

合成2主I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

Secondary stresses in composite 2-I girder bridges due to various types of transverse-stiffening systems

長井正嗣*, 吉田康治**

Masatsugu NAGAI and Kouji YOSHIDA

*長岡技術科学大学助教授 工学部建設系 (〒940-21 長岡市上富岡町 1603-1)

**長岡技術科学大学 工学部大学院修士課程 (〒940-21 長岡市上富岡町 1603-1)

This paper presents the secondary stress produced in a simply supported 2-I girder bridge which is subjected to vertical, torsional and wind loadings. The span and width of the bridge is 40m and 10.6m, respectively, the distance between two girders is 7m and the thickness of the prestressed concrete slab is 300mm. The position in height and the distance of the transverse I-shaped cross beams and the flexural rigidity of the vertical stiffeners are chosen as parameters, then the effect of the above parameters on global behavior and secondary stress is presented. In addition, the simplified rigid frame or beam models for predicting the above secondary stress is discussed.

Key Words : 2-I girder bridges, prestressed concrete slab, secondary stress, FEM analysis

1. まえがき

将来予想される建設業に従事する熟練労働者の不足や事業費の抑制に対応するため、最近我国の各機関において合理化、省力化した橋システムの開発が積極的に行われている^{1)~6)}。具体的には、従来の桁橋システムを対象に、下横構や対傾構の一部を撤去することの可能性、またプレファブ床版の採用に関する検討が行われている。さて、合理化、省力化を達成する桁橋システムの1つとして、橋の幅員に関係なく2本の主桁を用いる2主I桁橋の検討が活発になっている。2主桁橋は主桁本数が2本と最小限に抑えられ、そのため鋼重量の低減や部材数、溶接延長が低減できるとともに、架設日数の低減も期待できることが報告されている⁷⁾。また、既に日本道路公団では、前述の省力化を念頭に入れたシンプルな補剛システムをもつホロナイ川橋(2主桁橋)が建設中である⁸⁾。

本文で扱う2主桁橋はヨーロッパで比較的最近に多く建設されている桁橋で、とくにフランスでは積極的に建設されており⁹⁾、また、スイス¹⁰⁾やドイツ¹¹⁾でも見られるが、建設の理由は、コンクリート橋に対して経済性に優れているためである。この2主桁橋を我国のこれまでの桁橋システムと比較すると、1). 下横構を用いない、2). 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位置は上、中、下段とさまざまである、3). 横桁が床版を支持しない構造のため、車線数にもよるが、一般に床版スパンが広くなる、といった

点が大きく異なる^{12)~14)}。ここで扱うシステムは1950~60年代のドイツのアウトバーンや、また1960年代に我国でみられ始めた2主桁橋^{13),15),16)}とは異なる。すなわち、これまでの2主桁橋では、幅員が広いこともあって、床桁を橋スパン方向に密に配置して床版を支持する。例えばコンクリート床版の場合、主筋方向が橋スパン方向となる。なお、広幅員の場合、これまでと同様の床組配置がみられるが¹⁷⁾、本文では検討の対象外としている。

以上説明したシステムは明らかに合理化、省力化構造となっているが、我国の道路橋示方書¹⁸⁾に照らし合わせるならば、規定もないことから、建設にあたっては種々検討すべき課題が多い。例えば広幅員の床版を用いる必要があり、その設計をどのように行うかが明らかでない。また、横補剛材の構造形式の選定や配置をどのように行えばよいかも明らかにされていない。したがって、橋の全体的な挙動や特性を明らかにすることが課題となっており、各所での検討が積極的に行われている^{19)~22)}。

さて、2主桁の場合、主桁1本の疲労損傷が許されないという構造特性をもっている。つまり、多主桁橋に比べるとリダンダンシーが劣るという指摘があり、この点に対応する必要がある。そのため、このタイプを一般に普及させていく上では、今日の橋システムに見られる疲労損傷は許されない。そのような観点からは、本システムの局所変形挙動を明らかにしておくことも極めて重要と考える。文献19),20)では総幅員10.7m、主桁間隔

6m の 2 主桁橋を対象に、主に水平荷重下の挙動が検討されている。そして、下横構の撤去が可能であること、また荷重分配性能の観点からは上、下段配置が好ましいことを指摘している。文献 21) では、総幅員 22.6m、主桁間隔 12.6m と広幅員の 2 主桁橋で、横桁を中段に配置した場合を対象に、死・活荷重による立体的挙動が検討されている。そこでは、慣用の 1-0 法の適用が可能であること、また横桁には大きな軸力が生じないことが明らかにされるとともに、ジベルの設計に対する注意点が示されている。しかしながら、以上のいずれの研究でも、主桁、横桁、補剛材に生じる 2 次応力と横桁パラメータに関する総合的な検討が行われていない。著者らの文献 22) では、今回の橋モデルと同じモデルを用い、横桁取付位置、間隔、また鉛直補剛材の形状をパラメータとして、床版応力とともに鋼部材に生じる 2 次応力の検討を行っている。そして、以上のパラメータを変化させても、床版応力や鋼部材の 2 次応力が大きく変化しないことを指摘しているが、荷重条件が支間中央位置の鉛直対称集中荷重に限定されている。

以上より、本研究では、合成 2 主 I 桁橋を対象に横桁の取付位置や配置間隔、腹板への取付詳細をパラメータとし、また荷重も、L 荷重、ねじれ荷重、風荷重を対象に、通常設計で考慮しない 2 次応力を含む立体的な挙動の検討を行い、今後の設計資料を提供することとする。

2. 構造モデル

2.1 橋の基本諸元

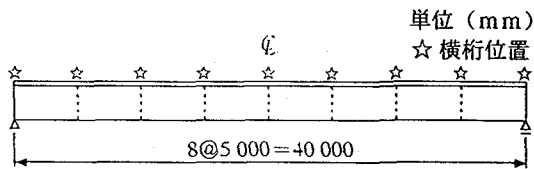
文献 22) と同じ橋モデルを用いて検討を行う。図-1 に橋モデルの側面と横断面を示す。主桁間隔は 7m で張出し長を 1.8m とする。主桁の断面サイズは活荷重合成桁として概略設計を行い決定しているが、鋼桁の断面サイズはスパン中央で決定し、スパン方向に一定としている。また材質は SM490Y である。床版は広幅員となって我国での実績がないことから、文献 17) や海外の実績を参照して 30cm 厚の P C 版とする。これより、曲げモーメントによって引張応力が生じても全断面有効とする。なお、本モデルではハンチを考慮しない。また、床版のヤング係数は鋼の 1/7 とし、ポアソン比は 0.167 とする。

端横桁と中間横桁のサイズを主桁とともに表-1 に示す。横桁のサイズは設計を行わず仮定したものである。

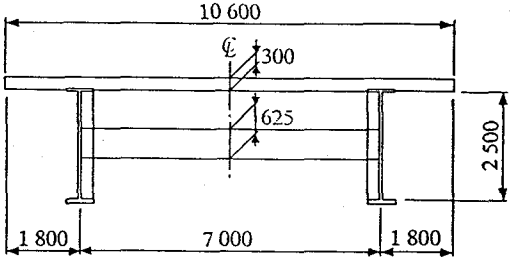
2.2 横桁の腹板高さ方向の取付位置

図-2 に示すような 3 種類の取付け位置を対象に、配置による挙動の差異の検討を行う。

これまでに見られる中間横桁の腹板高さ方向取付位置は上、中、下段タイプとまちまちである^{12)~14)}。中段配置は、床版が場所打ちの場合、型枠の設置のために下方に移動させるもので、また下段タイプは上述の施工上の理由や検査車の設置が関係しているものと考えられるが、



(a) 側面図

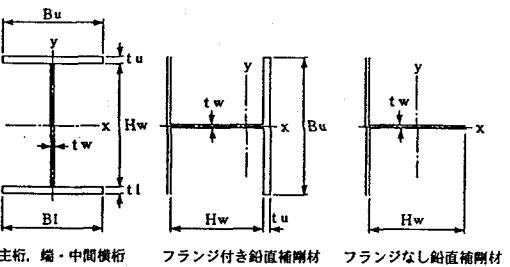


(b) 断面図

図-1 橋モデル

表-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
Bu(mm)	600	400	400	400	—
tu(mm)	28	20	20	20	—
Hw(mm)	2500	1875	625	300	300
tw(mm)	12	9	9	9	9
Bl(mm)	600	400	400	—	—
tl(mm)	60	20	20	—	—
A(cm ²)	828	328.75	216.25	107	27
Ix(cm ⁴)	9.399E+06	1.931E+06	1.847E+05	1.067E+04	1.823E+00
Iy(cm ⁴)	1.584E+05	2.134E+04	2.134E+04	7.193E+03	2.025E+03



主桁、端・中間横桁 フランジ付き鉛直補剛材 フランジなし鉛直補剛材

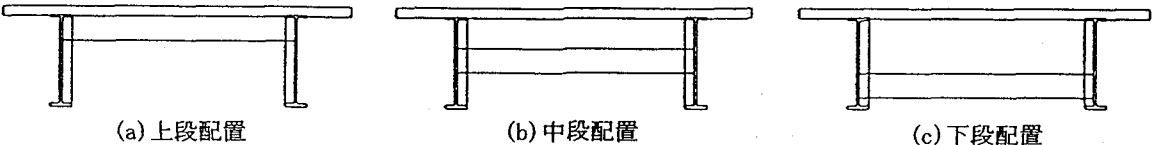


図-2 横桁取付位置

取付位置の差に起因する力学挙動の差異が明らかでない。そのため、取付位置の差に起因する挙動の差異の検討を行う。

2.3 横桁の腹板への取付詳細

図-3に横桁の腹板への取付詳細の2つのタイプを示す。1つは鉛直補剛材にフランジを持つタイプ、一方は持たないタイプで、前者の曲げ剛性が大きいことになる。

文献17)には、この2つの鉛直補剛材形状が示されている。本文では、2つのタイプによる力学挙動の差異を検討する。なお、鉛直補剛材の間隔は、我国の実績より広い5mとする。

2.4 横桁の橋スパン方向配置間隔

中間横桁の間隔として、5, 10m を考える。さらにすべての中間横桁を撤去した場合を対象にし、間隔の影響を検討する。すべての中間横桁を撤去したケースでは、鉛直補剛材の効果をみるため補剛材をもすべて撤去した場合の検討を行う。但し、腹板の座屈を考えるとこのようなケースは現実的でないことを付記しておく。ちなみに、本モデルで鉛直補剛材をも設けないと、板厚44mm以上¹⁸⁾が必要となる。

3. FEM解析²³⁾

3.1 要素分割

図-4に有限要素分割図を示す。床版は8節点ソリッド要素、主桁は4節点シェル要素でモデル化している。橋スパン方向には1m間隔で分割し、スパン中央部2m区間は200mm長さの分割を行っている。この点が文献22)の要素分割と異なる。また、床版スパン方向には

300mm間隔で要素分割を行っているが、主桁の近傍では150mm間隔となっている。スパン中央位置の横桁と鉛直補剛材のフランジ、ウェブはともに4節点シェル要素でモデル化している(図-5参照)が、その他の位置の横桁、鉛直補剛材のフランジははり要素でモデル化している。

本モデルでは床版にハンチを設けていない。そのため、横桁を上段に配置した場合、床版下面と横桁フランジ面が高さ方向に同一座標となるが、両者は結合していない。

3.2 精度比較

要素分割にあたり、床版(幅2m、スパン5mの片持ち版モデルを用い、今回の要素分割と同程度の要素分割を行い、先端に集中荷重を載荷する)や横桁(図-5に示す要素分割で、単純支持と両端固定支持について等分布満載荷重や桁中央の集中荷重を載荷する)単独のFEM解析を行った。たわみに多少の差異が見られたが、はり理論と良い一致を示すことを確認している。たわみの差異はせん断変形の影響と考えられる²¹⁾。また、橋全体のたわみや応力を、床版の有効幅を考慮した桁モデルにはり理論を適用して計算した値と比較(荷重はスパン中央載荷)したが、たわみはFEM解が10%程度大きい値を示した。一方応力については、床版、鋼桁ともに良い一致を示した。

4. 荷重

4.1 鉛直荷重

図-6に示すようにL荷重を断面内に対称載荷する。図中、()内の数値は本計算で用いた数値である。有限

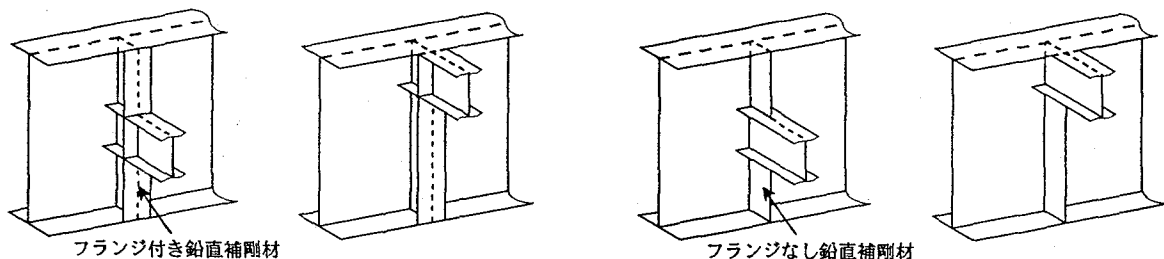


図-3 横桁取付詳細

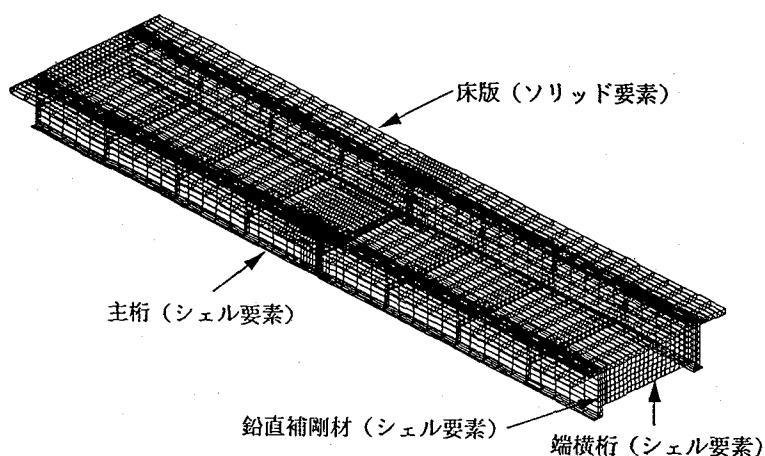


図-4 橋モデルの有限要素分割

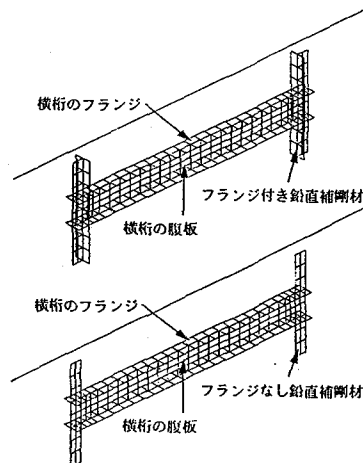


図-5 横桁、補剛材の有限要素分割

要素分割の関係で主載荷荷重幅は 5400mm となっている。なお、本計算では衝撃係数(係数=0.111)を考慮していない。

4.2 ねじれ荷重

図-7に示すように、L荷重を断面内に偏心載荷させたときに生じるねじれモーメントと同じ大きさのねじれモーメントが橋桁に作用するように、両腹板上に等分布荷重を載荷する。

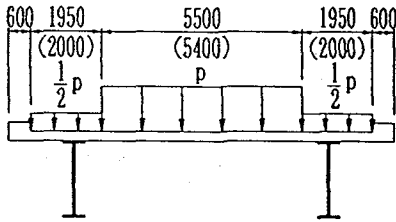


図-6 L荷重

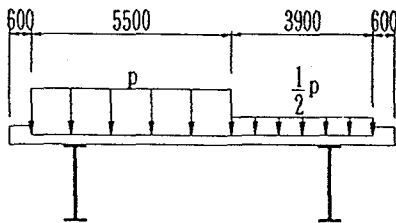


図-7 ねじれ荷重

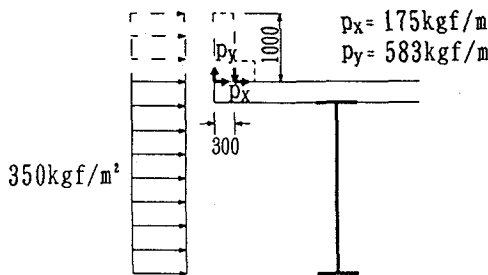
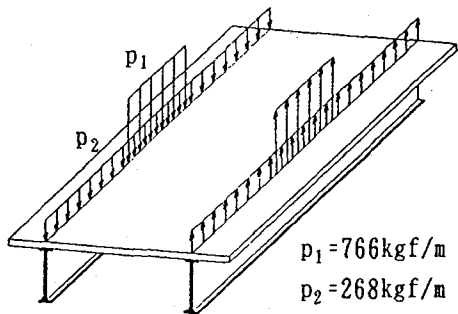
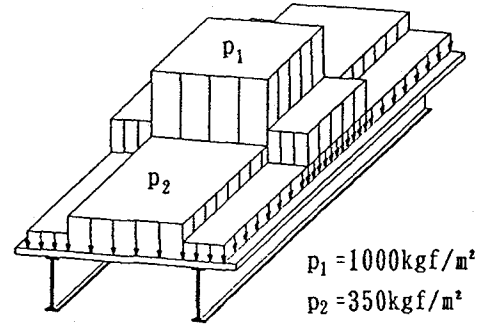


図-8 風荷重

4.3 風荷重

本計算では、横荷重として風荷重を考える。地震荷重の場合、両腹板に横荷重が作用することになって多少挙動に差異が生じるが、大きな差異ではないと考えられるため風荷重を対象とした。

風荷重の大きさは道路橋示方書を参照して 350kgf/m²を風上側に作用させる。その際、図-8に示すように、壁式防護柵(高さ 1m)に作用する風荷重を水平力及びねじれモーメントとして床版端部の節点に作用させる。



5. L荷重(断面内対称荷重) 載荷時の挙動

5.1 腹板の応力

図-9(a),(b)に横桁間隔が 5m で、鉛直補剛材にフランジが有る場合と無い場合の腹板応力を、(c)に中間横桁をすべて省略した場合の腹板応力を示す。いずれも橋スパン中央から 100mm の位置の応力である。

図中(a),(b)より、面内応力は横桁を上段に配置した場合、横桁腹板高さ内で引張、圧縮の符号が反転する。一方、中段、下段に配置すると応力分布性状はなだらかな

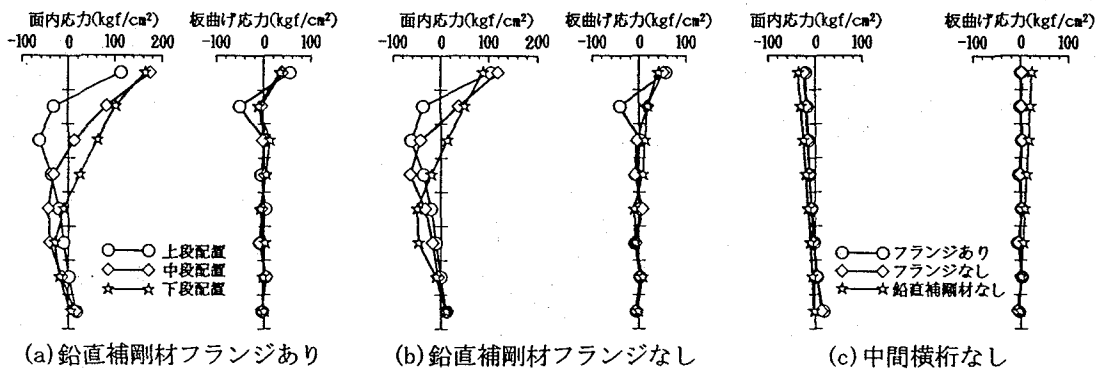


図-9 腹板の応力

となる。板曲げ応力（鉛直方向すなわち腹板高さ方向の応力）は腹板の上部のみに生じる。面内応力の分布は、図-10に示す一層1スパンで、横桁取付位置に応じて水平材をもつラーメンの曲げモーメント分布に類似となっている。

上フランジに最も近い腹板要素の重心で得られる面内及び板曲げ応力の合計応力は、横桁取付位置に関係なくほぼ同じ値となっているが、腹板の上フランジに近い2つの要素の応力を外挿（直線）して上フランジ位置での応力を推定すると、上段配置の応力が最も大きい。それでも、面内と板曲げの合計の最大応力は約 350kgf/cm² である。横桁間隔を 10m とした場合、引張の最大応力の変化は小さいが、圧縮側の応力が増大する傾向がみられた。但し、引張最大応力を超えない。

図-9(c)は、中間横桁をすべて省略した場合の結果である。この場合の応力はかなり小さいことがわかる。面内応力を見ると、床版側から下フランジ側に向かって直線変化し、下フランジ側ではほぼゼロとなる。これは、支点上補剛材で仮定する三角形の応力分布の逆になる。また、図-10に示したラーメンにおいて、水平材を取り去った場合の柱の挙動に近いものとなる。板曲げ応力も小さいが、その高さ方向分布は、片持ちばりの先端に集中荷重が作用した場合のモーメント分布と類似となる。これは5.2で説明する腹板の面外変位に対応する。

5.2 腹板の面外変位

図-11に横桁間隔が 5m の場合の腹板の面外方向変位を示す。横桁を上段に配置すると、横桁下フランジ位置から直線的に開くモード形が得られ、他の配置方法に比べて下フランジ位置の変位が大きくなる。一方、中段、

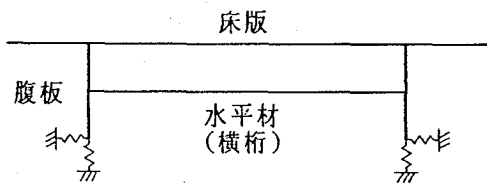


図-10 鉛直荷重用ラーメンモデル

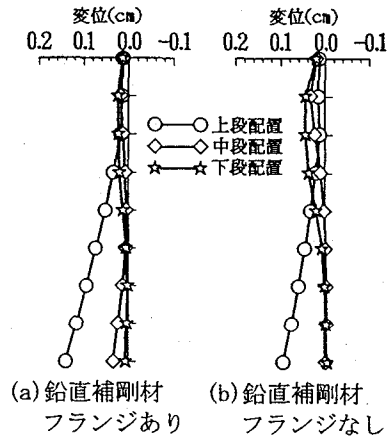


図-11 腹板の面外変位
(横桁間隔 5m)

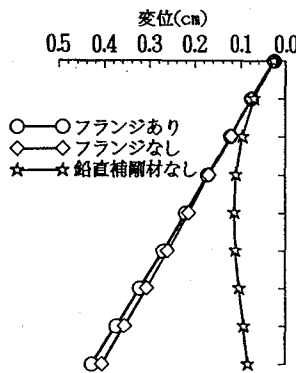


図-12 腹板の面外変位
(中間横桁なし)

下段配置とすると変位は小さくなり、下段配置とすると、変位はほとんど生じない。また、横桁間隔を 10m と広くすると、変位のモード形は同じで、値が増大する。

図-12は中間横桁をすべて省略した場合の結果である。鉛直補剛材が有ると、補剛材フランジの有無に関係なく、腹板が直線的に開こうとする。一方、鉛直補剛材をも撤去すると、腹板が開こうとするのを下フランジの水平（鉛直軸）曲げ剛性でもって拘束する。

以上の傾向は 5.5 で説明する下フランジの発生応力に対応することになる。

5.3 鉛直補剛材の応力

図-13に鉛直補剛材にフランジが有る場合と無い場合の補剛材の最大応力を示す。また、中間横桁をすべて省略した場合の応力もあわせて記載する。着目位置は上フランジ側に最も近く、また上フランジ端に近い要素積分点での値である。

鉛直補剛材にフランジが無い場合、中段配置では 1400kgf/cm² 強と大きな応力が生じている。下段配置で約 80%に低下し、上段配置では約半分となる。これらの応力の低減を意図して、補剛材の板厚を 9mm から 14mm, 18mm と増厚して計算した結果を同じ図-13に示す。増厚によって応力は低下するものの、その程度は顕著でない。例えば、中段配置の場合、2倍の厚さにしても、つまり断面積を2倍しても応力の低減は 75%程度である。一方、フランジが有る場合、補剛材フランジが力を分担して応力は最大 400kgf/cm² 弱（中段配置）となり、無い場合に比べて 30%弱となる。フランジ付の補剛材の断面積は無い場合の約4倍で（表-1参照）、断面積に反比例して応力が低下している。なお、補剛材のフランジ厚を 10mm とし、フランジ無しの場合の約 2.5 倍の断面積を用いて別途計算を行ったが、応力は約 40%となり、断面積に反比例して応力が低下する。また、横桁が無い場合の応力は 150kgf/cm² 程度と小さくなる。ここでは、補剛材の断面積を1つの指標として議論したが、曲げ剛性もパラメータと考えられることから、今後検討を行う必要がある。

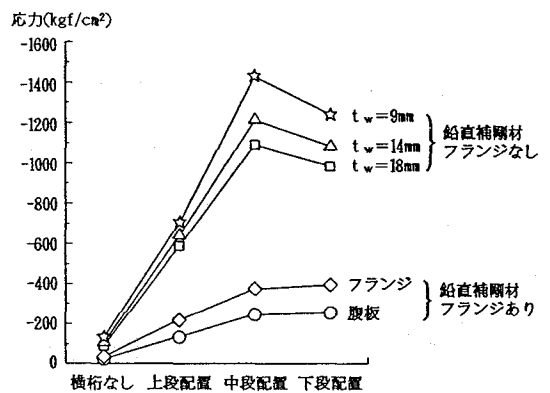


図-13 補剛材の最大垂直応力

横桁間隔を 10m と広くすると、応力は増加するがその程度は顕著でない。例えば、中段配置の場合、 1500kgf/cm^2 となって 100kgf/cm^2 の増加で、横桁間隔にあまり影響されない。これらの応力は、よく知られているように床版の曲げ変形に起因する。したがって、床版厚を本モデル (300mm) より薄くすると更に大きな値となる。

5.4 横桁の応力

図-14 に横桁間隔 5m、図-15 に横桁間隔 10m の場合でスパン中央位置の横桁に生じる応力を示す。図中、曲げ応力は横桁下フランジ側の応力である。

上段配置では、補剛材フランジの有無に関係なく引張軸力による応力が支配的となるが、応力は 90kgf/cm^2 程度と小さい。中、下段配置の軸力による応力は、上段配置に比べて 50%以下と小さく、フランジ無しの場合は曲げ応力と同程度となってくる。今回仮定したフランジの断面サイズを半分にしても (断面積は現モデルの 63%となる)、絶対値は十分に小さいものとなる。

横桁間隔を 10m と 2 倍に広くすると、軸力による応

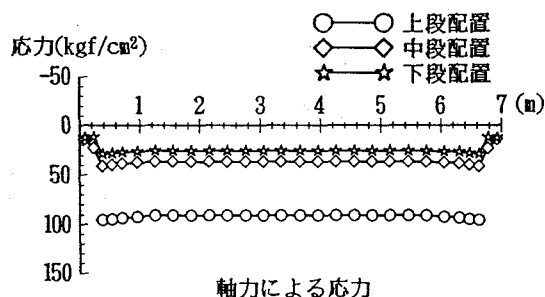
力は増加するが、上、中、下段ともにその程度は 20% 強で間隔に比例しない。いずれにしても得られた応力レベルはかなり小さいことがわかる。

5.5 下フランジの応力

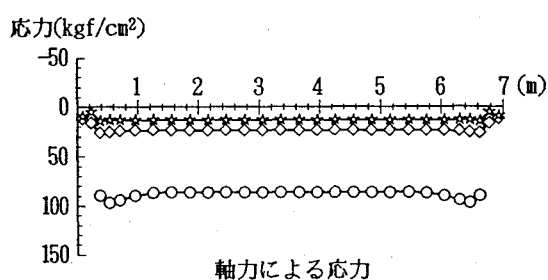
図-16 に横桁間隔がそれぞれ 5, 10m の場合の鉛直軸まわりの曲げ応力を示す。補剛材にフランジが有る場合、応力の乱れがみられる。これは、補剛材フランジを下フランジと接合して計算したため、このような接合法は疲労強度の点からは好ましくなく、実際は避けるべきディテールである¹⁷⁾。ちなみに、補剛材にフランジが無い場合、応力の乱れはみられない。

横桁間隔を 5m とした場合、横桁の取付位置に関係なく発生応力はかなり小さく、主桁作用による曲げ応力 (480kgf/cm^2 程度で、横桁の取付法の影響を受けない) の 5%程度である。また、鉛直補剛材にフランジが無いと、フランジを外 (橋軸直角方向) に開かせようとする力が小さくなって、応力が小さくなる。

横桁間隔を 10m にすると、 100kgf/cm^2 程度の応力となり、主桁曲げ応力の 20%強となる。先と同様、鉛直

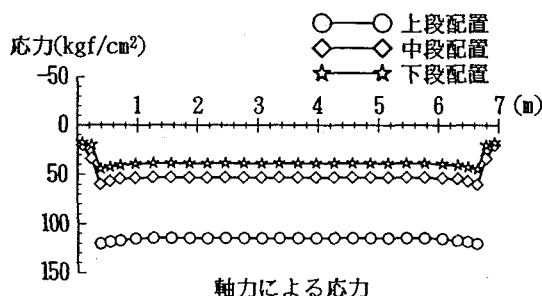


(a) 鉛直補剛材フランジあり

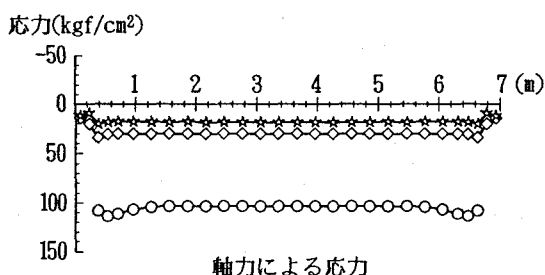


(b) 鉛直補剛材フランジなし

図-14 横桁の応力(横桁間隔 5m)



(a) 鉛直補剛材フランジあり



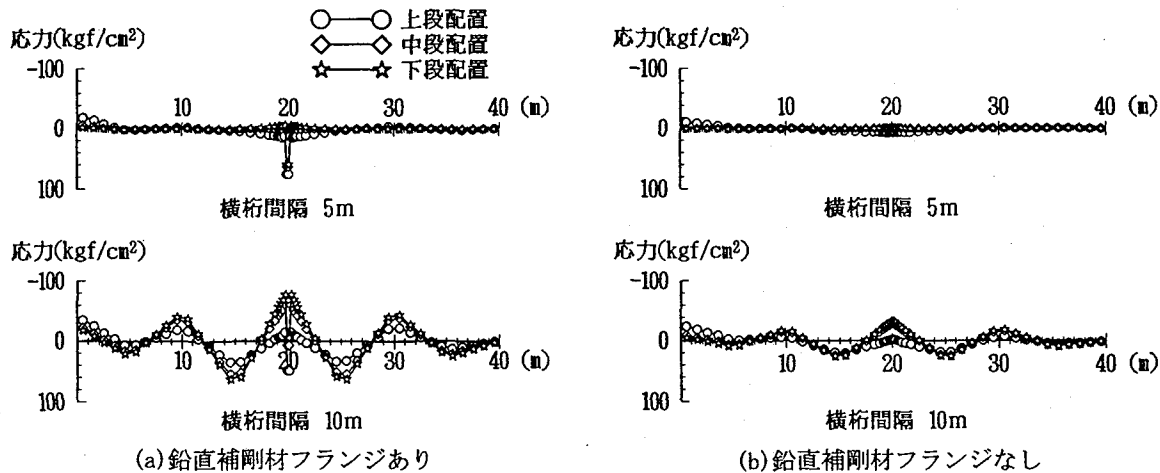
(b) 鉛直補剛材フランジなし

図-15 横桁の応力(横桁間隔10m)

補剛材にフランジが無いと、応力は小さくなる。横桁間隔 10m の場合、発生応力は横桁を中、下段に配置した方が上段配置より大きくなる。これは、中、下段配置では、下フランジの橋軸直角方向の変位が横桁位置で拘束されるのに対し、図－1 2 にみられるように、鉛直補剛材位置では大きな変位が生じるためである。一方、上段配置では、横桁位置でも下フランジの変位が生じ（図－1 1 参照）、下フランジの横桁位置と鉛直補剛材位置の変位差が小さくなるためである。これらの結果より、今後詳細に検討する必要があるが、下フランジ位置の腹板

変位を強制変位として作用させるはりモデルが挙動を近似できるモデルと考えられる。

すべての中間横桁を取り去った場合、鉛直補剛材をも撤去すると応力はほとんど生じない。これは、図－1 2 に示したように、腹板の面外方向の剛性が極めて小さく、下フランジを橋軸直角方向に押し広げる力が小さいためである。一方、鉛直補剛材があると、図－1 2 のモード形に対応して、下フランジを橋長にわたり外に押し広げるようなモードに対応するモーメント（応力）分布が得られる。この場合も最大応力は 60kgf/cm^2 と小さい。



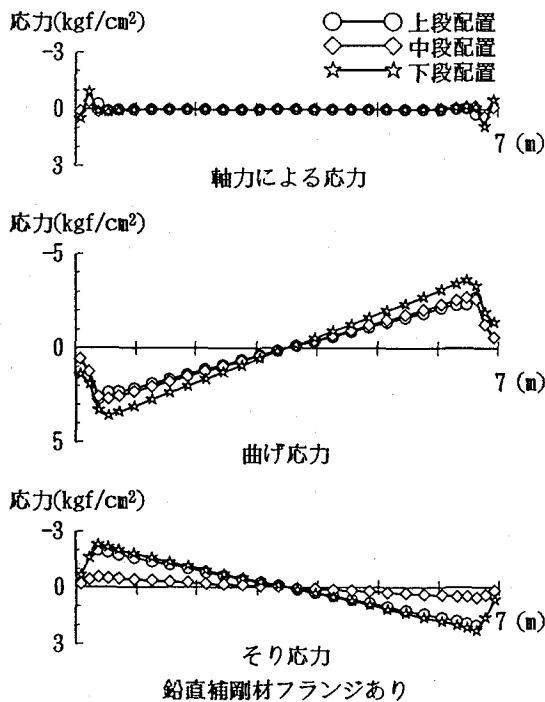
図－1 6 下フランジの曲げ応力

表－2 橋桁のねじれ角

(単位： $\times 10^{-4}\text{rad}$)

	横桁間隔 5 m		横桁間隔 10 m	
	フランジあり	フランジなし	フランジあり	フランジなし
上段配置	9.78	9.98	9.78	9.98
中段配置	9.76	9.97	9.77	9.98
下段配置	9.70	9.96	9.75	9.97

	中間横桁なし
フランジあり	9.79
フランジなし	9.98
補剛材なし	9.86



図－1 7 横桁の応力(横桁間隔 5 m)

6. ねじれ荷重載荷時の挙動

6.1 ねじれ変位

表－2 に横桁取付位置や間隔、また鉛直補剛材フランジの有無の差異に起因する橋桁の最大ねじれ角の比較結果を示す。これより、取付位置や間隔に起因する差異はほとんどみられないことがわかる。

6.2 腹板の応力

橋スパン中央の横桁取付位置での腹板応力を調査した。橋のそりねじれに伴う応力が得られており、腹板内で直線分布となる。また、下フランジ位置で約 80kgf/cm^2 と小さい。この値は、先のねじれ変位の場合と同様、横桁の取付位置や間隔の影響を受けない。なお、下フランジの最大垂直応力は橋軸方向固定端で生じているが、 150kgf/cm^2 程度である。

6.3 横桁の応力

図－1 7 に横桁間隔が 5 m で、鉛直補剛材にフランジが有る場合の横桁応力を示す。

図より、横桁には軸力はほとんど作用しないことがわかる。曲げ応力は両端固定のはりの一端に強制変位を与

えた場合の曲げモーメントと同じ分布になっていることがわかる。この応力は横桁の強軸まわりの曲げ応力であるが、弱軸まわりの応力も同様の分布となる。応力値は、弱軸まわりの方が大きい、最大約 5kgf/cm^2 と極めて小さい。横桁には、主桁腹板のそり変位に起因したねじれによってそり応力が生じるが、そり応力の最大値は 3kgf/cm^2 弱と極めて小さい。鉛直補剛材にフランジが無い場合の応力はさらに小さくなる。

これより、ねじれ荷重によって横桁には応力はほとんど生じない。また、横桁間隔を 10m と広くしても、応力値、分布性状ともに変化がみられない。これより、ねじれ荷重載荷時の橋桁の変形は横桁間隔の影響を受けないことがわかる。

7. 風荷重載荷時の挙動

7.1 腹板の応力

図-18に、横桁間隔が 5m 、鉛直補剛材フランジ無しの場合で、橋スパン中央の横桁位置から $0.1, 0.5\text{m}$ 、また横桁間の中間位置となる 2.5m 離れた腹板の面内および板曲げ応力を示す。なお、鉛直補剛材にフランジが有る場合、面内応力は低減されるが、板曲げ応力の変化は小さい（着目点は横桁位置から 0.1m ）。

面内応力に着目すると、横桁から離れるにつれて、応力値は小さくなり、また分布形もなだらかとなる。また、

0.1m 離れた応力の分布形は、図-19に示すラーメンモデルで得られるモーメント分布に類似となることがわかる。したがって、このようなモデルでもって横桁取付位置に応じて応力の概略予測が可能になると考えられる。

一方、曲げ応力の分布は、 0.1m 離れた位置では複雑な分布形となる。 2.5m 離れたと、両端固定ばりに等分布荷重が作用した場合のモーメント分布と相似形となる。なお、このような曲げ応力分布は横桁位置から 1m 程度離れたあたりからみられる。応力値に着目すると、 0.1m 離れた位置での最大応力は 200kgf/cm^2 強、 2.5m 離れた位置では 800kgf/cm^2 （主桁フランジ位置の値を外挿推定）となる。

横桁間隔を 10m とすると、応力の分布形は相似で値が大きくなる。例えば、 0.1m 離れた位置で比較すると、面内応力で 50% 程度増加するが、曲げ応力の変化は小さかった。また、横桁から 2.5m 離れた位置（この場合、横桁と鉛直補剛材の中間位置）の曲げ応力も変化がみられない。

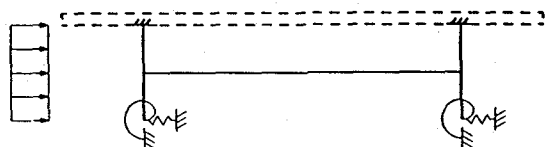


図-19 水平荷重用ラーメンモデル

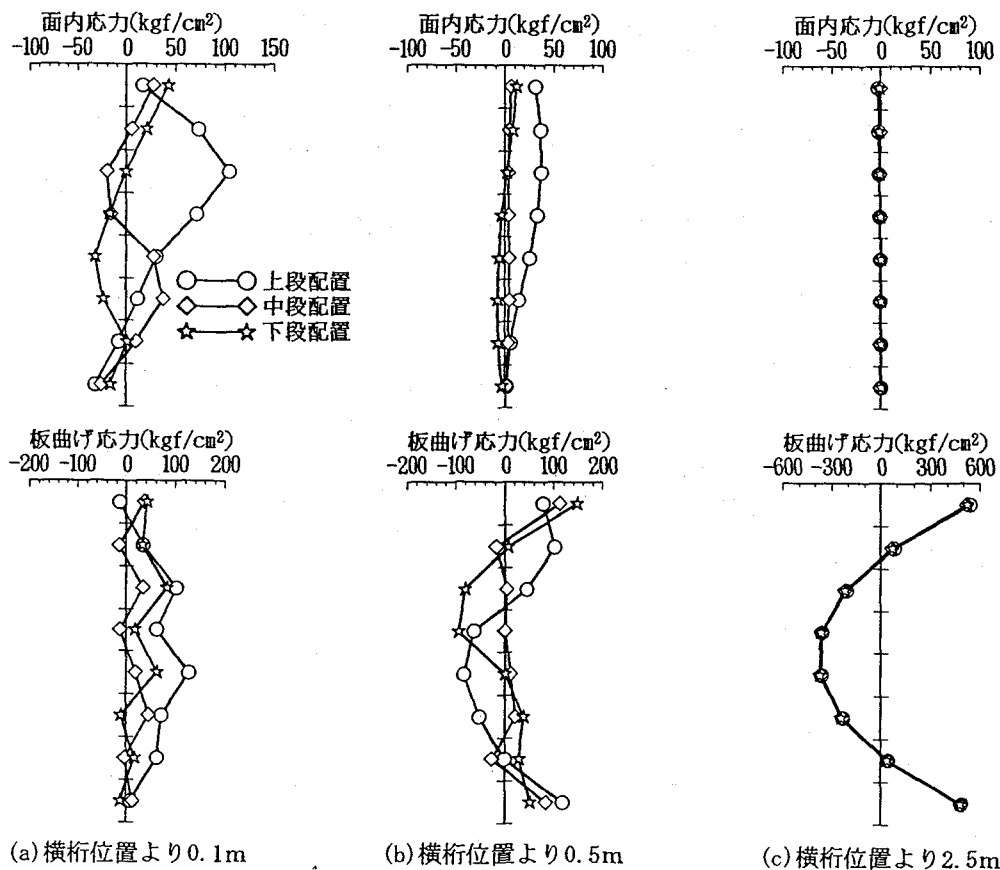


図-18 腹板の応力(横桁間隔 5m)

図-20に中間横桁が無い場合の腹板応力を示す。図中、○、◇印が鉛直補剛材が有る場合の結果で、横桁から0.1m位置の応力である。☆印が鉛直補剛材が無い場合の結果である。鉛直補剛材のみの場合、一端固定で、下フランジ側に回転拘束のあるはりの曲げモーメント分布と類似の応力分布が得られる。この場合でも、面内と板曲げ応力の合計は250kgf/cm²程度とあまり大きくない。また、鉛直補剛材間の中間位置では、先と同様板曲げ応力が生じ、約900kgf/cm²となる。

一方、鉛直補剛材をも撤去すると(図中、☆印)、2000kgf/cm²を超えるかなり大きな曲げ応力が生じる。

7.2 鉛直補剛材の主応力

図-21は横桁が上段配置の場合の結果で、900kgf/cm²程度の応力が生じている。鉛直補剛材にフランジを付けると150kgf/cm²程度に低下する。中、下段配置にすると、補剛材にフランジが無い場合でも、それぞれ245、280kgf/cm²と小さい。

7.3 横桁の応力

図-22に鉛直補剛材のフランジ有り無しの場合の横桁の軸力と曲げモーメントによる応力を示す。曲げ応力は下フランジの応力で、また横桁間隔は5mの結果である。

横桁には圧縮応力が生じているが、最大でも20kgf/cm²と小さい値である。曲げ応力は下、中、上段配置の順に大きくなるが、この場合も応力は最大

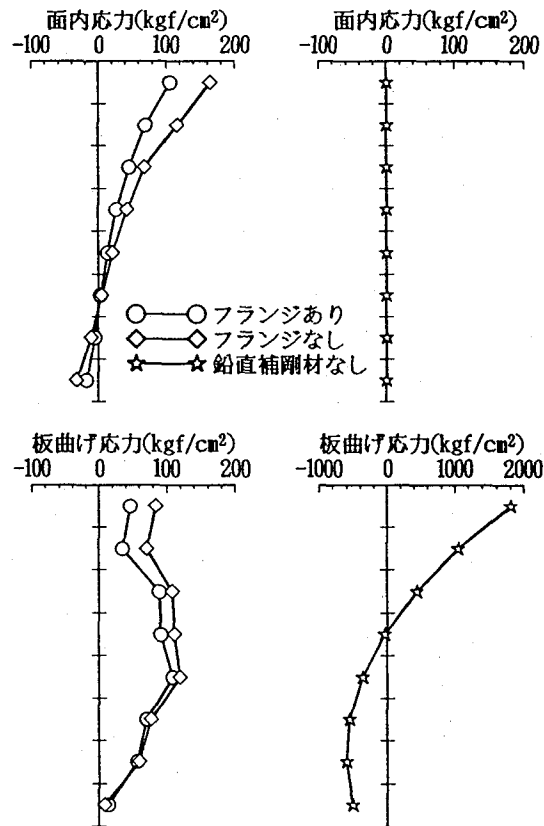


図-20 腹板の応力(中間横桁なし)

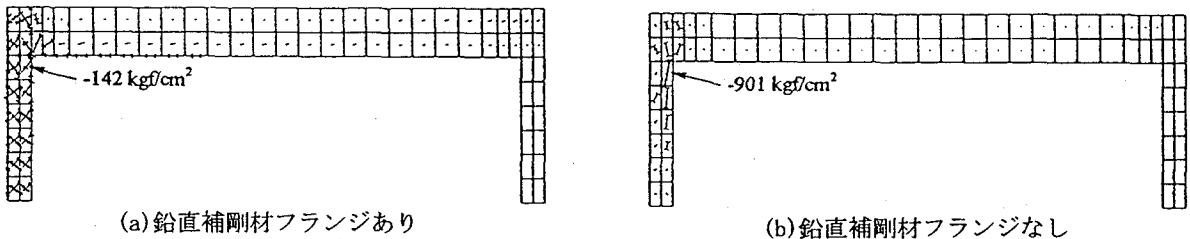


図-21 主応力(上段配置)

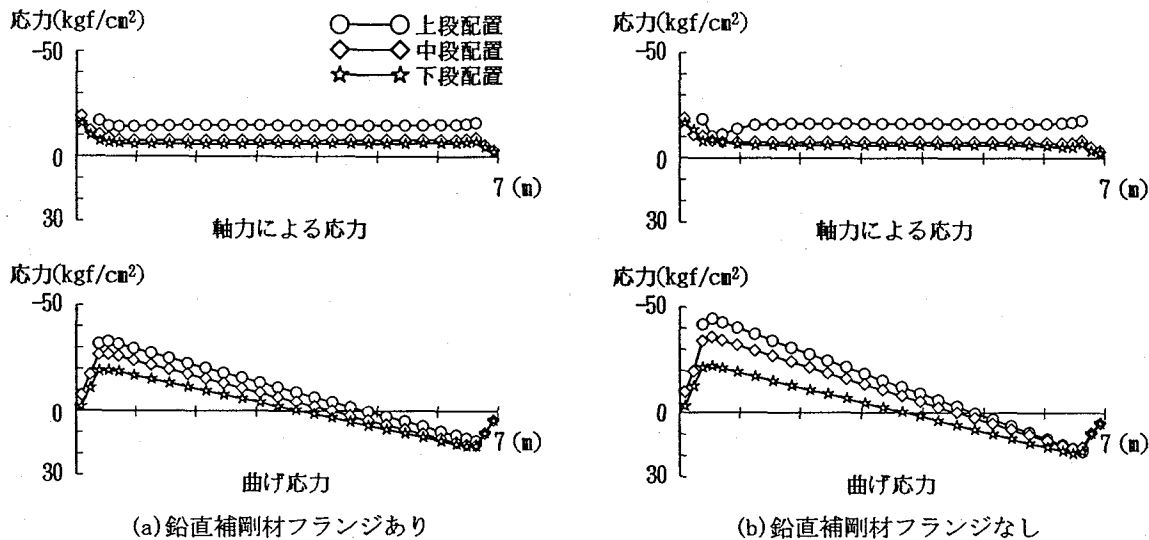


図-22 横桁の応力(横桁間隔5m)

50kgf/cm² 弱と小さい。また、横桁間隔を 10m にすると、50%程度の応力増となる。

図-23に床版に生じる応力を示す。最大でも5kgf/cm²程度となっている。橋に作用する全荷重を床版のみに作用させて応力計算(単純ばり)すると、同程度となって荷重のほとんどが床版に流れていることがわかる。

7.4 下フランジの曲げ応力

図-24, 25に、それぞれ横桁間隔が5m, 10mの場合の下フランジ鉛直軸まわりの曲げ応力を示す。

図-24より、一端固定、他端単純支持、横桁位置で弾性支持されたはりに等分布荷重が満載されたときの曲げモーメント分布と類似の応力が得られることがわかる。横桁を中、下段配置した場合、ほぼ同じ応力分布と値が得られている。上段配置では、下フランジに対する弾性

拘束が相対的に弱くなった分布モード形が得られている。応力の最大値は下フランジを橋軸方向に固定している端部で生じ、上段配置の場合で約200kgf/cm²である。図-25は横桁間隔を10mとした場合の結果であるが、5m間隔の場合に考察したのと同じ傾向がみられる。10m間隔にしても応力の値は小さく、最大応力は5m間隔の場合と同様桁端で生じる。

図-26に中間横桁の無い場合の結果を示す。腹板に鉛直補剛材が無い場合(☆印)、応力分布は一端固定、他端単純支持のはりに等分布荷重が満載したのと相似で、大きな値となる。一方、中間横桁が無くても、鉛直補剛材を配置しておけば、下フランジの応力はかなり小さくできて、中間横桁が有る場合と大きな差異は生じない。これは、鉛直補剛材の曲げ剛性でもって下フランジの橋軸直角方向変位を拘束できるためである。

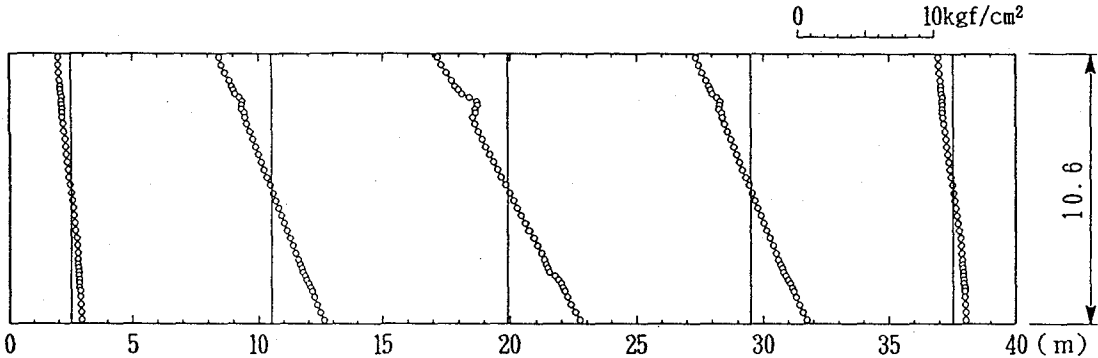
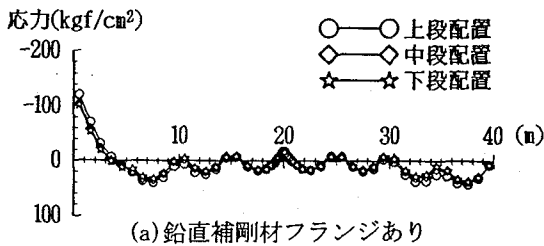
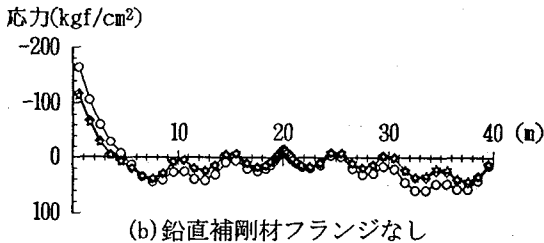


図-23 床版の応力

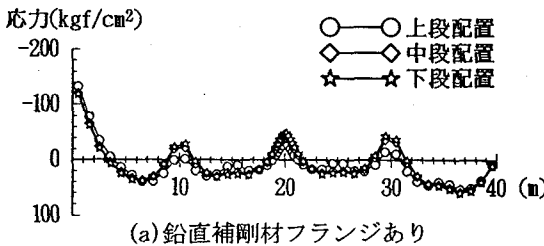


(a) 鉛直補剛材フランジあり

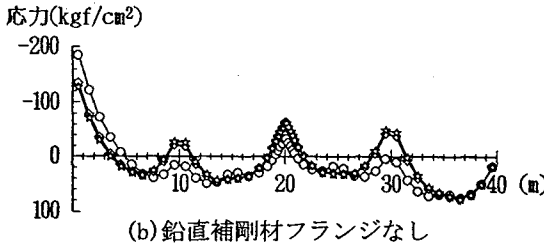


(b) 鉛直補剛材フランジなし

図-24 下フランジの曲げ応力(横桁間隔5m)



(a) 鉛直補剛材フランジあり



(b) 鉛直補剛材フランジなし

図-25 下フランジの曲げ応力(横桁間隔10m)

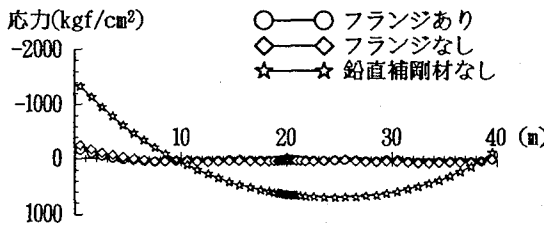


図-26 下フランジの曲げ応力(中間横桁なし)

8. まとめ

本研究では、中間横桁の腹板高さ方向の取付位置や橋スパン方向の配置間隔、また鉛直補剛材の形状をパラメータとして、L荷重、ねじれ荷重、風荷重作用下の主に鋼部材に生じる2次応力に着目した検討を行った。得られた結果を構造部位別に要約するとともに補剛部材の設計法について考察を加える。

(1) 橋の全体挙動

鉛直荷重 (L 荷重) による主桁の曲げ応力は、ここで検討した横桁パラメータ (配置方法、間隔) の影響を受けない。ねじれ荷重載荷時の橋の変形も横桁パラメータの影響を受けない。風荷重載荷時、ほとんどの荷重が床版を介して支点到伝達される。

(2) 主桁腹板応力

L 荷重載荷時、床版の曲げ変形に伴う断面変形によって横桁位置で面内、板曲げ応力が生じる。面内の応力分布は横桁の取付位置によって異なるが、腹板上端部に生じる最大値の差異はあまり大きくない。また、横桁間隔を 10m と広くしても最大応力の変動は小さい。中段、下段配置とすると、鉛直補剛材にフランジが無いと応力が低下する傾向が得られる。中間横桁をすべて撤去した場合の応力はかなり小さい。

ねじれ荷重載荷時、腹板にはそり応力が生じるが、横桁パラメータの影響を受けない。

風荷重載荷時、横桁位置の面内応力は図-19 に示したモデルに等分布荷重が作用する場合のモーメント分布と類似の分布となるが、曲げ応力分布は複雑である。なお、最大応力は 200kgf/cm^2 程度であった。横桁位置から 1m 以上離れると、板曲げ応力が大きく、両端固定のほりに等分布荷重が作用するモーメントと類似の分布となる。最大値は横桁間、鉛直補剛材間または、横桁と鉛直補剛材間の中央位置で生じ、 800kgf/cm^2 程度である。横桁間隔を 10m とすると、面内応力が 50% 程度増加して間隔に比例しない。また曲げ応力の変化は小さい。中間横桁をすべて撤去した場合、鉛直補剛材をも撤去すると床版側で 2000kgf/cm^2 を超える応力が生じるが、鉛直補剛材を設けておくと、鉛直補剛材の近傍で 200kgf/cm^2 と小さくなる。また、鉛直補剛材間では 900kgf/cm^2 となる。

(3) 下フランジの応力

L 荷重載荷時、横桁間隔を 5m にしておくと、上段配置の応力が多少大きくなるものの、それでも主桁曲げ応力の 5% 程度とかなり小さい。一方、横桁間隔を広げ、その間に鉛直補剛材を配置しておくと、横桁を中、下段に配置した場合の応力が上段配置に比べて大きくなる。この場合、主桁曲げ応力の 20% 程度の応力となる。中間横桁をすべて撤去した場合、鉛直補剛材があると応力は 60kgf/cm^2 程度と小さく、鉛直補剛材をも設けないと応力は生じない。

風荷重載荷時、横桁間隔が広い程応力が大きくなるが、桁端位置を除いて最大 50kgf/cm^2 と小さい。橋軸方向の変位を拘束する側の桁端では、フランジの面内曲げに対して固定の支持条件となって応力が大きくなる。それでも最大で 200kgf/cm^2 と小さい。中間横桁をすべて撤去し、鉛直補剛材をも省略すると、 1400kgf/cm^2 の応力が生じる。一方、鉛直補剛材を設けておくと、 300kgf/cm^2 となって横桁がある場合の応力レベルと変

わらない。

(4) 横桁応力

L 荷重載荷時、横桁に発生する応力は上段配置の場合が最も大きく、軸力による応力が支配的となる。横桁間隔 5m、10m の場合、それぞれ 90kgf/cm^2 、 110kgf/cm^2 と小さい値である。中、下段に配置すると、更に小さい値となる。これらの軸力は図-10 に示したモデルで推定できるものと考えられる。

ねじれ荷重載荷時、横桁に軸力は生じない。曲げ応力は両端固定ばりの一端に強制変位を作用させたときのモーメントに類似の分布となる。主桁のそり変位によって横桁にねじれモーメントが作用しそり応力が生じるが、曲げ応力およびそり応力ともに極めて小さく、ねじれ荷重による横桁応力は無視できる。また、風荷重載荷時の応力も、横桁間隔 5m の場合、最大 70kgf/cm^2 程度と小さい値であった。

これより、横桁の設計では、L 荷重載荷時の応力に着目すればよいが、かなり小さい値となって、本モデルの横桁のサイズは更に小さくできる。横桁のサイズは、検査車荷重や施工時の荷重で決まってくるものと考えられる。

(5) 鉛直補剛材の応力

今回のモデルでの計算では、鉛直補剛材に大きな応力が生じた。横桁を中間に配置した場合、L 荷重によって大きな応力が補剛材上端部に生じる (1400kgf/cm^2)。下段配置で約 80%、上段配置で半分になる。この応力の低減を意図して補剛材の腹板板厚を 2 倍にしたが、応力は 75% にしか低下せず効果が小さい。補剛材にフランジが有る場合、フランジ追加による断面積増に反比例して応力が低下する。したがって、補剛材腹板上端部に生じる応力集中の低減にはフランジを取り付ける方が効果的である。一方、横桁がないと、上記の応力は 150kgf/cm^2 程度と小さい値となる。

以上、L 荷重、ねじれ荷重、風荷重作用下の、主に鋼部材に生じる 2 次応力に着目して検討した結果を要約した。

中間横桁を設けておくと、その腹板高さ方向取付位置や取付詳細、また、配置間隔に応じて 2 次応力が変化するが、得られた応力の値は小さかった。唯一、L 荷重載荷時、鉛直補剛材上端部の腹板に、いわゆる“首振り”によって大きな応力が生じ、注意が必要と考える。この応力の低減対策としては、補剛材にフランジを付けるといった対策が効果的である。この点を除いて、横桁の配置法による力学的な観点からの顕著な差異はみられなかった。この事実から、これまでの 2 主桁橋の横桁の配置に上、中、下段とバラエティがみられると考える。つまり、施工性や維持管理の観点から横桁のサイズや取付位置が決まってきた、注意すべき点はその近傍の応力集中に起因する疲労の問題と考える。そしてその対策法として、補剛材の板厚を増厚するか、または製作性も考慮して必要と判断されれば、鉛直補剛材にフランジを取付け

るといった対応がとられるものと考え、

本検討の範囲では、床版及びジベル応力と横桁パラメータの関係が明らかでない。この内、床版応力については、著者らの文献22)で横桁をパラメータとした検討を行い、床版応力が大きく変化しないことを明らかにしている。一方、ジベルと横桁パラメータの関係については今後の課題となり、横桁の配置方法との関係を更に検討していく必要があると考える。あわせ連続桁橋の挙動が課題として残った。

今回のFEM解析を通して、部材に生じる2次応力の分布と簡単な平面ラーメンやはりモデルの断面力分布の類似性を示した。しかしながら、力学モデルの設定については今後の課題となった。

謝辞

本解析結果の考察にあたり貴重なご意見を賜った土木学会鋼構造委員会新技術小委員会設計法WG(主査:藤野陽三 東大教授)のメンバー、また川崎重工業(株)橋梁技術総括部主幹 坂井藤一氏に対して厚く御礼申し上げます。

【参考文献】

- 1) (社)日本橋梁建設協会・設計部会:プレートガーダー橋の下横構の省略に関する一考察, 橋梁と基礎, Vol. 23, No. 9, pp. 37-40, 1989年9月
- 2) 名取 暢, 明橋克良, 尾下里治: 鋼I桁橋における構造形式の簡略化に関する検討, 横河ブリッジ技報, No. 21, pp. 13-30, 1992年1月
- 3) (社)日本鋼構造協会: 構造物の立体挙動と設計法, JSSCテクニカルレポート, No. 21, 1992年11月
- 4) (財)高速道路調査会: 橋梁の単純化に関する調査検討報告書, 1993年10月
- 5) 大塚 勝, 佐藤哲也, 竹中裕文, 和地輝雄: 下横構を省略したプレートガーダー橋の提案, 橋梁と基礎, Vol. 27, No. 11, pp. 33-39, 1993年11月
- 6) 山縣敬二: 省力化に対応した橋梁構造, JSSC, No. 13, pp. 2-13, 1994年7月
- 7) 高橋昭一, 志村 勉, 橋 吉宏, 水野 宏: PC床版2主I桁橋による合理化検討, 土木学会第49回年次学術講演概要集, pp. 268-269, 1994年9月
- 8) 日本道路公団他: Horonai River Bridge (パンフレット), 1995年
- 9) M. Virlogeux: Association of Prestressed Concrete and Steel for Bridge Construction, Association Francaise pour la Construction, Contributions for the Symp. of IABSE, Leningrad, USSR, pp. 57-90, 1991年9月
- 10) J.P. Lebet: Composite bridges, IABSE Short Course, Brussels 1990 Composite Steel Concrete Construction and Eurocode 4, pp. 147-164, 1990年
- 11) 伊藤敏一: 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年5月
- 12) 川田工業(株): フランスにおける鋼・コンクリート組合せ橋梁, 1992年
- 13) 川崎重工業(株): ヨーロッパにおける標準化/プレファブ化橋梁調査(速報), 1993年
- 14) (財)高速道路調査会: Bridge to the future, 1994年
- 15) 小西一郎編: 鋼橋・設計編I, pp. 508-526, 丸善, 1975年
- 16) 加藤隆夫, 丸山忠明: 鋼床版2主桁橋の横断面特性について, 土木学会論文報告集, No. 310, pp. 21-31, 1981年6月
- 17) 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, No. 3, 4, pp. 33-41, pp. 35-42, 1995年3, 4月
- 18) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(I 共通編・II 鋼橋編), 1994年
- 19) R. premachandran et. al.: Cross frame action in two girder bridge, Proc. of the 48th Annual Convention of JSCE, pp. 1170-1171, 1993年9月
- 20) 酒井秀昭, 橋 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年9月
- 21) 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, 土木学会構造工学論文集, Vol. 41A, pp. 945-954, 1995年3月
- 22) 長井正嗣, 本田晃英, 中山康士, 坂井藤一, 八部順一: 合成2主桁橋の対称鉛直荷重下の断面変形挙動, 鋼構造年次論文報告集, Vol. 3, pp. 297-304, 1995年10月
- 23) 動力炉・核燃料開発事業公団: 汎用非線形構造解析システム FINAS version 12.0 使用説明書, 1993年

(1995年9月18日受付)