

下路式補剛アーチ橋の 主構と床組との協同作用と設計方法について

尾下里治

正会員 工博 (株)横河ブリッジ 橋梁本部技術部 (〒273-0026 船橋市山野町 27 番地)

下路式補剛アーチ橋においては、補剛桁の伸び変形にともなう床組や横構との協同作用の影響が無視できない。最近の設計においては、床組も含めた立体骨組解析を行ったり、補剛桁と床組とを取り出した平面骨組構造を解析することによって、こうした協同作用の影響を考慮しているが、明確な設計方針は確立されていない。本研究では、実橋モデルの立体解析を行い、実際の付加応力度の状態を把握するとともに、協同作用の影響を定性的に把握するための簡易計算式を考案し、床組の剛性と付加応力度との関係を明らかにした。この結果、従来から言われている「柔設計法」よりも、端横桁を箱桁として水平曲げに耐えるようにするのが望ましいことを示した。

Key Words : through-type arch bridge, floor system, interaction, additional stress, design method

1. はじめに

下路式補剛アーチ橋においては、補剛桁の伸び変形に対して床組が抵抗するといった主構と床組との協同作用の影響が常に問題となる。具体的には図-1に示すように、補剛桁の軸力が減少する一方で、縦桁には付加軸力が生じ、横桁は面外曲げを受けるといった現象で、実際に端横桁が補剛桁に取り付く箇所へ亀裂が発生した事例もいくつか報告されている^{1), 2), 3)}。

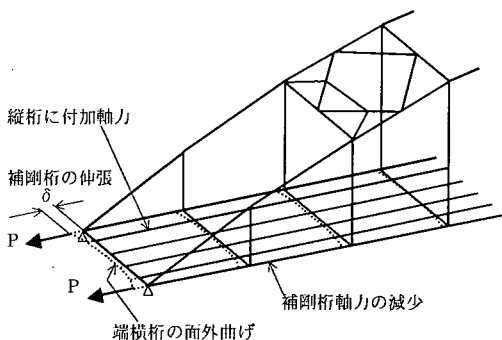


図-1 主構と床組との協同作用

最近の下路式補剛アーチ橋の設計では、床組も含めた立体骨組解析を行ったり、補剛桁と床組を取り出した平面骨組構造を解析することによって、こうした協同作用の影響を考慮しているが、明確な設計方針を持った設計はなされていない。特に、補剛桁と端横桁との結合条件については、剛結合とされる場合が多いようであるが、ピン結合と割り切って設計される場合も見受けられる。

主構と床組との協同作用については、以前からいくつかの研究がある。古くには Bleich⁴⁾が2主桁で床組を有する鉄道橋について、横桁に働く面外曲げ応力度の簡易算出方法を示している。これは、主桁フランジの直応力度を橋軸方向に一定とし、縦桁の伸び変形や床組の協同作用による主桁応力度の減少は無視するなどの簡略化を行ったものである。また、類似の計算式が鉄道橋の設計基準⁵⁾にも示されている。そこでは、トラス橋も対象とすることから、横桁間隔ごとに弦材応力度が変化することや、縦桁の伸び変形も考慮されている。しかし、いずれの場合も横桁と主構との結合条件はピン結合となっており、実際に損傷を受けているこの部分での曲げ応力度を評価できるものとはなっていない。

こうした協同作用の影響を解析的に検討した研究と

しては、文献 2),6),7),8)などが挙げられる。児嶋・成岡⁶⁾および荒井・深谷⁷⁾は下路式トラス橋を対象とし、日比野・西村⁸⁾および大倉ら²⁾は下路式のランガー桁橋を対象としている。いずれも、端横桁に降伏点に近い面外曲げ応力度が発生することや、縦桁にも無視しがたい軸方向応力度が生じることが報告されている。また、文献 7),8)には、次に示すような付加応力度の軽減策についても述べられている。

- ①支間中央部に伸縮装置を設けて縦桁を断続させる。
- ②架設時において、縦桁と横桁との連結時期をできるだけ遅らせて、死荷重による付加応力度を軽減させる。
- ③主構と外縦桁との間隔を広げる。もしくは横桁のフランジ幅を小さく抑えることにより、面外曲げ剛性を柔らかくする。

しかし、これらの対策の内、①については、走行性や防音の問題があるだけでなく、将来の維持管理上の弱点となりかねない。②についても、鋼重分の変位は逃がすことが出来るが、比率の大きい床版分については現場でのコンクリート打設時期とのかね合いから対応が難しい。また、③の床組による拘束を柔らかくする方法は、これまでに床組の剛性と付加応力度との関係についての研究が無く、その有効性に関する明確な根拠は示されておらず、検討の余地が残されている。

本研究の目的は、床組の剛性、特に端横桁の面外曲げ剛性と付加応力度との関係を明らかにし、下路式補剛アーチ橋の主構と床組との協同作用に対する設計法を提案することにある。そのために、標準的な下路式ローゼ桁橋を例に立体解析を行い、実橋レベルでの主構と床組との協同作用の影響を検討している。次に、協同作用の影響を定性的に把握するため、Bleichの簡易計算式を改良した新たな計算式を考案し、床組の剛性と付加応力度との関係を明らかにしている。この結果、従来から言われている「柔設計法」よりも、端横桁を箱桁として水平曲げに耐えるように設計するのが望ましいことを示した。さらに、横構の主構との協同作用については、影響の度合いが少なかったことから主題からはずした形となったが、代表的な横構形式に対する簡易計算式を示して設計の便宜を図った。

2. 下路式ローゼ桁橋の立体解析

(1) 解析モデルと条件

実橋レベルでの主構と床組との協同作用の影響を検討するために、下路式ローゼ桁橋の立体解析を行う。解析対象橋梁の横断面図を図-2に、骨組寸法と部材剛性を図-3と表-1にそれぞれ示す。解析モデルは、図-4に示すように、主構以外に横構や床組などすべての構

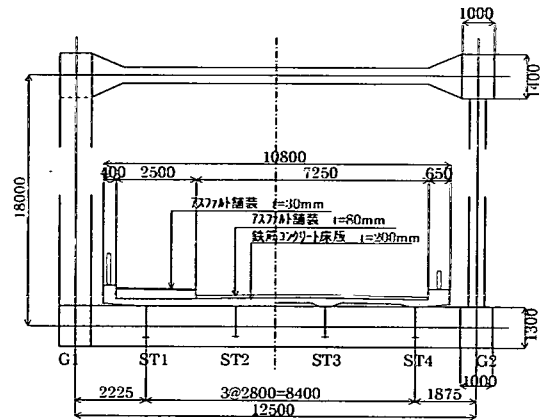


図-2 解析例の横断面図

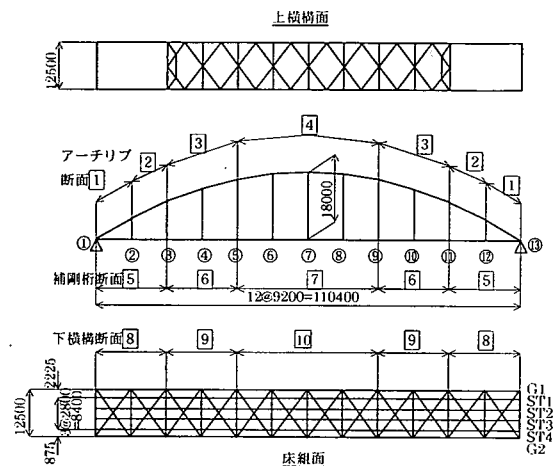


図-3 解析例の骨組図

表-1 解析例の断面定数

部位	断面番号	断面積 A(m ²)	断面二次モーメント(m ⁴)		ねじり定数 J(m ⁴)
			水平軸周り	鉛直軸周り	
アーチリブ	1	0.0894	0.0296	0.0127	0.0247
	2	0.0952	0.0325	0.0122	0.0256
	3	0.0838	0.0287	0.0114	0.0221
	4	0.0779	0.0258	0.0109	0.0212
補剛桁	5	0.0547	0.0161	0.0083	0.0136
	6	0.0587	0.0178	0.0087	0.0144
	7	0.0627	0.0196	0.0090	0.0150
端横桁	断面	0.0235	0.0068	0.00014	
	箱断面	0.0460	0.0148	0.0077	0.0136
中間横桁		0.0280	0.0088	0.00019	
縦桁		0.0168	0.0032	0.00006	
橋門構		0.0435	0.0066	0.0020	0.0046
吊材		0.0143			
上支材		0.0089	0.00038	0.00002	
上横構		0.0069			
下横構	8	0.0066			
	9	0.0049			
	10	0.0038			

成部材を含む立体骨組構造で、荷重としては死荷重と活荷重を載荷している。活荷重はB活荷重の内のL荷重で、着目部位の断面力が最大・最小となるよう影響線を用いて載荷している。また、解析にあたっては次のような条件を設けている。

i) 床版については、実際の挙動に与える影響は大きいと思われるが、縦桁は非合成桁として扱われていることから、ここでの検討では無視している。別途3章にて考察する。

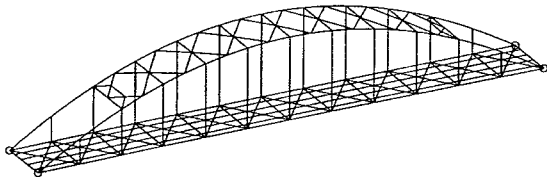
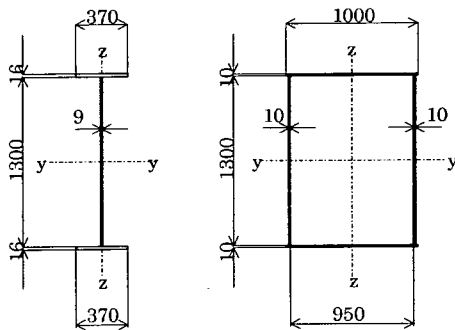


図4 解析モデルの骨組図



(I断面の場合)

(箱断面の場合)

図5 端横桁の断面形状

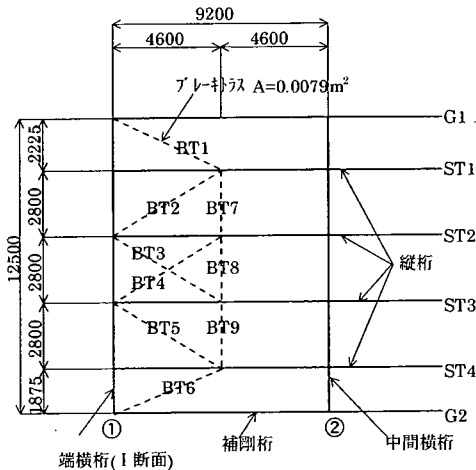


図6 プレーキトラスによる補強の場合

ii) 死荷重による付加応力度の軽減策として、縦桁の連結時期を鋼部材架設完了後として鋼重分の水平変位を逃がす方法は一般的に行われているので、これを見込んだ応力度の集計を行う。

iii) 荷重は、補剛桁格点位置に載荷されるものとして解析する。床組に載荷された場合の影響については、別途(3)において検討する。

iv) 床組や横構の主構作用の影響を把握するために、これらの取付かない主構のみの平面モデルの解析も行う。

v) 実橋の端横桁はI断面桁であるが、補強のためにこれを図-5(右図)の箱断面桁にした場合と、図-6に示すプレーキトラスを設けた場合も解析し、比較する。また、補剛桁と横桁との結合条件はすべて剛結合とする。

(2) 解析結果

a) 主構断面力

主構と床組との協同作用が、主構断面力に与える影響は、補剛桁軸力に顕著に現れ、アーチリブについてはほとんどその影響を受けない。図-7に、構造モデルごとの補剛桁軸力を比較して示す。主構平面モデルと立体モデルとの差異には、床組の他に横構の影響も含まれている。しかし、その影響は(4)で詳述するが、補剛桁の軸力差で1~2%とわずかであったことから、ここでは敢えて両者を分けて取り扱っていない。

図-7より、次のことが言える。

①床組を考慮することによって補剛桁軸力は減少するが、端横桁を箱断面としたりプレーキトラスによって補強すると、その減少量が更に大きくなる。主構平面モデルによる補剛桁軸力に対してその減少率は、補強前のI断面桁で最大10%、両補強構造では20%近くになる。

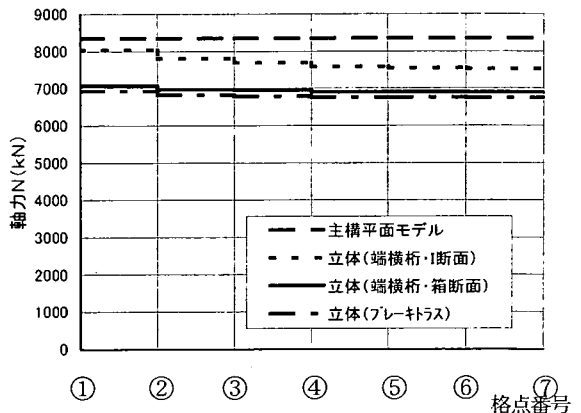


図7 補剛桁軸力図

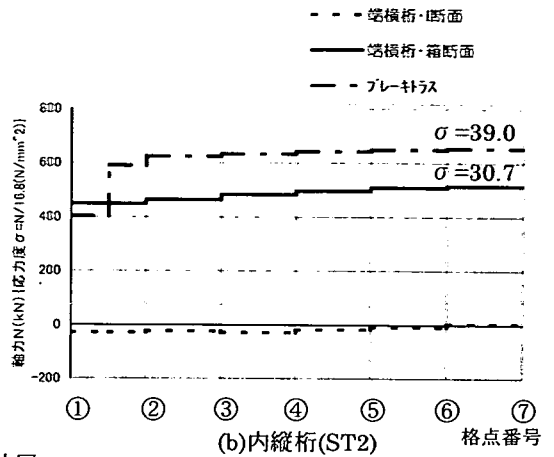
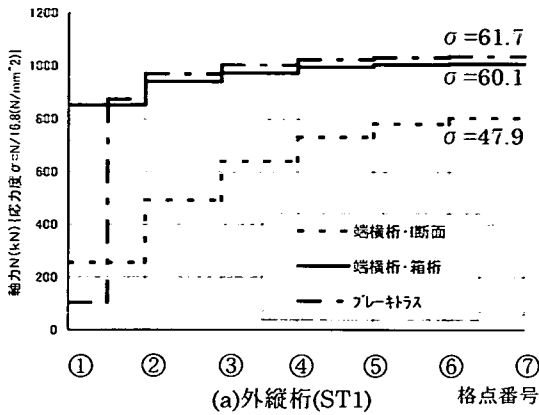


図-8 縦桁軸力図

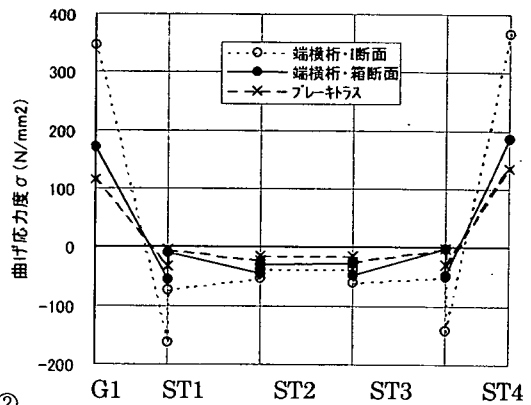
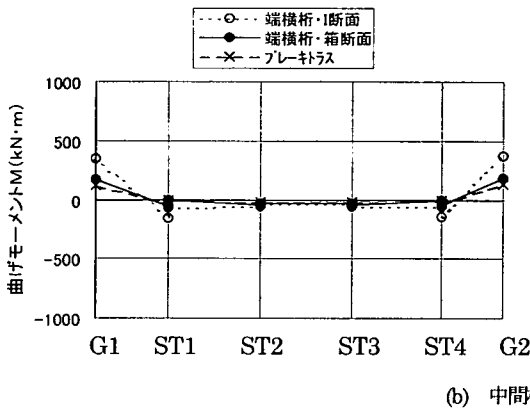
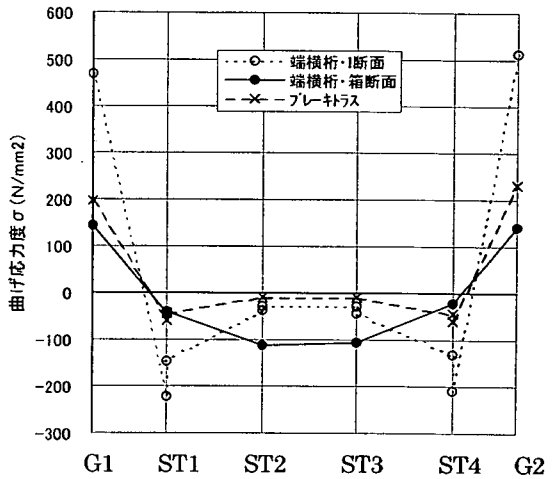
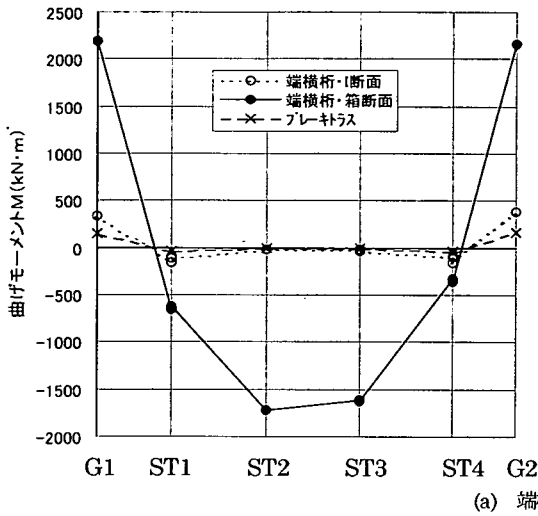


図-9 横桁の面外曲げモーメントと曲げ応力度

②補剛桁軸力は、主構平面モデルでは全長に渡って一定の値となる。端横桁を補強したモデルでもこの傾向はほぼ変わらないが、端横桁が柔らかいI断面桁では中間横桁でも荷重伝達が行われるので、補剛桁軸力は径間中央へいくに従って減少する傾向がある。

b) 縦桁軸力

構造モデルごとに縦桁に生じる軸力を比較して、図-8に示すが、これより次のことが言える。

①端横桁がI断面のものは、外縦桁(ST1)だけに軸力が生じ、内縦桁(ST2)にはほとんど軸力が生じていない。また、外縦桁の軸力分布は径間中央に行くに従って増大している。これは、補剛桁軸力の減少傾向と対応している。

②端横桁を補強した両構造では、I断面のものに比べて縦桁軸力が大きくなり、内縦桁にもかなりの軸力が生じている。軸力の分布形状は、I断面のものとは異なり、全長に渡ってほぼ一定の値となる。

③軸力による応力度も示しているが、最大で60N/mm²程度の値となる。しかし、床組作用による応力度と重ね合わせた場合は、許容応力度を40%割増すことができるので、材質アップを行えば問題なく設計可能である。

c) 横桁の面外曲げモーメントと応力度

図-9には、横桁に働く面外曲げモーメントとその応力度を構造モデルごとに比較して示すが、次のことが言える。

①横桁の面外曲げモーメントは、補剛桁位置で回転拘束された梁に面外力が作用した分布形状を示し、補剛桁位置が最も大きな値となる。

②端横桁の面外曲げモーメントは、I断面やブレイキトラスの場合に比べて箱断面の場合は格段に大きくなるが、応力度で比較すると箱断面が最も小さくなる。

I断面の場合は、面外曲げモーメントは小さいが、曲げ応力度は補剛桁位置で500N/mm²以上もあり、降伏点(SM400材)を遙かに超える値となっている。ブレイキトラスによっても、面外曲げ応力度を低減できるが、200N/mm²以上の値となっている。

③端横桁の隣の間横桁については、3つの構造モデルとも同じI断面形状となっているが、面外曲げ応力度の大きさは、端横桁がI断面、箱断面、ブレイキトラスの順に小さくなっている。

d) ブレイキトラス軸力

表-2 ブレイキトラス軸力

部材	軸力N(kN)	部材	軸力N(kN)
BT1	1447.3	BT6	1388.5
BT2	-435.0	BT7	946.7
BT3	162.4	BT8	817.7
BT4	241.3	BT9	904.7
BT5	-531.3		

ブレイキトラス軸力を表-2に示す。補剛桁と外縦桁との間のブレイキトラスにもっと大きな軸力が生じる。仮定した断面では、連結部の孔引きを考慮すると応力超過するので、断面アップが必要である。

e) 解析結果のまとめ

端横桁を面外曲げ剛性の小さなI断面桁とすると、主構と縦桁の軸力増減は小さくなるが、端横桁の面外曲げ応力度が極めて大きくなり、本設計条件の場合には設計が成り立たない。端横桁の補強方法として、これを箱断面とする案とブレイキトラスを設ける案があり、いずれでも設計は可能であると思われるが、次の理由から箱断面とするのが良いと思われる。

i) 面外曲げを受ける部材にI断面を用いるのは、応力集中が生じやすく疲労損傷の原因となりかねないので、基本的に好ましくない。

ii) 横桁や縦桁などの面的な広がりがある桁部材と、ブレイキトラスの棒部材を組み合わせる場合、接合点での応力集中が生じやすい。

iii) 端横桁を箱断面とすると、アーチリブ橋門構部分の口型フレームとしての剛性が高まるので、アーチリブの面外座屈に対する耐力を向上させることができる。

iv) 端横桁を箱断面にすると、アーチリブや補剛桁に生じる面外曲げモーメントが大きくなる。しかし、本計算例でも面外曲げ応力度は、アーチリブで40N/mm²、補剛桁で90N/mm²程度であることから、多少の増厚によって対応可能である。

(3) 床組載荷の影響

以上の検討において、荷重は補剛桁格点位置に載荷(主構載荷と呼ぶ)されるものとして解析を行ったが、実際は床組を介して載荷(床組載荷と呼ぶ)されるので、ここではその影響を検討する。

床組載荷された場合に、主構載荷の場合と異なる点は、横桁がたわむことによって橋体横断面が図-10の

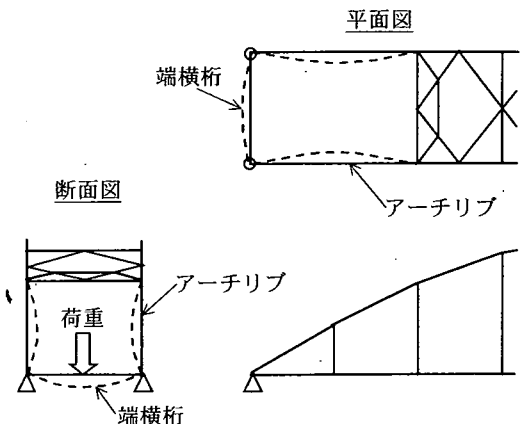
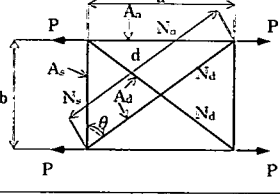
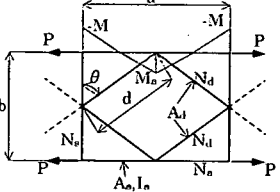
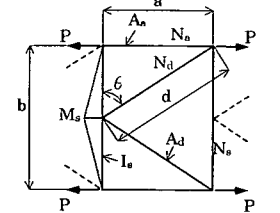


図-10 床組載荷による端横桁とアーチリブの変形

表-3 主構の軸方向変位ともなう付加部材力

横構形式	付加部材力
(a)ダブルワーレントラス 	$N_d = \frac{P}{\frac{A_o d^2}{A_o d^2 + A_o b^3 + a} + \frac{A_o a^2}{A_o a^2 + A_o a^2 d + d}}$ $N_o = P - N_d \sin \theta$ $N_s = -N_d \cos \theta$
(b)ひし形トラス 	$N_d = \frac{P}{\frac{4A_o d^2}{A_o a^2} + \frac{A_o a b^2}{96I_o d} + \frac{a}{2d}}$ $N_o = P - N_d \sin \theta$ $N_s = -N_d \cos \theta$ $M_o = \frac{aN_d \cos \theta}{4}$
(c)Kトラス 	$N_d = \frac{P}{\frac{A_o d^2}{A_o d^2 + A_o b^3} + 1 + \frac{A_o a^2}{24I_o d}}$ $N_o = P - N_d \sin \theta$ $N_s = -N_d \cos \theta$ $M_s = \frac{bN_d \sin \theta}{2}$
A_n, A_d, A_s : 主構、横構、支材の断面積 N_o, N_d, N_s : 主構、横構、支材の軸力 I_o, I_s : 主構、支材の断面2次モーメント M_o, M_s : 主構、支材の曲げモーメント	

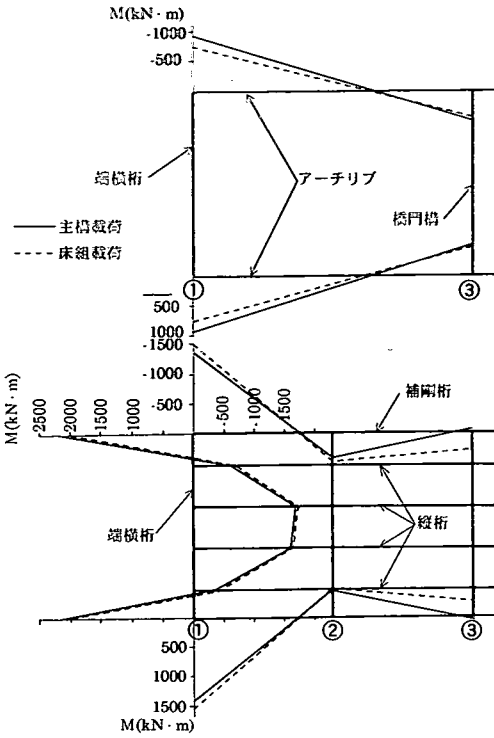


図-11 橋端部主要部材の面外曲げモーメント

ように変形する点である。アーチリブが内側に曲げられる影響は、平面図で見た場合には端横桁を外側に曲げ変形させる。この端横桁の変形は、図-1の協同作用による変形と逆方向となり、端横桁の面外曲げモーメントを減少させる傾向がある。

実際の荷重状態における影響を把握するために、(1)における解析モデルの内、端横桁を箱断面とした場合を例にして、床組載荷と主構載荷との比較を行う。荷重としては、これまでと同様に鋼重をのぞく死荷重と活荷重を影響線載荷した。図-11に両者の解析結果の内、橋端部における主要部材の面外曲げモーメントを比較して示す。これより、図-10の傾向の通りに床組載荷することによって端横桁とアーチリブの面外曲げモーメントが小さくなる様子がわかる。最も応力的に問題となる端横桁について言えば、両者の差はわずかであり主構載荷のほうが安全側となるので、通常的设计においては主構載荷として解析しても問題ないと思われる。

(4) 主構と横構との協同作用の影響

これまで検討してきた主構と床組との協同作用には、横構の影響も含むものとなっているが、ここでは主構と横構との協同作用に限定してその特性を考察する。

主構部材の長さの変化に伴って横構には付加的な軸力が生じ、主構部材軸力は減少する。この影響の度合

いは横構形式によって差異があり、形式によっては主構部材に付加曲げモーメントを生じさせる場合もある。こうした主構と横構との協同作用の影響は、立体骨組解析によって忠実なモデル化を行えば正確に評価できるが、その特性を把握する上では簡易計算式を用いるのが便利である。そこで、代表的な横構形式に対する付加部材力算出式を表-3に示す。この算出式は、横構軸力だけでなく、主構部材の軸力減少量や付加曲げモーメント、あるいは支材軸力も算出できるものとなっている。次に、それぞれの形式ごとの特徴を簡単に述べる。

a) ダブルワーレントラス

最も横構による拘束度合いが強くなる形式であるが、主構や支材に付加曲げモーメントが生じないという利点もある。表-3に示す式は、支材の弾性変形の影響も考慮できるものとなっているので、実際の使用に当たっては、横構パネルが前後に連続していることに注意

しなければならない。つまり、支材断面積を実際の1/2として計算し、支材軸力は前後のパネルでの算出結果を合計する必要がある。

b) ひし形トラス

アーチリブでの使用例が多く、一般的には横構による拘束度合いは少ない形式であるとされている。しかし、主構の面外曲げ剛性の大きさによってはダブルワーレン形式に近い付加応力度が生じる場合がある。ひし形形式では、横構に付加軸力が生じるとともに、主構に面外曲げモーメントが発生するので注意しなければならない。

c) Kトラス

Kトラスは、支材が曲げ変形することによって横構には付加軸力が生じにくい形式となっている。支材の曲げ剛性を考慮しても、通常の場合は、付加部材力は無視しうる程度のもとなる。しかし、Kトラスは支間中央に対して対称にK組みされるので、中央部にダブルワーレントラスが形成されると、この部分だけ付加軸力が増大する。また、中央部をひし形に組んだ場合は、端部の横構の付加軸力が増大することとなる。

(1)における下路式ローゼ桁橋の解析結果と、表-3の横構の付加軸力算出式による値とを比較すると、表-4のようになる。補剛桁のダブルワーレン形式ではよく一致し、アーチリブのひし形形式では表-3の算出式が大きめの結果を与える傾向がある。これは、ひし形形式の算出式では、計算を簡略化するために支材の弾性変形を無視しているためである。しかし、実用上は問題のない程度の誤差であることから、立体解析を行わない場合などは、こうした算出式で横構の協同作用の影響を評価するのが良い。

横構の協同作用による主構部材の軸力減少率は、表-3を用いて N_i/P として算出できる。(1)における解析結果とも一致するが、この減少率は補剛桁で1~2%、アーチリブで1%程度とわずかである。一方、横構の付加軸力による応力度は、この計算例の場合で20~

30N/mm²程度となるので、横荷重による設計軸力が小さな支間中央部の横構などは、こうした協同作用の影響に注意する必要がある。

3. 簡易計算式による検討

(1) 簡易計算式の提案

主構と床組との協同作用の影響を評価するための簡易計算式としては、Bleichの式がある。しかし、Bleichの式では、主構と横構との結合条件をピン結合と仮定しているために、実際の端横桁の応力状態を評価できていない。そこで、下路式補剛アーチ橋の特徴も踏まえた上で、図-12のような簡略化した条件で簡易計算式を考案した。具体的には次のような仮定を設けている。

①中間横桁による荷重伝達は無視し、端横桁においてのみ主構からの荷重が縦桁に伝達されるものとする。この仮定は、端横桁の面外曲げ剛性が中間横桁の面外曲げ剛性に比べて格段に大きい場合に成り立つ。

②縦桁は外側の2本のみとし、中間の縦桁の存在は無視する。この仮定は、端横桁の曲げ剛性が小さい場合は成り立つが、端横桁の曲げ剛性が大きくなると中間縦桁も荷重を受け持つので、端横桁の曲げモーメントに着目した場合は危険側の仮定となっている。

③補剛桁と端横桁との結合条件は剛結合とし、補剛桁の曲げモーメントの分布形状は図-12に示すように次の中間横桁位置で0となるように仮定する。この曲げモーメントの形状は実際とは多少異なるが、計算を簡略化するためのものである。

以上の仮定のもとに、縦桁の軸力 N_2 と端横桁の面外曲げモーメント M_1, M_2 の算出式を導くと次式のようになる。

表-4 横構の付加軸力

部位	部材	(kN)		
		① 立体解析	② (表-3)式	②/① 比率
補剛桁	①-②	288	278	0.97
	②-③	306	278	0.91
	③-④	221	204	0.92
	④-⑤	229	204	0.89
	⑤-⑥	178	154	0.87
	⑥-⑦	181	154	0.85
	アーチリブ	③-④	-191	-190
④-⑤		-147	-190	1.29
⑤-⑥		-140	-180	1.29
⑥-⑦		-140	-180	1.29
⑦-⑧		-140	-180	1.29

・アーチリブ立体解析値はパネル内での最大値

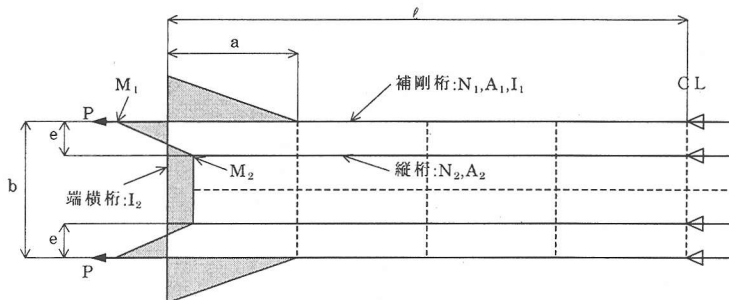


図-12 床組の協同作用の簡易計算モデル

$$N_2 = \frac{P}{1 + \frac{A_1}{A_2} + \frac{e^2(6eb - 9e^2 + 6kb^2 - 8keb)A_1}{6I_2 b \ell(2k + 3)}} \quad (1)$$

$$M_1 = \frac{-3N_2 e(b - e)}{b(2k + 3)} \quad (2)$$

$$M_2 = \frac{N_2 e(3e + 2kb)}{b(2k + 3)} \quad (3)$$

ここで、

$$k = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{a}{b}$$

P : 床組との協同作用を考慮しない補剛桁の設計軸力

N_1 : 補剛桁の軸力 ($N_1 = P - N_2$)

A_1, A_2 : 補剛桁および縦桁の断面積

I_1 : 補剛桁の鉛直軸回り断面二次モーメント (補剛桁とアーチリブの断面二次モーメントを合計する。)

I_2 : 端横桁の鉛直軸回り断面二次モーメント

ℓ : 補剛桁と縦桁の伸張長で、支間長の 1/2 とする。

a : 端部での横桁間隔

b : 主構間隔 e : 補剛桁と縦桁との間隔

式(1)の分母第2項は、縦桁の伸び剛性の影響を表し、分母第3項は、端横桁のたわみ剛性の影響を表している。この分母第3項は、補剛桁の剛性を評価するために複雑なものとなったが、この補剛桁による支持条件を理想化すると単純化されたものとなる。例えば、端横桁が両端固定の条件で支持されているとすると、 $k=0$ となるので縦桁軸力は次式となる。

$$N_2 = \frac{P}{1 + \frac{A_1}{A_2} + \frac{e^2(2b - 3e)A_1}{6I_2 b \ell}} \quad (4)$$

また、端横桁が両端ピンの条件で支持されているとすると $k=\infty$ となり、縦桁軸力は次式となる。

$$N_2 = \frac{P}{1 + \frac{A_1}{A_2} + \frac{e^2(3b - 4e)A_1}{6I_2 \ell}} \quad (5)$$

式(5)の分母第3項は Bleich の式と一致している。また、Bleich の式では、縦桁の伸びを無視しているので分母第2項はないものとなっている。

(2) 簡易計算式を用いた考察

簡易計算式(1)~(3)を用いると、立体解析や床組平面モデルによる解析を行わなくとも、主構と床組との協同作用の影響を事前に推定することができる。特に、

端横桁の面外剛性については、協同作用によって生じる面外曲げモーメントによって決定しなければならないので、事前にその特性を評価できるメリットは大きい。

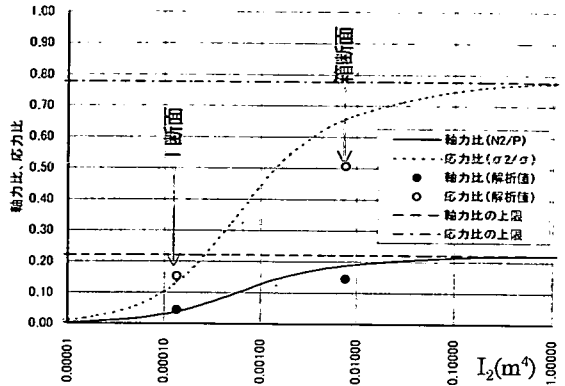


図-13 縦桁軸力と応力度の変化

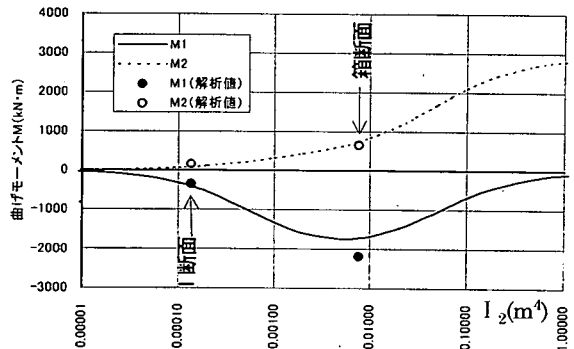


図-14 端横桁の面外曲げモーメントの変化

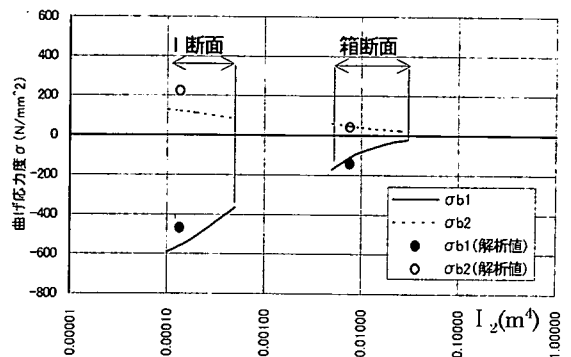


図-15 端横桁の曲げ応力度の変化

ここでは、2章の下路式ローゼ桁橋を例に取り、簡易計算式を用いて端横桁の面外剛性を変化させた場合や、支間長を変化させた場合の影響を考察する。

a) 端横桁の面外剛性を変化させた場合の検討

i) 縦桁軸力と応力度

端横桁の断面二次モーメントを変化させた場合の縦桁軸力は図-13のように変化する。図-13の縦軸には、縦桁と補剛桁の軸力比 (N_2/P) と、その応力度比 (σ_2/σ) をとっている。ここで、 $\sigma_2=N_2/A_2$ 、 $\sigma=PA_1$ である。端横桁の断面二次モーメントが増大するにしたがって、補剛桁軸力(応力度)に対する縦桁軸力(応力度)比率は増加するが、それには上限があることがわかる。軸力比であれば $A_2/(A_1+A_2)=0.22$ が上限となり、応力比であれば $A_1/(A_1+A_2)=0.78$ が上限となる。

図-13中には、2章の立体解析結果の内、端横桁をI断面とした場合と箱断面とした場合の解析結果もプロットしている。I断面の場合は、簡易計算式の曲線とよく一致するが、箱断面の場合は、簡易計算式の値が過大になる傾向がある。これは、簡易計算式では内縦桁を無視していることが影響している。また、I断面の軸力については最端部パネルの軸力を示しており、図-8で明らかになった中間横桁の影響で中央部パネルにおける軸力が増大する挙動は評価できていない。

ii) 端横桁の面外曲げモーメントと応力度

端横桁の断面二次モーメントを変化させた場合の端横桁の面外曲げモーメントは、図-14のように変化する。縦桁位置の曲げモーメント M_2 は単純に増加するが、補剛桁取り付け位置の曲げモーメント M_1 は、断面二次モーメントがある値の所で最大となり、それ以降は減少していく傾向がある。この理由は、端横桁の曲げモーメント分布形状は補剛桁と縦桁との剛度の比率 k によって決まるためである。つまり、端横桁の剛度が補剛桁の剛度に比べて格段に大きくなると、補剛桁による拘束効果が小さくなり、端横桁が両端ピン支持の状態に近くなるためである。図-14にも立体解析結果の値をプロットしているが、簡易計算式の曲線とほぼ一致している。

図-15には、図-14の端横桁の面外曲げモーメント M_1 、 M_2 に対応する応力度 σ_{b1} 、 σ_{b2} を示している。ここで、I断面のフランジ幅を370mm、箱断面のフランジ幅を1000mmと仮定した場合の断面二次モーメントが取りうる範囲に限定している。これより、端横桁がI断面では曲げ応力度を許容応力度内に抑えることが不可能であることがわかる。一方、箱断面の場合は、取りうる断面二次モーメントの範囲で十分に設計可能であるし、断面二次モーメントを大きくすることにより応力度が減少していくこともわかる。

b) 支間長を変化させた場合の検討

図-2の幅員構成のまま支間長を増減させた場合に、縦桁や端横桁に生じる応力度がどのように変化するかを提案式を用いて試算した。計算にあたって次のような仮定を設けた。

i) 協同作用の影響を計算するにあたって考慮する荷重は、これまでの計算と同様に鋼重を除く死荷重と活荷重とする。

ii) 補剛桁の設計軸力 P は、設計荷重を主構位置に1.0分配させて、支間長 L の単純梁として支間中央での曲げモーメント M を求めた上で、次式により求める。

$$P = \frac{M}{f} \quad (6)$$

ここで、 f : 主構のライズ ($L/f=6.13$ と仮定)

iii) 部材剛度の内、横桁と縦桁は表-1のままとし、端横桁についてはI断面の場合と箱断面の場合を比較する。補剛桁とアーチリブは、2章の計算例における作用応力度と応力レベルが等しくなるように断面積と断面二次モーメントを変化させる。

iv) 支間長は、60mから200mまで変化させる。

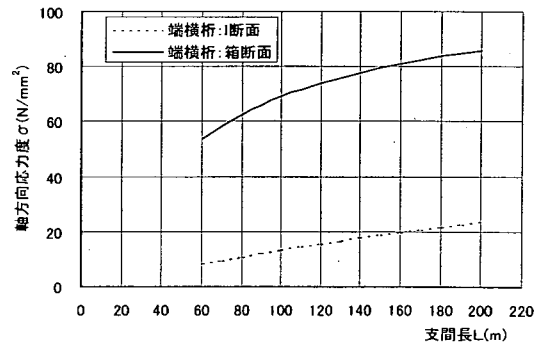


図-16 支間長と縦桁応力度との関係

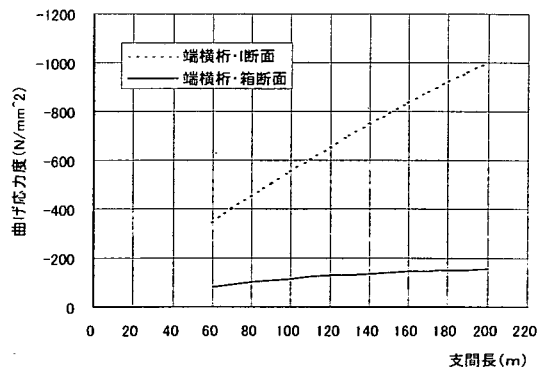


図-17 支間長と端横桁曲げ応力度との関係

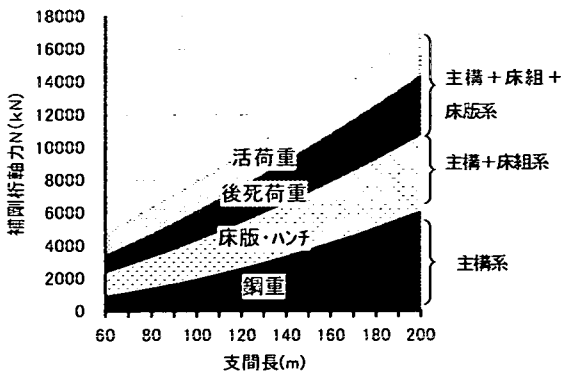


図-18 補剛桁軸力に占める荷重区分

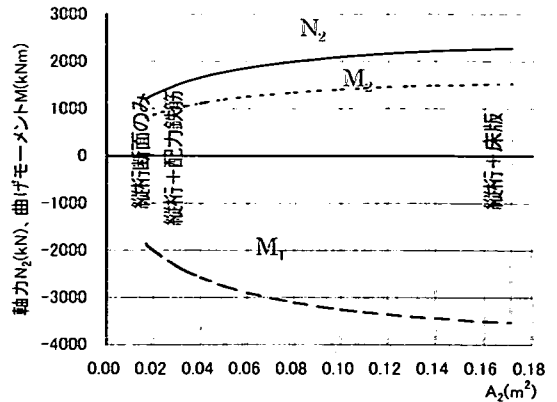


図-19 縦桁断面積の変化と付加断面力の関係

図-16 に支間長と縦桁応力度との関係を示す。端横桁が I 断面の場合の縦桁軸力は、前述のように最端部パネルの値を示しており、中央部パネルで軸力が増大する挙動を表せていない。よって、端横桁が箱桁の場合よりも小さな値となっているが、実際は箱桁の場合に近い値になると予想される。しかし、いずれの場合も縦桁の作用応力度としては、最大でも 90N/mm^2 程度となるので、材質をアップすれば設計可能である。

図-17 には、支間長と端横桁端部での曲げ応力度との関係を示す。I 断面の場合、支間長が 60m 程度でも横桁材質によっては降伏点を越える応力度が作用しているが、箱断面の場合、支間長が 200m と長大になっても設計可能であることがわかる。

c) 床版の影響について

これまでの検討では、コンクリート床版の影響を無視してきたが、ここでは、床版が主構と床組との協同作用に与える影響について考察する。

まず、床版は全ての荷重に対して影響を与えるわけではなく、床版コンクリート硬化後に載荷される後死荷重や活荷重に影響を与える。つまり、鋼重や床版荷重に対してはこれまでの検討で仮定している通りに鋼部材のみが抵抗する。これらの荷重の占める割合を、前項の条件で支間長を変化させた場合の補剛桁軸力に着目して図-18 に示す。

図-18 より、支間長が増大すると鋼重の占める割合が大きくなるので、今回の検討でも仮定しているような縦桁連結時期を鋼部材架設完了後に遅らせる措置が重要であることがわかる。また、床版の剛性が影響する後死荷重と活荷重が、床版荷重も含めた協同作用に影響する荷重全体に占める割合は、約 60% 程度となっている。

次に、床版荷重に対しては床組だけが抵抗し、後死荷重と活荷重に対しては床版が縦桁と一体となって抵抗すると仮定して、式(1)~(3)を用いてその影響を検討

する。2 章の解析モデルで、端横桁が箱断面の場合を例に、縦桁断面積が床版断面積だけ増大させたときの縦桁軸力や端横桁の曲げモーメントの変化は、図-19 のようになる。縦桁断面積だけの場合に比べて、床版断面積も考慮すると、それぞれの付加断面力は倍増する結果となる。しかし、縦桁に生じる引張軸力に対して床版の作用応力度は直ぐに許容引張応力度を超えてしまうし、縦桁と床版との接合が簡単なスラブ止めによっていることなどから、実際は、図-19 のように単純な挙動とはならない。床版に作用する引張応力度については、配力鉄筋を有効としてひび割れ幅の照査が必要であろうし、実橋の応力計測も含めた詳細な検討が必要と思われる。これらについては、今後の課題としたい。

4. 結論

本文では、下路式補剛アーチ橋の主構と床組との協同作用について、実橋モデルでの立体解析を行い、その応力状態を詳細に検討した上で、実際の挙動を評価しうる簡易計算式を提案した。そして、この簡易計算式を用いることにより、主構と床組との協同作用の特性について種々の検討を加えた。結果として、次のことが明らかとなった。

(1) 実橋モデルを立体解析した結果では、端横桁を I 断面桁とすると、縦桁に導入される付加軸力は小さいが、端横桁の面外曲げ応力度が極めて大きくなり、設計が成り立たない結果となった。端横桁の補強方法としては、箱断面桁とする方法とプレーキトラスを設ける方法とを比較したが、応力集中が少なく補強設計が容易な箱桁補強案が有利と思われる。このとき、端横桁と補剛桁との接合部分の溶接は、完全溶け込み溶接として疲労に対して弱点とならないよう配慮すべきである。

(2)横構と主構との協同作用については、立体解析結果を考察するとともに、横構形式ごとに付加部材力の簡易計算式も示し、その精度を確認した。横構と主構との協同作用によって、主構部材の軸力減少量はわずかであるが、横構の付加軸力はかなりの値になる場合がある。特に、横荷重による軸力が小さな支間中央部の横構などは、こうした協同作用の影響に注意する必要がある。

(3)主構と床組との協同作用については、Bleichの簡易計算式を改良した新たな簡易計算式を考案した。この簡易計算式を用いた検討結果として、従来から言われている「柔設計法」は、端横桁に作用する面外曲げモーメントを減少させることはできるが、曲げ応力度に着目した場合は設計不可能な応力状態となること、よって端横桁は箱断面として剛性を確保し、主構との協同作用の影響を適切に考慮して設計する(剛設計法)のが良いことを明らかにした。また、支間長を増大させた場合の「剛設計法」の可能性を確認するとともに、コンクリート床版の影響についても、その性状と問題点を示した。

本研究では、対象を下路式補剛アーチ橋に限定したが、ここで述べた協同作用は床組を持つすべての橋梁に当てはまる。特に、下路式トラス橋は、下路式補剛アーチ橋と類似点も多いので、同様の考え方ができると思われる。

今後の課題としては、コンクリート床版の剛性の評価法と、その引張応力度に対する照査方法が挙げられる。この点についても、引き続き検討していきたいと考えている。

本研究の結果を、今後の下路式補剛アーチ橋の設計に役立てていただき、合理的な設計の一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) 明石重雄：溶接部疲労の現状と研究，土木学会論文集，第350号/I-2，1984.10.
- 2) Okura, I., Shibaie, T. and Meda, Y.: Fatigue end floor beam connection plate of stiffened arch bridge, *Proc. of JSCE*, No.374/I-6, 1986.10.
- 3) Fisher, J.W. (阿部英彦・三木千壽訳)：鋼橋の疲労と破壊—ケーススタディー—，建設図書，1987.9.
- 4) Bleich, F.R.: *Theorie und Berechnung der Eisernen Brucken*, p.373, 1924.
- 5) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説—鋼・複合構造物—，pp.177-179，丸善株式会社，2000.7.
- 6) 児嶋弘行，成岡昌夫：下路トラス橋における床組の主構との協力作用について，土木学会論文集，第130号，1965.10.
- 7) 荒井利男，深谷俊恒：下路トラス橋(主として道路橋)の部材の協力作用に関する2，3の考察，横河橋梁技報，No.6, 1976.10.
- 8) 日比野福田，西村信男：主構の変形によって床組構造に誘起される付加応力—下路式トラスドラングアーチ橋—，橋梁と基礎，1981.4.

(2001. 9. 3 受付)

INTERACTION BETWEEN STIFFENING GIRDERS AND A FLOOR SYSTEM IN THROUGH-TYPE ARCH BRIDGES

Satoji OSHITA

The interaction between a stiffening girder and a floor system always make some problems in the design of through-type arch bridges. The purpose of this paper is to investigate the relation between rigidity of floor system and additional stress, and to propose a design method for floor system. In order to study the interaction behavior in actual structure, a typical through-type arch bridge was analyzed using 3-D frame model. And, in order to explain the interaction behavior qualitatively, a new approximate formula was proposed by improving Bleich's formula. As the result, this study indicates the rigid design method using a box-type girder as an end floor beam excels what is called as the flexible design method.