

鳥井松橋の設計

(支点の強制変位によってプレストレスを導入した連続箱桁)

亀尾 順一郎¹⁾ 稲村 和彦²⁾ 加藤 慶司³⁾ 本郷 智⁴⁾

鳥井松橋は、東名高速道路が4車線から6車線に拡幅されるのに伴って架け換えられる跨高速道路橋の一つである。東名高速という大動脈上であって、通行止め工事は春秋それぞれ1回の夜間工事に限られることから、架設工法や橋梁形式の選定は制約される。また景観上の配慮も必要とされる。さらに、本橋は東名高速を斜めに横断しているため、他の跨道橋に比べて規模が大きく、支間割りが変則的となっている。そのため、通常の設計を行うと端支点に大きな負反力を生じる。

今回の設計では、検討の結果、支点の強制変位によりプレストレスを導入し常時の負反力を解消することを考え、構造設計の基本とした。本文は、これについての検討内容と、仮組時に行った検証のための計測、および景観上の配慮より採用した曲面フランジについての検討内容を報告する。

まえがき

昭和58年から建設が進められている東名高速道路の改築事業にともない多数の跨高速道路橋の架け換え工事が行われている。鳥井松橋は厚木IC-秦野中井IC間の東名高速道路と県道曾屋鶴巻線が交差する箇所に架かる跨高速道路橋であり、東名高速道路が4車線から6車線に拡幅する事ともない架け換える事になった。

供用中の道路の改築工事であるため、新規に計画される橋梁と異なり、地形的、工期的、工法的な制約条件が多く、鳥井松橋は構造的にやや無理のある支間構成となっている。そのため端支点に負反力が発生しその対策が必要である。また近年は橋梁に美観的な配慮が求められることが多く、本橋では腹板と下フランジの接合部を曲面構造とした。

本報告ではこの負反力対策と、曲面構造に対して行った検討内容について述べる。

1. 鳥井松橋の概要

鳥井松橋の現橋は3径間連続非合成鋼板桁で、2車線の車道を構成している。

架け換えにあたっては付近の道路交通に与える影響を最小限にするため以下の手順をとることになっている。なお旧橋の撤去、新橋の架設ともに東名改築の夜間集中工事の日程に制約される。

- ① 旧橋に並列して新橋Aラインを架設し、車道2車線の対面通行で暫定開通させる
- ② 旧橋を撤去する
- ③ 旧橋の跡に新橋Bラインを車道1車線（歩道付）として架設する
- ④ 新橋Aラインの車道1車線分を歩道にして、ABラインあわせて2車線の分離通行が完成

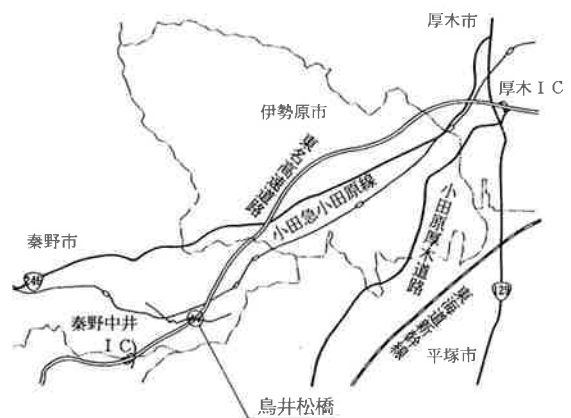


図-1 鳥井松橋位置図

1) 大阪橋梁設計部設計二課係長 2) 東京橋梁設計部設計二課課長 3) 東京橋梁設計部設計二課 4) 東京橋梁設計部設計二課係長

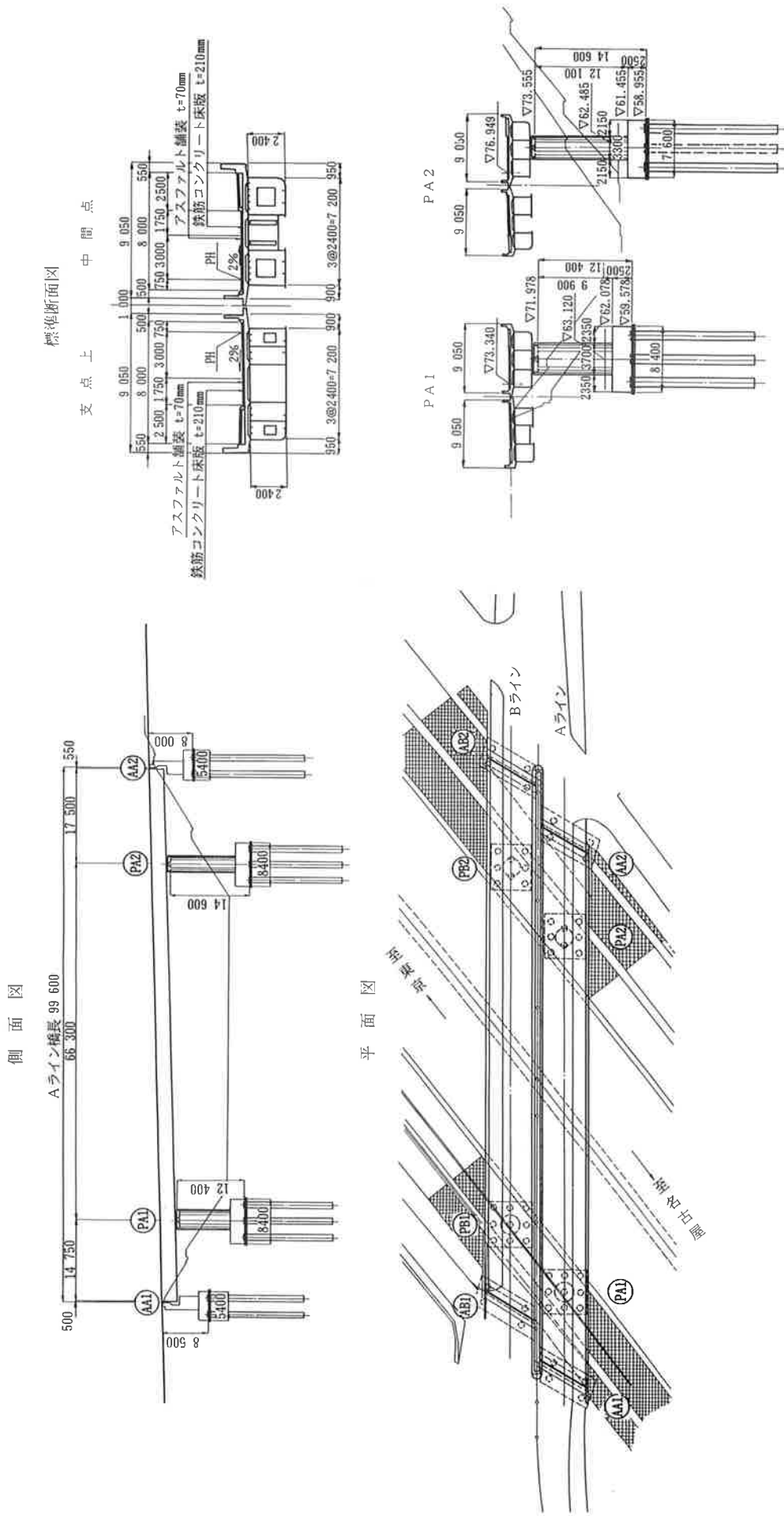


図-2 鳥井松橋一般図

旧橋は3径間連続非合成鋼板桁橋で、中間支点は2主桁間の横梁を1本柱（1支承）で支持している。

新橋では主桁断面を板桁から箱桁に変更した他は、旧橋と同一の構造形式とした。ただし支間割は高速道路本線の幅員拡幅にともない中央径間の支間長が長くなり、そのぶん両側径間の支間長が短くなった。このことが構造的なアンバランスの一因となっている。

鳥井松橋の構造諸元を下記に示す。また位置図を図-1に、一般図を図-2に示す。

形式：3径間連続非合成鋼箱桁橋

橋格：一等橋（TL-20）

道路規格：第4種2級

支間割：14.750m + 66.300m + 17.500m

有効幅員：車道 5.500m，歩道 2.500m

ただしAライン暫定時は

車道 8.000m

舗装：アスファルト舗装 $t=70\text{mm}$ （車道部）

床版：鉄筋コンクリート床版 $t=210\text{mm}$

水平震度： $K_h=0.25$

斜角：左 60°

主要鋼材：SMA400，SMA490，
SMA570（現場継手部）

鋼重：760ton（A・Bライン2連合計）

2. 主桁断面形状

(1) 曲面フランジの採用

鳥井松橋は跨高速道路橋なので、下の東名高速道路を走行する運転者から見上げる位置になる。そこで景観上の検討がなされ、主桁の一部に腹板と下フランジの接合部をなめらかな曲面構造とする曲面フランジを採用した。

主桁が景観に対して与える影響は全主桁のうち最外側の腹板が大きく、したがって図-3に示すように、両外主桁の外側腹板を曲面フランジとした。

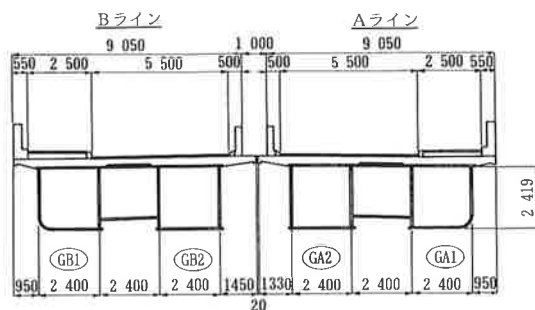
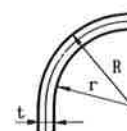


図-3 主桁の曲面フランジ

(2) 曲げ加工半径の検討

曲面フランジを採用するにあたり、冷間曲げ加工を行う場合の板厚と曲げ半径について他橋梁での実績などを文献調査した。道路橋示方書の規定によると曲げの内側半径は板厚の15倍以上を原則としている。阪神高速道路公団の橋脚設計要領では10倍を採用しているが、これは冷間塑性加工による加工硬化、歪時効脆化に対する安全性を検討の上採用された値である。次式により曲面部の表面のひずみを求めると10tの曲げ半径は約5%のひずみに相当する。

$$\varepsilon = \frac{t/2}{R-t/2} \times 100 \text{ (\%)}$$



R:外側での曲率半径
r:内側
t:曲げ加工された板厚

表面ひずみが7.5%以下の範囲では脆性破壊の危険性は低いという報告¹⁾もある。

他橋梁で採用された板厚と曲げ半径との関連を下表に示す。

表-1 曲面フランジの実績

板厚 (mm)	材質	曲げ半径		ひずみ量 (%)	備考
		R(mm)	r/t		
36	SM53B	400	10.1	4.7	エアサイド連絡橋主塔
28	SM50YB	400	13.3	3.6	エアサイド連絡橋主塔
22	SM50YB	200	8.1	5.8	ターミナル北連絡橋主桁
45	SM58	500	10.1	4.7	阪神高速道路公団橋脚

これらの実績をふまえた上で、高速道路の走行車両に対し、あまり小さな曲げ半径では視覚上の効果が表れないので、最大板厚35mm（SMA570）に対して15tの内側半径を確保し曲面外径は $35 \times 15 + 35 = 560\text{mm}$ とした。

(3) 設計計算上の扱い

主桁断面が通常の矩形断面でないので、厳密には任意形状薄肉断面として応力度計算をする必要がある。しかし計算の繁雑さを避けるため、図-4に示すように、曲面フランジ部を矩形断面に簡易化した計算モデルで応力度照査を行った²⁾。モデル化にあたっては実断面と計算モデル断面の、断面積、断面2次モーメント、断面係数を近似できる断面を試算的に求めた。

また中間支点部で曲面フランジに圧縮力が作用する場合の局部座屈にたいしては、曲面フランジの局部座屈は問題にならないとの報告もあり³⁾、曲面部の補剛材間隔は阪神公団の考え方にならない曲面の展開長⁴⁾とした（図-5）。

	実断面	計算モデル断面
断面形状 (腹板間隔2400)		
A_s (cm ²)	2,340.4	2,251.9 (-3.8%)
I_s (cm ⁴)	27,848,796	27,874,556 (+0.1%)
W_U (cm ³)	-217,667	-221,169 (+1.6%)
W_L (cm ³)	238,927	232,380 (-2.7%)
備考	計算モデル化にあたって断面は下記とした。 ①曲面フランジは無視し通常の箱断面に置き換える ②下フランジの突出部を断面から取り除く ③腹板高を2400mmに固定する () 内はモデル/実の誤差を示す	

図-4 断面の計算モデル

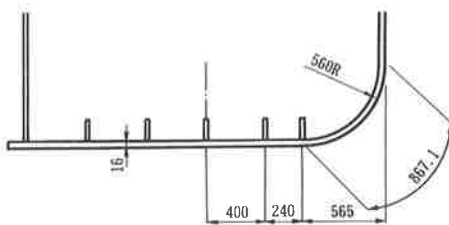


図-5 補剛材間隔

(4) 曲面フランジの構造詳細

外観を重視する橋梁の場合、現場継ぎ手に現場溶接を採用する機会が多いが本橋では後に述べる形状管理の重要さから、仮組時の形状を現場でも再現しやすい高力ボルト構造とした。

また、腹板と曲面のフランジの突き合わせ溶接は最大板厚差が25mmあるが板厚変化のテーパ加工は45°カット形状(図-6)とした。これは現場継ぎ手部のボルト配列への配慮からである。プレスによるR曲げ加工のつかみしろとして曲面フランジ端部から腹板側へ100mmフランジを延長している。

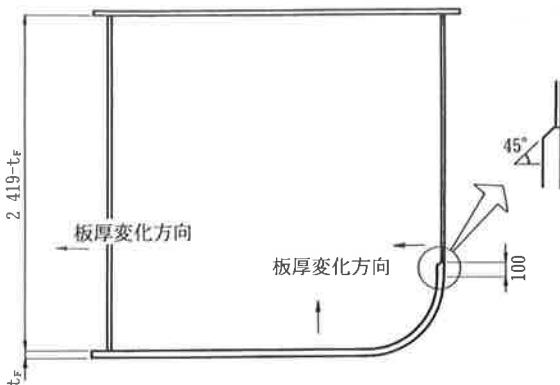


図-6 主桁断面形状

3. 構造解析上の検討(負反力対策)

(1) 構造的な特性と問題点

鳥井松橋は3径間連続箱桁であるが、以下の理由で支点反力がアンバランスとなり、端支点に大きな負反力が生じる。

- ① 支間割の特殊性(中央径間に対して側径間が短かすぎる)→支間比約1:4.5:1.2)
- ② 斜角がきつい(60°)
- ③ 荷重の偏載(片側に歩道がある)
- ④ 2箱主桁橋の中間支点が横梁上の1支点

基本設計時には、これらの理由で常時に生じる負反力に対して次の対策をとっている。

- ① 死荷重により生じる負反力は、側径間部に中詰めコンクリートを施工することにより打ち消す。
- ② 活荷重による負反力は、中詰めコンクリートで解消することはできないので負反力用沓(ペンデル沓およびウインド沓)を使用する。

詳細設計にあたっては、さらに以下の解決すべき問題があり検討が必要であることがわかった。

- ① 構造解析時のモデルが、1主桁に1支承であるが、現実に鉛直反力を負担するペンデル沓は1主桁2支承である。

実際の支承条件にあわせたモデルで解析した場合、桁のねじれにより左右支承の反力は均等とはならない。よって支承に生じる負反力の最大値は、基本設計の値より大きくなり、現状の中詰めコンクリートでは不足する。

- ② ペンデル沓に作用する反力が死荷重時で正、活荷重載荷時に負となり、正負の交番が生じる。このため可動部の摩滅や異音の生じるおそれがある。
- ③ Aラインの中詰めコンクリートに4.0tf/m²の重量コンクリートを使用している。これは通常のコンクリートを側径間全面に打設しても負反力を解消できないため、必要な単重を逆算で求めた値である。

通常のコンクリート2.35tf/m²に対し瀬戸大橋(斜張橋のカウンターウエイト)では3.6tf/m²の重量コンクリートの使用実績がある。

(2) 負反力対策の検討

負反力対策の基本方針として、反力の交番を避けるということを考え、以下の2方法が考えられた。

- a. 正反力を発生させない方法(常時負反力)

基本設計において、中詰めコンクリートを施工しない場合は、死荷重状態で端支点反力は全て負反力となる。活荷重を載荷した場合の反力最大時に正反力となる場合もあるが、逆に中央径間部に中詰めコンクリートを施工することで正反力の解消は可能である。

断面力に大きな変化が無いため基本設計と同様の断面構成となる。しかし端支点部の負反力が大きくなるため、橋台設計計算の見直しが必要である。

b. 負反力を発生させない方法（常時正反力）

支点強制変位により、主桁にプレストレスを与え、死荷重時の負反力を解消することが可能である。この場合プレストレスの影響で、断面力は大きく変動し、材質の変更あるいは桁高の見直しが必要である。また強制変位により大きな変形を生じるため桁製作時キャンバーにその分を付加する必要がある。

プレストレス量の調整および中詰めコンクリートとの併用により、常時に負反力を生じさせないようにすることも可能である。負反力照査式（道示4.1.2）による負反力であれば、ピボット沓でも対処できるのでペンデル沓を使用する必要はない。

基本設計の考え方に従い、中詰めコンクリートで死荷重による負反力を解消しようとするれば、他に解決すべき問題点を多く残す。また通常の桁橋でペンデル沓を使用する例はほとんどない。

プレストレスにより負反力を解消する方法は、架設時の各段階におけるたわみ管理や支点のジャッキ操作など、現場施工時の検討事項は多い。しかし完成後の構造物の維持補修などを含めた合理性は高いと考えられる。総合的に評価した結果、詳細設計では、中詰めコンクリートの他に支点強

制変位によるプレストレスを導入し、負反力を解消する方法を採用することにした。

(3) 構造解析および断面構成

端支点4箇所を強制変位することにより、端支点には正反力が導入される。強制変位量は任意に設定できるが、強制変位のみで負反力を解消しようとすると荷重偏載や斜角の影響により2本の主桁の変位量の差が大きくなり、製作キャンバーが各主桁で大きく異なることになる。これでは製作・架設に対して問題があるため部分的な箱桁内中詰めコンクリート（単重2.35tf/m³の普通コンクリート）を併用することとし、各主桁のキャンバー量がほぼ等しくなるようにした。

強制変位量、中詰めコンクリート打設範囲は試算的に決定した。端支点反力は、活荷重載荷時で最小30tf程度の正反力となるようにした。強制変位量および各段階での反力を表-2に示す。

構造解析結果はプレストレスの影響を受け、断面力図は通常の連続桁とは異なる形状になっている。主桁断面は中央径間での応力計算により桁高が決定され、側径間では断面力が小さいため最小板厚の断面構成となった。AラインGA₁桁の断面力図を図-7に示す。

中間支点上では主桁の断面力に比べて、横梁方向の断面力が大きいため、主桁と横梁の交差部では横梁断面を優先させた構造とした。

製作キャンバーは死荷重たわみ分のそり量の他に、支点の強制変位によるそり量をあわせて決定した（図-8）。したがって無応力状態の仮組時に、支点は所定の構造高とはならず、強制変位をおこさせる前の状態で仮組立を行った。

製作形状の誤差は反力の変動となり、その誤差が大きくなると、計画した正反力が発生しない恐

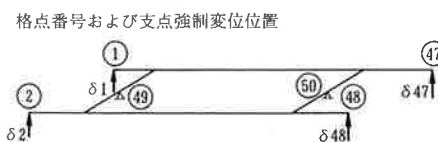
表-2 反力集計表（Aライン）

格点番号	強制変位量	*死荷重 ①	強制変位 ②	*小計 ③=①+②	中詰めコンクリート④	合計反力 ⑤=③+④	⑤+活荷重	
							MAX	MIN
1	250	-168.5	176.4	7.9	77.4	85.2	144.0	33.6
2	300	-8.9	120.6	111.7	-19.0	92.7	128.6	40.2
4 7	310	-60.1	66.7	6.6	67.1	73.7	134.5	38.6
4 8	270	-29.8	122.5	92.7	11.2	103.9	142.5	43.7
4 9	----	931.8	-313.1	618.7	38.7	657.4	883.3	653.0
5 0	----	876.4	-173.1	703.3	30.2	733.4	954.9	731.5

(mm)

反力の単位 (tf)

*中詰めコンクリートを除く



れがある。そのため仮組時の形状確認と架設時の支点高さの管理が重要となる。

(4) 中詰めコンクリート

主桁を現地架設した後に、側径間の一部に中詰めコンクリートを打設する。中詰めコンクリートは通常のコンクリートを使用し、図-9の範囲に施工する。

中詰めのコンクリートは二段打設とし、中詰めコンクリートの底部を厚さ20cmの鉄筋コンクリートスラブとした。このスラブが硬化した後、その上に残りの中詰めコンクリートを打設した。こうすることにより後打設した中詰めコンクリートの重量はスラブが支持し、主桁下フランジへの付加応力度が最小限になるよう配慮した。

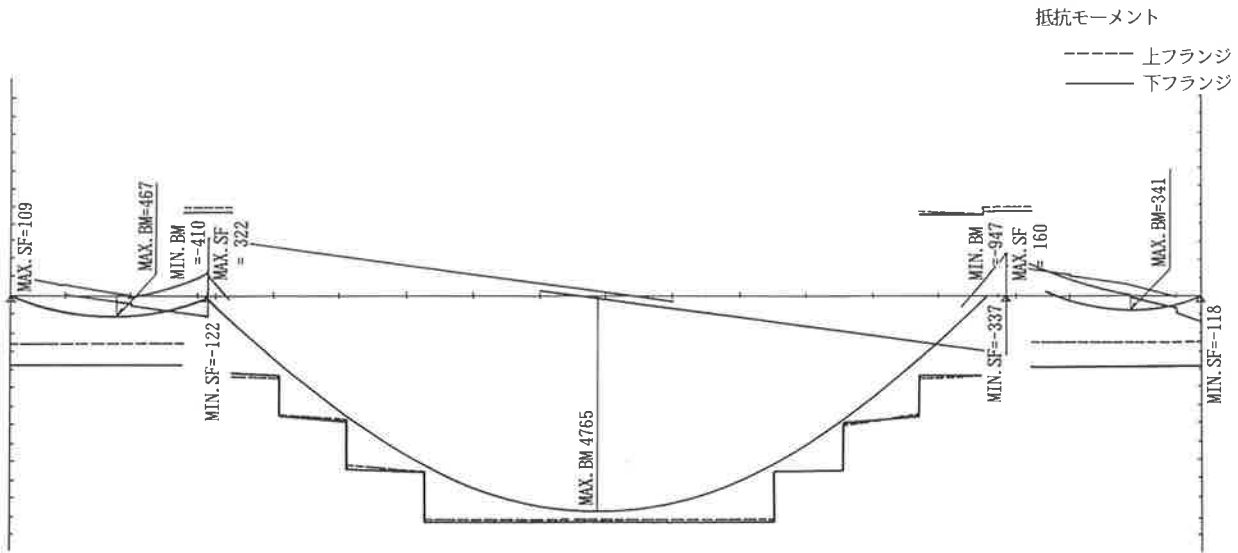


図-7 断面力図

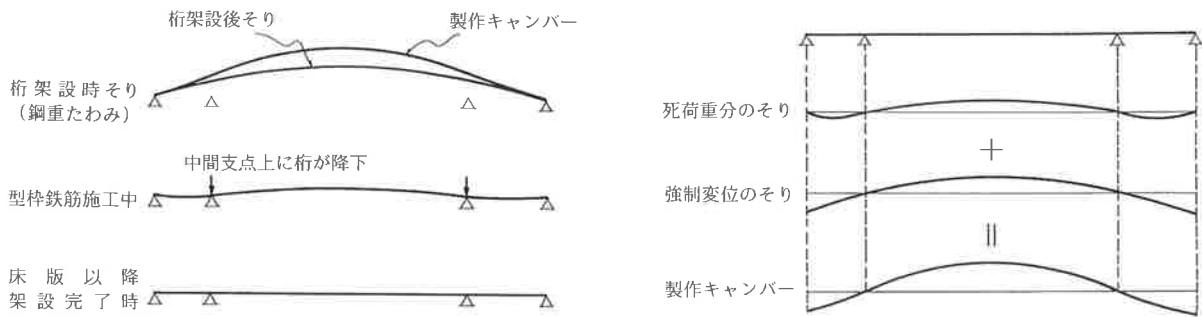


図-8 製作キャンバー

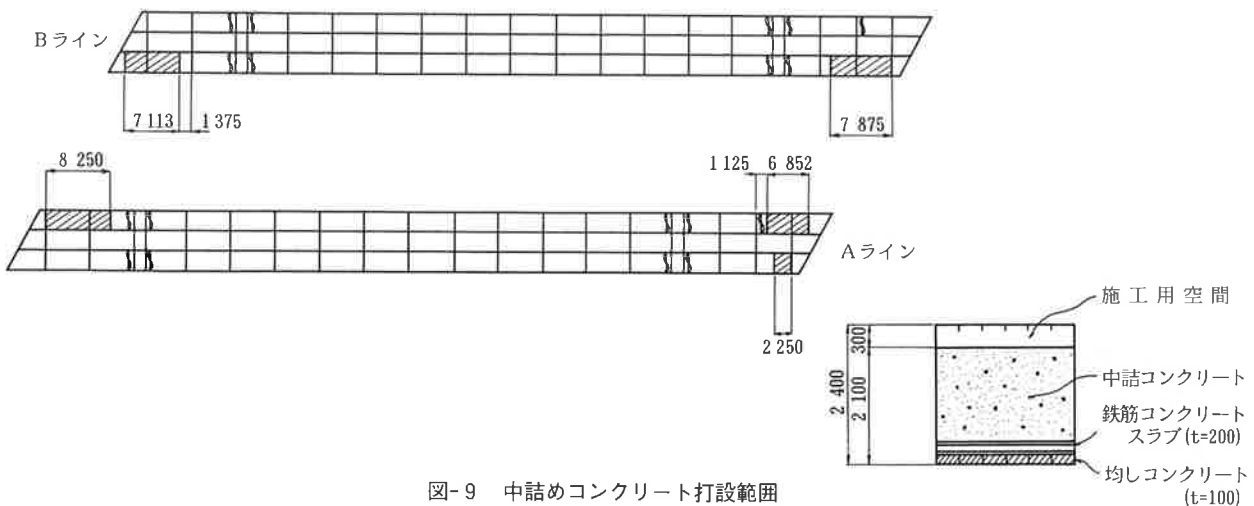


図-9 中詰めコンクリート打設範囲

4. 仮組時に行った検証計測

本橋は、支点の強制変位によるプレストレスを導入し端支点の負反力を解消することを構造設計の基本としたが、鋼橋の設計で適用した例は少ないため、実際の橋体を対象とした検証が必要と考えた。しかし、すでに述べたように、本橋には多くの制約条件があり、特に架設条件は非常にきびしいものがある。検証のための作業を現地架設作業と併行して行うことは、非常に難しいと予想された。このことから、今回は、仮組立時に可能な限り問題を解決しておくこと、あるいは確認しておくことが重要と考え、以下に述べる計測を実施した。

(1) 計測の目的

計測の目的は、すでに述べた設計の考え方を実際の橋体を対象として検証する事である。具体的には、

- ①強制変位量とそれによる導入反力量との関係
- ②構造解析モデルの妥当性
- ③仮定剛度、仮定鋼重と実際値との差を確認することとした。

(2) 計測計画

計測は、東京工場仮組ヤードにおいて、仮組検査終了後実施した。

反力の測定は、200Tロードセルを、各支点位置（6ヶ所）に設置し行った。ジャッキ操作によりいずれかの支点に負反力が発生すると、反力値の計測ができなくなるため、可能なジャッキ操作量が計算上最大40mmと小さな変位に対する反力変化の計測とならざるをえない。その条件の中で精度のよい反力値を測定するためロードセルが必要と判断した。形状計測は、仮組検査時と同様にレベルにより計測した。計測ステップを図-10に示す。

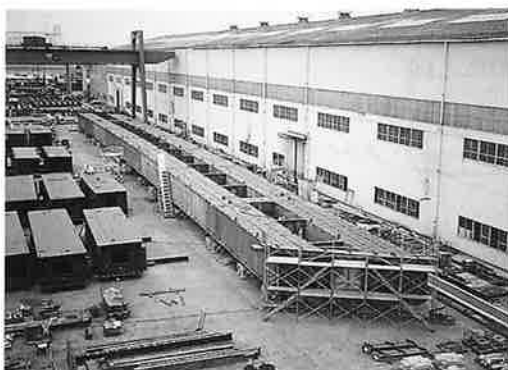


写真-1 仮組全景

1) 各ステップの説明

ステップー1 〈多点支持〉

- 仮組完了の状態、桁は無応力状態
- 支点支持とするために必要な HTB 締付け
- 初期形状（キャンバー）計測

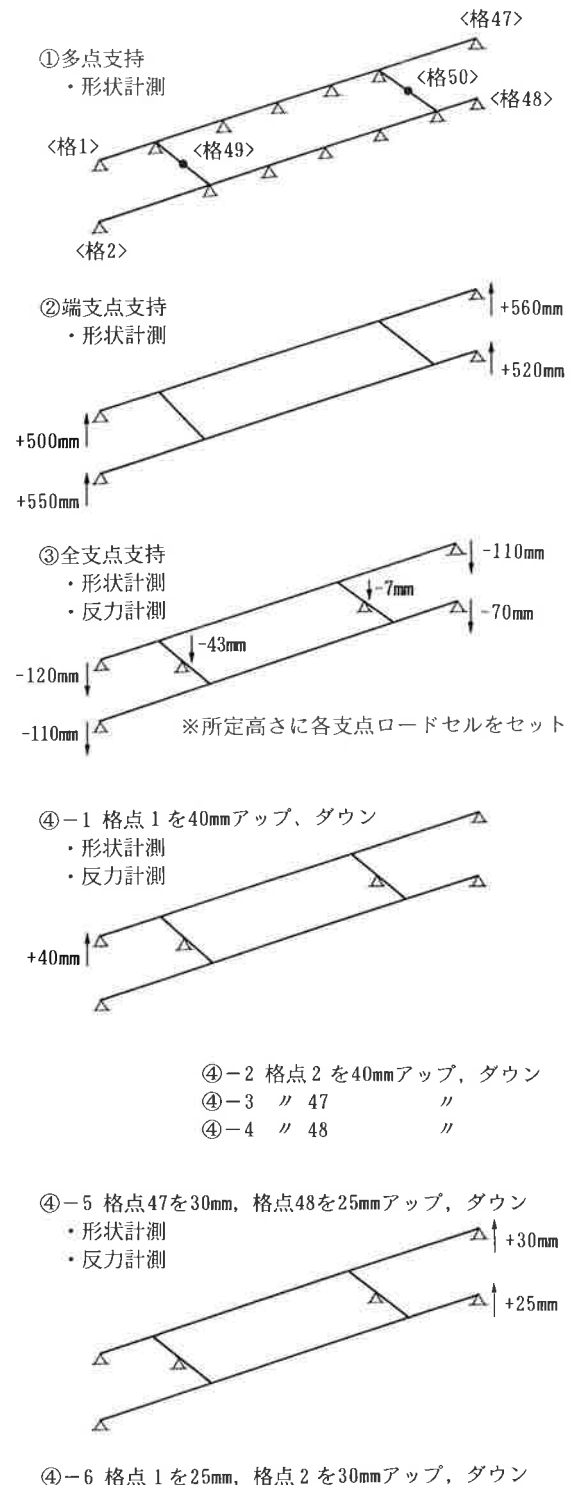


図-10 計測ステップ図

ステップー2 〈端支点支持〉

- 多点支持から端支点支持に移行するため、端支点をジャッキアップし、単純支持状態とする。なお、ジャッキアップ量は、多点支持の全中間支点で浮上し、かつジャッキ支点で負反力が発生しないように設定した。

格点1	アップ量	500mm
格点2	〃	550mm
格点47	〃	560mm
格点48	〃	520mm

ステップー3 〈支点支持〉

- 各支点の所定の高さにロードセルをセットし、ジャッキダウンにて支点支持状態とする。なお支点高さは、各支点反力が計算上ほぼ同じとなるように設定した。

格点番号	ダウン量	計算反力
1 (端支点)	120mm	63.9tf
2 (〃)	110mm	62.2tf
47 (〃)	100mm	62.1tf
48 (〃)	70mm	63.7tf
49 (中間支点)	43mm	61.1tf
50 (〃)	7mm	67.0tf

- 形状計測, 反力計測

ステップー4 〈支点強制変位〉

- ジャッキ操作により端支点を強制変位させ各支点の反力変化を計測する。格点1を40mmアップした時の反力変化の計算値を例として示す。

格点番号	支点支持	格点1を40mmアップ
1 (端支点)	63.9tf	→ 142.7tf
2 (〃)	62.2tf	→ 24.7tf
47 (〃)	62.1tf	→ 5.5tf
48 (〃)	63.7tf	→ 123.6tf
49 (中間支点)	61.1tf	→ 11.6tf
50 (〃)	67.0tf	→ 72.0tf

- 形状計測, 反力計測

2) 計測機器, 使用機材

反力計測	200Tロードセル	6台
形状計測	レベル	1台
支点変位	200T油圧ジャッキ	8台
H T B		5,536本

(3) 計測結果

反力計測結果を表-3に、形状計測結果を表-4に示す。また、各ステップの反力変化を、格点1および格点49について、図-11に示す。

反力表の計算値は、実測高さ、実測変位量にて精算した値を示している。計画ではジャッキアップする支点以外の支点は、高さが変わらないものと考えて計算しているが、実際は架台および地盤が反力変動に伴って若干変位する。また、架台の設定高さについても計画と実際とで誤差が生じているため、構造解析計算をそれぞれの状態の実測高さ、実測変位量で精算した。

(4) 計測結果の考察

- ① 変位に対する反力の変化量は、絶対値の小さいところを除くとおおむね計算値の±10%程度におさまっている。ジャッキアップ量が最大で40mmという小さな変化に対する値であることを考えると、良い結果といえる。
- ② ステップ3 (支点支持) の計算反力値に対して、実測値が端支点で小さく中間支点で大きくなっている。これは、仮定鋼重 (橋軸方向一定値) と実鋼重 (側径間に比べ中央径間が重い) との誤差によるものと考えられる。実鋼重にて構造計算をし直した結果、この誤差による反力変化は端支点で-4.4tf、中間支点で+11.3tf程度であり大きな影響はない。
- ③ 負反力対策として、支点の強制変位によるプレストレスを考え、本橋の設計の基本としたが、今回の実測により、その妥当性が確認されたと考える。



写真-2 ジャッキ操作



写真-3 ロードセル設置

表-3 反力計測結果

(単位: tf)

計測ステップ	中間支点												反力合計		
	S 1				S 2				S 2				反力合計		
	格点1 (GA.2)		格点2 (GA.1)		格点49 (PA.1)		格点50 (PA.2)		格点47 (GA.2)		格点48 (GA.1)		反力合計		
	反力	変化量	反力	変化量	反力	変化量	反力	変化量	反力	変化量	反力	変化量	計算	実測	
③ (全支点支持)	計算	90.1	89.1	60.2	53.2	38.4	45.1	39.6	56.5	60.9	51.8	90.8	88.6	380.0	384.3
	実測	147.4	140.9	57.3	51.8	32.6	29.8	41.9	57.4	20.2	13.0	135.0	129.5	44.2	40.9
④-1 (格1 40mm)	計算	91.1	86.5	60.7	54.6	36.5	43.7	40.4	53.3	60.5	55.2	90.9	88.4	380.1	381.7
	実測	65.3	63.4	25.8	23.1	17.9	22.5	55.2	67.4	88.2	82.8	27.7	27.6	100	380.1
④-2 (格2 40mm)	計算	89.8	90.6	58.2	58.5	41.6	37.0	37.8	49.0	60.2	56.4	92.2	90.6	379.8	382.1
	実測	54.7	54.5	35.1	36.1	84.6	85.3	26.4	26.8	54.9	49.4	13.3	12.4	93	379.9
④-3 (格47 40mm)	計算	94.2	92.4	56.8	57.5	37.8	37.1	39.0	51.6	57.1	53.3	94.9	91.6	379.8	383.5
	実測	128.7	125.1	34.5	32.7	26.3	27.5	37.8	38.5	16.4	28.1	33.9	29.3	-23.2	136.7
④-4 (格48 40mm)	計算	94.4	90.5	57.0	59.1	37.2	37.2	39.6	50.2	57.0	55.0	94.7	89.0	379.9	381.0
	実測	90.5	88.7	-3.9	-1.8	46	55.4	57.5	-1.6	49.0	45.6	11.8	8.4	71	13.7
④-5 (格47 30mm 格48 25mm)	計算	94.1	90.9	59.0	60.4	34.6	34.6	41.7	48.1	57.4	56.1	92.9	89.1	379.7	379.2
	実測	102.7	100.0	8.6	9.1	63.9	68.9	4.9	8.5	17.8	13.2	-16.8	-21.4	127	46.2
④-6 (1-25.2-30)	計算	526	506	25	14	485	462	30	15	607	578	0	4	675	640
	実測	526	506	25	14	485	462	30	15	607	578	0	4	675	640

表-4 形状計測結果

(単位: mm)

計測ステップ	中間支点												反力合計												
	S 1				S 2				S 2				反力合計												
	格点1 (GA.2)		格点2 (GA.1)		格点49 (PA.1)		格点50 (PA.2)		格点47 (GA.2)		格点48 (GA.1)		反力合計												
	高さ	変位量	高さ	変位量	高さ	変位量	高さ	変位量	高さ	変位量	高さ	変位量	計算	実測											
① (多点支持)	設計	121	124	0	3	15	15	0	367	368	0	1	435	436	0	1	148	150	0	2	137	140	0	3	
	実測	621	616	500	492	565	558	550	543	650	631	283	263	682	658	247	222	708	704	560	554	657	651	520	511
② (端支点支持)	設計	501	492	-120	-124	455	445	-110	-113	607	574	-43	-57	675	639	-7	-19	608	604	-100	-100	587	582	-70	-69
	実測	541	529	40	37	455	447	0	2	607	578	0	4	675	639	0	0	608	607	0	3	587	579	0	-3
④-1 (格1 40mm)	設計	501	493	-40	-36	455	446	0	-1	607	574	0	-4	675	639	0	0	608	604	0	-3	587	582	0	3
	実測	501	493	0	0	485	480	40	34	607	576	0	2	675	638	0	-1	608	601	0	-3	587	585	0	3
④-2 (格2 40mm)	設計	501	491	0	-2	455	445	-40	-35	607	575	0	-1	675	639	0	1	608	603	0	2	587	583	0	-2
	実測	501	495	0	4	455	443	0	-2	607	574	0	-1	675	641	0	2	648	639	40	36	587	596	0	3
④-3 (格47 40mm)	設計	501	493	0	-2	455	446	0	3	607	575	0	1	675	639	0	-2	608	602	-40	-37	587	583	0	-3
	実測	501	490	0	-3	455	448	0	2	607	574	0	-1	675	642	0	3	608	606	0	4	627	614	40	31
④-4 (格48 40mm)	設計	501	492	0	2	455	445	0	-3	607	574	0	0	675	639	0	-3	608	602	0	-4	587	583	-40	-31
	実測	501	492	0	0	455	446	0	1	607	574	0	0	675	644	0	5	638	631	30	29	612	608	25	25
④-5 (格47 30mm 格48 25mm)	設計	501	492	0	0	455	447	0	1	607	574	0	0	675	640	0	-4	608	603	-30	-28	587	583	-25	-25
	実測	526	506	25	14	485	462	30	15	607	578	0	4	675	640	0	0	608	604	0	1	587	584	0	1

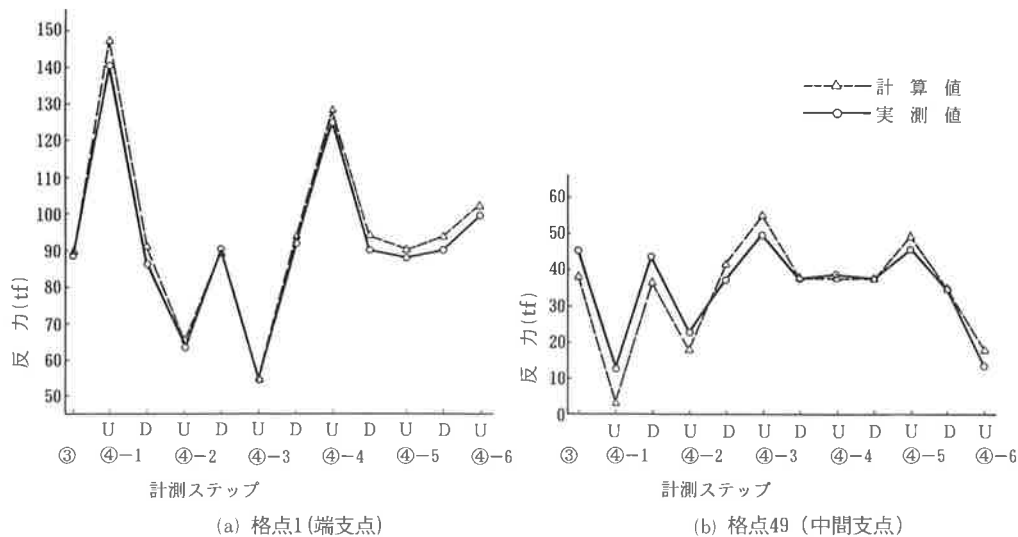


図-11 反力変化 計算値と実測値との比較

あとがき

鳥井松橋は、東名高速道路拡幅に伴った跨道橋の架け換えということで制約条件が多く、構造的に特殊な橋となっている。この報告では、景観上の配慮から採用した曲面フランジについての検討と、支点の強制変位によるプレストレスの検討内容、およびその検証のため実施した計測について述べた。本報告が、今後、同様な構造の設計の参考となれば幸いである。

本橋Aラインは、平成6年5月の東名高速道路の通行止めによる集中工事での架設を予定している。東名拡幅に伴う跨道橋の架け換え工事としては最も規模の大きな橋梁であり、また特殊な構造であることから、通行止めの時間的制約のなかでどのように施工するかが、今後の重要な検討項目となる。

本工事の設計施工に当たり、ご指導をいただいた日本道路公団東京第一建設局および厚木工事事務所の方々に、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 森好生・塩崎正孝・三木千寿・栗原正好：歪時効による鋼材の靱性変化の評価，構造工学論文集，Vol. 36A，1990. 3.
- 2) 松崎靖彦・嶋田利一・久保田文章・宮本文穂：景観を考慮した梯形鋼箱桁の設計，橋梁と基礎，1991. 11.
- 3) 大志万和也・鈴木巖・加賀山泰一：曲面を有する鋼製橋脚柱の反復曲げ強度に関する研究，阪神高速道路公団技報第九号，1990. 2.
- 4) 中井博・山内幸裕・松浦健二・宮村重範・田中実雄：半径500mmの曲面を持つ鋼製橋脚の設計・施工，橋梁と基礎，1987. 2.