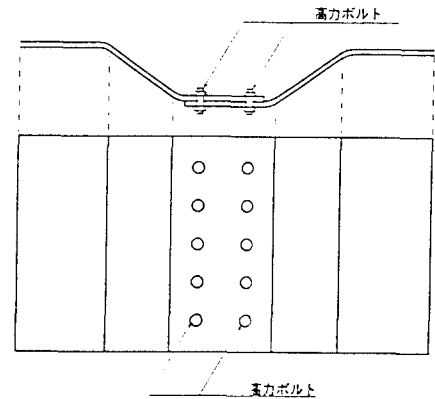


図-3 一面摩擦接合

(2) 解析とその確認

解析検討の確認については、模型実験により行っている。具体的には、実橋の径間中央部を表現するモデルとし、断面寸法は実橋の1/2としている。実験全体図と計測断面図については図-4、図-5に示すとおりである。

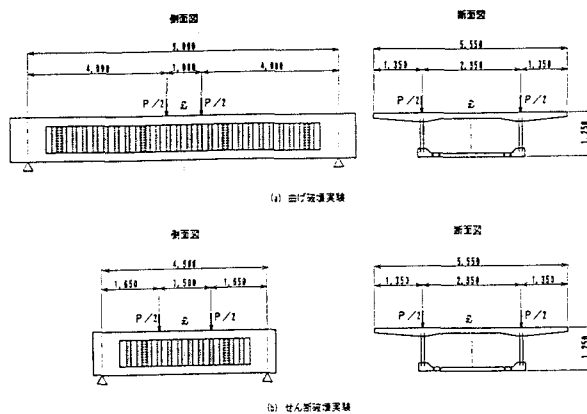


図-4 実験全体図

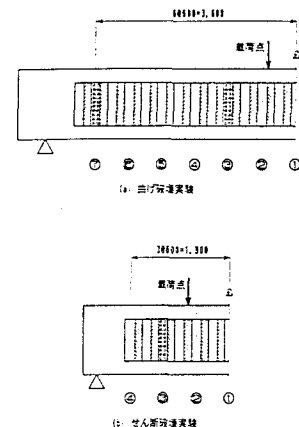
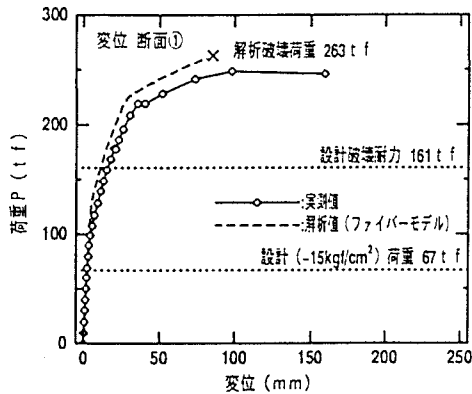


図-5 計測断面位置

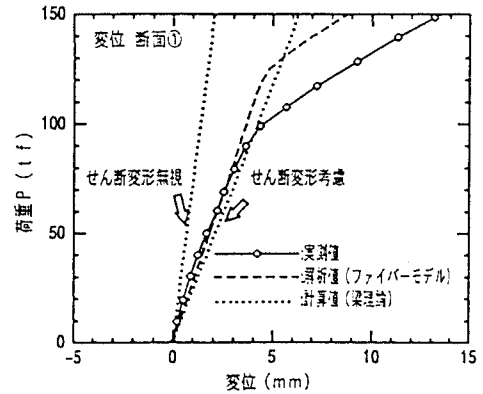
(i) 基本的構造的性状

波形ウェブ橋は、曲げ・軸力は上下床版をのみを有効断面とし、せん断は鋼板ウェブを有効断面と仮定している。ウェブおよびフランジにそれぞれの力学的特性に応じて有効な材料を配置している。

最初に、荷重と変位の関係であるが、曲げ破壊実験における荷重と変位の関係（ $P-\delta$ ）を図一6、および図一7に示す。解析値の算出は、材料の非線形性を考慮したファイバーモデルで行い、計算値の算出は弾性理論により行っている。荷重と変位との関係は、設計荷重を上まわるまで直線的で弾性挙動を示している。また、破壊荷重は道路橋示方書Ⅲに従って算出した設計破壊耐力を大きく上回っており、十分な耐力を有していることがわかる。



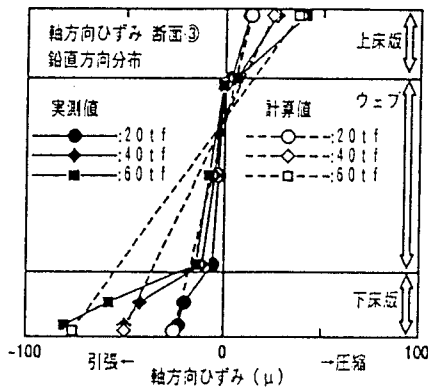
図一6 荷重と変位の関係



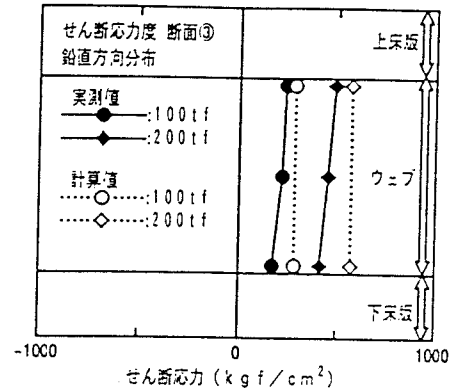
図一7 桁の初期剛性

次に、曲げ破壊実験における軸方向ひずみの鉛直方向分布を図一8に示す。解析値は、コンクリートのみを有効断面とし、平面保持の仮定に基づき算出している。これより波形ウェブにはほとんど軸ひずみが発生せず、軸方向力には抵抗しないことがわかる。また、設計荷重の範囲内においてはコンクリート床版のみを有効断面とすることの妥当性について確認できる。

そして、波形ウェブに作用するせん断応力度の鉛直分布を図一9に示す。せん断応力度はウェブの上縁から下縁までほぼ一様に分布している。また、作用せん断力をウェブ断面積で除した計算値（平均せん断応力度）より小さい値を示しているのはコンクリート床版のせん断力によるものであると考えられる。これによりせん断力に対しては、ウェブのみを有効断面とすることの妥当性について確認できる。



図一8 軸方向ひずみの鉛直方向分布

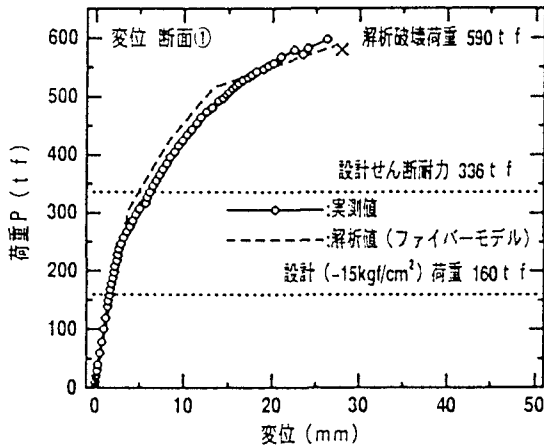


図一9 せん断応力の鉛直方向分布

終局時における挙動として、曲げ破壊に至るまでの過程は図一7および表一3に示すとおりである。破壊時には、上床版コンクリートの圧壊は見られず、下床版とウェブの接合部で大きな損傷が見られることから、この部分の付着切れによって破壊したと考えられる。次にせん断破壊に至るまでの過程

表一3 曲げ破壊に至るまでの過程

載荷荷重	桁の変状
80tf	下床版にひび割れ発生
180tf	下床版軸方向鉄筋が降伏
210tf	P C 鋼材が降伏
250tf	下床版コンクリートと波形鋼板との付着切れにより破壊

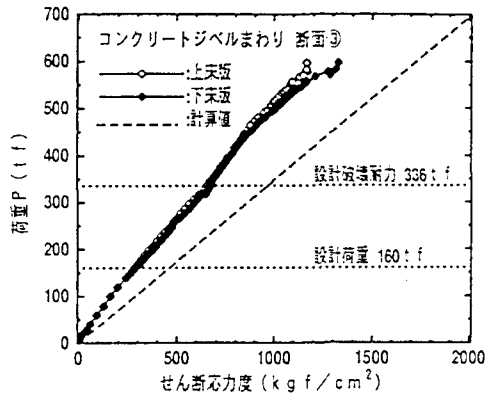


図一10 荷重と変位の関係

(ii) 埋込み接合

鋼とコンクリート部材の接合方法としては、従来のフランジとスタッドを用いる構造から、波形鋼板に孔をあけそこに鉄筋（貫通鉄筋）を通し、さらにウェブの端部に鉄筋（拘束鉄筋）を溶接してコンクリート内部に埋め込む構造を採用している。コンクリート内に埋め込まれた波形鋼板の斜めパネルがずれ止めとして有効に働くかどうか接合部の安全性を、鋼板孔まわりのせん断応力度、貫通鉄筋のひずみおよび拘束鉄筋のひずみに着目して検討することにした。

鋼板孔まわりに発生したせん断応力は図一11に示すとおりであり、終局まで大きな乱れがなく、鋼板の孔まわりの健全性については確認できる。また、貫通鉄筋のひずみについても図一12に示すように終局状態まで健全である。以上のことから、接合部について本構造が十分な耐力を有し安全であることが確認できた。

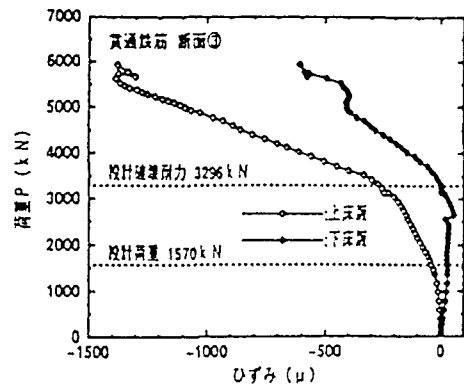


図一11コンクリートジベルまわりのせん断応力度

を図一10 および表一4に示すとおりである。せん断座屈の原因としてはウェブ鋼板のせん断降伏に加えて、上床版のコンクリートのせん断破壊が生じたと考えられる。これはせん断局部座屈荷重(1,073t)よりも小さい荷重で座屈を生じていることからわかる。しかし、いずれの破壊形態にしても設計耐力を大幅に上回っていることから安全性に問題はないと思われる。

表一4 せん断破壊に至るまでの過程

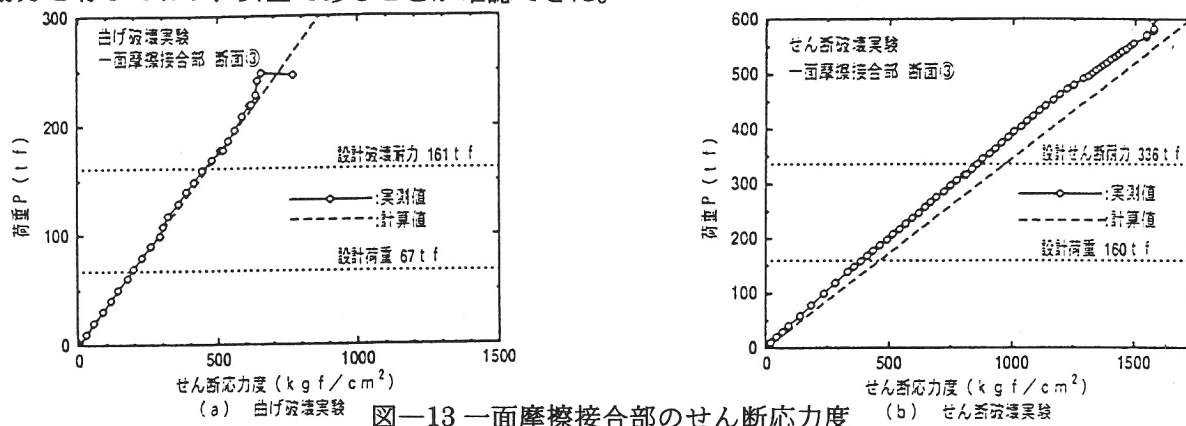
載荷荷重	桁の変状
200tf	下床版にひび割れ発生
450tf	下床版軸方向鉄筋が降伏
510tf	波形鋼板のせん断降伏
580tf	P C 鋼材が降伏
600tf	上床版コンクリートのせん断破壊とそれに伴う波形鋼板のせん断座屈破壊



図一12 貫通鉄筋のひずみ

### (iii) 一面摩擦接合

軸方向力が本構造においてほとんど作用しないということから鋼部材間の接合について適用可能であり、従来の接合方法に比べ施工性・経済性の向上を図る事が出来た。曲げ破壊実験およびせん断破壊実験において発生した接合部のせん断応力度は図-13に示すとおりである。終局時までほぼ直線的に変化しており、接合部にずれは生じていない。このようなことからこの本接合方法において十分な耐力を有しており、安全であることが確認できた。



### (3) 施工

施工においては、張出架設工法を採用しており、写真-2に示すとおりである。ウェブ施工の簡素化により作業現場環境の改善が図られている。また、波形鋼板を用いて軽量化していることから、1ブロックあたりの張出し長を長くすることができ、約20%程度の工期短縮が可能となった。上部工が完成した平成10年5月、実橋載荷試験により以下について確認を実施した。

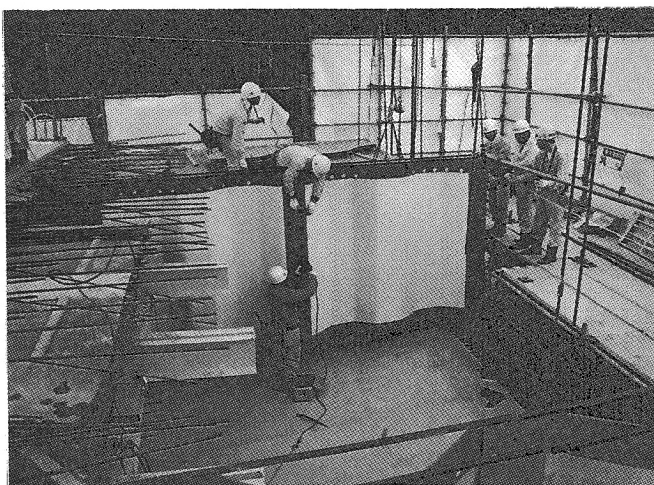


写真-2 施工状況

#### i) 波形鋼板ウェブ構造の基本的性状の確認

- ① たわみはせん断変形を考慮しない計算値とほぼ一致していた。
- ② 平面保持の仮定は実橋においても成立している。

#### ii) ねじり挙動

ねじり荷重による特異な挙動は見られない。

#### iii) 床版性状の検討

床版の直角方向のひずみは、FEM解析結果とよく一致していた。

#### iv) 今後の課題

現在、JHにおいて鋼板波形ウェブPC橋として完成した橋梁は、本谷橋の1橋であるが、その他4橋を計画中である。なお、本構造に関する残された検討事項として、

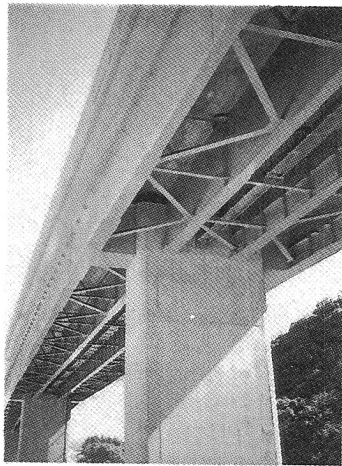
- ① フランジコンクリートとウェブとの接合部における活荷重による疲労問題（橋軸方向）
- ② 広幅員の橋梁におけるフランジコンクリートとウェブとの接合部いわゆる「首振り」に対する疲労問題（橋軸直角方向）

③フランジコンクリートとウェブとの接合部の防錆問題

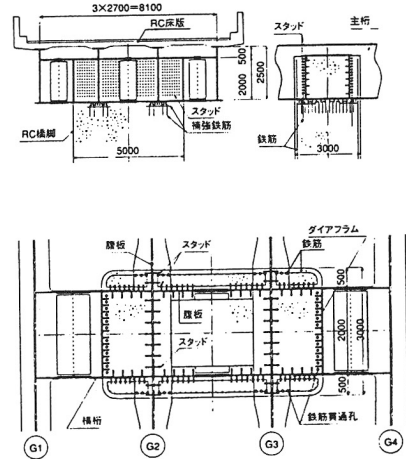
2. 2 上・下部構造の剛結化

(1) 構造概要と特色

本構造は、従来の連続プレートガーダー橋の鋼桁を中間支点部で RC 橋脚と剛結化することによって、支承を省略し維持管理コストの低減をはかるとともに不静定次数を高くして耐震性の向上をはかるものである。これまで、鋼桁と RC 橋脚を PC 鋼棒により剛結する PC 方式や橋脚頂部をコンクリート充填鋼管構造とし、鋼桁から作用する力を鋼部材を介して RC 橋脚へ伝達する充填方式などが採用されてきたが、高知自動車道岡豊橋<sup>おこう</sup>では、新しい試みとして RC 橋脚の柱部を主桁上フランジ付近まで延長することによって、主桁および鋼箱断面の横桁を RC 橋脚内に埋め込み、この部分の鋼部材に溶植スタッドにより鋼桁を RC 橋脚に直接剛結する構造を採用した（写真一3）。



写真一3 岡豊橋



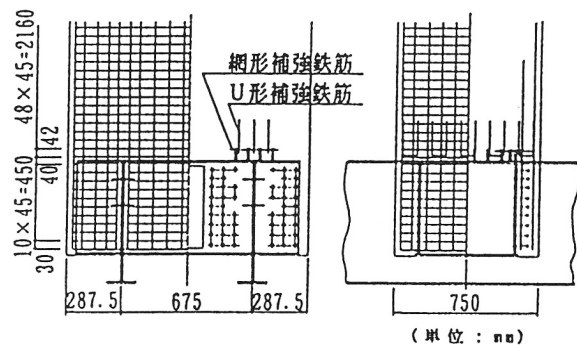
図一14 剛結部の構造概要

(2) 解析とその確認について

解析検討の確認については、模型試験により行っている。供試体は実橋の 1/4 の縮小モデルとし、図一14 に示すように、RC 橋脚と主桁 2 本で構成される剛結部付近の構造を部分的に取り出した形状としている。スタッドの配置と配筋の状況は図一15 に示す。主桁下フランジとコンクリート接触部にはコンクリートの局所的な圧壊や剥離を防止するため、網形および U 形の補強鉄筋を配置した。確認すべき事項としては一体化していることと接合部の剛性確保についてである。

(i) 剛結部の強度と変位性状

橋脚部の設計は、主桁と橋脚部が剛結と仮定していることから、地震時に接合部の剛性が低下した場合、曲げモーメントが上部構造へ分配されず橋脚基部の負担が増加する。このことに対して剛結部の強度と変位性状については確認する必要がある。



図一15 スタッドの配置および配筋の状況

水平荷重と水平変位の履歴曲線を図-16に示す。本実験では、実測の降伏変位 $\delta_y$ を基準として鉄筋降伏後の載荷変位を定めている。ただ、実測値には、鋼桁のヒンジ支点部の遊びによる移動量や鋼桁の曲げ変形による剛結部の剛体回転による変位量が含まれていることから、図-16からその影響を除去したのが、表-5である。

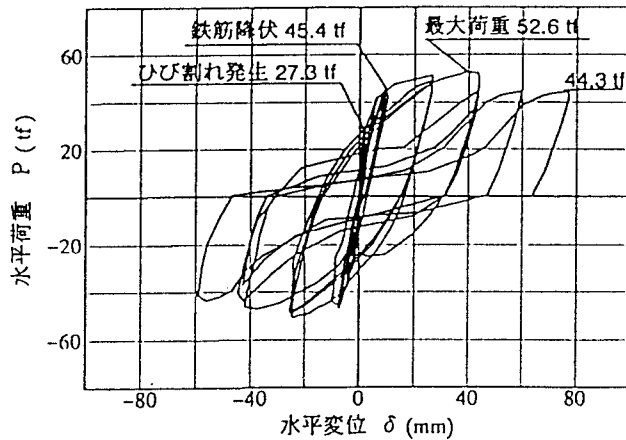


図-16 水平荷重—水平変位の履歴曲線

表-5 降伏変位に対する倍率

	$\delta_y$	$2\delta_y$	$3\delta_y$	$4\delta_y$	$5\delta_y$
実測の変位 (mm)	17.5	35.7	53.1	68.0	85.6
補正後の変位 (mm)	9.4	26.6	43.4	59.4	77.0
補正後の倍率	1.0	2.8	4.6	6.3	8.2

これらより、最大荷重を載荷した時の変位は、降伏変位の約4倍であり、かつ供試体は降伏変位の約8倍の変位に対しても、約84%の残存体力を有している。そして、実験による最大荷重と計算による終局荷重との関係であるが、図-17に示すとおりほぼ一致している。その他にRC柱基部の曲げモーメント曲率(M- $\phi$ )関係を図-18に示すが、103tf·m以上の荷重レベルでは、曲率の実験値は、計算値に比べて大きな値となり若干の剛性低下が認められるが、それ以下の荷重レベルでは小さく剛結部の剛性低下は殆ど生じないといえる。また、実橋の地震時設計荷重に対応する供試体の剛結部作用曲げモーメントは54.6tf·mであることから、本剛構造は、設計レベルの地震力に発生モーメントに対しても十分な耐力を有している事が分かる。

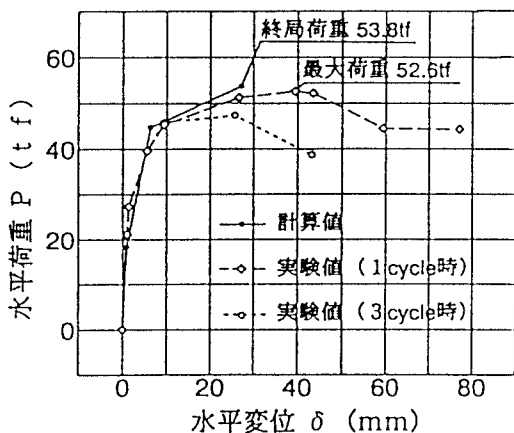


図-17 水平荷重—水平変位関係の包絡線

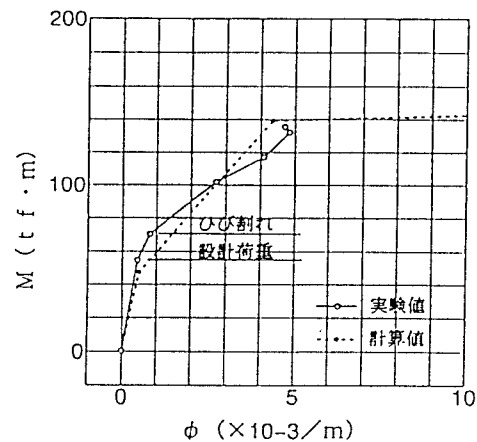


図-18 RC柱基部の曲げモーメント—曲率関係

(ii) 局部変形について

局部変形として、接合部の開口とそれに伴うコンクリートのひび割れによる剛性の低下が想定される。また、橋脚コンクリート外縁位置において、鋼桁下フランジとコンクリートの接触部に大きな支圧応力が発生する。これにより生じるコンクリートの圧壊または剥離に対して検討する必要がある。

接合部の開口であるが、図-19に示すように27.3tfまで小さい値であるが、これを超えると急速に増加し最大荷重時には、0.61mmの開口が観測されている。しかし、実橋の地震時設計荷重に



対する供試体の水平荷重は 21.2tf であり、実験ではその 2 倍程度の荷重に対しても開口量は 0.2mm 程度であり、有害なひび割れは発生しなかったことから本供試体で使用したスタッドジベル配置で、コンクリートと十分に結合されていることが確認できた。

次に、主桁下フランジ直上におけるコンクリートの圧縮ひずみの測定値を各荷重段階に示したものが図-20 である。すべての荷重段階において主桁ウェブ位置において支圧によるひずみの集中が見られたが、最大荷重時においても、この応力集中部のコンクリートに損傷は生じなかった。

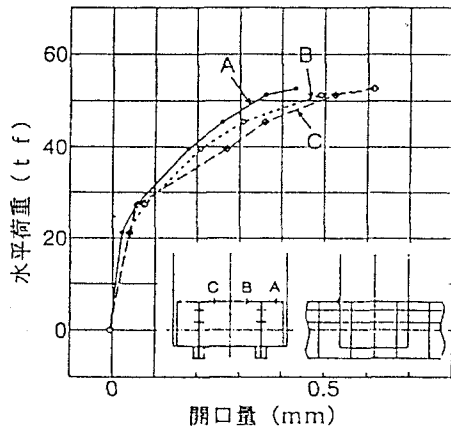


図-19 主桁フランジとコンクリートの開口量

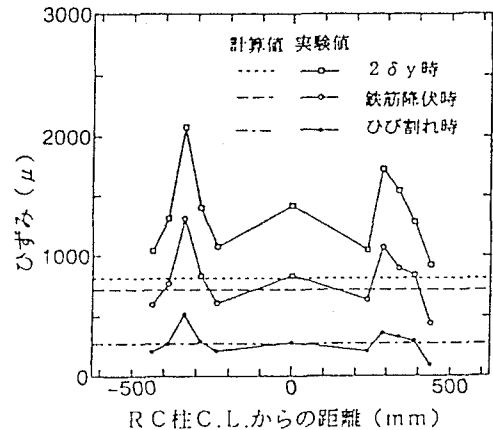


図-20 コンクリートのひずみ分布

### (3) 施工

施工においては、図-21 に示すような施工順序で行い、コンクリートについては 2 回に分けて打設している。また、支点上の桁架設については、下部工からの鉄筋位置と調整が必要になってくる（写真-4 参照）。

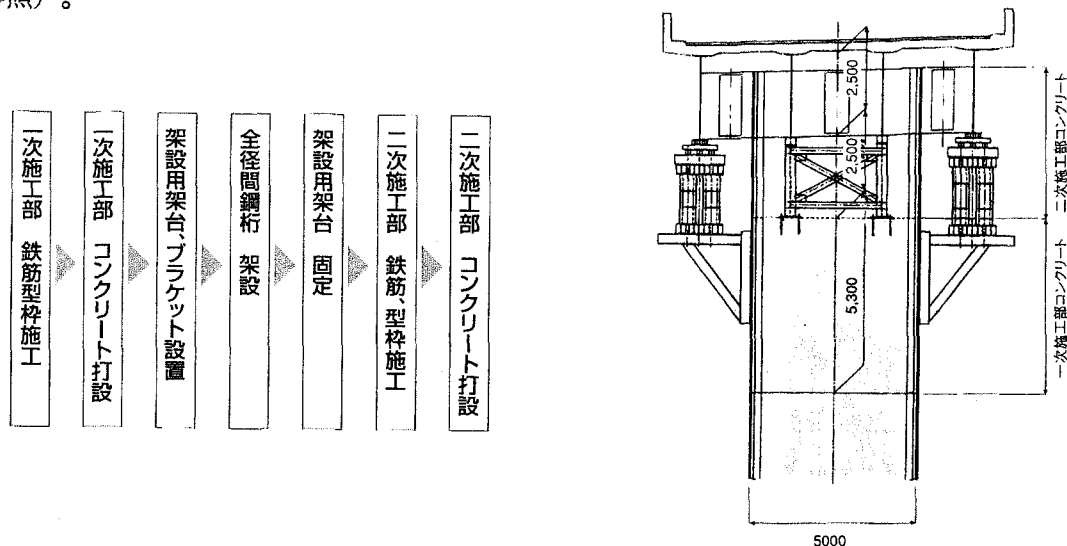
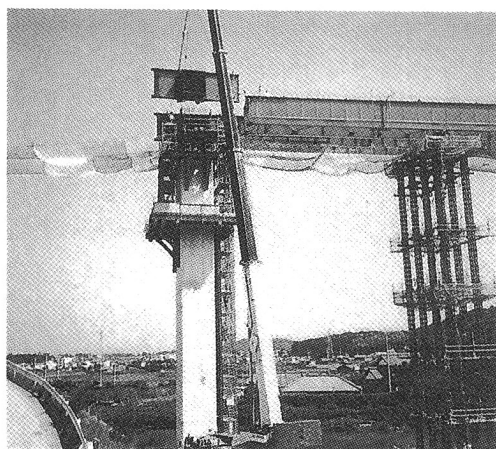
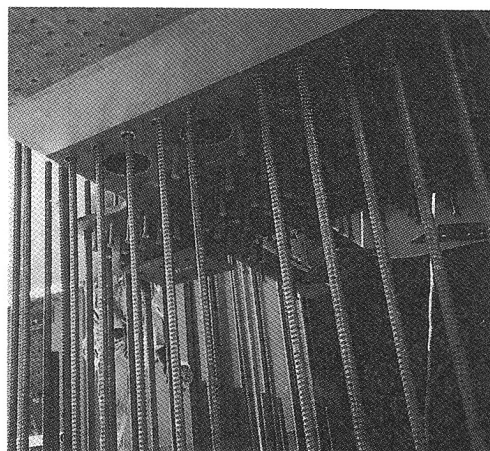


図-21 剛結部の施工順序



■P1橋脚上 桁架設



■鉄筋位置に桁セット

写真一4 剛結部施工状況

### 3. 今後の検討課題

複合構造橋梁の代表例として、上部構造、下部構造からそれぞれ一例を紹介した。基本的な構造及び挙動等に対しては安全性の確認を実施したところである。その適用の拡大と更なる合理化について今後とも検討すべき事項が多いと考えられる。その一例として、第二名神の弥富高架橋において、プレキャストセグメント工法による波形鋼板構造の採用等がある。

今後、経済性から複合橋梁の急速な拡大が予想されるが、一方重要な検討課題として、メンテナンス方法の確立が残っている。従来の構造であれば損傷事例等があることから、メンテナンス方法もある程度明確であるが、新構造であるがゆえ定期的に追跡調査を実施しその損傷進行形態について把握していかなければならない。また、複合構造特有の問題、例えば防食の必要性（波形ウェブ鋼板部材や鋼管トラスウェブ等）などもある。このようなメンテナンスを考慮した上で複合構造の適用を整理していく必要がある。

### 4. あとがき

近年、鋼橋においては経済性向上、ひいては競争力確保のために「鋼重ミニマム」から「工費ミニマム」へと設計思想を大きく変え、いわゆる「合理化桁」が主流となっている。また、鉄筋コンクリート床版の耐久性を向上させるとともに、床版支間を長大化できるPC床版を開発し、「少本数主桁橋」が鋼橋の標準タイプとなった。このことにより、鋼橋のうちプレートガーダー橋のコストが低減できることとなり、最近の橋梁型式比較において優位に立ち始めている。PC橋においても外ケーブル構造採用等経済性向上が図られ、ある程度の効果があがってきている。更に、新しい取組みとして複合構造橋梁が適用拡大されつつあり、将来鋼橋、コンクリート橋という区別では説明できない事態が生じるであろう。

高速道路橋においては、複合橋の研究のみならず、設計・解析の高度化、施工システムの改善、材料そのものの見直しなど、まだまだ検討すべき課題があるように思われる。

高速道路の建設において、これからも積極的に新技術・新工法に取り組んでいきたいと思っている。

#### 参考文献

- 1) 小川篤生、寺田典生：J H日本道路公団における複合構造橋梁、橋梁と基礎(1997.8)
- 2) 加藤照己、谷口眞司、依田照彦、佐藤幸一：本谷橋（波形鋼板ウェブPC鋼桁はし）の模型実験、プレストレストコンクリート技術協会 第7回シンポジウム論文集（1997.10）
- 3) 松井繁之、湯川保之、和田信良、石崎茂、田中俊彦：複合ラーメン橋・鋼桁-R C脚剛結部の構造と力学的特性について、土木学会構造工学論文集 Vol.43A(1997.3)