

# PC 床版連続合成 2 主桁橋の合理的設計・施工法

大垣賀津雄<sup>1</sup>・八部順一<sup>2</sup>・中藺明広<sup>3</sup>・中村 元<sup>4</sup>・長井正嗣<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 川崎重工業株式会社 関東技術研究所 (〒278-8585 千葉県野田市二ツ塚 118)

<sup>2</sup>正会員 工修 川崎重工業株式会社 鉄構・機器事業部 (〒278-8585 千葉県野田市二ツ塚 118)

<sup>3</sup>日本道路公団 関西支社 大津工事事務所 (〒530-0003 大阪市北区堂島 1-6-20)

<sup>4</sup>日本道路公団 北海道支社 建設部 (〒004-8512 札幌市厚別区大谷地西 5-12-30)

<sup>5</sup>正会員 工博 長岡技術科学大学教授 工学部環境・建設系 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

近年、PC 床版を有する鋼 2 主桁橋は、構造が簡素化され、また施工の機械化も計られ、さらに維持管理の容易さも達成されており、経済性、耐久性の向上を目指した橋梁形式の一つとして有力視されている。そして、わが国においても関係各所で検討が行われ、施工事例が多く見られるようになってきている。

本文は、PC 床版を有する本格的な 2 主桁橋として、また我が国で初めて連続合成桁として設計、施工を行った千島の沢川橋の各種検討事例を中心に、PC 床版、連続合成桁、鋼桁部材およびずれ止め等の設計・施工法とともに留意点についてまとめたものである。今後この種の PC 床版 2 主桁橋が数多く建設される見込みであり、これらの設計全般を通じて有益と考えられる資料を提示するものである。

**Key Words** : *continuous composite girders, two plate girder bridges, PC slabs, stiffening design, shear connectors, design and construction methods*

## 1. はじめに

近年、PC 床版を有する鋼 2 主桁橋は、構造が簡素化され、また施工の機械化も計られ、さらに維持管理の容易さも達成されており、経済性、耐久性の向上を目指した橋梁構造形式の一つとして有力視されている。そして、わが国においても関係各所で検討が行われ、施工事例が数多く見られるようになってきている<sup>1)~3)</sup>。

ところで我が国における鋼桁橋の設計方法は、昭和 30 年代から 40 年代前半にかけて、連続桁においては合成桁設計が採用されていた。しかしながら、床版厚の不足に起因した損傷事例が昭和 40 年代後半より多く報告され、それとともに床版を考慮せず鋼桁のみで荷重を受け持たせる非合成桁設計が主流となっていった<sup>4),5)</sup>。このような流れもあり、ホロナイ川橋<sup>1)</sup>以降の PC 床版 2 主桁橋の実施設計においても、これまで非合成桁の考え方が採用されているのが現状である。

しかしながら、PC 床版 2 主桁橋の特徴の一つは、

床版支間が大きい床版厚 300mm 以上の横締め PC 床版が採用され、床版の損傷原因の一つである輪荷重によるせん断疲労に対する耐久性は、その厚さとプレストレスの効果により著しく向上していることである。もう一つの特徴として横構や対傾構などの横補剛部材が省略され、主桁高さの 1/4~1/5 程度の高さを持つ横桁のみで両主桁が結合されていることである。また非合成桁設計を行う場合でも、風や地震などの面外荷重に対して床版を主要部材として扱う必要があり、その力を鋼桁から下部工に伝達させるためには床版と鋼桁を十分合成させることを前提とする必要がある。

このような観点から、面外荷重に対しては合成挙動を期待し、死荷重や活荷重などの面内荷重に対しては従来通り非合成という考えで、頭付きスタッドの寸法・配置の検討を行い、前述のホロナイ川橋<sup>1)</sup>やキウス第 1 橋<sup>3)</sup>等が設計されている。ところが、面外せん断力荷重に抵抗するようにずれ止めを増加させた場合、床版と鋼桁の合成度が上がり、非合成という考え方に疑問が生じてくる。

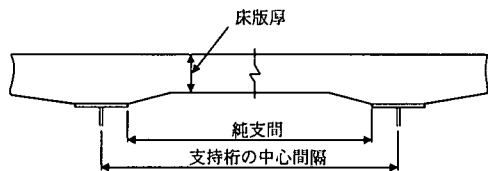


図-1 床版支間

一方、ドイツ、フランス、スイスなど欧州諸国において、連続合成2主桁橋の設計指針の整備がなされており<sup>6),7)</sup>、また合成桁橋を対象とした、欧州共通の基準となるEUROCODE<sup>8)</sup>が作成中である。我が国においても、PC床版連続合成2主桁橋に関する基準化の委員会活動が関係各所で始められており、各種検討が進められている<sup>9)~11)</sup>。

このような状況の中で、基本設計では非合成桁設計された千鳥の沢川橋の実施詳細設計において、PC床版を有する本格的な2主桁橋としては、我が国で初めて連続合成桁として設計、施工を行った<sup>12)~14)</sup>。本文はPC床版、連続合成桁、鋼桁部材および止め止めの設計・施工上の留意点について、著者らが千鳥の沢川橋の設計、施工段階で検討した事例を中心に要約したものである。本論文は、今後建設数が多くなると予想されるPC床版合成2主桁橋の設計、施工に対して有益な情報を提供するものである。

## 2. PC床版の設計・施工

### (1) 床版形状

#### a) 床版厚

道示<sup>15)</sup>Ⅱ6.1.3によると、純支間に支間中央の床版厚を加えた長さが支持桁の中心間隔より小さい場合、それを床版支間 $L_s$ とすることができる。しかしながら、本形式では、横補剛材や垂直補剛材が極力省略されることにより、活荷重による上フランジの首振り変形が十分拘束されているとは言い難い。そのため、図-1に示す通り、安全側の立場から、床版支間 $L_s$ を支持桁の中心間隔とした。図-2に示すような床版支間 $L_s=5.7$ mのPC床版厚は、道示<sup>15)</sup>Ⅲ5.4に従い $0.9 \times (4L_s + 11) = 30.4$ cmとなる。合成桁設計ゆえに、つまり床版の耐久性を確保するため、平成2年2月制定の道示<sup>16)</sup>Ⅱ6.1.5における補修作業の難易度係数に基づき、床版厚さを5%割増しするという考え方から、本橋では5%割増しの320mmを採用した。しかしながら、2主桁橋は、非合成であれ合成であれ床版の取替えが困難であり、そのためにもPC床版を採用することにより耐久性を向上させ、取替え

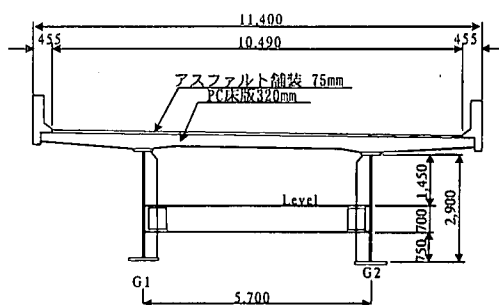


図-2 設計対象断面

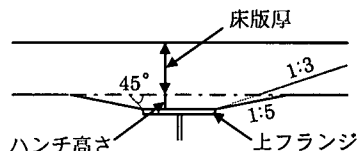


図-3 ハンチ部形状

を前提としない構造形式としている。したがって、床版厚の決定方法は非合成、合成設計にかかわらず、本来一定にすべきものと考えられ、本橋で採用した床版厚と異なるが、現行の道示にて決定される310mmで十分耐久性の高い床版を設計することは可能と思われる。

#### b) ハンチ形状

床版のハンチ高さは張出し部床版の設計曲げ応力度から決定されるべきものであるが、垂直補剛材で拘束される状態での種々ハンチ高さを変化させたFEM解析の結果から<sup>17)</sup>、ハンチがない場合は橋軸直角方向曲げによるフランジ端部付近の床版局所応力が大きくなる。この局所応力を緩和させるためには8cm程度以上のハンチ高さを有することが望ましいと考える。また鋼橋の床版ハンチは、型枠の施工性を考えて、これまで上フランジ下面から立ち上げる場合が一般的であったが、2主桁橋でフランジが厚くなることに伴い、ハンチ部のかぶりが大きくなって無筋部分が広がる。そのため、床版の橋軸方向まわりの曲げ回転が拘束される横桁位置では大きなモーメントが生じ、ハンチにはひび割れが生じる可能性が高くなる。したがって上フランジ厚を下逃げとして鋼桁を製作し、上フランジ上面からハンチを立ち上げてハンチ筋を一定形状で配置する方がよいと考える(図-3参照)。ここで、ハンチ鉄筋等の配置のしやすさを考えて、ハンチ勾配は従来の1:3から1:5に緩和させたが、合成桁の断面設計で見込んだハンチは45°分である。

表-1 床版支間部死荷重曲げモーメント (単位: kNm/m)

項目	道示式	単純梁	固定梁
床版自重	31.9	6.0	9.2
舗装	6.9	2.1	2.0
壁高欄, 地覆	0.0	-25.7	0.0
遮音壁	0.0	-4.0	0.0
全死荷重	38.7	-21.7	11.2

注) 表中, マイナスは負曲げモーメントを示す。

## (2) 橋軸直角方向の設計

### a) 死荷重曲げモーメント

死荷重が作用した場合の床版の曲げ変形は、横桁位置では回転が拘束され、一般部では単純支持に近い状態であると考えられる<sup>18)</sup>。そこで、図-2に示した断面形状に対して、道示式や単純梁モデルの計算のみならず、横桁が鋼桁と床版の結合部における首振り変形を拘束するような構造特性を考慮して、安全側となるように床版を主桁位置にて固定支持した梁モデルに対しても計算を行った<sup>19)</sup>。これらの設計モーメントの比較結果を表-1に示すが、道示<sup>15)</sup>Ⅲ5.5.1による床版支間部の死荷重曲げモーメントは、張出しの影響を考えない単純梁を基本モデルとしているため、正モーメントに対して安全側すぎる値であることが明らかである。一方、単純梁モデルを採用すると、張出し部の地覆や壁高欄荷重の影響により、床版支間部の死荷重モーメントが負の値を持ち、正の曲げモーメントを減少させるので、危険側の評価を与える可能性がある<sup>17)</sup>。

そのため、床版支間部の死荷重曲げモーメントには、単純梁モデルと固定梁モデルの両方を満足させることを基本とした。しかし、これらを同時に満足させるためには、PC鋼線を軸力(水平)配置に近づけて多くの鋼線を配置する必要が生じ不経済となる。近年、弾性固定される主桁-床版接合部の解析を行い、立体FEM解析で求まる値に近い死荷重曲げモーメントを評価できるような回転バネを有する梁の計算方法が開発されてきており、設計に適用可能なものとなっている<sup>20)</sup>。この文献<sup>20)</sup>に示されている回転バネは、横桁間隔や横桁高さ等をパラメータとした立体FEM解析と比較することにより精度確認を行っており、固定梁と単純梁の中間的な支持状態を適確にモデル化することができる。

### b) 活荷重曲げモーメント

活荷重曲げモーメントについては、道示<sup>15)</sup>Ⅲ5.5.1の設計曲げモーメント式が、床版支間が6m以下を対象としているため、今回の設計は道示に準じた。一方、6m以上の設計曲げモーメントは今後検討する

必要があるが、近年、床版支間12mまでの少数主桁橋床版を対象とした場合の設計曲げモーメント解析検討<sup>21),22)</sup>がなされ、その考え方も整理されてきている<sup>23)</sup>。このような長支間床版の活荷重による設計曲げモーメントの課題は、活荷重の載荷状態の妥当性と直交異方性の問題が挙げられる<sup>24),25)</sup>。すなわち、道示<sup>15)</sup>Ⅱ2.1.3で示されているようなT活荷重の載荷状態は、長支間床版になればなるほど過大に評価されていることと、長支間PC床版の橋軸方向がRC構造であり、直交異方性が顕著になると考えられることである。

### c) 断面計算 (PRC設計) の考え方

このようにして得られた設計曲げモーメントに対処するため、PC鋼線は経済性を考慮して若干の偏心配置とする。またPCの導入軸力が鉄筋に拘束されることを考慮して、鉄道構造物等設計標準-コンクリート構造物<sup>26)</sup>10.4.2に従い、床版の応力計算やひび割れ幅の照査を実施した方がよい。ここで、橋軸直角方向の鉄筋はひび割れ分散性をよくするため、細径鉄筋D13を密(@125mm程度)に配置することが望ましい<sup>27)</sup>。

千鳥の沢川橋で採用した床版の断面計算におけるPRCの考え方を整理すると以下ようになる<sup>28)</sup>。

- ①死荷重：引張応力を発生させない。
- ②死+活荷重：引張応力を許容するが、ひび割れを発生させない許容引張応力度(コンクリート標準示方書<sup>29)</sup>(以下、RC示方書と呼ぶ)7.4.4 [解説]により、曲げひび割れの検討を省略できる制限値)とした。
- ③風荷重：ひび割れの発生を許容するが、ひび割れ幅の規定(RC示方書<sup>29)</sup>7.4.2「許容ひび割れ幅」の値)を設けて鉄筋により制御する。
- ④衝突荷重：ひび割れ幅の照査は行わず、割り増しを考慮した鉄筋の許容応力度にて照査する。

## (3) 橋軸方向の設計

### a) 支間部の考え方

道示<sup>15)</sup>Ⅲ5.5.1により配筋筋方向設計曲げモーメントを算出し、RC床版としての断面計算を行う。この際、支間部の正曲げ領域では、上縁コンクリート圧縮応力に対して、主桁作用と床版作用の重ね合せの照査を行う。このとき、道示<sup>15)</sup>Ⅱ9.3.1によれば許容応力を1.4倍に割増しすることになるが、近年、車両載荷状態の実態を考慮した新たな考え方として、後述するように、L荷重を影響線載荷して計算した合成桁の床版応力を60%に低減させた値と、T荷重による床版作用応力を重ね合わせる方法が検討されつつある<sup>11)</sup>。

表-2 連続合成桁の中間支座位床版の設計

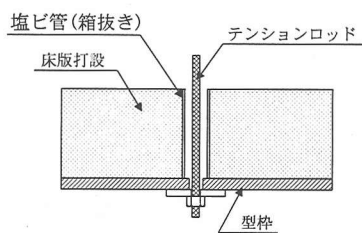
照査項目		照査規定/照査方法
強度照査	床版作用	道示Ⅲ5.5.1により配力筋方向の曲げモーメントを算出し、RC床版としての下側鉄筋の応力照査を行う。
	主桁作用	L荷重100%載荷時の主桁作用に対して、中間支座位床版橋軸方向上側鉄筋の応力照査を行う。
	重ね合せ	L荷重60%載荷時の主桁作用とRC断面計算による床版作用の重ね合せを行い、下側鉄筋応力照査を行う。
耐久性照査	ひび割れ幅	中間支座位床版のひび割れ発生を許容するが、土木学会式 <sup>29)</sup> を用いて、ひび割れ幅の推定計算を行い、許容ひび割れ幅以下となるように鉄筋にてひび割れ制御を行う。

b) 中間支座位の考え方

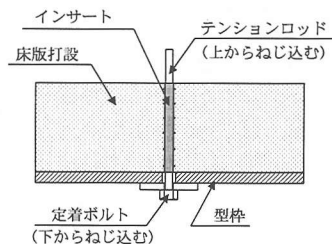
連続合成桁の橋軸方向中間支座位床版について、今回提示する設計方針は表-2に示す通りである。中間支座位も同様に、道示<sup>15)</sup>Ⅲ5.5.1により配力筋方向の設計曲げモーメントを算出し、RC床版としての断面計算を行う。またL荷重100%載荷時の主桁作用に対して、上側鉄筋応力を照査しなければならない。一方、中間支座位付近の下側鉄筋に対しては、主桁作用と床版作用の重ね合せの照査を行うこととなる。この際、道示<sup>15)</sup>Ⅱ9.3.1から許容応力を1.2倍に割増しすることとなるが、上述のコンクリート床版に対しては1.4倍の割増し係数が設定されており、整合性が取れたものとは言い難い。そこで、同表には、これらが同時に起こる確率を考え、あり得る載荷状態を想定して、60%に低減させたL荷重とT荷重による床版作用応力の重ね合せを行う。

さらに、活荷重載荷時においては、中間支座位床版のひび割れ発生を許容するが、RC示方書<sup>29)</sup>7.4.4を用いて、ひび割れ幅の推定計算を行い、許容ひび割れ幅以下となるように鉄筋にてひび割れ制御を行わなければならない<sup>9),30),31)</sup>。この場合の許容ひび割れ幅には、我が国でも欧州諸国でも古くから基本的な規定値としている0.2mmとする考え方と、RC示方書<sup>29)</sup>7.4.2「許容ひび割れ幅」に示されるような、腐食環境条件とかぶりの関数として与えられるものがある。

また道示<sup>15)</sup>Ⅱ9.2.3に示されるような、橋軸方向最小鉄筋量がコンクリート断面の2%以上、周長率は0.045cm/cm<sup>2</sup>以上という規定は、昭和40年代前半に行われた橋らの実験<sup>32)</sup>によるものである。想定している床版支間、設計荷重および床版厚等の点で、当時の実験は、現在研究対象としている床版構造と異なっており、今後、整理・検討する必要があると考えられる。



a) 箱抜き貫通方式



b) インサート埋込み方式

図-4 ハンガータイプ型枠のテンションロッド

(4) PC床版施工方法を反映した構造詳細

a) 移動型枠を用いた床版の分割施工

2主桁橋の場所打ちPC床版は、施工の機械化、省力化が一つの技術課題となっている。このような課題を解決する設備として、欧州諸国では移動型枠が一般的に採用されている。PC床版の場所打ち施工に移動型枠を用いれば、全面固定支保工、全面固定型枠、全面作業足場の設置撤去の必要が無くなり、工事の安全性向上を図ることができる。また設備の標準化による同種工事への転用を図ることにより、施工コストを低減することが可能となる。以上のことから、場所打ちPC床版施工は、移動型枠を用いたサイクル施工が、我が国においても標準となりつつある。

b) 移動型枠支持方法

移動型枠は、型枠を鋼桁下フランジ等から支持するサポートタイプと、上フランジから張り出した梁より吊支持するハンガータイプに大別できる。いずれの工法でも、主桁上フランジには型枠移動レールの支持治具など部材が取り付けられるので、設計図面作成時の鉄筋配置には十分注意しなければならない。またハンガータイプの移動型枠の場合、図-4a)に示すように、テンションロッドを貫通させるための孔を箱抜くか、もしくは同図b)に示すように、テンションロッドを上下からねじ込むことができるインサートを埋込む必要がある。後者の場合、床版施工後に箱抜き孔のモルタル施工の必要がなくなる。

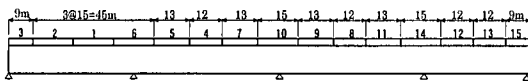


図-5 床版打設順序

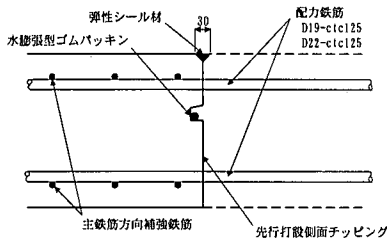


図-6 床版打継ぎ目地

### c) 床版打設順序の検討

このような移動型枠施工では、橋軸方向に 10～20m 程度の分割打設となるが、その施工性を考えると一方の橋台から他方への片押し施工が望ましいといえる。しかしながら、この方法では、中間支点部床版打設後の次の支間部床版施工時に、すでに硬化している床版に大きな引張応力が発生し、ひび割れが生じることが懸念される。これを回避するために、図-5 に示すような支間部から打設するピアノ打鍵工法を採用する必要がある。特に、既に施工した前径間の床版端部（例えば同図において、5ブロックを打設する時の1ブロック端部）が、隣接径間の床版施工時に引張応力を受ける場合があるので、移動型枠など施工時荷重を考慮した施工ステップ解析は、施工計画において重要である。このように支間中央部から施工するために、床版施工時の鋼桁全体座屈や腹板局部座屈など鋼桁の安定性が懸念されるが、計画段階において、仮横構やストラットを設けるなどの対策を施し、安全性を確保する必要がある<sup>33)</sup>。

また床版の打設順序を考えて、鉄筋のラップ位置を検討する必要がある。分割打設の打継ぎ目地は、図-6 に示すように、連続性の高い止水構造を採用する方法もある<sup>17)</sup>。

## 3. 連続合成桁の設計・施工

### (1) プレストレスしない連続合成桁

プレストレスする（ひび割れを許さない）連続合成桁と、中間支点部床版を鋼桁と鉄筋断面で分担するという、道示<sup>15)</sup> II 9.1.3 に示されているプレストレスしない連続合成桁を比較すると、図-7 に示す通りである。ここで、プレストレスしない連続合成桁と

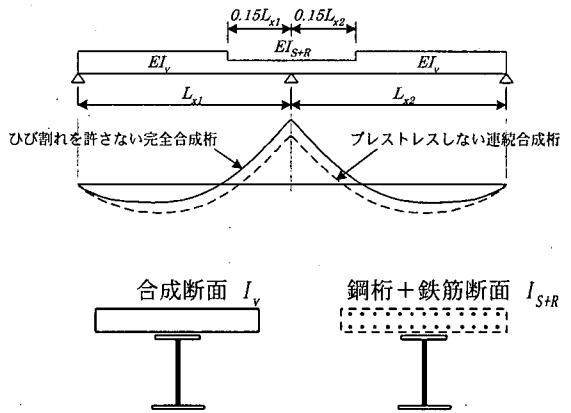


図-7 連続合成桁の設計曲げモーメント

は、中間支点付近の  $0.15L_x$  の範囲において床版にひび割れが生じ、鋼桁+鉄筋断面の剛性になると考え、断面力算出および断面計算する方法である。同図から、支間部の正曲げ領域では、プレストレスしない連続合成桁の曲げモーメントが大きくなり、プレストレスする連続合成桁として計算する場合よりも安全側の断面設計を行うことができるといえる。一方、中間支点部付近はプレストレスしない連続合成桁の負曲げモーメントが減少する。しかし、モーメントが小さくなる分、断面剛性も床版が鉄筋に置き換えられた断面 2 次モーメントに低減するため、結果として鋼桁断面の設計寸法にほとんど差異が生じない。あわせて、プレストレスを導入しないことによる施工費の低減効果から、プレストレスしない連続合成桁の方が合理的であるといえる<sup>34)</sup>。

### (2) 連続合成桁の設計方針

前述の橋軸方向床版の設計と関連性が深く重複部分もあるが、連続合成桁の設計方針を整理すると以下の通りである<sup>12)</sup>。

#### a) 荷重組合せと主桁剛度

連続合成桁の設計方法は、表-3 に示す通り設計上の基本荷重それぞれに対応した主桁の剛度を見込んで計算するものとした。

#### b) 床版打設順序の影響

床版死荷重による設計モーメント算出においては、移動型枠による最適な床版打設順序を検討し、順次合成されていくことを考え、各断面で合成前死荷重と後死荷重を区別するものとした（図-5 参照）。このように床版が合成されていくことに加え、移動型枠などの施工時荷重の存在を考慮して計算を行い、一時的な床版の引張応力の発生は認めるが、ジャッキアップダウンによりプレストレスを導入し、施工時のひび割れが発生しないように照査した。

表-3 設計荷重と主桁剛性

基本荷重		主桁剛性		組合せケース			
記号	種別	支間部	中間支点部	1	2	3	4
D <sub>1</sub>	鋼重	$I_s$	$I_s$	○	○	○	○
	床版前死	$I_s$	$I_s$	○	○	○	○
D <sub>2</sub>	床版後死	$I_v(n=7)$	$I_v(n=7)$		○	○	○
	橋面工	$I_v(n=7)$	$I_{s+r}$		○	○	○
ER	施工時	$I_s \& I_v(n=7)$	$I_s \& I_v(n=7)$	○			
CR	クリープ	$I_v(n=14)$	$I_v(n=14)$			○	○
SH	乾燥収縮	$I_v(n=21)$	$I_v(n=21)$			○	○
T	温度差	$I_v(n=7)$	$I_v(n=7)$				○
L	活荷重	$I_v(n=7)$	$I_{s+r}$		○	○	○
割増係数	床版			1.00	1.00	1.00	1.00
	鋼桁			1.25	1.00	1.00	1.15

注)  $I_s$ : 鋼桁断面,  $I_v$ : 合成断面,  $I_{s+r}$ : 鋼桁+鉄筋断面

c) 中間支点付近の主桁仮定剛度

上述の通りプレストレスしない連続合成桁の考え方に基づいた場合、格子計算における中間支点付近の完成時主桁剛度は、活荷重によるひび割れの発生を想定し、鉄筋のみを有効と考える。すなわち、図-7に示したように、設計の仮定上  $0.15 L_x$  の範囲では、鋼桁+鉄筋断面の主桁仮定剛度を採用する(表-3参照)。

しかしながら、後述のように、施工時の床版ひび割れ回避等の目的から、ジャッキアップダウンによる若干のプレストレスを導入することも考える必要がある。

d) 主桁断面計算

主桁応力計算は、格子解析モデルの仮定剛度算出時において想定した断面を基本とする。すなわち、活荷重Lの場合、支間中央部ではひび割れを考えない合成断面を用いて、中間支点部付近の負曲げモーメント領域においては、ひび割れを前提とした鋼桁+鉄筋断面を用いて断面計算を行うものとした。

非合成桁設計との大きな違いは、表-2で示したように、主桁作用により床版コンクリートや鉄筋に応力が発生することと、逆に床版のクリープ、乾燥収縮および床版と鋼桁の温度差荷重により、鋼桁にも応力が生じることを考慮しなければならないことにある。さらに、各々の基本荷重に対する断面力算出と断面計算を行い、照査断面ごとにその垂直応力を重ね合わせる必要があるということである。

このような床版コンクリートのクリープ、乾燥収縮および床版と鋼桁の温度差による応力度を計算する場合、図-8に示すように、その不静定モーメント  $\Delta M$  の算出においては、床版を考慮した合成断面を用いるものとした。同図に示すように、クリープを考慮する場合のモーメント荷重Mの載荷範囲は、後死

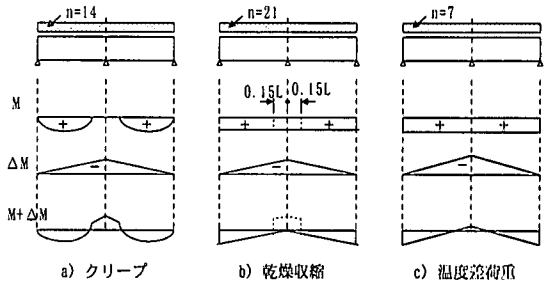


図-8 クリープ、乾燥収縮、温度差荷重

荷重により正曲げモーメントを発生する範囲とする。上述の通り  $0.15L_x$  で定義した範囲ではひび割れを許容し乾燥収縮モーメントは考慮しない手法も考えられるが、実橋でのひび割れは小さく十分な剛性を有していることから全橋を対象とすることとする。床版と鋼桁との温度差荷重は正負を考慮して重ね合わせる。連続桁の場合、中間支点部のこれらの不静定反力を考慮した  $M + \Delta M$  が設計曲げモーメントとなる。これらの荷重と主荷重の重ね合わせを行うと部分的に床版が引張応力を受けるが、その際、床版コンクリートを無視した鋼桁+鉄筋断面にて照査することを基本とした<sup>9)</sup>。

e) クリープ、乾燥収縮の計算方法

クリープ、乾燥収縮を正確に予測することは、鋼・コンクリート複合構造物の長期的な挙動を把握する上で重要である。今日までに、CEB-FIP90式、ACI209式、阪田式など多数の予測式が提案され、設計に適用されている<sup>35),36)</sup>。

千鳥の沢川橋の実施設計では、道示<sup>15)</sup> II 9.2の考え方に従い、橋軸方向におけるクリープ係数、最終乾燥収縮度はそれぞれ  $\phi=2$ ,  $\epsilon_{SH}=150\mu$  (膨張材の使用により  $200\mu$  から  $150\mu$  に低減)を用いている。このとき、分割施工終了後からのクリープ、乾燥収縮のみを考慮している。しかしながら、実際には各打設ブロックごとにコンクリート材令が異なり、逐次合成されていく床版のクリープ、乾燥収縮の影響は考慮されていない。したがって、床版ブロックごとの材令の差を考慮した上で、時間の経過とともに変化するクリープ、乾燥収縮の影響を考慮した解析を行った<sup>37)</sup>。この解析研究事例では、汎用構造解析プログラム DIANA<sup>38)</sup>を使用しており、コンクリート硬化段階のヤング係数の変化までは見込んでいないが、クリープ、乾燥収縮については、道示<sup>15)</sup> I 2.1.6で採用されているCEB-FIP78式(以下、78式と呼ぶ)を用いている。

表-4 解析の分類

項目	解析 A	解析 B	解析 C
分割施工	○	○	×
分割施工中のクリープ、乾燥収縮	○	×	×
分割施工後のクリープ、乾燥収縮	○	○	○

注) ○：考慮，×：非考慮

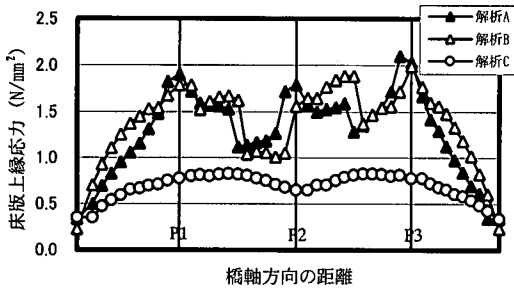


図-9 クリープ、乾燥収縮による応力

本解析研究では、表-4 に示すように3つのランクの解析を行った。表中の○印はその項目を考慮していることを表す。解析 A は分割施工を考慮し、分割施工中、施工後のクリープ、乾燥収縮も考慮している。解析 B は分割施工を考慮しているが、分割施工中のクリープ、乾燥収縮を考慮せず、施工後についてのみ考慮している。実施設計は解析 B を採用しているが、クリープ、乾燥収縮の影響を換算ヤング率で評価している点が時間積分の本解析法と異なる。解析 C は分割施工を考慮せず、一括施工後にクリープ、乾燥収縮を考慮している。

図-9 は解析 A から得られるクリープ、乾燥収縮による応力と、実施設計（解析 B）で計算したものとを比較したものである。ここで、実施設計の値は、道示<sup>15)</sup>Ⅱ9.3 に示されている仮想ヤング係数比を用いた計算値である。なお、同図には、ジャッキアップダウンによるプレストレス導入を行わない一括施工後のクリープ、乾燥収縮による応力（解析 C）を参考として示す。

同図より、解析 A は実施設計とほぼ同様な傾向を示していることがわかる。また分割施工（解析 A）と一括施工（解析 C）とを比較すると、常に分割施工を考慮した場合の応力の方が大きいことがわかり、注意を要する。このことから、クリープ、乾燥収縮の影響については、床版打設ブロックごとの材令の差まで設計に考慮する必要はなく、道示<sup>15)</sup>Ⅱ9.2 の仮想ヤング係数比に基づく計算法で妥当な解を与えることができるといえる。

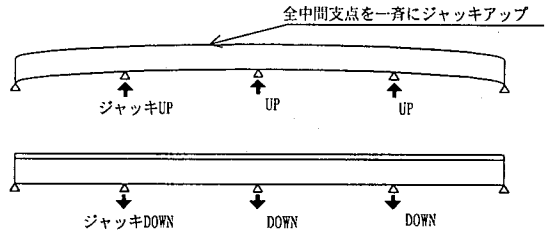


図-10 従来のジャッキアップダウン工法

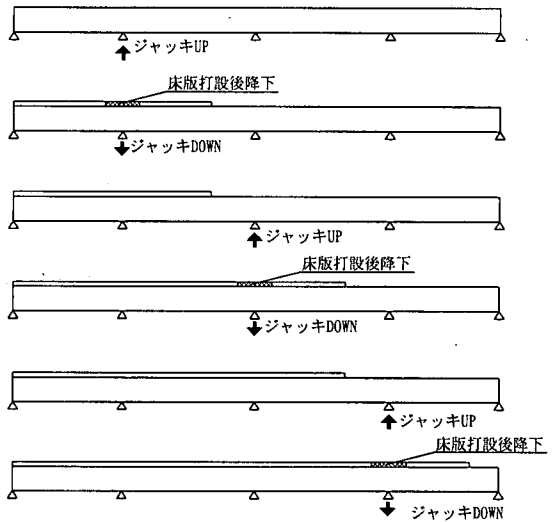


図-11 逐次ジャッキアップダウン工法

### (3) ジャッキアップダウンによる床版プレストレス

#### a) ジャッキアップダウン工法

中間支点付近の床版のひび割れを回避するために、橋軸方向にプレストレスを導入する施工法が考えられる。この代表的な工法の一つにジャッキアップダウンによるプレストレス導入方法がある。昭和30年代から40年代前半に用いられていたジャッキアップダウン施工法は、図-10 に示すように、中間支点 P1~P3 を床版打設前に上げ越しておき、橋梁全体に弓なりの強制キャンパーを与え、床版打設後一括で降下させる工法であった。しかしながら、移動型枠により施工されるために床版は順次鋼桁と合成されるので、このような施工中において、図-11 に示すように中間支点部床版打設ごとに逐次橋軸方向プレストレスを導入すれば、ジャッキアップダウン量が従来工法よりも小さくて済み、架設機材が少なくより安全な施工が可能となるという利点がある。このような煩雑なジャッキアップダウン施工法についても、近年計算機が発達したことなどから、計画も容易になってきている。

表-5 中間支点部床版の照査方法

ランク	呼び名	荷重	条件(制限)
A	完全合成桁	フルプレストレス $D+PS+CR+SH+T+L$	引張を許さない
B	部分合成桁	$D+PS+CR+SH+T+L$	ひび割れ制限
C		$D+PS+CR+SH+T$	引張を許さない
D		$D+PS+CR+SH$	引張を許さない
E		$D+PS+CR+SH+T$	ひび割れ制限
F		$D+PS+CR+SH$	ひび割れ制限
G		プレストレスしない	$D+CR+SH+T+L$

注) D:後死荷重, PS:プレストレス力, CR:クリープ, SH:乾燥収縮, T:温度差, L:活荷重

b) ジャッキアップダウン量の決定方法

プレストレス導入量は PRC 設計と同様に種々考えられ、荷重と設計条件を整理すると表-5 に示す通りである。同表中、中間支点部においても完全な合成桁である場合を完全合成桁、中間支点部のみが鋼桁+鉄筋断面であると仮定する場合を部分合成桁と定義した。

床版活荷重に対して床版が割れないことを条件(同表中ランク B)にジャッキアップダウン量を大きくした場合、結果として中間支点部の鋼桁断面が床版の施工時に決定されることとなり経済的な方法ではなく、またジャッキアップしていない支点において負反力が発生することなどから、ジャッキアップダウンによって中間支点部においても完全合成桁になるようなプレストレスを与えることが困難であることが確認されている<sup>39)</sup>。

したがって、ジャッキアップダウンによるプレストレス導入量は、PRC 設計の考え方に基づくか、施工時のひび割れを回避するという位置づけか等の設計条件を確認し、照査ランク C~F の中で適切に計算方法を選択して決定すべきである。すなわち、照査ランク C,D は死荷重状態に対して引張りを許さないという条件であり、照査ランク E,F は死荷重状態に対してひび割れを生じないことを条件とする場合である。

またジャッキアップダウンにより導入した中間支点部床版のプレストレスは、クリープや乾燥収縮により減少することが考えられる。この減少量が非常に大きい場合は、このプレストレスに期待した設計には問題があるといえる。

c) プレストレスの減少

ジャッキアップダウンにより導入した中間支点部床版のプレストレスは、クリープや乾燥収縮によ

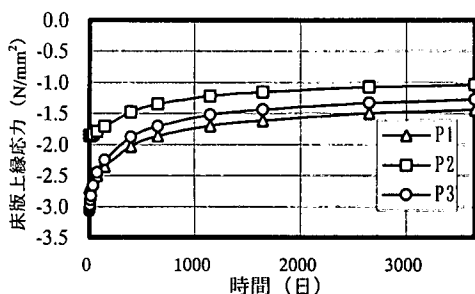


図-12 各支点のプレストレス経時変化

表-6 中間支点部床版の応力照査

項目	単位	P 1	P 2	P 3
ジャッキアップダウン量	mm	160	120	120
①後荷重	N/mm <sup>2</sup>	-1.8	-1.6	-1.8
②ジャッキアップダウン	"	2.9	2.2	3.2
③クリープ	"	-1.0	-0.9	-1.1
④乾燥収縮	"	-1.4	-1.2	-1.5
⑤温度差	"	-1.1	-0.8	-1.2
①+②+③	"	-1.2	-1.5	-1.1
①+②+③+④	"	-2.3	-2.3	-2.3
許容引張強度	"	-2.3	-2.3	-2.3

注) 表中、マイナスの応力は、引張を表す。

り減少すると言われているが、これらについては床版打設時に鋼桁および床版の応力測定を実施し、上述の考え方や有効性に関する基礎データを収集する必要がある。

いま、千鳥の沢川橋を対象とした DIANA によるクリープ、乾燥収縮の解析結果から、各中間支点 P1, P2, P3 において、床版上縁における橋軸方向応力の経時変化を図-12 に示す<sup>37)</sup>。図中の横軸は分割施工終了後からの経過時間を表している。同図から、時刻 0 ではジャッキアップダウンのプレストレスによって圧縮応力が生じ、時間の経過とともにプレストレスが減少し、10 年後には、ほぼ一定値に収束していることがわかる。各支点における導入時から 10 年間のプレストレスの損失は、それぞれ 47%、44%、58% である。

d) 応力照査事例

千鳥の沢川橋における中間支点部床版の応力照査事例を表-6 に示す。短期的には有効性があり施工時のひび割れを回避できるという判断から、ジャッキアップダウン工法を用いて中間支点部の床版にプレストレスを導入することを前提とした。上述の移動型枠により床版を順次施工し合成させていく場合、各打設ステップで合成桁部分と鋼桁のみの非合成桁部分が混在するので、格子計算点ごとに前死荷重と後死荷重の断面力を区分し、各打設ステップのごと



計算結果を重ね合わせる必要がある。このようにして得られた後死荷重応力と、ジャッキアップダウンによる床版プレストレス導入応力を計算する。さらにクリープ、乾燥収縮および鋼桁と床版の温度差による不静定モーメント再配分計算を行う。

上記の計算方法に従い、最適な床版打設順序を検討した上で、ジャッキアップダウン量を種々変化させてひび割れの照査検討を実施することとなる。千鳥の沢川橋の中間支点部床版は、表-5に示した照査ランクEとしており、死荷重(D)、乾燥収縮(SH)、クリープ(CR)および温度差(T)の組合せ荷重状態で引張応力を許容するが、ひび割れを発生させない許容引張強度以下となるようにジャッキアップダウン量を決定している<sup>39)</sup>。

ここで、ジャッキアップダウンによるプレストレスは、図-12に示した通り、クリープ、乾燥収縮により50%前後減少することが予想される。一方、道示<sup>15)</sup>II9.2による簡易計算法、すなわち表-6の②、③に示すクリープ、乾燥収縮では、ジャッキアップダウンによるプレストレスが7-8割減少することになり、このような観点からは、道示を用いれば安全側の評価ができることを意味している。千鳥の沢川橋では、このような不明なプレストレスに長期の供用状態まで期待せず、施工時のひび割れを回避するという位置づけで、ジャッキアップダウン量は比較的小さな値であるランクEから決定している。

#### 4. 鋼桁部材の設計・施工

##### (1) 支間中央部の少補剛薄板化設計

###### a) 水平補剛材の省略

少数主桁橋で水平補剛材2段を採用すると、鋼材重量を低減できる反面、腹板厚が薄くせん断応力が過大となる問題があることや、製作の面からも合理化・省力化構造とはいえない。また水平補剛材1段とゼロ段(なし)のどちらに優位性があるかは決め難いものであるが、一層の製作の省力化を図るため、水平補剛材なしを設計の基本条件とすべきと考える。ただし、中間支点付近などで板厚が増加する場合などは、水平補剛材1段配置も選択肢としては十分考えられ、この場合、支間中央部の腹板と同じ板厚を使用した設計も可能となる。

###### b) 垂直補剛材の省略

垂直補剛材を増やせばせん断耐力は向上するものの、正曲げモーメントを受ける支間中央部は、せん断力が比較的小さいことに加え、水平補剛材を省略したため厚い腹板となることからせん断応力は小

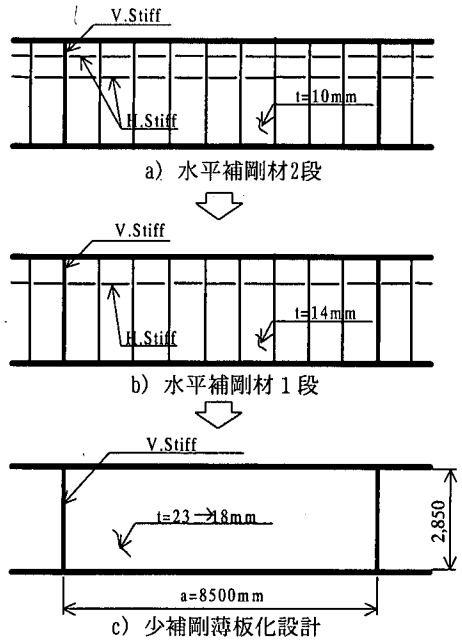


図-13 少補剛設計法

さくなる。現行の道示<sup>15)</sup>II8.5におけるアスペクト比 $\alpha$ ( $\alpha$ =垂直補剛材間隔/腹板高)の規定は1.5以下であるが、上述の通り支間中央部のせん断応力は十分小さくなるという観点から、アスペクト比 $\alpha$ を3.0程度まで許容すれば、中間横桁間に垂直補剛材を設けないという設計が可能となる(図-13参照)。このようにアスペクト比 $\alpha$ を3.0まで許容することについては、千鳥の沢川橋の設計段階で曲げとせん断の耐力実験や弾塑性有限変位解析を実施しており、妥当性の確認を行っている<sup>40),41)</sup>。

###### c) 支間部の腹板厚の低減

合成桁設計を行った場合、後死荷重および活荷重載荷時においては、中立軸が上フランジのすぐ下側になることから、正曲げモーメント範囲では腹板の曲げ圧縮領域が少なくなり、この応力分布性状を考えると腹板厚を薄くできる可能性がある。

近年、西村らの研究<sup>42),43)</sup>によれば、降伏限界幅厚比にはフランジと腹板の相互拘束効果が顕著に現れ、圧縮フランジの幅厚比パラメータ $R_f$ が小さくなると、幅厚比パラメータ $R_w$ を大きく(腹板を薄く)することできると示されている。

今後の課題として、腹板の薄板化について、一般性を持たせるための解析的検討を実施し、設計者が利用しやすいような図表を作成する必要がある。

###### d) 適用条件

上述の少補剛設計は、あくまで主桁の正曲げモー

メントが卓越し、かつせん断力の小さい支間中央部に適用すべきものである。その前提条件すなわち実橋の設計施工における適用条件を整理すると、次の通りである<sup>44)</sup>。

- ①少数主桁構造であること。
- ②水平補剛材のない合理化構造であること。
- ③アスペクト比 $\alpha$ は、実験により確認した3.0以下であること。
- ④合成桁相当のずれ止めを配置しており、床版の拘束効果を十分期待できること。
- ⑤せん断応力度が小さく、正曲げモーメントが卓越する範囲であること。

e) 適用上の留意点

以上の適用条件を満足させた上で、以下の留意点を考慮して、設計ならびに施工計画において、十分な検討を行う必要がある。

- ①著しい不等径間の連続桁では、短い径間の正曲げモーメント範囲が小さくなることに注意する。
- ②鋼架設時や床版施工時などにおいては、一時的に腹板が不安定になることも考えられるので、実施設計に際しては、道示<sup>15)</sup>Ⅱ8.4に示されている理想相当座屈の照査を行うなど、十分留意した設計を行わなければならない<sup>33)</sup>。

(2) 中間支点部付近の鋼桁の安定性

a) 中間支点付近の腹板補剛設計

連続桁中間支点付近では、腹板の下フランジ側に比較的大きな曲げ圧縮応力が発生するとともに、せん断力も大きくなる点を考慮した設計を行う必要がある。そこで、中間支点付近の負曲げモーメントの大きい範囲は、従来通り道示<sup>15)</sup>Ⅱ8.5の補剛設計方針に従い、アスペクト比 $\alpha$ が1.5以下となるような垂直補剛材配置とし、腹板厚も道示<sup>15)</sup>Ⅱ8.4の規定通りとする。なお、端支点付近においてもせん断力が多いので、十分留意した設計を行う必要がある。

b) 中間支点付近の安定性問題

近年、各所で設計、施工されているPC床版2主桁橋の中間横桁剛度を調査すると、この種構造の特徴の一つとして、約3m程度の主桁高さの中央付近に主桁高さの1/4~1/5程度のH形鋼で中間横桁が取り付けられていることである。

正曲げを受ける領域では、主桁上フランジがコンクリート床版に固定されるため、横ねじれ座屈の心配はない。一方、中間支点付近の圧縮下フランジについては、その照査が必要となる。従来の多主桁においては、対傾構や横構で拘束されている区間を固定点間距離としていたが、本形式で採用している横桁と垂直補剛材から構成されるフレームでもって、

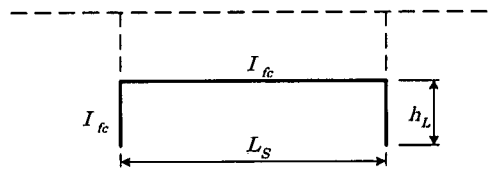


図-14 2主桁橋の断面におけるU形フレーム

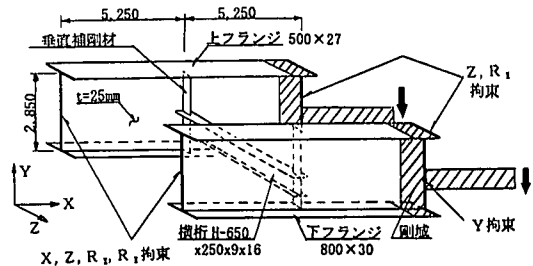


図-15 中間支点部固定点間距離検討解析モデル

圧縮フランジの固定点と見なし得るか懸念される。

今回検討したPC床版2主桁橋の断面形状は、図-2に示した通りである。中間横桁の断面は移動型枠による床版施工時荷重で決定されるケースが多く、これまで施工された橋梁の横桁間隔や施工時荷重に差異はあるが、主桁間隔6m程度の2主桁橋の場合、いずれもH650~H700程度のH形鋼にて構成されている。

中間横桁および垂直補剛材を、図-14に示すようなU形フレームと考え、次式に示されるポニートラスの圧縮弦材の座屈を防ぐための所要剛性<sup>45)</sup>にて照査した。その結果、上記の形鋼サイズで所要剛性を満足することがわかった。

$$C = \frac{6E \cdot I_{fv} \cdot I_{fc}}{h_L^2 (3L_s \cdot I_{fv} + 2h_L \cdot I_{fc})} \quad (1)$$

ここで、E：ヤング係数

$I_{fv}$ ：垂直補剛材の断面2次モーメント

$I_{fc}$ ：中間横桁の断面2次モーメント

c) 有限変位FEM解析による検討

図-15に示すようなH650程度の横桁を5m程度に配置した中間支点部付近を取り出し、すべてシェル要素でモデル化し有限変位解析を行った<sup>46)</sup>。本解析モデルの左自由端には面内と面外曲げに対する拘束条件を、右自由端には剛域と負曲げモーメントを載荷するための剛部材を設け、剛部材先端に鉛直荷重を載荷した。

本解析結果を図-16, 17, 表-7に示す。図-17(b)から、中間横桁位置で下フランジの座屈に対する節と

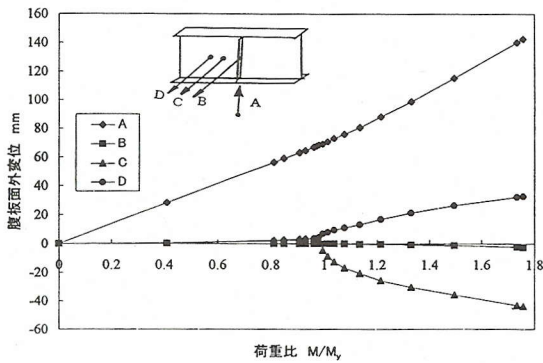
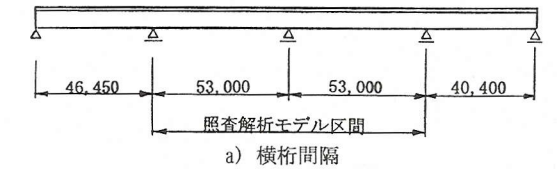
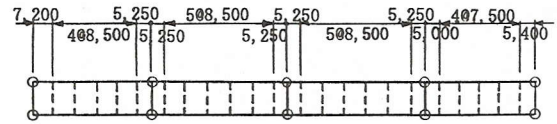


図-16 中間支点付近の固定点間距離解析結果  
(荷重と腹板面外変位)

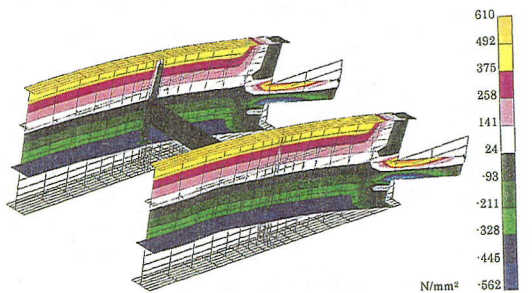


a) 横桁間隔

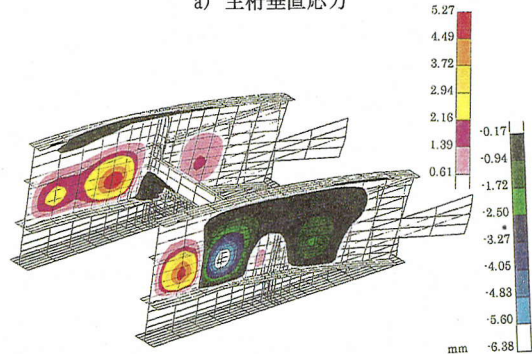


b) 照査解析範囲

図-18 全体解析モデルの横桁間隔と照査解析範囲



a) 主桁垂直応力



b) 腹板の面外変形

図-17 中間支点付近の固定点間距離解析結果  
(荷重比  $M/M_y=1.0$  の応力図, 変形図)

表-7 中間支点部曲げモーメント

設計抵抗モーメント	24,000 kN・m
初期降伏モーメント	42,000 kN・m
腹板の座屈モーメント (解析結果)	41,000 kN・m

なっていること、初期降伏モーメントで圧縮フランジの横座屈は発生しないこと、また図-16の腹板の面外変位が急増する荷重から表-7に示す通り初期降伏モーメントと腹板の座屈モーメントがほぼ等しいことがわかった。このことから、上記の通り決定

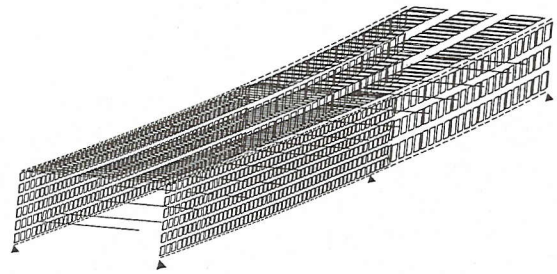


図-19 全体照査解析モデル

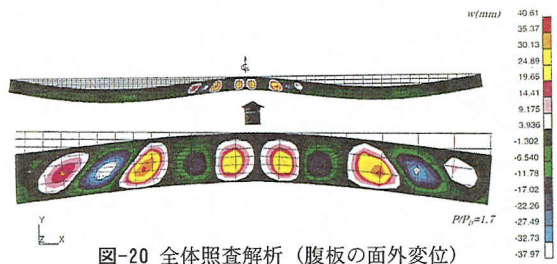


図-20 全体照査解析 (腹板の面外変位)

された横フレーム断面を 5m 程度の間隔で配置すれば、圧縮を受ける下フランジの固定点と見なし得るといえる。

#### d) 全体モデルによる照査

図-18 示す千鳥の沢川橋の横桁間隔で、4 径間のうち中央 2 径間部分を取り出し全体系の安定照査解析を実施した。解析モデルは図-19 に示す通りであり、腹板をシェル要素で、床版の剛性を見込むため主桁間にもシェル要素を配置し、上下フランジ、垂直補剛材、横桁を梁要素でモデル化した。荷重は中間支点部の組合せ後の設計応力度から設計曲げモーメントを逆算し、それと相当する荷重を両径間に等分布载荷した。計算はその荷重の約 1.8 倍まで载荷している。なお、本解析において、中間支点部の鋼桁の座屈強度は安全側の評価ができるという観点から、床版のひび割れの影響は考慮していない。

図-20, 21 に本解析結果を示す。図-20 に示すよう

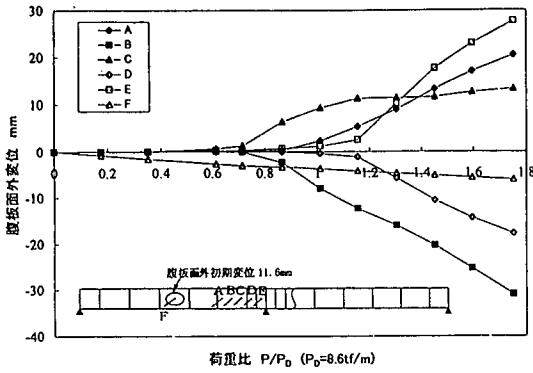


図-21 全体照査解析 (荷重-腹板の面外変位)

に、中間支点付近の鋼桁全体の面外変位分布図から、設計荷重の 1.8 倍でも、圧縮を受ける下フランジに大きな面外変位は生じていないことがわかる。しかしながら、図-21 に示すように、少補剛薄板化<sup>40),41),44)</sup>した応力交番部の腹板では、曲げ応力はほとんど小さくなるものの、腹板のせん断応力は中間支点付近よりやや大きくなり、設計荷重レベルでせん断卓越型の座屈分岐点を有することがわかった。このことは道示<sup>15)</sup>Ⅱ8.4 の曲げとせん断を受ける腹板パネルの理想相当座屈応力の照査からも同様の結果が得られており、垂直補剛材を追加して補強を行った。

e) 検討結果

以上のことから、この種の 2 主桁橋で H650 程度の横桁とそれ相当の垂直補剛材を 5m 程度の間隔で、配置すれば、圧縮を受ける中間支点付近の下フランジの横座屈に関する固定点と見なし得る。ただし、垂直補剛材や中間横桁は式(1)を満足する剛なものであることと、下フランジと垂直補剛材は溶接接合されることが条件である。

5. ずれ止めの設計・施工

(1) ずれ止めの設計手順

合成 2 主桁橋のずれ止めについて、別途実施した FEM 解析<sup>47)</sup>、載荷実験<sup>48),49)</sup>等を踏まえ、その設計手順を整理すると、図-22 に示す通りである<sup>50)</sup>。ここに、ずれ止めは、欧州諸国ならびに我が国においても、最も使用実績の高い頭付きスタッドを前提として検討を行っている。

- ① 橋軸方向せん断力は、梁理論による簡易計算により算出し道示<sup>15)</sup>Ⅱ9.5.7 に従って水平せん断力を算出し、現行の道示<sup>15)</sup>Ⅱ9.5.1~9.5.6 に従

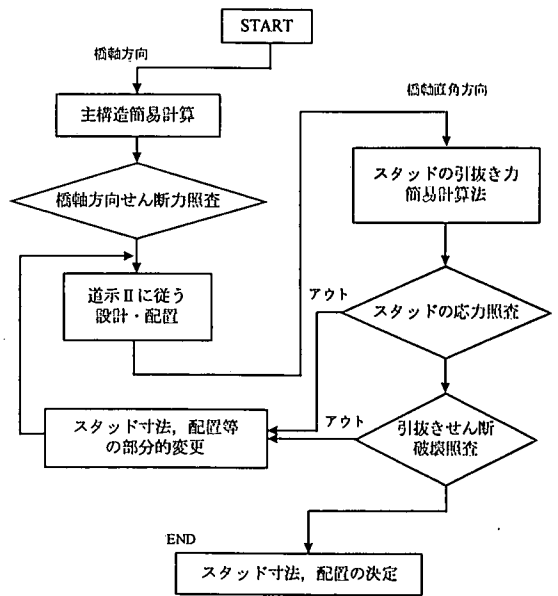


図-22 ずれ止め設計手順

いスタッドの設計配置を検討する。

- ② 横桁位置の橋軸直角方向せん断力および偶力は、横フレーム計算により算出する。
- ③ 横桁位置付近の橋軸直角方向偶力により発生するスタッドの引抜き力を算出し、スタッド応力について照査する。この場合の簡易計算方法の確立と<sup>50)</sup>、設計安全率<sup>51)</sup>をどのように考えるかが今後の課題である。
- ④ コンクリートの引抜きせん断耐力に対しては、せん断破壊を考慮した終局耐力を求めて照査する<sup>48),49)</sup>。
- ⑤ 常時荷重におけるスタッドに作用する橋軸直角方向せん断力は小さく、これを考慮して設計する必要はない。しかしながら、径間中央部など比較的橋軸方向せん断力の小さい部分では、橋軸直角方向せん断力の影響が大きくなる場合が考えられる<sup>47)</sup>。

(2) 床版施工時の界面剥離対策

a) 界面剥離事例

これまで施工された PC 床版 2 主桁橋では、床版施工完了後ハンチ部にひび割れが生じたり、フランジと床版との界面に剥離が生じたりする事例が見られた。A 橋の損傷事例を図-23a) に示す。主桁間の中間横桁位置の床版ハンチ部で、部分的に橋軸方向にひび割れが生じた。このような部分損傷については、厚板の上フランジに対しても、従来通り上フランジ

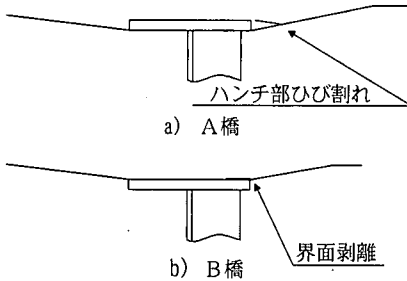


図-23 界面剥離事例

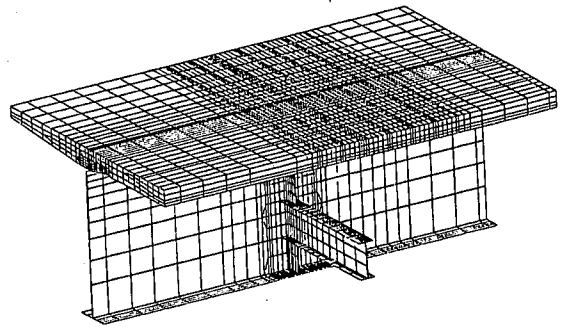


図-26 界面剥離検討用 FEM 解析モデル

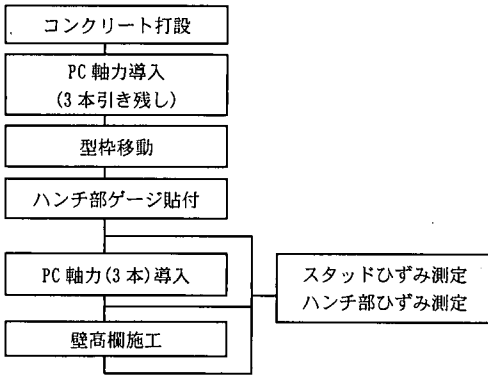


図-24 床版施工フロー

表-8 頭付きスタッドの発生応力 (単位: N/mm<sup>2</sup>)

スタッド位置	PC 軸力導入時		壁高欄施工時	
	計測値	解析値	計測値	解析値
支間側	-0.4	-1.7	25.6	70.7
腹板直上	0.6	2.0	-5.0	-0.9
張出側	0.4	0.8	-11.5	1.5

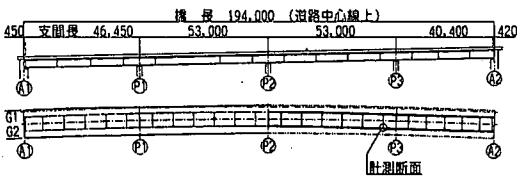


図-25 ゲージ貼付け位置

できないため、床版下面にゲージを貼付けることができない。そこで、計測点付近の PC 鋼線 3 本を引き残した状態で型枠移動および床版下面ゲージの貼付けを行い、その後 3 本のみ軸力を導入し計測を行った。また、壁高欄の施工前および施工後の計測を行い、発生応力を確認した。

P3 支点から P2 側に一番目の中間横桁位置 (C17) において、床版ハンチ部および頭付スタッドに着目して計測を行った。図-25 に示すように、スタッドには軸方向に 1 軸ゲージを表裏に貼付け、軸力による応力と橋軸直角方向の曲げ応力を評価できるようにした。

#### c) FEM 解析モデル

本 FEM 解析は、計測を行った C17 廻りに着目している。図-26 に解析モデルを示すが、横断面の半分をモデル化し、断面中央に対称条件を設けている。床版はソリッド要素、主桁および横桁はシェル要素、PC 鋼線は棒要素、スタッドは梁要素でモデル化した。PC 導入力は、棒要素に PC 導入力相当の温度荷重を与えることにより評価した。また、上フランジ上面にはギャップ要素を設け、床版と鋼桁間に圧縮力が作用するとき力を伝達させ、引張力の場合は離間させるものとし、上フランジから床版中央の間を梁要素で結合したスタッドにより引張力を伝達させた。

#### d) スタッド発生応力

PC 軸力導入および壁高欄施工によるスタッドの発生応力を表-8 に示す。同表中、計測値はスタッド

下面からハンチを立ち上げていたため、部分的に無筋状態となっていたことが原因の一つと考えられ、B 橋では上フランジ上面からハンチを立ち上げ、ハンチ筋を一定として、ひび割れを発生させる力に抵抗できるように構造が変更されている。しかしながら、同図 b) に示すように、主桁内側の中間横桁位置で上フランジと床版の界面に剥離が生じた<sup>52)</sup>。

#### b) 床版施工方法と計測項目

図-24 に計測時における床版施工フローを示す。床版打設後 PC 軸力を導入するまで型枠の移動が

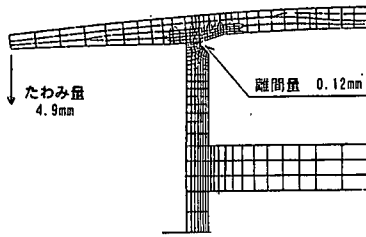


図-27 壁高欄荷重時の断面変形図

1本あたり2枚貼付けしたものの平均値（軸方向応力）を示す。

同表より PC 軸力導入時は計測値も FEM も高々  $2\text{N}/\text{mm}^2$  程度の小さいものである。一方、壁高欄施工時は、支間側スタッドに比較的大きな引張力が発生している。ここで、FEM 解析の値は計測値の3倍程度の値になっているが、実橋では上フランジ上面の付着やスタッドの軸部の付着があり、引張力すべてがスタッドに伝達される FEM 解析モデルとの相違が考えられる。

壁高欄荷重載荷時の FEM 解析による断面変形状態を図-27 に示すが、支間側の床版-鋼桁間の界面がわずかではあるが離間する結果が得られている。

#### e) まとめと界面剥離対策

ハンチ部ひび割れや界面剥離の問題は中間横桁位置で見られる現象であるが、これは、一般部の上フランジが荷重作用による床版および主桁の変形に追従するのに対して、横桁位置の上フランジは垂直補剛材や横桁により変形が拘束されるため、垂直補剛材直上位置で応力集中が生じているためと考えられる。

これに対し、壁高欄荷重では垂直補剛材直上には引張力が作用していることから、界面が剥離するなど損傷が発生するものと考えられる。

以上のことから、千鳥の沢川橋で施した界面剥離の対策は、以下の通りとした<sup>52)</sup>。

- ①スタッドをフランジの縁側に配置する。
- ②引抜きに強い長尺のスタッドを採用する。
- ③剥離を起こしても水分が界面に浸透しないように、ハンチ側上フランジ端部に水膨張型弾性シール材を床版打設前に先行して設置する。

また界面剥離について、PC 軸力導入では PC 鋼線の偏心配置方法によっては、垂直補剛材直上に引張力が作用することが考えられる。このように PC 鋼線の偏心量や折り曲げ位置の違いにより、腹圧力や2次力の発生状況に差異が生じるが、その発生量とこれらの要因分析が今後の課題とし

て挙げられる。ここで検討した FEM 解析では圧縮力が作用していることから、本橋の場合には PC 軸力導入による剥離の問題はないと考えられる。

## 6. まとめ

本文で示した PC 床版連続合成2主桁橋の設計・施工上の留意点は、千鳥の沢川橋で検討した事例を中心にまとめたものである。PC 床版、連続合成桁、鋼桁部材およびずれ止め等に関する各々の問題点については、今後建設される同形式の橋梁でも類似部分が多く、設計や施工計画にあたり、有益な情報を与えるものと考えている。本文の内容を要約すると、以下の通りである。

- (1) PC 床版の設計・施工：PC 床版の床版厚やハンチ形状に関する検討事例と留意点を示した。また PC 床版設計時の死荷重曲げモーメントの考え方とその問題点を示すとともに、PRC 床版設計の考え方を示した。さらに中間支点部橋軸方向床版の設計上の考え方と今後の課題をまとめるとともに、移動型枠を用いた PC 床版施工方法、床版打設順序等を反映した構造詳細を示した。
- (2) 連続合成桁の設計・施工：プレストレスしない連続合成桁の考え方と合理性を紹介した。また連続合成桁設計における荷重組合せ、床版打設順序、中間支点部の主桁仮定剛度、合成断面計算方法、クリープ、乾燥収縮の考え方等について、検討事例を含めた留意点を示した。さらにジャッキアップダウン工法の特徴、ジャッキアップダウン量の決定方法および導入プレストレスの減少等について、解析や応力照査事例を含めて紹介し、今後の課題をまとめた。
- (3) 鋼桁部材の設計・施工：連続合成桁の支間中央部における鋼桁腹板の少補剛薄板化に関して、その考え方と適用条件や施工荷重に対する留意点をまとめた。また FEM 解析検討から得られた中間支点付近の鋼部材の安定性に関する検討結果と、簡易な中間横桁の所要剛度の考え方等についてまとめた。
- (4) ずれ止めの設計・施工：合成2主桁橋のずれ止めについて、FEM 解析、載荷実験等を踏まえ、その設計手順を示した。さらに、床版施工時における鋼桁上フランジとコンクリート床版界面に生じる剥離事例と、FEM による解析検討、ならびに施工時の計測結果を示し、このような剥離に対する対策を示した。

謝辞：本研究は、千鳥の沢川橋の実施設計、施工段階での種々検討事項をまとめたものである。日本道路公団・高橋昭一氏、川尻克利氏には、本橋の設計段階においてご指導頂きました。また、同公団・太田哲司氏、田村陽司氏には、本橋施工段階においてご指導頂きました。

最後に、本研究を遂行するにあたり貴重なご意見ならびにご指導を頂きました、日本道路公団 関西支社、PC床版鋼2主桁橋の連続合成桁化に関する技術検討委員会（委員長：拓殖大学・伊藤学教授）のメンバーには、心より感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 高橋昭一, 志村 勉, 橋 吉宏, 小西哲司: PC床版2主桁「ホロナイ川橋」の設計および解析・試験検討, 橋梁と基礎, Vol.30, No.2, pp.23~30, 1996.
- 2) 瀬田時夫, 鷹野哲夫, 堀 重雄, 田中 勉: 城の谷橋(現場ヤード製作の広支間PC床版を有する2主1桁橋)の施工, 土木学会平成8年度関東支部年次学術講演会概要集, 1997.
- 3) 高橋昭一, 川尻克利, 宮内博英, 林 芳文, 塚島 朗: PC床版2主桁橋「キウス第一橋」の設計, 土木学会第52回年次学術講演会, I-A307, 1997.
- 4) 五十畑 弘, 綿引 透, 榛澤芳雄: 道路橋鋼合成桁の歴史的調査, 土木史研究, 第17号, pp.1~12, 1997.
- 5) 上阪康雄: 合成桁RC床版の現状と課題, 第1回鋼橋床版シンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.5~10, 1998.
- 6) Roik, K., Bergmann, R., Haensel, J. and Hanswille, G.: Verbundkonstruktionen, Bemessung auf der Grundlage des Eurocode4, Beton-Kalender 1993.
- 7) Service d'Etudes Techniques des Routes et Auto-roues: Ponts mixtes acier-beton bipoutres, Guide de conception, mars, 1990 (訳)坂井藤一, 八部順一, 長井正嗣: フランスの鋼・コンクリート合成2主桁橋梁の設計指針(上)(下), 橋梁と基礎, Vol.29, No.3, pp.33~41, Vol.29, No.4, pp.35~42, 1995.
- 8) Eurocode4: Design of Composite Steel and Concrete Structure - Part2: Composite Bridges ENV 1994.
- 9) (社)日本橋梁建設協会: PC床版を有するプレストレスしない連続合成桁 設計要領(案), 1996.
- 10) (財)高速道路技術センター, 日本道路公団北海道支社委託, PC床版2主桁橋の最適化に関する技術検討報告書, 1998.
- 11) (財)高速道路技術センター, 日本道路公団大阪建設局委託, PC床版鋼2主桁橋の連続合成桁化に関する技術検討 報告書, 2000.
- 12) 田村陽司, 川尻克利, 大垣賀津雄, 作川孝一: PC床版連続合成2主桁橋「千鳥の沢川橋」の設計, 橋梁と基礎, Vol.32, No.9, pp.18~22, 1998.
- 13) Ohta, T., Kawashiri, K., Nagai, M., Yabe, J., Ohgaki, K. and Kawaguchi, Y.: Design of a Continuous Composite Two-I-Girder Bridge - Chidrinosawagawa Bridge-, Proceedings of Civil and Environmental Engineering Conference (C&EEC), New Frontiers & Challenges, Vol.3, pp.27~34, AIT, Thailand, 1999.
- 14) 馬場敦美, 福岡一幸, 森 隆行, 伊藤聡哉: PC床版連続合成2主桁橋「千鳥の沢川橋」の施工, 橋梁と

基礎, Vol.32, No.10, pp.2~8, 1998.

- 15) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, II 鋼橋編, III コンクリート橋編, 1996.
- 16) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, II 鋼橋編, 1990.
- 17) 山本晃久, 大垣賀津雄, 作川孝一, 伊藤聡哉, 川尻克利, 福岡一幸: 連続合成2主桁橋「千鳥の沢川橋」のPC床版設計・施工, 第1回鋼橋床版シンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.101~106, 1998.
- 18) 坂井藤一, 八部順一, 大垣賀津雄, 橋本靖智, 友田富雄: 合成2主桁橋の立体挙動特性に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.41A, pp.945~954, 1995.
- 19) 作川孝一, 八部順一, 大垣賀津雄, 高橋昭一, 高畑和弘, 川尻克利: 横桁の影響を考慮した2主桁橋床版の死荷重曲げモーメントに関する一考察, 土木学会第52回年次学術講演会, I-A260, 1997.
- 20) 坂本純男, 中蘭明広, 稲葉尚文, 長井正嗣, 星埜正明: 2主桁橋梁の床版死荷重曲げモーメントに関する計算モデルの提案, 第2回道路橋床版シンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.287~292, 2000.
- 21) 松井繁之, 江頭慶三, 石崎茂: 長支間床版の設計曲げモーメント式に関する2, 3の考察, 鋼構造年次論文報告集, 日本鋼構造協会, 第3巻, pp.215~220, 1995.
- 22) 宮崎平和, 中野晴之, 糟谷恭啓, 島田 功, 加藤暢彦, 園田恵一郎: 道路橋長支間床版の設計曲げモーメント式の検討, 第1回鋼橋床版シンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.71~76, 1998.
- 23) 猪熊康夫, 本間淳史, 丸山勝, 河西龍彦: 長支間場所打ちPC床版の設計と施工計画(第2東名高速道路藁科川橋), 第2回道路橋床版シンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.1~6, 2000.
- 24) 松井繁之: 床版の技術開発, 一耐久性の向上, 施工合理化一, 橋梁と基礎, Vol.31, No.8, pp.84~94, 1997.
- 25) 橋 吉宏, 街道 浩, 小西哲司: 鋼道路橋適用されるPC床版の現状と課題について, 第1回鋼橋床版シンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.17~22, 1998.
- 26) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説-コンクリート構造物, 丸善, 1992.
- 27) 横道英雄, 成井 信, 上阪康雄, 石原重孝訳: レオンハルトのコンクリート講座③, 鉄筋コンクリートの配筋, 鹿島出版会, 1985.
- 28) 日本道路公団: 設計要領第2集, 橋梁建設編, 1998.
- 29) 土木学会: コンクリート標準示方書[平成8年度制定]設計編, 1996.
- 30) Hanswille, G.: Zur RiBbreitenbeschränkung biverbundtragern, Januar 1986.
- 31) Hanswille, G.: Cracking of Concrete, Mechanical Models of The Design Rules in Eurocode4, Conference Report, Composite Construction in Steel and Concrete III, ASCE, pp.420~433, 1997.
- 32) 橋 善雄, 向山寿孝, 湊 勝比古: プレストレスしない連続合成桁の静的実験, 土木学会誌, 第10号, pp.51~61, 1968.
- 33) 太田哲司, 川尻克利, 長井正嗣, 磯江 暁, 大垣賀津雄, 作川孝一: 少補剛設計した2主桁橋の施工時安定性に関する解析的研究, 構造工学論文集, 土木学会, pp.1263~1272, Vol.45A, 1999.
- 34) 大垣賀津雄, 山本晃久, 石毛立也, 猪本 真, 佐野秀昭, 酒井和男, 中蘭明広, 中村 元, 川尻克利: 連続合成2主桁橋の設計計算システムの構築, 土木学会

- 第 54 回年次学術講演会, VI-30, 1999.
- 35) 阪田憲次: コンクリートの乾燥収縮およびクリープの予測, コンクリート工学, Vol.31, No.2, pp.5~14, 1993.
  - 36) 土木学会: コンクリートの力学特性に関する調査報告書, コンクリートライブラリー69, 1991.
  - 37) 西尾研二, 山本晃久, 大垣賀津雄, 中村 元, 奥井義昭: 連続合成 2 主桁橋「千鳥の沢川橋」のクリープ, 乾燥収縮, ひび割れに関する解析的研究, 第 4 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.25~30, 1999.
  - 38) DIANA Nonlinear Analysis User's Manual, Release6.1
  - 39) 大垣賀津雄, 山本晃久, 作川孝一, 久保拓也, 田村陽司, 川尻克利: 連続合成 2 主桁橋の中間支座位点部ジャッキアップダウンに関する一考察, 土木学会第 53 回年次学術講演会, I -A13, 1998.
  - 40) 大垣賀津雄, 川口喜史, 磯江 暁, 高橋昭一, 川尻克利, 長井正嗣: 合成 2 主桁橋の鋼主桁補剛設計に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.1229~1239, 1998.
  - 41) Ohgaki, K., Yabe, J., Kawaguchi, Y. Ohta, T., Kawashiri, K. and Nagai, M. : Experimental Study on Ultimate Strength of Plate Girders With Large Web Aspect Ratio and Web Width-to-Thickness Ratio, Proceedings of Eurosteel '99, CVUT Praha, Vol.1, pp.141~144, 1999.
  - 42) 西村宣男, 大崎史淳, 長谷川徹雄: 曲げを受ける I 断面の局部座屈強度と限界幅厚比に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.37A, pp.135~144, 1991.
  - 43) 西村宣男, 秋山寿行, 松村達生: 曲げを受ける I 断面はりおよびプレートガーダーの強度設計法の一提案, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.39A, pp.165~174, 1993.
  - 44) 八部順一, 磯江 暁, 大垣賀津雄, 久保拓也, 作川孝一, 川口喜史: 連続合成桁腹板の少補剛設計法に関する研究, 川崎重工技報, 137 号, pp.84~89,1998.
  - 45) (社)日本道路協会: 鋼道路橋設計便覧, pp.250~256, 1980.
  - 46) 大垣賀津雄, 山田久之, 磯江 暁, 山本晃久, 田村陽司, 川尻克利, 長井正嗣: 2 主桁橋の中間支座位点付近下フランジの固定点間距離に関する解析検討, 土木学会第 53 回年次学術講演会, I-A14, 1998.
  - 47) 大垣賀津雄, 川口喜文, 八部順一, 長井正嗣: 連続合成 2 主桁橋のずれ止め設計に関する一考察, 鋼構造論文集, 鋼構造協会, 第 4 巻, 第 15 号, pp.81~91, 1997.
  - 48) 大垣賀津雄, 八部順一, 済藤英明, 長井正嗣: 長支間 PC 床版を有する 2 主桁橋の鋼桁-床版結合部の挙動に着目した実験研究, 鋼構造論文集, 鋼構造協会, 第 5 巻, 第 20 号, pp.85~99, 1998.
  - 49) Saito, H., Ohgaki, K., Yabe, J. and Nagai, M. : Experimental Study on Mechanical Behavior of Connecting Part Between Steel Girder and PC Slab Composite Two-I-Girder Bridges, Proceedings of The Seventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction , Vol.2, pp.1015~1020, Kochi, Japan, 1999.
  - 50) 八部順一, 山本晃久, 大垣賀津雄, 済藤英明: 連続合成 2 主桁橋のずれ止め作用力の簡易計算法, 川崎重工技報 139 号, pp.49~54, 1998.
  - 51) 松井繁之, 平城弘一, 三好栄二: 西ドイツの頭付きスタッドの新しい許可と設計計算例, 橋梁と基礎, Vol.20, No.9, pp.26~34, 1986.
  - 52) 猪本 真, 鹿島孝之, 大垣賀津雄, 山本晃久, 田村陽司, 川尻克利, 長井正嗣: PC 床版合成 2 主桁橋の床版施工時における鋼桁-床版結合部応力測定, 土木学会第 54 回年次学術講演会, CS-181, 1999.

(2000. 7. 3 受付)

## RATIONAL DESIGN AND CONSTRUCTION METHODS OF A CONTINUOUS COMPOSITE TWO-I-GIRDER BRIDGE WITH PC SLABS

Kazuo OHGAKI, Jun-ichi YABE, Akihiro NAKAZONO,  
Hajime NAKAMURA and Masatsugu NAGAI

The purpose of this paper is to present the rational design and construction methods of a continuous composite two-I-girder bridge with pre-stressed concrete slabs. Since this type of bridge has possibilities on realizing good cost performance, speedy construction, on-site labor saving and easy maintenance, the number of construction of it has been increasing. In the design of Chidorinosawa Bridge, we carried out several experimental and analytical studies in order to establish the rational design and construction methods. In this paper, in addition to results obtained from the above researches, valuable information on designing and constructing the composite two-I-girder bridge are summarized.