

連続鋼合成桁における中間支点部のコンクリート剛性の評価

Stiffness Behaviour of Concrete Deck at Middle Supports of Continuous Steel-Concrete Composite Girders

中村 太一^{*}、倉方 慶夫^{**}、松田 浩^{***}

Taichi NAKAMURA, Yoshio KURAKATA, Hiroshi MATSUDA

- *工修 新日本技研(株) 技術部 (〒105-0014 東京都港区芝 2-1-23)
- **工博 新日本技研(株) 技術部 技術本部長 (同上)
- ***工博 長崎大学工学部構造工学科 助教授 (〒852-8131 長崎市文教町 1-14)

The concrete decks of non-prestressed continuous composite girders are occupied to tensile stressed at middle supports, and the stiffness of the concrete is fallen down due to cracks. It is usually not considered the concrete stiffness at those sections. Such design procedure is simple and efficient, however, it arises a problem for stud dowels at boundary zones. At the zones, the shear stress values of stud dowels are highly concentrated. To avoid this problem, the accurate stiffness is considered. The authors are investigating the modified stiffness values in considered to Eurocode.

key words : composite girder , tensile stressed concrete deck , stiffness of concrete deck

1. まえがき

近年、コスト縮減が要求されるなか、これを満足する構造形式としてプレストレスをしない連続鋼合成桁が再び注目されている。しかし、現行の道路橋示方書Ⅱ¹⁾の合成桁に関する規定は、昭和 48 年以降改定されておらず、その後の技術的変遷に追従できていないところがある。

そのような問題の一つとして、プレストレスをしない連続鋼合成桁の中間支点部における床版コンクリートの剛性評価に関する問題が挙げられる。道示Ⅱでは断面力算出までは床版のコンクリート剛性を 100%有効とし、その断面力を用いて応力度照査を行うときは引張域のコンクリートを無視する方式を採用している。

しかし、鉄筋コンクリートが引張軸力を受け、ひび割れが発生すると軸方向剛性が急激に低下することは良く知られており、近年では図-1 のテンションスティフニ

ング(引張域剛性)効果として整理されている²⁻⁴⁾。これに伴い、連続鋼合成桁の設計においても、その効果を断面力算定時に考慮する方式に改められてきている。

連続鋼合成桁で引張域剛性が問題になるのは一般に中間支点部であり、ドイツでは図-2 の中間支点を挟んだ両側 0.15 l 区間におけるコンクリートの剛性とクリープ・乾燥収縮を無視した設計を行なっている⁵⁾。この計算方式は簡便で有効な方法ではあるが、このような断続した軸方向剛性を用いると、剛性急変部のずれ止めに計算上で大きなせん断応力が集中する点が問題である。実際はコンクリート剛性の低下には遷移領域があるから、それほどせん断応力は集中しないと考えられるが、設計上の対応は明確になっていないように思われる。

一方、我国でも(社)日本橋梁建設協会ではドイツ方式のひび割れ区間 0.15 l を取り入れた設計要領(案)⁶⁾を作成し、これをもとに日本道路公団で連続鋼合成桁の設計が試行されている。しかし、我国とドイツでは活荷重形態が異なるので、ひび割れ区間に関して再吟味しておく必要がある。また、後死荷重と活荷重状態では図-2 のひび割れ区間を考慮するが、クリープ・乾燥収縮と温度差

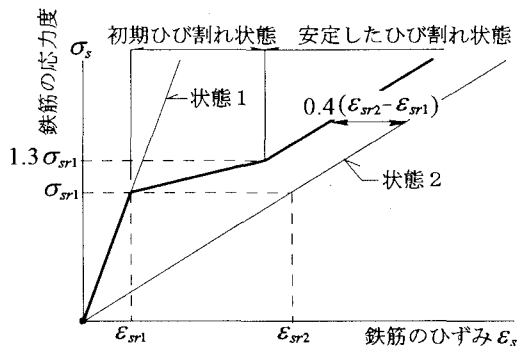


図-1 鉄筋コンクリートの引張域剛性

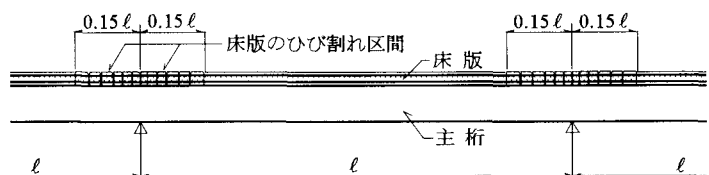


図-2 床版のひび割れ区間

ではコンクリート剛性を全長にわたり有効としている点でドイツ方式と相違する。本来、床版コンクリートのひび割れは種々の荷重状態の重ね合せで起きるものであるため、個々の荷重状態での断面力算出において床版剛性を変えることは論理的には矛盾があるが、これは床版剛性の不連続点にずれ止めのせん断応力が計算上で集中するのを避けるための便宜的な処置と想像する。

このように、中間支点部の床版のひび割れに伴う剛性の評価とそれによる影響に関しては未だ検討の余地が残されていると感ずる。そのため、1つの実施設計例を対象として多少の検討を行ったので、ここで報告を行う。

2. 計算条件

2.1 合成桁計算モデル

図-3に本解析で用いた不完全合成桁モデルを示す。鉄筋コンクリート床版と鉄桁の重ね梁であり、その間の相対水平変位はジベルをモデル化した分布線形せん断バネで拘束されるとしている。床版には完全合成された鋼材があり、それによるクリープ・乾燥収縮の拘束効果も考慮する。また、各部材の断面定数はそれぞれの部材内で1次変化する変断面部材として扱う。

以上の前提のもとに梁の基本式を立て、3次の形状係数を用いた近似の剛性方程式を仮想仕事の原理によって誘導し、計算プログラムを作成した。

2.2 鉄筋コンクリート床版の引張域剛性

Eurocode 4では鉄筋コンクリートの軸方向力に対する引張域剛性を図-1のように示している。これをもとに鉄筋の平均ひずみとコンクリート剛性の低下率を下記の条件のもとで計算した結果を図-4に示す。

- ・鉄筋比 $p = 0.03$
- ・コンクリートの弾性係数 $E_c = 3.0 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
- ・コンクリートの引張強度 $f_{ctm} = 2.0 \text{ N/mm}^2$
- ・コンクリートのひび割れ応力度 $\sigma_{cr} = 0.7 \cdot f_{ctm}$

他の鉄筋比についても計算したが、それによる曲線の変動は僅かであった。

今回、計算対象とした合成桁は主桁の桁高が低めであるため、床版の上、下縁の応力度で1:0.7程度の違いがあったが、図-4を適用するときの鉄筋のひずみは床版中央面の値を用い、それによって版厚全体のコンクリートが一様に剛性低下するとした。

なお、乾燥収縮 ϵ_s を含む荷重状態に対して図-4を適用する際、乾燥収縮によって発生する床版コンクリートと鉄筋の応力度をそれぞれ $\sigma_c^{(s)}$ 、 $\sigma_s^{(s)}$ とするとき、鉄筋の相対的な応力度の差 $\Delta\sigma = \sigma_c^{(s)} - \sigma_s^{(s)}$ に相当する鉄筋ひずみ分だけ図-4の横軸をシフトする必要がある。

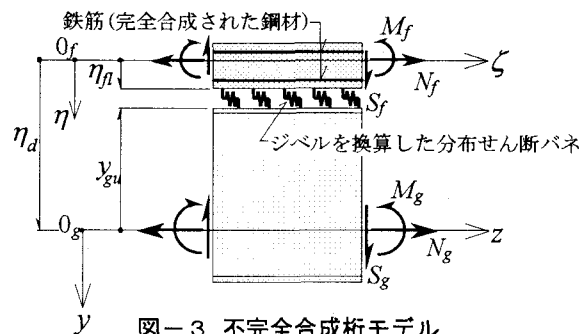


図-3 不完全合成桁モデル

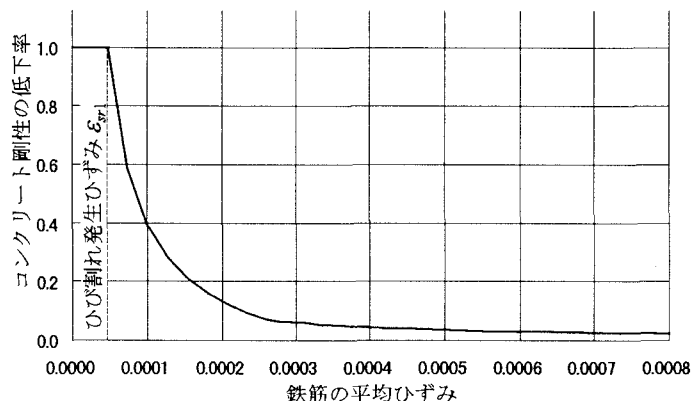


図-4 鉄筋の平均ひずみとコンクリートの軸剛性の低下率

2.3 計算対象の連続合成鉄桁

(1) 構造

図-5と6に解析対象とした2主鉄桁の3径間連続鋼合成桁の断面図と支間割りを示す。このうち今回の計算は車道側の主桁を対象とした。

主桁間の床版はI型鋼を橋軸方向に配置したI型鋼格子床版($t = 23.5 \text{ cm}$)で、張出部は鉄筋コンクリート床版である。

実施設計は10径間連続桁⁷⁾であったが、計算の省力化のため、今回の検討では3径間連続桁とした。これにより短期間で支間部と中間支点部の床版コンクリート打設が可能となるので、その間の材齢差は無視しうるものとした。また、床版の有効幅は端支間部のものを全長に用い、床版中の鋼材量は中間支点部の値($p = 0.03$)を全長に用いた。I型鋼の上面に更に縦、横に鉄筋を配筋しているので、鋼材量は一般の鉄筋コンクリート床版より多めである。

スタッド・ジベルは $\phi 22$ -6列を用いており、中間支点部の平均間隔は19cmであるので、文献8)~10)を参考にして換算せん断バネとして $k_d = 7.0 \text{ kN/mm}^2$ を用いた。

(2) 荷重

床版の応力に着目しているため、荷重としては後死荷重、活荷重および乾燥収縮を考慮した。活荷重は、中間支点の曲げモーメントが最大になる図-6の載荷状態とした。なお、クリープ応力は連続活荷重合成桁では影響

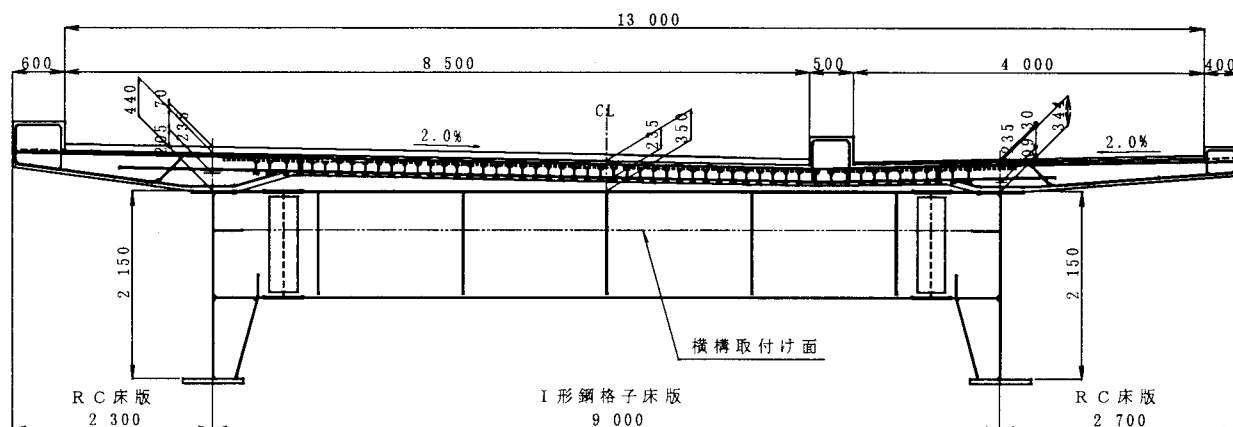


図-5 連続合成2主鉄桁橋

は小さいので省略した。

乾燥収縮の計算では遅れ弾性クリープを考慮した Trost の計算式を用いた。その際、CEB CODE¹¹⁾を参照して、乾燥収縮度は $\varepsilon_s = 2.1 \times 10^{-4}$ 、プレーンコンクリートに対するクリープ係数は $\phi_s = 3.3$ とし、リラクセーション係数は $\rho = 0.8$ を用いた。

2.4 その他

計算に際し、主桁の断面構成としては、表-1の等断面桁と変断面桁を考慮した。図-7に示すように、桁構成Iの等断面桁は実施設計の端支間部最大断面を全長にあてたケースであり、桁構成IIの変断面桁はそれに中間支点上の断面を挟み込んだケースである。中間支点部のひび割れによる剛性低下に関しては、何れのケースも有意な違いはなかったため、とくにことわらない限り、以下に示す結果は等断面桁のものである。

床版剛性の扱いとしては表-2の3ケースについて比較計算を行った。

道示IIでは合成桁に対して許容応力度の照査と降伏の照査を規定している。これらを荷重係数として表すと表-3となる。必要に応じてこれらの荷重係数を乗じた荷重に対する計算も行う。

ひび割れ位置は事前に特定できないため、中間支点部のひび割れが生ずると予想される区間では部材分割を5cmに細分し、その上で床版コンクリートの軸方向剛性が図-4の剛性低下率にのるように繰り返し収束計算を行なった。

以下に、その計算結果を示し、若干の考察を行う。

3. 計算結果と考察

3.1 床版コンクリートの剛性低下率

今回の計算では、活荷重が載らなければ床版にひび割れは発生しなかった。先に記した全荷重を載せた場合の床版コンクリートの剛性の低下状況を図-8に示す。両中間支点ともひび割れを起しており、荷重係数Bの計算の左側中間支点ではケース①の結果はほぼ②に近づく。

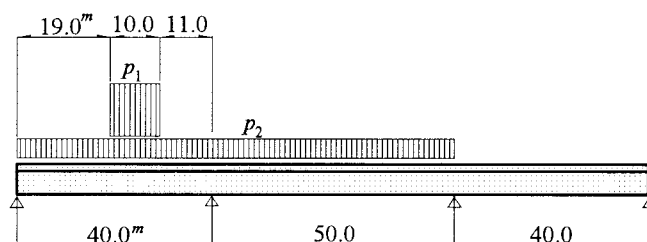


図-6 支間割りと活荷重状態

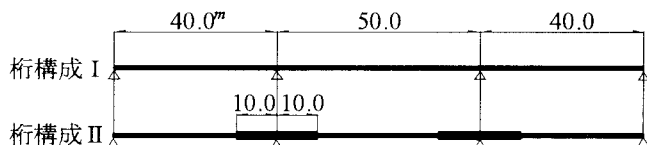


図-7 主桁の断面構成

表-1 桁構成に関する計算ケース

	主桁の断面構成
桁構成I	等断面桁
桁構成II	変断面桁

表-2 床版剛性の扱いに関する計算ケース

	床版コンクリートの軸方向剛性の取り扱い
①	引張域剛性により求めた断面剛性
②	中間支点を挟んだ0.15ℓ区間を無視
③	全長有効

表-3 荷重係数に関する計算ケース

	照査目的	荷重係数	
荷重係数A	許容応力度の照査	死荷重	1.0
		活荷重	1.0
		その他	1.0
荷重係数B	降伏の照査	死荷重	1.3
		活荷重	2.0
		その他	1.0

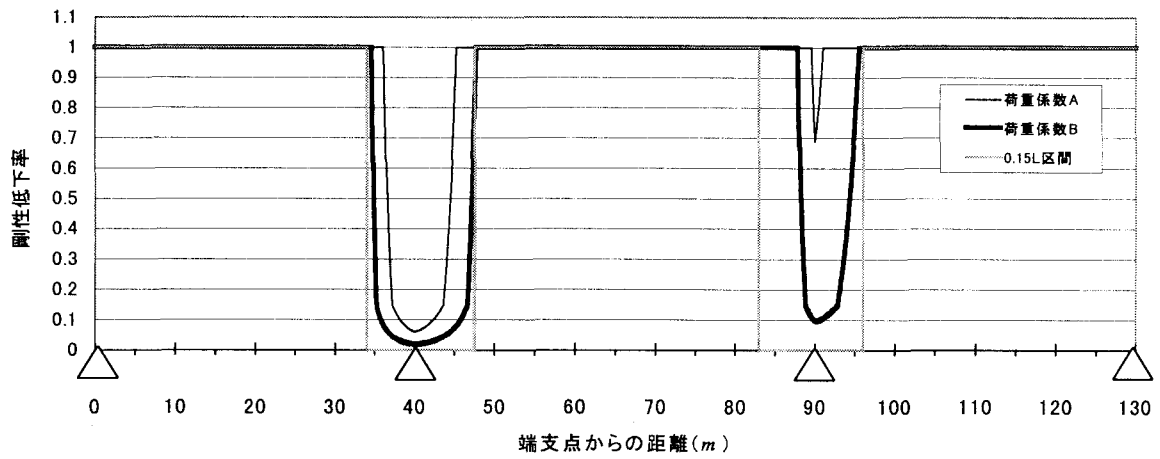


図-8 床版コンクリートの剛性低下分布

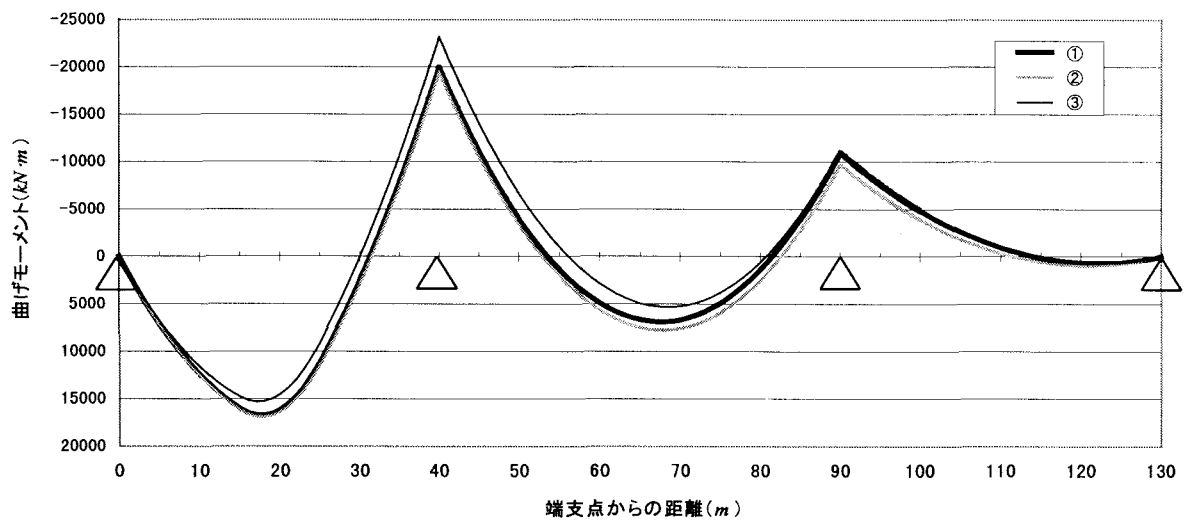


図-9 モーメント分布 (荷重係数B, 桁構成I)

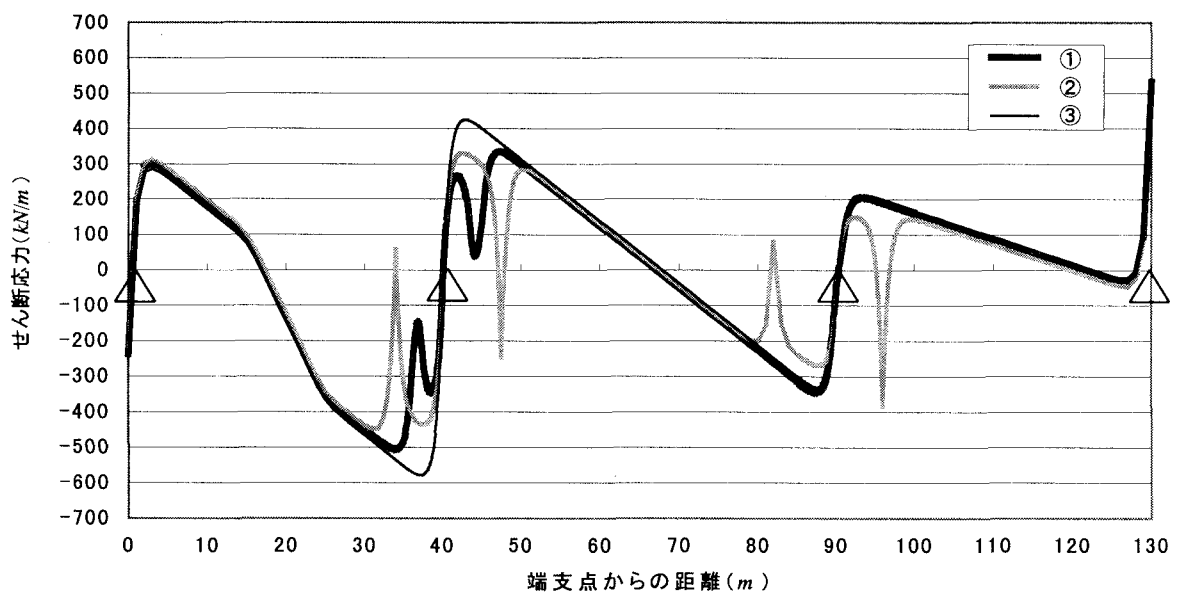


図-10 ずれ止めのせん断応力分布 (荷重係数A, 桁構成I)

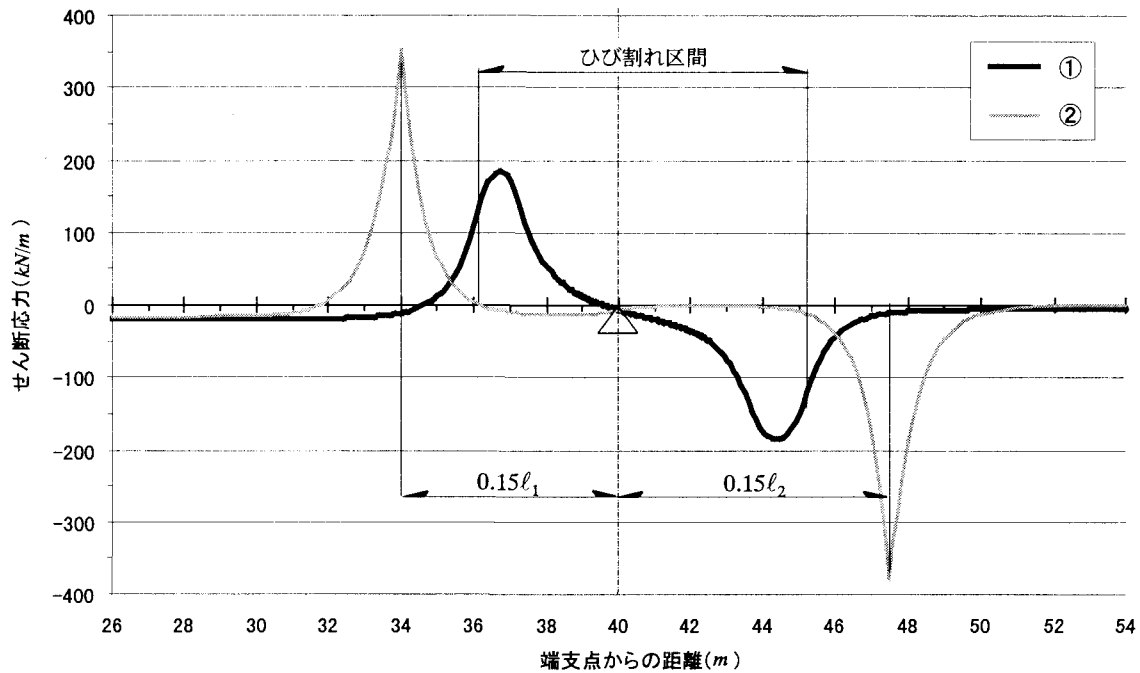


図-11 乾燥収縮によるずれ止めのせん断応力 (荷重係数 A, 桁構成 I)

また、この荷重係数 B に対する曲げモーメント分布を図-9に示すが、この場合も着目している左側の中間支点ではケース①と②の曲げモーメントはほぼ等しくなる。

ただし、本報告ではいずれの計算も処女状態での荷重載荷計算である。すなわち、事前に他の荷重でひび割れを起していることは考慮していない。したがって、他の荷重で右側中間支点部が事前により大きなひび割れ区間を生じていたとすると、その部分の剛性は無載荷状態でこの計算よりも低くなっているため多少の違いが現れるであろう。しかし、それはほとんど問題にならないであろうから、設計計算としてはケース②の床版コンクリート剛性を仮定して本例では問題はないと考える。

3.2 ずれ止めのせん断応力

荷重係数 A の場合のずれ止めのせん断応力分布を図-10に示す。床版の軸力がひび割れ発生点で急減するため、その近傍でずれ止めのせん断応力に変化が現れる。その主たるものは図-11の乾燥収縮による縦方向のせん断応力で発生する。しかし、中間支点部ではその乾燥収縮によるずれ止めの附加せん断応力は後死荷重や活荷重によるものを減じる方向に作用するため問題にならない。

ただし、今回計算を行わなかったが、床版の温度上昇によるずれ止めの附加せん断応力は乾燥収縮と反対方向に作用するので、注意が必要である。そこで図-11を用いて、乾燥収縮や温度差のような床版の短縮・伸張に伴うひび割れ発生点でのずれ止めのせん断応力を推定する方法を以下に示す。

完全合成桁でケース②の床版剛性を仮定すると、本例

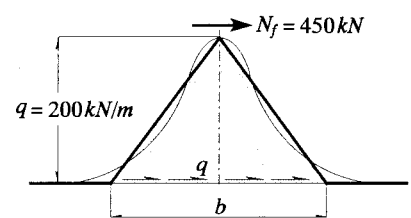


図-12 コンクリート剛性変化点でのずれ止めのせん断応力の仮定

の場合に中間支点から $0.15l$ の剛性変化点前後で床版軸力に $\Delta N_f = 450 \text{ kN}$ の変化が発生する。この軸力の変化に対応してずれ止めにせん断応力が働き、完全合成桁では剛性変化点 1 点でせん断応力の伝達を行う計算になる。しかし、実際はずれ止めは弾力的であること、および床版コンクリートの剛性変化には短いながら遷移区間があることなどから、図-11の①に実線で示す、ひび割れ発生点からピークがずれた山なりのせん断応力分布となる。そのピーク値(端支間側の値との差)は約 200 kN/m であるから、図-12の三角形分布と仮定すると、分布幅は $b=4.5 \text{ m}$ となる。

この分布幅はこの例題に限られるが、幾つかのパラメータで試算をすれば上記の結果に近い値で設計値が求められると想像する。さらに床版中での3次元的な応力の拡散を考慮すればより広い分布幅が求まるであろう。

また、本計算のような不完全合成桁として計算する場合も、ケース①の値はケース②の約 $1/2$ になることが図-11から判る。

ずれ止めのせん断応力の集中は、この他に主桁の断面変化点でも起きる。図-10は等断面(桁構成 I)の計算

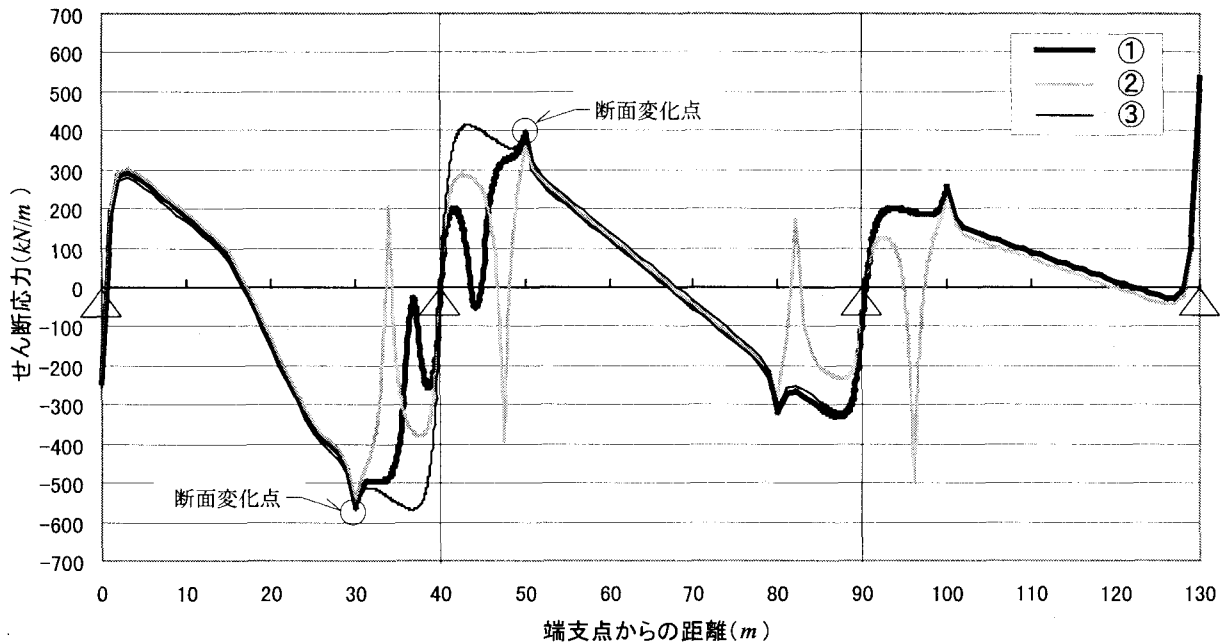


図-1 3 ずれ止めのせん断応力分布 (荷重係数 A, 桁構成Ⅱ)

であるが、変断面(桁構成Ⅱ)で計算したずれ止めのせん断応力分布を図-1 3 に示す。この計算例では、主桁の断面変化点で上フランジの板厚が $t=35\text{ mm}$ から $t=62\text{ mm}$ と大きく変化しているため目につくが、一般にはあまり問題にならないであろう。

4. まとめ

ただ 1 例の計算ではあるが、プレストレスをしない連続鋼合成桁の中間支点部のひび割れに伴うコンクリート剛性の低下に関して比較計算を行い、今後の指標を提示した。本報告で検討して得た内容は以下のようなものである。

- 1) 図-2 に示した、中間支点から $0.15l$ 区間の床版コンクリート剛性を無視するドイツ方式(ケース②)の設計計算法は我国においても妥当なものとする。
- 2) ドイツ方式を採用した場合、完全合成桁としても不完全合成桁としても、床版コンクリート剛性の急変点にずれ止めのせん断応力が集中する計算になるが、実際はより広い幅で分布するのでそれほどにはならない。本計算例では、その分布幅は図-1 2 の三角形分布と仮定して $b=4.5\text{ m}$ であった。
- 3) このような分布幅を考慮すれば、論理的な矛盾を含む文献 6) に依らずに、全ての荷重状態に対してドイツ方式の床版コンクリートの剛性分布を仮定しても設計計算上で不都合はなくなる。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，平成 8 年 12 月
- 2) A.Ghali, R.Favre 著，川上洵，樫福浄 訳：コンクリート構造物の応力と変形，技報堂，1995

- 3) Eurocode 4 (鋼コンクリート合成構造物の設計第 2 編・橋梁 1996 年版)
- 4) 関西道路研究会・道路橋調査研究委員会：合理的な中小スパン橋の建設に向けて，1998
- 5) R.Roik, G.Hanswille 著，伊藤鉦一，平城弘一 訳：合成桁におけるひび割れ幅の制限，橋梁と基礎，93-2
- 6) (社)日本橋梁建設協会：PC 床版を有すプレストレスしない連続合成桁設計要領(案)，平成 8 年 3 月
- 7) 高橋真太郎，倉方慶夫，松田浩：連続合成桁における鉄筋コンクリート床版の設計上の課題，第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，pp107-112，1998
- 8) 小松，佐々木：不完全合成桁の理論と近似解法について，土木学会論文報告集，第 329 号，pp.27-37，1983 年 1 月
- 9) 中原，栗田，中井，小深田：弾性合成桁橋の経時挙動評価，第 4 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.19-24，1999 年 11 月
- 10) 平城，松井，武藤：柔な合成作用に適するスタッドの開発，構造工学論文集，pp.1485-1496，1998 年 3 月
- 11) Comite Euro-international du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 Design Code , Thomas Telford