

2主構橋梁と多主I桁の床版連続化における連結構造の検討

Non-Jointification of Floor Slab between 2-Chord Bridge and I-Shaped Plate Girder Bridge

盛川 勉*, 日比野 智明**, 岩熊 哲夫***

Tsutomu Morikawa, Tomoaki Hibino, Tetsuo Iwakuma

*工修, (株)横河ブリッジ, 生産情報サービス第一部 (〒273-0006 船橋市山野町 27 番地)

** (株)横河ブリッジ, 生産情報サービス第二部 (〒550-0003 堺市築港新町 2 丁 3 番地)

***PhD 東北大学大学院教授, 工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

Non-jointification of floor slab between 2 main-chord bridge and I-shaped plate girder bridge is examined using FEM simulation. Non-jointification of floor slab, so called No-Joint method, is usually applied between I girders of the same size because the deformation behavior is rather simple. On the other hand, in case of connecting different types of bridges, for example, between 2 chord bridge and I girders, the behavior after non-jointification should be examined. In this study, 3 types of details for floor slab's non-jointification are examined and recommended for their use.

Key words : non-jointification, floor slab, 2 chord bridge, I-girder, FEM analysis

キーワード : 床版連続化, 2主構橋梁, 多主I桁, FEM 解析

1. はじめに

床版および主桁の連続化¹⁾は近年, 伸縮装置の撤去による走行性の向上と維持管理の軽減²⁾, 耐震性の向上³⁾などの目的で, 特に同形式ではば同諸元の単純桁橋同士⁴⁾の補修・補強工事に多く取り入れられつつある。このうち床版連結工法では床版のはつり作業が多くなるため, 工事騒音が多く発生すること, 交通規制の期間が長くなることが難点としてある。しかしこれらの施工上の制約が無く, 応力の問題も回避できれば, 走行性・耐久性の観点から床版を連続構造とすることが望ましいと考えられる。実際I桁橋梁の床版上面増厚を行った場合ではあるが, 主桁および床版の連続化をおこなった例もある⁴⁾。

ところで床版連続化は異種形式橋梁同士であっても意義があるのは理解しやすい。ただし異種形式同士で当初の単純桁としての基本構造を変えない場合は床版連結工法となる。それと同時に例えば2主構橋梁と多主I桁を念頭におくと, 多主I桁側の主桁桁端と2主構橋梁の端横桁との間に何らかの連結を考えるべきか否かの検討の必要性が生じる。

2主構橋梁側では端横桁のたわみ変形によってバネ作用が生じるが, 連結部床版の応力度は一般に大きい。この応力度を緩和するためある程度の曲げ剛性を有する連結部材を配置することの是非とその効果を確認する必要性が生じる。すなわち, 連結部の構造として, 床版と主桁上フランジのみを連結するだけでよいのか, あるいは鋼部

材にもある程度曲げ剛性をもたせて連結して連結部の床版応力を緩和させた方がよいのか, また可能か, 可能な場合はどの程度の連結部材にすべきか, といったことを慎重に検討する必要がある。

そのような困難がある異種形式橋梁同士であっても, それを連続化する意義を整理すると次のようになる。

(1) 2主構橋梁では主構間隔が広いほど端横桁のたわみも大きくなるため, 側径間との伸縮装置でのたわみ差が生じ易くなり, 伸縮装置の寿命や走行騒音の問題がある。これはゴム支承を導入したとしても解決されない。

(2) 2主構橋梁がトラス系および斜材を有するアーチ系の場合, たわみ角が伸縮装置をはさんで比較的小さいことが, 床版連続化後の床版応力がそれほど大きくならない可能性を持つ利点になる。

(3) 耐震連結としての連続化は, 橋梁形式のいかんによらず重要である。

従来の橋梁計画では建設費の初期投資を抑えるという目的のため2主構橋梁+多主I桁などの橋梁形式は比較的多いが, 異種形式の床版連続化は著者の知るところでは2章で取りあげる2例のみである。なお, 合戸橋⁵⁾は新設橋であり, 柄杓流橋⁶⁾は既設橋の床版連続化である。

そこで本論文では, 異種形式橋梁の例として2主構橋梁と多主I桁の床版連続化をとり挙げ, 主に連結構造をズームアップしたFEM簡易モデルで解析し, その特徴を比較検討することを主目的とする。その結果を用いて, 異種形式橋梁の床版連続化の可能性・適用性について検討する。

ラスの垂直材に割り込む形で支持されるゲルバー桁になっていることが特徴である。そのため、大規模地震への対策の一つとしてトラス桁と連続Ⅰ桁の床版連続化を行った。連結部位は床版と上フランジのみである。

連続Ⅰ桁は縦桁を有する2主桁橋であり、主桁間隔は上路トラスと同じく8mである。そのため、連続化部の活荷重による挙動は主桁間隔の大きい鉄桁同士の連続化部の挙動と見なして設計した。また上フランジの連結板は、不測の事態を考慮して落橋防止装置として設計した。

なお本橋では、床版連続化による構造系の変更に対応させるため、橋台部支承を固定支承から弾性支承に取り替えた。

3. 連結構造と解析モデル

3.1 比較する連結構造タイプ

本章では2主構橋梁と多主Ⅰ桁の床版を連続化させる構造として、以下の3つのタイプをとりあげる(表-1)。

- TYPE-A 床版+上フランジのみの連結
- TYPE-B 床版+柔連結 (連結部材の桁高h=600mm)
- TYPE-C 床版+縦桁連結(連結部材の桁高h=1050mm)

- ・TYPE-AはⅠ桁の床版連結工法でよく用いられる構造であり、床版を連続化して桁上フランジを添接板により連結する簡便な構造である。ただし、連結部材による床版応力度の軽減はあまり期待しない構造である。なお、柄杓流橋の連結構造はこの形式に相当する。
- ・TYPE-Bは桁端を縦桁ほどの剛性はないが、伸縮受台程度の剛性の部材で連結した構造である。このタイプを次のTYPE-Cの連結構造に比較すると曲げ剛性が小さいので、柔連結とも呼ぶことにする。なお、この構造が合戸橋で採用されたものに相当する。
- ・TYPE-Cは縦桁相当の部材で連結した構造である。この連結構造では、床版応力度の軽減を期待できる反面、合成桁の支点反力が大きくなり、連結部、合成桁支承回りの補強は大きくなる。すなわち合成桁にL荷重が載荷された

場合は合成桁～連結部(2主構橋梁端横桁)までの支間の極端に異なる2径間連続桁としての挙動を示すが、ローゼ桁(主構あるいは縦桁)への断面力の伝達はほとんどない。また、ローゼ桁側にL荷重が載荷された場合は、荷重は縦桁→横桁→補剛桁(主構)へと流れるため連結部を介して合成Ⅰ桁に伝達される断面力は極めて小さい^{5),9)}。したがってL荷重に対する主桁(主構)系の挙動としては、両桁同士の断面力の伝達は小さく、ローゼ桁および多主Ⅰ桁の単純桁としての基本構造は変わらないと理解される。

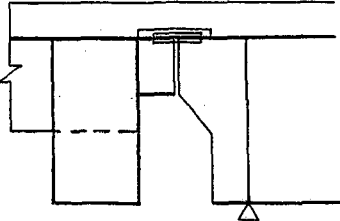
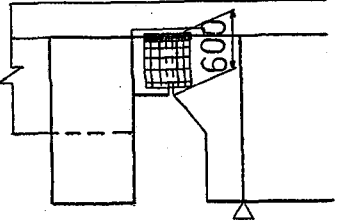
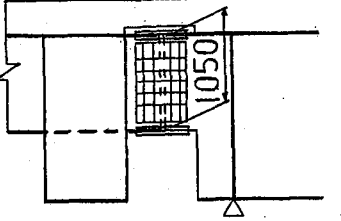
- TYPE-CあるいはTYPE-Cより桁連結部材の剛度を大きくした場合に、床版を非連続にしてノージョイント化を実施する方法も考えられる。しかし、本論文は以下の理由から床版連続化を前提に検討を行った。
- ①既設橋のノージョイント化を念頭に置くと、各主桁の単純桁としての基本構造を替えない範囲の連結部材剛度を設定することが簡便で望ましい。
- ②連結部材の曲げ剛度を最小にした場合(TYPE-A)では床版を連続構造とすることが必要条件である。
- ③連結部材の曲げ剛度を大きくするに従って連続桁の中間支点部の挙動に近づくが、連続桁では中間支点部に目地を設ける手法はとらない。なお、連続桁で支点上負曲げが主原因と考えられる床版の損傷事例は報告されていない。

3.2 簡易モデル

本論文の目的は、床版を連続化した場合の主桁と横桁との連結構造の検討であるため、できるだけ連結部分をより詳細なソリッドもしくはシェル要素でFEM解析をすることが必要である。したがって、その代わりとして2主構橋梁側等のある程度等価な簡易モデルに置換しておくことは計算上も実設計上も便利であろう。そこで前章で例示した合戸橋に対して文献9)で構築した簡易モデルを用い、その連結部分のいくつかの形式に対して詳細なFEM解析をする。簡易モデルの妥当性は文献9)で検討しているので、ここではその特徴のみを列挙する。

- ①合成Ⅰ桁1主桁を取り出したもので、ウェブ肉厚中心線に関する対称性を考慮した半モデルである。

表-1 連結構造

TYPE-A	TYPE-B	TYPE-C
床版・上フランジ連結 (ハンチあり)	床版+柔連結 (ハンチあり)	床版+縦桁連結 (ハンチあり)
		

- ②連結部近傍では床版をソリッド要素、主桁をシェル要素で部材をモデル化している。
- ③合成桁は着目点から離れた部分は床版と一体となった合成桁全体を梁要素でモデル化している。載荷荷重は着目桁の最大たわみが生じる等分布荷重を逆算して載荷する。
- ④ローゼ側は端横桁骨組中心までをモデル化の範囲として、床版をソリッド要素、端横桁をシェル要素とした。
- ⑤端横桁のたわみ・ねじりの影響についてはバネに置き換える。床版については橋軸方向に変位を拘束する。端横桁のバネ定数の設定については3.3節で述べる。

3.3 端横桁の支持モデル

(1) 端横桁埋込み端モデル (TYPE-1)

これは最も単純な境界条件として端横桁の軸心位置の変形を完全に拘束したモデルである。このモデルをTYPE-1と呼ぶことにする。

なお、このモデルは剛支点でかつ端横桁をコンクリートで巻いたような剛な実構造にはそのまま当てはまる。

(2) 端横桁弾性支持モデル (TYPE-2, 3)

端横桁の鉛直方向たわみ・面外たわみ（橋軸方向）・ねじり変形をバネに置き換えたバネ支持モデルである。端横桁のバネ定数は、外桁に着目した強いバネ（TYPE-2と呼ぶ）と、比較のため内桁を想定した弱いバネ（TYPE-3と呼ぶ）の2つを設定している。これらのバネ定数は実

橋での強いバネ・弱いバネ両者のほぼ上限値・下限値を想定している。なお、床版は橋軸方向に変位を拘束している。

端横桁のバネ定数の算出には本来主桁相互の影響を考慮した連成バネ定数として求めるべきであるが、この論文の目的はTYPE-A, B, Cの比較なのでここでは特に考えないことにした。この連成バネ定数については文献9)を参照されたい。

3.4 解析モデル

(1) モデル図

解析モデルを図-3, 4（連結構造は柔連結）に示すが、前述の簡易モデルを基本としている。節点数はTYPE-Cが他に比べて若干多くなるが、それでも約2,250点である。

解析モデルは、合成桁は主桁間隔2.4m、床版厚は支点上の打ち下ろし部であるため32cmとなっている。ローゼ側端横桁の支間は22.5mである。主要部材の断面諸元を表-2に示す。

(2) 載荷荷重

表-2 簡易モデル諸元

合成桁断面	U.Fl	270 × 12
	Web	2100 × 10
	L.Fl	430 × 22
端横桁断面	U.Fl	1200 × 32
	Web	2000 × 19
	L.Fl	1200 × 32
連結部	U.Fl	270 × 12
	Web	t=10
床版厚		32 cm

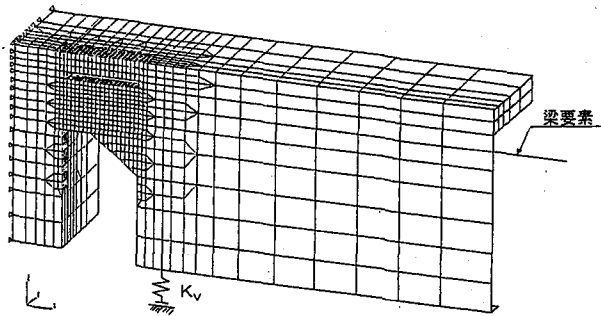


図-3 解析モデル (TYPE-1; 端横桁埋込みモデル)

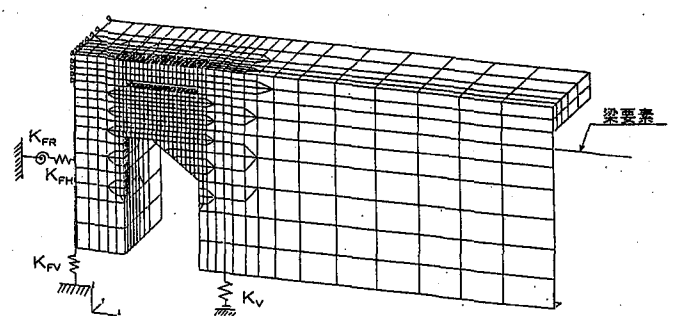


図-4 解析モデル (TYPE-2, 3; 端横桁バネ支持モデル)

表-3 解析ケース一覧

合成桁支点バネ定数 KV (tf/m)				10,000	30,000	50,000	70,000	∞	備 考 (端横桁バネ定数 tf/m)
床 ラ 版 ・ 上 連 フ 結	T Y P E - A	端横桁埋込み	TYPE-1A	○	○	○	○	○	$K_{FV}=\infty, K_{FH}=\infty, K_{FR}=\infty$
		端横桁	強いバネ	○	○	○	○	○	$K_{FV}=75,000, K_{FH}=15,000, K_{FR}=25,000$
		バネ支持	弱いバネ	○	○	○	○	○	$K_{FV}=15,000, K_{FH}=5,000, K_{FR}=25,000$
柔 連 結	T Y P E - B	端横桁埋込み	TYPE-1B	○	○	○	○	○	$K_{FV}=\infty, K_{FH}=\infty, K_{FR}=\infty$
		端横桁	強いバネ	○	○	○	○	○	$K_{FV}=75,000, K_{FH}=15,000, K_{FR}=25,000$
		バネ支持	弱いバネ	○	○	○	○	○	$K_{FV}=15,000, K_{FH}=5,000, K_{FR}=25,000$
縦 桁 連 結	T Y P E - C	端横桁埋込み	TYPE-1C	○	○	○	○	○	$K_{FV}=\infty, K_{FH}=\infty, K_{FR}=\infty$
		端横桁	強いバネ	○	○	○	○	○	$K_{FV}=75,000, K_{FH}=15,000, K_{FR}=25,000$
		バネ支持	弱いバネ	○	○	○	○	○	$K_{FV}=15,000, K_{FH}=5,000, K_{FR}=25,000$

合成桁に載荷する活荷重 (L 荷重) は、着目する主桁の設計最大活荷重モーメントを発生させるに等しい等分布荷重として合成桁上に載荷する。なお、耐疲労性についての目安となる T 荷重応力は直接載荷していないが、合成桁の荷重分配係数⁹⁾から T-20 1 台による外桁位置での応力度は L 荷重載荷時の 20% である。

3.5 解析ケース

解析ケースを表-3 に示すが、端横桁モデル TYPE-1 ～3 のモデルに対して、合成桁支点の支承条件をバネ支持に置き換えて鉛直バネ定数 K_v を 10,000(98), 30,000(294), 50,000(490), 70,000(686), $\infty(\infty)$ tf/m(MN/m) の 5 種類と設定した。合成桁ゴム支承の鉛直バネ定数は一般に 30,000～50,000tf/m(294～490MN/m) 程度となるが、大伸縮量の端支点ゴム支承と剛支点を考慮して 5 種類とした。なお、合成桁ゴム支承の水平、回転バネの連結部挙動へ与える影響は小さいので支承条件は自由にしている。

以下の記述での解析ケース名は、例えば TYPE-1A のようにハイフン直後の数字が端横桁のモデルを、アルファベットが連結構造の種類を示している。

4. 解析結果と考察

4.1 連結部の変形状

連結部の主桁ウェブ位置での変形図を、例として端横桁が弱いバネモデル (TYPE-3) の場合を図-5 に示す。図中には、床版上面の最大引張応力度の発生位置と値を示した。連結中心位置で合成桁の床版がほぼ固定点のように拘束され、合成桁支点が 2 主構橋梁側へ移動した形で回転変形している。連結部の変形状についてタイプによらず共通して言えることは、合成桁支点の鉛直バネ定数 K_v が小さい場合には、支点の圧縮変形による沈み込みが起こるため、2 主構橋梁の端横桁取付部で角折れが生じることである。しかしバネ定数が大きくなると、合成桁の鉛直変位が生じにくくなり、連結部の角折れ発生点は合成桁支点に近づいてくる。

TYPE-A の床版のみの連結で合成桁支承のバネ定数 K_v が大きい場合には、連結部の曲げ剛性が比較的小さいため、合成桁側が端横桁を持ち上げることができず、結局合成桁支点に近いところで床版の角折れを生じさせる。したがって床版上面の引張応力度が大きくなってしまふ。

これに対し、TYPE-B, C のような鋼連結部材が設けられると、連結部材にある程度の曲げ剛性があるために、合成桁支点のバネ定数が大きくなっても、床版上面の応力は大きくなりなで済んでいる。つまり端横桁の曲げ剛性が相対的に小さいために、合成桁が端横桁を上方へ変位させ易くなり、そのため床版・鋼連結部材が極端に角折れすることが回避できている。しかしこの支点のバネ定数が小さく、例えば 10,000tf/m(98MN/m) の場合には、場所は端横桁取付部側であるが角折れ変形を生じするような挙動となり、結果的に床版上面にも大きな引張応力が生じている。

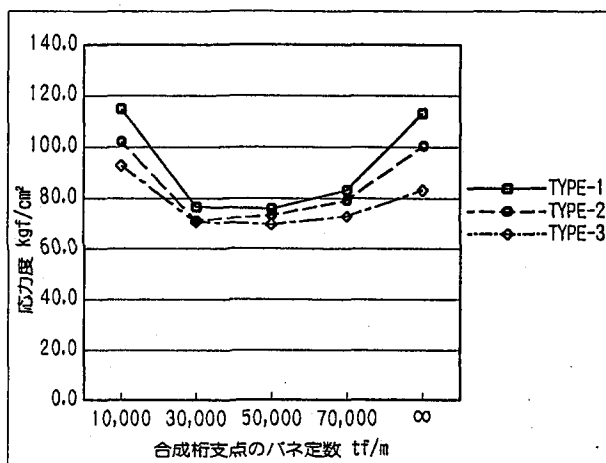


図-6 床版・上フランジ連結 (TYPE-A) の床版応力度

TYPE-C のように鋼連結部材の剛性が大きくなっても、床版のみを連結した TYPE-A 場合と変形状については大きな違いは見られない。すなわちこの 3 種類の連結構造はいずれも、当初の単純支持と同程度の剛度を持っているものと考えられる。しかし、合成桁側の連結部下フランジ側には、この連結ディテールのために大きな変形が生じているのが見られる。

4.2 床版上面の引張応力

これは連続化で最も重要な検討対象であるため、TYPE別に詳細に結果を示す。

(1) 床版・上フランジ連結 (TYPE-A) の場合

床版上面の最大引張応力を図-6 に示した。端横桁が強いバネ (TYPE-2) の場合は K_v が 30,000～50,000tf/m(294～490MN/m) で、端横桁が弱いバネ (TYPE-3) の場合は K_v が 30,000～70,000tf/m(294～686MN/m) で、いずれもその引張応力は 71～73kgf/cm²(7.0～7.2N/mm²) である。つまり端横桁がバネ支持の場合、合成桁支点の鉛直バネ定数 K_v が実橋の一般的な範囲を含む 30,000～70,000tf/m(294～686MN/m) 程度の比較的広い範囲で床版引張応力はほぼ一定である。検討例では簡易モデルによる床版応力度の許容上限値は配筋の制約から、70kgf/cm²(6.9N/mm²) 程度と考えられる。

合成桁支点のバネ定数 K_v が 10,000 tf/m(98MN/m) と ∞ tf/m (∞ MN/m) の場合は、端横桁が弱いバネの場合でも 80 kgf/cm²(7.8N/mm²) を上回る高い応力レベルとなってしまい TYPE-A では設計できなくなってしまう。この理由は前節で述べたように、連結部の曲げ剛性が床版のみであるために、床版の角折れが極端に生じようとするためであり、その理由は以下のように要約される。

- ① K_v が小さい場合は、合成桁支承の沈み込みにより端横桁取付部での床版の角折れが生じる。
- ② K_v が大きい場合は、端横桁の押さえ込みにより合成桁支点付近で床版の角折れが生じる。

また、端横桁が埋込みモデルでは合成桁支点バネ定数が 30,000～50,000tf/m(294～490MN/m) の範囲でも 76kgf/cm²(7.4N/mm²) 以上となり設計には無理が生じて

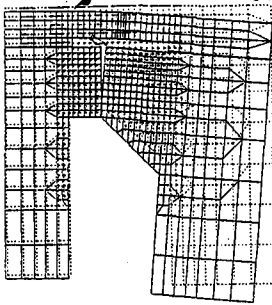
床版・上フランジ連結 (TYPE-A)

柔連結 (TYPE-B)

縦桁連結 (TYPE-C)

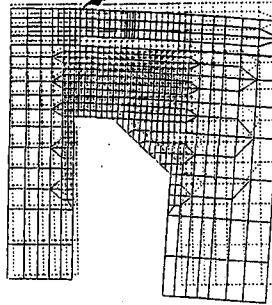
$K_v=10,000 \text{ tf/m}$

$\sigma_x \text{ max} = 92.8 \text{ kgf/cm}^2$



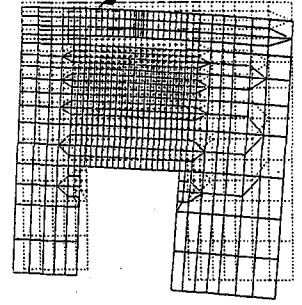
$K_v=10,000 \text{ tf/m}$

$\sigma_x \text{ max} = 87.4 \text{ kgf/cm}^2$



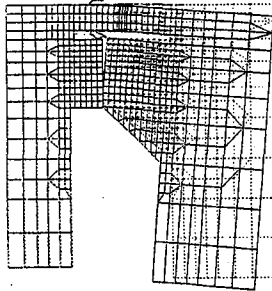
$K_v=10,000 \text{ tf/m}$

$\sigma_x \text{ max} = 67.9 \text{ kgf/cm}^2$



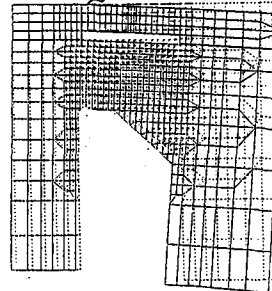
$K_v=30,000 \text{ tf/m}$

$\sigma_x \text{ max} = 70.6 \text{ kgf/cm}^2$



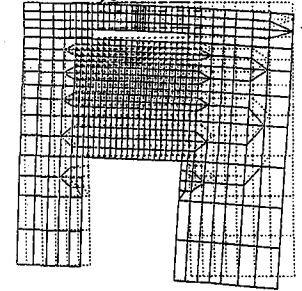
$K_v=30,000 \text{ tf/m}$

$\sigma_x \text{ max} = 73.7 \text{ kgf/cm}^2$



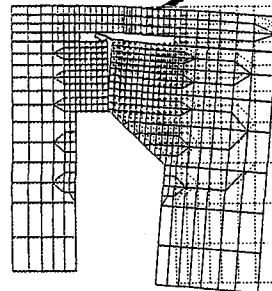
$K_v=30,000 \text{ tf/m}$

$\sigma_x \text{ max} = 57.1 \text{ kgf/cm}^2$



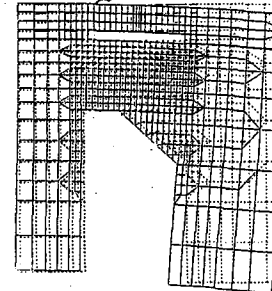
$K_v=50,000 \text{ tf/m}$

$\sigma_x \text{ max} = 69.6 \text{ kgf/cm}^2$



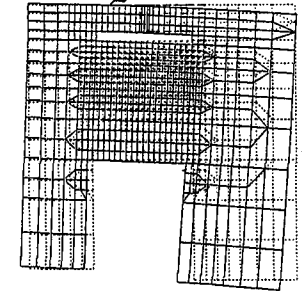
$K_v=50,000 \text{ tf/m}$

$\sigma_x \text{ max} = 69.5 \text{ kgf/cm}^2$



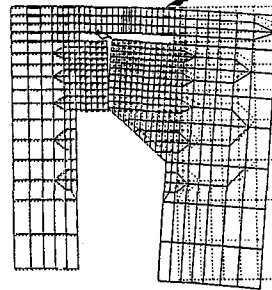
$K_v=50,000 \text{ tf/m}$

$\sigma_x \text{ max} = 53.8 \text{ kgf/cm}^2$



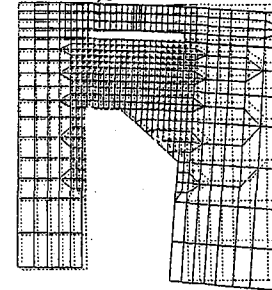
$K_v=70,000 \text{ tf/m}$

$\sigma_x \text{ max} = 72.8 \text{ kgf/cm}^2$



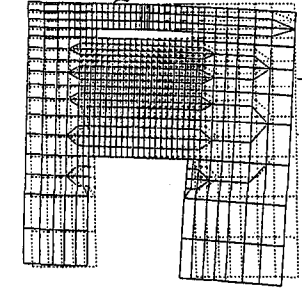
$K_v=70,000 \text{ tf/m}$

$\sigma_x \text{ max} = 67.4 \text{ kgf/cm}^2$



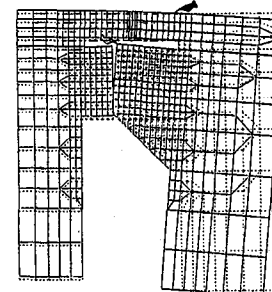
$K_v=70,000 \text{ tf/m}$

$\sigma_x \text{ max} = 52.2 \text{ kgf/cm}^2$



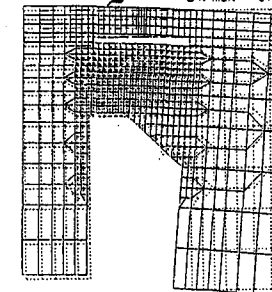
$K_v = \infty$

$\sigma_x \text{ max} = 83.1 \text{ kgf/cm}^2$



$K_v = \infty$

$\sigma_x \text{ max} = 61.4 \text{ kgf/cm}^2$



$K_v = \infty$

$\sigma_x \text{ max} = 49.4 \text{ kgf/cm}^2$

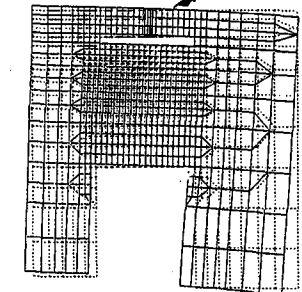


図-5 連結部の変形図 (端横桁弱いバネモデル)

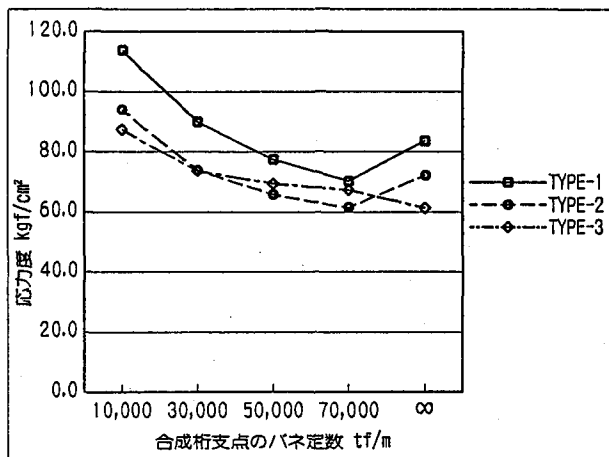


図-7 柔連結 (TYPE-B) の床版応力度

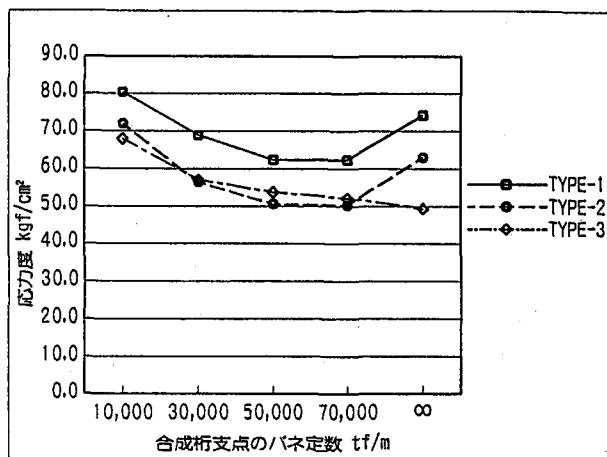


図-8 縦桁連結 (TYPE-C) の床版応力度

くる。

したがって、この計算例では床版のみの連結構造 (TYPE-A) は、端横桁が弾性支持されていて、かつ合成桁支点がゴム支承で一般的な範囲 (30,000~50,000 tf/m 程度) の場合にその適用が限定されると考えるべきだろう。

(2) 柔連結 (TYPE-B) の場合

床版上面の最大引張応力を図-7 に示した。この柔連結では合成桁支点のバネ定数 K_v が 30,000 tf/m (294 MN/m) から 70,000 tf/m (686 MN/m) と大きくなったとき、端横桁が強いバネの場合は床版応力度は 74 kgf/cm^2 (7.3 N/mm^2) から 62 kgf/cm^2 (6.1 N/mm^2) へと比較的大きく減少し、端横桁が弱いバネの場合は 74 kgf/cm^2 (7.3 N/mm^2) から 67 kgf/cm^2 (6.6 N/mm^2) へと減少している。この現象は、柔連結のために K_v が 70,000 tf/m (686 MN/m) 程度までならこの連結部材の曲げ剛性によって、連結部の角折れの程度が合成桁支承の沈み込みの方に支配されていることを意味している。

また K_v が 10,000 tf/m (98 MN/m) と極端に小さい場合には 87 kgf/cm^2 (8.5 N/mm^2) 以上の高い床版応力度になっている。逆に K_v が ∞ tf/m (合成桁が剛支点) の場合は、端横桁が強いバネの場合には K_v が 70,000 tf/m (686 MN/m) の時より上昇して 72 kgf/cm^2 (7.1 N/mm^2) となるのに対して、端横桁が弱いバネでは 61 kgf/cm^2 (6.0 N/mm^2) へと減少している。この理由は前節で述べたように連結部材の曲げ剛性の大きさに対して、端横桁のバネの強さが相対的に小さいことにある。そのため合成桁剛支点の場合の最大応力位置は、TYPE-1, 2 では合成桁支点付近であるのに対して、TYPE-3 では端横桁取付部になる。

以上のように柔連結 (TYPE-B) では、床版のみの連結に対して合成桁支点のバネ定数 K_v が 70,000 tf/m (686 MN/m) 程度までは床版応力の軽減効果は 7% 程度とそれほど顕著ではないが、 K_v が極めて大きい場合あるいは ∞ (剛支点) の場合は TYPE-A に対して大きな低減効果を有している。

(3) 縦桁連結 (TYPE-C) の場合

床版上面の最大引張応力を図-8 に示すが、この場合も柔連結と同様、合成桁支点のバネ定数 K_v が 30,000 tf/m (294 MN/m) から 70,000 tf/m (686 MN/m) へと大きくになるにしたがって床版応力度は、端横桁が強いバネの場合は 56 kgf/cm^2 (5.5 N/mm^2) から 50 kgf/cm^2 (4.9 N/mm^2) に、端横桁が弱いバネの場合は 57 kgf/cm^2 (5.6 N/mm^2) から 52 kgf/cm^2 (5.1 N/mm^2) へと減少している。これは連続化部床版応力度としてはかなり余裕のあるレベルにある。T-20 1 台による応力度は、この検討例では L 荷重載荷状態の 20% であるので、合成桁のバネ定数が一般的な範囲なら床版応力は約 10~12 kgf/cm^2 (1.0~1.2 N/mm^2) である。したがって K_v がさらに小さくても床版応力がそれ程大きくならない可能性がある。例えば、合成桁支点のバネ定数 K_v が 10,000 tf/m (98 MN/m) くらい小さい場合でもその応力度は 72 kgf/cm^2 (7.1 N/mm^2) 以下である。逆に K_v が ∞ tf/m (∞ MN/m) の剛支承の場合でも床版応力度は 63 kgf/cm^2 (6.2 N/mm^2) 以下に抑えられ、連続化構造が可能である。このように連結部材の剛性は大きくなることによって床版応力の絶対値は軽減されているものの、連結部の角折れに関する基本挙動は柔連結と変わらない。

さらに端横桁が埋込みモデルであっても K_v が一般的な 30,000~70,000 tf/m (294~686 MN/m) の範囲であれば床版応力度は 70 kgf/cm^2 (6.9 N/mm^2) を下回り設計可能なレベルである。

したがって、合成桁支点の剛性が一般的な範囲にあれば横桁の支持条件によらず、縦桁連結は床版のみの連結に対して床版応力の軽減効果が 20~30% 程度と大きい。さらに合成桁の支承条件あるいは端横桁の剛性が剛であるような極端な場合でも床版連続化の可能性が大きいことを示している。

4.3 合成桁支点の活荷重反力

通常は床版連続化によって活荷重支点反力が変動して、支承のランクアップ・支点周りの補強が生じるので、タイプごとに詳述する。

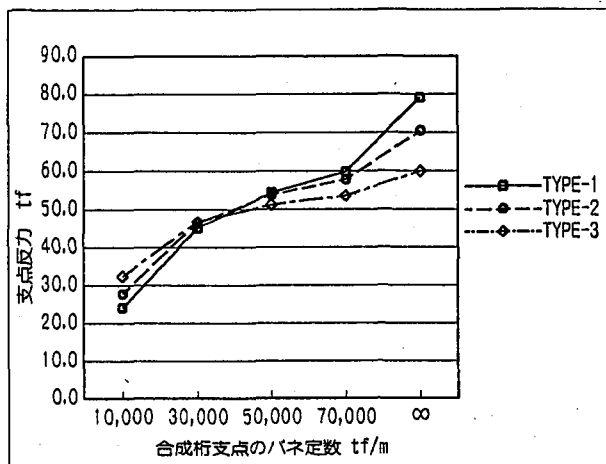


図-9 床版・上フランジ連結 (TYPE-A) の支点反力

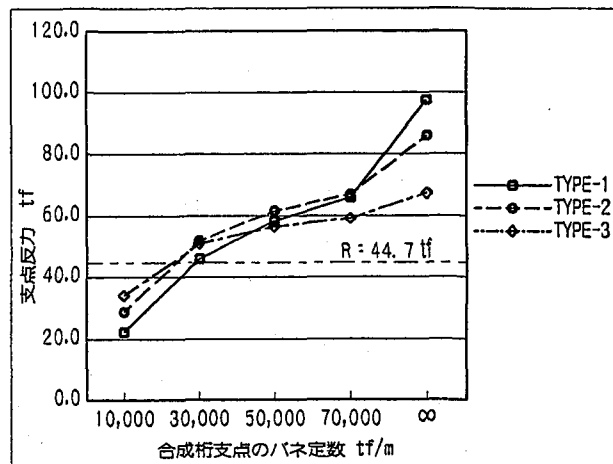


図-10 柔連結 (TYPE-B) の支点反力

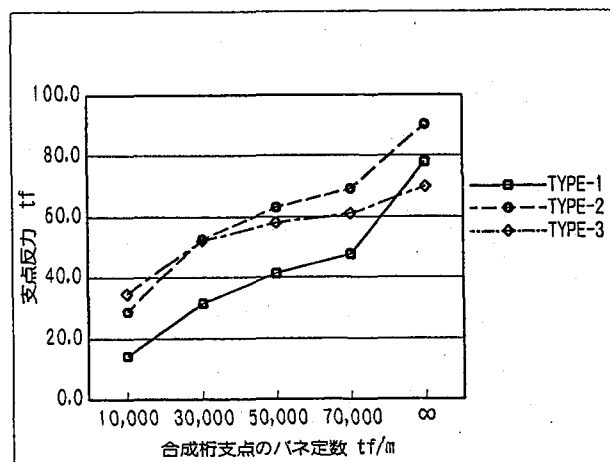


図-11 縦桁連結 (TYPE-C) の支点反力

(1) 床版・上フランジ連結 (TYPE-A) の場合

連結部の合成桁支点反力を図-9に示す。連結前の活荷重反力 R は44.7 tf (438MN)である。TYPE-Aの場合、合成桁の支点反力はそのバネ定数 K_v に概ね比例するように大きくなる。 K_v を30,000 tf/m (294MN/m)としたとき、端横桁の支持条件による違いは小さく、埋込み端 (TYPE-1) では45tf (441MN)、バネ支持では強いバネ (TYPE-2)・弱いバネ (TYPE-3) とともに47tf (461MN)となり、さらにこれは連結前の活荷重反力に近い。 K_v が30,000 tf/m (294MN/m)を越えると、端横桁側にはアップリフトがはたらくようになるが、 K_v が70,000tf/m (686MN/m)の場合の合成桁支点反力は、端横桁が強いバネでは58tf (568MN)、端横桁が弱いバネでは54tf (529MN)と比較的差異は小さい。

K_v が30,000tf/m (294MN/m)より小さい場合も、端横桁の支持条件による反力の違いは比較的小さく、埋込みモデルで24tf (235MN)、強いバネモデルでは28tf (274MN)、弱いバネの場合は33tf (323MN)である。一方合成桁支点が剛支点 (∞ tf/m)になると、連結部の剛度が端横桁の支持条件の違いに影響するため反力の差が大きくなり、弱いバネの場合は60tf (529MN)、強いバネモデルでは70tf (686MN)、埋込みモデルでは79tf (774

MN) となっている。

(2) 柔連結 (TYPE-B) の場合

合成桁支点反力を図-10に示すが、柔連結では合成桁支点バネ定数 K_v が30,000tf/m (294MN/m)の場合には床版のみの連結に比べて若干大きな支点反力になる。端横桁が埋込みモデルの場合で46tf (451MN)、端横桁が強いバネなら52tf (510MN)で、弱いバネで51tf (500MN)である。 K_v が大きくなるにしたがってこの支点反力も大きくなり、70,000tf/m (686MN/m)では端横桁が強いバネでは67tf (657MN)、端横桁が弱いバネでは59tf (578MN)と端横桁支持条件による違いもやや大きくなる。 K_v がさらに大きくなり合成桁側が剛支点になると、端横桁が埋込みモデルでは98tf (960MN)、端横桁が強いバネの時86tf (843MN)、弱いバネの時67tf (657MN)と、端横桁の支持条件による差が大きく現れる。ここで端横桁が強いバネモデルと埋込みモデルの差は比較的小さいが、いずれも合成桁の反力は大きく上昇する。逆に合成桁支点バネ定数が30,000tf/m (294MN/m)以下の場合には、床版のみの連結の場合と同じ反力挙動を示し、値も同程度になる。

(3) 縦桁連結 (TYPE-C) の場合

合成桁支点反力を図-11に示すが、縦桁連結の場合は端横桁が埋込みとバネ支持の2モデル間に顕著な差が現れる。 K_v が30,000~70,000tf/m (294~686MN/m)の範囲で端横桁がバネ支持モデルの場合には、端横桁が強いバネで53~69tf (519~676MN)、弱いバネで52~61tf (510~598MN)と柔連結の場合よりわずかに大きい値になる。しかし、 K_v が30,000tf/m (294MN/m)以下の小さい場合には、柔連結・床版のみの連結の場合とほぼ同じ反力になる。逆に合成桁支点が剛支承になると連続桁としての特徴が強く現れ、端横桁の強いバネモデルでは90tf (882MN)と非常に大きくなる。

端横桁が埋込みモデルの場合は、この縦桁連結では連結部の曲げ剛性が大きいために、合成桁支点バネ定数 K_v が50,000tf/m (490MN/m)までは端横桁にはアップリフトが生じないことが特徴的である。 K_v が50,000tf/m

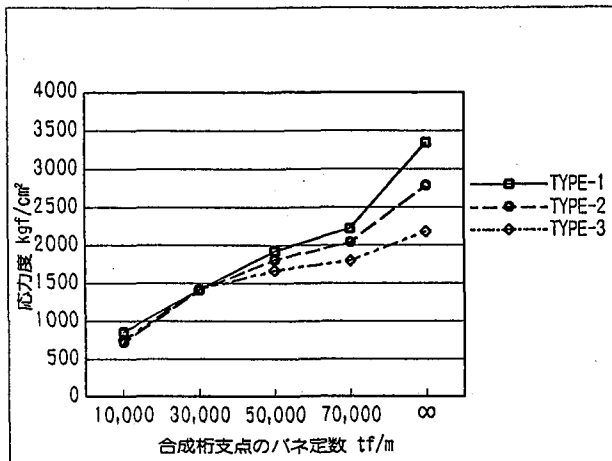


図-12 床版・上フランジ連結 (TYPE-A) のミーゼス応力度

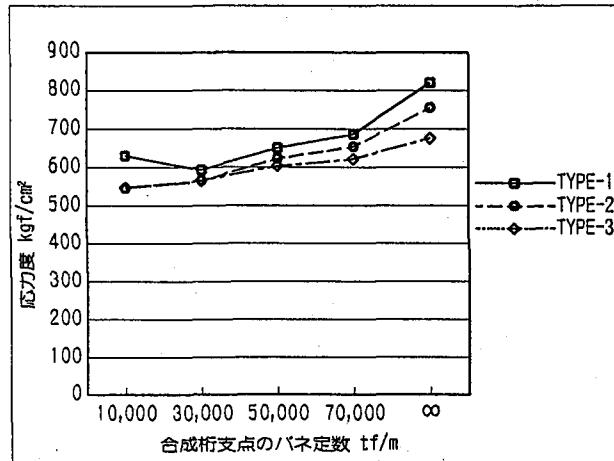


図-13 床版・上フランジ連結 (TYPE-A) の軸方向応力度

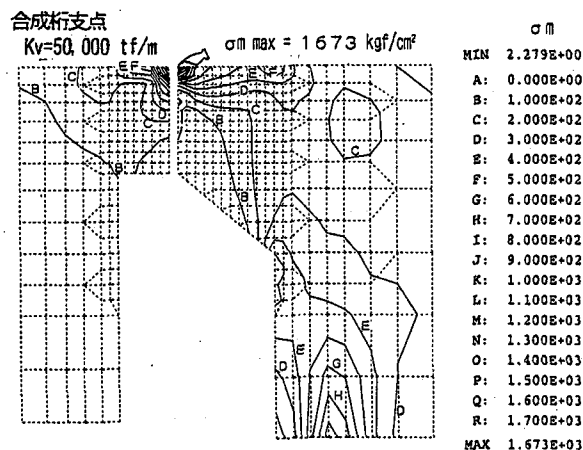


図-14 床版・上フランジ連結 (TYPE-3A) の連結部材応力分布

(490MN/m)を大きく越えると端横桁にはアップリフトが生じてくる。

4.4 鋼連結部材の応力度

床版応力度の軽減を目的に TYPE-C のような縦桁連結を想定すると、当然その鋼連結部の応力度の上昇と分布の複雑さが予想される。ここではそれについての結果を整理する。

(1)床版・上フランジ連結 (TYPE-A) の場合

鋼連結部材のミーゼス最大応力度を図-12 に、鋼部材の橋軸方向最大圧縮応力度を図-13 に示す。また、鋼連結部材ウェブ面のミーゼス応力度分布を、端横桁が弱いバネ (TYPE-3A) で合成桁支点バネ定数 K_v が 50,000tf/m の場合を例として図-14 に示す。

ミーゼス応力度は、合成桁端部のキックアップした部分、つまり連結部の上フランジ側で局部的に大きくなる。これは、キックアップによって、上フランジ連結部に鉛直方向の変位差を生じようとするのを、上フランジ添接板で拘束するために生じているものである。この値は支点反力と同じ増加傾向を示し、合成桁支点のバネ定数 K_v が 30,000~70,000tf/m (294~686MN/m) という一般的な範囲では 1400~2200 kgf/cm² (137~216N/mm²) であるが、

特に問題となる程の値ではない。同様に橋軸方向圧縮応力度も 700 kgf/cm² (69N/mm²) 程度以下であり問題ない。

(2)柔連結 (TYPE-B) の場合

鋼連結部材のミーゼス最大応力度を図-15 に、鋼部材の軸方向最大圧縮応力度を図-16 に示す。また、鋼連結部材ウェブ面のミーゼス応力度分布を、端横桁が弱いバネ (TYPE-3B) で合成桁支点バネ定数 K_v が 50,000tf/m の場合を例として図-17 に示す。

この柔連結の場合には連結構造下端部のミーゼス応力度が大きくなっている。端横桁がバネ支持モデルの場合、合成桁支点のバネ定数 K_v が小さい 10,000tf/m (98MN/m) の場合を除くと、連結部分のボルト添接部中心の角部で大きな応力が生じる。その値は K_v が 30,000~70,000tf/m (294~686MN/m) では 3400~3750 kgf/cm² (333~368N/mm²) になる。実構造ではここは連結中心の自由端であり、添接板の板厚アップにより応力集中を緩和することは可能であるためそれ程問題はない。しかもこの部分を除くと端横桁取付部では 2500~2250 kgf/cm² (245~221N/mm²) の応力しか生じておらず特に大きな値ではない。

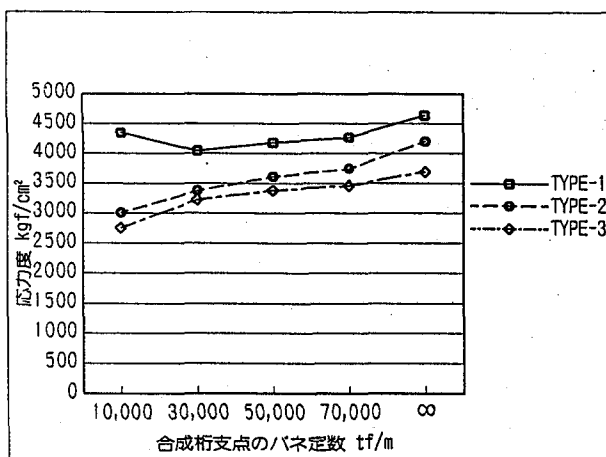


図-15 柔連結 (TYPE-B) のミーゼス応力度

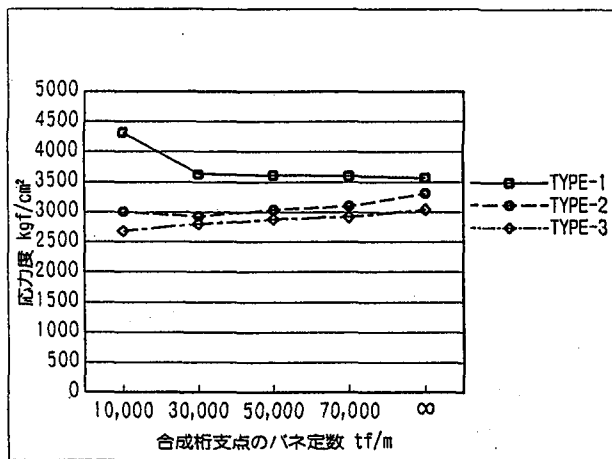
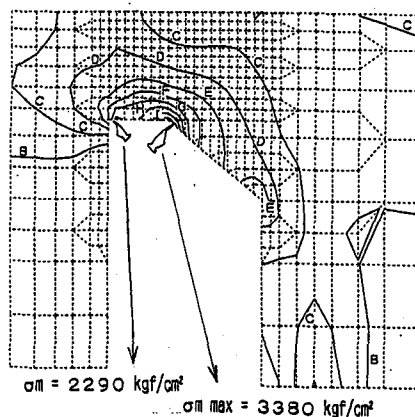


図-16 柔連結 (TYPE-B) の軸方向応力度

合成桁支点 $K_v=50,000$ tf/m



σ_m	
MIN	1.606E+01
A:	0.000E+00
B:	3.000E+02
C:	6.000E+02
D:	9.000E+02
E:	1.200E+03
F:	1.500E+03
G:	1.800E+03
H:	2.100E+03
I:	2.400E+03
J:	2.700E+03
K:	3.000E+03
L:	3.300E+03
M:	3.600E+03
MAX	3.380E+03

図-17 柔連結 (TYPE-3B) の連結部材応力分布

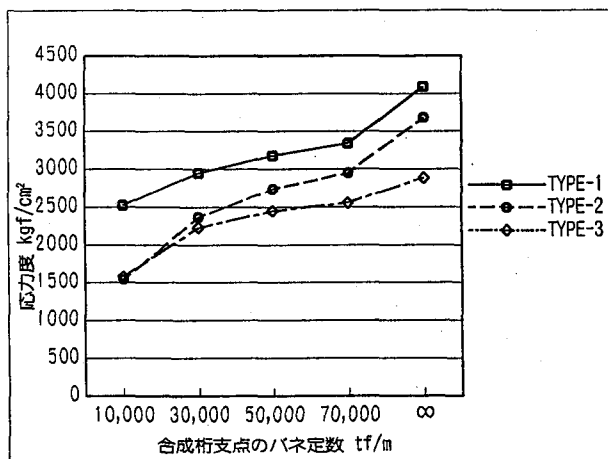


図-18 縦桁連結 (TYPE-C) のミーゼス応力度

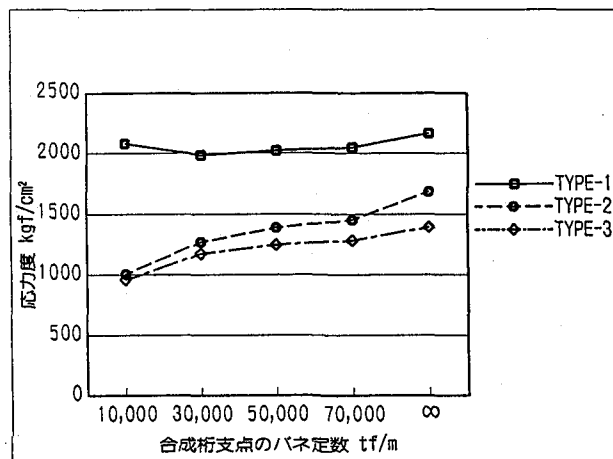


図-19 縦桁連結 (TYPE-C) の軸方向応力度

端横桁が埋込みモデルの場合には、合成桁支点バネ定数 K_v が $30,000 \sim 50,000$ tf/m ($294 \sim 490$ MN/m) といった標準的な範囲でもミーゼス応力度が 4000 kgf/cm² (392 N/mm²) を越えており設計は難しくなる。

橋軸方向応力度の大きさの変化もミーゼス応力度とほぼ同じ傾向を示す。

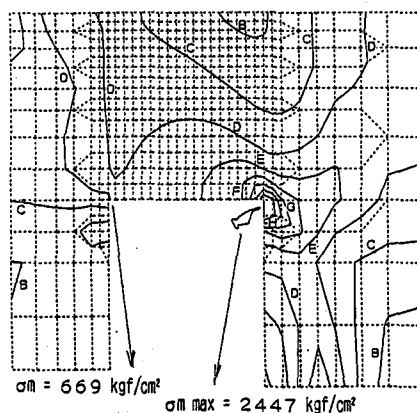
(3) 縦桁連結 (TYPE-C) の場合

鋼連結部材のミーゼス最大応力度を図-18 に、鋼部材の橋軸方向最大圧縮応力度を図-19 に示す。また、鋼部材ウェブ面でのミーゼス応力度の分布を、端横桁が弱いパネ (TYPE-3C) で合成桁支点バネ定数 K_v が $50,000$ tf/m の場合を例として図-20 に示す。

この縦桁連結の場合には下フランジ側で大きな応力が生じている。この形式では、連結部の剛度が他のタイプより比較的大きくなってしまいうため、合成桁側の連結部下フランジ周辺が局部的に変形し、それによって応力集中が生じやすくなっていると考えられる。

縦桁連結では端横桁がパネモデルの場合には、合成桁支点バネ定数 K_v が $30,000 \sim 50,000$ tf/m ($294 \sim 490$ MN/m) の標準的な範囲では、ミーゼス最大応力度は端横桁が強いパネの場合 $2350 \sim 2750$ kgf/cm² ($230 \sim 270$ N/mm²)、弱い

合成桁支点 $K_v=50,000$ tf/m



σ_m	
MIN	6.095E+01
A:	0.000E+00
B:	2.000E+02
C:	4.000E+02
D:	5.000E+02
E:	8.000E+02
F:	1.000E+03
G:	1.200E+03
H:	1.400E+03
I:	1.600E+03
J:	1.800E+03
K:	2.000E+03
L:	2.200E+03
M:	2.400E+03
N:	2.600E+03
MAX	2.447E+03

図-20 縦桁連結 (TYPE-3C) の連結部材応力分布

パネでは $2250 \sim 2450$ kgf/cm² ($221 \sim 240$ N/mm²) 程度である。また、T-20 1 台による応力度は、合成桁のパネ定数が一般的な範囲なら約 $450 \sim 500$ kgf/cm² ($44 \sim 49$ N/mm²) であり、設計的に可能なレベルである。この時の橋軸方向圧縮応力度は $1200 \sim 1400$ kgf/cm² ($118 \sim 137$ N/mm²) と低いレベルにある。

また、この縦桁連結では端横桁がパネモデルの場合、 K_v が $10,000$ tf/m (98 MN/m) と非常に小さいパネ定数でも

ミーゼス最大応力は $1600\text{kgf/cm}^2(157\text{N/mm}^2)$ 以下と小さくなる。また合成桁が剛支点の場合でも、ミーゼス最大応力は端横桁が強いパネでは $3690\text{kgf/cm}^2(362\text{N/mm}^2)$ 、弱いパネでは $2890\text{kgf/cm}^2(283\text{N/mm}^2)$ であり、端横桁の剛性が大きい場合を除けば設計可能なレベルである。

5. 連結構造の比較検討

5.1 床版・上フランジ連結 (TYPE-A)

この連結構造の曲げ剛性は床版のみであるため、桁端の跳ね上がり (キックアップ) が生じるが (図-5 参照)、連結部材の応力的な問題は少ない簡便な連結構造である。

床版上面の引張応力度は、合成桁支点のパネ定数 K_v が一般的な $30,000\sim70,000\text{tf/m}(294\sim686\text{MN/m})$ の範囲ではそれほど変化せず、ほぼ最低値を示す。その応力度は、端横桁のパネ定数と合成桁支点のパネ定数の両者が一般的な範囲であれば設計可能な範囲であるので、連結部をはさむ各桁桁端の橋軸方向たわみ角が小さい場合に限れば有利に適用できる。

したがって、こういった条件がそろわない場合、または連結する両桁の断面構成、部材配置などの制約からこの構造を採らざるを得ない場合等はより慎重な検討が必要になる。

5.2 柔連結 (TYPE-B)

この連結構造では伸縮受台程度の剛性を持った連結部材を設けているが、連結部材の曲げ剛性は比較的小さいため床版連結に比べて床版応力の軽減は一般的な条件で10%以下と比較的小さく、連結部材の応力度はやや大きくなってしまいう可能性もある。

この柔連結で K_v が $70,000\text{tf/m}(686\text{MN/m})$ 程度までは、連結部材の曲げ剛性により連結部の角折れが合成桁支承の沈み込みに支配されていて、床版上面の引張応力度は合成桁の支点パネ定数が $70,000\text{tf/m}(686\text{MN/m})$ 程度までは減少する。合成桁のパネ定数がこれより大きくなると、端横桁支持条件の違いが顕著に現れて、連結部の応力性状の差異が大きくなる (図-7 参照)。

合成桁支点のパネ定数が大きい場合あるいは剛支点である場合には、連結部材の曲げ剛性に対して端横桁のパネが相対的に小さくなり、連結部材の剛性が寄与してTYPE-Aに対して床版応力度の軽減効果が大きくなる。合戸橋では連結部の経済比較からこの構造を採用したが、合成桁を剛支点とした判断は概ね妥当であったと考えられる。

5.3 縦桁連結 (TYPE-C)

この連結構造は縦桁相当の部材で連結する構造であり、床版応力の軽減効果は床版連結 (TYPE-A) に対して合成桁のパネ定数が一般的な $30,000\sim50,000\text{tf/m}(294\sim490\text{MN/m})$ の範囲ならば20~30%程度と大きい。この範囲では、L荷重載荷で床版応力度が $50\sim57\text{kgf/cm}^2(4.9\sim5.6\text{N/mm}^2)$ 、ミーゼスの相当応力度が $2230\sim2550\text{kgf/cm}^2(219\sim250\text{N/mm}^2)$ 程度であり、応力レベルとして問題はない構造にできる。

縦桁連結では連結部の曲げ剛性が比較的大きいために、合成桁~連結部にかけての支間長が極端に異なる2径間連続桁としての性状が顕著に現れてくる。そのため、端横桁を埋込み端とモデル化 (TYPE-1) した場合とパネ支持とモデル化 (TYPE-2, 3) した場合で合成桁支点反力などに大きな差が生じる (図-11 参照)。

縦桁連結は床版のみの連結に対して床版応力の軽減効果が一般的な範囲で20~30%程度と大きく、TYPE-AあるいはTYPE-Bでは設計できない場合でも床版連続化の可能性がでてくる。

5.4 連結構造と応力度について

端横桁が強いパネと弱いパネのTYPE-A~Cの床版応力度の比較を図-21に示す。また、連結構造のミーゼス応力度の比較を図-22に示す。TYPE-A~Cの比較については4章で詳述しているので、本節では説明を割愛する。

床版を連続化することにより連結部には大きな床版応力が発生するが、もともとこの卓越応力は主構造としての耐荷力を期待するものではなく、連続化したことにより主桁変形に伴って引き起こされるものである。その意味では

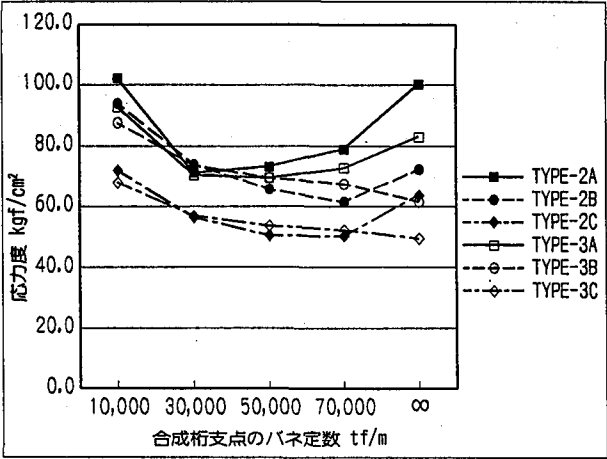


図-21 床版応力度の比較

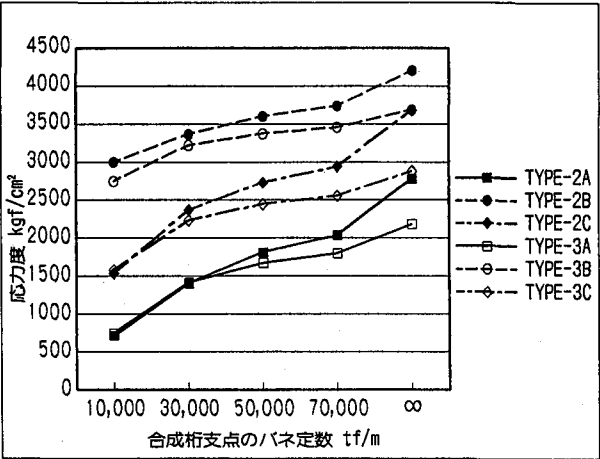


図-22 ミーゼス応力度の比較

この応力は2次応力と見なすことができ、許容応力度になにがしかの割り増しを考えることも可能であろう。しかし2次応力ではあるものの絶対値としては大きいため、補修に至った際の車両通行制限を考えるとできるだけ床版応力を低減させることが望ましい。床版応力度の許容上限値は配筋の制約から、検討例では簡易モデルの計算値で $70\text{kgf/cm}^2(6.9\text{N/mm}^2)$ 程度と考えられるが、床版の曲げひび割れ幅の照査は2章で記述したように許容値に対してそれほどきびしくはない。ただし、連続桁中間支点上と同様防水工を行うなど施工面でも十分注意すべきである。

鋼連結部材は耐震連結としての意義づけもあるが、床版応力を低減させるための付帯構造と考えることができる。ただし、TYPE-B、Cのように曲げ剛性を持たせる場合は、構造詳細として板曲げが生じないように控え構造をとることと、必要により下フランジ取付部にフィレットを設けるなどの構造ディテールに配慮すべきである。

6. まとめ

2主構橋梁と多主I桁の床版連続化の意義と事例を紹介し、簡易モデルを用いたFEM解析により連結構造についての比較検討を行い考察を加えた。その結果、以下のような知見を得た。

(1)床版と上フランジのみを連結する形式(TYPE-A)は、連結部をはさんだ両橋梁のたわみ角が小さい場合で、端横桁の剛性と合成桁支点のバネ定数が $30,000 \sim 50,000\text{tf/m}(294 \sim 490\text{MN/m})$ 程度の一般的な範囲である場合に限定すれば最も簡便な構造として適用可能である。

(2)柔連結(TYPE-B)は、TYPE-Aに対して一般的には床版応力度の軽減効果が10%以下と比較的小さい。しかし、合成桁支承のバネ定数が非常に大きい場合もしくは剛支点の場合にTYPE-Aに対して床版応力の軽減効果が顕著になる。

(3)縦桁相当の連結部材を設けたTYPE-Cの場合には、TYPE-Aに対する相対的な床版応力度の低減率が一般的な範囲で20~30%程度と大きい利点がある。例として

用いたディテールでは、鋼部材のミーゼス最大応力度が若干大きくなるものの、その大きさは設計を工夫することによって比較的簡単にコントロールできるレベルである。

また合成桁の支承条件あるいは端横桁の剛性が極端な場合でも応力が比較的低いいため、TYPE-AあるいはTYPE-Bで設計できない場合でも床版連続化が可能になり、その適用範囲が広がってくる。

参考文献

- 1) (財)道路保全技術センター：既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き、平成7年1月
- 2) 西川和廣、村越 潤、山本悟司、上仙 靖、福地友博、中嶋浩之：ミニマムメンテナンス橋に関する検討、建設省土木研究所資料、第3506号、1997
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、丸善、平成8年12月
- 4) 盛川 勉、鈴木泰之、高嶋 豊、瀧口 一：京葉道路湊町高架橋の補強・連続化について、横河ブリッジ技報 No25, pp.191-207, 1996.1
- 5) 盛川 勉：ニールセンローゼ桁と合成桁の床版連続化について、横河ブリッジ技報 No25, pp.124-134, 1996.1
- 6) 盛川 勉、小出宣央、法邑信夫、中村 元：異種型式橋梁の床版連続化の検討、平成7年度土木学会年次学術講演会概要集 I-A316, pp.632-633, 1995.9
- 7) 小田裕英、山浦明洋、木下浩士、日比野智明、金子恵二：柄杓流橋橋梁補強工事、横河ブリッジ技報 No29, pp.57-66, 2000.1
- 8) 土木学会：コンクリート標準示方書、設計編、平成3年
- 9) 盛川 勉、岩熊哲夫：異種形式橋梁の床版連続化の一検討、構造工学論文集 Vol47A, 掲載予定, 2001.3

(2000年9月14日受付)