線形解析によるトラス橋のリダンダンシー評価に関するケーススタディ

CASE STUDY OF STRUCTURAL REDUNDANCY EVALUATION USING METHOD OF LINEAR ANALYSIS FOR STEEL TRUSS BRIDGES

岩崎英治* Eiji IWASAKI

ABSTRACT The structural redundancy for steel truss bridge is important work for carrying a suitable maintenance approach after I-35W steel deck truss bridge over Mississippi River in Minneapolis USA catastrophically collapsed on 2007. A few damaged steel truss bridges a diagonal member of which was broken by corrosion were found the same time in Japan. Fortunately, these bridges did not collapse because of broken diagonal member was not critical that was called as fracture critical member. Therefore, it is important that fracture critical member is found. In this paper, structural redundancy evaluation for steel truss bridges is presented by case study for through type, deck type and Gerber type truss bridges. KEYWORDS: 鋼トラス橋, 構造リダンダンシー,線形解析

steel truss bridge, structural redundancy, linear analysis

1. まえがき

国内の社会基盤構造物は,高度経済成長期に大量に建設された。道路橋では,支間が15m以上のものは,国内に14万橋以上あり,この時期に建設されたものは全体の約35%に上る。これらの社会基盤構造物は建設後40年以上が経過しており,補修・補強費用は確実に増加していくことが予想される。2007年8月に,米国ミネソタ州で発生した橋梁部材の破断によるトラス橋の落橋事故,国内では,木曽川大橋,本荘大橋の斜材が破断するといった問題が発生している。このような社会基盤構造物の劣化に伴う問題が多くなってきており,対策が必要となっている。

米国ミネソタ州のトラス橋は、部材が破断したことで崩壊したが、木曽川大橋、本荘大橋では部材 が破断したが、崩壊までには至っていない。この違いを明らかにするためにリダンダンシー解析が行 われている。構造リダンダンシーとは、橋梁のある部材が破断したとしても、その他の部材が破断し た部材の断面力を負担することで橋梁全体の崩壊に至らないことである。米国では、鋼トラス橋のリ ダンダンシー解析が一般的に行われている。それにもかかわらず、こういった事故が発生している。 リダンダンシー解析を行う際の前提条件の一つである実橋の状態を正確に再現することの難しさがあ る。一方で、リダンダンシー解析そのものの精度が十分ではないということもある。この実橋のモデ ル化とリダンダンシー解析の信頼性を向上できれば、崩落事故などを防ぐ手がかりに成り得ると考え られる。また、これは維持管理にも役立つと考えられるので、社会基盤構造物の劣化に伴う問題の対 策となり得る。

そこで、本文は線形解析によるリダンダンシー評価の詳細を紹介し、ケーススタディとして、上路 式トラス橋、下路式トラス橋とゲルバートラス橋を対象に、線形リダンダンシー解析を行い、部材破

*工博 長岡技術科学大学 環境・建設系 教授(〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町1603-1)

断後の部材照査結果,およびその部材が破断すると橋梁の崩壊につながる FCM(Fracture Critical Member)の同定結果を紹介する。

2. 線形解析によるリダンダンシー評価

2.1 構造解析の手順

線形解析によるリダンダンシー評価では,部材が破断したと仮定し,その部材に生じていた断面力 を開放した後の他の部材の断面力を,線形解析により算出して,各部材の断面力とその部材の強度の 比較から,各部材の終局状態を判定する。そして,部材が破断したときに,他の部材の少なくとも1 部材が終局状態と判定された場合には,連鎖的に終局部材が増えていく可能性があるため,その破断 部材は,橋梁が崩壊に至るクリティカルな部材(FCM)と考えることとする。



図-2 解析モデルの例

線形解析によるリダンダンシー評価を行うときの手順を,以下に示す³⁾。

- ステップ1. 実際の架設手順に準拠するように構造モデルを組み立てるべきであるが、ここでは、初めに、主構からなる構造系が立体的な状態を保持できるように、対傾構、橋門構および横構からなる構造モデルを作り、この構造系に死荷重を作用させて構造計算を行う(図-1(a))。
- ステップ 2. 次に、上述の荷重の作用と断面力の生じている構造モデルに、床版、床組を追加して、 活荷重を載荷する。このとき、活荷重は、破断想定部材の断面力が最大となるような位置に、影 響線等を考慮して載荷する(図-1(b))。

ステップ3. 次に、ステップ2までの荷重の作用と断面力の生じている構造モデルから、破断想定部

材を除いて、この部材に生じていた断面力を開放するために、逆方向の荷重を作用させる。この とき、部材の破断が短時間に発生することによる動的な効果を考慮するために、解放力には、部 材破断による衝撃係数を含める(図-1(c))。

ステップ 4. 最後に, ステップ 3 の状態の部材の断面力と部材の強度の比較から, それぞれの部材の 照査を行う(図-1(d))。

図-2に例として、この手順により、吊径間の斜材が破断したと想定したときの状況を示す。

2.2 活荷重

部材の破断や座屈の生じる原因には,疲労や腐食による有効断面の減少や車両衝突などのアクシデ ントなど種々のものが考えられる。疲労や腐食が原因の場合には,破断想定部材の断面力が最大にな るような活荷重載荷のときに破断が生じる可能性が高くなる。

活荷重の大きさは,設計時に使用する道路橋示方書などの荷重は過剰であり,リダンダンシー評価 の際には,可能であれば,実荷重を元に決めるべきである。しかし,交通量の把握や渋滞を模擬した 交通流シミュレーションなどが必要になり,非常に煩雑な作業になる。

大型車混入率を種々変えたシミュレーションにより,道路橋示方書のB活荷重の50%の荷重は,大型車混入率60%程度に相当することから,本文では,B活荷重の50%程度の値を活荷重として使用する。

2.3 部材破断に伴う動的効果

部材の破断や座屈により、部材に生じていた断面力が瞬間的に解放されると、動的効果により、生じていた断面力より大きな力が瞬間的に発生する。このときの解放力と部材に生じていた断面力の比を部材破断による衝撃係数*i*_Fとする。破断前に部材に生じていた断面力と衝撃係数の積により解放力Fを表して、動的な効果を考慮することとする。



疲労や腐食により,有効断面が徐々に減少して,ある限界点に達すると,急激に破断は生じる。このときの部材に作用している断面力*S*は図-3(a)のように破断発生後は,短時間の間に振動しながら減少すると考えられる。また,車両衝突のようなアクシデントにより,部材が塑性座屈を生じる場合には,部材耐力が大きく減少する。このときのその部材の断面力は,図-3(b)のように変化すると考えられる。

これらの現象を正確に考慮することは困難なことから、以下のように単純化する。

引張力の作用している部材が破断する場合には、破断した瞬間に、解放力が作用する1自由度系の 振動を考え、変位uあるいは復元力kuの最大値と、動的効果の無いときの変位あるいは復元力の比を 衝撃係数 i_F とする。振動系に減衰が無い場合には $i_F = 2$ となる。本文では、h = 0.05の減衰を仮定して、 そのときの衝撃係数 $i_F = 1.854$ を用いることとする²⁾。

次に, 圧縮部材が車両の衝突等により塑性座屈したときには, 座屈後も若干の耐力が見込まれ, 断面力がすべて解放されることはないと考えられる。このときにも動的な効果は生じるが, もともと生じていた断面力より大きな解放力にはならないと考えて, $i_F = 1$ と仮定する。

2.4 部材照查

各部材の照査は,橋梁崩壊への影響度が高いと考えられる主構について行い,横構,橋門構,対傾 構,床組は検討の対象から除外する。

部材照査は、以下の算定式により得られる照査指標Rを用いて、 $R \ge 1$ の場合に、その部材は終局に 達したものと判断する。

(1) 軸力が引張の場合

軸力が引張の場合は、軸力と 2 軸曲げが作用する場合の相関強度式を用いて、*R* = 1において全塑 性となる状態を、終局状態と仮定する。

$$R = \frac{N}{N_p} + \left(\frac{M}{M_p}\right)_{in} + \left(\frac{M}{M_p}\right)_{out} \tag{1}$$

ここで、添え字 in は主構面内, out は主構面外を表す。また、NとMはそれぞれ作用軸力と作用曲げ モーメント、N_pとM_pは全塑性軸力、全塑性曲げモーメントである。

(2) 軸力が圧縮の場合

軸力が圧縮の場合は、軸力と 2 軸曲げが作用する場合の相関強度式を用いて、*R* = 1において全塑性となる状態を、終局状態と仮定する。

$$R = \frac{P}{P_u} + \left(\frac{1}{1 - \frac{P}{0.8P_E}} \frac{M_{eq}}{M_P}\right)_{in} + \left(\frac{1}{1 - \frac{P}{0.8P_E}} \frac{M_{eq}}{M_p}\right)_{out}$$
(2)

ここで、 P_u は道路橋示方書に基づく座屈を考慮した終局圧縮強度、 P_E はオイラー座屈強度、Pは軸圧縮力、 M_{eq} は換算曲げモーメントである。

格点間で曲げモーメントが直線的に変化することから、次式の道路橋示方書の換算曲げモーメント を用いる。

$$M_{eq} = \max(0.6M_1 + 0.4M_2, 0.4M_1) \tag{3}$$

ただし、M₁とM₂は部材端の曲げモーメントであり、絶対値の大きい方をM₁とする。

座屈を考慮した終局圧縮強度 P_u は、その部材の断面積と道路橋示方書に示された座屈を考慮した許容応力 σ_{ca} に安全率を乗じた値とする。また、 P_E を算出するときの有効座屈長は、道路橋示方書の規定に準拠するものとする。

2.5 構造のモデル化⁵⁾

(1) 主構・二次部材

トラスの弦材,斜材,鉛直材等の線材は,骨組要素でモデル化する。床組や横構なども骨組要素で モデル化し,各部材の重心位置を忠実に再現するために,それぞれの部材の重心位置に剛体要素,オ フセット要素,あるいは高い剛性を与えた骨組要素を挿入する。

(2) トラス格点部

格点部のモデル化は、斜材を剛結とする方法とピン結合とする方法が考えられる。健全状態でのト ラス構造では、斜材にはほとんど曲げモーメントが作用しないために、どちらのモデル化を用いても 大差はないと考えられる。しかし、部材が破断した場合には、破断部材近傍はトラス構造ではないた めに、格点部には大きな曲げモーメントが生じる。そのために、ガセットプレート近傍に局部座屈が 発生したり、塑性ヒンジが形成されるなどして、実際の結合条件は、ピン結合と剛結合の中間的な状 態にあると考えられる。線形解析によるリダンダンシー評価に、この効果を含めることは困難なこと と、各部材の軸力と曲げモーメントで部材照査を行うことから、格点部は剛結として扱う。

(3) 床版

主構の片方の構面の部材が破断すると、ねじれ変形が生じて、床版内の橋軸方向応力は橋軸直角方 向に大きく変化する。これを考慮するために床版は2次元的な広がりをもったシェル要素でモデル化 する。部材破断によって、床版には大きな引張応力が作用する場合が考えられるが、線形解析では大 きな引張力によるひび割れに伴う剛性低下を考慮できない。そのため、事前の解析により、床版に発 生する応力レベルとその広がりに応じて、床板の剛性低下を考慮することが望ましいが、本文では、 床版の剛性低下は考慮しない。

(4) ずれ止め

床版と主構,床組が非合成として設計されても,実橋はスラブアンカー等で結合され,合成作用が 期待できることから,合成効果を反映したモデル化が望ましい。本文ではスラブアンカーを線形バネ で表現するのではなく,床版と床組を剛結によりモデル化する。

(5) 支承・伸縮装置

可動支承などは,建設後の経年による腐食等により変位や回転が拘束され,設計時とは異なる状態 になっているものもある。同様に,伸縮装置も遊間が確保されなくなっているものがある。これらの ことから,実橋の支承と伸縮装置の機能を確認して,モデル化に反映する必要がある。ただし,以降 のケーススタディでは,設計時の状態でモデル化を行う。

3. ケーススタディ1: 下路トラス橋

1973年に林道に建設された図-5のような下路式単径間ワーレントラス橋の設計資料を基にした線 形解析によるリダンダンシー評価の事例を示す。この橋梁は1971年の道路橋示方書に基づいて,一等橋(TL-20)として設計されている。本文でのリダンダンシー評価では,現在の道路橋示方書のB活荷重 を元にして,この50%の荷重を載荷する。



図-5 下路トラス橋



図-6 斜材が破断する前後の各部材の照査指標R

図-6 に支点付近の斜材が破断する前と後の主構の照査結果として,照査指標Rを示している。破断 を想定する部材と反対側の主構面の斜材と,破断部材と同じ主構面の斜材の3部材でRが1を超える。 破断部材と同じ主構面の橋端の斜材のR値の内,軸力に関する項のR値は隣接の斜材と同程度の値になっているが,この斜材には大きな曲げモーメントが生じたために,R値が1を超えている。



図-7 部材が破断した時の照査指標Rの最大値とR≥1になる部材数

FCM を同定するために,破断想定部材を変えて線形解析によるリダンダンシー評価を行った結果を 図-7 に示す。図中の部材近くの数字は,その部材が破断した時に,他の部材に生じるRの最大値を示 し,カッコ内の数字はR≥1となる部材数を表している。これより,支点付近の斜材はFCMの候補にな り,支間中央付近の斜材の破断では,Rの最大値は小さくなっていることが分かる。Rの最大値が1を 超える上弦材はないが,1に近い値になっていることから,FCMの可能性も排除できない。一方,下弦 材が破断した時のRの最大値は0.6から0.7程度に留まり,FCMの可能性は低い。これは,下弦材が破 断しても、床組や床版が力を伝達するためであり、下路式トラス橋の一般的な傾向である。

4. ケーススタディ 2: 上路トラス橋

1969 年に建設された図-8 のような上路式単径間ワーレントラス橋の設計資料を基にした線形解析 によるリダンダンシー評価の事例を示す。この橋梁も一等橋(TL-20)として設計されている。本文での リダンダンシー評価では,現在の道路橋示方書のB活荷重を元にして,この50%の荷重を載荷する。





図-10部材が破断した時の照査指標Rの最大値とR≥1になる部材数

図-9に、下弦材の支間中央部の部材が破断する前後の主構の照査結果として、各部材の照査指標Rを示している。破断部材に隣接する斜材でR = 2.16の大きな値になっている。また、破断を想定する部材のある主構面とは逆の主構に、Rが1を超える部材が多数発生している。

FCM を同定するために,破断想定部材を変えて線形解析によるリダンダンシー評価を行った結果を 図-10 に示す。図中の部材の付近の数字は,その部材が破断した時に,他の部材のRの最大値を示し, カッコ内の数字はR≥1となる部材数を表している。これより,支点付近の斜材は FCM の候補になり, 支間中央付近の斜材ほど,Rの最大値は小さくなっていることが分かる。Rの最大値が1を超える上弦 材はない。床組や床版が力を伝達するため,前述の下路式トラス橋に比べて,上弦材が破断した時のR の最大値は小さくなっている。一方,下弦材が破断した時には,R の最大値は1を超え,多数の部材 が FCM の候補になる。

5. ケーススタディ3: ゲルバートラス橋

5.1 対象橋梁の概要

ゲルバー形式の鋼トラス橋のリダンダンシー評価の事例として,1937年に建設された13径間のゲルバートラス橋(図-11)の構造諸元を参考に,図-12のような5径間のゲルバートラス橋のリダンダンシー評価事例を紹介する。



図-11 対象橋梁





図-13 にゲルバー部を示す。図(a)のように、吊径間側の上弦材と斜材の接合部を、定着径間側の鉛 直材の2枚のガセットプレート間で、ゲルバー支承によって支持している。下弦材側は図(b)のように、 吊径間側と定着径間側の下弦材をゲルバーピンにより接合している。吊径間の両側のゲルバー支承は、 図-12 に示しているように、一端はヒンジ支承、他端はローラ支承になっている。下弦材側のゲルバ ー支承では、吊径間側の長円孔に、ゲルバーピンを通す構造により水平変位を非拘束としている。



図-13 ゲルバー支承

5.2 リダンダンシー解析結果

以下の4ケースの部材破断について、線形リダンダンシー解析結果を示す。

- 1. 定着径間の上弦材が破断した場合(図-14)
- 2. 定着径間の斜材が破断した場合(図-15)
- 3. 吊径間の斜材が破断した場合(図-16)
- 4. 複定着径間の斜材が破断した場合(図-17)

また,最後に破断想定部材を変えて線形リダンダンシー解析を行い,FCMの同定結果を示す。



(1) 定着径間の上弦材が破断した場合

図-14 定着径間の上弦材が破断した時に、R≥1になる部材と支点反力

図-14 に定着径間の上弦材が破断した後の照査指標Rが1を超えた部材と支点反力, ゲルバー支点の反力を, それぞれの主構面について示している。ゲルバー支承部の反力は支承を圧縮する, または吊径間と定着径間が接近するような方向の反力を圧縮, 逆を引張として示している。9部材でRが1を超え, 破断した部材と反対側の主構のゲルバー支承付近の斜材で, Rは最大になり, その値は1.52 である。また, 部材破断により反力が不均衡になり, P1橋脚の支承には, 1920kNの水平反力が生じている。これは, 地震時の設計水平反力を超えている。また, ゲルバー支承の水平反力も地震時の設計水平反力の1.5倍の水平力が作用していることから, ストッパーの破損等が懸念される。

(2) 定着径間の斜材が破断した場合

図-15に定着径間の斜材が破断した後の結果を示す。6部材でRが1を超え、破断した斜材の隣の垂

直材でRは最大になり、その値は 1.75 である。P1 橋脚上の支承の水平反力は大きく、地震時の設計水 平反力を超えている。ただし、ゲルバー支承の反力は設計値以内に収まっている。



図-15 定着径間の斜材が破断した時に、R≥1になる部材と支点反力

(3) 吊径間の斜材が破断した場合



図-16 吊径間の斜材が破断した時に、R≥1になる部材と支点反力

図-16に吊径間の斜材が破断した後の結果を示す。3部材でRが1を超え,破断した斜材の隣の斜材でRは最大になり,その値は1.34である。ゲルバー支承部の反力は設計値を超え,上揚力が560kNになり設計値を大きく超えている。これより,ゲルバー支承のサイドブロック,ストッパーの破損の恐れがある。

(4) 複定着径間の斜材が破断した場合



図-17 複定着径間の斜材が破断した時に、R≥1になる部材と支点反力

図-17 に複定着径間の斜材が破断した後の結果を示す。4 部材でRが1を超え,破断した部材の隣の 垂直材でRは最大になり,その値は1.29 である。

(5) FCM の同定



図-18 部材が破断した時のRの最大値とR≥1の部材数

図-18 に, 個々の部材が破断した時に, Rの最大値とカッコ内にRが1を超える部材数を示す。数値の記されていない部材は, その部材が破断しても他の部材はRが1を超えないことを表している。数値の記されている部材は FCM の候補である。これより, FCM について以下のことが分かる。

- 下弦材は FCM の可能性は低い。
- 支承付近と定着径間の支間中央付近の上弦材は FCM の可能性が高い。
- 支承付近の斜材は FCM の可能性が高い。
- 支承直上の垂直材は FCM の可能性が高い。

6. まとめ

本文では、下路式、上路式とゲルバー形式のトラス橋を対象にして、線形解析によるリダンダンシー評価を行った。線形解析では降伏や座屈を超える応力が生じるために、部材照査には断面力と塑性時の断面力、あるいは座屈強度との比で定義されるRにより部材照査を行い、どこかの部材が破断した時に残りの部材のRが1を超える場合には、連鎖的に破壊が進行する可能性があり、リダンダンシーの低い構造と考えられる。

非線形解析によるリダンダンシー評価に比べて,信頼性に劣る懸念があるが,解析が簡便なことから,すべての部材を破壊想定部材としてリダンダンシー評価を行うことができる利点がある。線形解析と非線形解析によるリダンダンシー評価の位置付けは,今後,検討する必要があるが,線形解析により FCM と想定される部材を見積っておき,詳細については非線形解析によって,FCM 部材の精査を行うなどの使い分けが考えられる。

参考文献

1) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説,I共通編,II 鋼橋編,2012.3

2) URS corporation: Fatigue evaluation and redundancy analysis, Bridge No.9340, I-35W over Mississippi river, Draft report, 2006

3) 永谷秀樹,明石直光,松田岳憲,安田昌宏,石井博典,宮森雅之,小幡泰弘,平山博,奥井義昭: 我国の鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー解析の検討,土木学会論文集 A, Vol.65, No2, pp.410-425, 2009.5. 4) 舘石和雄,阿部雅人,奥井義昭,山口栄輝,山口隆司:鋼トラス橋のリダンダンシー評価手法の開 発と合理的維持管理への適用 一鋼トラス橋のリダンダンシー評価ガイドライン(案)-,日本鉄鋼連 盟 鋼構造研究・教育助成事業報告書,2010.6.

5) 山口栄輝,山田啓太,高間 徹:曲げモーメントを受ける部材の照査に関する考察,構造工学論文 集, Vol. 58A, pp. 73-82, 2012. 3.













新による応力解放(iF>1) (b) 塑性座屈による応力解放 図-3 部材損傷による応力解放のイメージ



2.4 部材照査の方法

各部材の照査は、橋梁崩壊への影響度が高いと考えられる主構 について行う。

部材照査は、以下の算定式により得られる照査指標Rを用いて、 R ≥ 1の場合に、その部材は終局に達したものと判断する.

(1) 軸力が引張の場合

軸力が引張の場合は、軸力と2軸曲げが作用する場合の相関強 度式を用いる。

$$R = \frac{N}{N_p} + \left(\frac{M}{M_p}\right)_{in} + \left(\frac{M}{M_p}\right)_{in}$$

ここで,添え字 in は主構面外を表す. NとMはそれぞれ作用軸力と作用曲げモーメント. NpとMpは全塑性軸力,全塑性曲げモーメント.



2.5 構造のモデル化

(1) 主構·二次部材

トラスの弦材,斜材,鉛直材等の線材は,骨組要素でモデル化する. 床組や横構なども骨組要素でモデル化し,各部材の重心位置のずれを忠実に

_{再現する.} (2)トラス格点部

格点部のモデル化は、斜材を剛結とする方法とピン結合とする方法が考えら れる、健全状態でのトラス構造では、斜材にはほとんど曲げモーメントが作用しな いために、どちらのモデル化を用いても大差はないと考えられる。 しかし、部材が破断した場合には、破断部材近傍はトラス構造ではないために、

格点部には大きな曲げモーメントが生じる。 そのために、ガセットプレート近傍に局部座屈が発生したり、塑性ヒンジが形成 されるなどして、実際の結合条件は、ピン結合と剛結合の中間的な状態にある

と考えられる。 線形解析によるリダンダンシー評価に、この効果を含めることは困難なことと、 各部材の軸力と曲げモーメントで部材照査を行うことから、格点部は剛結として

2.5 構造のモデル化 2.5 構造のモデル化 (5) 支承·伸縮装置 (3) 床版 主構の片方の構面の部材が破断すると、ねじれ変形が生じて、床版内の橋軸 方向応力は橋軸直角方向に大きく変化する。 可動支承などは、建設後の経年による腐食等により変位や回転が拘束され、 設計時とは異なる状態になっているものもある。 これを考慮するために床版は2次元的な広がりをもったシェル要素でモデル化 伸縮装置も遊間が確保されなくなっているものがある。 する. 実橋の支承と伸縮装置の機能を確認して、モデル化に反映する必要がある. あ材破断によって、床版には大きな引張応力が作用する場合が考えられるが、 線形解析では大きな引張力によるひび割れに伴う剛性低下を考慮できない. ただし、以降のケーススタディでは、設計時の状態でモデル化を行う。 そのため、事前の解析により、床版に発生する応力レベルとその広がりに応じ て、床板の剛性低下を考慮することが望ましいが、ここでは、床版の剛性低下は 考慮しない. (4) ずれ止め 床版と主構,床組が非合成として設計されても,実橋はスラブアンカー等で結 合され、合成作用が期待できることから、合成効果を反映したモデル化が望まし

ここではスラブアンカーを線形パネで表現するのではなく、床版と床組を剛結 によりモデル化する。

3. ケーススタディ1: 下路トラス橋

(b) 平面図

価の事例を示す.

を載荷する

• 1973年に林道に建設された図のような下路式単径間ワーレント

ラス橋の設計資料を基にした線形解析によるリダンダンシー評

この橋梁は1971年の道路橋示方書に基づいて、一等橋(TL-20)

として設計されているが、B活荷重を元にして、この50%の荷重

1.1



波断想定部材









- これなか、文川り辺の新州はCMW欧洲になり、文川中天内辺の新州はと、
 Rの最大値は小さなっていることが分かる。
 Rの最大値が1を超える上弦材はない、床組や床版が力を伝達するため、前
- Rの最大値が1を超える上弦材はない、床組や床版がりを伝達するにの、前述の下路式トラス橋に比べて、上弦材が破断した時のRの最大値は小さくなっている。
- 一方、下弦材が破断した時には、Rの最大値は1を超え、多数の部材がFCMの候補になる。















