

連続合成2主桁橋の設計・施工

DESIGN AND CONSTRUCTION OF A CONTINUOUS COMPOSITE BRIDGE WITH TWO-GIRDER

安川義行* 稲葉尚文*
Yoshiyuki YASUKAWA and Naofumi INABA

ABSTRACT In Japan Highway Public Corporation, we adopt the continuous composite bridge with two-girder up to this bridge has a reinforced concrete slabs in 60m span. Longitudinal direction and a prestressed concrete slabs in transveral direction from the point of durable and economic view.

This paper presents the outline of a design method of crack control of the slab on the intermediate support, a design method for stiffening web plates, a simplified method to evaluate the bending moment due to dead loads, a rational position of shear-connectors, and a construction method by movable falsework to satisfy the method of crack control of the slab on the intermediate support.

KEYWORDS：連続合成2主桁橋，ひび割れ制御，補剛設計，死荷重曲げモーメント，ずれ止め

Continuous composite bridge with two plate-girder, crack control, stiffening design, bending moment due to dead loads, shear-connectors

1. まえがき

日本道路公団（以下、JH）では、昭和30年代後半から鋼連続合成桁が採用されていたが、昭和50年頃になると特に鋼鉄床版のRC床版にひび割れ損傷事故が多発し、補修が困難なこと、非合成桁に比べて施工管理が煩雑であることから連続合成桁は建設されなくなった。このRC床版の損傷原因としては、主桁間隔に比べ床版厚が薄かったこと、床版設計法の不備（配力鉄筋量の不足、支持桁の不等沈下など）、過積載大型車両の交通などが挙げられる。

このようなRC床版の損傷に対し移動輪荷重による疲労載荷試験や解析により、既存のRC床版の損傷メカニズムが解明されてきている。そしてその成果をもとに橋軸直角方向にプレストレスを導入、適切な床版厚の確保、床版防水工の採用により、従来の床版に比べて飛躍的に耐荷力及び耐久性の向上が期待できるようになった。

JHにおいては、鋼I桁橋の更なる合理化の観点から、以上のPC床版を採用した連続合成桁の採用にさいし、3カ年にわたり技術検討を行ってきた。そこで今回この中で検討した内容について報告する。

2. 連続合成桁における中間支点部の設計

2. 1 床版設計ランク

連続合成桁の中間支点部は負の曲げモーメントにより引張力を受ける。床版はこの引張応力に対して抵抗するがこのとき表-1に示すような床版の設計ランクが考えられる。

*日本道路公団 関西支社 建設第二部 構造技術課 日本道路公団 関西支社 建設第二部 構造技術課 (〒530-0003 大阪市北区堂島1-6-20)

J Hにおいては床版上面に防水工を施工することを前提としており、活荷重載荷時では床版にひび割れを許す設計及び、床版施工初期に発生するひび割れについては、耐久性に影響すると考えられるので、死荷重時にはひび割れを発生させないような設計ランク C, Dを標準とした。

なお、設計ランク C, Dにおける床版の耐久性については、実物大模型を用いて負曲げ試験と輪荷重走行試験を実施し確認をしている。¹⁾

表-1 中間支点上の床版設計ランク

ランク	プレストレス (PS)	荷重						要求性能
		死荷重	PS	クリープ	乾燥収縮	温度差	活荷重	
A	カル PS	○	○	○	○	○	○	引張応力を許さない
B		○	○	○	○	○	○	ひび割れを許さない
C		○	○	○	○	△	△	引張応力を許さない
D		○	○	○	○	△	△	ひび割れを許さない
E	PSなし	△	-	△	△	△	△	ひび割れ幅を制限

注) 1, ○印の組合せにおいて、各要求性能限を満足させる。
 2, △印の組合せにおいて、ひび割れ幅制限を行う。
 3, プレストレス (PS) は支点上のジャッキアップダウンによるプレストレスを示す。

この設計ランクの選定にあたっては、橋梁の支間、道路環境により選定するものとする。

ここで、移動型わく施工で支間 50 ~ 60 m程度の連続合成桁においては、最大 200 mm程度のジャッキアップダウンによるプレストレスを床版に導入する必要となる。

2. 2 中間支点部の断面剛性

上記に記載した設計ランク C, Dでは、それぞれの設計荷重または、施工順序によって断面の状態が逐次変化する。よって、構造解析を行う上で、床版剛性の取り扱いについて以下のとおりとした。

なお、それぞれの施工手順により床版の剛性を逐次変化させると床版と主桁が受け持つ断面力の比率も逐次変化することとなり、設計上この変化を逐次評価することは非常に煩雑となるため、以下の方法を基本とした。表-2に断面力の算出方法、図-1に断面剛性を示す。

表-2 断面力算出方法

荷重条件	ヤング係数比	断面力算出		
		格子解析に使用する剛度		
		一般部	中間支点付近(0.15L)	
① 鋼桁架設時	-	I _s	I _s	
② 床版打設時(逐次合成)およびジャッキアップダウン	コンクリート打設部ならびに未打設部	7	I _s	I _s
	コンクリート打設終了部	7	I _v	I _v
④ 橋面工(後死荷重)		7	I _v	I _v
⑤ クリープ		1.4	I _v	I _v
⑥ 乾燥収縮		2.1	I _v	I _v
⑦ 温度差 (±)		7	I _v	I _v
⑧ 活荷重(MAX, MIN)		7	I _v	I _f

Is : 鋼桁のみの断面 2 次モーメント
 Iv : 合成断面の断面 2 次モーメント
 If : 鋼桁 + 鉄筋の断面 2 次モーメント

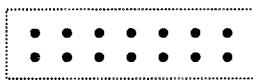
鋼桁のみ I_s (非合成断面)	床版コンクリート+鋼桁 I_v (合成断面)	鋼桁+床版鉄筋 I_f (コンクリート断面を考慮しない)
  	<ul style="list-style-type: none"> 床版打設前（鋼桁架設） コンクリート強度発現前（合成前） 	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート強度発現後（合成後） 橋面工（地覆、高欄、舗装、遮音壁等） クリープ、乾燥収縮、温度差 活荷重時の支間中央部

図-1 断面剛性

- (1) 活荷重に対する断面力の算出および変形の計算において、中間支点付近の床版コンクリートはひび割れを考慮してこれを無視し、鉄筋のみを鋼断面に考慮する。支点付近の鋼断面とする範囲は、各支間の $0.15L$ 程度とする。ここに、 L は各着目する支間長である。なお、中間支点部付近のひび割れ範囲の $0.15L$ 区間については、支間長、径間数をパラメータとした梁モデルにおいて妥当性の確認をしている。
- (2) 後死荷重に対する断面力の算出および変形の計算において、中間支点付近の断面剛性は床版コンクリートと鋼桁との合成断面と仮定することとした。
- (3) 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の不静定力の算出には、中間支点付近においても鋼桁と床版コンクリートの合成作用を考慮した断面剛性を使用することとした。

2. 3 断面照査

(1) 応力度の算出

応力度の算出は、格子解析結果による算出断面力を用い、各荷重ケース（鋼桁架設ならびにコンクリート逐次打設の未硬化・未打設の部分を除く）ごとに、断面剛性を I_v として床版コンクリート応力度を算出し、荷重の組合せに従い応力度のたし合わせを行う。その結果、床版コンクリートの応力度が許容引張応力度を越えている場合は、その断面はひび割れが発生しているものと考え、各荷重ケースに対して、断面剛性を I_f として別途計算された応力度を用い、その合計応力度にて鋼桁ならびに床版鉄筋の応力度照査とひび割れ幅の照査を行うものとした。

(2) 照査荷重組合せ

道路橋示方書では、合成桁の床版に対して、T荷重とL荷重の重ね合わせを行い、コンクリート40%、鉄筋20%の許容応力度の割増しを行うことにより照査し、床版の安全性の確認をしている。この重ね合わせ時の照査について見直しを行い、L荷重については実際に中間支点上に発生する断面力を把握し、その断面力とT荷重とを重ね合わせて以下に示すように照査することとした。

中間支点部の鉄筋に対して表3に示すように上側鉄筋に対しては不利となる主桁作用によるL荷重で強度照査を行うものとした。また、下側鉄筋に対しては、T荷重とL荷重の60%に低減した断面力の重ね合わせで強度照査を行うものとし、鉄筋の許容応力度の割増しは考えないものとした。ただし、下記⑥温度差荷重の組合せにおいては許容応力度の割増し15%を考慮するものとした。

一方、耐久性を確保するためのひび割れ幅の照査については、上側鉄筋位置で行うものとし、活荷重については変動荷重であることと、実状に合わせることを考慮してL荷重の60%として、後死荷重とクリ

ープ・乾燥収縮の影響の組み合わせで照査するものとした。

表-3 中間支点部強度照査荷重組合せ

照査荷重	下側鉄筋	上側鉄筋
	重ね合わせ	主桁作用
活荷重① 床版作用 (T荷重)	○	-
荷重② 主桁作用 (L荷重)	-	○
重③ ②×0.6	○	-
④ 死荷重 (床版施工を考慮)	○	○
⑤ クリープ・乾燥収縮	○	○
⑥ 温度差	△	△

2. 4ひび割れ幅の照査

(1) ひび割れ幅の算出

図-2のひび割れ状況に示す完全ひび割れ状態におけるひび割れ幅算定式は、一般的に式(1)で表されることが理解できる。

$$\text{ひび割れ幅 } w = \text{ひび割れ間隔 } L \times (\varepsilon_{sa} - \varepsilon_{ca}) \quad (1)$$

ここに、 ε_{sa} はひび割れ間の鉄筋の平均ひずみ、 ε_{ca} はひび割れが生じていない部分のコンクリートの平均引張ひずみであり、ひび割れ間隔 L とこれらのひずみを適切に見積もることができればひび割れ幅は計算できる。一般に ε_{ca} は ε_{sa} に比べて相対的に小さく、また土木学会式では ε_{ca} を簡易かつ安全を考慮してゼロとしていることからも、鉄筋の平均ひずみの評価がひび割れ幅の算定にあたり大きな影響を与える。鋼連続合成桁では、床版と鋼桁に作用する分担断面力の釣合いがあり、図-2のコンクリートも引張力を負担できるテンションスティフニングの効果を考慮して鉄筋ひずみを算出する必要がある。

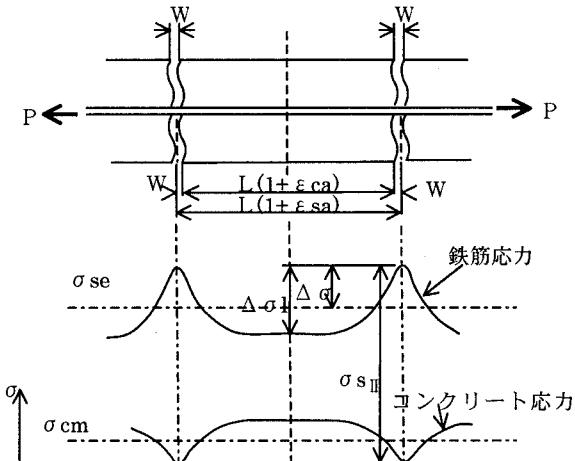


図-2 ひび割れと鉄筋コンクリートの応力

(2) 合成桁におけるモーメント・分担断面力・鉄筋ひずみの関係

ひずみの適合条件、力のつりあい状態から、テンションスティフニングを考慮した時の床版の分担断面力（軸力）が誘導でき下式になる。図-3の右側が作用モーメントと床版の分担軸力の関係である²⁾。

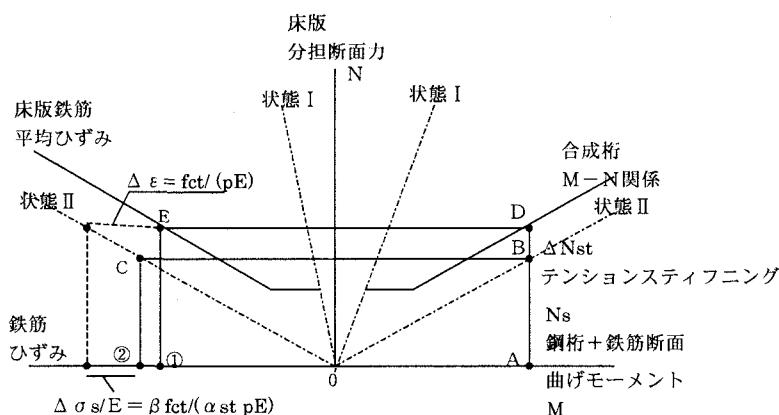


図-3 モーメント・分担断面力及び鉄筋ひずみの関係

一般に

$$N_c = N_s + \Delta N_{st} \\ (M/I_{st}) Z_{st} A_s + \beta (f_{ct} A_s / p \alpha_{st}) \quad (2)$$

ここで第一項は完全ひび割れ状態における鋼桁と鉄筋断面が受け持つ分担軸力 N_s であり、第二項がテンションスティフニング分の分担軸力 ΔN_{st} に対応し、付着パラメータ β を用いて表現できる。式(2)において、M：作用モーメント I_{st} ：鋼桁と鉄筋よりなる断面の断面2次モーメント、 Z_{st} ：鋼桁と鉄筋よりなる断面の重心と鉄筋までの距離、 A_s ：鉄筋断面積、 p ：鉄筋比、 α_{st} ： $(I_{st} A_{st})/(I g A_g)$ 、 A_{st} ：(鋼桁+鉄筋)の断面積、 I_g ：鋼桁断面の断面2次モーメント、 A_g ：鋼桁断面積、 f_{ct} ：有効引張強度である。ここで算定された床版の分担軸力(軸力)に対して、鉄筋のひずみが算定される。図-3における左側の関係である。テンションスティフニングを考慮したこの平均ひずみは理論式として下式で表され、床版鉄筋の断面積、コンクリート引張強度と引張剛性、鋼桁の剛性が関係する。図-3におけるE点(①点)である。これが、合成桁における式(1)の鉄筋の平均ひずみに対応する。

$$\varepsilon_{sa} = \sigma_{se}/E \quad ; \quad \sigma_{se} = \sigma_s + \beta f_{ct} / p \alpha_{st} - \beta f_{ct} / p \quad (3)$$

ここに σ_s は、鋼桁+鉄筋断面で計算される鉄筋ひずみであり、図-3のC点(②点)における鉄筋ひずみである。

(3) ひび割れ幅の算定式

式(1)で説明したように、一般にひび割れ幅の算定は ひび割れ幅 $w =$ ひび割れ間隔 $L \times (\varepsilon_{sa} - \varepsilon_{ca})$ であり、 ε_{sa} はひび割れ間の鉄筋の平均ひずみ、 ε_{ca} はコンクリートの平均ひずみである。土木学会コンクリート標準示方書では、後者のコンクリート表面の平均ひずみ ε_{ca} については、簡単かつ安全であることを考慮して0としており、以下の式をひび割れ幅の算定式としている。この式で第一項はひび割れ間隔であり、第二項はひび割れ間の鉄筋ひずみである。

$$w = k(4C + 0.7(C_s \cdot \phi))(\sigma_{se}/E + \varepsilon_{csd}) \quad (4)$$

ここに w ：ひび割れ幅、 k ：鉄筋の付着による係数 異形鉄筋の場合は1.0、 C ：鉄筋のかぶり、 C_s ：鉄筋の中心間隔、 ϕ ：鉄筋径、 σ_{se} ：鉄筋応力度、 σ_{se}/E ：鉄筋の平均ひずみ、 ε_{csd} ：コンクリートの収縮、クリープ、付着などの不確定要素を考慮したものとして $\varepsilon_{csd}=150 \mu$ としている。これは、ひび割れ後にひび割れ間のコンクリートがさらに縮んでひび割れ幅が大きくなる影響や、その他の不確定な要因を含めて設定したものである。

この土木学会式を鋼連続合成桁の床版のひび割れ算定式に適用し、鉄筋応力度 σ_{se} の算定方法としてテンションスティフニングによる床版の分担断面力(軸力成分)の影響を考慮した式(3)を用いることとした。

(4) FEM 弾塑成解析による検証

平均ひずみに対応する式(3)の理論式の適用性を検証するために、ひび割れ挙動を追跡できるFEM弾塑性解析(使用プログラム WCOMD)を用いて、その適用性について検討を行った。WCOMDでは実際の挙動に近いように、鉄筋コンクリート要素におけるテンションスティフニングがモデル化されている³⁾。解析対象としたのは図-4に示す鋼連続合成桁中間支点部の耐久性を確認するために実施した実物大模型による、負曲げ載荷時の載荷試験である¹⁾。

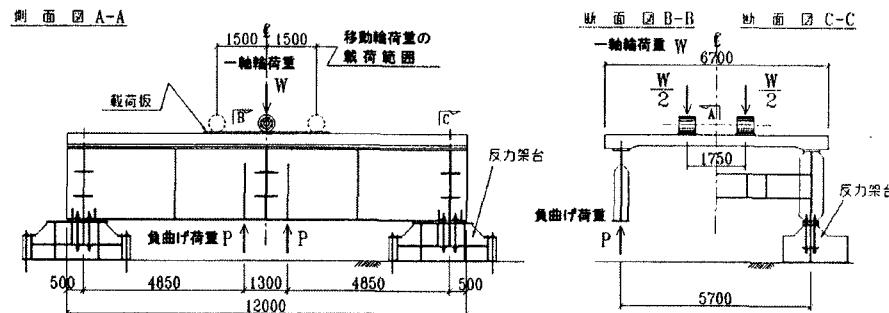


図-4 実物大模型試験¹⁾

図-5に、床版の上鉄筋位置におけるFEM弾塑性解析値と式(3)の理論式との比較を示す。解析では付着パラメータ $\beta=0.2$ 相当のテンションスティフニングを用いた解析値であり、①は理論式(3)の値であり、②は鋼桁+鉄筋断面で算定される鉄筋ひずみである。これらの比較から、設計荷重レベルでは式(3)と、WCOMDによる解析値がほぼ一致しており、WCOMDによる解析値は、載荷荷重が大きくなると②に近くなった。FEM解析との比較から、平均ひずみに対応する理論式(3)の適用性が検証でき、 $\beta=0.2$ を適用することとする。

3. 鋼桁腹板の少補剛設計

3. 1 補剛材の省略

2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、製作の面からも合理化・省力化された構造とはいえない。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る。ただし、中間支点付近などで著しく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の板厚差を無くした設計も可能となる。

一方、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度は減少する。現行の道路橋示方書におけるアスペクト比 α ($\alpha=\text{垂直補剛材間隔}/\text{腹板高}$)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 α 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。このようにアスペクト比 α を3.0まで許容することについては、曲げとせん断の耐荷力実験や弾塑性有限変位解析を実施しており^{4), 5)}、妥当性の確認を行っている。

さらに、正曲げモーメントを受ける支間中央部に対して、以下のような薄板化を適用する。

3. 2 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位置することから、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^{6), 7)}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)することができるとしている。ここで、フランジと腹板の幅厚比パラメータは、周知の通り式(5)で与えられる。

少数主桁橋では、従来の多主桁に比べて厚板フランジの採用が余儀なくされ、圧縮フランジの断面が大きくなる傾向にあることに加え、合成桁の支間中央部の圧縮フランジはコンクリート床版による拘束効果を期待でき、より大きな座屈係数 k が採用できる。式(5)の座屈係数を3辺単純支持の $k=0.425$ とした上フランジの幅厚比パラメータ R_f は、床版による拘束効果を考慮して $k=2.31^8)$ を用いた R_f に小さく見直しすることができ、その結果として R_w は大きな値を採用できると考えた。このようにフランジの拘束効果により腹板の厚さを適切に設定できる降伏限界幅厚比の考え方とは、厚いフランジが必要となる少数主桁構造に適した論理であり、採用に値するものと判断した。また床版の存在を考えると、腹板の座屈係数の算定においても上端固定と見なすことができるが、このような3辺単純1辺固定支持された腹板座屈解析⁵⁾か

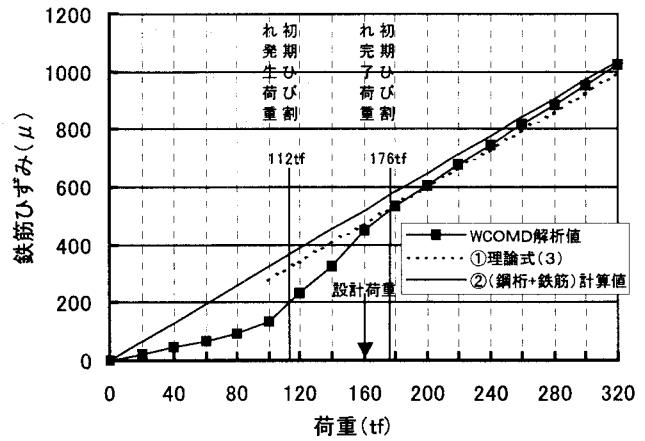


図-5 FEM解析による解析値と理論値の比較

ら求められる結果と、上述の降伏限界幅厚比から得られる腹板厚とが同程度となることを確認している。

$$R_f = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1 + \nu^2)\sigma_y}{k^2 E}} \quad (5)$$

ここで、 σ_y ：降伏点(N/mm²)、 σ_{cr} ：弾性座屈応力(N/mm²)、 b ：フランジの突出幅(R_f の場合)、腹板高(R_w の場合)、 t ：板厚、 k ：座屈係数、 E ：ヤング係数、 ν ：ポアソン比

合成桁が正曲げモーメントを受ける場合についてフランジ幅厚比パラメータ R_f 、腹板の幅厚比パラメータ R_w 、断面積比 A_w/A_f および応力勾配 ψ をパラメータとした弾塑性有限変位解析を実施した。その結果から図-7に示した降伏限界幅厚比曲線を用いて、腹板高さ h 、腹板の材質および R_f をパラメータとした腹板の幅厚比 h/t_w を表-4の通りとした。

表-4 少補剛薄板化した腹板の幅厚比 h/t_w

R_f ($k=0.425$)	1.10	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30
R_f ($k=2.31$)	0.47	0.43	0.39	0.34	0.30	0.26	0.21	0.17	0.13
R_w ($k=23.9$)	1.20	1.24	1.29	1.33	1.37	1.42	1.46	1.51	1.55
H/t_w	SM400	165	171	177	180	180	180	180	180
	SM490Y	134	139	144	149	154	159	164	169
	SM570	119	123	128	132	137	141	145	150

3. 3 適用条件

(1) 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。

少補剛設計は、あくまで後死荷重や活荷重に対して主桁の正曲げモーメントが卓越する支間中央部に適用すべきものである。連続桁の中間支点付近では、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、従来通り道路橋示方書の補剛設計方針に従い、アスペクト比 α 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大きいので、十分留意した設計を行う必要がある。

(2) 下フランジ断面決定時の応力勾配 ψ は、-1.2以下であること。

下フランジ断面決定時の設計応力勾配 ψ をパラメータとした合成桁の弾塑性有限変位解析を実施した。その結果を図-6に示す。ここから応力勾配が $\psi \leq -1.2$ であれば、終局曲げモーメント M_u は初期降伏曲げモーメント M_y を上回ることがわかる。合成桁といえども当然 R_f と R_w によって、終局強度 M_u/M_y が変化するので、このグラフでは安全側に下限値を押さえ、合成桁でも初期降伏に至るまで座屈しないことを条件に、応力勾配 $\psi \leq -1.2$ を定義した。

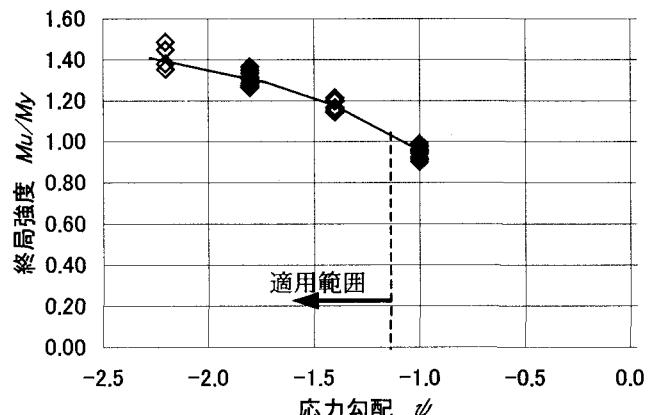


図-6 応力勾配 ψ と終局強度 M_u/M_y の関係

3. 4 安定性の照査

少補剛設計における腹板の安全性照査は、各腹板パネル内の設計最大断面力を対象に、曲げとせん断の組合せ終局状態に対する安全性の照査として、式(6)を用いて照査することとした。

$$(1.7M/M_y)^4 + (1.7Q/Q_u)^4 \leq 1.0 \quad (6)$$

曲げとせん断を受ける組合せ終局強度の照査式（6）は、設計曲げモーメント M を初期降伏モーメント M_y で無次元化し、設計せん断力は、Basler⁹⁾の算出式によるせん断強度 Q_u で無次元化するものとした。

いま、式（6）適用上、曲げモーメント比 M/M_y は、各荷重の設計モーメントに対する下フランジ応力 σ_f の組合せ計算を行い、その合計最大応力 σ_f の公称降伏点 σ_y に対する比として評価してよい。また、せん断力比 Q/Q_u は、腹板の平均せん断応力の組合せ最大応力 τ から、腹板の設計せん断力 Q を逆算し、Basler⁹⁾のせん断強度 Q_u で無次元化するものとした。

中間支点付近の負曲げモーメント載荷範囲は、下フランジの初期降伏までに腹板が曲げ座屈することが十分考えられる。この場合の終局強度は低下し、初期降伏 M_y より著しく小さい値を持つ場合がある。また、鋼桁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。このような場合の照査方法については、従来の道路橋示方書Ⅱ(解8.4.5)式に示されている理想相当座屈応力度の考え方について照査するものとする。

特に、送出し架設時には、鉛直局部応力を受ける状態で照査することなど、十分留意する必要がある。またトラッククレーンによる架設の場合においても、地組立て後にブロック架設する場合、横倒れ座屈などが生じないかを照査しなければならない。

4. 床版の死荷重曲げモーメント算出時における計算モデル

4. 1 現設計上の問題

2主桁橋梁の床版は、従来の多主桁橋梁と比べて張出し長が大きくなるため、死荷重による床版支間中央の正の曲げモーメントは張出し部の影響を受け、道路橋示方書で示されている主桁位置で単純支持モデルとして求めた曲げモーメントとは大きく異なる。また、死荷重が作用したときの床版の曲げ変形は、横桁位置でその回転が拘束されるため、主桁位置を支点とした単純支持ではなく、固定支持の状態に近くなる^{10), 11)}。

これに対し、死荷重が作用した場合のPC床版の挙動を把握し、より実際に近い曲げモーメントを評価することを目的に、張出し部、垂直補剛材・横桁の剛性などを考慮して死荷重曲げモーメントを算出するものとした。それらの影響を考慮できる手法としては、図-7に示す回転バネ支持モデル¹²⁾を用いた解析が考えられる。なお、主桁間隔6m程度で中段配置の横桁に支持された橋梁を超える場合は、FEM解析等により十分検討した上で断面力を算出するものとする。

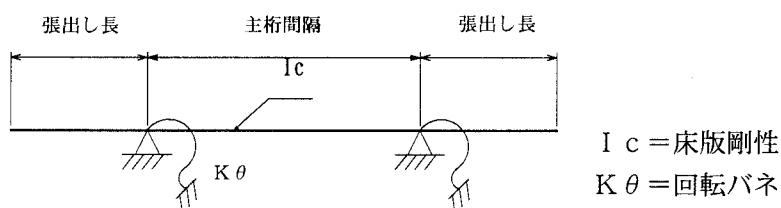


図-7 回転バネ支持モデル

4. 2 回転バネ定数の算出方法

回転バネ定数は、垂直補剛材および横桁の曲げ変形によるバネと垂直補剛材の局部変形によるバネとの連成バネとする。なお、橋軸方向の支持範囲は横桁間隔とする。

(1) 垂直補剛材・横桁による回転バネ定数

回転バネ定数は、主桁間隔6m程度で、かつ中段配置($h=1.5m$)の横桁に支持された床版については、横桁の及ぼす影響が小さいことから、図-8に示す両端ピン支持モデルを用いて、簡易にバネ値を算出する方法がある。

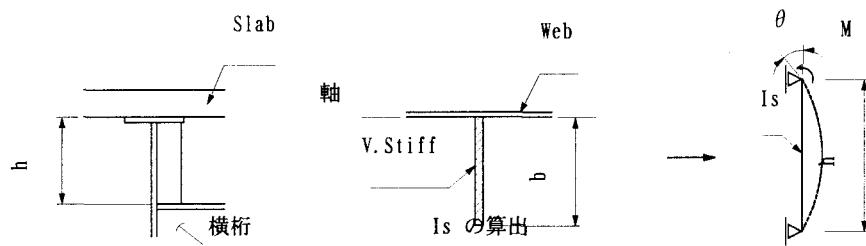


図-8 両端ピン支持モデル

このモデルでの回転バネ定数は、式(7)となる。

$$K_{\theta}^{\text{補}} = \frac{3EI_s}{h} \quad (7)$$

(2) 垂直補剛材上端部の局部変形による回転バネ定数

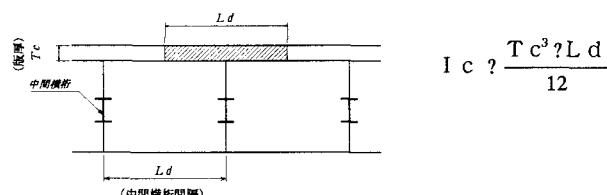
局部変形による回転バネ定数は、垂直補剛材断面をパラメータとしたFEM解析を実施して決定した。その結果、回転バネ定数は、断面積に依存すると考えられるが、一般的に用いられる鋼2主桁橋梁の補剛材は概ね $90 \sim 140 \text{cm}^2$ の断面積を有することから、一律

$$K_{\theta}^{\text{局}} = 15,000 \text{tfm/rad}$$

とした。

4. 3 床版剛性の算出方法

連成バネの橋軸方向における支持範囲は、図-9に示すとおり中間横桁間隔分とする。すなわち、床版剛性は中間横桁間隔分を考慮する。



4. 4 計算モデル

図-9 床版剛性

上記の回転バネ定数 (K_{θ}) および床版剛性 (I_c) を用いて、図-10に示す計算モデルから床版死荷重曲げモーメントを算出する。

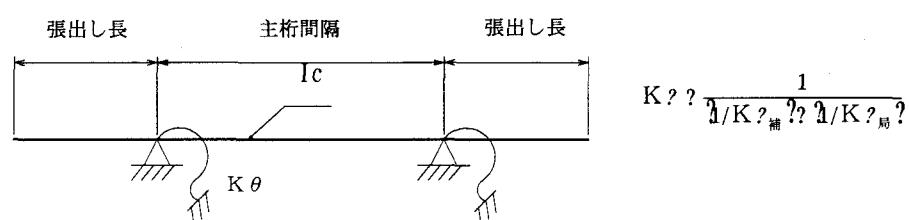


図-10 計算モデル

4. 5 FEM解析による検証

提案した計算モデルを用いて、床版の橋軸直角方向死荷重曲げモーメントおよび床版応力を算出し、FEM 解析結果と比較した。

垂直補剛材の曲げ剛性を変化させた場合、図-11に示すように、FEM 解析値とほぼ一致する。また、主桁間隔および横桁間隔を変化させても同様に一致し、計算モデルの妥当性が確認できた。

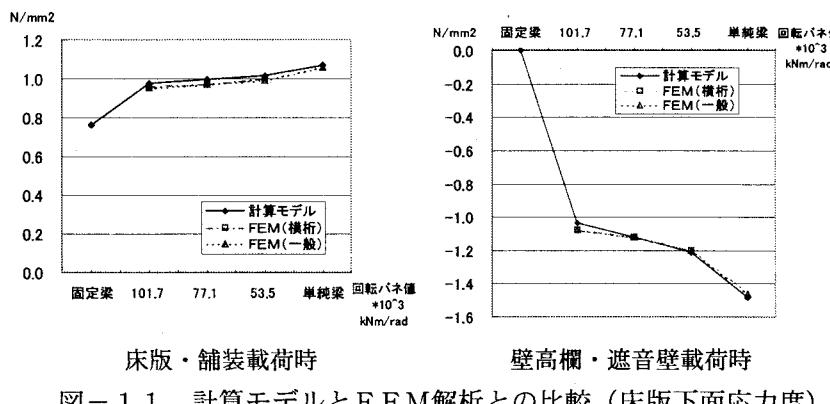


図-11 計算モデルとFEM解析との比較（床版下面応力度）

5. ずれ止めの設計法

5. 1 頭付きスタッドの許容せん断力

頭付きスタッドは、施工の容易さから世界各国で多用されているが、設計法については、わが国においては、道路橋示方書のように許容応力を規定したものであり、海外では終局限界状態に着目して、終局耐力を規定したものがある。ここで、中間支点部床版の設計において、ひび割れを許す設計を行っており、ずれ止めの役割は、鉄筋が鋼断面として一体化するために必要な性能を有していればよいこととなる。しかし、現設計法においては、使用荷重時の作用荷重、限界状態における部分安全係数及び疲労強度に対する安全性の定義について明確に規定できるものではないため、以下の方法により頭付きスッタドの許容せん断応力度を規定することとした。

スタッドの水平せん断強度、および、スタッドのずれに対する限界強度は土木学会・鋼構造物設計指針 Part B 合成構造物に準じるものとし、連続合成桁橋では $H/d \geq 5.5$ の範囲が前提であるので、許容せん断力はスタッドのせん断で決まる値を用いるものとし、安全率については鋼材の降伏に対する安全率と同様に 1.7 とすれば、スタッドの許容せん断力式は式 (8) になる。

$$Q_a = 12.0 d^2 \sqrt{\sigma_c k} \quad (8)$$

ここで、 Q_a : スタッドの許容せん断力 (N/本)、 d : スタッドの軸径 (mm)、 $\sigma_c k$: コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

5. 2 ずれ止め配置

2 主桁橋においては、鋼桁部分の構造が簡略化され横構、対傾構等が省略されているため、風荷重、地震荷重等の横方向荷重により、支点付近のずれ止めに橋軸直角方向水平せん断力が生じるが、橋軸方向せん断力に比べ非常に小さいものであることから¹³⁾、基本的には橋軸方向水平せん断力に対してずれ止めの所要本数を算出するものとする。しかし、横桁位置での腹板と垂直補剛材による柱、および横桁と床版を梁とするラーメンフレームを考えると、各種荷重による断面変形に起因した上フランジの首振り変形が、剛性の高い垂直補剛材部分で拘束されることにより、その付近に配置されたずれ止めには曲げモ

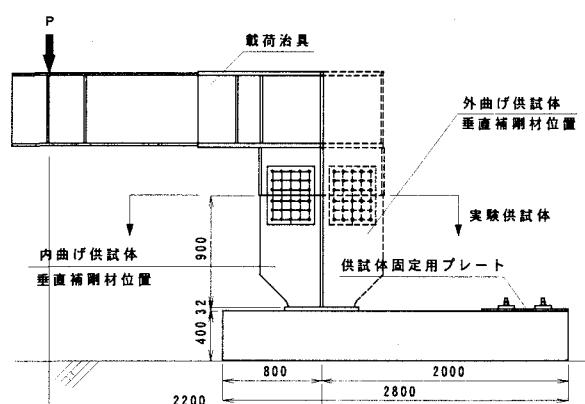


図-12 実験供試体

ーメントが作用し、部分的に頭付きスタッドには引抜力が生じることになる¹⁴⁾。したがって、ずれ止めは橋軸方向せん断力のみならず、引抜き力に抵抗するスタッドの配置を考える必要がある¹⁵⁾。そのため、図-12に示す様な床版支間中央側載荷と張出し側載荷による両方向への曲げ引抜きに着目した静的載荷実験を実施した。なお、図-13に示すずれ止めの配置をパラメータとした実験を行った。

(1) 実験結果 (スタッド発生ひずみ)

内曲げ載荷において、設計荷重相当の12.6kN載荷時の頭付きスタッド発生ひずみを図-14に示す。ここで、設計荷重は別途実施した床版支間6mの2主桁橋実橋モデルによるFEM解析から求めた値である。a)は軸方向ひずみを、b)は曲げひずみを示している。また、Inは載荷側を示している。a)より、SD-2IとSC-2Iにおいて、垂直補剛材直上またはその近傍のスタッドのみが圧縮ひずみを受けており、その他全てのスタッドでは引張ひずみが生じていることがわかる。また各供試体の最大引張ひずみはスタッド本数の少ないSD-3Iで145μとなっているが、他の供試体においても98~122μ程度となっており、スタッド配置の差異によってその軸方向発生ひずみには目立った差は見られなかった。一方、b)の曲げひずみ分布より、全ての供試体において腹板直上より外の列では外方向(載荷側とは逆方向)へ、腹板直上を含んだ内の列では内方向(載荷点側)への曲げ変形が生じていることが確認できる。また、フランジ端部にスタッドを2本配置したSD-2I、SC-2Iのひずみが、SD-3IやSD-4Iのひずみと比べて全体的に大きくなっていることがわかる。これは、腹板直上にスタッドを配置せず。また腹板から離れた位置に配置するほどフランジの板曲げ変形が大きくなるため、コンクリートで固定された頭付きスタッドの軸部に局所的な曲げひずみが発生するためである。

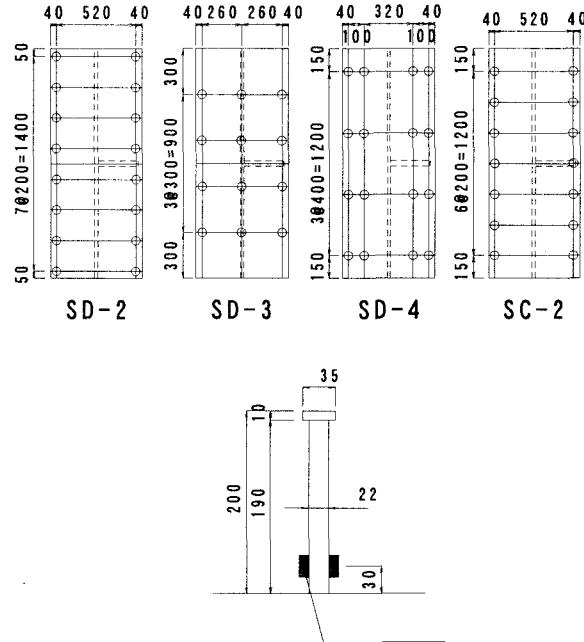


図-13 スタッド配置

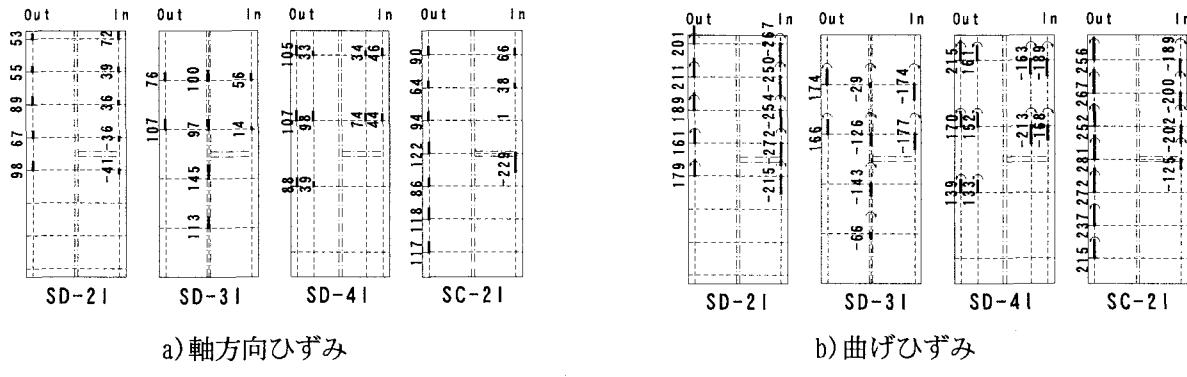
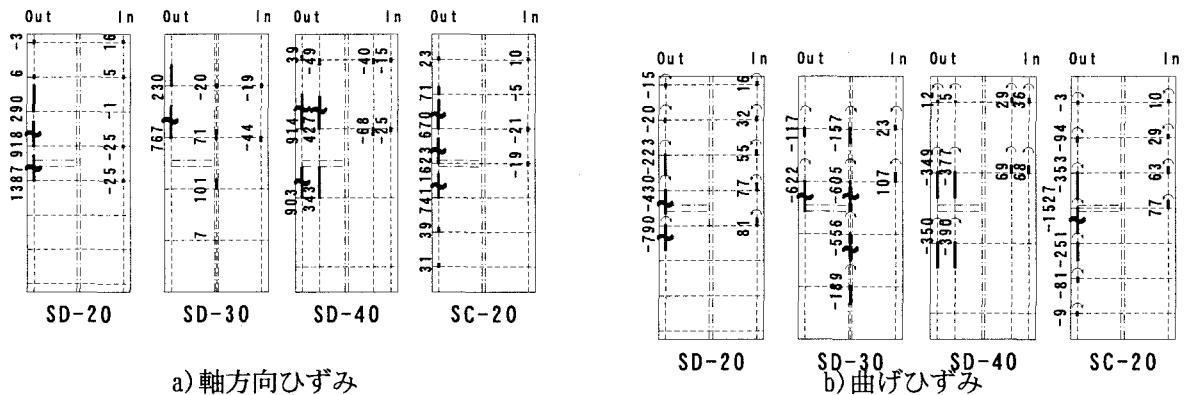


図-14 内曲げ載荷(12.6kN 載荷時)

外曲げ載荷において、設計荷重相当の20.6kN載荷時の頭付きスタッド発生ひずみを図-15に示す。内曲げ載荷と同様、a)は軸方向ひずみを、b)は曲げひずみを示している。また、Inは載荷側を示している。a)より、垂直補剛材直上にスタッドが配置されたSC-2Oや垂直補剛材に比較的近い位置にスタッドが配置されたSD-2Oにおいて、1000μを越える大きな軸方向ひずみが発生しているが、垂直補剛材位置から150

～200mm 離れた位置にスタッドが配置された SC-30 と SC-40 においては、SD-20, SC-20 の約 44～66% に低減されていることがわかる。一方、b)の曲げひずみ分布より、垂直補剛材を避けて配置することにより曲げひずみが低減されており、SD-40 においては、比較的垂直補剛材近傍のスタッド本数が多くなることから、SC-20 の約 26% となっていることがわかる。また全ての供試体において腹板直上を含んだ外の列では内方向(載荷点方向)へ、腹板直上より内の列では外方向(載荷点とは逆方向)への曲げ変形が生じており、内曲げ載荷の場合と逆の挙動を示していることがわかる。



(4) 配置方法

図-15 外曲げ載荷(20.6kN 載荷時)

特に外曲げ載荷において、垂直補剛材近傍のスタッドに大きなひずみが発生することがわかった。本実験結果等から垂直補剛材直上付近のスタッド配置における留意点をまとめると図-16のとおりである。

6. 移動型枠による床版施工

6. 1 打設手順

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-17 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。

また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、順次合成していくことを考え、各断面で合成前死荷重と後死荷重を区別するものとする。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することが望ましい。

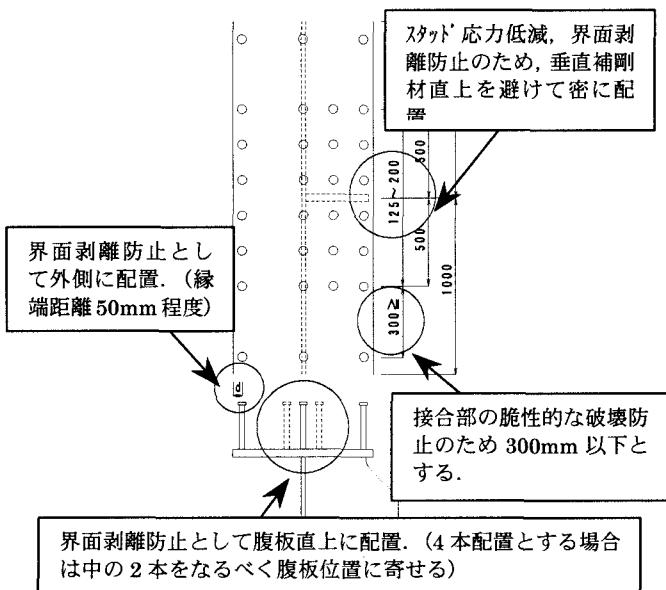


図-16 スタッド配置における留意点

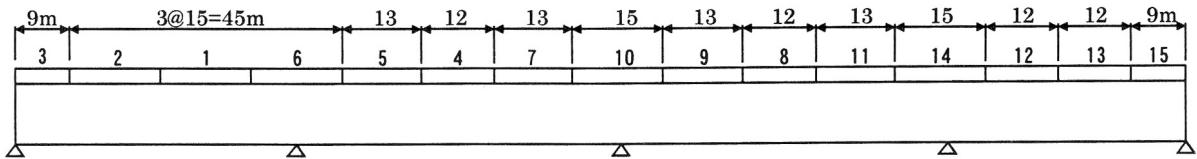


図-17 打設ステップ事例

6. 2 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。その工法には、PC 鋼線によるプレストレスを導入する方法、前荷重による方法、中間支点のジャッキアップダウンによる方法等が考えられる。

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工法は、図-18 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バーを与え、床版打設後一括で降下させる工法であった。PC 床版 2 主桁橋は移動型枠により施工されるケースが多く、そのため床版は順次鋼桁と合成される。このような施工中において、図-19 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、架設機材が少なくてより安全な施工が可能となるという利点がある。このような計算がやや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。

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、中間支点上床版の設計ランク C、D の中で適切に計算方

法を選択して決定すべきである。ここで、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。また施工の煩雑さも考慮し、一般的なジャッキのストローク（200mm）程度のジャッキアップダウン量とし、基本的には盛り替えをしないこととする。

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。また、コンクリート硬化時の水和熱によって、その冷却過程で合成桁の橋軸方向床版に比較的大きな

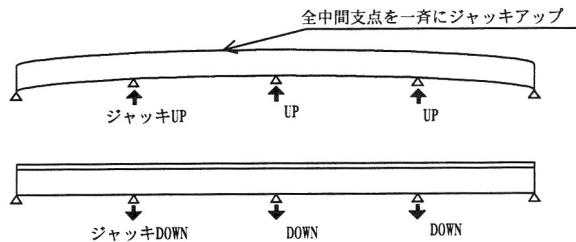


図-18 従来のジャッキアップダウン工法

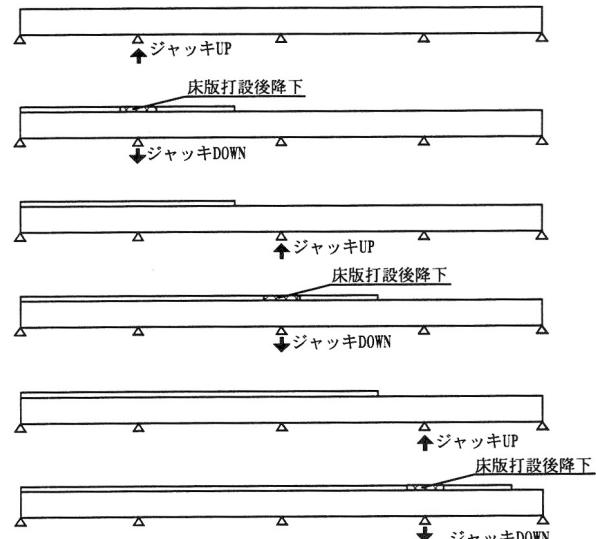


図-19 逐次ジャッキアップダウン工法

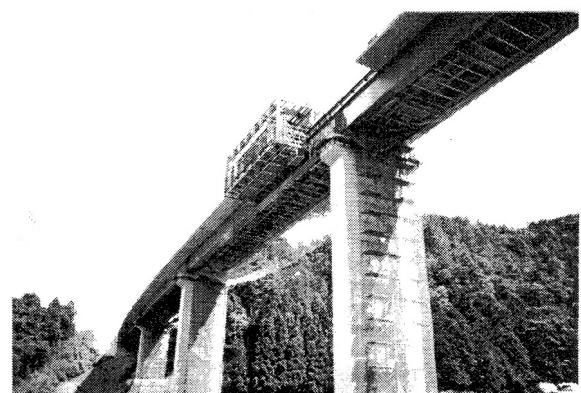


写真-1 移動型わくによるピアノ打鍵工法

引張応力が発生する場合があることが確認されている。これらについては今後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・解析する予定である。

7. まとめ

JHでは、橋梁建設において新技術及び新工法に取り組んでいるところである。特に鋼とコンクリートの合成及び複合構造に関しては、ここ数年積極的に取り入れている。

JHでは今後も連続合成2主桁橋の構造が適用されていくと考えられる。そのためには、この検討内容の主旨を十分理解した上で参考していくことは意義のあることと思われる。

また、最後になりましたが、本構造の検討に際しては、「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（東京大学名誉教授 伊藤学 委員長）において技術検討を進めており、関係各位に深く感謝の意を表す次第である。

参考文献

- 1)紫桃・上東・長谷・春日井・佐々木:実物大モデルを用いた鋼連続合成桁橋中間支点部のPC床版疲労実験, 構造工学論文集, Vol.46A, 2000.
- 2)(著)K.Roik,G.Hanswille(訳)伊藤・平城:合成桁におけるひび割れ幅制御の問題, 橋梁と基礎, 88-5, 1988.
- 3)岡村・前川:鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991.
- 4)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, 1998.3.
- 5)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, 1998.4.
- 6)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, 1991.3.
- 7)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, 1993.3.
- 8)小笠原照夫, 辻角学, 橋吉宏:少数主桁橋の腹板設計法に関する一考察, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集, I-A277, 1996.9.
- 9)Basler,K. : Strength of Plate Girders in Shear, Jour.of Structural Division, ASCE, Vol.87, No.ST7, Oct., 1961, pp151~180.
- 10)作川孝一, 八部順一, 大垣賀津雄, 高橋昭一, 高畠和弘, 川尻克利:横軸の影響を考慮した2主桁橋床版の死荷重曲げモーメントに関する一提案, 土木学会第52回年次学術講演会講演概要集, 1997.
- 11)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, Vol.41A, 1995.
- 12)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, 2000.
- 13)坂井, 八部他: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 Vol.41A, 1995.3.
- 14)鹿島, 猪本, 大垣, 山本, 田村, 川尻, 長井: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, 第54回年次学術講演会, CS-181, 1999.9.
- 15)済藤, 八部, 山本, 大垣, 長井:合成2主桁橋のずれ止め引抜き実験と設計法に関する一考察, 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, 1999.11.

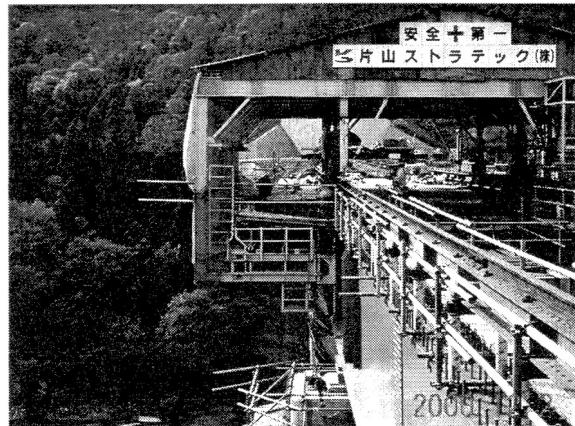


写真-2 移動型わく設備