

広幅員合成2主桁橋挙動の簡易解析法による検討

MODIFIED BEAM ANALYSIS OF COMPOSITE BRIDGE WITH TWO PLATE GIRDERS AND WIDE PC SLAB

高海克彦*, 浜田純夫**

Katsuhiko TAKAMI and Sumio HAMADA

*工博 山口大学助教授 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1)

**Ph.D 山口大学教授 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1)

This paper described the behavior of composite bridge with two plate girders and wide PC slab. The distortion is inevitable in this type of bridge. The analysis is carried out with the modified beam theory that was proposed by one of authors.

Some distortional characteristics of this bridge are presented through the analysis. The discussion was made on the effect of transverse frame and the lateral beam and the methodology of stiffening design.

Key words: composite bridge with two girder, distortion, lateral beam stiffening flame

キーワード: 広幅員合成2主桁, 断面変形, 補剛材, 簡易解析法

1. まえがき

PC床版を有する広幅員2主桁橋は、構造の簡略化、施工の短縮化および維持管理の容易さ等の要求性能を満たすことから、経済性、耐久性の向上を目指した橋梁形式の一つとして注目されている。この種の合理化橋は、多くはヨーロッパ諸国で実績を積んでいる。我が国においては、小規模な合成2主桁橋や鋼床版2主桁橋は、過去に設計架設の実績があるが、このような合理化された広幅員合成2主桁橋の設計架設は始まったばかりである。

元来、鋼橋の設計においては断面剛を仮定するはりの初等理論を用いて主構である桁は設計され、主構の横断面補剛材としての対傾構、横桁・横構は2次部材として考慮されてきた。また、現行の道路橋示方書の床版支間は6mまでであり、それ以上を想定していない。

しかし、件の広幅員合成2主桁は、主桁間隔が6mを超え、合理化のため横補剛材をかなり減らしたものであり、断面変形の発生も予測され、それに伴う2次的な影響も懸念されている。そのため、主構と補剛材の総合的挙動を把握すべく、詳細なFEMモデルによる立体的な解析による検討が行われた^{1), 2)}。ところが、こうした詳細な解析は多くの計算パラメータを含み、計算に膨大な時間と労力が必要とされる。そこで、設計にあたり詳細設計の前の概略設計では、構造特性を把握するために、より簡易なモデルによる計算が必要と思われる。

筆者らは、先に一次元のはり理論の修正の立場から開

断面薄肉はりの断面変形の簡易解析法を提示した。これを、横つなぎ材を有する逆台形はり、懸垂型モノレール桁および鋼床版2主桁に適用し、実験値ならびに他解法との比較から解法の妥当性を検討している。

以上の観点から、本研究では、広幅員合成2主桁橋の断面変形問題に、簡易解析法を適用し、挙動特性を把握するとともに、モデル化について検討し、この種の橋梁の設計資料を提供せんとしたものである。

2. 広幅員合成2主桁橋の断面変形の解析法

2.1 解析法の概要

薄肉はりの断面変形解析では、図-1のように断面を構成する薄板の接合点(節点*i*)回りの相対回転角 θ_i で断面変形を定義する。この相対回転角により、初等はり理論の他に、薄肉はりの桁軸直角方向に付加変位が生じる。この付加変位に伴う軸方向直ひずみと St. Venant のねじりに対応するせん断ひずみ、および軸直角方向の板曲げひずみを対象とすることにより、薄肉はりの断面

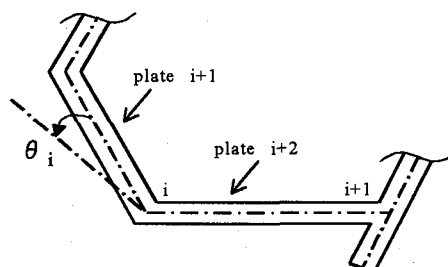


図-1 断面変形の定義

変形問題を、初等はり理論とは独立に解析することができる。なお、断面を構成する板（腹版と床版）中心のはり軸直角方向伸縮ひずみは無視している。

N 枚の薄板から構成される直線はりの断面変形の自由度は $N-3$ となり、支配方程式は次のように表される。

$$\sum_{i=1}^{N-3} \int_0^L \left[\{EI_{ij}\theta_i^{(4)} + f_{ij}\theta_i\} - p_j \right] \delta\theta_j dz + \sum_{i=1}^{N-3} \sum_{n=1}^S K_{ij}\theta_i(z_n) \delta\theta_j(z_n) = 0 \quad (1)$$

($j=1,2,***,N-3$)

ここに、 z ははり軸の座標、 L は支間長、 θ_i は節点 i の断面変形であり、 $\theta_i^{(4)}$ は節点 i の断面変形の z に関する 4 階の微係数である。 I_{ij} は断面形によって決まる定数、 f_{ij} および K_{ij} ははりの単位幅あたりの横曲げ剛性および離散配置された補剛材の軸方向および横曲げ剛性から決まる定数である。 S は離散配置された補剛材数、 z_k は k 番目の補剛材の位置、 p_j は断面変形問題の荷重項を表す。

なお、曲線はりを含む詳細な断面変形の定式化は文献 3)、4)、5) を参照されたい。

2.2 モデル化

(1) 合成桁断面

合成 2 主桁断面を 2 本の H 桁と床版からなる等断面の薄肉はりと考え、図-2 のように簡易化する。コンクリート床版は、弾性係数比を用いて鋼板に置換している。スタッドは文献 6) に従い、鋼桁上フランジと床版中心を結ぶ仮定の薄板に置換する。この断面では、断面変形

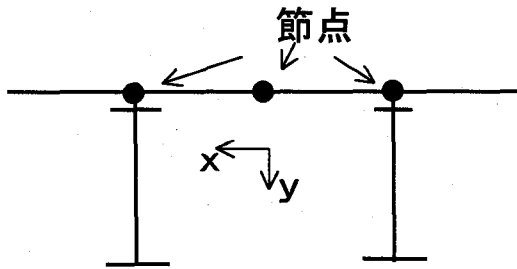


図-2 広幅員 2 主桁モデル

の定義に従うと、断面変形の節点は鋼桁と床版の接合点のみになるが、床版が広幅員になると床版のたわみによっても断面が変形すると考え、床版中央にも節点を設け 3 節点とする。構造が対称断面を有する場合は、図-3 のような 2 つの対称断面変形と 1 つの逆対象断面変形に分けて考えることができる。

断面変形に伴う桁軸方向付加応力およびせん断中心の x 、 y 方向付加変位、ならびに回転角は 3 つの断面変形により次のように表される。

$$\sigma_a = \sum_{i=1}^3 E_s \Psi_i \theta_i \quad (2)$$

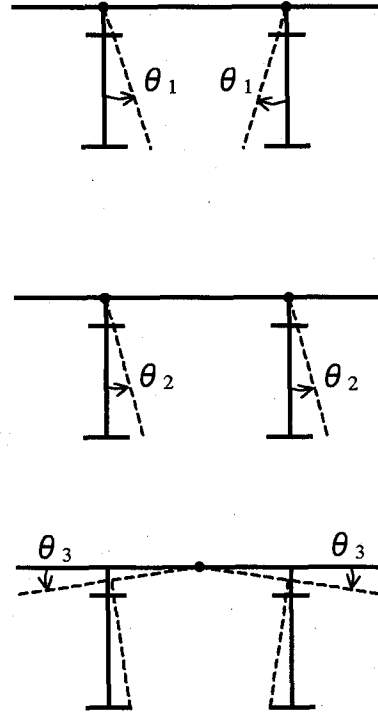


図-3 3 自由度断面変形

$$u_{sa} = \sum_{i=1}^3 \frac{H_{iy}}{I_y} \theta_i \quad (3)$$

$$v_{sa} = \sum_{i=1}^3 \frac{H_{ix}}{I_x} \theta_i \quad (4)$$

$$\phi_a = - \sum_{i=1}^3 \frac{H_{i\omega}}{I_\omega} \theta_i \quad (5)$$

ここに、 I_x 、 I_y 、 I_ω は合成断面の x 、 y 軸に関する断面二次モーメントおよびバイモーメントである。さらに H_{i0} 、 H_{ix} 、 H_{iy} 、 $H_{i\omega}$ および Ψ_i は断面変形に関する定数であり、断面変形 $\theta_1 \sim \theta_3$ に関して図-4 のような関数を設定すると、次式のように表される。

$$H_{i0} = \int_A \bar{\varphi}_i dA \quad (6)$$

$$H_{ix} = \int_A \bar{\varphi}_i y dA \quad (7)$$

$$H_{iy} = \int_A \bar{\varphi}_i x dA \quad (8)$$

$$H_{i\omega} = \int_A \bar{\varphi}_i \omega_n dA \quad (9)$$

$$\Psi_i = \bar{\varphi}_i - \frac{H_{i0}}{A} - \frac{H_{iy}}{I_y} x - \frac{H_{ix}}{I_x} y - \frac{H_{i\omega}}{I_\omega} \omega_n \quad (10)$$

なお、式 (10) 中の A は合成断面の断面積を、 ω_n は正規化された単位そり関数を表す。また、図-4 中の h は床版中心と下フランジ距離、 a は下フランジ幅、 b は主桁間隔を表す。

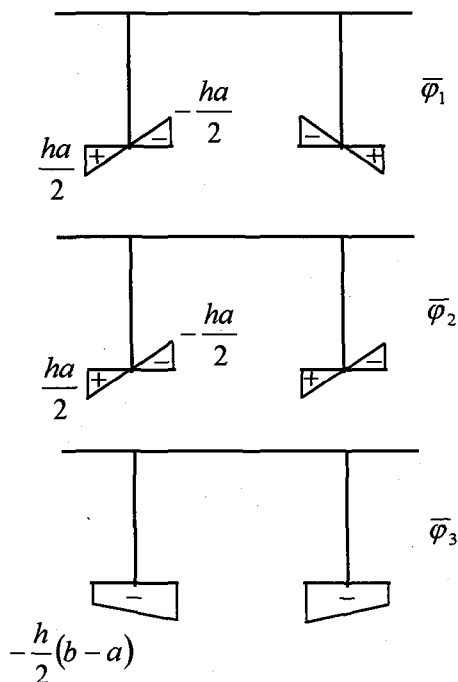


図-4 断面変形関数

(2) 横方向曲げ

2主桁断面が外力を受けて断面変形を生じ、下フランジ間隔が開いたり閉じたりすると、主桁腹板および床版には桁軸直角方向の曲げモーメントが発生する。これを本解析では横方向曲げと称する。本構造の横方向曲げに関する要素は、桁腹板と床版から構成される単位幅あたりのラーメンフレームと、離散的に配置される横桁と垂直補剛材および床版で形成されるラーメンフレームである。床版張り出し部および鋼桁フランジは、自由端を有し、断面変形に伴う横方向曲げによる曲げモーメントを負担しない。従って横方向曲げモデルを図示すると図-5のようになる。

通常ラーメンフレームを考える場合は、部材接合点は剛結と見なされる。しかし合成桁の場合、鋼桁とコンクリート床版の接合にスタッドなどの柔なずれ止めがある間隔で用いられる。この場合床版と鋼桁の結合は、剛結と見なせない、あるいは横方向曲げに抵抗する接合部の有効なコンクリートが不明であるなどのため、本解析ではセミリジッド結合とするのが妥当と思われる。即ち、鋼桁と床版は、回転剛性 k のバネで接合されていると考える。回転剛性 k の導入により、床版と鋼桁接合部が剛結から柔結合まで扱うことが可能となる。

これに従って、補剛材がある断面、および補剛材のない単位幅断面の断面変形に伴う横方向曲げモーメントは、次式で表される。

$$Mr = \sum_{i=1}^3 M_i \theta_i \quad (11)$$

ここに、 M_i は単位の断面変形によるラーメンフレームの曲げモーメント。ただし、補剛材のある断面では、 M_i に横桁は含まず、横桁については次節の(3)で考慮する。

(3) 横桁の伸縮と曲げ

横桁は、鉛直補剛材および床版とラーメンフレームを構成し、断面変形に伴う両主桁間隔の伸縮の防止作用を有する。

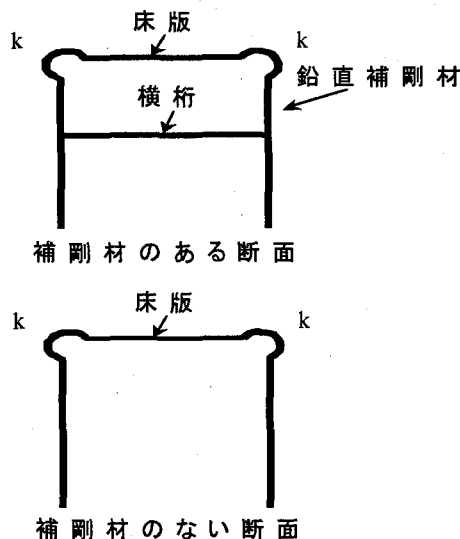


図-5 横方向曲げ材の模式図

断面変形に伴い横桁に生じる軸力と曲げモーメントは、横桁の断面積と断面二次モーメントをそれぞれ A_r 、 I_r とすると対称断面変形の場合、次式で表される。

$$N_i = -\frac{2E_s A_r h_{ri}}{b} \theta_i \quad (i=1,3) \quad (12)$$

$$M_i = -\frac{2E_s I_r}{b} \theta_i \quad (i=1,3) \quad (13)$$

ここに、 h_{ri} は断面変形の節点と横桁図心の距離、 b は横桁長(主桁間隔)を表す。

逆対称断面変形の場合は、軸力は生じないが、次式の曲げモーメントが生じる。

$$M_2 = -\frac{6E_s I_r}{b} \left(1 - \frac{2z}{b}\right) \theta_2 \quad (14)$$

ここに、 z は横桁端からの距離である。

3. 計算モデルと計算法

3.1 基本構造

基本構造の主構は、文献2)のモデルを用いる。橋長は40mの単純桁で、図-6に断面寸法を示す。主桁間隔は7mで、張り出し長さは1.8mである。主桁寸法は、上フランジ600mm×28mm、腹板2500mm×12mm、下フランジ600mm×60mmである。床版は、厚さ30cmのPC床版とする。更に床版上には、厚さ7.5cmのアスファルト舗装と、60cm×30cmの地覆を設けている。

解析に用いる弾性係数は、鋼、コンクリートそれぞれ $E_s=200\text{ kN/mm}^2$ 、 $E_c=30\text{ kN/mm}^2$ とする。

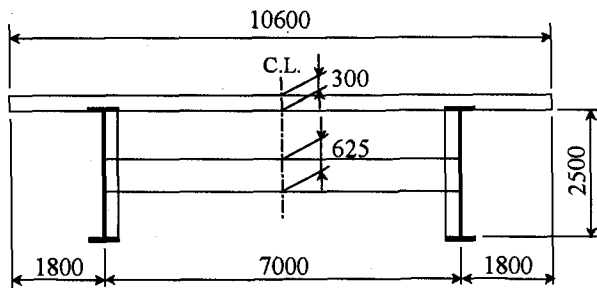


図-6 基本構造断面

3.2 補剛材

補剛材は、横桁と主桁ウェブの鉛直補剛材が同一断面に配置される。図-7 に横桁および鉛直補剛材を示す。図-7 の左が I 型の横桁であり、右が主桁ウェブに取り付けられる T 型の鉛直材である。鉛直補剛材に協力する主桁ウェブの有効幅は、ウェブ高さを h_s とすると道路橋示方書の規定に従い片側 $0.15h_s$ になる。また、横桁取り付け位置は、主桁ウェブに対して上段配置、中段配置および下段配置を想定する。この場合、式 (12) の床版中心と横桁中心の間隔はそれぞれ 650mm, 1300mm, 2300mm とする。補剛材間隔は 5m, 7.5m, 10m をバ

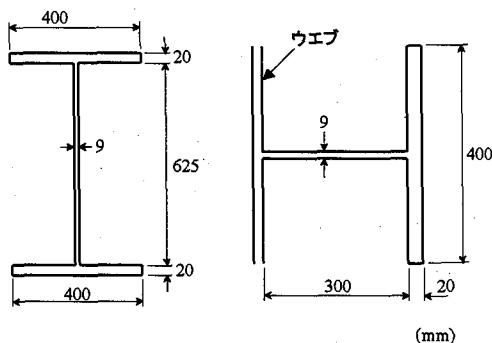


図-7 補剛材寸法

ラメーターとする。

横方向曲げ剛性は、2.2 の横方向曲げのモデル化において、単位幅の主桁ウェブと床版から成るラーメンフレームと、有効幅を考慮した鉛直補剛材と横桁および床版によって構成される閉ラーメンフレームで評価するが、これらを同時に算入すると横曲げ剛性を過大に評価することになる。ここでは、横補剛材（鉛直補剛材と横桁）がある断面では、文献 4) のように補剛材で構成されるラーメンフレームのみで横曲げを評価することにした。この評価方法については、後章で床版・鋼桁結合部の回転剛性と合わせて検討を加える。

本解析では、桁と床版が剛結で補剛材間隔が 5m（横桁本数 7 本）、横桁下段配置をこの構造の基本構造とする。

3.3 荷重

荷重は、道路橋示方書に従い、床版、舗装および地覆の死荷重と、図-8 の L 荷重（B 活荷重）が対称載荷される場合と偏載載荷される場合を想定する。

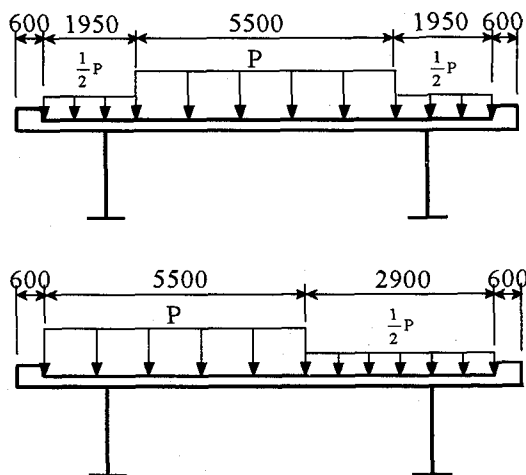


図-8 対称荷重載荷と偏載荷重載荷

3.4 数値計算法

対象とする 2 主桁の両端断面には、剛な横補剛材が配置され、断面変形は生じないとする。このとき、桁軸任意位置の断面変形 θ_i を

$$\theta_i = \sum_{m=1}^R A_{im} \sin \frac{m\pi}{L} z$$

と仮定し、式 (1) において Rayleigh-Ritz 法により未定係数 A_{im} を決定する。なお、上式中の R は、級数の項数であるが、解の収束をシュミレーションして 60 項とした。

4. 解析結果

(1) 死荷重による挙動

基本構造に死荷重のみが載荷された場合の断面変形、床版・鋼桁結合部の横方向曲げモーメントおよび鋼桁下

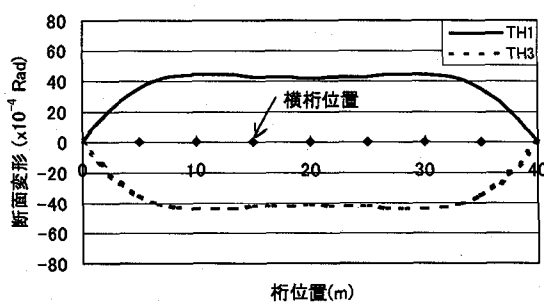


図-9 断面変形

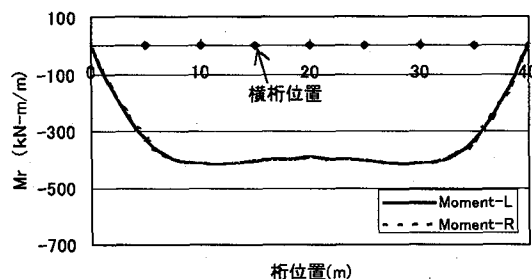


図-10 横方向曲げモーメント

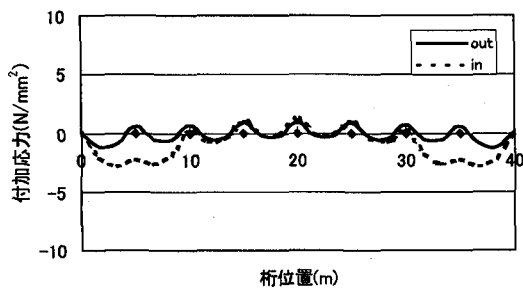


図-11 下フランジ付加応力

フランジ両端の付加応力を図-9, 10, 11 に示す。図-9 中の TH1 が断面変形 θ_1 を, TH3 が断面変形 θ_3 を表す。図-10 中の Moment-L と Moment-R はそれぞれ左と右の結合部のモーメントを指す。また図-11 中の in と out は, 図-6 の右側鋼桁下フランジの断面中央軸側を in, 桁外側を out と表記するものである。

死荷重は対称荷重であるので, 逆対称断面変形 θ_2 は生じない。また, 左右の結合部の横曲げモーメントは全く一致する。そのため, 図-10 の 2 本の線は重なっている。荷重が死荷重のように等分布満載であると, 断面変形および横方向曲げモーメントは, 支間中ほどの広範囲にわたりほぼ一定となる。断面変形 θ_1 は正值を, 断面変形 θ_3 は負値をとり, その絶対値はほぼ等しいので, 図-8 の変形の模式図から主桁の回転はほとんど相殺される。

断面剛を仮定するはり理論から得られる支間中央のたわみと下フランジの応力は, それぞれ 30.8mm と 82.3N/mm² である。式 (4) から得られる断面変形に伴う付加たわみは 15mm となり, はり理論のほぼ半分に達している。一方, 図-11 に示される下フランジの軸方向付加応力は, 離散配置される補剛材の影響を受け波を打つが, 最大でも 3N/mm² 程度で, はり理論値に比べかなり小さくなっている。付加応力は, 式 (2) で表されが, 本 2 主桁では断面変形 θ_1 と θ_3 の 2 回微係数が相殺され小さくなるため, 応力も小さくなったと思われる。

(2) 対称載荷 L 荷重に対する挙動

L 荷重が断面に対称載荷された場合の断面変形, 横方向曲げモーメントおよび下フランジ両端の付加応力を図-12, 13, 14 に示す。活荷重は, 支間中央部に載荷する活荷重の影響で, 等分布満載載荷に比べて, 支間中央部の断面変形が顕著である。はり理論による支間中央のたわみと応力はそれぞれ 13.9mm と 48.3N/mm² である。それに対し付加たわみは 25mm, 付加応力は 2N/mm²

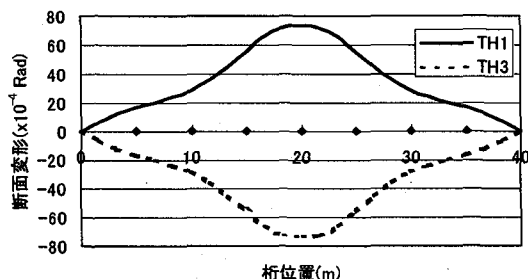


図-12 断面変形

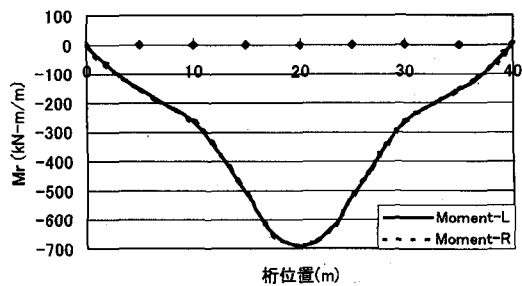


図-13 横方向曲げモーメント

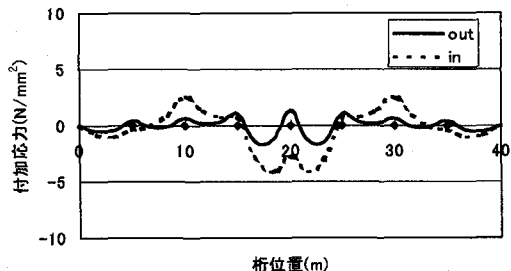


図-14 付加応力

となり, 付加応力よりたわみへの影響が大きいことが分かった。

(3) 偏載載荷活荷重に対する挙動

図-8 の偏載荷重に対する断面変形, 横方向曲げモーメントおよび軸方向付加応力を図 15, 16, 17 に示す。偏載荷重は, 曲げ荷重とねじり荷重に分けられ, このねじり荷重により, 本桁では逆対象断面変形 θ_2 が生じることになる。しかし, 図-15 より明らかなように, 断面変形 θ_2 は他の変形に比べて極めて小さい。これは, 本桁は大きなねじり剛性を有していることを示している。曲げに関する挙動は, (2) の対称載荷の場合と定性的にはほとんど変わらず, 曲げ荷重が減少した分, 変形, 曲げモーメントおよび応力とも小さくなっている。

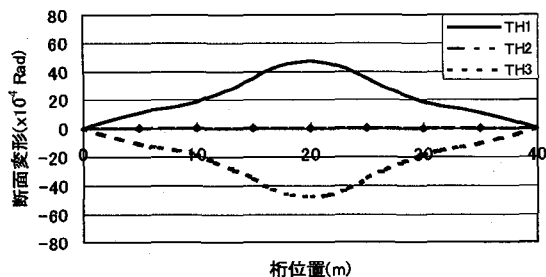


図-15 断面変形

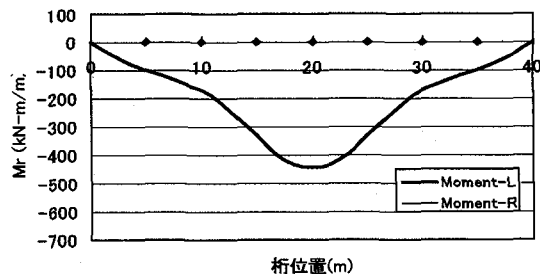


図-16 横方向曲げモーメント

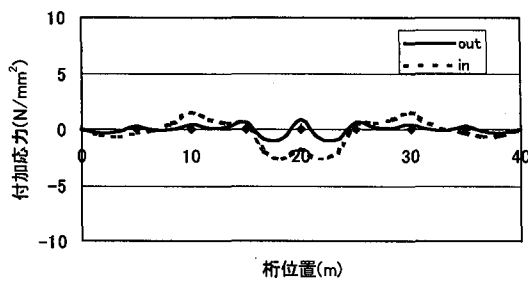


図-17 付加応力

(4) 横桁の挙動

前述した(1)から(3)の場合の、支間中央の横桁に生じる軸力と曲げモーメントおよび横桁中央下フランジの応力を表-1に示す。応力は、横桁支間中央の下フラ

表-1 横桁断面力・応力

荷重ケース	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)	応力 (N/mm ²)
(1)	25.6	1.9	1.5
(2)	43.7	3.2	2.8
(3)	28.0	2.0	1.6

ンジの応力である。これらはいずれも式(12)～(14)から得られるものである。いずれも横桁には引張力と、正の曲げモーメントが発生している。この結果から、どの荷重ケースでも主桁が押し開かれ、かつハの字に変形しているのが分かる。

4. 2 補剛パラメーターの影響の検討

(1) 横桁の配置位置の影響の検討

横桁の配置位置を主桁の上段、中段および下段としたとき、対称活荷重載荷の場合の断面変形 θ_s と主桁

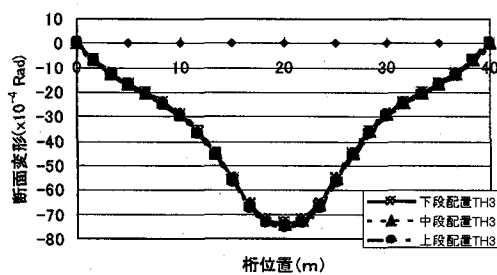


図-18 断面変形の差異

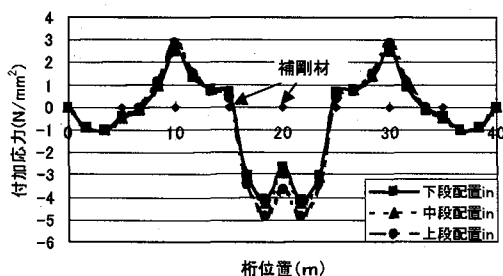


図-19 付加応力の差異

下フランジ内側の付加応力を図-18, 19に示す。これらの図から明かなように、配置方法による結果に大きな差はなく、若干、下段配置のほうが断面変形 θ_s が小さくなる。

(2) 横補剛材枚数の影響の検討

横補剛材の間隔を 5m, 7.5m, 10m としたときをそれぞれ Case1, Case2, Case3 とよび、対称活荷重載荷の場合の断面変形 θ_s と主桁下フランジ内側の付加応力を図-20, 21に示す。補剛材が減ると断面変形は

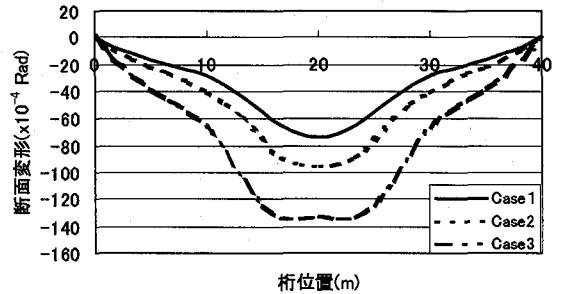


図-20 断面変形の差異

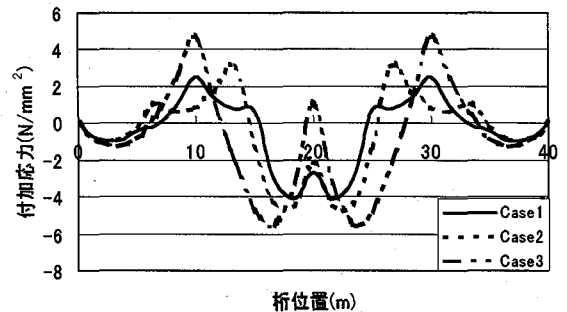


図-21 付加応力の差異

増加し、7枚から5枚に減る場合の増加に比べて、5枚から3枚に減る場合の増加が大きい。これは、横方向補剛材の曲げ剛性は有効幅のみで一律に評価しているので、補剛材が3枚の場合は、実際の横方向曲げ剛性に比べ、補剛材間の単位幅あたりの横方向曲げ剛性を無視しているためと思われる。また、付加応力には著しい増加は見られないが、補剛材位置でピーク値を採るあるいは急激に反転するのがわかる。

(3) 結合部の回転剛性 k の影響の検討

これまで、結合部の回転剛性は ∞ (計算上は 1.0×10^{14} kN・m) としていた。これに対して、結合部の柔性により回転剛性が減少する場合を考える。先に述べたようにスタッドの横曲げ剛性およびそれ協力するコンクリートの有効性が不明のため、ここでは記号 r (1.0×10^{14} kN・m), s_2 (1.0×10^7 kN・m), s_4 (1.0×10^6 kN・m), s_5 (1.0×10^4 kN・m), s_6 (1.0×10^3 kN・m) と減少させた場合を試算する。因みに、鉛直補剛材のおよび床版の曲げ剛性は、それぞれ 8.0×10^7 kN・m, 2.0×10^7 kN・m である。回転剛性の影響は、そのまま断面変形に現れるので、断面変形 θ_s のみの結果を図-22に示す。床版および鉛直補剛材の曲げ剛性と同レベルまでは剛結の場合と同様の性状を示すが、回転剛性が小さくなると一旦は変形が

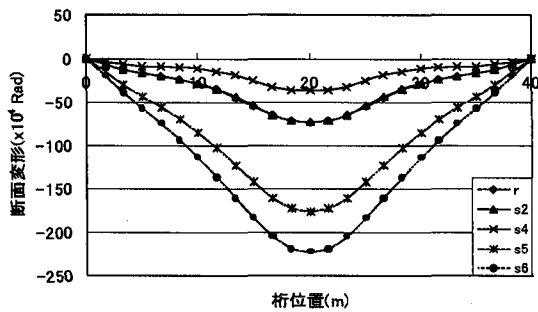


図-22 断面変形の差異

小さくなるが、その後さらに小さくなると、変形は極めて大きくなる。この回転剛性の減少に伴う変形の増減理由は、現在のところ不明である。

(4) 横方向曲げ剛性の評価法の影響についての検討

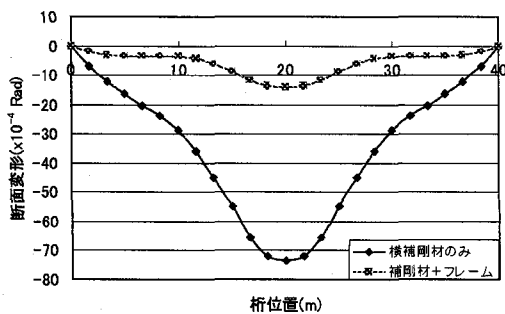


図-23 断面変形の差異

横方向曲げ剛性を、補剛材のみで行う場合と、それに補剛材のない断面の単位幅あたりの曲げ剛性を加えた場合の変形を図-23に示す。この種の実際の曲げ剛性の評価は、この2種類の手法の間と考えられる。ただし、設計にあたっては補剛材のみで評価すると安全側になると思われるが、この評価法については、今後の課題としたい。

5. まとめ

広幅員合成2主桁橋の断面変形挙動の把握に、簡易解析法を適用し、その特性を把握し、断面の補剛法について検討を加えた。得られた結果をまとめるとつぎのようになる。

- (1) 計算対象とした本橋梁では、断面変形 θ_1 と θ_2 は絶対値のほぼ等しい、正負値となる。
- (2) 等分布満載荷重では断面変形挙動は、支間中央部ではほぼ一定である。
- (3) B活荷重を支間中央に加えたL荷重では、そこでの変形が大きくなる。

- (4) 本橋では、偏載活荷重を載荷しても、ねじり成分は小さく、曲げによる変形が卓越する。
- (5) 断面変形に伴い、主桁下フランジに軸方向付加応力が発生するが、はり理論に比べ、かなり小さい。
- (6) 付加応力は、離散配置される補剛材の影響で、波を打つ分布となる。
- (7) 横桁の配置方法(上,中,下段配置)は、本橋ではほとんど差異はない。
- (8) 横補剛材の数は、断面変形挙動に対する大きな要因であるが、その差異については、横方向曲げ剛性の評価法に関連するので、本研究では定性的な把握にとどまった。
- (9) (8)に関連して、床版・鋼桁結合部の回転剛性のレベルにおいて、床版と鉛直補剛材と同レベルの剛性までは、剛結と見なせるが、それ以下になると、剛性に応じて断面変形が増減する。
- (10) 横方向の曲げ剛性の評価法は、今後の課題とする。

参考文献

- 1) 坂井藤一, 矢部順一, 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, pp.945~954, 1995
- 2) 長井正嗣, 吉田康治: 合成2主1桁橋の横補剛材をパラメータとした2次応力に関する検討, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.1061~1072, 1996
- 3) 彦坂 熙, 高海克彦: 横つなぎ材の断面補剛効果を考慮した開断面薄肉ばりの解析, 構造工学論文集, Vol.31A, pp.141~153, 1985
- 4) Hiroshi HIKOSAKA, Katsuhiko TAKAMI: Formulation of Distortional Behavior of Thin-Walled Curved Beam with Open Cross-Section, Proc. of JSCE Structural Engineering, Vol. 2, No. 1, pp.91~100, 1985
- 5) 高海克彦, 彦坂 熙, 鋼床版2主桁橋の断面変形挙動, 九大工学集報, 第58巻第5号, pp.693~697, 1985
- 6) 小西一郎, 小松定夫, 大橋武雄: 合成箱桁橋の応力解析と設計計算法: 土木学会論文集, 第25号, pp.1~28, 1955
- 7) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, pp.222, 1996

(2000年9月14日受付)