

投稿論文(和文報告)

**TECHNICAL
REPORT**

プレキャスト床版合成桁斜張橋の設計と施工

前田研一¹・志村 勉²・橋 吉宏³・越後 滋⁴

¹正会員 工博 東京都立大学助教授 工学部土木工学科 (〒192-03 東京都八王子市南大沢 1-1)

²正会員 技術士 川田工業株式会社 橋梁事業部開発営業部 (〒114 東京都北区滝野川 1-3-11)

³正会員 工博・技術士 川田工業株式会社 技術本部研究室 (〒114 東京都北区滝野川 1-3-11)

⁴正会員 工博・技術士 川田工業株式会社 技術本部 (〒114 東京都北区滝野川 1-3-11)

合成桁を斜張橋に適用した場合、連続合成桁同様に負の曲げモーメント部の床版応力が問題となる。本橋ではこの問題に対処するために、ケーブル張力を調整することによりプレキャスト RC 床版にプレストレスを導入する方法を採用した。合成桁斜張橋にプレキャスト床版を用いた形式、および上記の床版プレストレスの導入法は、わが国で初めての試みであり、種々の施工試験や現場計測を実施し、適用した設計法および施工法の妥当性を検証した。

Key Words : composite girder, cable-stayed bridge, precast slab, design and construction

1. 緒 言

国内外における斜張橋の発展には目覚ましいものがあり、近年では、より高い経済性を求めた合成桁斜張橋が注目されている。海外では既に、数橋の長径間斜張橋に合成桁形式が適用され、その地歩を着実に固めつつある¹⁾。これらの実績の多くは、桁高の極端に低い 2 主桁形式で、床版に超高強度のコンクリートを使用したプレキャスト製品を採用し、床版支間を橋軸方向(横桁間隔)に取った構造である。わが国においては、この形式の斜張橋は、試設計の段階で止まり、未だ実績がなかった²⁾。この理由は、上述の特色を有する長径間合成桁斜張橋をわが国に適用するには、材料強度や、クリープ・乾燥収縮の影響の評価、床組構造、耐風安定性、および、プレキャスト床版の継手構造と施工法、プレストレスの導入法など、設計・施工上の解決すべき課題が多く残されていたからである。

本報告は、小規模ではあるが、わが国で最初に建設されたプレキャスト床版合成桁斜張橋の設計、および、施工について報告するものである。本橋は、主桁に比較的桁高の低い 2 箱桁断面の鋼桁を採用し、現存する設計基準類の規定が許す範囲内での設計を原則として、鋼床版桁形式に比べてより経済的に、かつ工期をより短縮することを目的に設計されたものである。海外における 2 主桁形式のものの一とも言えるが本橋の設計思想、および、使用材料は全く異なっている。すなわち、本橋では、主に道路橋示方書の連続合成桁に関する規定を準用しており、特別に高い強度のコンクリートを床版に使用することなどはせず、従来のように床版支間を橋軸直角方向

(縦桁間隔)に取った通常の RC 床版として設計している。

また、本橋では、クリープ・乾燥収縮の影響を考慮して許容引張応力度の規定を満足させるために、斜張橋本来の特性を生かして、床版と鋼桁の合成前、後におけるケーブル張力の直接的な調整により、床版にプレストレスを付加する方法が採用されている。さらに、プレキャスト床版の鉄筋継手にはループ状重ね継手が、床版パネルブロック間の間詰部、および、床版と鋼桁とを合成させるための結合部には、膨張コンクリート、および、膨張モルタルの使用が、それぞれ採用されている。これらの採用は、少なくともわが国では初めての試みである。

最初に述べたように本橋の規模は小さいが、本報告で述べる内容のほとんどは、合成桁斜張橋に共通の問題点を克服して実施されたものであり、2 主桁形式の長径間斜張橋にも応用できるものである。なお、耐風安定性の照査については本橋の規模からその対象外とした。

本報告ではまず、本橋の概要と構造形式決定の経緯を述べた後、プレキャスト床版の構造、および、各部の設計手法と床版へのプレストレスの導入法について記述する。次に、床版のひびわれ対策としての膨張コンクリート、膨張モルタルの使用について、膨張性能や、施工性に関する試験結果を示し、膨張材使用の有用性を検証する。さらに、現場施工状況と、プレストレスの導入量の確認を含む精度管理結果、および、完成直後の載荷試験とその後の長期測定の結果を示し、本橋の設計、施工法の妥当性を検証する。

なお、鉄筋継手として採用したループ状重ね継手を有するプレキャスト床版の耐久性について、引張応力の伝

達性能試験や、疲労試験を実施し、コンクリート標準示方書（土木学会）の規定に準拠して使用限界状態の照査などを行っているが、これらに関しては別に報告済み⁴⁾であるので、ここでは省略する。

2. 橋梁概要と構造形式決定の経緯

本橋（写真-1参照）は民間橋梁であり、主としてモニュメント性や、景観デザイン面から、斜張橋形式が選定されたものである。反面、斜張橋形式の選定後は、経済性の向上、および、工期の短縮が至上課題とされ、その結果、プレキャストRC床版を用いた合成桁斜張橋が採用されるに至ったものである。ただし、本橋は町道を跨いで民間所有地間を結ぶ位置関係にあり、工事の安全性および、構造の耐久性については、公共の一般橋梁と変わらぬ配慮が必要とされた。

橋梁概要は次の通りであり、全体構造の一般図を図-1に示す。

- ①形式：2 径間連続鋼箱桁斜張橋（2 面吊り活荷重合成床版）。
- ②橋格：床版・床組は一等橋（T-20）扱い、その他は二等橋（L-14）。
- ③支間：110 m（支間割 65 m + 45 m，橋長 111 m）。
- ④幅員：全幅 10 m。
- ⑤床版：プレキャスト RC 床版（ただし、間詰部，両端増厚部（打ちおろし部），地覆部は現場打ちコンクリート施工），設計基準強度 400 kgf/cm²，ヤング係数比 $n=7$ 。
- ⑥鋼材：主桁・床組（縦桁は H 形鋼）242.0 ton，ケーブル関係 14.4 ton，主塔 60.5 ton，その他 27.5 ton。

床版については、斜張橋の特性を生かした張出し施工や、支柱式支保工施工を採用すれば死活荷重合成床版とすることが可能であるが、本橋では主桁の架設にベント工法が採られ、ベントの本数や撤去時の制約などから活荷重合成床版とした。ただし、後述するように、床版と鋼桁の合成前、後にケーブル張力の調整を行って、床版にプレストレスを付加しており、このことは、死荷重の一部に対しては合成断面で抵抗することを意味している。

3. プレキャスト床版の構造詳細

本橋で使用されたプレキャスト床版における配筋筋の継手構造を図-2に示す。プレキャスト製品を使用する場合、まず問題となるのが、床版パネルブロックを相互に連続化する方法である⁵⁾。床版内に PC 鋼材を配置して橋軸方向にプレストレスを導入する方法⁶⁾などもある

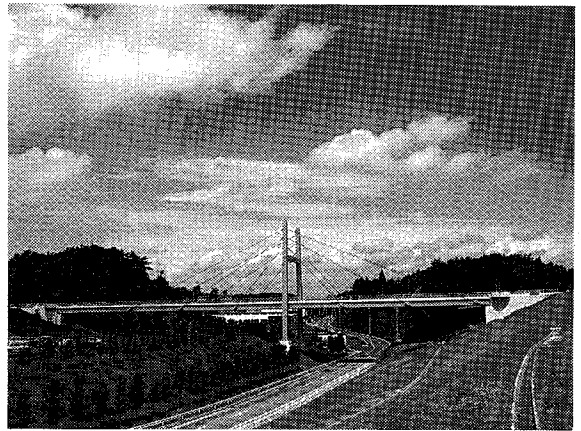


写真-1 全景

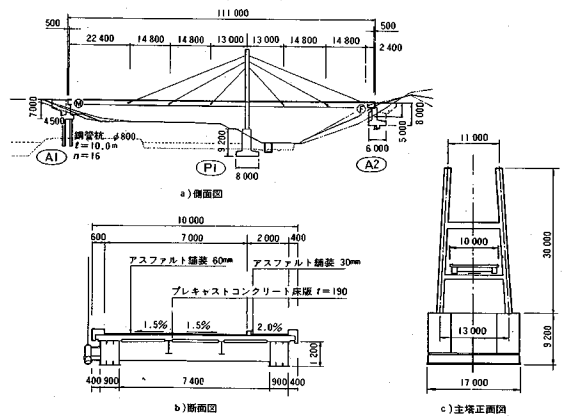


図-1 全体一般図

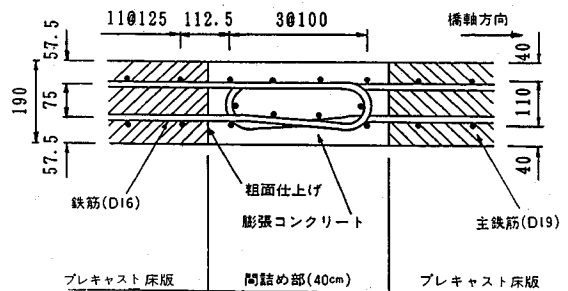


図-2 継手構造

が、配筋が複雑になること、および、クリープへの影響が大きくなることから、図-2に示したように、各ブロック間に現場打ちコンクリートによる間詰部を設け、ループ状重ね継手を用いる方法を採用した。ループ状重ね継手は、海外における2主桁形式の合成桁斜張橋⁷⁾に既に適用されており、継手部の鉄筋の加工が多少煩雑となる

が、プレストレス作業がなく現場施工の省力化を可能にするものである。

ループ状重ね継手に関する規定がわが国にはなかったことから、道路橋示方書Ⅲにおける単純な引張継手の規定を準用し、重ね長の最小値である鉄筋径の20倍に相当する320 mmの重ね長を採っている。DIN 1045などの海外の基準や、ここでは省略した引張応力の伝達性能試験の結果⁴⁾からは、ループの効果によってこの重ね長をかなり低減できることが予測されたが、道路橋示方書Ⅲの規定では継手位置を一断面に集中させないことを原則としている。一断面集中とならざるをえない本継手に対して、合成形モデルによる疲労試験を実施し、このようなループ状重ね継手を有するプレキャスト床版合成桁の使用限界状態における照査を行い耐久性を確認している⁴⁾。

文献6)には、スイスにおけるプレキャスト床版の継手例として、図-3に示すような対称継手、および、非対称継手が紹介されている。しかしながら、床版パネルブロックの製作を容易にすること、および、床版の断面欠損を避けることなどを考え、本橋では、現場打ちコンクリートの施工性などにも配慮して400 mmの幅となった間詰部の構造を単純化した。このため、工場型枠に遅延剤を塗布して脱型後に表面を水洗いすることによって、打継目を粗面仕上げとすることによりせん断力の伝達性の向上を図った。また、間詰部コンクリートの打設時には、簡易な吊り型枠を設けることとした。なお、打継目を粗面仕上げとする効果を、支点位置に打継目を設けた簡単な梁モデルによるせん断試験により確かめているが、ここでは省略する。

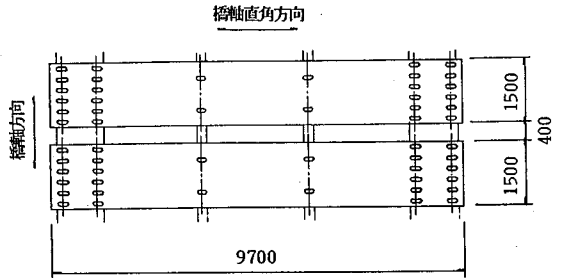
間詰部の幅が400 mmに決定されたことによって、プレキャスト床版の各パネル(幅1,500 mm×長さ9,700 mm)は、鋼桁とケーブルの架設の完了後に図-4(a)に示すように合計55枚敷き並べられ、鋼桁と合成された後に間詰部の現場打ちコンクリートが施工されることとなった。間詰部におけるプレキャスト床版とスタッドジベルの位置関係は図-4(b)のとおりである。鋼桁の両端部には、スタッドジベルの密な配置、および、床版の増厚部の打ちおろしのために、A1側、A2側ともに約3 mの長さの現場打ちコンクリート区間を設け、鉄筋継手は単純な重ね継手を用いた。

地覆部については、間詰部の現場打ちコンクリートの打継目が側面からの美観を著しく損なうという理由から、全長にわたり現場打ちコンクリートで施工することとした。

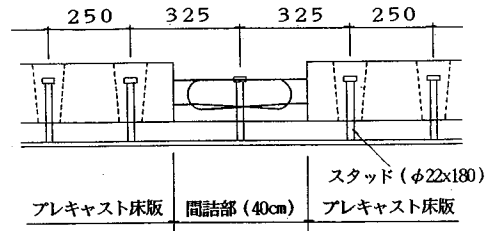
各床版パネルと鋼桁との合成は、図-5に示すような結合部に、パネル表面の開孔部からモルタルを現場注入することによって行うこととした。この図におけるスポンジテープは、弾性支持状態として製作、架設誤差に起



図-3 スイスにおける継手例⁶⁾



(a) プレキャスト床版の配置



(b) スタッドジベルの位置

図-4 床版の配置とジベルの構造

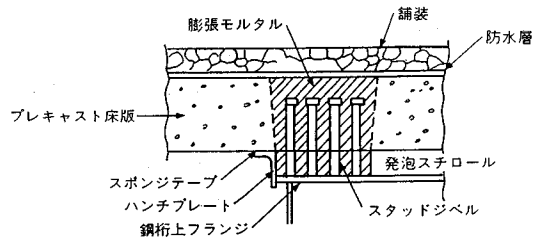


図-5 鋼桁との結合部と防水層

因する不陸を軽減すると同時に、モルタル漏出や床版面とハンチプレートが直接に接することを避けるために挿入されたものである。また、床版の耐久性を維持するために、舗装と床版の境界には防水層を配置し、漏水による鉄筋の腐食や劣化の進展に対処している。

4. 設計手法と床版へのプレストレスの導入法

(1) 橋梁各部の設計手法とその結果

設計計算は、平面骨組モデルを対象に微小変位解析に

よって行い、合成後断面に対しては、主桁の中立軸とケーブルの定着位置とのズレが大きいため、これらの偏心を考慮したモデルを用いた。ここに、有効幅は、軸力に対しては全断面有効とし、曲げモーメントに対しては、各着目断面における影響線から等価支間長を求め、道路橋示方書Ⅱの規定にしたがって算出したものを用いた。

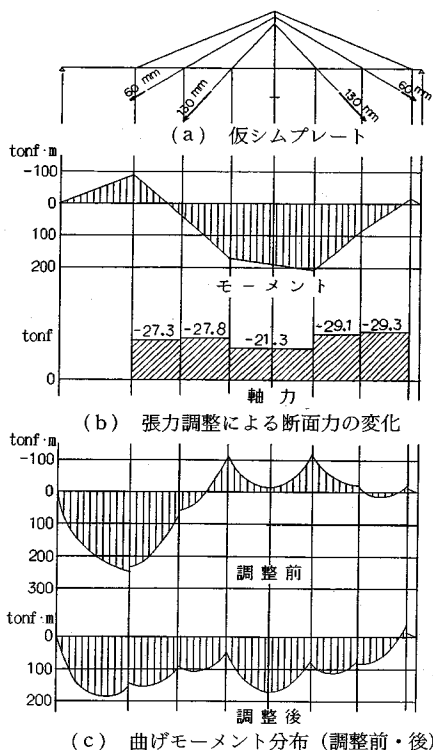
クリープ、乾燥収縮の影響に関しては、Dischingerの基本式を変形法によるマトリックス骨組解析法に組込んだ汎用解析プログラム^{7),8)}を適用して断面力に及ぼす影響を計算した。クリープ係数(ϕ)、乾燥収縮度(ϵ)は、プレキャスト床版を工場製作後、90日間の養生期間を経た後に架設するものとして、道路橋示方書Ⅲの規定にしたがい、それぞれ $\phi=1.7$ 、 $\epsilon=160\mu$ とした。なお、海外の事例⁹⁾によれば、さらに小さな値を採っているが、この問題については設計時の課題であり、後述するように実橋における計測を実施し考察を加えることとした。

主桁の橋軸方向の支持条件は、一般の中小径間斜張橋の場合と同様に、A1橋台、および、P1橋脚位置で可動、A2橋台位置で固定とした。これに対して、鉛直方向については、P1橋脚位置すなわち主塔位置で支持しない、いわゆるフローティングタイプとしている。その理由は、鉛直方向支持により主桁に大きな負の曲げモーメントが作用することは、合成桁斜張橋の床版コンクリートにとって極めて不利だからである。なお、P1橋脚位置には、主桁を橋軸直角方向に支持するウインドシューが設けられている。

前述の海外における2主桁形式による実施例のような桁高の低いI形断面桁の適用も検討されたが、本橋の規模では、桁高の低減や、床組構造を含めた鋼重および製作工数に関する経済性には差異のないことがわかり、架設時の安定性、および、桁下からの美観などから箱形断面桁を最終的に採用することとした。箱形断面は、幅0.9m、高さ1.2mであり、中立軸を床版中心軸にできるだけ近付けるように桁高の低減を図った結果、製作性を考慮した最小寸法から決定されたものである。

ケーブルは、ノングラウトタイプのポリエチレン被覆ケーブルを採用し、主径間側中段、下段と側径間側上段、下段に $\phi 7 \times 109$ 、および、主径間側上段と側径間側中段に $\phi 7 \times 91$ の仕様のもをそれぞれ使用した。設計計算においては、架設その他の誤差として完成時張力の10%を見込み、疲労の照差はDIN1073により活荷重張力の変動幅を1/2として行った。また、主塔については、特に景観デザインの面から、塔面内の形状や塔柱の高さなどが決定された。

本橋では主鉄筋方向に対応する床版支間を橋軸直角方向(縦桁間隔)に取っており、床版としての作用については、道路橋示方書Ⅱに準拠して通常の合成桁のRC床版に準じた設計を行った結果、主桁間に2本の縦桁、お



図一六 ケーブル張力調整による断面力の変化

よび、5m間隔の横桁を配置して、床版厚を190mm(最小厚)とすることが決定された。また、橋軸方向鉄筋(配力筋)の鉄筋量は、主桁断面の一部としての作用についてコンクリート断面を無視した設計を行う場合の規定にしたがって、断面積比2.0%とした。この値は、引張応力を受ける版および配筋の規定における最小鉄筋量であり、耐久性を損なう過大なひびわれを生じないように定められたものである。後述するようにコンクリート断面を有効とする設計を行った結果、床版に作用する引張応力を全て鉄筋が負担するとして算出された所要鉄筋量は1.0%であり、この2.0%の値に比べて小さいものであった。

なお、ずれ止めには最も一般的なスタッドジベルを用い、通常の合成桁において考慮されるものと同様の水平せん断力に、ケーブル張力の水平成分に相当する軸力が45度の分布角で床版全幅に伝達するとして求めた水平せん断力を加えて安全性を照査した。当然、鋼桁の両端部では、スタッドジベルをかなり密に配置する必要がある。前述のように現場打ちコンクリート施工の区間を設けた。

(2) 許容引張応力度と床版へのプレストレスの導入
道路橋示方書Ⅱの合成桁の項には、連続合成桁のよう

に負の曲げモーメントが作用する場合、コンクリート断面を有効とする設計と、それを有効とはせずに無視する設計とが、ともに規定されている。本橋では、わが国最初の施工例ということも考えて、安全を見込み、両者の規定を同時に満足させる設計を行っており、コンクリート断面を無視する設計の規定から橋軸方向鉄筋量を決定したことは前述した通りである。

他方、コンクリート断面を有効とする設計では許容引張応力度が定められており、死荷重、プレストレス、クリープ、乾燥収縮などの持続的に作用する主荷重に対しては引張応力の発生を許さず、活荷重や衝撃、温度差などの変動荷重を含めた場合でも、最大 25 kgf/cm² と規定されている。本橋の場合、工期の短縮を最優先して活荷重合成桁としたこともあって、この規定を満足させるためには、床版へのプレストレスの付加が必要であることは明らかであった。

そこで、床版にプレストレスを導入する方法を検討し、プレキャスト床版と鋼箱桁との合成前、後でケーブル張力を直接的に調整する方法を採用した。PC 鋼材による緊張も検討されたが、3章で記述した床版の連続化の方法として適用された場合の問題点と全く同様の問題があり、斜張橋本来の特性を生かしたいという考え方もあって不採用となった。

採用された方法は、ベント上でのジャッキアップなどを必要とせず、キャンチレバー架設工法による場合にも適用し得るものであり、図-6(a)に示すように、両径間の中段、下段ケーブルに対して合成前にそれぞれ 60 mm、130 mm の仮シムプレートを定着部に余分に挿入しておき、合成後にそれらを撤去してケーブル張力を調整し、主桁の断面力分布を変化させるものである。

この方法によれば、図-6(b)に示すように、合成後に作用する荷重による負の曲げモーメントが支配的な領域に正の曲げモーメントを生じ、同時に、傾斜の緩やかな上段ケーブルの張力が増加することによって軸圧縮力を生じさせることが可能である。図-6(c)は、参考のために、調整前、後の主桁の曲げモーメント分布を示したものである。これらのことは、活荷重の一部に対しては合成断面で抵抗することを意味している。

図-7(a)は、ケーブル張力調整後の死荷重、および、プレストレス載荷状態における床版上下縁での応力 σ_{cu} 、 σ_{cl} の最大、最小値の分布であり、図-7(b)は、それにクリープ、乾燥収縮の影響を加えた場合の同様の分布を示したものである。また、図-7(c)は、さらに活荷重と衝撃を載荷（温度差による応力は小さく省略）した場合の同様の分布を示したものである。

図-7(a)、(b)の両者の差をとることによって、クリープ、乾燥収縮のみによる応力変動をみることができる。塔位置の $\sigma_{cu, max}$ の値に着目すると、床版上縁に

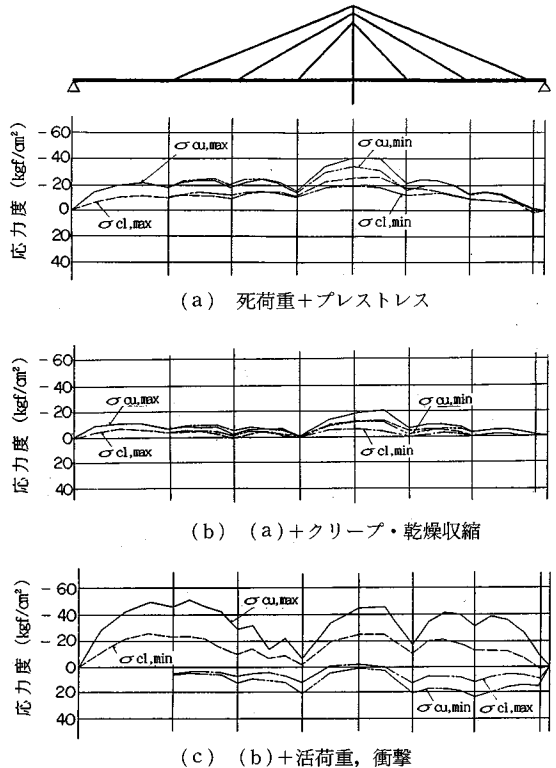


図-7 床版上下縁の最大、最小応力度

表-1 プレキャスト床版のコンクリート配合

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スラン プ (cm)	空気量 (%)	水セメ ント比 (%)	細骨材 率 (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
					水 W	セメン ト C	細骨材 S	粗骨材 G	非引削 り材料
20	8.5	4.0	37.5	40.0	150	400	716	1087	3.62

は最大 26 kgf/cm² の引張応力を生じることがわかり、また、鋼箱桁下縁には最大 -423 kgf/cm² の圧縮応力を生じることが確認されていることから、クリープ、乾燥収縮の影響は無視できないものといえた。

図-7(b)からは、持続的に作用する主荷重に対しては引張応力を生じていないこと、および、図-7(c)からは、最大引張応力が許容値 25 kgf/cm² を上回っていないことがわかる。したがって、本項で述べた導入法によって十分なプレストレスが床版に付加され、道路橋示方書 II の合成桁の項における許容引張応力度の規定を満足させることが確かめられた。

5. 床版ひびわれ対策としての膨張材の適用

(1) 膨張コンクリート

プレキャスト床版の利点の一つは乾燥収縮度を低減で

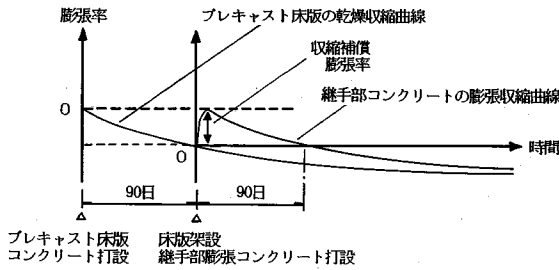


図-8 乾燥収縮の進行と収縮補償

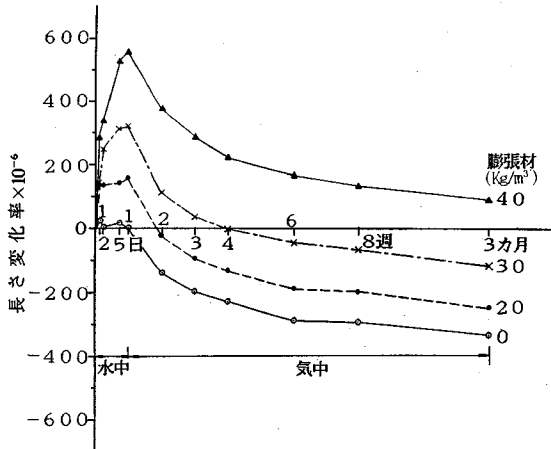


図-9 B法における試験結果

表-2 膨張コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水結合材比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m³)					
					水 W	セメント C	膨張材 E	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 AE減量
25	8.0	4.0	37.1	42.6	158	391	35	739	1012	1.33

きることであり、その方法としては、品質管理を徹底して単位水量を出来るだけ少なくするという配合上の配慮や、工場製作から現場架設までの材令を調整することによるものなどがある。製作期間、型枠数、および、保管ヤードの検討結果、表-1に示すような配合（呼び強度 400 kgf/cm²）で、前述したように、架設の90日前までに製作を完了しておくこととした。しかしながら、この材令の調整によって、間詰部や鋼桁両端部での現場打ちコンクリートとの材令差による乾燥収縮度の差異が、打継目におけるひびわれの発生に対して弱点となることが予想された。

そこで、この材令差に起因する収縮度差を補償することを目的として、膨張コンクリートの使用を検討した。膨張コンクリートの使用にあたっては、収縮補償を行うための膨張率の設定と単位膨張材量の決定が不可欠である。この場合、図-8に示すように、プレキャスト部と

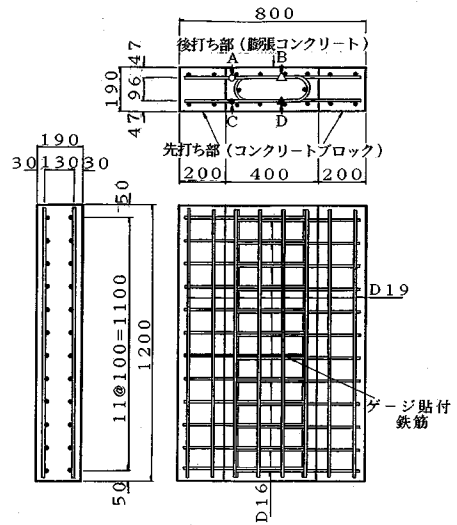


図-10 継手構造模型

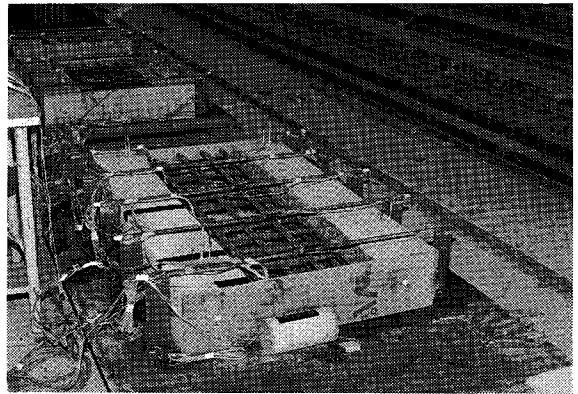


写真-2 継手構造模型設置状況

間詰部（継手部）コンクリートの乾燥収縮曲線が交わらないように膨張率を設定する必要があり、両者の収縮が相似形で進行すると仮定すると、継手部コンクリートの膨張率が材令差に対応する材令90日の時点でゼロ以上であれば、この仮定条件は満足されることになる。

単位膨張材量はその増加に伴ってコンクリート強度が低下するものであり、収縮補償を目的とした場合、既往の実施例では 30 kg/m³とすることが多く、その際の膨張率は、JIS・A6202「コンクリート用膨張材」参考1に記載されたA法によれば材令7日で150~200μであるとされている。しかし、実際に使用する骨材などを用いて、収縮挙動も追跡できるB法による膨張試験を実施した結果、図-9に示す試験結果が得られた。この図から、30 kg/m³の膨張材量の場合には、材令7日の膨張率は十分であるが、材令90日における上述の条件は満足できないことがわかり、所要膨張材量を 35 kg/m³と決定した。

それに伴い、表-2に示す配合(呼び強度 400 kgf/cm²)の膨張コンクリートの使用が決定された。

このようにして配合は決定されたが、本橋の場合、配力筋がループ状の継手構造であることや、膨張に対する拘束が2方向の鉄筋によること、配力筋の鉄筋比が2%と比較的大きいことなど、B法における供試体と条件が大きく異なることから、これらの条件に即した実物大の供試体による膨張性能の確認試験をさらに実施した。写真-2、図-10に示す供試体を用い、橋軸方向の伸びを測定するために上筋、下筋に貼付したひずみゲージ(A~D)により、膨張量を計測した結果、図-11に示す計測結果が得られた。道路橋示方書IIIには、材令4~7日と材令90日の場合の乾燥収縮度の差は40 μ 、材令28日と材令90日との差は20 μ と標準値が規定されている。コンクリートそのものの乾燥収縮度はこの値より一般に大きいとしても、図-11の確認試験の結果から、膨張率が材令90日の時点でゼロ以下となることは考えられず、収縮補償の目的に対して十分な膨張量であると判断した。

(2) 膨張モルタル

プレキャスト床版と鋼桁とを合成させるために、床版パネル表面から結合部に注入されるモルタルについても、同様の膨張材による膨張モルタルの使用を検討した。経済性を考え、従来の無収縮モルタルに替えて使用することを意図したもので、当然、流動性、および、無収縮性に関して同等の性能が要求された。また、その注入箇所から、ブリージングをほとんど生じないことも、要求された重要な条件であった。

充填モルタルの品質(流動性、ブリージング率、膨張率および圧縮強度)を試験する方法は、本橋の施工時には土木学会規準として制定されておらず、日本道路公団の無収縮モルタルに関する規準¹⁰⁾を準用することとした。この規準には、流動性に関して、土木学会規準「PCグラウト試験方法」におけるJロートの流下時間が8 \pm 2秒となるコンシステンシーの品質が規定されている。ブリージングに配慮して水セメント比を40%以下とし、セメントと細骨材の重量比が1:2のモルタルを実際に使用する骨材を用いて試験練りを行った結果、高性能減水剤を添加することによって、Jロート流下時間8秒のコンシステンシーを確保できた。

架設現場での施工性については、気温20 $^{\circ}$ Cの室内における試験結果から、上述の減水剤をセメント重量に対して総計1.0%まで適時添加していくことにより、3時間程度までは十分な流動性を持続できることを確かめた。さらに、モルタル圧送用スクイズ式ポンプの性能やミキサー車1台当りの運搬量による作業時間の検討の他、実大模型を用いた床版パネル開孔部からの注入試験も実施

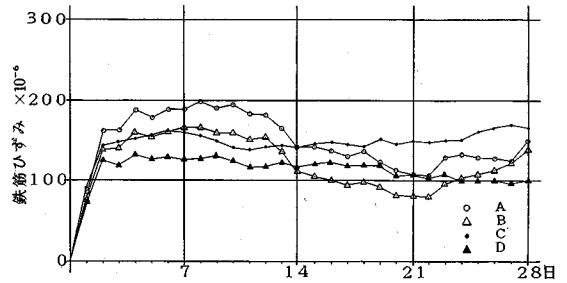


図-11 鉄筋ひずみ計測結果

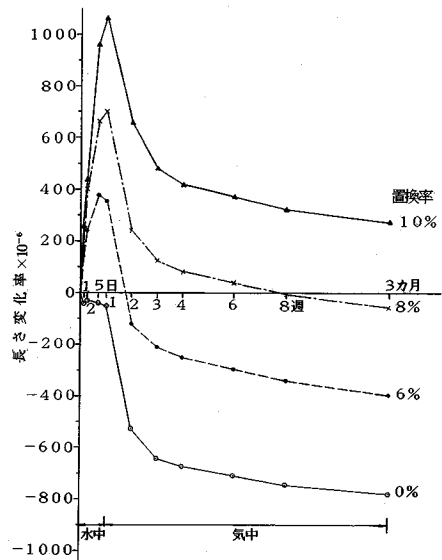


図-12 モルタルの膨張率試験結果

し、問題がないことを確認した。

他方、無収縮性に関しては、材令7日で収縮してはならないという品質が、前出の規準¹⁰⁾には規定されている。本橋では、膨張モルタルの施工箇所が合成効果を発揮する上で極めて重要な場所であるため、材令7日の無収縮性はもちろん、床版コンクリートの設計基準強度400 kgf/cm²に対して十分な強度を確保できる範囲内で可能な限り膨張材量を多くする配合が検討された。膨張率の測定は、JIS-A6202「コンクリート用膨張材」付属書の膨張材のモルタルによる膨張性能試験方法に準じて行われた。流動性に関する配合条件の下に減水剤を1.0%添加し、膨張材量をセメント重量に対して0~10%に変化させた配合で行った試験結果を図-12に示す。また、各配合における強度試験結果を表-3に示す。これらの結果から、6%以上の膨張材量で材令12日以上の無収縮性を示すが、10%では材令7日の強度低下が大きいことから、8%の膨張材量が適当であると考えられた。この8%の場合、7日強度は404 kgf/cm²、および、28日強度は576

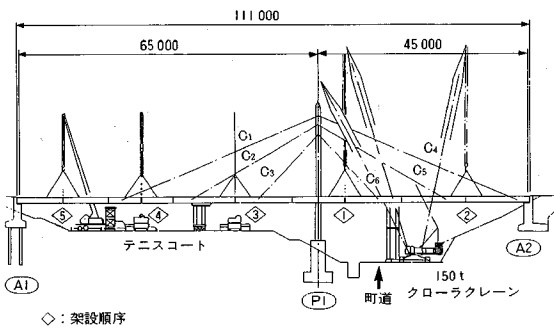
表一3 モルタルの圧縮強度

置換率 (%)	7日強度 (kgf/cm ²)		28日強度 (kgf/cm ²)	
	拘束	無拘束	拘束	無拘束
0	491(100)	491(100)	622(100)	616(100)
6	518(105)	466(95)	630(101)	619(100)
8	456(93)	404(82)	624(100)	576(94)
10	381(78)	320(65)	619(100)	563(91)

()内は、置換率0%強度に対する比%

表一4 膨張モルタルの配合

Jロー ト落下 時間 (sec)	水結合 材比 (%)	置換率 (%)	砂結合 材比 (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
				水 W	セメン ト C	膨張材 E	細骨材 S	澱和副 減水剤
8	39.1	8.0	190.8	264	622	54	1290	~6.76



図一13 架設概要

kgf/cm²であり、プレキャスト床版の設計基準強度に対して十分な強度が得られていることがわかる。したがって、所要の性能を満足できたと判断し、最終的に、表一4に示す配合による膨張モルタルの使用を決定した。ここで、減水剤は現場で適時添加し、最大添加量は6.76 kg/m³であり、この量は、セメント重量に対して1.1%であった。

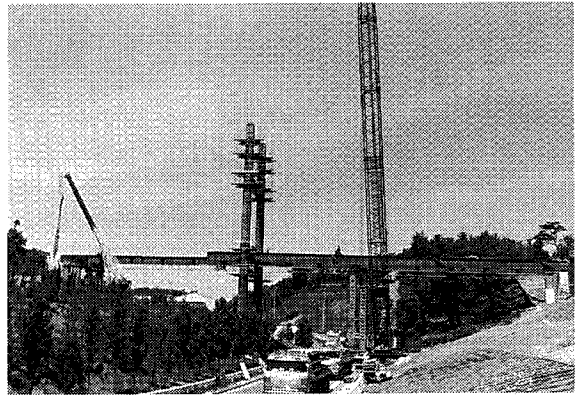
なお、前節の膨張コンクリートの場合も含めて、膨張材の適切な使用は、耐久性の向上に効果的であることが土木学会・コンクリート構造物の耐久設計指針（試案）¹¹⁾には明記されており、今後の発展が十分に期待できるものであるとされている。

6. 現場施工実施およびその精度管理結果

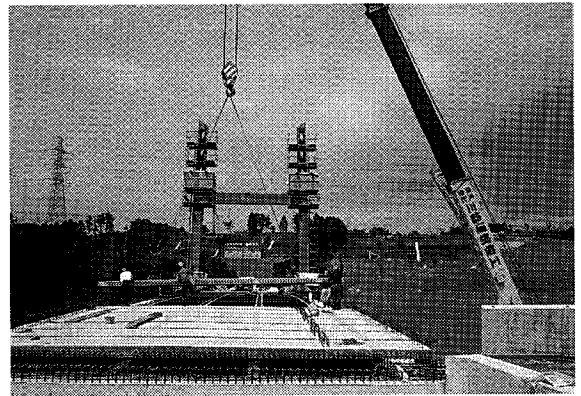
本橋の施工条件の主なもの以下のものであった。

①上、下部工併せて6ヶ月間という短い工期に合わせた急速施工が要求される一方、町道を跨ぐ工事ゆえに安全第一も要求され、両者を満足する架設工法の選択が必要である。

②実績のない鉄筋継手や、膨張コンクリート、膨張モルタルの使用など、プレキャスト床版の架設に対して



写真一3 主桁の架設状況



写真一4 プレキャスト床版設置状況

は十分な注意と配慮が必要である。

③設計方法、および、床版へのプレストレスの導入法に従った施工手順を忠実に現場において再現し、かつ、導入成果を確認する必要がある。

その結果、図一13に架設概要を示すように、3基のベントを配置し、主塔、および、P1~A2間の主桁は150tonfクローラークレーンによって、また、A1~P1間の主桁は75tonfトラッククレーンによって、それぞれ架設することとした。写真一3は、150tonfクローラークレーンによる主桁の架設状況を示したものである。

プレキャスト床版は、鋼製型枠を使用して工場製品としての出来形精度を確保した結果、横断勾配の精度を含めて±5mm以内の形状寸法の誤差に収めることができた。90日以上養生の後、床版パネルの現場架設が行われた。写真一4は、75tonfトラッククレーンによる架設を示したものである。

ケーブルは、ベント支持された主桁上に敷設を終えたプレキャスト床版パネル表面で展開された。ケーブルの架設、定着の完了後、直ちにベントを撤去し、床版と鋼桁との合成前において、床版プレストレスを付加するための余分な仮シムプレート（仮シムプレート）を塔側定着部に挿入した状態

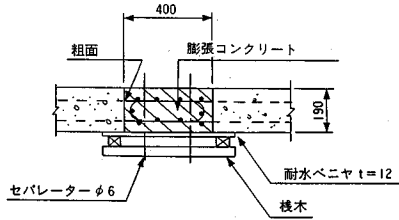


図-14 間詰部の型枠

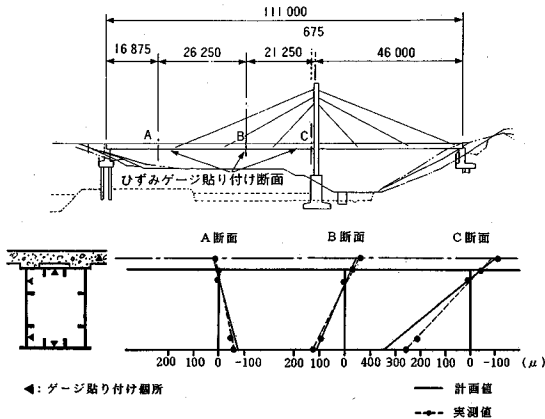


図-15 プレストレスの導入

での精度管理を実施した。主桁、主塔の形状、および、ケーブル張力を管理項目とし、ケーブル断面温度測定用として、PE被覆されたφ7×109仕様で長さ約1.5mのダミー供試体を橋上に設置した。

引き続き、各床版パネルと鋼桁とを合成させるための膨張モルタルの注入作業に移り、注入は、モルタル圧送用スクイズ式ポンプ1台を使用してポンプ圧送により行った。練混ぜから注入終了までの時間を極力短くすることを考え、ミキサー車1台あたりのモルタル圧送量は最大で2m³とした。注入作業は2段階に分けて行われ、モルタル表面が床版パネル下面に達した段階で中断し硬化を待った後に、パネル開孔部に充填した。さらに、膨張モルタルの完全な硬化を確認後、作業性を考えて図-14に示すような吊り型枠を設け、間詰部に膨張コンクリートを打設して、床版パネルブロックを相互に連続化した。合成後におけるケーブル張力の調整は、その状態で床版コンクリートに許容応力を超える箇所が発生しないように、計算結果に従って仮シムプレートを順次撤去することにより行った。その後、合成前と同様の精度管理を実施する一方、間詰部コンクリート内部、および、鋼桁表面に取付けたひずみゲージを用いて、仮シムプレート撤去前後の応力変動を測定した。

精度管理の結果、形状の誤差は許容値をはるかに下回

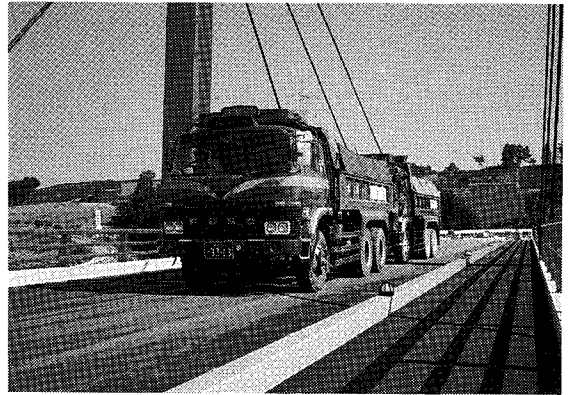


写真-5 載荷試験状況

表-5 実施工程

		(1989年) 月	2月	3月	4月	5月	6月	7月
下部工	P1 橋脚		■	■	■			
	A1 橋台		■	■	■			
	A2 橋台		■	■	■			
上部工	主塔				■			
	溶接・塗装					■		■
	仮設備				■			
	主桁				■			■
	桁					■		
	足場					■		
ケーブル	架設					■		
	張力調整					■	■	
	プレキャスト床版着付け					■		
床版	膨張モルタル・コンクリート打設						■	
	地覆・高欄						■	■
	照明							■
橋面	舗装・伸縮装置							■

り、ケーブル張力の誤差も、設計で考慮した完成時張力の10%に相当する許容誤差内に、十分余裕を持って収めることができた。一方、ひずみゲージによる測定結果からは、図-15に示すような応力変動の実測値が得られ、床版にはほぼ設計値(計画値)に近い十分な量のプレストレスを導入できたことが確認された。

最後まで残されていた地覆部コンクリートの打設を行い、防水層、さらには、アスファルト舗装の施工を終えることによって、本橋は無事完成した。表-5は、本工事の実施工程を示すものである。この表からわかるように、総計55枚の床版パネルブロックを予想以上に速く敷設でき、結合部の膨張モルタルや間詰部の膨張コンクリートの施工を含めても約20日で完了し、通常の現場打ちRC床版の場合と比較して大幅に工期を短縮できた。その結果、上、下部工併せて6ヶ月間という極めて短い工期内で、本工事を終えることができた。

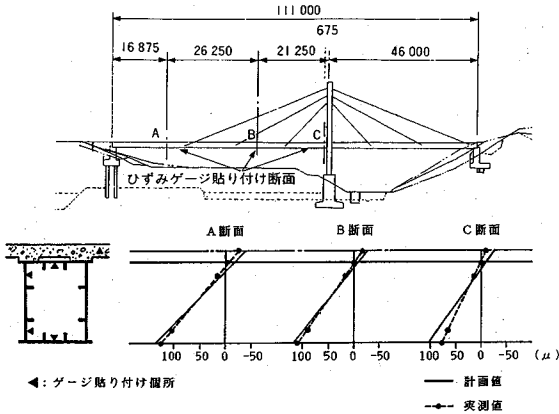


図-16 荷重試験結果

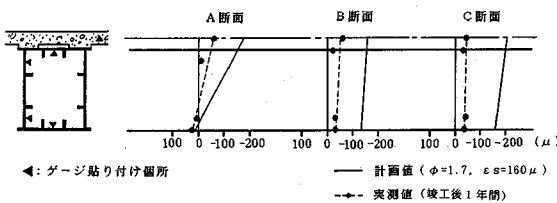


図-17 クリープ・乾燥収縮ひずみ

7. 静的荷重試験および長期測定による検証

構造完成時の段階で、床版と鋼桁の合成効果を確認するために荷重試験を実施した。試験は、写真-5に示すように総重量が21.88 tonfと21.20 tonfのダンプトラック2台を載荷し、載荷時に変化する鋼桁と床版のひずみを計測した。試験結果の一部として、図-16に、図中に示したA, B, C断面位置の幅員中央にトラックを載荷した時の各断面のひずみ解析結果を、設計値(計画値)とともに示す。図-16の結果から判断すると、主桁とプレキャスト床版が合成挙動を示していることは明らかである。また、実測値が計画値より若干小さいのは、地覆等の剛性が寄与しているためと考えられる。これらの試験結果によると、経済性から採用した合成桁構造がその機能を十分に果たしていることが確認されたと言えよう。

また、プレキャスト床版を用いた場合のクリープ係数および乾燥収縮度の設定については、今後の検討を要することは前述したとおりである。そこで、本橋では、クリープおよび乾燥収縮の程度を調べるために、上記のA, B, C断面に設置したひずみゲージについて長期の計測を行った。図-17は、竣工時と竣工後1年間に变化したひずみ量の計測結果を設計値(計画値)とともに示したものである。ひずみ測定は、部材間の温度差が少ない

早朝に実施され、両測定時の気温の差は約1°Cとわずかで、両測定時の橋体の温度条件はほぼ同じであった。したがって、このひずみ量は、竣工後一年間でクリープおよび乾燥収縮により变化したひずみ量であるとみなしてもよいと考えられる。ここで、設計値は、前述したようにクリープ係数1.7、乾燥収縮度160μに対応する値である。図-17における計画値と実測値を比較すると、これから進行するであろうクリープおよび乾燥収縮度を見積もっても、本橋におけるプレキャスト床版のクリープおよび乾燥収縮度は、設計値よりもかなり小さいことが推測される。したがって、前述した課題に対して、本橋では、結果的には海外における事例と同様に、道路橋示方書によるクリープ係数、乾燥収縮度より小さな値を採ってもよいものと考えられた。プレキャスト部材に対するクリープ係数および乾燥収縮度の推定法については今後の課題であり、より多くのデータの蓄積¹²⁾が望まれるものと思われる。

8. 結 言

わが国で最初のプレキャスト床版を用いた合成桁斜張橋の建設において、各種室内試験結果や、施工実態と実施工期、精度管理結果、および、荷重試験、長期測定による実橋試験結果などから、適用した設計、施工法の妥当性を検証することができた。ループ状重ね鉄筋継手による床版パネルの連続化、張力調整による床版へのプレストレスの導入、および、ひびわれ対策としての膨張コンクリート、膨張モルタルの採用など、新しく取入れた試みは、有用かつ実用的であるといえた。

本橋は、道路橋示方書IIの連続合成桁に関する規定を中心に現存する設計基準類の規定の許す範囲内で設計されたもので、従来形式の斜張橋の鋼床版がRC床版に置換えられたものといえ、中小径間斜張橋の建設に際して経済性の向上、および、工期の短縮を図る形式として、現状では位置付けられるものと考えられる。二主桁形式の長径間斜張橋への応用を含め、本報告が合成桁斜張橋のわが国における発展に何らかの寄与ができれば幸いである。

参考文献

- 1) 佐野信一郎, 長井正嗣, 井澤 衛, 奥井義昭: 合成桁斜張橋の適用支間に関する一検討および構造詳細の紹介, 橋梁と基礎, Vol. 28, No. 2, 1989.
- 2) P.R.Taylor: Annasis Cable Stayed Bridge, *Canadian Structural Engineering*, 1986.
- 3) 建設省土木研究所構造橋梁部構造研究室: 二主桁合成床版を有する斜張橋の設計に関する調査報告書, 土木研究所資料第2961号, 1991.
- 4) 前田研一, 橋 吉宏, 柳澤則文, 志村 勉, 梶川康男:

- 合成桁斜張橋・プレキャスト床版の設計法とループ状重ね継手の耐久性に関する研究, 土木学会, 構造工学論文集, Vol. 36 A, 1990.
- 5) 高速道路調査協会・日本橋梁建設協会: 鋼橋の計画ならびに構造の合理化に関する研究, 昭和 62, 63 年度報告, 1989.
- 6) 中井 博編: プレキャスト床版合成桁橋の設計・施工一床版の急速施工と耐久性向上のために, 森北出版, 1988.
- 7) 北島彰夫: 鋼・コンクリート合成構造の汎用クリープ・乾燥収縮解析, 川田技報, Vol. 3, 1983.
- 8) 町田文孝, 北島彰夫, 越後 滋: 鋼・コンクリート合成構造の汎用クリープ・乾燥収縮解析, 土木学会第 38 回年次学術講演会講演概要集, 1983.
- 9) H.S. Sevansson, B.G. Christopher and R. Saul: Design of Cable-Stayed Steel Girder Composite Bridge, *J. of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 112, No. 3, 1984.
- 10) 日本道路公団: 構造物施工管理要領 5-2-3, 無収縮モルタル, 1989.
- 11) 土木学会: コンクリート構造物の耐久設計指針 (試案), コンクリート・ライブラリー第 65 号, 1989.
- 12) 中井 博, 栗田章光, L. ノ瀬伯子: コンクリート合成構造物の応力・変形解析のためのクリープ係数と乾燥収縮量に関するデータベースの作成, 構造工学論文集, Vol. 37 A, 土木学会, 1991.
- (1993.10.21 受付)

DESIGN AND CONSTRUCTION OF A CABLE-STAYED COMPOSITE GIRDER BRIDGE WITH PRECAST RC-SLABS

Ken-ichi MAEDA, Tsutomu SHIMURA, Yoshihiro TACHIBANA
and Shigeru ECHIGO

In the case of using composite girders as main girders of a cable-stayed bridge, tensile stresses in RC slabs become problem. In this bridge, it was possible to introduce compressive stress in the RC slab by adjusting cable tension before and after composition with the precast RC slabs and the steel girders. These construction method in the attempt for the first time in Japan, and the practicality of these construction method was able to be confirmed by various measurements in the actual bridge.