

U型コア断面を有するプレキャストセグメント橋の構造特性

Structural Characteristics of Precast Segmental Bridge with U-shaped Core Section

池田 博之*, 水口 和之**, 浅井 洋***, 平 喜彦****

Hiroyuki IKEDA, Kazuyuki MIZUGUCHI, Hiroshi ASAI, Yoshihiko TAIRA

* 日本道路公団 中部支社 建設第二部 構造技術課長 (〒460-0003 名古屋市中区錦2-18-19)

** 日本道路公団 中部支社 四日市工事事務所 (〒510-0832 四日市市伊倉1-2-14)

*** 住友建設(株) 技術研究所 (〒329-0432 栃木県河内郡南河内町仁良川1726)

**** 住友建設(株) 土木本部 P C 設計部 (〒160-8577 東京都新宿区荒木町13-4)

Precast segmental bridges generally require the large casting yard and stockyard near the site, so the construction of this type may be limited against site conditions such as in an urban area. The factory-manufactured precast segmental bridge was adopted to Furukawa viaduct, 1,475m in total length on New Meishin Expressway for the first time, since the viaduct was constructed within a residential area and casting yard and stockyard could not be set up near the site. The main feature of the bridge is to keep the weight of each 16-meter-wide precast segment to no more than 294kN (30tf) and a unique u-shaped precast core segment was selected. This paper describes the structural characteristics of the segment with horizontal rib, a full-scale span test, and survey on the site during construction.

Key Words: precast segmental bridge, U-shaped core section, full-scale test

1. はじめに

近年我が国の橋梁建設においては、施工の省力化、構造の合理化、経済性の向上や工期の短縮などを目的として、プレキャストセグメント橋に関する研究が進められ、その採用が多くなっている。その一方でプレキャストセグメント橋では一般に、型枠設備や架設機器などの機械設備やセグメントの製作、ストックヤードが必要となるため、初期の設備投資が大がかりとなる。このためこの工法は、ある程度施工延長の長い架橋条件であるとともに、架橋地点近郊に用地が確保できる場合に限定して採用されてきた。

都市内をはじめとした住居地域等でプレキャストセグメント工法を適用する場合、建設に必要な製作、ストックヤードを近隣に確保することが難しい場合が多い。したがって架橋地点と離れた所、例えばコンクリート工場などでセグメントを製作し、架橋地点まで一般公道を運搬することになる。一般公道を運搬するためにはセグメントの重量に制約を受けるため、合理的なセグメント形状を選定する必要がある。

第二名神高速道路古川高架橋¹⁾²⁾は、橋長1,475mのPC9～13径間連続箱桁橋であり、製作ヤードが架橋地点近くに建設できないという条件から、我が国で初めて本格的な工場製プレキャストセグメント工法を採用している。古川高架橋の橋梁諸元を表-1に、使用材料を表-2に、主桁断面

図を図-1に示す。本橋では工場製プレキャストセグメントを架橋地点から約60km離れたコンクリート工場内で製作し、その重量を294kN(30tf)以下に抑えてトレーラーで架橋地点まで運搬している。本橋の大きな特徴は、片側3車線の第二名神の幅員に対してセグメントの軽量化を図るために、主桁の断面形状を工夫したことにある。すなわち、ウェブおよび下床版で構成されるU形の主桁に上床版のリブを有した開断面のプレキャストセグメントを最初に架設し、その後で上床版を現場打ちしている。これによりセグメントの軽量化を図り架設重量を低減することができ、架設桁の軽量化も図ることができる。

表-1 橋梁諸元

橋 名	第二名神高速道路 古川高架橋
橋梁形式	9～13径間 P C 連続箱桁橋
橋 長 (m)	近鉄跨線橋 : 365.0 古川高架橋 : 473.8(東橋)+321.2(西橋) 朝明高架橋 : 315.0 合計 : 1475.0
支間長 (m)	近鉄跨線橋 : 34.2+3@35.0+5@38.0+34.25 古川高架橋 : 34.72+35.73+45.5+9@36.2+35.25 34.5+2@35.4+36.0+4@35.4+34.5 朝明高架橋 : 34.4+7@35.0+34.03
有効幅員	14.000m～15.724m
平面線形	R=700m

表-2 使用材料

使用材料	仕 様
プレキャストコンクリート	$\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$
PC板	$\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$
場所打ち床版コンクリート	$\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$
主方向PC鋼材	SWPR7B, 19S15.2
リブ横締PC鋼材	SWPR19, 1S28.6
床版横締PC鋼材	SWPR19, 1S21.8
鉄筋	SD345

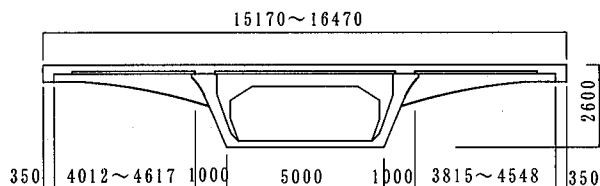


図-1 主桁断面図

本橋のような断面を持つプレキャストセグメントによるスパンバイスパン架設工法は世界でも初めてであるため、詳細な設計検討に加えて、設計の妥当性を検証するために実物大供試体による載荷試験を行った。

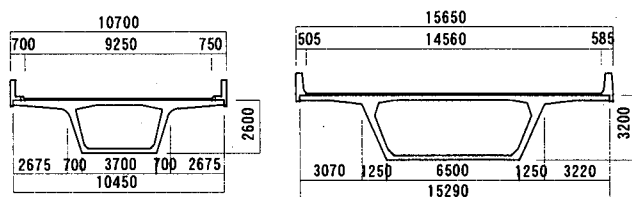
本稿は、このU型コア断面+リブ構造を有するセグメント橋について、その構造特性および設計概要を述べ、併せて実物大確認試験および実橋での計測結果について記述するものである。

2. 工場製U型コア断面の構造概要

2.1 従来のプレキャストセグメント

既往の実績によると従来のプレキャストセグメント橋

では、セグメント1個あたりの重量は約500kN～800kNであり（図-2），これらはいずれも架橋地点近郊で製作、運搬および架設されたセグメント橋である。一方、架橋地点から離れたコンクリート工場でセグメントを製作し、運搬するためには一般公道を使用するため運搬規制上セグメント重量を294kN(30tf)以下に抑える必要があるが、全断面をプレキャストセグメントとした場合には重量が大幅に超過する。このため従来のセグメントに対して、セグメントを短くする、あるいは主桁断面を分割してコアセグメント部とあと施工部とに分けることでセグメントの軽量化を図る必要がある。このうち前者はセグメント数が増加し、製作、架設いずれに対しても不利となる。一方後者では主桁断面のうち、セグメントを架設し構造系が自立するだけの最小限の断面をコア断面として先行架設し、これを利用してその他の部位をあと施工することで、主桁断面の軽量化が図れ、架設機器等の低減も可能となる。



(a) 標準幅員断面

(b) 広幅員断面

図-2 既往のプレキャストセグメント主桁断面^{3),4)}

図-2(b)は第二名神高速道路における同種橋梁の主桁断面を示している。ここでは、桁高3.2m、全幅15.29mの主桁断面に対して、断面積比で上床版57%，ウェブ26%，下床版17%となり、上床版が断面の半分以上、張出し床版の

表-3 断面形状の比較

	基本構造 全断面セグメント	第1案 箱形コア断面+張出し床版リブ	第2案 U型コア断面+リブ
セグメント鳥瞰図	セグメント長 1.4m 	セグメント長 1.9m 	セグメント長 2.6m
構造諸元	(支間長L=35.0) ・全断面積 : 6.860m ² (1.00) ・セグメント数 : 32個/支間 ・PC鋼材 : 146kN/支間 (19S15.2*12本)	(支間長L=35.0) ・コア断面積 : 4.976m ² (0.73) ・セグメント数 : 20個/支間 ・PC鋼材 : 146kN/支間 (19S15.2*12本)	(支間長L=35.0) ・コア断面積 : 2.942m ² (0.43) ・セグメント数 : 15個/支間 ・PC鋼材 : 146kN/支間 (19S15.2*12本)
特徴	・従来の全断面セグメント構造 ・セグメント長が短く、セグメント数が多い ・製作・運搬・架設に対して不利	・閉断面のためねじり剛性が大きい ・床版横締にカップリングが必要	・セグメント数が少なく、施工の省力化が可能 ・床版横締にカップリングが不要 ・床版鉄筋の連続化が図られる ・U断面でのねじり剛性が小さい
評価	△	○	◎

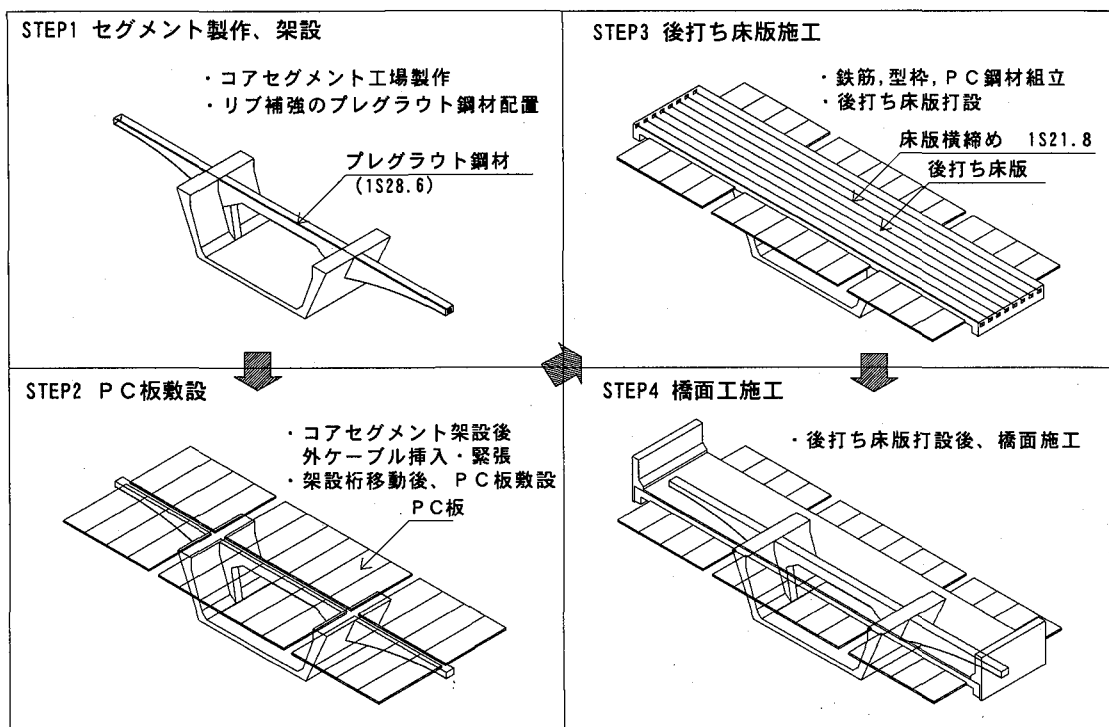


図-3 施工要領図

みでも全断面の23%を占めている。断面の軽量化を図りセグメント長を大きくとるためには、断面各部位の軽減が重要となるが、特に断面の半分以上を占める上床版の構造がセグメントの軽量化に最も影響を及ぼす。

2.2 断面選定コンセプト

本橋では、上床版をあと施工とするプレキャストセグメントコア断面として、従来の1室箱桁セグメント構造に対して、第1案 箱型コア断面+リブ、第2案 U型コア断面+リブの2案について、経済性、施工性および構造的合理性に着目し、比較を行った。ここで上床版構造は、対象橋梁が広幅員であることからリブ付き床版構造として張出し床版を長くとり、下床版幅を抑えて断面の軽量化を図っている。表-3にセグメント重量を294kNとしたときの比較検討結果を示す。

両案とも全断面セグメント構造と比較して、セグメントの軽量化、セグメント数の減少が可能となっているが、U型コアは箱型コアに対してセグメント長を大きくとれ、セグメント数を約25%低減できる。上床版を一体施工することで、横締め鋼材のカップリングの不要や上床版鉄筋の連続化が図れる。また、第2案および第3案は、あと施工となる上床版重量をコア断面で抵抗することになるが、コア断面に効果的にプレストレスを与えることができるため、本橋では全断面形状とPC鋼材量にほとんど差異がなかった。

以上より主桁形状として、U型コアセグメントを有するリブ付き構造を最終的に採用した。最終構造に関する施工要領図を図-3に示す。

コアセグメントを架設した後に施工する上床版はPC合成床版構造とし、セグメントの水平リブ間にPC板を敷設し、これを床版施工に必要な型枠支保工として利用している。すなわち床版に配置した水平リブは、張出し床版長を大きくとるとともに張出し床版および中間床版に配置するPC板の支持部材としての役割、および後述するU型コア断面の変形防止に対しても有効となっている。

なお主方向のプレストレスは、コアセグメント架設時の1次プレストレスと、上床版施工後の2次プレストレスに分けて導入する。すべてのPC鋼材をコンクリート断面外に配置する全外ケーブル方式を採用し、使用鋼材として19S15.2を12本配置し、このうち1次鋼材として8本緊張する。

3. U型コアセグメント構造の設計

U型コアセグメント構造は世界的に見ても例が無く、適用に際して十分な構造検討が必要である。そこでリブ付きU型コアセグメントの構造について、以下の項目に着目して検討を行った。

3.1 コアセグメントの製作・架設時における挙動

U型コアセグメントは上床版が構築されるまでは主桁が開断面構造であり、

- ①上床版がないため、正の曲げに対する圧縮フランジ幅が狭い、
- ②断面剛性が小さく、製作、架設時の変形が箱桁断面に比べて大きい、
- ③開断面であるためねじり剛性が小さい、一方本橋は平面

曲率 $R=700\text{m}$ を有している、

以上が従来の箱桁構造と異なる点、および本橋での留意事項として挙げられる。このため設計においては上記構造的特徴に留意して検討を行った。

(1) 曲げ圧縮応力度に対する設計

U型断面では上床版が無く正の曲げに対する圧縮ブランジ幅が狭いため上床版施工時にウェブ上縁に高圧縮応力度が作用することが考えられる。設計では平面骨組解析によって求めた応力度に対して、道路橋示方書・同解説、Ⅲ コンクリート橋編⁵⁾（以下道示）に規定されている架設時における許容応力度の25%割増しを行わず、許容圧縮応力度を 18N/mm^2 とした（設計基準強度 60N/mm^2 ）。設計におけるウェブ上縁最大圧縮応力度は架設完了時で 17.5N/mm^2 発生する（図-4）。

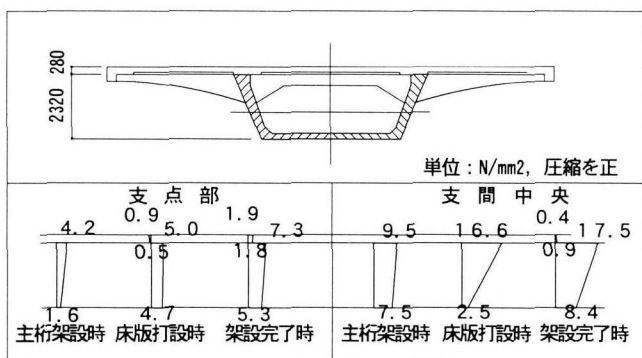


図-4 支間中央主桁応力度の履歴

(2) 水平リブによる断面の横方向変形防止

図-5は異なる3種類の主桁形式に対して単径間モデルに主桁自重およびプレストレスを作用させた場合の、支間1/4部の主桁の変形と応力を示す。これによると水平リブがない場合、開断面では主桁の鉛直変形に伴い断面が開く（あるいは閉じる）変形が生じる。一方セグメント中央に水平リブを設置した場合にはこの変形および応力は抑えられ、箱桁断面と同等の変形となる。以上から水平リブの設置は主桁断面の横方向変形防止に対して有効であるといえる。

(3) ねじりモーメント

一般の箱桁構造のような閉断面では、ねじり中心が断面図心にはほぼ一致しているが、U型断面では断面図心とねじり中心とが大きく異なる。本橋の標準断面の場合、コア断面図心は下床版下縁上方880mmの位置にあるが、ねじり中心は下床版下方803mmの位置となる。外ケーブル構造の曲線桁では外ケーブル偏向位置に、プレストレスにより鉛直分力が生じるとともに平面曲率 R 中心方向に水平腹圧力が生じ、これによるねじりモーメントが発生する。

図-6に示す通り、U型断面と箱桁断面ではこのねじりモーメントおよびねじり変形は、それぞれ逆向きに発生す

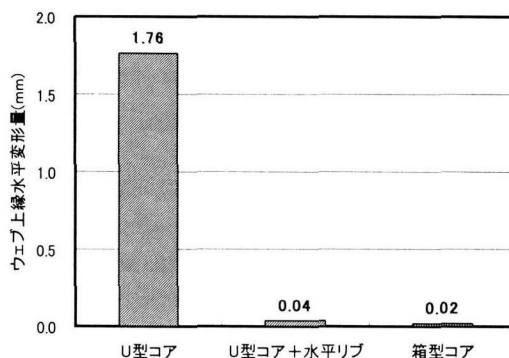
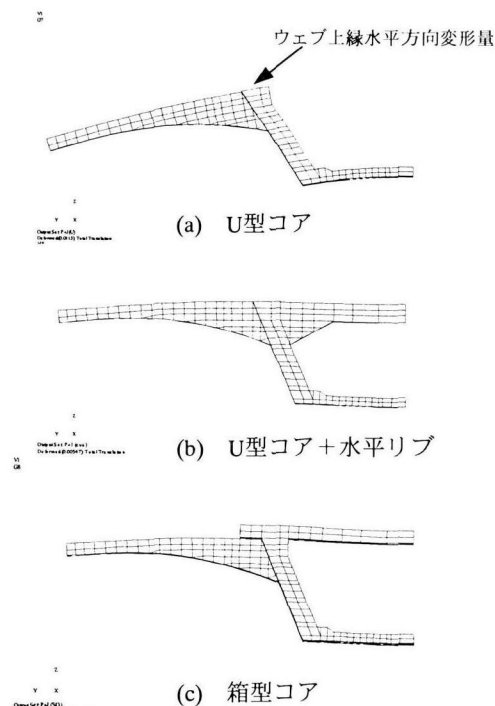


図-5 主桁断面の横方向変形

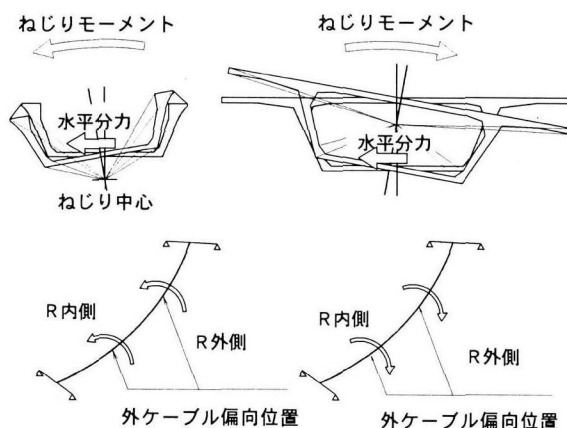


図-6 面外水平分力に対するねじり変形

ることになる。図-7は古川高架橋における外ケーブルによる水平力による主桁ねじり変形について、U形断面と箱形断面とを比較したものである。水平力は下床版ディビエータ位置に外ケーブル水平分力を与えた。ねじり変形は、箱形断面はR外側（正負号）へ、U形断面ではR内側（負符号）に回転する。U形断面は、箱形断面に比べるとねじり剛性が小さいため、ねじり変形量は大きくなる。しかし、その量は回転角にしてごくわずかであることがわかった。

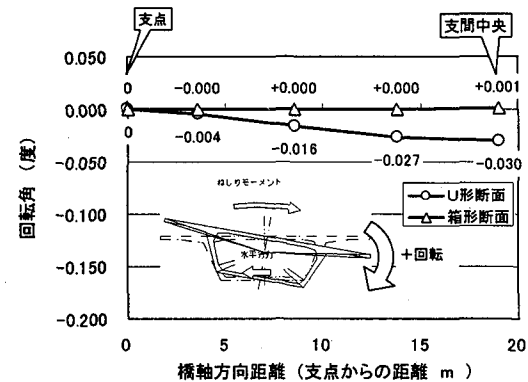


図-7 U型断面と箱形断面のねじり変形の比較

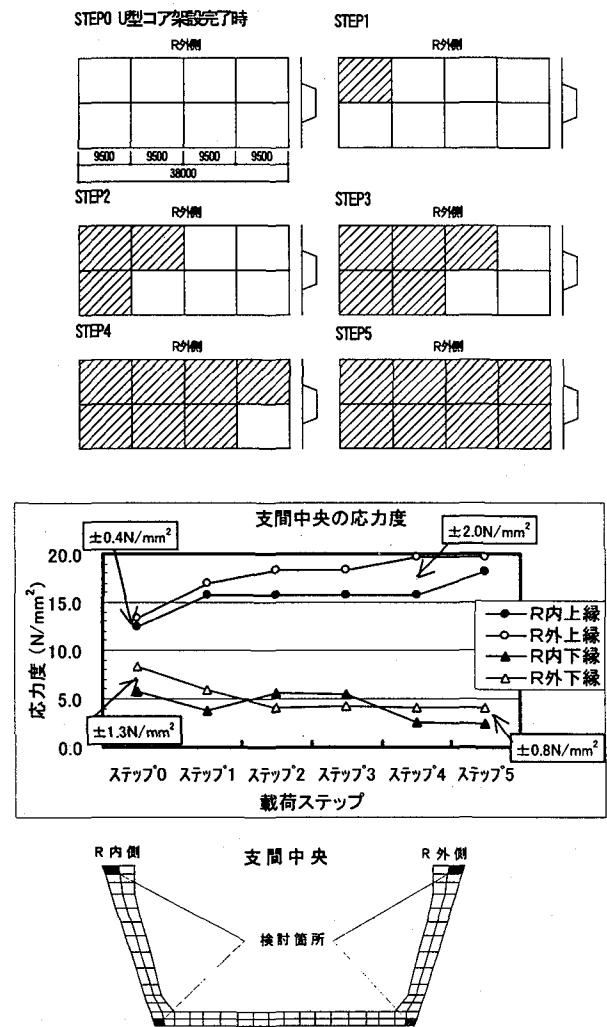


図-8 そり拘束応力度を考慮した主桁応力度

(4) そり拘束応力度

U断面ではねじり変形に伴い橋軸方向に発生するそり拘束応力が、閉断面と比較して大きくなることが考えられる⁶⁾。本橋は、構造系完成以降は上床版と一体の箱桁構造となるが、構造系が完成するまでは開断面構造である。さらに本橋は、平面曲率700mを有していることから、ねじり変形に伴うそり拘束応力度を設計で考慮した。

床版施工時には、コンクリートの打設がある程度片側のみ先行して施工されることが想定される。このためこれにより生じるねじりモーメントおよびそり拘束応力度を考慮した。架設時における最大ねじりモーメントおよびそり拘束応力度の算出は、図-8に示すように1支間モデルの3次元線形FEMモデルに対して、スパンを4分割した9.5m区間が先行施工する厳しい状態を想定して、STEP0～5の順に載荷した。

検討の結果、床版コンクリートを偏載させた場合、各ステップ毎で断面左右の軸方向応力度に最大で $\pm 2.0\text{N/mm}^2$ の差（ステップ4ウェブ上縁）が、床版荷重全載時で $\pm 0.8\text{N/mm}^2$ の差が生じた。設計では平面骨組解析による許容応力度を 18N/mm^2 に抑えたが、そり拘束応力度を考慮した局部応力度は 20N/mm^2 程度に収まることが確認できた。

4. 実大供試体による確認試験

4.1 目的

本橋のようなU型断面形状は過去に実績が無く、箱桁断面に比べて曲げ剛性、ねじり剛性ともに小さいため設計で行った諸検討の妥当性および架設時の安全性を確認する目的で実物大の確認試験を行った。

4.2 実験概要

実橋は連続桁構造であるが、実大供試体はその1径間をモデルとした単純桁構造とした。断面諸元および平面線形は実橋に合わせ、平面曲率 $R=700\text{m}$ 、最大横断勾配7.5%を再現した（図-9）。セグメントは端横桁も含め17セグメントとし、外ケーブル19S15.2 $\times$ 8本を配置・緊張して載荷試験を行った。

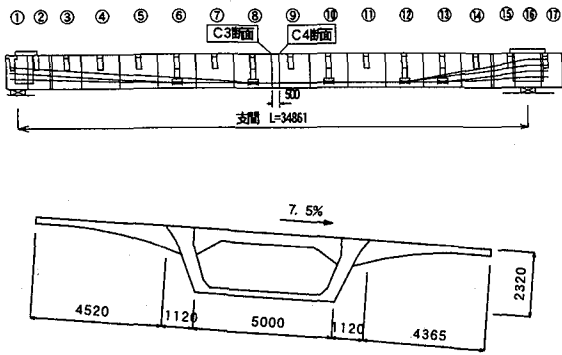


図-9 確認試験供試体諸元

載荷による主桁変形量と支間中央断面主桁応力度分布を測定した。支間中央断面（C3断面）は、セグメント接合面から約70mmと近いため、接合面および水平リブの影響が少ない断面（C4断面 図-8参照）についても測定した。主桁応力度は、主桁最外縁に配置した軸方向鉄筋ひずみ測定値およびコンクリートひずみ測定値にコンクリート弾性係数を乗じて算出した。載荷試験時のコンクリート弾性係数は、封かん養生したΦ10×20cm円柱供試体の測定値（34.3kN/mm²）を用いた。

4.3 U型コアセグメントに関する確認試験

(1) 1次緊張による主桁のねじり変形

U形コアセグメントを支保工で仮受けし、1次緊張をおこなった。実物大試験体はR=700mを再現しているため、外ケーブルの緊張にともない水平分力がディピエータ位置に作用する。3.1(3)で述べたように、外ケーブル水平分力によるねじり変形は、R内側に回転する。一方、平面曲線を有するため、自重による回転はR外側に生じる。両回転の合成変形量は、支間中央の解析値がR外側に0.023度、実大試験結果ではR外側に0.029度でありほぼ計算通りの結果が得られた。

(2) 床版荷重偏載試験

前述した通りU型コアセグメントはねじり剛性が小さいため、ねじりに対する変形および応力度が設計で想定した挙動を示すことを確認する目的で、偏載荷試験を行った。設計では床版コンクリート打設中に床版荷重が偏載された状態が変形、応力ともに最も大きくなると考えられたため、偏載荷重として、打設が断面片側のみ先行した状態を想定して、支間中央5m区間に床版荷重および作業荷重相当のH鋼を橋軸中心から片側に満載し、主桁に曲げとねじりを与える方法で行った(図-9)。上載荷重は294kN(400H-5m×30本)、ねじりモーメント1138kN・mである。

図-11に偏載荷による主桁のたわみ分布を示す。図中計算値は3次元線形FEM解析結果である。主桁のねじり変形は、張出しリブ付け根位置および下床版ウェブ付け根位置の値を示している。実験値と計算値とはよく一致している。

図-12に支間中央断面主桁応力度分布を示す。図に示した値は偏載荷のみによるもので、自重およびプレストレスによる応力度を含まない。主桁応力度分布についても計算値と実測値はよく一致している。C3断面とC4断面の値を比較するとほとんど同じ値を示しており、接合面から70mmと570mmの位置でほとんど応力分布に差がないと言える。

主桁のたわみおよび応力度分布が計算値と一致することより設計の妥当性が確認できた。

(3) 床版荷重全載試験

設計ではコアセグメントには、上床版コンクリートを打

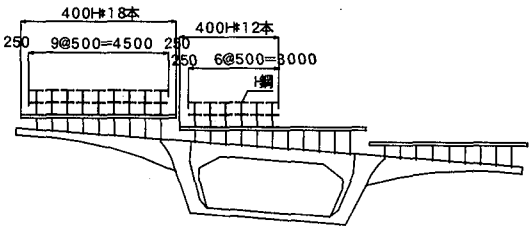
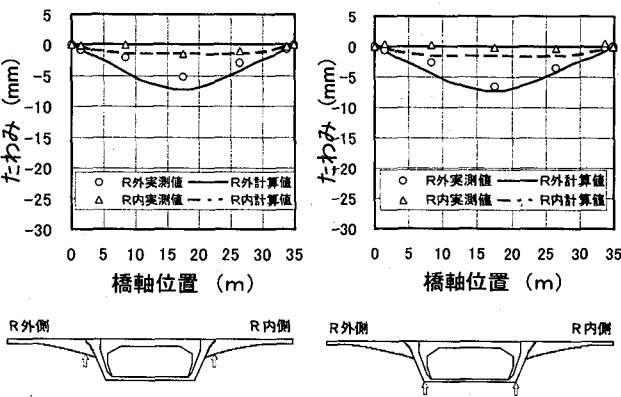


図-10 床版荷重偏載試験



(1) 張出しリブ付け根 (2) 下床版ウェブ付け根

図-11 偏載荷試験主桁のたわみ

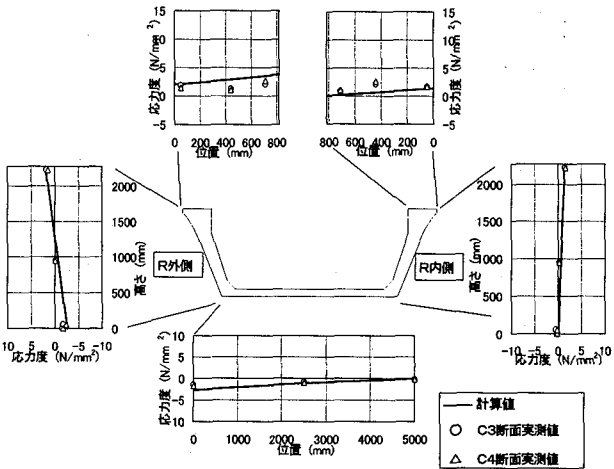


図-12 偏載荷試験応力度分布

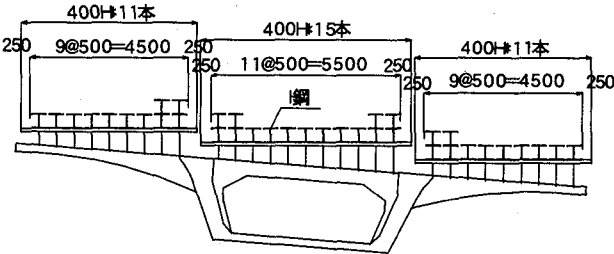


図-13 床版荷重全載荷試験

設した直後にウェブ上縁で最大圧縮応力度 (17.5N/mm^2) が発生する。そこで床版全載荷試験では、上床版荷重と作業荷重相当のH鋼を支間全長にわたり上載し、主桁のたわみおよび応力度を測定した(図-13, 写真-1)。実橋は連続桁であり、単純桁の試験体と主桁に発生する応力度が計算上同じになるように載荷荷重を設定した。総上載荷重は 2176kN であり、単位面積当たり平均 4.5kN/m^2 である。

図-14に主桁ウェブ上縁応力度を、図-15に主桁たわみを示す。ここに示したウェブ上縁圧縮応力度は、最大圧縮応力度と比較するため自重+プレストレス+載荷荷重の合計を示した。ウェブ上縁応力度はC3断面とC4断面で若干値に差が見られるが、これはプレストレス導入時に測定した応力度に差が生じた結果であり、供試体初期状態が影響していることが考えられる。計算値と実測値は概ね一致していると言える。

主桁のたわみは、計算値と実測値でよく一致している。R外側とR内側で変形量に差が認められないことから主桁に想定外のねじり挙動は認められない。以上から、所定の曲げ挙動を示すことが確認できた。

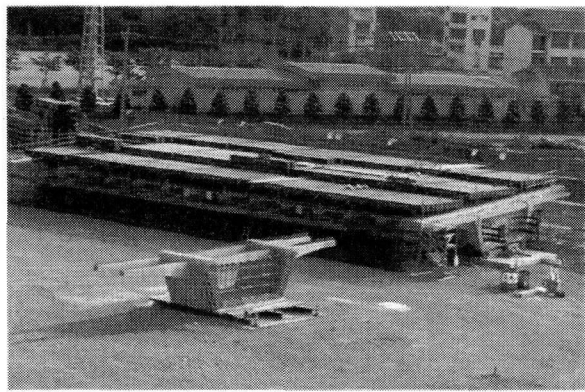


写真-1 載荷試験状況

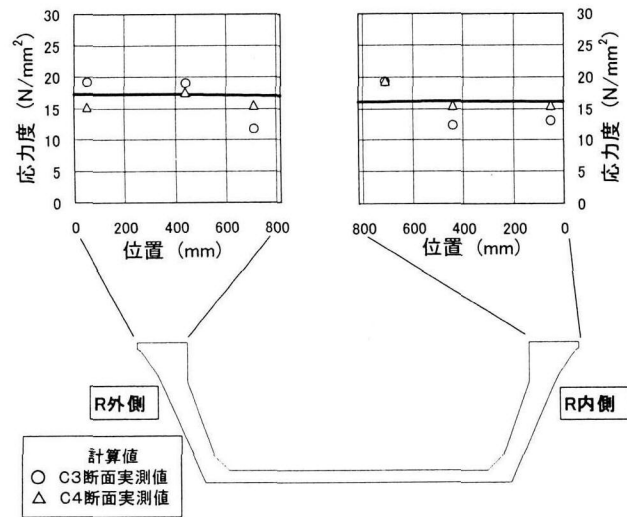
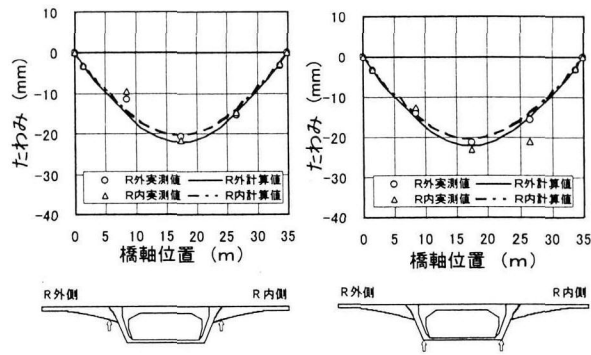


図-14 ウェブ上縁応力度



(1) 張出しリブ付け根 (2) 下床版ウェブ付け根

図-15 全載荷試験主桁たわみ

5. 実橋における計測結果

本橋では前述の通り、実物大確認試験において、現場打ち床版荷重に相当するH鋼を載荷し安全性を確認しているが、実施工においても設計の妥当性を確認する目的で、主桁の軸方向応力度を計測した。

計測は古川高架橋西橋9径間のうち、セグメント上縁の圧縮応力度が最大となる両側径間の端支点側偏向部中央付近とした。計測を実施した古川高架橋西橋の側面図とひずみ計測箇所を図-16に、図-17に上床版打設による主桁応力度増分の計算値および実測値を示す。図中計算値は、①抵抗断面がU型コア断面のみの場合(計算値1)と、②U型断面にPC板の剛性を加えた場合(計算値2)とを示した。

PC合成床版では、桁とPC板との合成を無視した場合、上床版荷重に対して安全側の設計となる。完成系ではPC板の剛性を考慮した設計を行っているが、上床版施工時にはPC板が主桁の剛性に寄与するか不明なため、PC板の剛性を考慮していない⁷⁾。

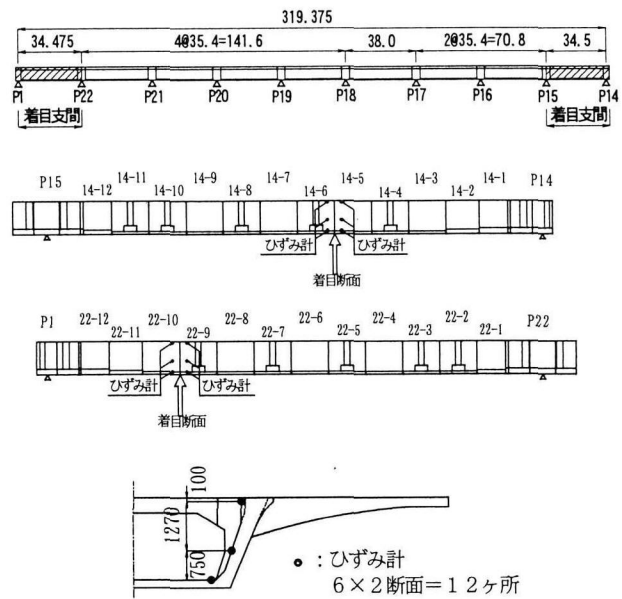


図-16 側面図およびひずみ計設置位置

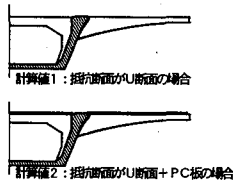
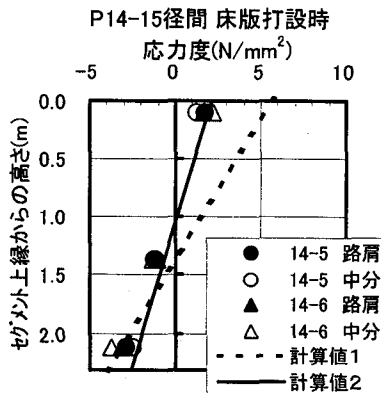
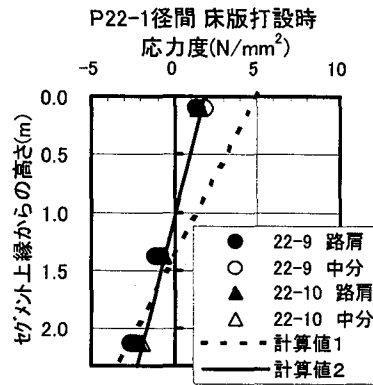


図-17 断面内応力度分布

計測結果より、実測値は両側径間ともPC板を考慮した断面で算出した値を示している。これは、PC板敷設時に両者の間に打設した継ぎ目シール材としての無収縮モルタルにより、PC板の剛性が主桁剛性に寄与しているためと思われる。

6. まとめ

- プレキャストセグメント工法の合理的な構造として、U型コアセグメントを提案し、実物大確認試験および実橋での計測結果から、本橋の設計の妥当性を確認した。今回の検討を通して得られた結論は以下の通りである。
- ①U型コアセグメントは、断面の軽量化が可能となり、架橋地点付近に施工ヤードが確保できない場合、合理的な構造形式のひとつと考えられる。
 - ②水平リブは、張出し床版長を大きくするとともに、PC板の支持部材として利用できる。さらに、U型断面の横方向変形防止に対しても有効である。
 - ③U型断面では、ねじり中心が断面下方に位置するため、

水平プレストレスによるねじりモーメントが箱桁の場合と逆方向に作用するが、自重による回転を含めると本橋では同方向で変形もわずかである。

- ④U型断面ではそり拘束に伴う軸応力度が発生するため、平面曲率が大きい場合、これを設計で考慮する必要がある。
- ⑤U型セグメントの挙動は計算値と概ね一致しており、設計の妥当性が確認できた。
- ⑥実測結果より上床版荷重に対する抵抗断面としては、PC板の剛性を考慮した断面剛性の方が実測値に近い値を示した。

7. おわりに

従来のプレキャストセグメント橋は、用地制約の比較的小さい欧米を中心に開発され、発展してきた経緯があるが、本稿で提示したU型プレキャストセグメント橋は、プレキャストセグメント橋の特徴を活かしつつ、なおかつ大がかりな用地確保を必要としない工法といえる。用地制約の厳しい我が国の架橋環境下に則した独自の方法であり、構造であり、今後のさらなる発展の可能性が期待できる構造のひとつとして考えられる。

謝辞

本橋の構造検討に関しては「第二東名高速道路 都市内PC高架橋のプレキャスト化に関する技術検討委員会（委員長：池田尚治 横浜国立大学教授）」の委員の方々をはじめ関係各位に、貴重なご意見、ご指導をいただきました。ここに記して、厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 池田、水口、春日、室田：古川高架橋の設計と施工（上）、橋梁と基礎、Vol. 35, No. 2, pp. 2-9, 2001. 2
- 2) 池田、水口、山中、中積：古川高架橋の設計と施工（下）、橋梁と基礎、Vol. 35, No. 3, pp. 11-16, 2001. 3
- 3) 松田、馬場、紫桃、湯川：重信高架橋（外ケーブル併用プレキャストセグメントラーメン箱桁橋）の計画と設計、橋梁と基礎、Vol. 30, No. 12, pp. 13-20, 1996. 12
- 4) 森山、中島：第二名神高速道路・弥富高架橋の設計・施工、コンクリート工学、Vol. 36, No. 8, pp. 20-24, 1998. 8
- 5) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲ、1996. 12
- 6) (社) 日本道路協会：コンクリート道路橋設計便覧、1994. 2
- 7) 土木学会：PC合成床版工法設計施工指針（案）、コンクリートライブラリー62号、1987. 3

(2001年9月14日受付)