

連鎖的な部材破壊を考慮した鋼橋のリダンダンシー解析法の提案

A Proposal for a Redundancy Analysis of Steel Bridges including Progressive Member Failures

野中哲也*, 宇佐美勉**, 岩村真樹***, 廣住敦士****, 吉野廣一***

Tetsuya Nonaka, Tsutomu Usami, Maki Iwamura, Atsushi Hirozumi, Hiroichi Yoshino

*博(工), (株)耐震解析研究所 (〒466-0059 名古屋市昭和区福江 2-9-33-303)

** D.Sc. 工博, 名城大学教授, 理工学部建設システム工学科 (〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口 1-501)

*** (株)耐震解析研究所 (〒466-0059 名古屋市昭和区福江 2-9-33-303)

****工修, (株)耐震解析研究所 (〒466-0059 名古屋市昭和区福江 2-9-33-303)

Recently, with a series of accidents of steel truss bridge failures, the structural redundancy has become important in maintenance management. And the redundancy analysis has been receiving much attention. However, the exact redundancy analysis has not been investigated as yet. Therefore the purpose of this study is to develop and evaluate redundancy analysis program capable of estimating structural redundancy and fracture critical members of truss bridges including progressive member failures. Moreover, this program is applied to an actual three-span continuous steel truss bridge.

Key Words: redundancy analysis, fracture critical member, progressive failure, maintenance management

キーワード: リダンダンシー解析, FCM, 連鎖的破壊, 維持管理

1. はじめに

2007 年, 米国ミネアポリスのトラス橋の崩壊事故, 同時期に日本でも木曽川大橋および本荘大橋の部材破断事故が発生した. これらの事故を契機として, 鋼トラス橋のリダンダンシーの評価が重要視され, 維持管理分野においてリダンダンシーの評価に関する研究が精力的に進められている^{1)~5)}. 例えば, 永谷ら²⁾は, 実際に斜材が破断した鋼トラス橋および標準的な 3 径間連続上路トラス橋を対象にして, 主に線形解析結果から衝撃係数による部材破断時の断面力を算出した後, 組合せ断面力を受ける部材照査式によるリダンダンシー評価を実施している. また, 大森ら³⁾も, 永谷らの提案をもとに長大トラス橋へ適用してリダンダンシー評価を実施している. これらの検討は, URS レポート⁴⁾の衝撃係数を採用した解析となっている. 一方, その衝撃係数を不完全だとして, 本多ら⁵⁾は, 実際の上路式鋼トラス橋を対象にして, 部材破断時の挙動(衝撃の特性)を詳細な線形動的解析により検討することで, リダンダンシー評価で用いるべき衝撃係数について考察している.

しかし, これらのリダンダンシー評価は, いずれも静的な荷重での解析による評価であり, 部材破断時の実現象を必ずしも正確に評価しているとはいえない. 特に,

鋼トラス橋のような橋梁形式においては, 一部の部材破壊が橋梁全体の安全性に及ぼす影響を適切に評価することは, 今後の維持管理において非常に重要であると考えられる.

そこで, 従来からよく用いられているリダンダンシーの評価では, 十分に定量的な評価まで行われていないと考え, 正確なリダンダンシーの評価のための新たな解析法を提案する. 筆者らは, 橋梁耐震分野において, 部材の破壊による部材力の再分配さらに部材の破壊が連鎖的に起きる進行性破壊を考慮した動的解析法について研究を実施してきた⁶⁾. 本論文では, これまで提案してきた構造系が変わる動的解析法を発展させて, リダンダンシー評価において必要となる鋼橋のモデル化および解析方法を提示する. また, 上路式鋼トラス橋を例にして, 本提案のリダンダンシー解析により, 対象橋梁の崩壊シナリオを明確にして, FCM (Fracture Critical Member) を正確に特定した上で, 部材破壊後の対象橋梁の崩壊に対する余裕度(リダンダンシー)を定量的に評価できることを示している.

なお, 本研究でのリダンダンシーとは, 橋梁を構成する部材が破壊した後の橋梁全体系の余耐力(終局状態までの余裕度)を意味している.

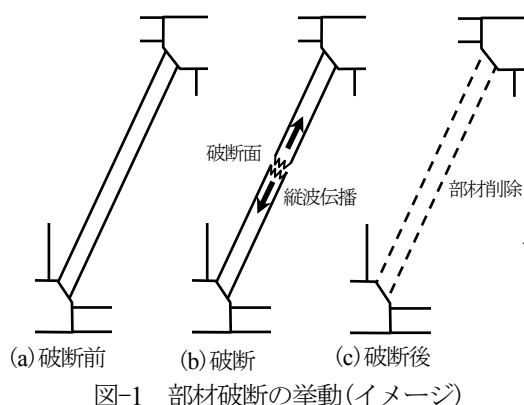


図-1 部材破断の挙動(イメージ)

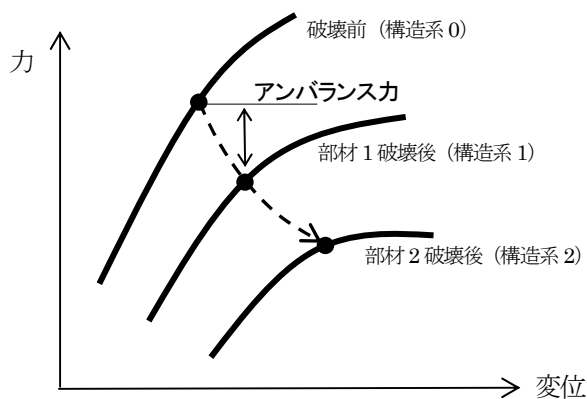


図-2 部材破壊による構造系の変化(イメージ)

2. 部材破壊の解析法

2.1 部材破壊の挙動

部材内に軸力(特に、引張力)が発生している状態から、腐食や疲労等により突発的にその部材が破断すると、周りの部材に対して衝撃的な荷重が作用する。正確には、破断面から周りの各部材に対して、衝撃的な波(応力波)となって伝播することになる。通常は、応力波が瞬時に伝播するため、同時に応力波が構造物全体に伝わるとして、時間に依存しない静的な固定荷重を作用させる場合がほとんどである。

図-1は、トラス橋の斜材が破断する挙動をイメージ的に表したものである。健全な状態(同図(a))から斜材中央部が破断すると、まず破断面から部材端部に向かって縦波が伝播する(同図(b))。その後、部材の破断によりこの部材が負担していた力が構造物全体のアンバランス力となり、この力を起因とした振動特性を示す。すなわち、アンバランス力をステップ荷重とした過渡振動となる。この現象は振動であり、静的な荷重によるつり合い状態ではない。破断後(同図(c))は、そのアンバランス力以外には減衰が作用するだけで、それ以外の外力は何も作用しない。

部材が破壊すると、橋梁全体の構造系が変化する。複数の部材が連鎖的に破壊すれば、図-2に示すように構造系も連続的に変化する。この現象をできるだけ忠実に再現させる必要がある。

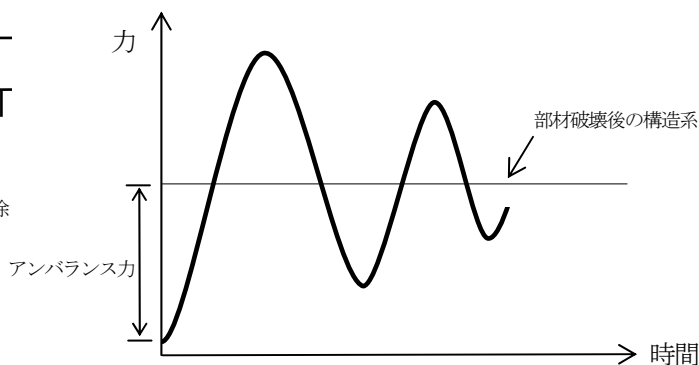


図-3 アンバランス力がある状態からの自由振動(イメージ)

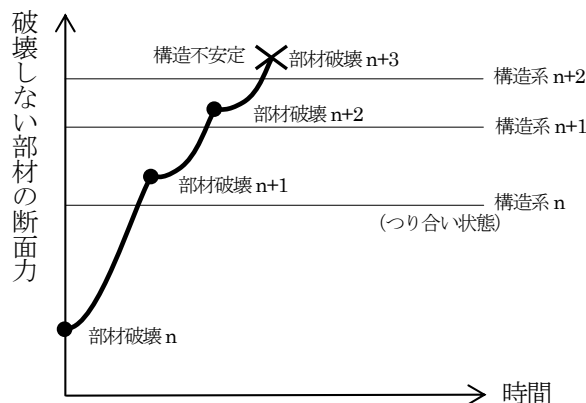


図-4 部材断面力の履歴(連鎖破壊イメージ)

2.2 解析方法

本提案の計算方法は、突発的に破壊したと判定された部材を削除して、新たな構造系での応答計算をするというものである。部材自体を削除するということは、破断した直後の部材内を伝播する縦波の影響はないものとして、その部材が負担していた荷重分のアンバランス力による振動を想定することである。図-1においては、同図(b)の影響を考慮せず、同図(a)から同図(c)へ移行することになる。その縦波の伝播の影響は、5.2(3)に後述するように小さいものであり、文献5)でも報告されている。ただし、本研究では、部材破断するまでの部材の変形や塑性化の影響は考慮する。

アンバランス力が大きければ、そのアンバランス力を起因とした振動により新たな部材が破壊し、それが連鎖的に起こることによって構造全体が崩壊することもある。

本提案の具体的な解析手順は、次のようになる。

部材が破壊と判定した時点で、構造全体の応力や変形状態を保存する。次に、破壊した部材を削除して新たな構造系へ変更した状態で、保存した応力や変形状態を読み込んで(但し、削除した部材に対応するものは読み込まないで)応答解析を実施する。すなわち、部材破壊後の挙動は、アンバランス力が発生している状態から減衰を考慮した自由振動(図-3)をさせていることであり、破壊した部材が存在しない新たな構造系へいづれ応答が収束する。応答解析においては、各部材の応答値をモニタリングする。そのモニタリングにより、他の部材が

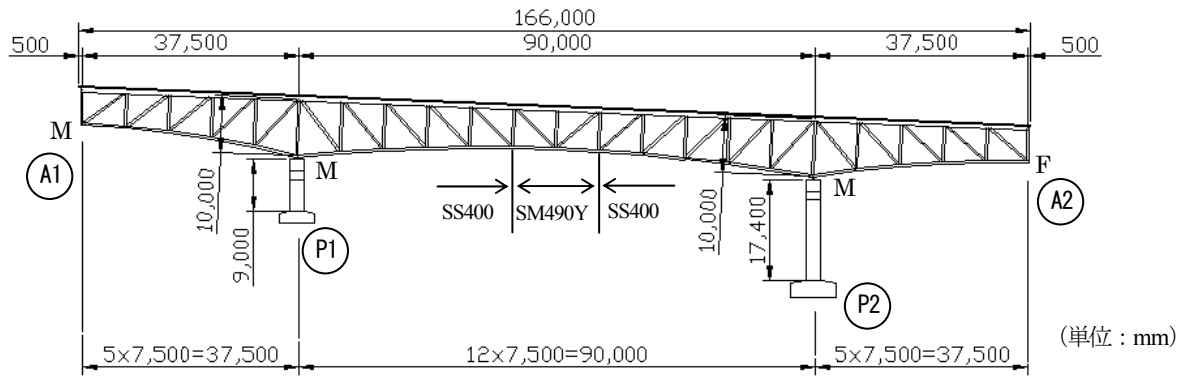


図-5 対象橋梁

表-1 設計条件

型	式	三径間連続上路式トラス橋
橋	長	166.0m
支	間	割
全	幅	員
地域別補正係数		0.85

破壊していると判断されれば、その部材を削除して同様な処理を行う。構造全体が不安定になるまで、この処理を繰り返す。図-4は、破壊しないで残った部材の断面力の履歴であり、部材破壊を繰り返して構造全体が不安定になるまでの応答履歴をイメージ的に表したものである。なお、応答解析は地震応答解析において用いられるが、部材破壊挙動が瞬間的に起こるため、本応答解析においては地震応答解析でよく用いられる時間積分間隔より十分に細かくする必要がある。

破壊現象をできるだけ忠実に再現させるには、橋梁全体を FEM シェルモデル等による精緻なモデル化およびひずみ速度の影響を考慮した厳密な衝撃解析を行えばよいが、橋梁全体の崩壊までにはあらゆる部材や部位の破壊現象があるため、実構造に対してはそのようなモデル化および解析手法は現実的ではない。本提案のように影響ない挙動や範囲は省略する等の処理をして、リダンダンシー解析を実施する方が望ましいと考えられる。

3. 対象橋梁

対象橋梁⁷⁾は、図-5、表-1に示すような上路式鋼トラス橋であり、昭和56年に建設されたものである。この橋梁は、上部構造のほとんどの重量を占める RC 床版の重心位置がトラス桁より上方へ離れている橋梁形式であり、道示（昭和47年）の基準に従って設計されたものである。

4. 2部材での本解析法の検証

4.1 解析条件および解析方法

簡単な例を用いて、瞬間的にアンバランス力を発生させその直後からの挙動について解析解と比較検討する。

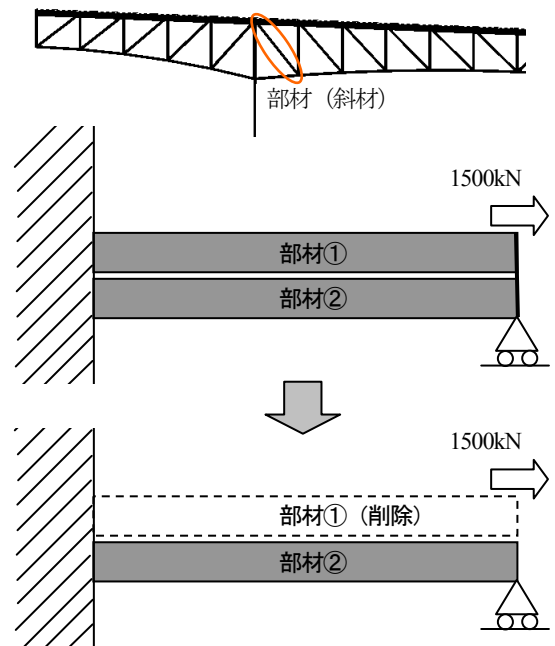


図-6 2部材での解析条件

対象橋梁の部材（斜材）を取り出して、図-6に示すように、まず部材を2本重ねた状態で片側端部を拘束し、自由端部に対して引張り荷重1,500kNを部材軸方向に作用させる。次に、その状態から突如ひとつの部材（図内の部材①）を破断（削除）させ、残りの部材（図内の部材②）の応答特性を観察する。解析モデルとしては、1部材1要素とし、質量を自由端部の節点に集約させる。なお、減衰は0.1%と仮定した。

解析方法としては、2.2で前述したように、まず、部材を2本重ねた状態で引張り荷重1,500kNを作用させる静的解析を実施し、その応力状態を保存する。次に、部材①を削除した構造にしてから、保存した応力状態を読み込み、減衰0.1%を考慮した動的解析を実施する。動的解析を開始する時点でアンバランス力が発生している。このアンバランス力だけが部材②に作用することになり、地震応答解析の地震力のように外力は作用させない。

本解析における動的解析法においては、地震応答解析でよく用いられるニューマークの β 法を採用した。時間積分間隔 Δt については、地震応答解析で用いられる Δt （例えば0.01秒）より小さくし、式(1)のCourant条件を

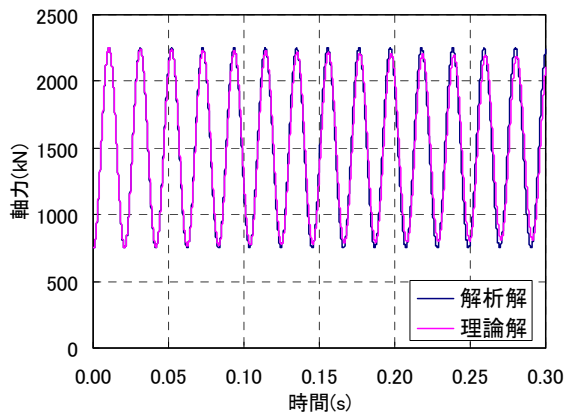


図-7 解析解と理論解の比較

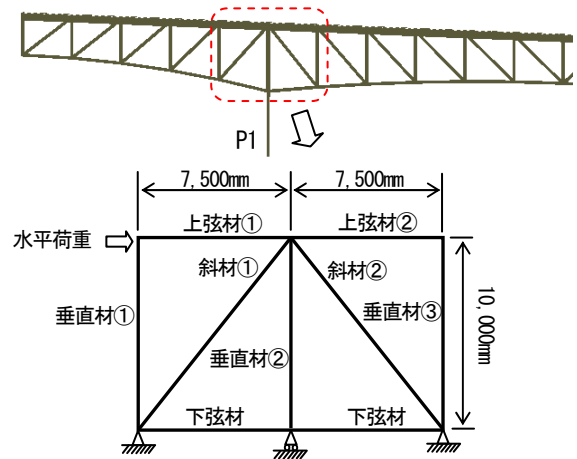


図-8 簡易トラス構造の解析条件

表-2 簡易トラス構造の部材断面

種類	上弦材①	上弦材②	下弦材	垂直材①	垂直材②	垂直材③	斜材①	斜材②
断面形状								
材質	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SS400	SM490Y	SM490Y	SS400	SM490Y
U-Flg	1-520×19	1-520×14	1-440×19	1-400×13	1-400×13	1-400×14	1-400×16	1-400×19
L-Flg	1-440×19	1-440×14	1-520×19	1-400×13	1-400×13	1-400×14	1-400×16	1-400×19
Web	2-700×11	2-700×11	2-430×19	2-412×13	2-412×13	2-410×14	1-394×12	1-382×12

満足するように 0.0001 秒とした。

$$\Delta t = l_{\min} / c \quad (1)$$

ここで、 $l_{\min}$ は最小節点間距離、 c は応力波の速度 ($= \sqrt{E/\rho}$)、 E : 弾性係数、 ρ : 密度である。

なお、本研究において使用した解析ソフトウェアは筆者らが開発した SeanFEM⁸⁾であり、本解析法の解析種類は弾塑性有限変位解析である。

4.2 理論解との比較検討

本提案の解析結果を理論解と比較して、図-7 に示す。この現象は、部材②に対して、荷重 1,500kN のステップ応答解析を実施していることと同じである。そのため、理論解は 1 自由度系のステップ応答の理論解⁹⁾とした。同図の比較結果から、よい精度で一致しているのがわかり、本解析方法によって部材破断による衝撃力が正しく評価できるといえる。

5. 簡易トラス構造での評価

5.1 解析条件

対象橋梁の P 1 橋脚上のトラス桁の一部を抜き取り、図-8 に示すような簡易トラス構造にて、部材破断後の挙動を検討する。簡易トラス構造の寸法を同図に示すが、

両端の垂直材については下弦材が水平になるように実際より多少長くした。簡易トラス構造の各断面を、表-2 に示すように実構造と合わせた。荷重条件としては、左上端部に水平荷重 1,500kN と 3,500kN の 2 種類を載荷した。水平荷重 1,500kN は部材破断後の挙動が弾性応答する程度の荷重であり、3,500kN は塑性域まで達する荷重である。拘束条件としては、同図に示す通りである。

本簡易トラス構造に対して、3次元骨組要素 (ファイバーモデル) でモデル化した。1 部材を 8 要素で分割し、部材の接合条件は剛とした。なお、要素分割の影響をみるため、細かい要素分割の場合 (以下、「細分割モデル」) も解析を実施した。質量については、部材結合部だけでなく全節点に定義している。また、本簡易トラス構造が塑性化することを考えているため、材料構成則は弾性係数が 2×10^5 MPa、降伏応力が 235MPa、355MPa、ひずみ硬化係数が $E/100$ のバイリニアモデルの移動硬化則とした。ただしこれらはひずみ速度に依存しないものとした。

このような条件下で、斜材①が破断直後の挙動を具体的に考察する。動的解析の方法については前述と同じであり、時間積分間隔 Δt を 0.0001 秒とし Courant 条件を満足するようにした。細分割モデルではさらに細かく 0.00001 秒とした。地震応答解析でよく用いる時間積分間隔 0.01 秒で解析したところ、応答値が小さくなり結果が大きく異なることは確認している。

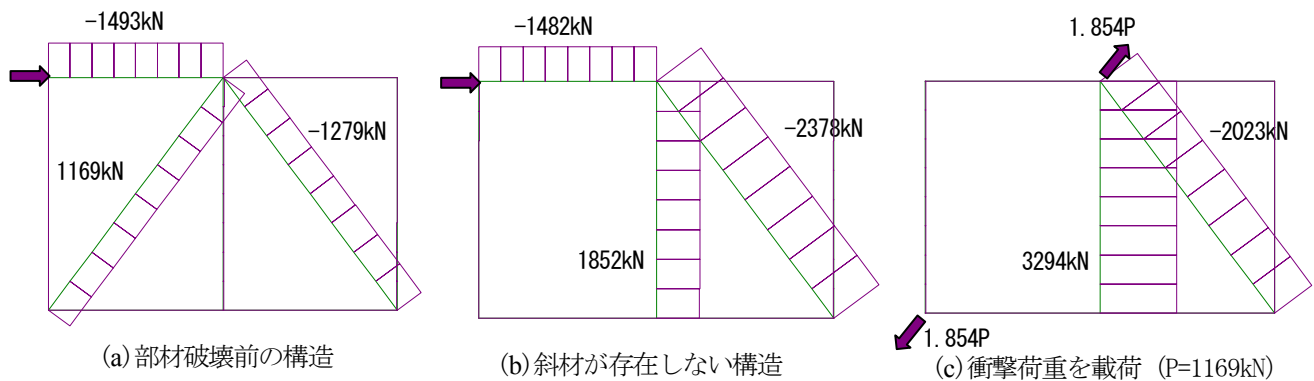


図-9 静的荷重による弾性解析（従来法）結果の軸力図

5.2 1500kNの解析結果

(1) 静的荷重による弾性解析（従来法）

簡易トラス構造に対して、本解析法による応答解析を実施する前に、健全な状態（斜材①破壊前）と斜材①が最初から存在しない構造の2種類の構造で、水平荷重1500kNを作用させた静的解析を実施した。その結果を図-9(a)(b)に示す。斜材①が存在しない構造では、健全な構造と比較して斜材①が存在しない分、斜材②が大きくなり垂直材②が荷重を負担するようになったことがわかる。また、健全な状態で解析した斜材①の軸力Pに衝撃係数1.854⁴⁾を乗じた衝撃荷重を、斜材が存在しない構造の斜材①両端部の位置に载荷する静的解析も実施した（同図(c)）。文献2),3)で採用されたりダンダンシー評価のための解析（以下、「従来法」）は、同図(a)と(c)の結果を重ね合わせたものとなる。

(2) 本解析法による応答解析結果

図-9(b)に示したように大きな軸力が発生する上弦材①、垂直材②および斜材②を対象として、斜材①破断後の挙動を考察する。

これらの部材の斜材①破断後の解析結果を図-10に示す。比較のため、従来法の値（青線、図内「従来法」）も合わせて示している。赤線（図内「破壊後」）が部材破断後の構造系の軸力であり、前述の図-9(b)に対応する。解析結果の応答値は、各部材ともその赤線を中心に振動しているのがわかる。

発生軸力が大きい部材の応答値を従来法の青線と比較すると、斜材②についてはほぼ一致するが、垂直材②については従来法より小さくなり、従来法が多少過大評価する傾向を示すといえる。

斜材②等と比較して軸力が半分の上弦材①については、振幅が比較的小さく振動しているのがわかる。また、従来法では赤線と青線が重なり衝撃による挙動が表現できないこともわかる。これは、部材破断後の振動による影響を本提案では考慮できるが、従来法ではそれが考慮できていないからである。

ここで、従来法との差について、さらに考察する。垂直材の軸力が最大となる時刻の変形図を、図-11(a)に示す。同様な方法での従来法の変形図を図-11(b)に示す。これらの図を比較すると変形状態が異なり、特に斜材②

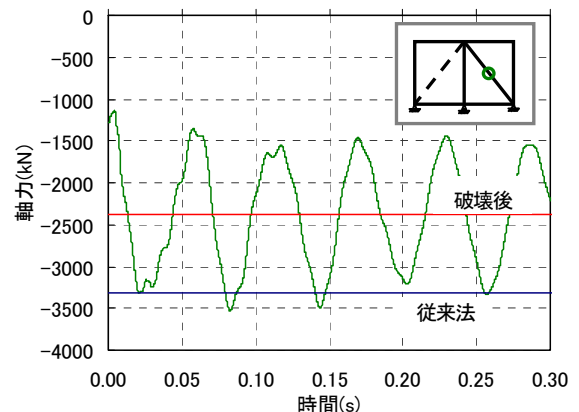
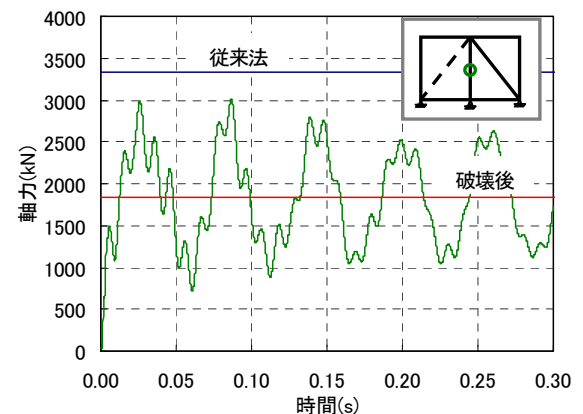
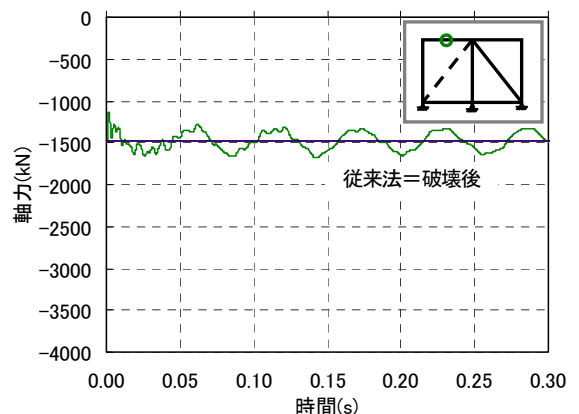
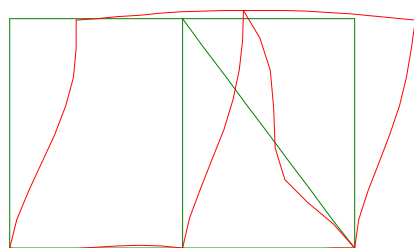
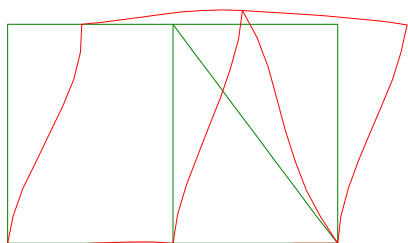


図-10 各部材の応答履歴



(a) 垂直材最大時の変形図



(b) 従来法の変形図

図-11 本提案と従来法の変形状態の比較

の差が大きく、本提案の斜材自体が S 字型に変形しているのがわかる。破断した部材両端部に静的な荷重を作用する従来法では、このような変形にはならず、斜材自体が振動していることになるといえる。

(3) 各部材の縦振動

斜材破断後の各部材に発生する振動の傾向を比較すると、破断させる斜材①とほぼ垂直な方向に配置している斜材②は、図-10(c)から、高周波の振動成分はあまり含まれていないが、斜材①の方向と比較的近い上弦材①や垂直材②では、同図(a)(b)から高周波成分が多く含まれているのがわかる。その高周波成分は、時間が経過すれば小さくなることもわかる。これらから、斜材①の破断により各部材に発生する軸力の高周波成分は、各部材内の縦振動(縦波)によるものであり、発生最大軸力に対して影響は小さいといえる。すなわち、各部材内の発生する軸力(断面力)は、大きくは簡易トラス構造を構成する部材同士のたわみ振動によるものと考えられる。

また、そのたわみ振動の影響により、同図(c)において最大圧縮軸力が2つ目の山(0.08秒近辺)になったと考えられる。

(4) 部材内の応力波(軸力)の伝播

ひとつの部材内の応力波(軸力)の伝播を明らかにするため、簡易トラス構造の垂直材②に着目した。図-12は、垂直材②の部材中央および両端部の3箇所における軸力の履歴を重ねて0~0.05秒間を拡大して表示したものである。この図から、3箇所とも概ね同様な振動をしているのがわかる。さらに、前述した部材内の縦振動の影響が部材内位置により差があることもわかる。

また、軸力の応答履歴の立ち上がり時期(0~0.002秒)において、ひとつの部材内で位相差が現れているのが同図からわかる。なお、この位相差の大きさは、理論計算と一致することを確認している。

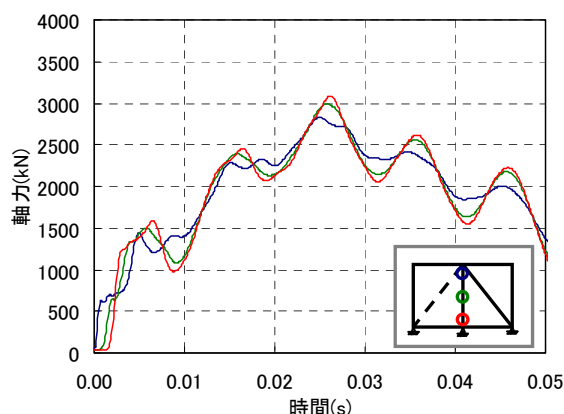


図-12 垂直部材内の応答値の位相

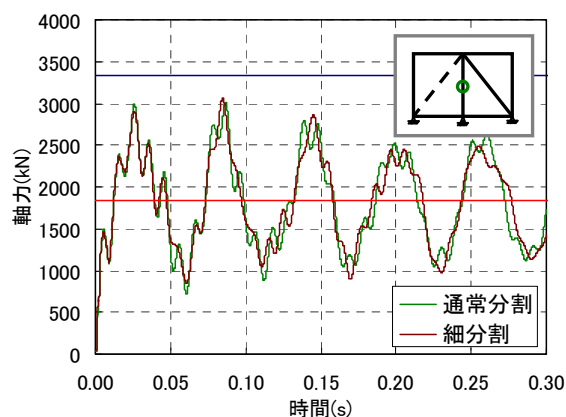


図-13 細分割の解析結果(垂直材)

(5) 部材要素分割の影響

これまでの結果は、簡易トラス構造を構成する各部材において、ひとつの部材を8要素に分割したもの(以下、「通常分割」)である。この分割は、対象橋梁全体のモデル化を意識したものである。その分割の影響を調べるため、ひとつの部材を100要素に分割した場合(以下、「細分割」)の解析も実施した。その結果を図-13に示す。この図より、応答値の1サイクルくらいまでは、両者はよく一致し、時間の経過に伴い多少差が現れるのがわかる。本研究では、軸力の履歴において最大値が現れる最初の1サイクルあたりが重要であるため、通常分割で十分であることがわかる。

5.3 3,500kNの解析結果

水平荷重を3,500kNとした状態から、斜材①を前述と同様に破断(削除)させた解析を実施した。なお、この水平荷重は、最初から斜材が存在しない構造(図-9(b))に対して作用しても、全ての部材が塑性化しない程度の荷重である。

斜材①を破断させた後の垂直材②の軸力履歴を図-14に示す。1,500kNの場合(図-10(b))と異なり、最初から斜材が存在しない構造の軸力値(図-14内の赤線)を中心に発生軸力が振動せず、最大軸力を過ぎた後は低下した状態となるのがこの図からわかる。このような挙動を示す垂直材の応力-ひずみ関係を出力すると、図-15のようになっていた。この図から、応答値が降伏点

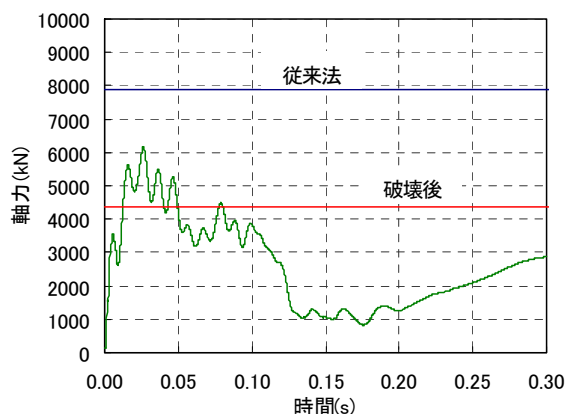


図-14 垂直材の軸力履歴

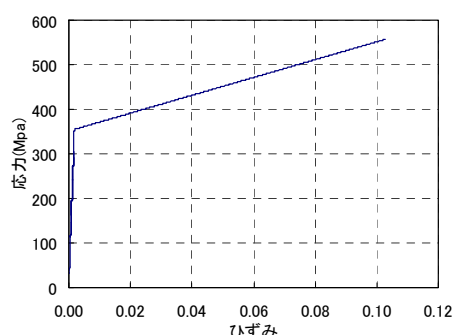


図-15 解析結果の垂直材の応力-ひずみ関係

表-3 各部材の損傷状態 (ϵ_y で正規化した値)

	斜材なし 構造 図-9(a)	斜材なし 構造 図-9(b)	従来法	本解析法 (0.20 秒時)
上弦材①	-0.34	-0.43	-0.51	-0.87
上弦材②	-0.04	-0.06	-0.09	-0.85
垂直材①	0.14	0.35	0.52	20.71
垂直材②	0.09	0.50	0.84	15.55
垂直材③	-0.08	-0.15	-0.21	-12.40
斜材①	0.71	—	—	—
斜材②	-0.47	-0.88	-1.22	-50.97

を過ぎて、垂直材が大きく塑性化しているのがわかる。斜材①の破断の衝撃力により、部材が塑性化し振動特性が変化したといえる。本解析では、他の部材の結果を省略したが、垂直材だけでなくほとんどの部材が大きく塑性化したことは確認している。なお、前述した 1,500kN の場合では、全ての部材が弾性応答であった。

5.4 従来法との比較結果の整理

3,500kN 载荷において、本解析法と従来法による解析結果の比較をし、部材毎にどの程度塑性化しているか整理したものを表-3 に示す。表内の数値は、降伏ひずみ ϵ_y で正規化したものである。この表から、本解析法において上弦材以外の多くの部材が大きく塑性化しているのに対して、従来法では斜材②のみが 1.22 ϵ_y 程度の塑性化となっている。このようになったのは、従来法では線形解析となり、部材が塑性化したことによる力の再配分が正確に行えず、過小評価したためと考えられる。

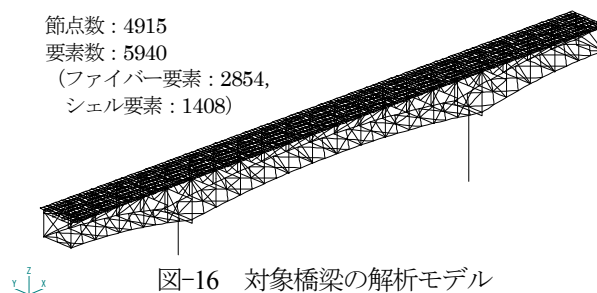


図-16 対象橋梁の解析モデル

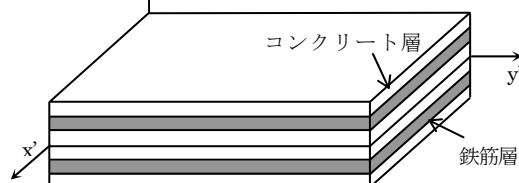


図-17 RC 床版向け積層タイプのシェル要素

なお、ここでの本解析は、連鎖的な破壊を考慮していないが、これだけ多くの部材が塑性化すれば、構造全体が不安定となり崩壊したと考えられる。

以上より、部材破壊後の挙動が弾性範囲内のレベルにおいては、従来法では多少過大評価するが、応答値が大きくなり、塑性域でのレベルになると、従来法では過小評価する危険性があると考えられる。

ただし、本簡易トラス構造においては、弾性範囲で従来法がこのような多少過大評価となったが、別の構造系（特に複雑な構造系）においては必ずしも同様な結果を得られるとは限らない。これは、耐震設計において動的挙動が複雑な構造物に対しては静的照査法ではなく動的照査法が使用されるように、従来法では構造形式においても適用限界があると予想している。

6. リダンダンシー解析

6.1 解析モデル

(1) 各部位のモデル化

対象橋梁 (図-5) を例にして解析モデルを示すと図-16 のようになる。部材破壊まで損傷を考慮するため、各部材に対して塑性化が表現できるファイバーモデルでモデル化する。部材の要素分割については、5.2(5)で示したようにひとつの部材を8分割程度とした。なお、部材間の接合は剛接合としている。

RC 床版については、図-17 に示すような積層タイプのシェル要素¹⁰⁾でモデル化する。図内の鉄筋層については、実際の鉄筋断面の等断面になるように板厚を決定し、鉄筋の評価をしている。各層に対して、コンクリートおよび鉄筋の材料構成則を適用して、床版のひび割れや塑性化を考慮した床版モデルとなっている。上弦材と床版を接合するスラブアンカーについては、文献7)に示すように実験結果を基にして非線形バネで定義した。

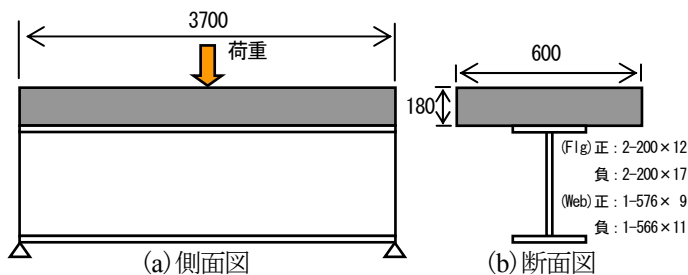


図-18 実験での荷重条件

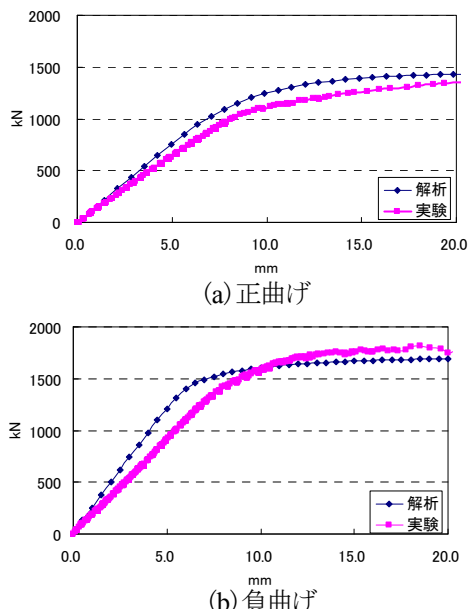


図-19 解析結果と実験結果の比較

本解析法は、動的解析であるため質量と減衰の定義が必要である。通常の動的解析では簡略化のため部材接合部（格点）にだけ質量を定義する場合が多いが、本解析では前述したように部材振動を正確に表現するため各節点に質量を定義した。減衰定数については、対象橋梁を実際に計測⁷⁾して、その計測結果をもとにハーフパワー法により算出し、0.1%とした。

その他の部位のモデル化については、文献7)を参照されたい。

(2) RC 床版の材料構成則

対象橋梁の耐力を評価する上で、床版の耐力を精度よく算出する必要がある。そのためには、コンクリートにひび割れや降伏を考慮しなければならない。特に、ひび割れを考慮しないと RC 床版の耐力を高く評価してしまう。そこで、本解析ではコンクリートの引張強度を 3MPa にするため、コンクリートの材料構成則として一部の市販解析ソフトウェアでも採用されている拡張 Drucker Prager を採用した。通常の Drucker Prager ではそれが困難である。

拡張 Drucker Prager の降伏関数は、式(2)のようになる。なお、式(2)で $l_0=0$ の場合が通常の Drucker Prager の降伏関数である。

$$F = \sqrt{l_0^2 + q^2} + \alpha l - \kappa \quad (2)$$

ここに、 q は相当応力、 l は応力の第1不変量である。 l_0, α, κ は、次式より計算される。

$$\alpha = \tan(\beta)/3 \quad (3)$$

$$l_0 = \frac{3}{2} \left[\sigma_c^2 - \left\{ \frac{\sigma_t + \sigma_c}{3} \tan(\beta) \right\}^2 \right] / (\sigma_t + \sigma_c) \tan(\beta) \quad (4)$$

$$\kappa = \sqrt{l_0^2 + \sigma_c^2} - \frac{\sigma_c}{3} \tan(\beta) \quad (5)$$

コンクリートの物性値として、引張強度 σ_t を 3MPa、降伏応力 σ_c を 21MPa、摩擦角 β を 30 度とした。

なお、RC 床版の鉄筋の材料構成則については、ひずみ硬化係数 $E/100$ のバイリニアモデルとした。

(3) RC 床版のモデル化の検証

前述した積層タイプのシェル要素によるモデル化とコンクリートの材料構成則の検討を行う。検証は、文献11)に示されている実験条件と同様な条件（図-18）で解析を実施し、実験結果との比較で行うこととする。詳細な実験条件等については、文献11)を参照されたい。

解析した結果を、図-19に示す。同図(a)は正曲げ、(b)は負曲げの結果である。対象橋梁が3径間連続トラス橋であり、床版が正曲げと負曲げを受ける状態が存在するために、この2ケースで検証を実施した。

同図から、解析結果と実験結果が概ねよい精度で一致していることがわかる。さらに、精度を上げるには、高度な材料構成則の採用や要素をシェルからソリッド要素への変更等が考えられるが、橋梁全体の耐力等の評価においてはこの程度の精度で問題ないと判断した。

6.2 解析手順

(1) 常時荷重解析

本橋梁のような構造形式の橋梁に対して正確な評価を行うには、床版の打設を考慮した解析を行う必要がある。後述する終局強度解析およびリダンダンシー解析の前に、初期状態を作成するために RC 床版の打設を考慮した常時荷重載荷による静的解析（以下、「常時荷重解析」）を行うことにする。

常時荷重解析を、次のようなステップで進める。

① 床版荷重算出ステップ

対象橋梁の解析モデル（キャンバーなし）に対し、荷重条件として死荷重（D）を作用させ、床版と上弦材の接合部（スラブアンカー部等）に発生する荷重値を床版重量として保存する。

② 常時荷重ステップ1

床版剛性なしで床版重量のみを考慮するため、前ステップで保存した床版重量と鋼部材の死荷重を、床版なしの橋梁全体モデルにおける床版と上弦材の接合部に作用させる。

③ 常時荷重ステップ2

前ステップで鉛直方向に変位したため、ここで変位

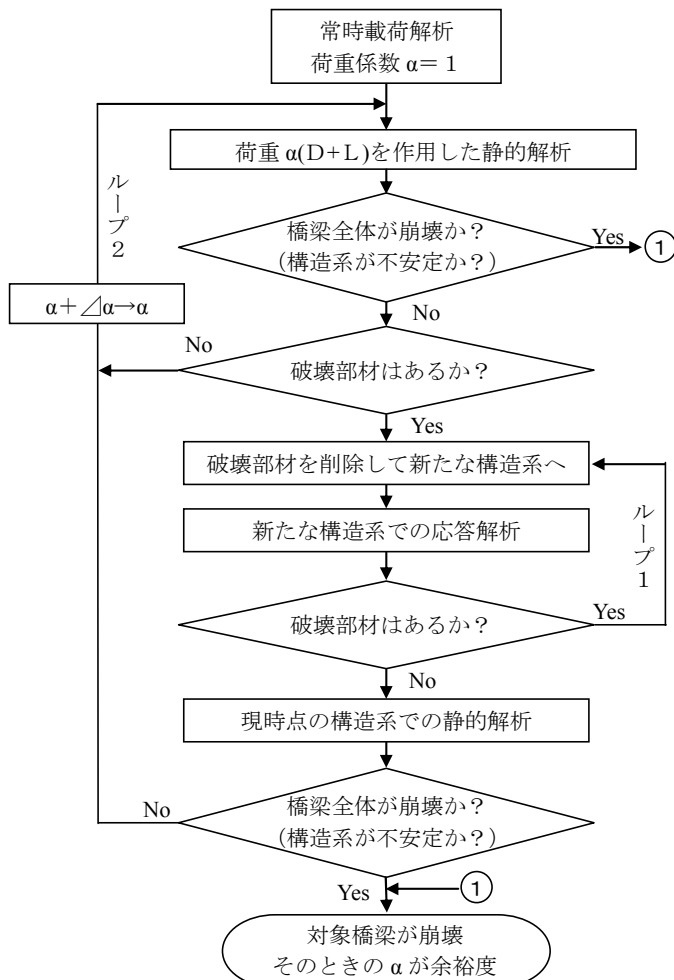


図-20 終局強度解析のフロー

をゼロして初期状態に戻す。この状態にしてから、床版剛度を入れて、活荷重 (L) (=P1 荷重+P2 荷重) を載荷する。

(2) 終局強度解析の手順

前述の常時載荷解析により作成した初期状態をもとに、図-20 に示すような終局強度解析を実施する。

この解析は、解析モデルに対して、荷重条件 α (D+L) で載荷することになる。対象橋梁全体が崩壊（構造系が不安定）になるまで α を漸増させる。解析法の種類としては、材料非線形性と幾何学的非線形性を同時に考慮した複合非線形の静的解析と動的解析になる。 α が増加中に、部材が破壊した場合には、その部材を削除して新たな構造で応答解析を実施する。その応答解析で別の部材が破壊すれば同様な処理を行い、破壊する部材がなくなるまで繰り返す（同図内のループ 1）。この繰り返し処理が部材の連鎖的な破壊を表現している。対象橋梁全体が崩壊したとき、その時点の α を余裕度とする。

(3) リダンダンシー解析の手順

事前に、FCM になる可能性がある部材（以下、「FCM 候補部材」）を選定し、その部材毎に、図-21 に示すような手順で解析を進め、余裕度 α を算出する。

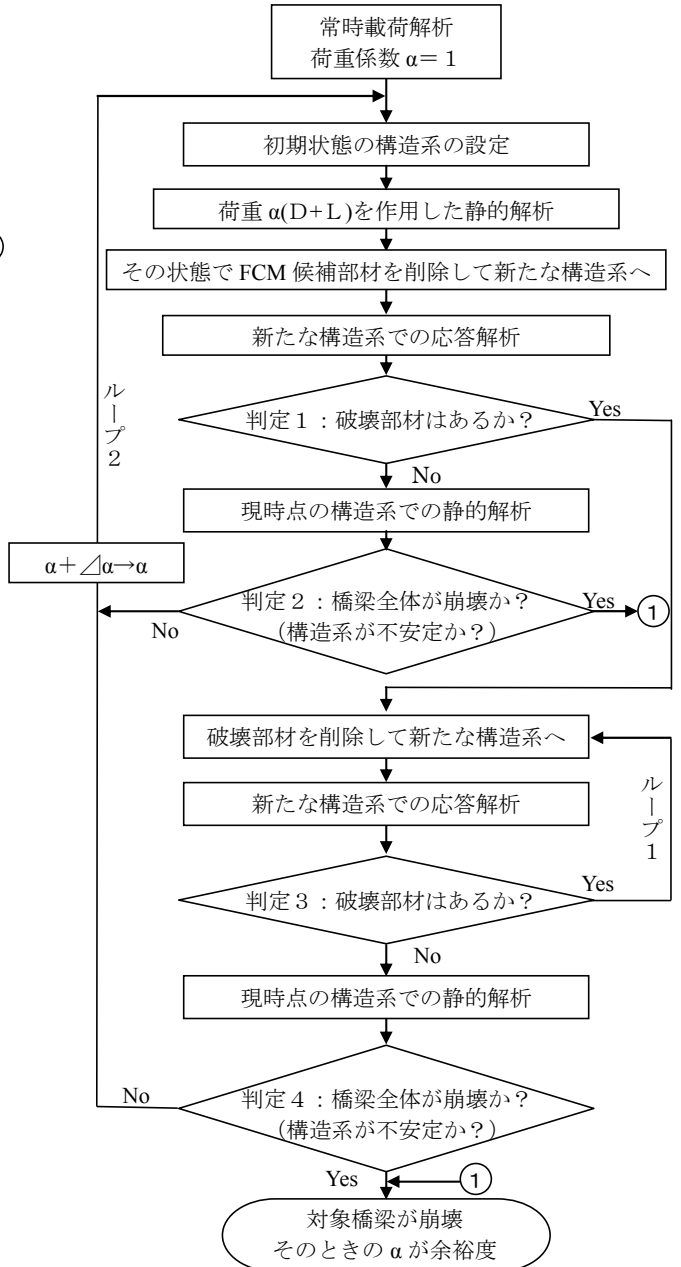


図-21 リダンダンシー解析フロー

まず、荷重 α (D+L) が載荷された状態で、FCM 候補部材が削除され新たな構造系とする。その構造系で応答解析が実行され、部材が破壊していないかどうかチェックする。部材が破壊していなければ、 α を増加させ同様な処理を繰り返す。そのチェックで部材が破壊していれば破壊した部材を削除し新たな構造系で応答解析を実施する。その実施方法と連鎖的な部材破壊の処理は、前述の終局強度解析と同じである。対象橋梁全体が崩壊と判定されたとき、その時点の α を余裕度とする。

以上の手順により、FCM 候補部材毎に、正確に余裕度 α を算出することができ、その α の値により対象橋梁の破壊に決定的となる部材 (FCM) を定量的に決定することができる。

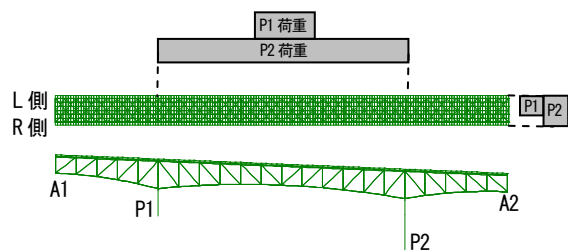


図-22 活荷重載荷位置

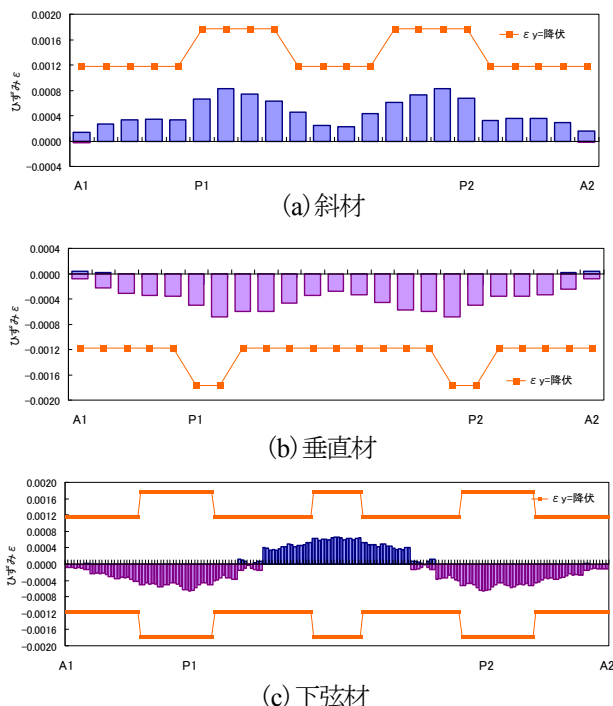


図-23 常時載荷解析の結果

7. 対象橋梁への適用

7.1 常時載荷解析

(1) 解析条件

6.2(1)で示したステップで解析を実施する。活荷重については、固定荷重として載荷させ、載荷位置は図-22に示すように中央径間とした。他の活荷重載荷位置も考えられるが、破壊部材毎に載荷位置を変更するのは煩雑になり、また本研究では対象橋梁を正確に解析および照査するのではなく、リダンダンシー解析の方法を示すことに重点を置いたためこのように活荷重を1箇所固定して検討を進めることにした。

(2) 解析結果

常時載荷解析の結果を図-23に示す。同図(a)～(c)は、斜材、垂直材および下弦材の発生ひずみについて、橋軸方向の位置をグラフの横軸にしてそれぞれグラフ化したものである。これらの図から、各部材とも降伏ひずみに対して、約半分のひずみ値になっているのがわかる。比較的余裕があるのは、床版剛性の影響であると考えられる。設計当時のように床版剛度なし解析モデルにして

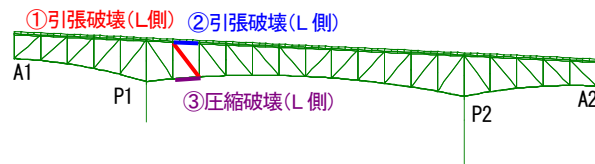


図-24 終局強度解析の部材破壊位置

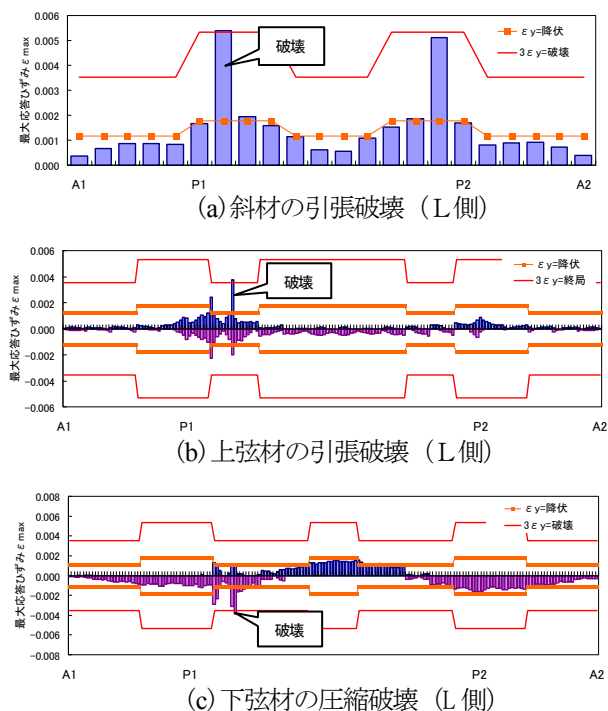


図-25 部材破壊時の最大ひずみ分布

解析したところ、斜材の引張り部材において安全率が約1.7になったことを確認している。また、6.2(1)で示したステップではなく、最初から床版剛度を考慮した解析では、床版剛度を過大に評価することになり、各部材とも応答値が約3割小さくなることも確認している。

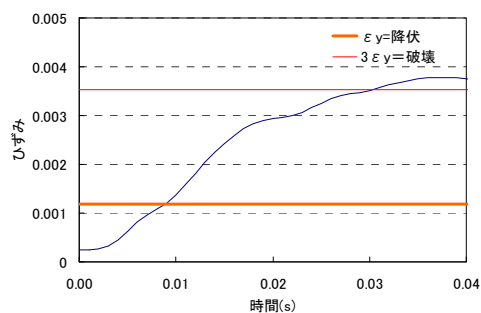
7.2 終局強度解析

(1) 部材破壊の判定

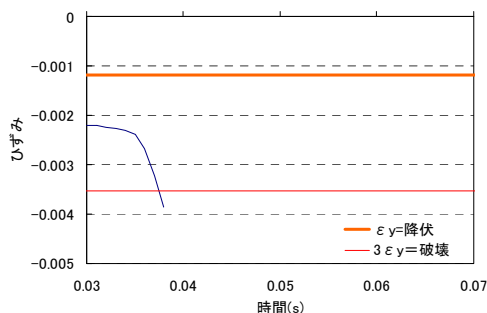
本終局強度解析および後述するリダンダンシー解析において、部材の破壊の判定として本研究では $3\epsilon_y$ と仮定することにした。部材の破壊の判定としては、組合せ断面力を受ける部材照査式²⁾や部材の破断ひずみ値等を用いることも考えられるが、部材にある程度の塑性化を許容すること、および単純に部材自体の破断ひずみだけでなくガセット等の接合部で決まる場合もあることを考慮し、ここでは試験的に $3\epsilon_y$ のひずみ値(以下、「部材破壊ひずみ」とした。また、部材の引張破壊だけでなく圧縮破壊についても同様な判定を行った。

(2) 破壊部材の位置と傾向

図-20のフローに従って、終局強度解析を実施した。その解析結果を図-24, 25に示す。フローに従って α を



(a) 上弦材②のひずみ履歴



(b) 下弦材③のひずみ履歴

図-26 破壊部材のひずみ履歴グラフ

増加させていき、 α が 2.6 のときにまず斜材 (図-24 内①) の引張ひずみが部材破壊ひずみに達して斜材が破壊した。その後、フローのループ 1 で上弦材 (同図内②)、下弦材 (同図内③) が連鎖的に部材破壊した。なお、破壊した部材はすべて L 側であり、荷重がより大きくかかる方である。これらの部材が破壊したときの他の部材の発生ひずみを示したのが図-25 である。同図(a)から、最初の斜材の破壊においては、P1 と P2 橋脚近辺の斜材のひずみが大きく、わずかに P1 橋脚側の斜材が先に部材破壊ひずみに達したことがわかる。2 番目の部材破壊の上弦材、3 番目の下弦材では最初に斜材が破断した P1 橋脚側だけがひずみが大きくなり、最初に破壊した部材近辺に損傷が集中していき、橋梁全体が崩壊するといえる。

なお、6.2(1) で示したステップではなく、最初から床版剛度を考慮して同様な終局強度解析を実施したところ、上弦材が破壊せずに他の部材が破壊し破壊形態が変わったことを確認している。

(3) 部材破壊後の応答特性

斜材が破断した後、図-3, 4 で示したように斜材が破断したことによるアンバランス力が作用した状態で、応答解析を実施した結果を図-26 に示す。この図から、斜材が破断後、0.031 秒後に上弦材 (同図(a)) が、0.038 秒後に下弦材 (同図(b)) が破壊判定の $3\epsilon_y$ に達しているのがわかる。対象橋梁は、最初の斜材が破断してから 0.038 秒後に橋梁全体が不安定になり崩壊したことになる。

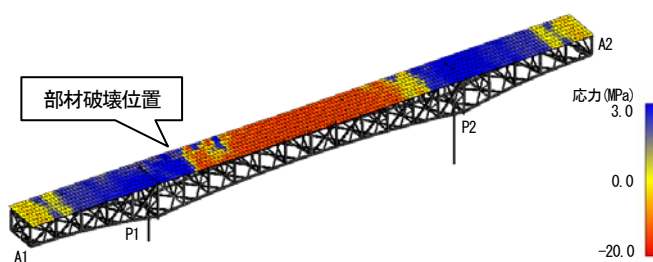


図-27 崩壊直前の床版の応力コンター図

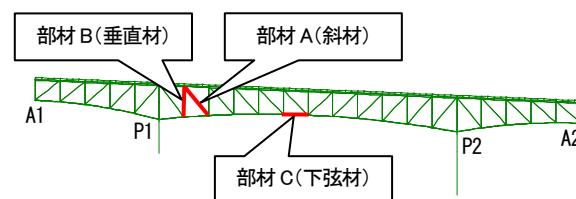


図-28 FCM 候補部材の選定

(4) 床版の損傷状況

対象橋梁全体が崩壊した直前の RC 床版上面の応力状態を図-27 に示す。正の応力が引張応力である。中央部の床版は圧縮状態であり、P1, P2 橋脚近辺の床版の大部分が引張強度 3MPa に達しているのが同図からわかる。また、L 側の部材破壊が集中した床版近辺だけが引張応力状態になっているのもわかる。なお、コンクリートが引張強度に達している部分の鉄筋が降伏していなかったこと、およびスラブアンカーについては大部分が塑性化し部分的には破断 (許容変位超過) していることも確認している。

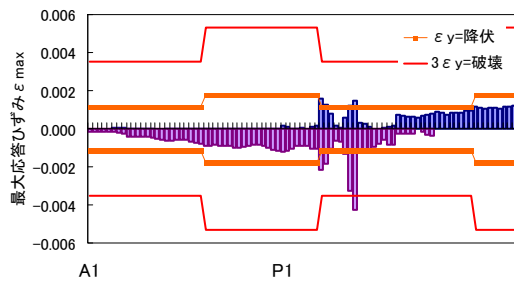
7.3 リダンダンシー解析

(1) FCM 候補部材の選定

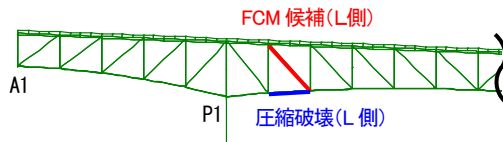
常時載荷解析結果の図-23 から、ひずみ (ひずみエネルギー) が大きい部材を FCM 候補部材とする。その他、断面力が大きい部材や降伏ひずみに対する比率等も考えられるが、本研究ではこのように選定した。また、斜材、垂直材および下弦材の中から、各 1 部材を選定することにした。そのような方針で選定した FCM 候補部材を、図-28 に示す。

(2) 部材 A (斜材) のリダンダンシー評価

図-21 のフローに従って、部材 A (斜材) を FCM 候補部材とした場合のリダンダンシー解析を実施した。具体的には、 $\Delta\alpha$ を 0.1 として増加させ、 α が 1.8 のときに、図内の判定 1 において下弦材の部材が破壊したとして、その破壊部材を削除して応答解析を実施した。それ以上、連鎖的な部材破壊をせず、判定 4 において構造系が不安定となり解析は終了した。

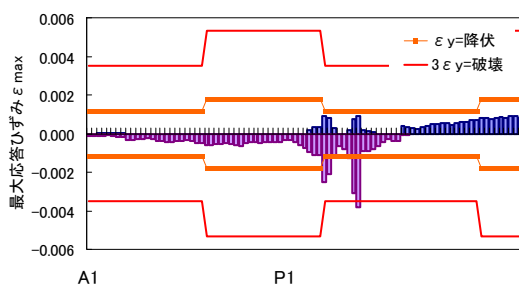


(a) 斜材削除の解析結果

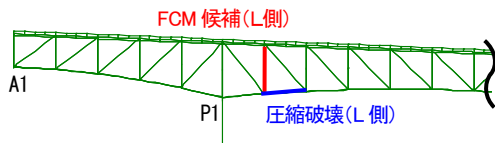


(b) 破壊部材の位置

図-29 斜材の解析結果

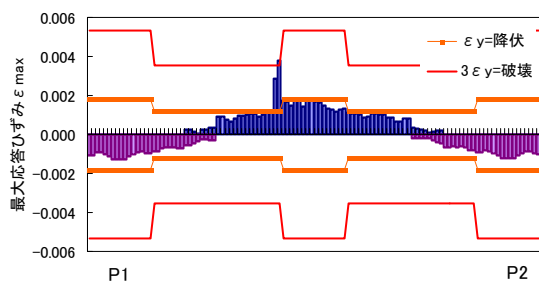


(a) 垂直材削除の解析結果

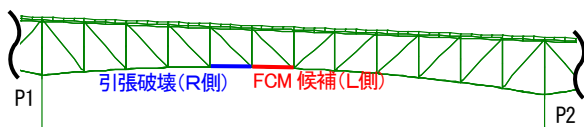


(b) 破壊部材の位置

図-30 垂直材の解析結果



(a) 下弦材削除の解析結果



(b) 破壊部材の位置

図-31 下弦材の解析結果

この解析の結果、余裕度 α は 1.8 となった。破壊した下弦材の各部材の損傷状況および破壊した部材の位置と順番を図-29 に示している。この図から、FCM 候補部

表-4 FCM 候補部材の余裕度の整理

FCM 候補部材	余裕度 α	α 減少率	判定
部材 A (斜材)	1.8	69%	
部材 B (垂直材)	1.4	54%	FCM と決定
部材 C (下弦材)	1.7	65%	

材近辺の下弦材だけが損傷し、それ以上に破壊部材が拡大せず、橋梁全体が崩壊したことになる。

(3) 部材 B (垂直材) のリダンダンシー評価

同様に部材 B (垂直材) を FCM 候補部材とした場合のリダンダンシー解析を実施した。その結果、余裕度 α は 1.4 となり、そのときの各部材の損傷状況および破壊した部材の位置は図-30 のようになった。この図からも、FCM 候補部材近辺の下弦材だけが損傷し、それ以上に破壊部材が拡大せず、橋梁全体が崩壊に至った。

(4) 部材 C (下弦材) のリダンダンシー評価

同様に部材 C (下弦材) を FCM 候補部材とした場合のリダンダンシー解析を実施した。その結果、余裕度 α は 1.7 となり、そのときの各部材の損傷状況および破壊した部材の位置は図-31 のようになった。この図からも、FCM 候補部材近辺の R 側の下弦材だけが損傷し、同様な崩壊状態を示した。

(5) 対象橋梁の FCM の決定

前述のリダンダンシー解析結果を整理すると、表-4 のようになる。表内の余裕度減少率とは、各部材における余裕度を、終局強度解析によって得られた余裕度 2.6 で除した値である。この表から、余裕度 α のもっとも小さい部材 B (垂直材) が FCM と決定された。

8. 結論

本研究では、簡易トラス構造 (図-8) および上路式鋼トラス橋 (図-5) を例にして、維持管理分野において重要になってきた橋梁のリダンダンシー解析、すなわち、構成部材の一つが破壊した後の橋梁全体の終局状態までの余裕度 (リダンダンシー) を動的に解析する一手法を提案した。

本研究により、得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 部材の連鎖的な破壊まで考慮したリダンダンシー解析法を提案し、橋梁全体のリダンダンシーを定量的に評価できることを示した。
- (2) 部材破壊後の挙動および連鎖的な部材破壊を考慮した終局強度解析およびリダンダンシー解析の具体的な解析手順を提案した。
- (3) トラス構造において、部材破断後に動的な応答を示すことが分かり、リダンダンシー解析では動的挙動を考慮することが必要であることを示した。
- (4) 簡易トラス構造のリダンダンシー解析において、動

的解析に基づく本解析法と比較して静的解析に基づく従来法^{1)~5)}では、部材が塑性化しない範囲では応答値を多少過大評価することになる。一方、部材が塑性化する状態では、塑性化が限られた部材に集中しさらに部材破壊による新たな荷重分配が起こらないため、損傷部材を少なく推定することとなり、応答値を過小評価する結果となった。

- (5) リダンダンシー解析における上路式鋼トラス橋の解析モデルを提示した。
- (6) 上路式鋼トラス橋を例にして、本提案の終局強度解析を実施することにより、崩壊に対する余裕度を算定すると共に、連鎖的な部材破壊を起こす橋梁全体の崩壊シナリオを明確にできることを示した。
- (7) 同橋梁に対して、本提案のリダンダンシー解析を実施し、FCM (Fracture Critical Member) を正確に特定した上で、そのFCMにおけるリダンダンシーを定量的に評価した。

なお、本研究では、鋼トラス橋を対象にしてリダンダンシー解析を実施し定量的な評価を試みたが、次の点において検討が不十分な点があり、今後の研究課題とした。

課題1：部材破壊挙動の検証

簡易トラス構造に対して、本研究で提案した部材削除によって部材破壊後の挙動を明らかにしたが、実際にそのような挙動になるか実験等で検証する必要がある。

課題2：FCM 候補部材の選定

実橋のリダンダンシー解析において、常時載荷解析の結果をもとに FCM 候補部材を選定したが、活荷重の載荷位置等も考慮した明確な選定方法を検討する必要がある。

課題3：部材破壊の判定および処理

本研究では、部材の破壊を $3\epsilon_y$ と試験的に仮定した。この値により、破壊シナリオやリダンダンシー（余裕度）が変わるので、部材等の破壊の判定方法を検討する必要がある。また、部材破壊の処理において、便宜的に引張破壊（破断）だけでなく、圧縮破壊についても同様な処理を行った。本来、部材破断後の衝撃力は、部材圧縮破壊とは異なるため、さらに詳細な検討が必要である。

謝辞：本研究を行うにあたり、長岡技術科学大学の長井

正嗣教授には貴重な実験のデータを快く提供していただいた。また、実橋のリダンダンシー解析を行う上で大日本コンサルタント株式会社の吉岡勉氏と議論させていただいた。ここに深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 藤野陽三, 佐々木栄一, 鈴木康夫, 長山智則, 平山博, 永谷秀樹：トークイン・日本の鋼橋を考える, 橋梁と基礎, pp.28-35, 2008.9.
- 2) 永谷秀樹, 明石直光, 松田岳憲, 安田昌宏, 小播泰弘, 石井博典, 宮森雅之, 平山博, 奥井義昭：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, Vol.65, No.2, 2009.
- 3) 大森友博, 斎藤幸司, 岩崎英治, 長井正嗣：既設ゲルバートラス橋のリダンダンシー評価の検討, 土木学会第 64 回年次学術講演会概要集, 2009.
- 4) URS Corporation : Fatigue Evaluation and Redundancy Analysis, Bridge No.9340 I-35W Over Mississippi River, 2006.
- 5) 本多一成, 後藤芳顕, 川西直樹：リダンダンシー解析における鋼トラス橋の部材破断時の衝撃係数に関する一考察, 土木学会第 64 回年次学術講演会概要集, 2009.
- 6) 野中哲也, 岩村真樹, 宇佐美勉：進行性破壊を考慮したトラス橋の地震応答解析, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.293-304, 2008.3.
- 7) 野中哲也, 宇佐美勉, 坂本佳子, 岩村真樹：上路式鋼トラス橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究, 構造工学論文集 Vol.49A, pp.531-542, 2003.3.
- 8) 株式会社耐震解析研究所：SeanFEM User's Manual, 2009.
- 9) 中川憲治：工業振動学, 森北出版, 1986.
- 10) Thomas J.R. Hughes and Wing Kam Liu : Nonlinear Finite Element Analysis of Shells Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering ,pp.331-362,1980.5.
- 11) 長井正嗣, 稲葉尚文, 奥井義昭, 宮下剛, 平山繁幸, 細見直史：合成 I 桁の正, 負曲げ及び相関強度評価に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.115-123, 2009.3.

(2009 年 9 月 24 日受付)