

想定を超える地震に対する鋼橋の2次部材の破断を考慮する モデル化手法に関する一考察

馬越一也¹・吉野廣一²・野中哲也³

¹正会員 博（工） 株式会社地震工学研究開発センター（〒880-0902 宮崎県宮崎市大淀3-5-13）

²正会員 株式会社地震工学研究開発センター（〒880-0902 宮崎県宮崎市大淀3-5-13）

³正会員 博（工） 名古屋工業大学大学院教授 社会工学専攻（〒464-8555 名古屋市昭和区御器所町）

1. はじめに

L2 地震動に対する既設橋梁の耐震設計においては、アーチ橋やトラス橋といった橋梁形式の主構部材を補剛する2次部材は、非線形を許容して主構部材に損傷が及ばないようにする設計が行われている。一般に、地震後に主構部材が健全であれば2次部材は取り替えが可能な部材であるため、2次部材に損傷を促す耐震設計は合理的であると言える。その特徴を活かし、2次部材を軸降伏型鋼製ダンパーに置き換えることで地震時のエネルギー吸収を期待する座屈拘束ブレース(BRB)が開発¹⁻³⁾され、施工制約の多い既設橋梁の耐震設計に積極的に使用されている。

鋼構造建築物において、建築分野で幅広く利用されているH形鋼やCT鋼等のブレースの変形性能に関する研究が盛んである。そこでは、全体座屈および局部座屈が生じた後の破断に至るまでの累積繰返し変形性能に関する研究と、実設計において対応可能な高精度な非線形履歴モデルと破断予測方法が開発されている。これまで、著者らは橋梁全体系モデルを用いた地震応答解析において、耐震設計で重要となる部材の最大荷重の評価や、部材破断による連鎖崩壊型リダンダンシーに関する研究を行ってきた⁴⁻⁷⁾。しかしながら、はり要素によるポストピークの繰返し荷重を受ける部材の履歴特性や部材破断の判定には課題が残っていた。また、今後の発生確率が高い南海トラフ地震等の繰返し回数の多い地震動に対しては構造部材の低サイクル疲労による破断が懸念される。そこで本研究では、想定を超える地震時における橋梁の挙動再現精度の向上を図ることを目的に、2次部材の破断を考慮した橋梁全体系の

地震応答解析を実施した。まずは、鋼構造建築物で開発された非線形履歴モデルである修正柴田・若林モデル⁸⁻¹¹⁾を、解析ソフトウェア SeanFEM¹²⁾に組み込み、中心軸圧縮柱を用いた一方向荷重、正負交番荷重による従来手法との比較検討を行った。続いて、鋼アーチ橋および鋼トラス橋の2次部材に適用し、修正柴田・若林モデルによって判定が可能になる部材破断を考慮した地震応答解析を実施し、従来手法であるファイバーモデルとの比較を通じて、部材破断が橋梁全体系に及ぼす影響について検討を行った。ここで、部材破断直後の衝撃力による破断部材周囲への荷重再分配と橋梁全体系への影響を考慮するために、破断判定された2次部材を地震応答解析の中で逐次消去する手法を提案している。

なお、本研究で実施した地震応答解析において、急激な引張力増加に伴う脆性的な破断をする部材（ここでは、5%引張ひずみに達する部材）はなかったことと、橋梁構造部材において高サイクル疲労は議論にならないことから、本論文における部材破断は低サイクル疲労を対象としている。

2. 修正柴田・若林モデル

柴田・若林ら^{8), 9)}は全体座屈を伴うブレース材の時刻歴応答解析に使用するための座屈履歴モデルを提案している。その後、繰返し軸荷重実験と有限要素法解析によって履歴モデルおよび履歴則の係数が見直され、幅広い細長比ならびにピン接合、剛接合、半剛接合といった端部結合条件への対応が可能な修正柴田・若林モデル^{10), 11)}が開発されている。更に、

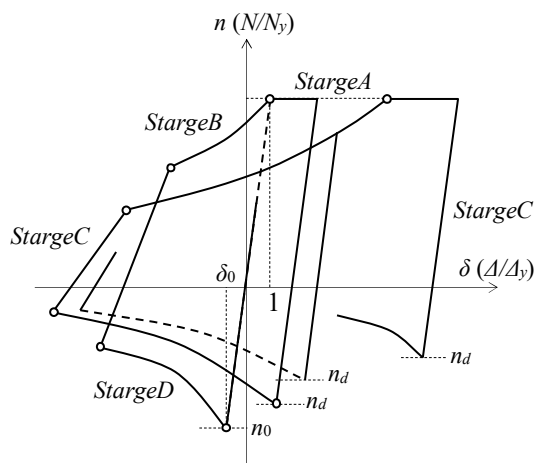


図-1 修正柴田・若林モデル

修正柴田・若林モデルを用いた累積等価軸変形および履歴吸収エネルギー特性に対応する破断判定手法も提案されており、このモデルを使用すると部材の破断時期を適切に推定できる特徴がある。修正柴田・若林モデルの履歴モデルを図-1に示す。この履歴モデルは部材の損傷状況に応じて4つのステージに分かれており、それぞれ、StageA：全断面が引張降伏した状態，StageB：たわみ曲線は屈曲から伸長するフェーズで引張と曲げにより降伏している状態，StageC：弾性除荷域，StageD：たわみ曲線は急激に屈曲するフェーズで圧縮と曲げにより降伏している状態を示している。履歴モデルの詳細については文献を参照されたい。

この履歴モデルは要素端の軸方向相対変位を部材長 L で除した等価軸ひずみ ε_{eq} で定式化されているため、実務設計において用いられるはり要素による橋梁全体系モデルや大規模解析モデルへの適用が容易である。更にピン接合や剛接合、半剛接合といった部材端部の接合条件による影響は、有効座屈長から算出される有効細長比を用いることで対応が可能¹⁰⁾である。また、同定されている軸載荷実験の供試体細長比は50～100であり、断面形状もH形のほかCT鋼、円形鋼管、組立材など、材質は限られるものの、橋梁構造物の2次部材に対して適用できるものと考えられる。本研究で用いた対象橋梁のモデルは図-2、図-3に示す鋼アーチ橋および鋼トラス橋である。鋼アーチ橋は文献13)に示される解析モデルを元に、鋼トラス橋はI種地盤上の3径間連続上路式トラス橋として設計されたもので、対傾構と下横構は局部座屈が先行しない断面（材質はいずれもSS400）として再設計したものである。図-2、図-3の各図内実線で示す鋼アーチ橋の下横構（ブレースA）及び鋼トラス橋の対傾構（ブレースF）の断面パラメータを表-1に示す。いずれもH形断面であり、格点間長を座屈長とした場合の細長比はそれぞ

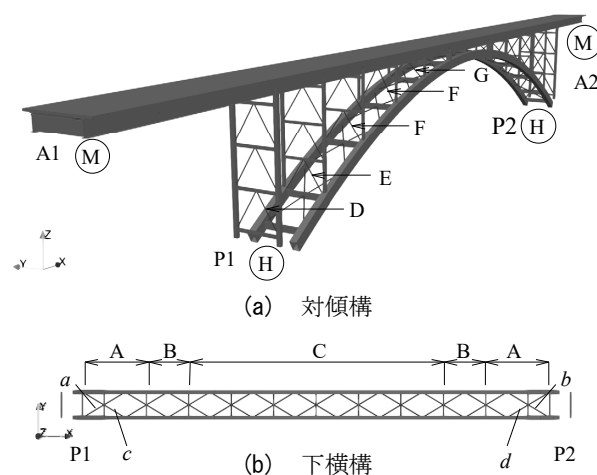


図-2 鋼アーチ橋モデル

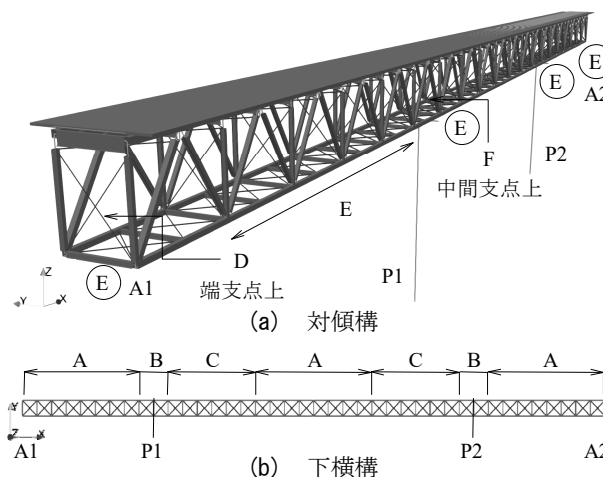


図-3 鋼トラス橋モデル

表-1 2次部材断面パラメータ（弱軸）

項目	単位	アーチ橋	トラス橋
ブレース名称	-	ブレースA	ブレースF
部位	-	下横構	対傾構
断面形状	-	H形	H形
弾性係数	E	200000	200000
降伏応力度	σ_y	235	235
構成板 n-B×t	フランジ	2-300×16	2-350×14
	ウェブ	1-350×16	1-350×12
部材長	L	6.356	10.1
座屈長	l_z	6.356	10.1
細長比	l_z/r_z	92.27	119.45
細長比パラメータ	λ_z	1.01	1.30
長柱の推定座屈強度 ^{*1}	σ_{cr}/σ_y	0.56	0.40
長柱の推定座屈強度 ^{*2}	n_0	0.76	0.59

※1 道路橋示方書Ⅱに示される全体座屈に対する特性値の補正係数 σ_{cr}/σ_y （溶接箱型断面以外の場合）

※2 修正柴田・若林モデルの初期座屈耐力 n_0

れ92.27，119.45である。

本論文では2次部材端部の接合はピン結合として取り扱うが、一般に橋梁の2次部材端部はガセットによって接合されているため、実用的には各部材の有効座屈長を求めておく必要がある。更に、この履歴モデルでは摩擦接合によるボルトの滑りは考慮されていないため、近年の地震被害で見られたような顕著なガセット部ボルト接合の滑りに伴う応答性状の変化を評価するような場合には適用できない。

表-2 中心軸圧縮柱検討ケース

Case	モデル	初期不整
1	ファイバー	初期たわみ $L/1000$
2	ファイバー	等価初期たわみ
3	ファイバー	初期不整
4	シェル	初期不整
5	修正柴田・若林モデル	---

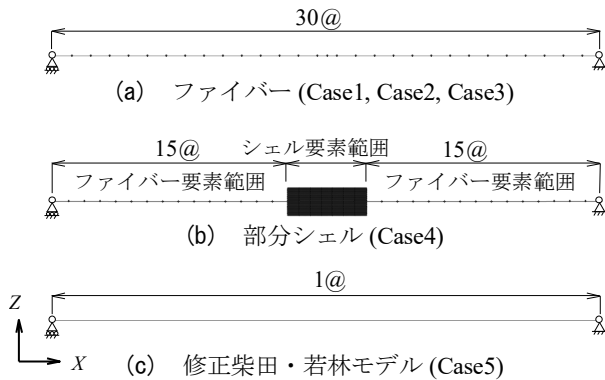


図-4 中心軸圧縮柱モデル

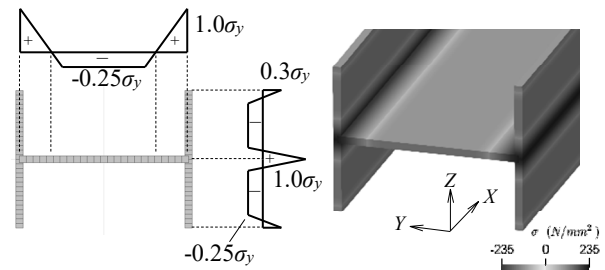
3. 中心軸圧縮柱を用いた基礎的検討

解析ソフトウェア SeanFEM¹²⁾に修正柴田・若林モデルを組み込んだ。検証として、鋼アーチ橋のアーチリブ最下段の下横構（表-1、ブレース A）を取り出し、両端ピンとした中心軸圧縮柱に修正柴田・若林モデルを適用した検討を行った。

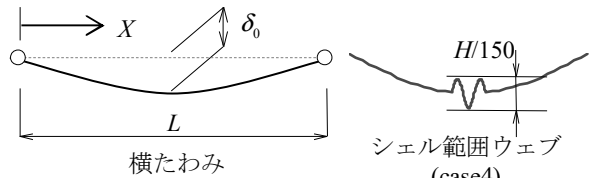
(1) 検討ケースおよび初期不整

従来手法として、ファイバー要素、部分シェル要素でモデル化した中心軸圧縮柱についても解析を行い、比較検討することによって修正柴田・若林モデルの特徴を確認した。検討ケースは表-2 に示す 5 ケースとした。各ケースの解析モデルを図-4 に示す。

ファイバーモデルは、 $L/1000$ の初期たわみ（ L ：部材長）を考慮した Case1、等価初期たわみ¹⁴⁾を考慮した Case2 および初期不整（初期たわみ、残留応力）を考慮した Case3 の 3 ケースで、有限変位解析によって全体座屈が表現できるように要素を 30 分割している。Case2 の等価初期たわみとは、道路橋示方書で示される積公式による連成座屈強度と等しい最大荷重を与える近似初期たわみのことで、本ケースでは部材中央で $L/483$ の正弦半波形のたわみを考慮した。Case4 のシェルモデルはファイバーモデルの部材中心部の $3B$ （ B ：フランジ幅）の範囲を非線形シェル要素に置き換えたモデルで、局部座屈モードが表現できるように細かく分割した。材料非線形性はファイバーモデル、シェルモデルともに 2 次勾配が $E/100$ のバイリニア型移動硬化則を設定する。また、シェルモデルは降伏条件として Mises 降伏条件、塑性流れ則として関連流れ則を採用した弾塑性



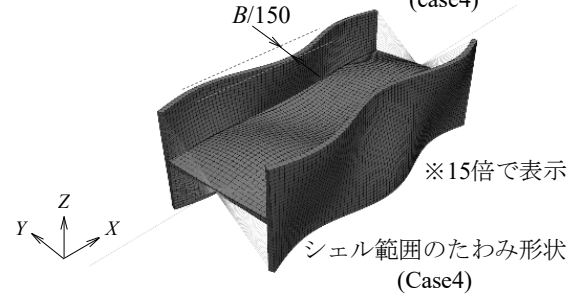
(a) 残留応力(Case3, Case4)



横たわみ

シェル範囲ウェブ

(case4)



※15倍で表示

シェル範囲のたわみ形状

(Case4)

(b) 初期たわみ(Case1, Case2, Case3, Case4)

図-5 中心軸圧縮柱に与える初期不整

積層シェル要素でモデル化されている。Case5 の修正柴田・若林モデルは 1 つのトラス要素に材料非線形性として定義する。

各ケースにおける初期不整は土木研究所資料¹⁵⁾を参考に図-5 のように与える。残留応力は自己釣り合い条件より引張幅、圧縮幅を決定し、ファイバー要素およびシェル要素の各積分点に離散化して与える。部材横方向の初期たわみは正弦半波形で与え、Case4 は部材横方向のたわみに加え、板の初期たわみをウェブおよびフランジに正弦波形で考慮する。なお、解析は弾塑性有限変位解析とし、幾何学的非線形性は Updated Lagrange 法に基づく定式化を行っている。

(2) 軸方向単調載荷

変位制御によって中心軸圧縮柱の軸方向単調載荷解析を行う。載荷変位 U を部材長 L で除した等価軸ひずみ ε_{eq} と軸方向反力 P を断面積 A で除した等価軸応力 σ_{eq} の関係を図-6 に示す。

Case2～Case4 の最大荷重は、図-7 に示す道路橋示方書¹⁶⁾の推定座屈強度 $132 \text{ N/mm}^2 (= 0.56\sigma_y)$ に近い。ため、Case2～Case4 で設定した初期不整は道路橋示方書で想定している全体座屈に対する初期不整と同等であるといえる。一方、Case5 の最大荷重は図-7 に示す修正柴田・若林モデルの $179 \text{ N/mm}^2 (= 0.76\sigma_y)$ に一致するため、Case2～4 と Case5 の最大荷重の差

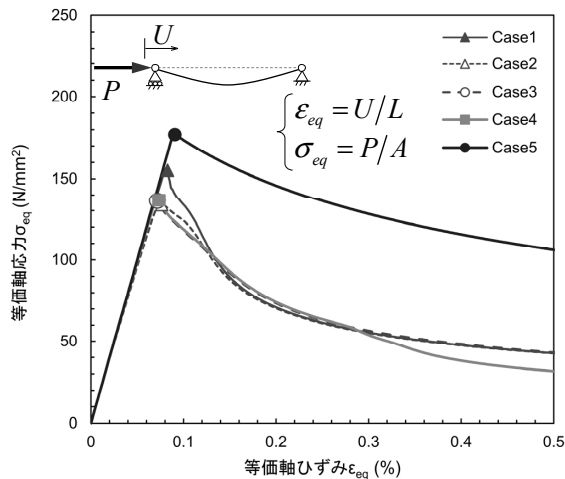


図-6 中心軸圧縮柱（軸方向単調載荷）

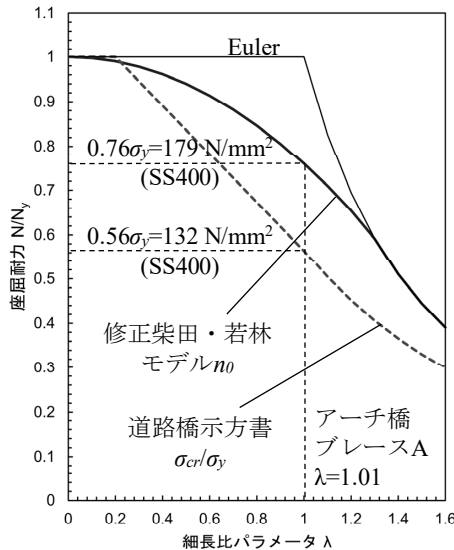


図-7 長柱の推定座屈強度曲線

は推定座屈強度の差と考えられる。このことから、橋梁の耐震設計において 2 次部材に修正柴田・若林モデルを用いて終局強度解析を行う場合、適用示方書で想定される推定座屈強度との差を考慮して評価する必要がある。なお、修正柴田・若林モデルの推定座屈強度は、細長比パラメータ λ が 0.2 以降で道路橋示方書の推定座屈強度より大きく、 $\lambda > 1.29$ の範囲で Euler の座屈荷重と等しくなっている。

Case1 は残留応力を考慮していないため、その影響により Case2～4 よりも最大荷重は大きくなっている。しかしながら、Case1 のモデルを橋梁全体系モデルの 2 次部材として組み込む際には宇佐美ら¹⁷⁾で得られている知見のように、端部接合の条件によって端部からの付加曲げモーメントが作用するため、ここに示すほどの最大荷重の差はないと考えられる。

図-6 の等価軸ひずみ ε_{eq} が 0.3% 以降で Case1～3 と Case4 で耐力低下域の曲線にずれが見られるのは、図-8 に示すように Case4 は座屈進展に伴い、典型的な H 形断面弱軸の局部座屈モードを評価しているためである。

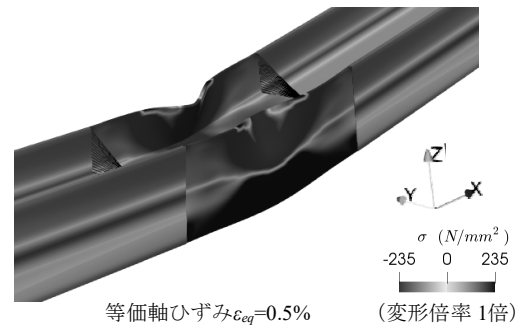


図-8 局部座屈モード（Case4、中央部シェル拡大）

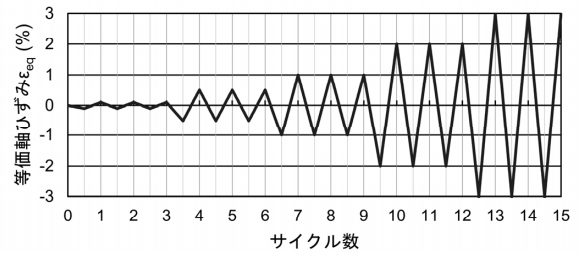


図-9 正負交番漸増繰返し载荷パターン

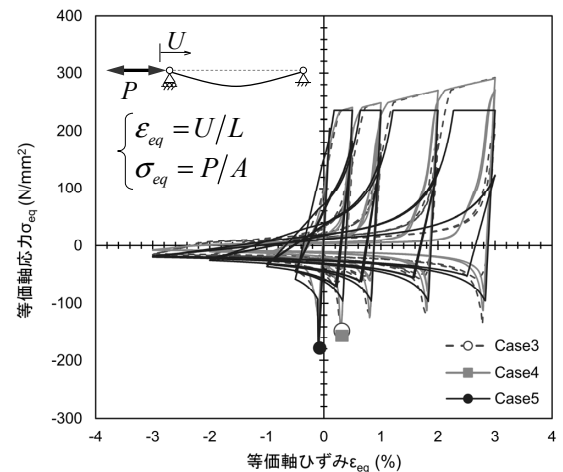


図-10 中心軸圧縮柱（正負交番漸増繰返し载荷）

(3) 正負交番漸増繰返し载荷

図-9 に示すように等価軸ひずみ ε_{eq} が $\pm 0.1\%$ 、 0.5% 、 1.0% 、 2.0% 、 3.0% となるような正負交番漸増繰返し変位をそれぞれ 3 サイクルずつ与える。Case3、Case4、Case5 について等価軸応力 σ_{eq} と等価軸ひずみ ε_{eq} の関係を図-10 に示す。Case3 は一度低下した座屈耐力は 10 サイクル(2%)以降で荷重が増大する傾向が見られる。紙面の都合上示していないが、同じファイバーモデルの Case1 および Case2 において初期座屈荷重は軸方向単調載荷と同じ差が見られ、その後の繰返し載荷時の様相は Case3 と同じ履歴を描いたことから、初期不整の影響は繰返し載荷によって消滅したと考えられる。繰返し載荷で大きいひずみ領域での座屈耐力の増大については、応力-ひずみ関係にバイリニア型を用いている影響が大きいと考えられる。Case4 は 4 サイクル(0.5%)で初期座屈耐力よりも大きな荷重になったが、それ以

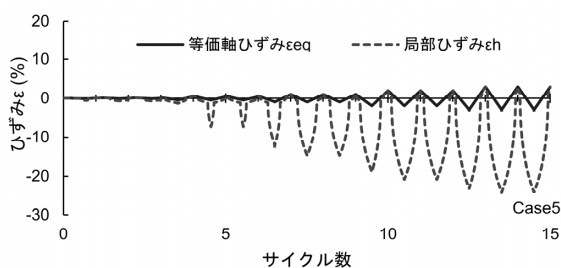


図-11 等価軸ひずみ ε_{eq} と局部ひずみ ε_h の関係

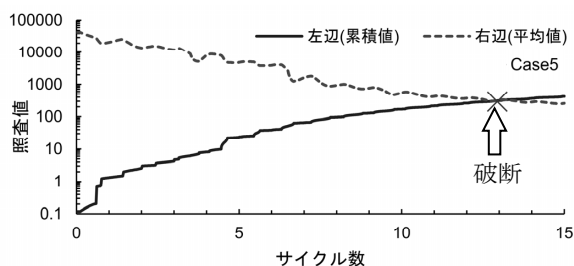


図-12 低サイクル疲労曲線による破断判定

降は Case5 ほどではないものの、座屈耐力低下を評価できており、シェル要素に高度な材料構成則を用いることで、実験等と同定されている Case5 の履歴に近づくと考えられる。

(4) 部材破断予測

低サイクル疲労によって引張破断時に急激な耐力低下を伴う亀裂発生時を破断と定義したとき、竹内ら^{10), 11)}はひずみ振幅拡大係数 $\alpha_c (= \Delta\varepsilon_h / \Delta\varepsilon_{eq})$ という概念を用いて等価軸ひずみ ε_{eq} から局部座屈部の塑性ひずみ（以下、局部ひずみ ε_h と称す）を推定し、破断時期を簡易に予測する手法を提案している。すなわち、全体座屈前後と局部座屈発生後のそれぞれのステージで等価軸ひずみ ε_{eq} （図-11 内実線）の振幅 $\Delta\varepsilon_{eq}$ を拡大した局部ひずみ ε_h （図-11 内破線）から全ひずみ振幅 $\Delta\varepsilon_{hp}$ を求め、その累積値が次に示す低サイクル疲労曲線式に達した時点で破断すると判定する。

$$\sum \Delta\varepsilon_{hp} = 3857 \times (\overline{\Delta\varepsilon_{hp}})^{-1.13} \quad (1)$$

ひずみ拡大係数 α_c は全体座屈前は 1.0、全体座屈後はヒンジ部の塑性域区間の平均ひずみを局部ひずみ ε_h として等価軸ひずみ ε_{eq} との比で表される。局部座屈発生以降のひずみ拡大係数 α_c は、古典座屈理論¹⁸⁾に則った局部座屈半波長から推定されるひずみ増分 ε_{lb} と局部座屈発生時ひずみ ε_{lb} ($= 3/2 \cdot (2t_f / B)^2$, t_f : フランジ厚) との和を局部ひずみ ε_h とし、等価軸ひずみ ε_{eq} との比で表される。ひずみ拡大係数 α_c は、図-11 内実線と破線の振幅比であり、全体座屈後で 6.3、局部座屈発生後で 8.6 となっている。式(1)において累積塑性ひずみの左辺（全ひずみ振幅 $\Delta\varepsilon_{hp}$ の累積値）と平均塑性ひずみ振幅の項である右辺を累積ひ

ずみで示すと図-12のようになる。2つの履歴が交差した時点が部材破断判定時であり、Case5では13サイクル(3%)で破断する結果になった。その時の累積塑性ひずみは302%，平均塑性ひずみ振幅は10%であった。

4. 破断を考慮した地震応答解析と2次部材のモデル化による影響

図-2、図-3に示す鋼アーチ橋および鋼トラス橋の2次部材に修正柴田・若林モデルを適用し、前章の部材破断予測を用いて破断を考慮するための解析手法を提案する。提案手法による地震応答解析と、2次部材をファイバー要素でモデル化した場合についても地震応答解析を実施し、2次部材のモデル化の違いが橋梁全体系の応答に与える影響について検討を行った。

(1) 提案手法と解析条件

これまでに著者らが行ってきた連鎖崩壊型の地震応答解析⁵⁻⁷⁾を拡張した考えで、部材破断を考慮するための解析手法を提案する。地震応答解析の間、修正柴田・若林モデルを採用した検討対象部材をモニタリングし、式(1)によって部材破断と判定された部材はその要素を消去し、順次解析を再開させ、部材破断直後の衝撃力による周辺部材への荷重再分配と橋梁全体系への影響を動的に評価する手法である。

検討ケースは、鋼アーチ橋は図-2 に実線で示すアーチリブ下横構（44 本）と支柱対傾構（48 本）、鋼トラス橋は図-3 に実線で示す対傾構（42 本）と下横構（80 本）を検討対象部材とし、修正柴田・若林モデルを適用した提案手法およびファイバー要素を適用した従来手法の 2 ケースとする。ここに、鋼トラス橋の対傾構は交点を無視し、修正柴田・若林モデルの有効細長比は H 形断面の弱軸方向とした。それぞれのモデル化および解析手法は前章の中心軸圧縮柱と同様であるが、ファイバーモデルについては中間節点に質量の载荷と、部材端を剛接合とすることで端部からの付加曲げモーメントの影響を考慮するものとした。

入力地震動については、内閣府中央防災会議から公表されている南海トラフ地震の断層パラメータを基に、すべり量等を大きくしてハイブリッド法により想定を超える地震動を作成した。図-13 に作成した地震動を示す。同図から、4 つの主要動が存在する地震波であり、構造物の累積繰返し変形性能の影響を評価できる波形と考えられる。NS 成分を橋軸

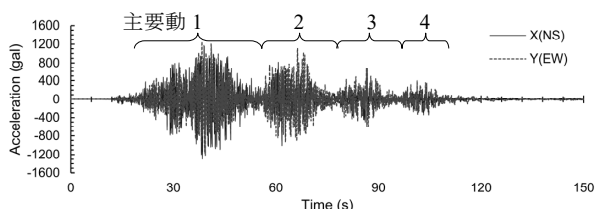


図-13 入力地震動

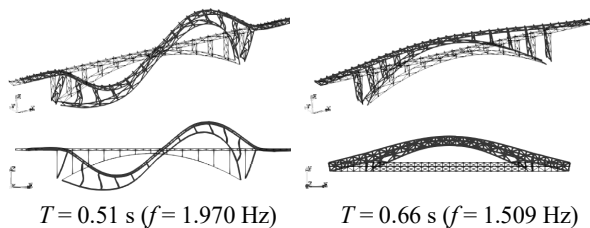


図-14 鋼アーチ橋の固有周期と固有モード

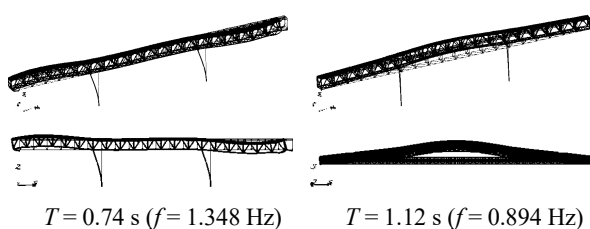


図-15 鋼トラス橋の固有周期と固有モード

方向 X, EW 成分を直角方向 Y に同時入力するものとした。鋼アーチ橋、鋼トラス橋の低次固有周期と固有モード図を図-14、図-15 に示す。入力地震動の加速度応答スペクトルとの重ね合わせより、いずれも道路橋示方書¹⁶⁾に示される標準波（Ⅱ種地盤 A2 地域）と同等かそれ以上の応答が予想される。減衰モデルは逐次アップデート型の要素別剛性比例減衰とし、破断後の 2 次部材に減衰効果が作用しないようにした。また、時間積分間隔は 0.001 s とし、計算時間ステップにおいて収束誤差に収まるように Newton-Raphson 法によって反復計算を行っている。

(2) 鋼アーチ橋

提案手法では地震波継続時間内に図-2 内 a, b, c, d のアーチリブ下横構が順番に破断し、それ以降、破断判定される 2 次部材は無く、解析は終了した。最初に破断したアーチリブ下横構（ブレース a）の等価軸応力 σ_{eq} と等価軸ひずみ ε_{eq} の関係を図-16 に示す。ブレース a は 1 回目の主要動を含む 60 s 付近までの間で引張側に大きく塑性化し、2 回目の主要動終了付近の 72.83 s で破断した。その時の累積塑性ひずみは 775%，平均塑性ひずみ振幅は 4% であった。図-17 にアーチクラウン部の直角方向応答変位波形と破断した時刻を示す。同図には従来手法の結果も

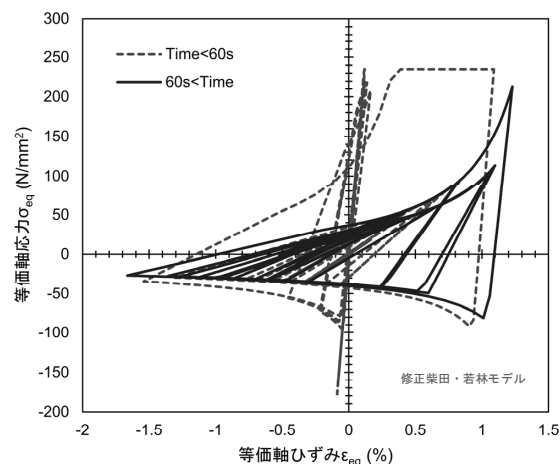


図-16 鋼アーチ橋下横構の応答（ブレース a）

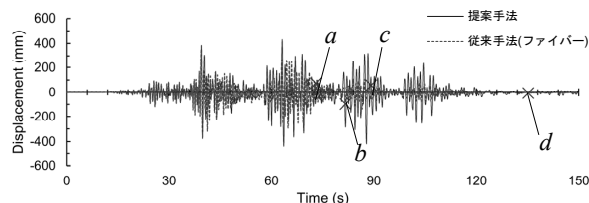


図-17 アーチクラウン部直角方向応答変位

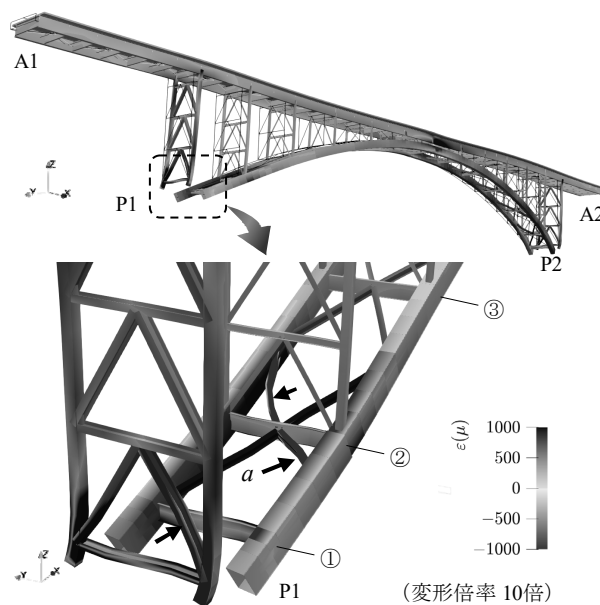


図-18 鋼アーチ橋ひずみコンター変形図（従来手法）

重ねて示している。ブレース a, b, c, d の破断時刻は離れていることから、それぞれのブレースの破断は、周辺部材への荷重分担増加による連鎖的な破断ではないと判断できる。80 s 付近から始まる 3 回目の主要動以降で応答変位に変化が見られる。従来手法では図-18 のように 2 次部材には有限変位による全体座屈が生じて剛性低下しているものの、破断は考慮していないため、橋梁全体の面外剛性に寄与している。一方、提案手法では完全に部材として消去しているため、破断後には橋梁全体に影響するほどに面外剛性が減少し、従来手法よりも変位が増大したと

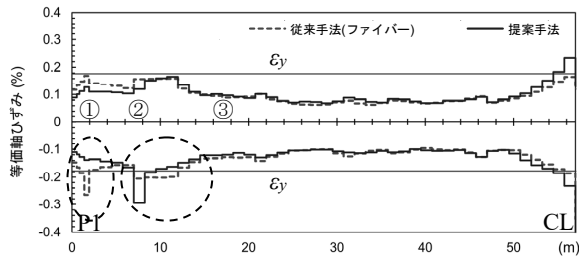


図-19 アーチリブ局所最大ひずみ分布

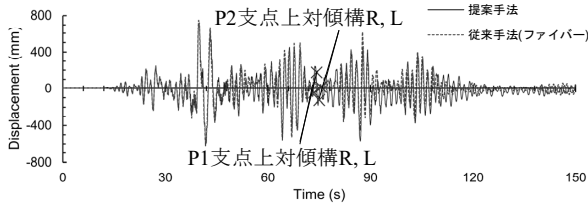
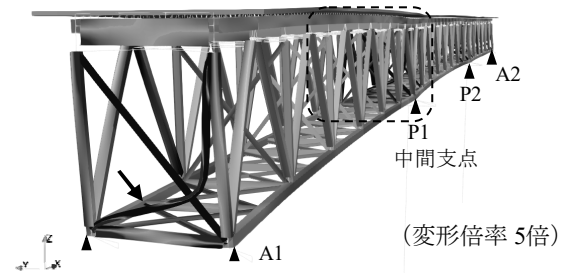


図-20 下弦材中央径間支間中央直角方向応答変位

考えられる。その影響で図-19 に示す P1 側アーチリブ基部付近において最大ひずみ分布に差が生じていると考えられる。アーチリブ基部の支材接合部付近（図内①）で、従来手法では降伏ひずみを超過するひずみが発生しているのに対して、提案手法では降伏せず、次のパネルの支材接合部付近（図内②）の降伏範囲が狭くなっている。ここには示していないが P2 側にも同様の傾向が見られ、提案手法では 2 次部材のモデル化と破断の考慮によって主構部材であるアーチリブの損傷への影響が評価されている。

(3) 鋼トラス橋

提案手法では地震波継続時間内に P1 上および P2 上の中間対傾構 L 側、R 側の合計 4 本が破断し、それ以降、破断と判定される 2 次部材は無く、解析は終了した。図-20 に中央径間中央の下弦材直角方向応答変位波形と破断した時刻を従来手法とともに示している。変位波形は従来手法で僅かに大きな応答を示している他、顕著な変化は見られない。提案手法において中間支点上の対傾構は P1 側、P2 側ともに 2 回目の主要動が終了する付近で L 側、R 側が連続的に破断している。このことから、中間支点上の対傾構の L 側と R 側は地震時慣性力に対して相補的な関係にあると考えられる。それに対して、端支点上対傾構は従来手法でも図-21 に示すように中間支点上対傾構と同様に大きく全体座屈が見られるものの、破断はしていない。これは、中間支点上対傾構は局部座屈発生時ひずみ ε_{lb} に達しているため、推定される局部ひずみ ε_h の累積は大きく評価されて破断したのに対して、端支点上対傾構は局部座屈発生時ひずみ ε_{lb} に達していないことから、破断には至らなかったと考えられる。なお、破断判定ではフランジの幅厚比で推定される局部座屈発生時ひずみ ε_b



(a) 端支点上対傾構



(b) 中間支点上対傾構

図-21 鋼トラス橋ひずみコンター変形図（従来手法）

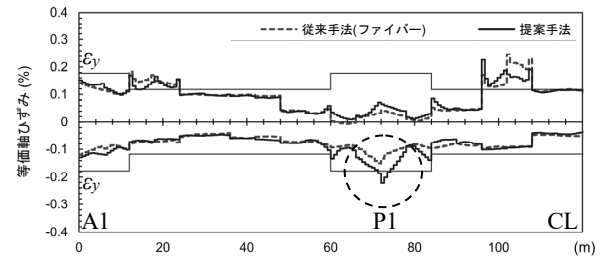


図-22 鋼トラス橋下弦材最大ひずみ分布

は、中間支点上対傾構は 0.43% に対して、端支点上対傾構は 3.19% であり、7.5 倍程度大きく評価されている。このように、提案手法では地震時において全体座屈が生じてひずみ振幅の大きい繰り返し载荷を受けた際に、局部座屈発生による累積変形性能も適切に評価されると考えられる。

下弦材に着目して、従来手法と提案手法による最大ひずみ分布の比較を図-22 に示す。破断した中間支上部付近において、提案手法では降伏ひずみを超過する応答が生じた。対傾構が破断することによって中間支上部下弦材への荷重分担が増加したと考えられ、鋼アーチ橋と同様に 2 次部材の破断が主構部材に影響を及ぼしていることが確認できる。

5. おわりに

本研究では、繰返し軸载荷実験および有限要素法解析により同定された修正柴田・若林モデルを用いて、中心軸圧縮柱による基礎的検討を行った。更に、修正柴田・若林モデルを鋼アーチ橋と鋼トラス橋の 2 次部材に適用し、想定を超える地震動が作用した

ときに、連鎖的な破断を考慮するための解析手法を提案するとともに、従来手法との比較によって 2 次部材の破断が橋梁全体系に及ぼす影響について検討を行った。以下に本研究で得られた知見を示す。

- ・ 修正柴田・若林モデルで想定している初期座屈耐力は細長比パラメータ $\lambda > 0.2$ の範囲で道路橋示方書の推定強度よりも大きい。
- ・ 正負交番载荷によって修正柴田・若林モデルは座屈耐力低下を表現できており、精確な累積繰り返し変形性能の評価が期待できる。
- ・ 地震応答解析の結果、鋼アーチ橋ではアーチリブ下横構、鋼トラス橋では中間支点上対傾構が部材破断に至ったものの、主要動が収まった時間付近での破断が多く、最大荷重を受けている最中での脆性的破断を想定するリダンダンシー解析のような大きな荷重再分配による連鎖的破断は見られなかった。
- ・ 鋼アーチ橋ではアーチリブ、鋼トラス橋では下弦材の損傷に着目すると、部材破断を考慮しない従来手法の結果と損傷部位、損傷範囲が異なる結果が得られ、2 次部材の破断が主構部材へ及ぼす影響が確認された。

謝辞：名古屋工業大学後藤芳顕プロジェクト教授に修正柴田・若林モデルの 2 次部材への適用において貴重なご助言を賜りました。また、本論文で使用した想定を超える地震動は理化学研究所のスーパーコンピュータ「京」を利用して得られたものです（課題番号: hp170092）。ここに記して関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 渡邊直起，加藤基規，宇佐美勉，葛西昭：座屈拘束ブレースの繰り返し弾塑性挙動と復元力特性に関する実験的研究，土木学会地震工学論文集，Vol. 27，2003.
- 2) 宇佐美勉，葛漢彬，日沖堅治，路志浩，河野豪：制震ダンパーによる鋼アーチ橋の耐震性向上，土木学会論文集，766号，pp. 245-261，2004.
- 3) 宇佐美勉，佐藤崇：座屈拘束ブレースの低サイクル疲労実験と照査法，構造工学論文集，Vol. 56A，pp. 486-498，2010.
- 4) 遠藤和男，福永勸，家村浩和，八田政仁，野中哲也：大規模地震時における長大吊橋の終局限界状態に関する解析的研究，構造工学論文集，Vol. 55A，pp.

550-563，2009.

- 5) 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.
- 6) 野中哲也，宇佐美勉，岩村真樹，廣住敦士，吉野廣一：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，構造工学論文集，Vol. 56A，pp. 779-791，2010.
- 7) 馬越一也，小室雅人，山沢哲也，由井幸司，見原理一，野中哲也，吉岡勉，奥井義昭：トラス橋のケーススタディ（非線形解析）—鋼トラス橋を対象とした連鎖崩壊型動的リダンダンシー解析—，第17回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，pp. 39-52，2014.
- 8) 柴田道生，中村武，若林實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化-その1 定式化関数の誘導-，日本建築学会論文報告集，第316号，pp. 18-23，1982.
- 9) 柴田道生，若林實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化-その2 応答解析への適用-，日本建築学会論文報告集，第320号，pp. 29-35，1982.
- 10) 竹内徹，中村悠，松井良太：接合部固定度を考慮したH形断面ブレースの座屈後履歴性状及び累積変形性能，日本建築学会構造系論文集，75巻，653号，pp. 1289-1297，2010.
- 11) 竹内徹，近藤佑樹，松井良太，今村晃：局部座屈を伴う組立材ブレースの座屈後履歴性状および累積変形性能，日本建築学会構造系論文集，77巻，681号，pp. 1781-1790，2012.
- 12) 株式会社耐震解析研究所:SeanFEM ver.1.22 理論マニュアルと検証，2007.
- 13) （社）日本鋼構造協会：ファイバーモデルを用いた鋼橋の動的耐震解析の現状と信頼性の向上，2011.
- 14) 馬越一也，葛漢彬，野中哲也，宇佐美勉：鋼部材の連成座屈強度を近似的に考慮する等価初期たわみ式の提案，土木学会第68回年次学術講演会概要集，I-527，pp. 1053-1054，2013.
- 15) 村越潤，遠山直樹，梁取直樹，澤田守，有村健太郎，前田和裕，小野潔：鋼箱形断面圧縮部材の耐荷力に関する検討，土木研究所，土木研究所資料，第4221号，2012.
- 16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2017.11.
- 17) 宇佐美勉，馬越一也，斎藤直也，野中哲也：鋼橋の耐震解析におけるブレース材のモデル化，構造工学論文集，Vol. 56A，pp. 381-392，2010.
- 18) S.Timoshenko, J.Gere: Theory of Elastic Stability, Second Edition, McGrawhill, 1963.