

# 連続多主桁橋の冗長性に及ぼす 床版・主桁間の合成効果に関する数値的検討

Numerical consideration on effect of composite action between slab and girders  
on redundancy of a continuous multi-girder steel bridge

竹田翼\*

Tsubasa TAKEDA

\*構造強度学研究室（指導教員：京谷孝史 教授，研究指導教員：斉木功 准教授）

For evaluating the load carrying capacity of bridges by the finite element analysis, connections between slabs and main girders are generally modeled as rigid even for bridges designed as non-composite. This modeling is supported by the measurement results that slabs and main girders deform as composite beams due to slab anchors and steel-concrete bonding under the design load condition. However, in the case of evaluating redundancy of bridges after damage, it can not be expected to exist composite action between slabs and main girders, unlike in intact case under the design load condition. This study evaluates the effect of modeling of connection between slabs and main girders on redundancy of a continuous multi-girder steel bridge through a series of nonlinear finite element analyses. As a result, we conclude that it is important to include the nonlinear behavior of slab anchors to the model of the connection for the redundancy analysis.

**Key Words:** continuous multi-girder steel bridge, redundancy, shear connectors, nonlinear finite element analysis

## 1. はじめに

橋梁の高齢化や老朽化が我が国では進んでおり、建設後50年を経過した橋梁の割合は現在で全体の25%、10年後には全体の50%になるといわれている<sup>1)</sup>。そのため、橋梁の部材損傷に対する構造の危険度や余耐力の評価、すなわち冗長性への関心が高まっている。トラス橋や少数主桁橋を対象とした冗長性に関する研究が先行して行われてきたが、多主桁橋はもともと冗長性が高い形式と考えられているため、研究事例が少ないのが現状である。しかし、多主桁橋は国内の橋梁の70%以上を占めており、損傷事例も数多く報告されていること、今後多くの既設橋梁の劣化や損傷の進行が予想されることから、多主桁橋についても冗長性の発揮メカニズムを明らかにする必要があると考えた。

非合成多主桁橋では床版と主桁のずれ止めにスラブアンカーが用いられることが多い。スラブアンカーは設計上は床版と主桁の合成効果は期待されていないが、少なくとも設計荷重レベルでは非合成桁であっても合成桁に近い挙動を示すことがこれまでに報告されている<sup>2)</sup>。そのため、数値モデル上、床版と主桁は剛結されることが多い。しかし、冗長性解析のような損傷を有する橋梁の余耐力を評価する場合に健全時の設計荷重レベルと同様の床版と主桁の一体化を必ずしも期待できず、剛結が適切なモデル化であるかは自明ではない。また、2017年改訂の道路橋示方書には、これまでの合成桁と非合成桁の区別を無くして、床版と主桁の合成作用を適切に考慮しなければならないことが明記された。従って、合成効

果を適切に考慮できる床版・主桁間のモデル化について検討する必要があると考えた。

本研究では、床版・主桁間のモデル化が異なる5つのモデルの数値解析を行い、その結果を比較することで合成効果が冗長性に及ぼす影響を考察する。

## 2. 解析手法

### (1) 有限要素モデル

実際に供用されている4径間連続非合成5主桁橋を解析対象とする。対象橋梁の一般図を図-1に示す。4つの径間を図の左側から第1～4径間と呼ぶ。橋軸方向の5つの支点を第1径間側からS1～S5と呼ぶ。対象橋梁の断面図を図-2に示す。5つの主桁を図の左側からG1～G5と呼ぶ。第4径間の横桁・対傾構・横構の配置を図-3に示す。横桁または対傾構の取付部を格点部と呼び、S5側の格点部からJ1～J7と呼ぶ。有限要素モデルには主桁・横桁・床版・補剛材は平面シェル要素、対傾構・横構は骨組要素を用いてモデル化し、幾何学的非線形性及び材料非線形性を考慮した。ただし、後述するように本研究では第4径間の主桁に生じる疲労亀裂を想定するため、第4径間のみ主桁と横桁のモデル化に平面シェル要素を用い、第4径間以外の主桁と横桁のモデル化には骨組要素を用いた。壁高欄・アスファルト舗装はモデル化せず、自重のみを考慮した。床版・主桁間の接合のモデル化については次節で詳細に記述する。鋼材のYoung係数及びPoisson比は道路橋示方書に従いそれぞれ200GPa、0.3とし、von Misesの降伏基準と線形等方硬化則を用い、弾塑性接線係数がYoung係数の

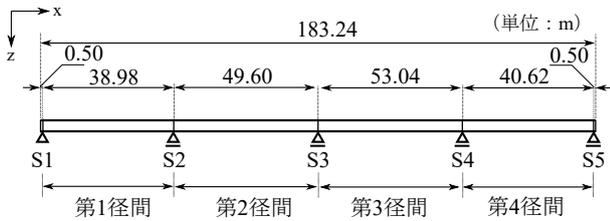


図-1 対象橋梁一般図

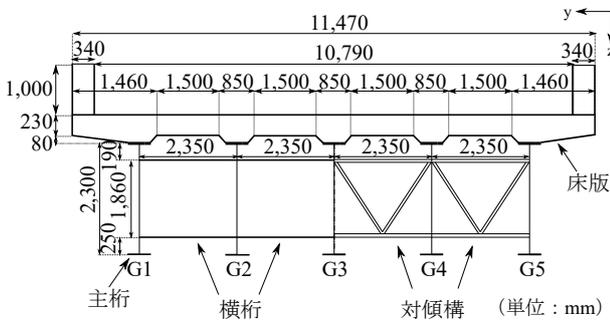


図-2 対象橋梁断面図

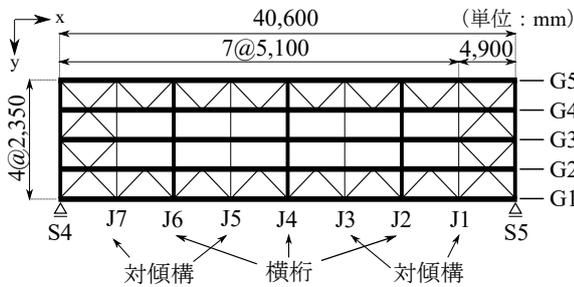


図-3 横桁・対傾構・横構の配置 (第4径間)

$10^{-2}$  倍になるように硬化係数を設定した。コンクリートの Young 係数及び Poisson 比は道路橋示方書に従いそれぞれ 23.5 GPa, 0.17 とし, Drucker-Prager の降伏基準に従う弾塑性体とし, 降伏応力は 21 MPa, 内部摩擦角は 45 度とした。要素分割は第 4 径間の主桁と横桁は 250 mm 程度とし, その他は 500 mm 程度とした。モデルの総要素数は 68,632, 総節点数は 49,065 となった。

## (2) 床版・主桁間のモデル化と合成効果

本研究で用いた 5 つのモデルの床版・主桁間のせん断力-ずれ変位関係を図-4 に示す。床版と主桁を剛結したモデルを完全合成モデルと呼ぶ。床版と主桁を線形ばね要素で接合し, スラブアンカーの押抜き試験結果より得られたスラブアンカーのせん断力-ずれ変位関係の初期剛性を水平 2 方向の剛性としたモデルを線形スラブアンカーモデルと呼ぶ。線形ばね要素の鉛直方向は剛結としている。スラブアンカーは実橋において 1 m 間隔で配置されているため, モデル上でもばね要素は橋軸方向に 1 m 間隔で配置している。線形ばね要素を非線形ばね要素に置き換え, スラブアンカーのせん断力-ずれ変位関係を押抜き試験結果を参考にしてトリリニア型の非線形弾性としたモデルを非線形スラブアンカーモデルと呼ぶ。図中の各勾配におけるスラブアンカーの状態をそ

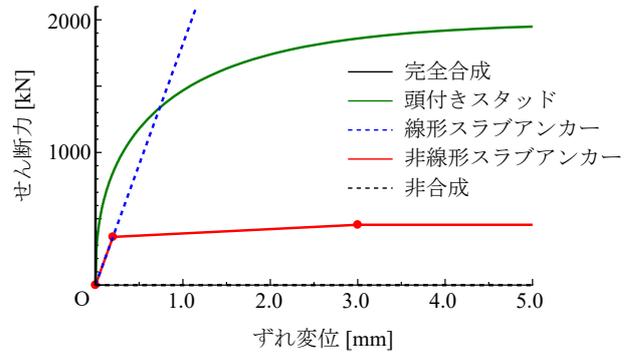


図-4 床版・主桁間のせん断力-ずれ変位関係

れぞれ弾性, 塑性硬化域, 最大せん断力と呼ぶ。頭付きスタッドの押抜き試験結果から回帰されたせん断力-ずれ変位関係を用いたモデルを頭付きスタッドモデルと呼ぶ。頭付きスタッドはスラブアンカーと比較すると密に配置されているが, モデル上では 1 m 間隔で配置した非線形ばね要素に対して, 1 m あたりに換算した頭付きスタッドのせん断力-ずれ変位関係を用いることでモデル化している。線形ばね要素の橋軸方向の剛性を  $10^{-4}$  倍することで合成効果を見逃したモデルを非合成モデルと呼ぶ。

## (3) 損傷および荷重の設定

外桁の端支点付近から疲労亀裂が進展した損傷を想定した。この損傷は, 実際に報告されている損傷事例のうち使用性の観点から危険度が高いとされている。有限要素モデルでは G1 桁の端支点 (S5) 付近の要素を橋軸方向に一要素分除去することで損傷を再現した。

主桁損傷部付近の床版は局所的な破壊が生じ, 床版としての機能が低下することが予想される。有限要素モデルによる破壊の表現は本研究の対象ではないため, 床版の要素をあらかじめ除去することで床版の損傷を再現した。また, 合成二主桁橋の場合は主桁損傷時に横桁や床版によって荷重が分配されることで冗長性が高められていることがこれまでに報告されている<sup>3)</sup>が, 非合成桁の場合は床版による荷重の分配が合成桁の場合と同様に行われるかは自明ではない。そこで本研究では, G1 桁と G2 桁の間の床版に対して損傷部から中間支点 (S4) までスリットを入れることで, G1 桁側の床版と G2 桁側の床版で力が伝達しないようにした。ただし, 床版による橋軸直角方向の拘束を考慮しない場合は主桁の横倒れが実際の橋梁よりも生じやすくなる。床版による橋軸直角方向の拘束は期待できると考え, スリット間を剛体要素で繋ぐことで床版による橋軸直角方向の力の伝達だけは行われるようにした。

荷重載荷方法は道路橋示方書に準じ, 死荷重と活荷重を与える。活荷重は図-5 に示すように主桁損傷部におけるせん断力が最大となるような載荷パターンとした。非線形解析を行うにあたり, 初めに死荷重 (D) を与え, 次に活荷重 (L) を漸増させて解析を行う。この時の活荷重 (L) に対する倍率を荷重パラメータ  $f$  と定

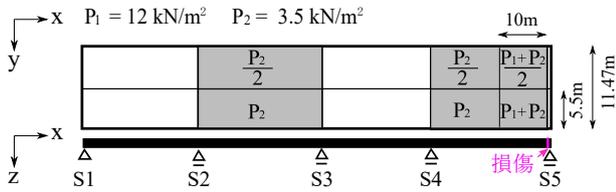


図-5 損傷と荷重パターン

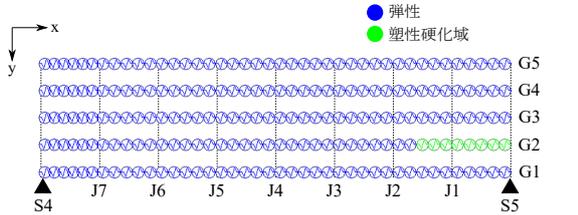


図-6 第4径間のスラブアンカーの状態 ( $f = 1.0$ )

義する。解析モデルに作用させる荷重の合計は  $D + f \cdot L$  となる。

### 3. 解析結果

#### (1) スラブアンカーの塑性化

非線形スラブアンカーモデルの第4径間における  $f = 1.0$  のスラブアンカーの状態を図-6に示す。非線形スラブアンカーが初めて塑性硬化域に達したのは  $f = 0.5$  であり、 $f = 1.0$  ではG2桁の約8mの範囲でスラブアンカーが塑性硬化域に達している。損傷桁であるG1桁のスラブアンカーは  $f = 1.0$  では全て弾性状態である。

#### (2) 使用性に関する冗長性

損傷桁は張り出し梁のような変形となり、損傷部先端と端支点部で段差が生じる。段差に関して、常田ら<sup>4)</sup>は一般車両の徐行速度(時速20km程度)では100mmが通行可能な段差の上限値である報告している。これをふまえて、本研究では損傷部先端のたわみ100mmを使用限界と定めた。損傷部先端における荷重-たわみ関係を図-7に示す。使用限界に達する荷重パラメータ  $f_f$  は完全合成モデルが  $f_f = 1.15$ 、非線形スラブアンカーモデルが  $f_f = 1.04$ 、非合成モデルが  $f_f = 0.32$  であった。完全合成モデルに対して非線形スラブアンカーモデルは10%、非合成モデルは72%使用限界荷重が小さい。

#### (3) 安全性に関する冗長性

主桁に生じる橋軸方向応力は、G2桁下フランジの格点部J2においてモデル内で最大となった。本研究では主桁に生じる相当塑性ひずみ2%を安全性に関する限界値と考え、終局限界と呼ぶ。G2桁下フランジにおける荷重-相当塑性ひずみ関係を図-8に示す。初期降伏時の荷重パラメータ  $f_y$  は完全合成モデルと非線形スラブアンカーモデルでそれぞれ  $f_y = 1.65$ 、 $f_y = 1.62$  でその差はわずか1.8%であったが、初期降伏後の荷重段階では非線形スラブアンカーモデルは荷重の増加とともに完全合成モデルとの差が大きくなる傾向にある。終局限界に達する荷重パラメータ  $f_u$  は完全合成モデルが  $f_u = 5.48$ 、非線形スラブアンカーモデルが  $f_u = 4.90$ 、非合成モデ

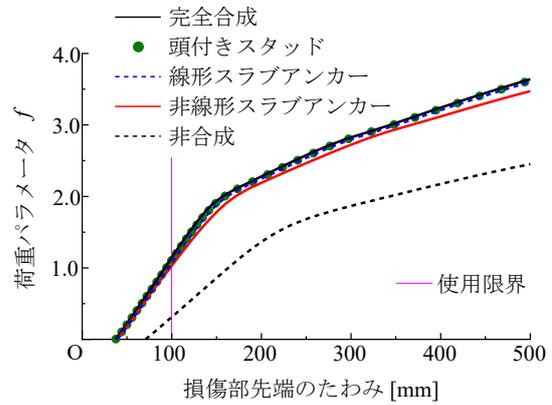


図-7 損傷部先端における荷重-たわみ関係

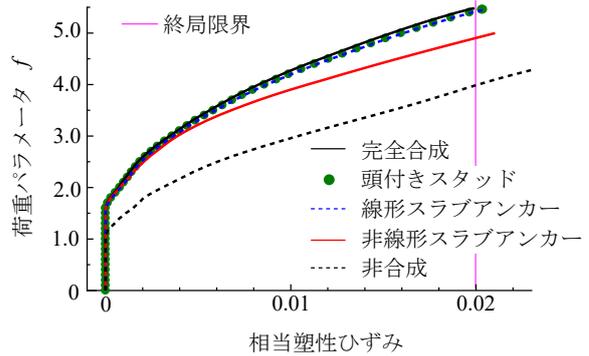


図-8 G2桁下フランジにおける荷重-相当塑性ひずみ関係

ルが  $f_u = 3.96$  であった。完全合成モデルに対して非線形スラブアンカーモデルは11%、非合成モデルは28%終局限界荷重が小さい。

#### (4) 径間数の異なる多主桁橋の冗長性評価

径間数の異なる5主桁橋の有限要素解析を行い、径間数と冗長性について考察する。3, 2径間モデルおよび単純桁モデルの一般図と荷重荷重位置を図-9に示す。前述の4径間モデルを含めた4つのモデルは径間数のみが異なり、径間数以外の主桁の断面寸法や幅員などは変更していない。

4径間モデルの主桁に生じる橋軸方向応力はG2桁下フランジの格点部J2においてモデル内で最大となり、他の3つのモデルでも端径間の同じ位置でモデル内で最大となった。 $f = 1.0$  で主桁に生じる橋軸方向最大応力を表-1に示す。連続桁である4, 3, 2径間モデルを比較すると、健全時も損傷時も4%程度の差であった。一方で単純桁は連続桁と比較して健全時で62%、損傷時で35%大きな応力が生じた。

連続桁は中間支点部が負曲げになることによって径間中央の正曲げを低減できる構造形式である。このことから、第4径間は中間支点部(S4)で第1~3径間によって回転が弾性拘束される単純桁と考えることができる。この拘束の大きさを回転剛性と呼び、第1~3径間の構造を取り出して中間支点部(S4)に単位の回転角を与えた時の回転反力を求めることで回転剛性を評価する。2, 3径間モデルについても同様の方法で回転剛性を求

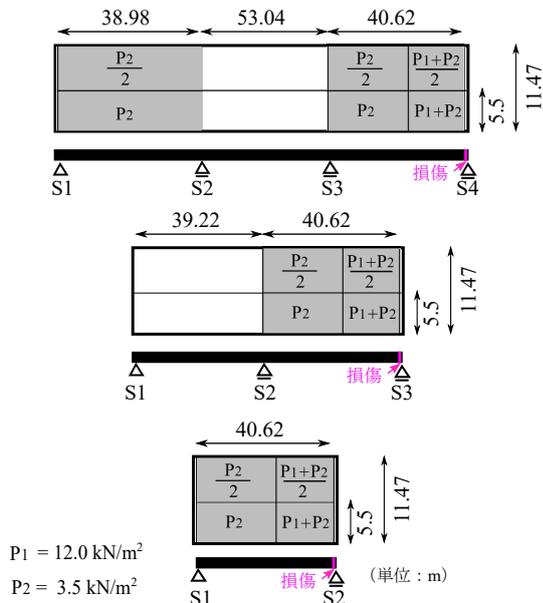


図-9 一般図および活荷重載荷位置

め、4径間モデルの値で基準化した回転剛性を回転剛性比と呼び、表-2に示す。4径間モデルと3径間モデルでは、径間数が異なっても回転剛性比は0.6%しか変化していない。2径間モデルは回転剛性比が16.5%小さくなっているが、これは図-9に示したように2径間モデルは径間が13.82m(26%)短くなっていることによるものと考えられる。

4つのモデルでの各限界状態に達する荷重パラメータを表-3に示す。3径間モデルは4径間モデルよりも使用限界と終局限界ともに1%程度大きい。これは3径間モデルの回転剛性比が4径間モデルよりも1%程度大きいためであると考えられる。一方で2径間モデルは回転剛性比が大きいにもかかわらず使用限界に達する $f_i$ とG2桁初期降伏に達する $f_y$ の値は小さくなっている。連続桁の端径間に着目した場合、隣接径間の死荷重によって端径間に作用する正曲げは低減すると考えられる。2径間モデルは隣接径間が他のモデルよりも短いため、死荷重によって正曲げが低減する効果が小さかったと考えられる。単純桁は回転剛性がゼロであるため、単純桁の使用限界荷重は連続桁の50%程度であり、終局限界荷重は連続桁より28%小さい。

以上より、径間数が異なっても連続多主桁橋は同程度の冗長性を有しており、これは中間支点部の回転剛性が同程度であることに起因すると考えられる。連続桁の崩壊メカニズムは径間中央や中間支点部が塑性ヒンジとなる局所的なものであり、径間数が増加し不静定次数が大きくなることの冗長性への寄与は限定的であるといえる。

#### 4. まとめ

- 冗長性評価のための数値モデルではスラブアンカーの非線形特性をモデル化することが重要である。スラブアンカーの非線形特性をモデル化した場合は、

表-1 主桁に生じる橋軸方向最大応力 ( $f = 1.0$ )

	4径間	3径間	2径間	単純桁
健全時	119	118	121	197
損傷時	266	263	268	355

[単位: MPa]

表-2 連続桁の中間支点部における回転剛性比

モデル	中間支点部	回転剛性比
4径間	S4	1.000
3径間	S3	1.006
2径間	S2	1.165

表-3 各限界状態に達する荷重パラメータ $f$

	4径間	3径間	2径間	単純桁
使用限界	1.04	1.05	1.02	0.51
G2桁初期降伏	1.62	1.64	1.63	0.95
終局限界 (G2桁)	4.90	4.95	5.00	3.61

床版・主桁間を完全合成とした場合と比較して使用限界荷重が10%、終局限界荷重が11%小さくなる。

- 頭付きスタッドによる合成やスラブアンカーの初期剛性のみを考慮した合成のモデル化は、冗長性を議論する荷重レベルにおいても完全合成とみなすことができる。
- 非合成桁の設計上の仮定を冗長性解析の床版・主桁間のモデル化に用いると、完全合成の場合と比較して使用限界荷重が72%、終局限界荷重が28%小さくなることから、過度に安全側の評価を与えるといえる。
- 連続多主桁橋は局所的な崩壊メカニズムとなるため、径間数が異なっても同程度の冗長性を有している。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省：老朽化の現状・老朽化対策の課題，2018。  
<http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/torikumi.pdf>
- 2) 中島章典，溝江慶久：活荷重レベルにおける連続非合成桁橋の挙動に関する一考察，土木学会論文集，No.626/I-48，pp.163-172，1999。
- 3) 橋吉宏，辻角学，越後滋，高橋昭一，三木千壽：主桁損傷を受けた2主桁橋の残存耐力に関する考察，土木学会論文集，No.647/I-51，pp.241-251，2004。
- 4) 常田賢一，小田和広，中平明憲，林健二，依藤光代：段差走行実験に基づく地震時の道路の性能評価および交通運用，地震工学論文集，pp.596-604，2007。

(2019年2月1日提出)