

6.1 はじめに

第5章では、多主桁橋を対象に主桁の補剛部材（下横構、分配横桁、対傾構）の撤去によるシンプルな補剛システムをもつ橋がロングライフの橋梁となりうるかの検討を行った。本章では、橋システムそのもののシンプル化、すなわち最少の桁本数をもつ2主桁橋に着目し、ロングライフ橋梁としての、また経済性の面での適用可能性を検討した上で、その立体的な力学挙動をFEM解析により明らかにする。

合成2主I桁橋は、ヨーロッパで最近多く建設されている桁橋で^{3) 4)}、とくにフランスでは積極的に建設されており⁵⁾、またスイス⁶⁾やドイツ⁷⁾でも多くみられ、我が国でも建設が始まっている⁸⁾。建設の理由は、コンクリート橋に比べて経済性の点で優れるためである。この2主I桁橋を我が国これまでのシステムと比較すると、a)下横構を用いない、b)比較的小型の横桁を間隔8m前後で配置し、その腹板高さ方向取付け位置は上、中、下段とまちまちである、c)横桁が床版を指示しないことから床版スパンがかなり広くなる、といった点が異なる⁹⁾。

このようなシステムは明らかに合理的かつ省力化されたシステムとなっているが、これまでの我が国の実績とは異なることから、設計や建設に当たっては検討すべき課題も多いと考える。そのため、本システムの力学特性に着目した解析的研究が行われている^{10) - 12)}。また、本システムは、主桁本数が2本と最少のため1本の桁損傷が許されないという特性をもっている。つまり、多主桁に比べてリダンダンシーが劣るという指摘がある。そのため、本システムを一般的に普及させていく上で、疲労損傷は許されないと考える。このような観点からは、本橋の局所変形挙動を明らかにしてくことは重要と考える。以上より、本章では、2本の主桁を補剛する部材をパラメータとし、橋システムに生じる2次応力に着目した検討を行う。

6.2 2主I桁橋の適用可能性の検討

6.2.1 ロングライフ橋梁としての2主I桁橋

鋼橋の腐食や疲労に対する耐久性を高め、ロングライフ化を図っていくための手段としては以下のような方法が考えられ、2主I桁橋はこのような目的を達成する上で合理的な構造であることから、ロングライフ橋梁のひとつの橋梁形式となりうるものと考えられる。

(1) 主桁に対する変動応力低減による疲労寿命の改善

一般に主桁に作用する大型車輌通行による変動応力を低減するためには、断面を従来の設計によるものよりも大きくする必要があり、建設段階での初期投資額が大きくなる。大型H形鋼を適用したような厚肉断面の橋では、補剛材も少なく鋼重の割りには経済的であるが、適用スパンは20~30m程度と限界がある。

2主I桁橋では、主桁1本に作用する曲げモーメントが多主桁橋の主桁よりも大きいためその断面も大きくなる。また、その曲げモーメントの増加は死荷重分の増加に比べ、大型車両通行1台による曲げモーメントの增加分は小さいことが想定され、その結果主桁の疲労に対して有利になることが考えられる。

(2) 構造のシンプル化による疲労寿命の改善と製作費用の低減

第5章で検討してきたように、多主桁橋は部材が複雑に交差しているため、製作が難しいばかりでなく、交差部での二次応力への対応を難しくしている。

2主I桁橋では、部材を主要部材のみとシンプル化していることから、大型車両通行による二次応力の原因となる部位も少なく、かつ横桁への作用力は小さいことから横桁取付け部の疲労への影響も小さいものと考えられる。また、部材数も少なく、主桁断面が大きくなることによるテーパー鋼板の適用など、製作コスト削減の面での効果は大きい。さらに、現場作業も移動型枠を適用しやすいなど建設コスト削減のメリットも期待できる。

将来の維持管理を考えても、再塗装などの維持管理も多主桁橋よりも容易で、景観的にもすっきりした外観となることからロングライフ橋梁を検討する上で有力な橋梁形式と予想される。

(3) 維持管理が容易な構造とすることによる長寿命化

ロングライフ化を検討する上で、初期投資費と並んで重要なものが維持管理費である。巨大地震時の損傷は別途考慮するものとすれば、維持管理上重要となるのは疲労による損傷と塗装の塗替えなどの防食である。これらのうち、維持管理頻度の高い防食については、耐候性鋼材を適用した無塗装橋の適用や寿命の長い塗装仕様の採用などが行われている。この塗装の塗替えに関しては、従来の多主桁多補剛橋よりも2主桁少補剛形式の橋梁の方が橋梁単位長さ当たりの塗装面積が多主桁橋よりも小さく、かつ斜めの部材がないことから容易である。

コンクリート床版に着目すると、床版の長支間化により結果として厚くなることでかなりの寿命改善を図ることができるものと考えられる。将来、床版を全面的に打ち直すことを考えると、多主桁橋では部分的に施工していくことは可能であるが、2主桁橋では部分的な施工は不可能という面はある。しかし、移動作業足場や移動型枠などを適用しやすいうことから致命的な問題とはならないようと思われる。

6.2.2 主桁の活荷重応力変動の低減による疲労の軽減

2主桁橋とすることで、主桁が大断面となることは全断面力に占める大型車両1台の断面力の割合が小さくなることになり、主桁に対する疲労の影響が軽減されることとなる。多主桁橋と2主桁橋の荷重分担の概要を図6.2.1に示す。多主桁は、橋体の全重量を各主桁がほぼ均一に分担するほか、主桁直上を走行する大型車の荷重を負担する。このような荷重分担は2主桁橋でも同様であるが、2主桁橋の場合死荷重の分担が大きいため全分担荷重に占める大型車荷重の割合は減少し、疲労に対して有利と考えられる。

2主桁橋の主桁配置は活荷重に着目すれば極力主桁間隔を広げ、2本の主桁で

分担させた方がよいことになるが、床版支間が長くなると床版も厚くなりその分不経済な設計となる。張出し部が歩道か車道かで若干異なるが、床版の設計曲げモーメントができるだけ小さくなるように決定するのが合理的な考え方であり、張出し部は支間部の0.4～0.5程度が適当であろう⁷⁾。

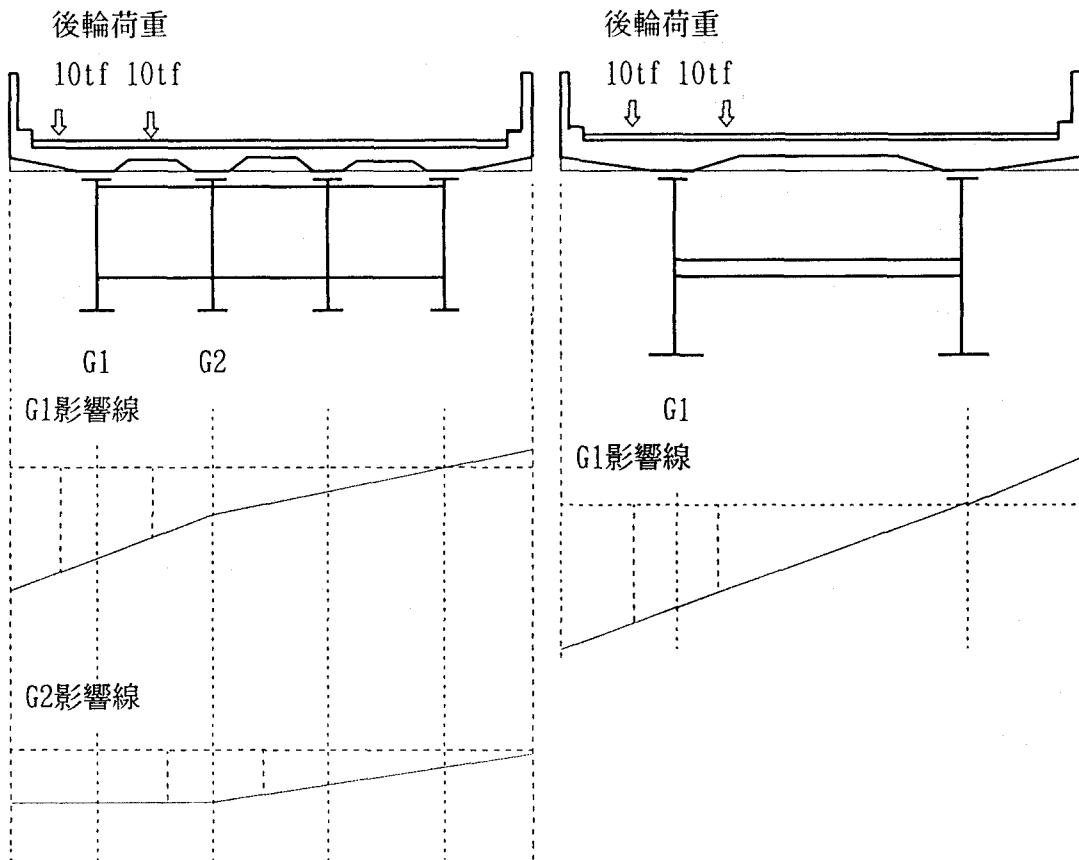


図 6.2.1 多主桁橋と2主桁橋の荷重分担

図 6.2.1でわかるように、多主桁橋においては荷重分配高架により、着目した主桁の隣接主桁以外の主桁にも荷重が分配されるが、2主桁橋の場合には単純梁としての分担であり必ず2本の主桁で分担することになる。主桁の曲げモーメントはそれぞれの荷重位置での影響線の縦距で決まるが、後輪荷重の縦距だけに着目すれば2主桁橋の方が大きくなる。しかし、2主桁橋では死荷重曲げモーメントも約2倍となることから合計曲げモーメントに対する大型車曲げモーメントの比は2主桁橋の方が小さくなるものと予想される。有効幅員8.5m、支間40mの非合成I桁橋を例として、4主桁橋と2主桁橋の通常の設計で決定された構造モデルに図 6.2.1のような輪荷重を載荷し応力度を求めた結果を表 6.2.1に示す。B活荷重応力と死荷重応力との比率は、4主桁橋、2主桁橋とも0.67～0.79とバラツキは小さいが、20tonf後輪荷重応力と死荷重応力との比率は0.10～0.21と大きな違いがある。4主桁橋の中桁では、荷重分配効果で活荷重応力比率は小さいが、外桁での値を2主桁橋と比較すると2主桁橋のほうが約2割小さい。

表 6.2.1 輪荷重の影響比較

	4 主桁橋		2 主桁橋
	G 1 桁	G 2 桁	G 1 桁
中央断面 ウエブ高 (mm) (SM490Y)	2,000	2,000	3,200
フランジ (mm)	650 × 33	650 × 30	720 × 35
死荷重応力度 (kgf/cm ²)	1,144	1,144	1,181
B 活荷重応力度 (kgf/cm ²)	905	818	865
20tonf後輪荷重 応力度 (kgf/cm ²)	239	124	202
B 活荷重／死荷重	0.79	0.67	0.73
20tonf荷重／死荷重	0.21	0.10	0.17

6.2.3 2 主桁橋の経済性

2 主桁橋は主桁本数が 2 本と最少であるばかりでなく、横構の省略や横桁構造の簡素化などで大幅な部材数の削減が可能である。日本道路公団が建設したホロナイ川橋¹³⁾などでも検討されているが、前述の 4 主桁橋と 2 主桁橋についての試設計結果を図 6.2.2 に示す。

このように、2 主桁橋の採用により鋼重は若干減少し、大型材片数や溶接延長が大幅に削減されることから、製作コストの削減が可能となる。特に、1 部材 1 断面とすることで大型材片数と溶接延長の削減効果が大きい。

また、2 主桁橋としたことでフランジ厚も大きくなり、その結果テープ鋼板の適用や、横桁への H 形鋼の適用など省力化に役立つ材料の適用も可能となる。

また、2 主桁橋は厚肉断面少部材となっていることから、橋梁の長さ方向単位長さ当たりの塗装面積は多主桁橋よりも少なく、対傾構や横構のような斜めの部材がないことから、建設時の塗装作業ばかりでなく塗装の塗り替え作業も比較的容易である。また、シンプルな構造のため移動作業足場などを設置しやすい構造と考えられる。

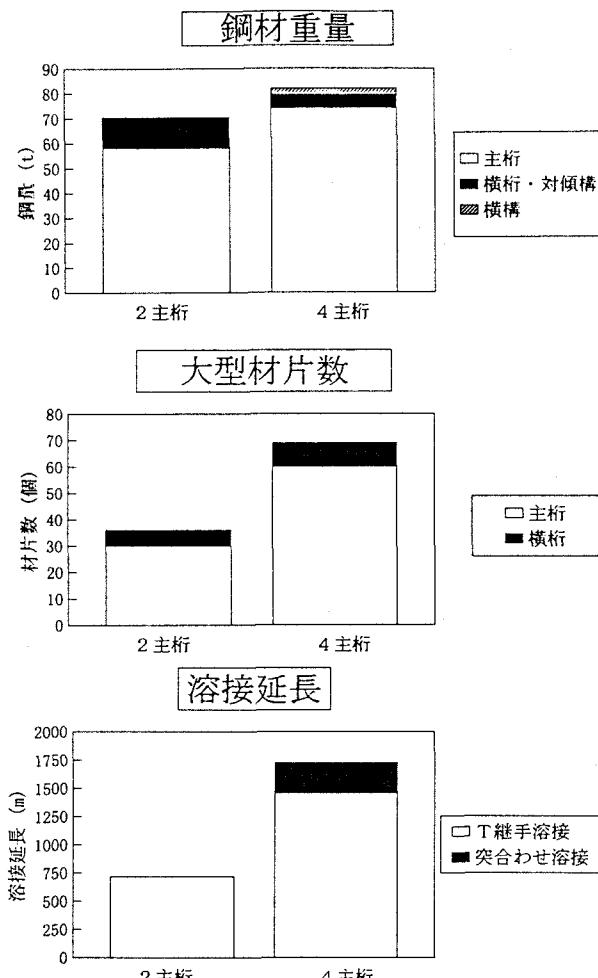


図 6.2.2 4 主桁橋と 2 主桁橋の比較

塗装面積の比較については、試算結果も報告¹¹⁾されているが、今回の試設計の結果では、2主桁橋の塗装面積は横構の省略の影響もあるが、表 6.2.2のように従来の多主桁橋の約7割に削減される。

表 6.2.2 4主桁橋と2主桁橋の諸元比較

対象橋梁	橋長 : 40.000m 幅員 : 8.500m 形式 : 単純非合成 I 桁橋	
	4主桁橋	2主桁橋
全体鋼重	82.0ton	70.6ton
1m ² 当り鋼重	241kg/m ²	208kg/m ²
塗装面積	1262 m ²	873 m ²
1ton当たり面積	15.4 m ² /ton	12.4 m ² /ton
1m ² 当り面積	3.7 m ² /m ²	2.6 m ² /m ²

2主桁橋では床版が長支間となることから、従来のRC床版に代わる各種床版の検討も進められている。

① RC床版

フランスでは⁹⁾、床版支間の長い2主桁橋に対してもRC床版が適用されている。床版厚を適当な厚さ（桁上で30cm、桁中間部は25cm）となる桁間隔としては7mないし8mとしており、プレストレスの導入により更に桁間隔を拡げることが可能としている。

② プレキャスト床版

鋼橋床版の省力化と耐久性の確保を目的としたプレキャスト床版の検討と、従来のものよりも主桁間隔を拡げた少主桁橋への適用を目的としたプレキャスト床版の検討が進められてきた。多主桁橋に対しては、桁との結合箇所数が多いことから、省力化と経済性の面では限界があり、少主桁橋への適用では、プレキャスト床版の製作、輸送、架設費用の削減が大きな課題となっている。

③ PCR床版

ホロナイ川橋¹²⁾では、従来の設計要領に従うと床版厚が大幅に厚くなるためプレストレスコンクリート床版が採用されている。2主桁橋への適用により、移動型枠の採用でシステム化された床版施工が可能となっている。

④ I形鋼格子床版

従来のI形鋼格子床版は適用支間が4m以下であったが、床版支間8m程度まで適用できる構造の開発も進められている。具体的には、従来150mmが最大であったI形鋼を、200mmまで大断面化させることで長支間化を可能としている。

6.3 2主I桁橋の立体挙動

6.3.1 構造モデルと荷重

図-6.3.1に、今回採用した橋モデルを示す。表-1に、主桁、横桁、鉛直補剛材の断面諸元を示す。スパンは40m、幅員10.6mの単純活荷重合成桁で、主桁間隔は7mとしている。また、床版の厚さは30cmでPC版とする。

荷重は、図-6.3.2に示すように、T荷重を想定した集中荷重と断面内対称載荷のL荷重、L荷重が偏載荷した場合に生じるねじれ荷重と同等のねじれ荷重が作用する載荷および風荷重である。

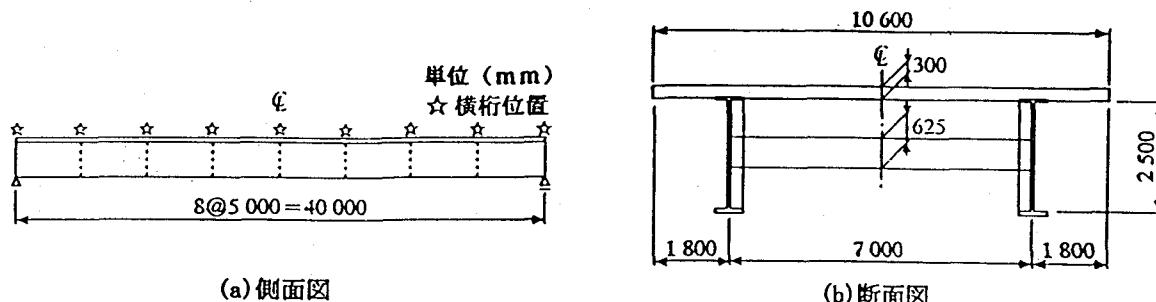
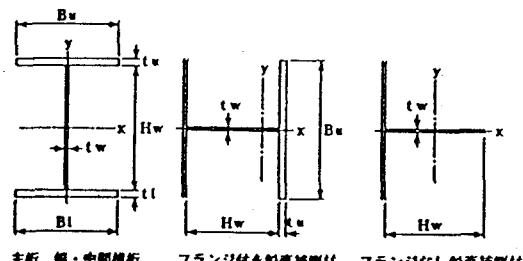


図6.3.1 橋モデル

表6.3.1 主桁、横桁、補剛材の諸元

	主桁	端横桁	中間横桁	鉛直補剛材	
				フランジあり	フランジなし
B _u (mm)	600	400	400	400	—
t _u (mm)	28	20	20	20	—
H _w (mm)	2500	1875	625	300	300
t _w (mm)	12	9	9	9	9
B _l (mm)	600	400	400	—	—
t _l (mm)	60	20	20	—	—
A (cm ²)	828	328.75	216.25	107	27
I _x (cm ⁴)	9.399E+06	1.931E+06	1.847E+05	1.067E+04	1.823E+00
I _y (cm ⁴)	1.584E+05	2.134E+04	2.134E+04	7.193E+03	2.025E+03



6.3.2 FEM解析モデル

図-6.3.3にFEM要素分割を示す。床版を8節点ソリッド要素、主桁、横桁を4節点シェル要素でモデル化している¹⁵⁾。なお、スパン中央位置以外の横桁フランジははり要素でモデル化している。

6.3.3 構造パラメータ

以下に示すパラメータを用いて解析を行った。

- 1) 横桁の腹板高さ方向取付け位置（上、中、下段）
- 2) 鉛直補剛材のフランジの有無（図-6.3.4参照）
- 3) 横桁の橋スパン方向の間隔（5,10m）

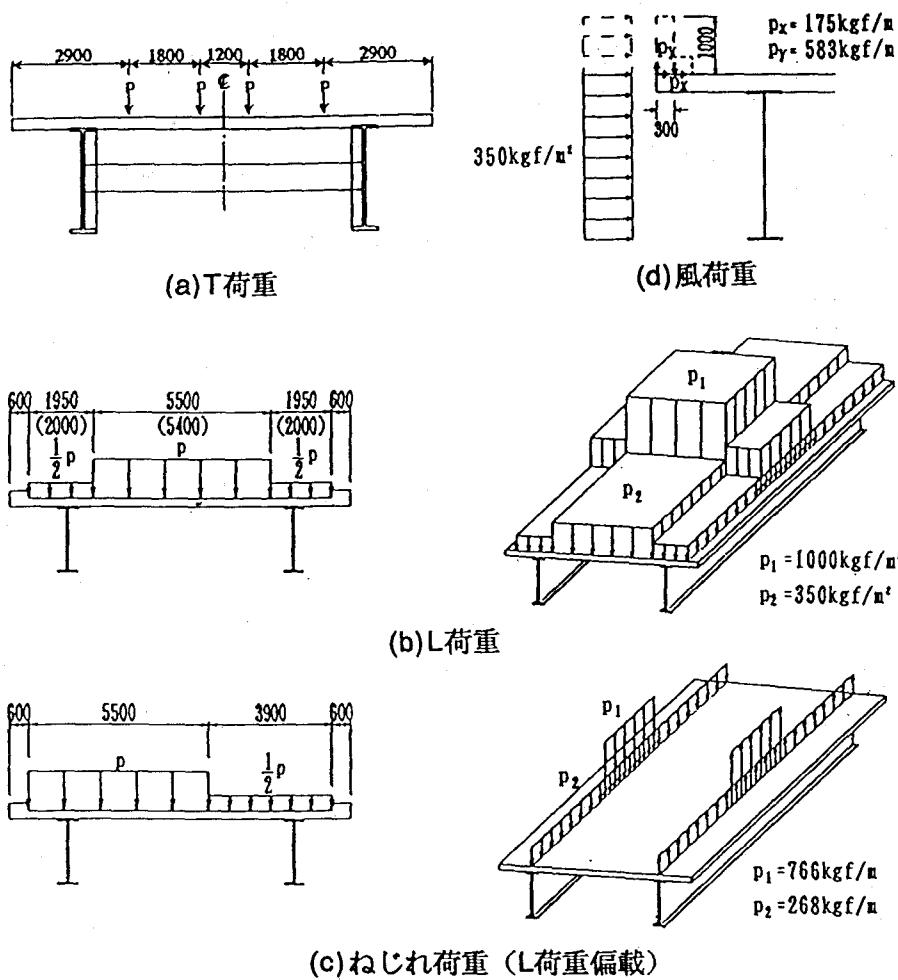


図6.3.2 荷重ケース

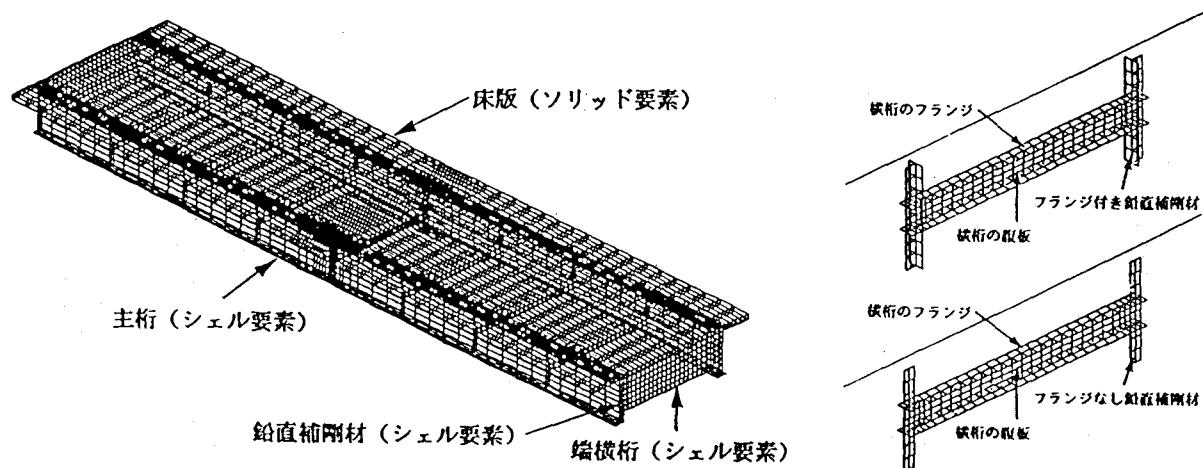


図6.3.3 有限要素分割

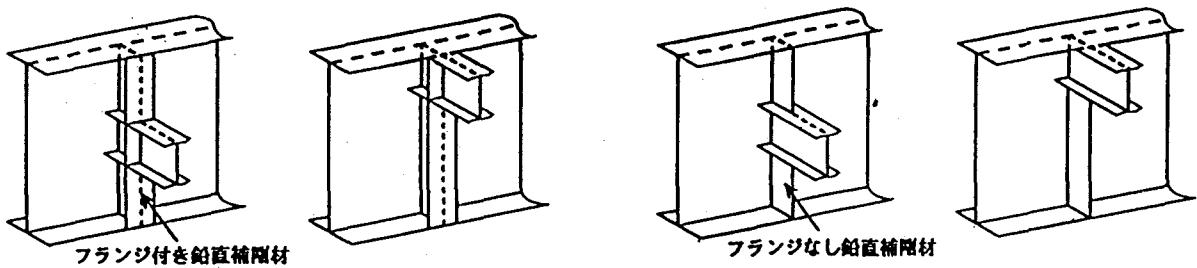


図6.3.4 横桁取付詳細

6.3.4 T荷重載荷時の結果と考察

図-6.3.2に示したT荷重を載荷し、床版の主筋方向の応力を計算した。図-6.3.5は荷重載荷位置での応力で、鉛直補剛材にフランジ有り、無しの結果、また横桁がない場合の結果を示す。横桁がある位置では、主桁上でも大きな応力（負曲げモーメントに対応）が生じており、正の応力と大差がない。フランジがあると、横桁の配置に関係なく一定となるが、フランジが無いと、横桁を下方に配置すると負の応力が減少する。一方、横桁がない場合、主桁上での応力の立ち上がりは見られず、主桁位置での回転拘束が解放されて正の応力が10%程度増加する。この時の最大応力を道路橋示方書¹⁶⁾の設計式と比較してみると、20%程度安全側であった。設計式が10~20%程度安全側に規定されていることを考えると、道示の設計式は本形式（スパン7m）に対しても適用できると考える。

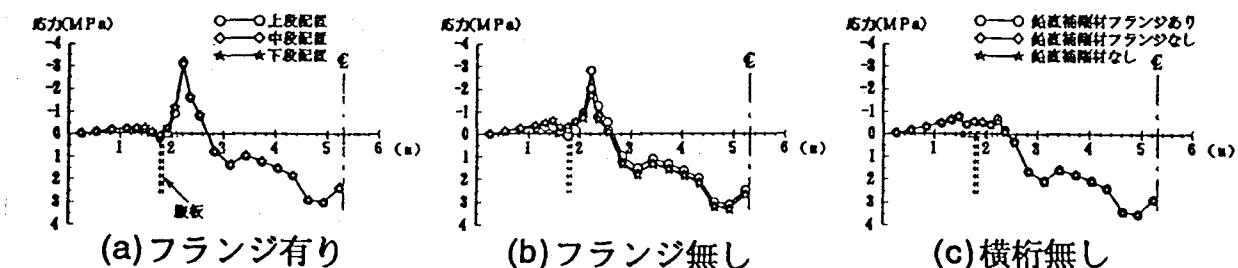


図6.3.5 床版応力

6.3.5 L荷重及び風荷重載荷時の結果と考察

6.3.5.1 L荷重載荷（断面内対称）時の断面変形と応力

図-6.3.6に横桁位置（上、中、下段）、一般部（鉛直補剛材有り、無し）の横断面の変形状態を示す。横桁上段配置の場合、横桁下フランジ位置から腹板が直線的に開こうとするが、中、下段配置では、下フランジの横変位が拘束される。また、一般部で、鉛直補剛材がないと、腹板が開こうとするのを下フランジが拘束する。この変形に応じて主桁腹板、下フランジの2次応力が生じることになる。

図-6.3.7に主桁腹板応力を示す。図中、(a)は横桁位置（横桁間隔10m）で、鉛直補剛材にフランジが有る場合の応力、(b)は横桁が無い場合の応力である。図-6.3.6の変形に対応した応力分布が得られている。また、応力値（面内、板曲げ応力の合計で、直線外挿して上フランジ位置の値を推定）は最大でも350kgf/cm²

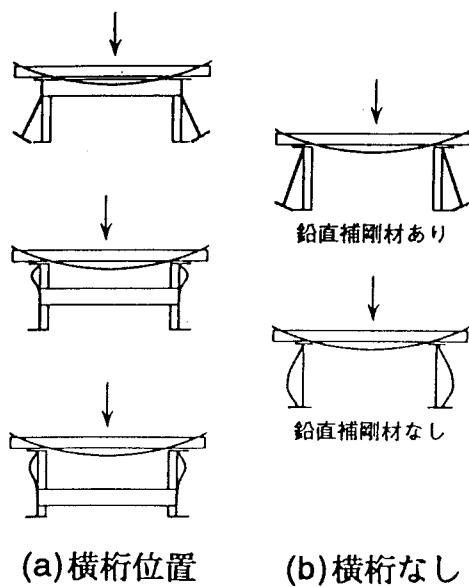


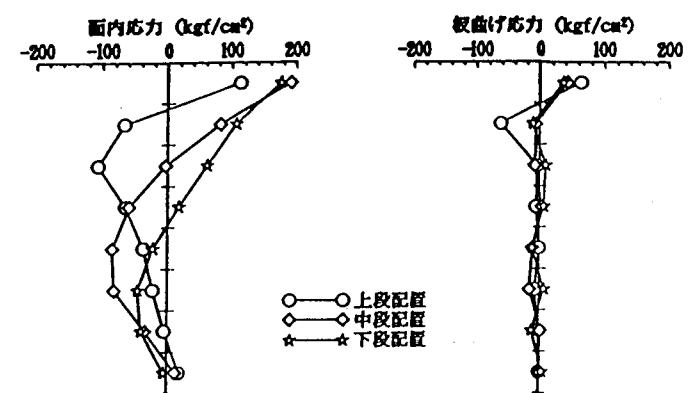
図6.3.6 橋の横断面変形

と大きくない。横桁がない位置では腹板応力は極めて小さい。

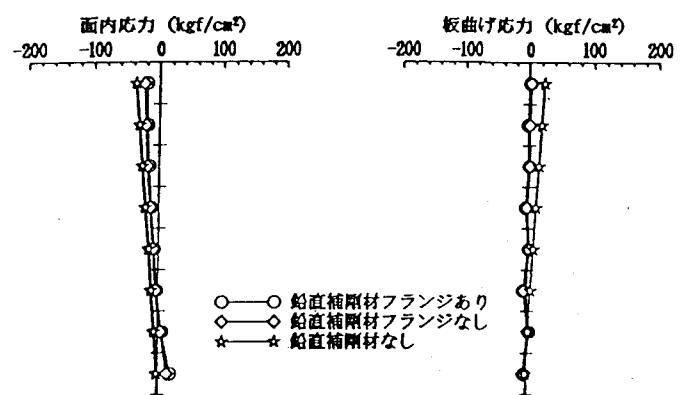
図-6.3.8に、横桁間隔10mの場合の下フランジの面内応力を示す。鉛直補剛材にフランジがある場合の応力が大きいが、そ

れでも 100kgf/cm^2 以下と小さいことがわかる。なお、スパン中央で応力が乱れるのは、FEMモデル化において補剛材フランジを主桁下フランジを接合したためである。このような構造詳細を用いると疲労強度が低下することが知られており⁸），実際には接合しない構造詳細を選ぶ必要がある。図中、中、下段配置の応力が大きいのは、横桁位置と鉛直補剛材位置の下フランジの変位差が大きいためである。また、横桁を5m間隔で配置すると、最大でも 20kgf/cm^2 程度となる。

図-6.3.9に横桁間隔10mの場合の横桁応力を示す。上段配置の応力が大きくなるが、値はかなり小さいことがわかる。



(a) 横桁位置



(b) 横桁なし

図6.3.7 腹板応力

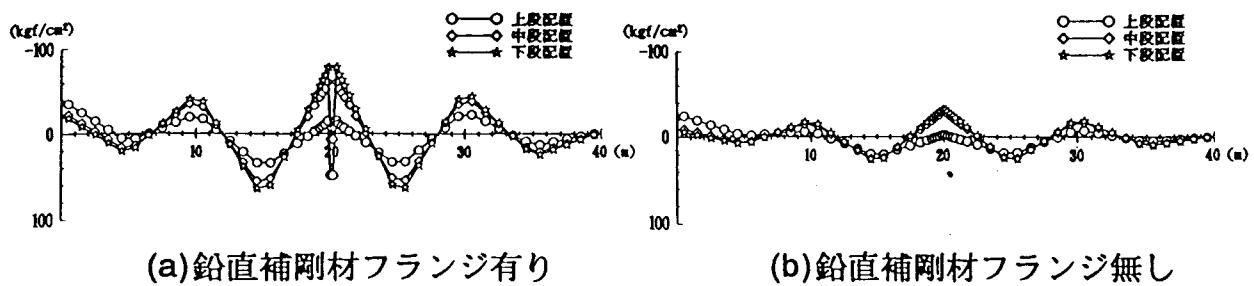


図6.3.8 下フランジ応力

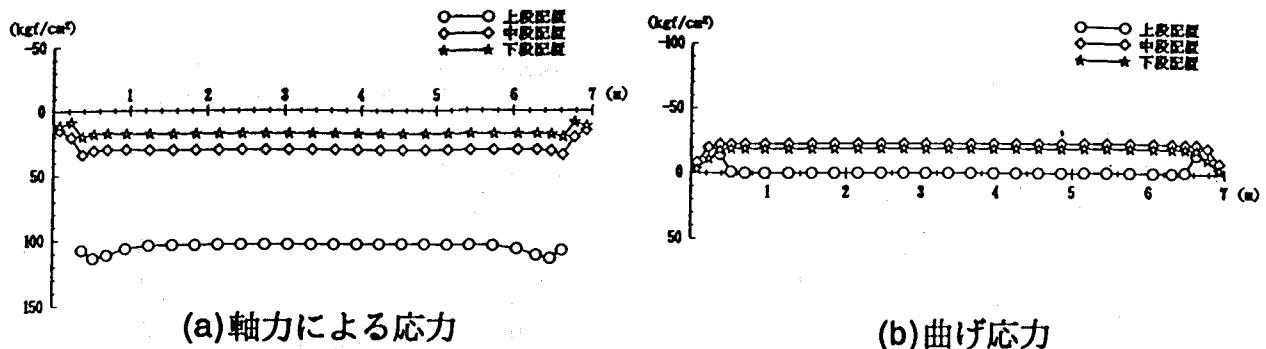


図6.3.9 横桁応力

図-6.3.10に鉛直補剛材上端部の応力を示す。今回の計算では、この位置に唯一大きな応力が生じた。横桁中段配置の場合の応力が最も大きく、下段配置で若干低下する。主桁、横桁上フランジ面を同一とする上段配置とすれば、応力は中段配置の約半分程度となる。また、横桁がない位置での応力はかなり小さくなる。

応力の低減対策として、鉛直補剛材の板厚アップと、フランジ取付けを検討した。これらの対策により応力が低下するが、フランジ取付けの効果が顕著である。建設にあたっては、この応力に注意する必要がある。

6.3.5.2 ねじれ荷重載荷時の挙動

断面内にL荷重を偏載荷した場合に生じるねじれモーメントと同じモーメントが生じるように、腹板上に逆対称荷重を作成させた。

2主桁の場合、断面が剛体的に回転し、そのため横桁に生じる応力は数kgf/cm²と極めて小さかった。

6.3.5.3 風荷重載荷時の挙動

横桁、下フランジに生じる応力は小さかった。下フランジの最大応力は200 kgf/cm²程度で、その応力分布は、弾性バネ支持されたばかりに分布荷重が満載された場合の曲げモーメント分布と相似となる。

図-6.3.11に、横桁上段配置の場合の主応力を示す。横桁下フランジ位置の鉛直補剛材で900kgf/cm²の応力が生じているが、これは、風速40m/sの状態で、とくに対応は不要と考えられる。横桁を中段、下段配置とすると、鉛直補剛材のフランジがない場合でも、応力は250～300kgf/cm²と小さい。

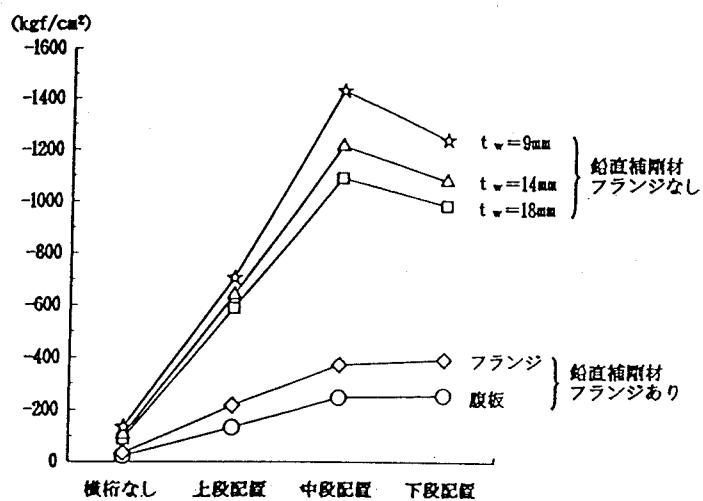


図6.3.10 鉛直補剛材上端部の垂直応力

6.3.6 2主桁橋の挙動のまとめ

本解析結果を要約すると以下のようになる。

1) 横桁の腹板高さ方向取付け位置、取付け詳細、配置間隔に応じて、2次応力が変化するが、得られた応力レベルは小さい。これより、横桁の取付け位置は施工性を考慮して選べると考える。

2) 唯一、横桁取付け位置鉛直補剛材の上端部に大きな応力が生じた。これは、床版上に作用する輪荷重による“首振り”によって生じる応力である。この応力は鉛直補剛材の板厚を厚くするか、またはフランジを取り付けることで低減できる。このような対応を行えば、本システム内での応力集中箇所は見られなくなり、耐久性の高い構造となり得ると考える。

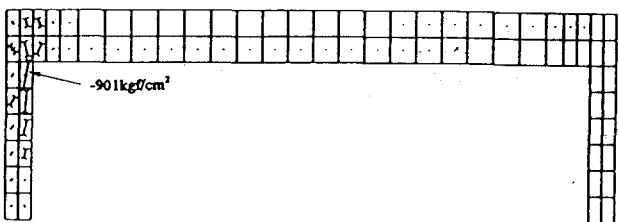
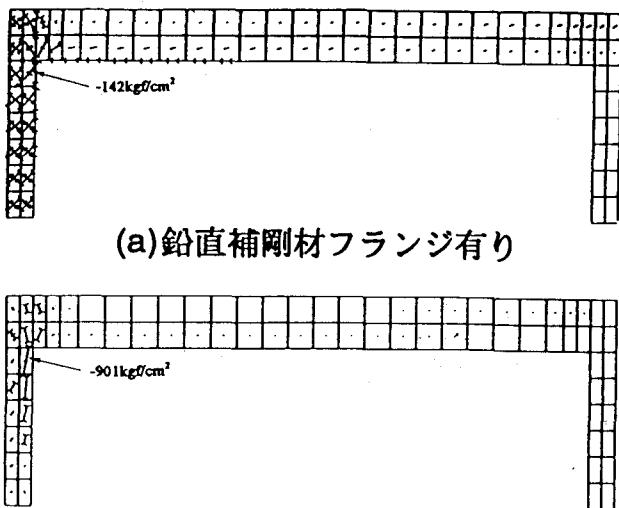


図6.3.11 横桁、鉛直補剛材の応力

6.4 まとめ

ヨーロッパでは既に一般的となっている、必要最小の主桁本数を用いる2主I桁橋の立体的な挙動、とくに主桁を補剛する横桁と鉛直補剛材をパラメータとし、2次応力について検討を行った。その結果、本システムで生じる大きな応力は横桁が取付く位置の鉛直補剛材の上端部のみであった。この応力は、横桁を上段配置（主桁、横桁上フランジ面を同一面とする）とするか、鉛直補剛材の板厚を増厚する、またはフランジを取り付けることで低減できる。これらの応力低減対策により、本システム内で大きな2次応力は生じないものと考える。

また、全ての中間横桁を撤去した場合でも、鉛直補剛材を設けることによって本システムが成り立つ可能性が明らかになった。この場合、本システム内での大きな2次応力はみられない。勿論、架設時には、一時的に主桁補剛部材が欠かせないが、この結果は、上路タイプの2主構構造において、主構造を補剛するシステムが不要とできる可能性を示しており検討に値すると考える。

今後、上記応力集中の実験的確認や疲労実験による耐久性の確認が必要と考えるが、本鋼桁システムは十分耐久性の高い構造システムとなり得ると考える。

参考文献

- 1) 長井正嗣、本田晃英、中山康士、坂井藤一、八部順一：合成2主桁橋の鉛直対称荷重下の断面変形挙動、鋼構造年次論文報告集、Vol.3,pp.296-304,1995

- 2) 長井正嗣, 吉田康治: 合成2主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, 土木学会, Vol.42A, pp.1061-1072, 1996
- 3) (財) 高速道路調査会: Bridge to the future, 1994
- 4) 藤野陽三: フランス, スペインにおける橋梁学術旅行報告書, 1994
- 5) M. Virlogeux: Association of Prestressed Concrete and Steel for Bridge Construction, Contributions for the Symp. of IABSE, Leningrad, USSR, pp.57-90, 1991
- 6) J.P. Lebet: Composite bridges, IABSE Short Course, Brussels 1990 Composite Steel Concrete Construction and Eurocode 4, pp.28-37, 1990
- 7) 伊藤鉱一: ドイツにおける最近の鋼合成2主桁橋梁, 橋梁と基礎, Vol. 27, No.5, pp.28-37, 1993
- 8) 日本道路公団他: Horonai River Bridge (パンフレット), 1995
- 9) 坂井藤一, 八部順一, 長井正嗣: フランスの鋼, コンクリート合成2主桁橋梁の設計指針(上), (下), 橋梁と基礎, Vol.29, N.3, 4, pp.33-41, pp.35-42, 1995
- 10) R. Premachandram et al.: Cross frame action in two girder bridge, Proc. of the 48th Annual Convention of JSCE, pp.1170-1171, 1993
- 11) 酒井秀昭, 橘吉宏, 志村勉, 小西哲司: 水平荷重を受けるPC床版2主桁橋の挙動について, 土木学会第48回年次学術講演会概要集, pp.1172-1173, 1993
- 12) 坂井藤一, 八部順一, 大垣賀津夫, 橋本靖知, 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, 土木学会, Vol.41A, pp.945-954, 1995
- 13) 高橋昭一, 志村勉, 橘吉宏, 小西哲司: PC版2主I桁橋「ホロナイ川橋」の設計および解析・試験検討, 橋梁と基礎, Vol.30, No.2, pp.23-30, 1996
- 14) 山縣敬二: 省力化に対応した橋梁構造, JSSC, No.13, pp.2-11, 1994
- 15) 動力炉, 核開発事業公団: 汎用非線形構造解析システム FINAS version 12.0 使用説明書, 1993
- 16) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 1994