第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2023年7月）

繰り返し塑性履歴を受けるブレース材を有する鋼トラス橋の耐震性能照査

馬越　一也[1]・海老澤　健正[2]・山田　忠信[3]・野中　哲也[4]

[1]正会員　博（工）　株式会社地震工学研究開発センター（〒810-0004 福岡県福岡市中央区渡辺通4-6-20）
[2]正会員　名古屋工業大学大学院助教　工学専攻（〒466-8555 愛知県名古屋市昭和区御器所町）
[3]正会員　博（工）　株式会社IHIインフラシステム（〒135-8710 東京都江東区豊洲3丁目1番1号）
[4]正会員　博（工）　名古屋工業大学大学院教授　社会工学専攻（〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町）

1. はじめに

既設橋の耐震解析において，鋼トラス橋の橋軸直角方向にレベル2地震動を入力すると支点上の対傾構が大きく損傷する場合が多い．道路橋示方書[1]に従って，この対傾構を弾性範囲に留めるためには当て板補強や部材取替えを行う必要があるが，補強後の剛性が高くなるために周囲の上下弦材や垂直材といった主構にまで影響が及ぶことで補強範囲が広がり，結果的に大規模な補強工事につながってしまう．

著者らはこれまで鋼トラス橋の支点上の対傾構や鋼アーチ橋の端支柱対傾構を含む構面（以下，パネルと称す）を対象とした繰り返し載荷実験（**写真-1**）を実施し，繰り返し荷重下における終局挙動を明らかにしてきた[2]．更に実験結果を精度良く再現することが可能（**図-1**，文献2)から図を引用）な解析モデルにおけるブレース材のファイバー要素によるモデル化を提案し，鋼トラス橋全橋モデルの対傾構に適用した解析の実施とともに，対傾構の塑性化を許容した合理的な耐震補強設計例を示してきた[3]．以下，文献3)を前論文と称す．しかしながら前論文では実務設計での使用を容易にするため，ブレース材の材料構成則に一般的なバイリニア型の移動硬化則（以下，バイリニアと称す）を用いており，繰り返し塑性履歴の影響を考慮できていないことに課題を残していた．そこでH形鋼を対象にして，繰り返し塑性履歴が考慮できる新たな構成式の多軸マルチリニアモデル（**図-2**，以下，MMLと称す）について研究を進め，実験で使用した同一ロットのH形鋼から切り出して製作した試験片の単調引張試験および繰り返し載荷試験の実施により，構成式のパラメータを決定して開発を完了させた[4]．

本論文では繰り返し塑性履歴の影響を精度良く再現できるMMLを一般的な鋼トラス橋のブレース材に適用し，地震応答解析を実施した．応答結果を前論文のバイリニアと比較しながら示し，応答の違いとMMLの特徴について議論している．更にブレース材の塑性化を許容した場合の構成部材の安全性と，構造全体の安全性の観点より対象橋梁の合理的な耐震性能照査の実施例を示している．

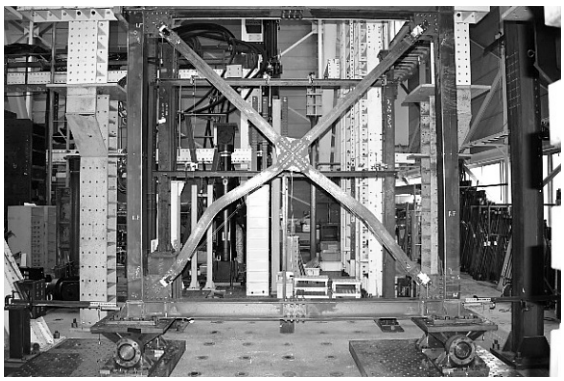


写真-1　鋼トラス橋のブレース材の終局挙動に関する実験風景[2]

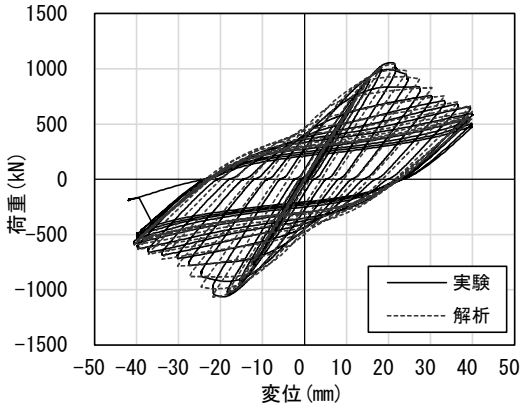


図-1　繰り返し載荷実験と再現解析[2]

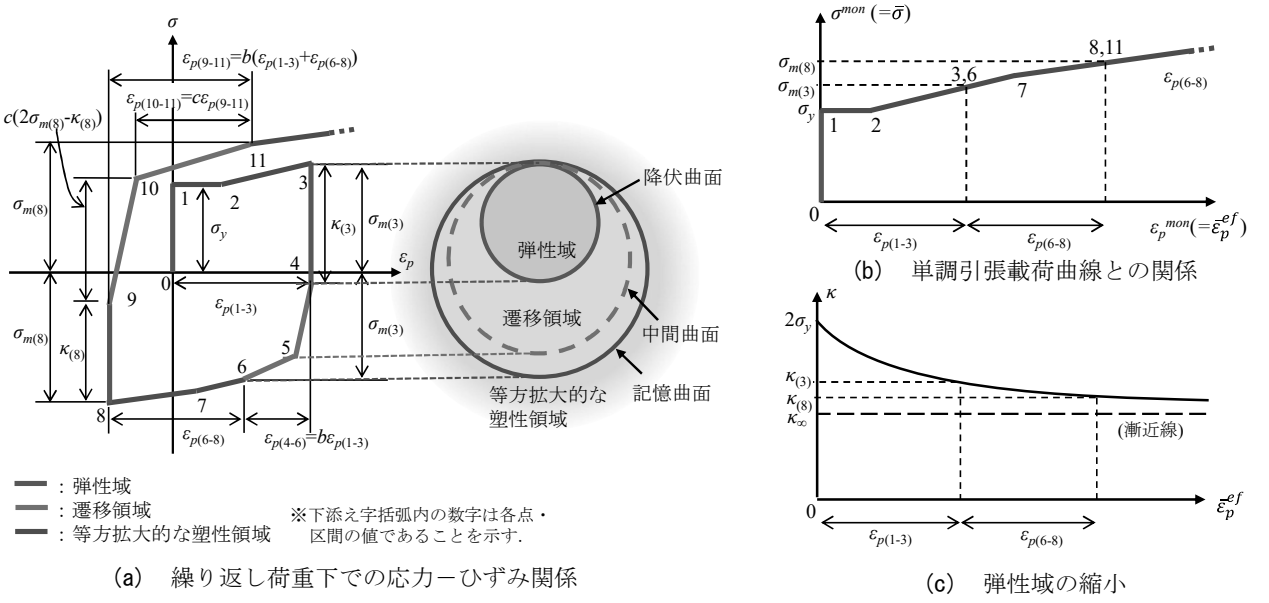


図-2 多軸マルチリニアモデル(MML)の概要[4)]

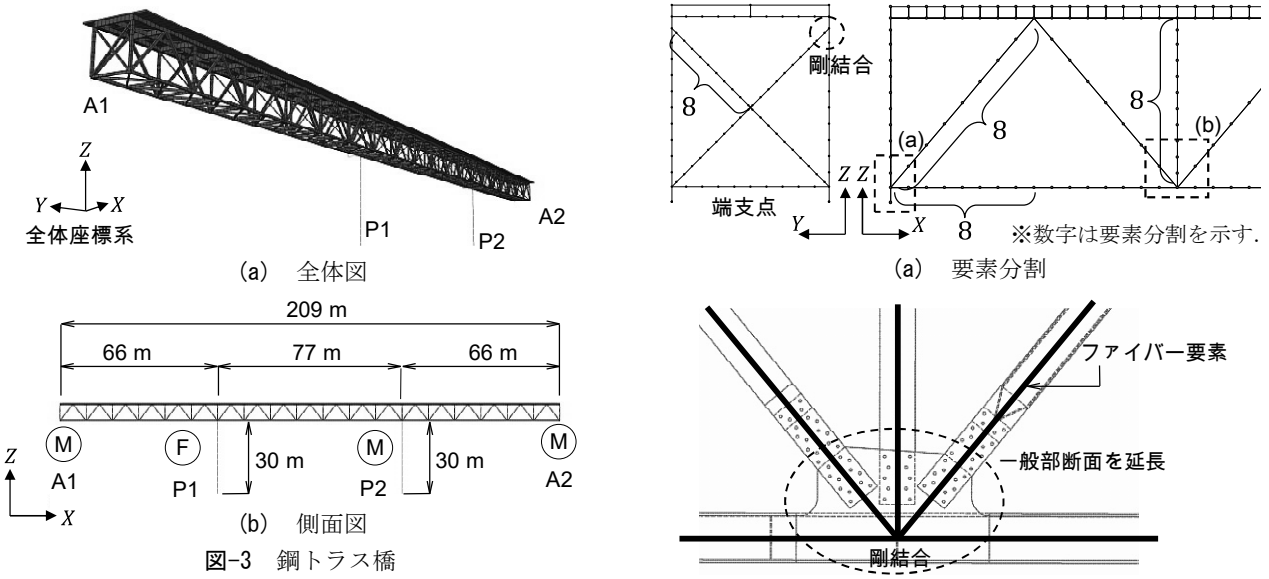


図-3 鋼トラス橋

図-4 要素分割と結合部のモデル化

2. 対象橋梁および解析モデル

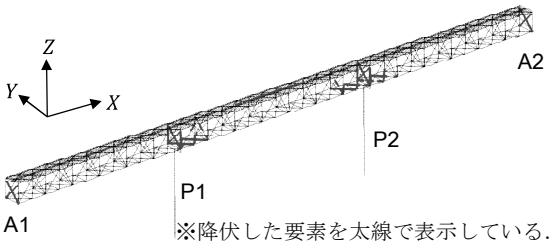
(1) 橋梁概要

対象とした橋梁は**図-3**に示す3径間連続上路式鋼トラス橋で，昭和55年道示で設計された耐震補強が必要とされる一般的な山間部に架かる既設橋梁を想定している．なお，文献2)の実験では，このモデル橋の支点上パネルの約1/2供試体が用いられた．

(2) 解析モデル

対象橋梁の鋼部材にファイバー要素を採用して全体系の解析モデルを構築した．そこでは，文献2)で実験結果により確証が得られたブレース材の提案デルを適用している．具体的には**図-4(a)**に示すようにブレース材の座屈モードを表現するために対傾構を8分割として，端部は剛結合，ガセット端部から垂直材軸心までは剛体要素で繋いだ．

ブレース材の材料構成則については**図-2**に示すMML[4)]を採用した．MMLは繰り返し塑性履歴を考慮した高精度な材料モデルである．特徴としては，弾性域の縮小や等方拡大的な塑性等を考慮した構成則を実務者にわかりやすい形式となるよう簡略化した点である．また，多直線近似とすることで近似バランス，収束性改善に優位性があり，多軸応力場への拡張が明解である．MMLの詳細については文献4)を参照されたい．



※降伏した要素を太線で表示している．

図-5　地震応答解析による降伏箇所
（タイプⅡ，MML）

表-1　部材の降伏比$\varepsilon/\varepsilon_y$（タイプⅡ）

(a)　バイリニア

		A1	A1-P1	P1	P1-P2	P2	P2-A2	A2
		支点上	径間	支点上	径間	支点上	径間	支点上
主部材	上弦材	-	0.88	-	0.88	-	0.88	-
	下弦材	-	0.65	-	0.87	-	0.69	-
	斜材	-	0.71	-	1.11	-	0.91	-
	垂直材	1.12	0.30	18.54	0.55	18.59	0.43	1.16
2次部材	対傾構	28.61	0.65	4.44	1.32	6.78	0.99	51.66
	下支材	2.17	0.49	3.46	1.44	3.81	0.83	3.73

(b)　MML

		A1	A1-P1	P1	P1-P2	P2	P2-A2	A2
		支点上	径間	支点上	径間	支点上	径間	支点上
主部材	上弦材	-	0.89	-	0.90	-	0.91	-
	下弦材	-	0.73	-	0.85	-	0.88	-
	斜材	-	0.78	-	1.23	-	1.09	-
	垂直材	1.07	0.34	21.82	0.55	22.93	0.47	1.33
2次部材	対傾構	51.33	0.74	7.40	2.16	10.63	1.13	55.27
	下支材	3.60	0.52	3.70	1.66	4.12	0.97	4.90

※　部材毎の局所最大ひずみεを降伏ひずみε_yで除した降伏比$\varepsilon/\varepsilon_y$を示している．
※　網掛けは降伏比$\varepsilon/\varepsilon_y$が1を超過している（降伏している部位）を示している．

上下弦材，斜材，垂直材の主構についてもブレース材と同様に格点間を8分割とし，格点部は一般的な全体系解析モデルと同様に一般部断面を延長して剛結合（**図-4(b)**）とした．今回は橋脚に着目しておらず，RC橋脚の弾性はり要素でモデル化した．基礎－地盤系は固定支持として，支承は線形ばね要素で境界条件を与えた．

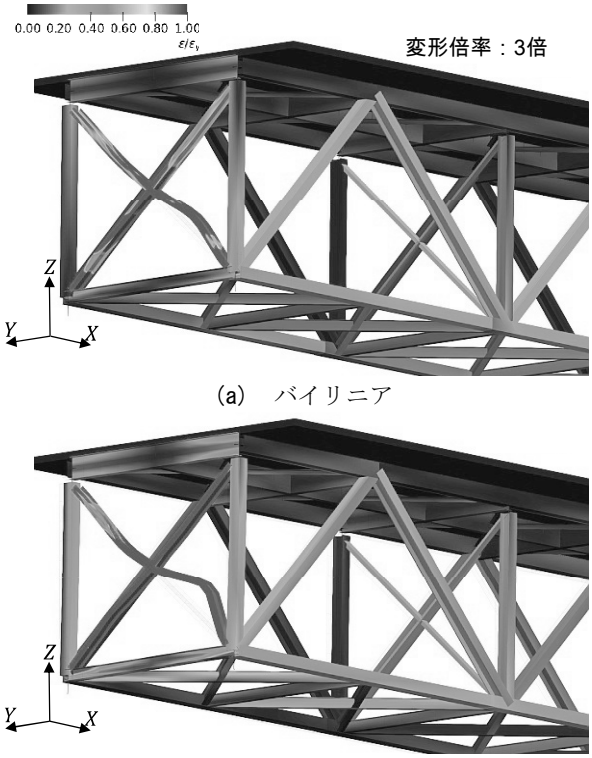
3. 地震応答解析

(1) 解析条件

地震応答解析に用いる入力地震動は，道路橋示方書[1]に示されるタイプⅡの標準波（1波目）で，入力方向は橋軸直角方向とした．架橋地点の地盤種別はⅡ種地盤，B2地域（地域別補正係数c_{zII} = 0.85）を想定した．

対象とした鋼トラス橋の低次の橋軸直角方向固有モードは対称1次モード，固有振動数fは 1.668 Hzであり，入力地震動の応答スペクトルの最大域に位置（タイプⅡ：1488 gal）している．

減衰モデルにはレーリー型減衰モデルを用いている．固有値解析で得られた刺激係数と固有モードから2つの橋軸直角方向卓越モードを選定し，地震応答解析に用いるレーリー型減衰の係数を設定した．



(a)　バイリニア

(b)　MML

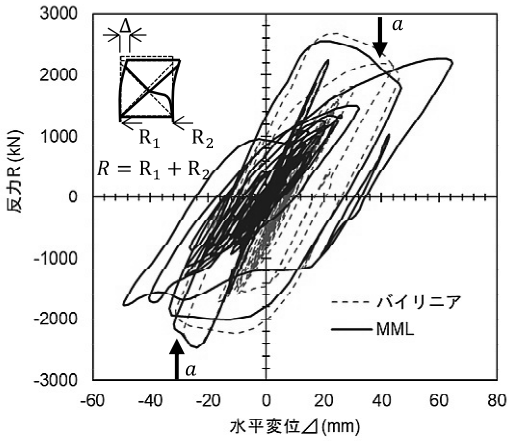
図-6　ひずみコンター変形図（タイプⅡ）

解析プログラムにはSeanFEM[5]を用いた．ブレース材の部材座屈を精度良く表現するために優位性のあるUpdated Lagrange法を幾何学的非線形性の解法に採用している．この方法は八ツ元ら[6]により解析プログラムの基礎的な検証が行われ，文献2)において繰り返し載荷実験の再現解析によって確証が得られている．

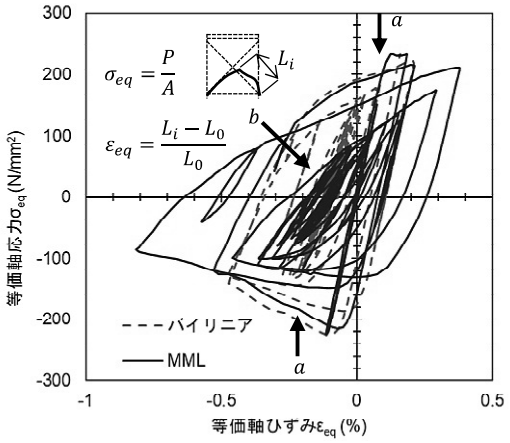
(2) 地震応答解析結果

タイプⅡ地震動を橋軸直角方向に入力して降伏した要素を**図-5**に，部材の降伏比$\varepsilon/\varepsilon_y$（ここに，$\varepsilon$：局所最大ひずみ，$\varepsilon_y$：降伏ひずみ）を**表-1**に示す．降伏した要素はバイリニアもほとんど同じ[3]であった．端支点，中間支点付近に損傷が集中しており，端支点対傾構，中間支点垂直材の降伏比が大きい傾向はバイリニア，MMLともに同じである．バイリニアはA1支点上とA2支点上で2倍近くの差があるものの，MMLは同程度である違いが見られたことから，応答に対して構成則の違いがひずみの増大に敏感に影響したと考えられる．

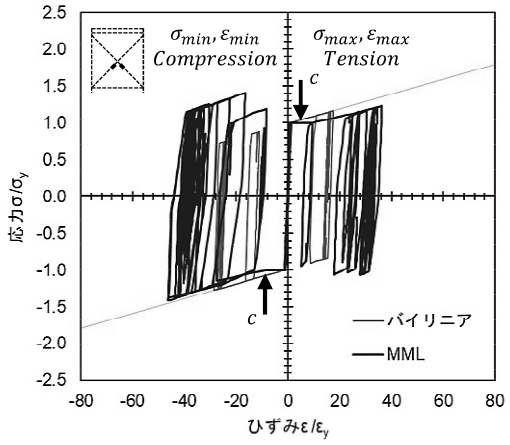
A1側端支点の対傾構に着目して，最大の損傷時刻のひずみコンター変形図を**図-6**に示す．**表-1**に示される降伏比の違い程度にMMLのほうが対傾構の部材座屈が大きく見られる．



(a)　パネルの荷重－変位



(b)　ブレース材（L側）の等価軸応力－等価軸ひずみ



(c)　ブレース材の局所応力－局所ひずみ

図-7　A1側パネル構成部材の応答履歴（タイプⅡ）

同位置のパネルの荷重－変位曲線，ブレース材の等価軸応力－等価軸ひずみ及びブレース材の局所応力－局所ひずみをバイリニアとMMLの履歴を重ねて**図-7**に示す．同図(a)に示すパネルでは交番載荷で左右のブレース材がそれぞれ抵抗するものの，座屈の程度は左右等しくないため，座屈による残留変位の影響で反力の正負に違いが生じている．MMLの内側のループ（図内a）ではバイリニアと似たループが見られる．この内側のループは最大時刻

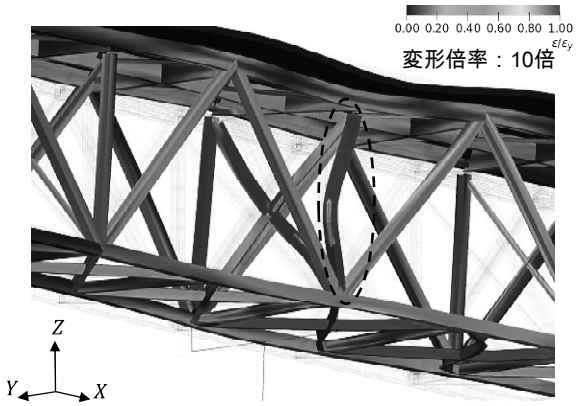


図-8　中間支点上垂直材の損傷状態（タイプⅡ）

（5.5秒付近）よりも前であることから，小振幅範囲ではバイリニアとMMLの差は小さく，大振幅を経験後，差が生じているといえる．同図(b)の左側（第二，第三象限）は圧縮側，右側（第一，第四象限）は引張であり，第三象限での荷重低下はブレース材の部材座屈が現れた結果である．バイリニアよりもMMLのほうが大きく座屈しており，MMLの図内bの最大値経験以降の除荷時の軟化挙動は特徴的である．同図(c)は最大ひずみを記録したファイバー要素の圧縮側，引張側をそれぞれ合わせて示している．MMLの図内cには比較的明瞭な降伏棚が見られ，その後の等方拡大的な塑性挙動が現れている．

4. 耐震性能照査

2018 年制定の学会示方書[7]による耐震性能照査は主として構造安全性（部材の安全性と構造全体の安全性），地震後の使用性・復旧性を満足させることになる．前章の結果を用いて対象としている鋼トラス橋の耐震性能照査を行う．

(1) 部材の安全性照査

部材の安全性はパネル全体としての照査を行う．すなわち，ブレース材は実験により確証が得られた手法で評価し，主荷重を受け持つ部材（ここでは垂直材）を弾性範囲に抑えることでパネルを構成する部材の安全性を照査する．

A1端支点上の垂直材は，上端部の一部要素が降伏しているものの，この部分の実構造はガセット部となっており，解析モデルにその影響は考慮されていない．さらに降伏比も僅か($\varepsilon/\varepsilon_y$ = 1.07)で，紙面の都合上示していないが，3波平均で降伏ひずみ以下となり，この部位の損傷に対する補強は不要と判断した．一方，中間支点部の垂直材は**図-8**に示すように部材座屈が生じて大きな損傷が見られることから，

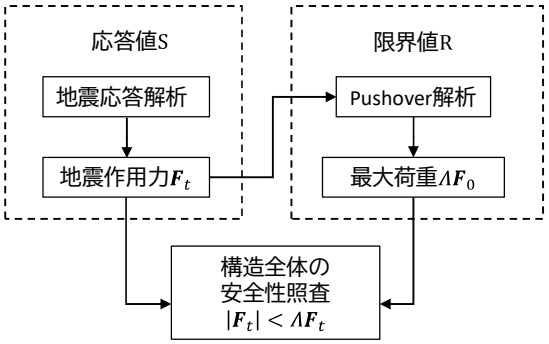


図-9　全体系はりモデルを用いた構造全体の安全性照査フロー

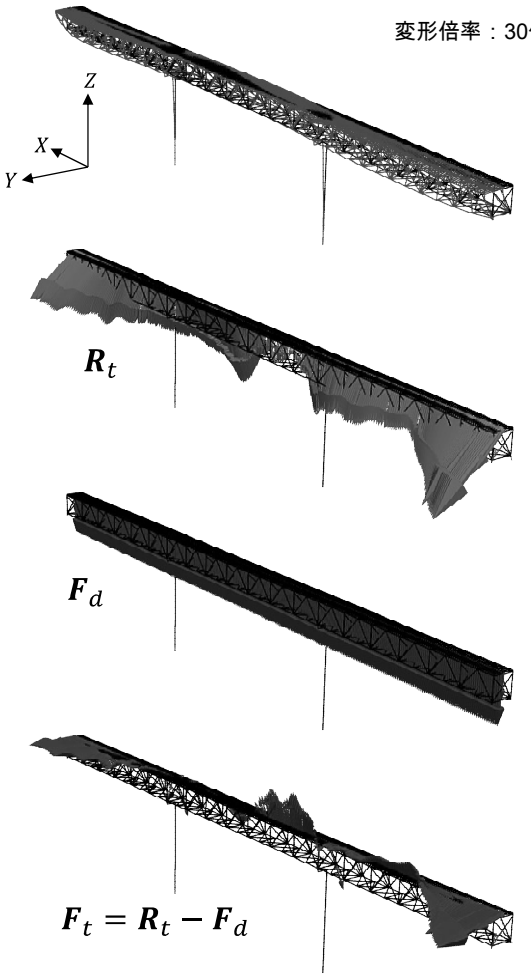


図-10　着目時刻の応答変位と荷重ベクトル

補強が必要である．支間が橋軸直角方向に変形すると中間支点上のパネルは鉛直軸まわりにねじれるような挙動になり，垂直材がパネル面外方向（橋軸方向）に座屈したと考えられる．このことから，パネル面外方向の曲げ剛性を上昇させる断面補強が有効だと考えられる．試算したところパネル面外方向の断面2次モーメントを14倍程度にすることで弾性範囲に抑えることができた．

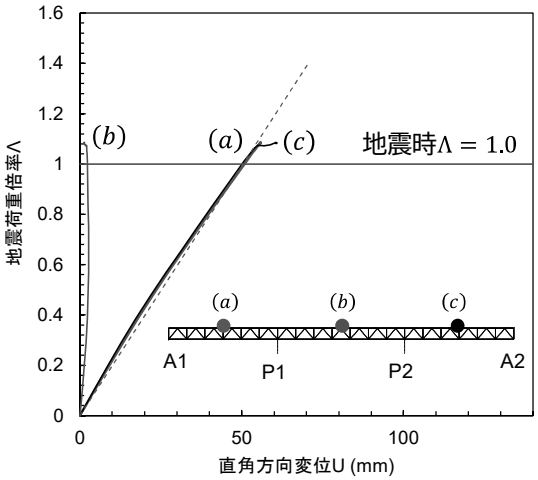


図-11　構造全体の荷重－変位

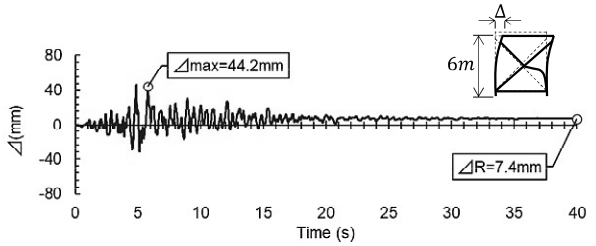
ブレース材自体の照査は不要であるが，繰り返し塑性変形によって生じる低サイクル疲労破断の懸念があるため，ブレース材の累積塑性変形倍率[7]について確認した．着目したA1側パネルのL側対傾構において102であり，また，繰り返し塑性履歴の多いタイプⅠ地震動を試験的に実施したところ，累積塑性変形倍率は253（参考）であった．鋼材の累積塑性変形倍率の限界値は概ね500～1000とされており，今回の結果はいずれも小さいものであった．

(2) 構造全体の安全性照査

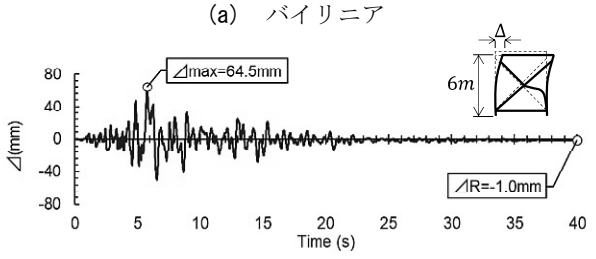
構造全体の安全性照査のフローを**図-9**に示す．ここに，限界値RのPushover解析[8]には損傷部材（ここではブレース材）に，実験により確証が得られたモデルを組み込んだ橋梁全体系モデルを用いることができる[2]ため，応答値Sの地震応答解析と同一のモデルが使用できる．

地震応答解析の結果より構造全体が安全限界に近づいたと考えられる着目時刻tにおける構造全体系の地震作用力F_t ($=R_t - F_d$)を設定する．今回着目した時刻は，塑性化を許容する対傾構を含むA1側パネルの変位が最大となった時刻とした．**図-10**に着目時刻の応答変位と荷重ベクトルを示す．Pushover解析は地震作用力F_tを基準化したモードベクトル$F_t/|F_t|$に対して地震荷重倍率Λを乗じて漸増載荷する．

Pushover解析から得られた荷重－変位を**図-11**に示す．縦軸に地震荷重倍率Λ，横軸に橋梁全体の代表点として各支間中央の点の変位をとっており，図中(a)(b)(c)は挿絵の各記号位置の変位を表している．着目したA1側の支間中央(a)において，明確に最大荷重点が見られないものの，最大荷重は地震時(Λ = 1.0)よりも大きいことは明らかであり，地震時まではほぼ弾性挙動（同図点線）であることからも構造全体の安全性は確保されていると判断できる．



(a) バイリニア



(b) MML

図-12 A1側パネル応答変位（タイプⅡ）

(3) 地震後の使用性・復旧性

地震後の使用性・復旧性の観点より，着目するA1側支点上のパネルを対象とした残留変位を確認する．**図-12**に示すA1側支点上パネルの応答変位より，最終時刻で十分に振動は収まっているため，残留変位には最終時刻40 sの応答変位をとるものとした．残留変位はバイリニアでは7.4 mmであり，パネル高さのh/810 (h = 6 m)程度であった．一方，MMLは1.0 mmであり，バイリニアよりも小さい結果となっている．バイリニアとMMLの残留変位の差は，応答変位から算出した残留変位は塑性化する要素に用いた材料構成則の履歴特性への依存が高いためであり，高精度なMMLを用いた残留変位のほうが信頼性は高いと考えられる．

5. おわりに

本論文では著者らがこれまでに実施してきた実験結果により確証が得られたブレース材のモデル化と，繰り返し塑性履歴を考慮した高精度な材料構成則の多軸マルチリニアモデル(MML)を鋼トラス橋に適用した地震応答解析を実施し，ブレース材の塑性化を許容した合理的な耐震補強設計について検討した．

MMLとバイリニア型移動硬化則の結果を比較すると，大振幅範囲でその差が見られ，MMLの特徴が現れた．繰り返し塑性履歴の影響で残留変位に大きな違いが見られ，MMLで得られる残留変位の精度に期待が持てる．

耐震性能照査は結果的に中間支点上の主構の垂直材を弾性範囲に抑える断面補強だけとなり，ブレース材を弾性範囲に抑えた場合の補強設計よりも補強量は大幅に小さくできたと考えられる．

但し，今回用いたMMLの材料パラメータは1種類のみの実験に同定されているものであるため，汎用的に用いるためには更に複数形状の実験や多軸応力状態での実験による材料パラメータの見直しが必要になると考えられる．また，ブレース材端部結合部のガセット部のすべり，塑性化は考慮していないことについて今後十分な検証が必要である．

謝辞：本研究は「土木学会　鋼構造委員会　高精度な数値解析法を用いた鋼橋の耐震性能照査に関する調査研究小委員会（委員長：野中哲也）」における取り組みの一環として行ったものである．ここに記して関係各位に謝意を表する．

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2017.
2) 嶋口儀之，山田忠信，野中哲也，馬越一也，鈴木森晶：繰り返し荷重を受ける鋼トラス橋のブレース材の終局挙動に関する実験および再現解析，構造工学論文集，土木学会構造工学委員会，Vol. 68A，pp.59-68，2022.
3) 馬越一也，山田忠信，嶋口儀之，鈴木森晶，野中哲也：ブレース材の塑性化を許容した鋼トラス橋の耐震性能照査，橋梁等の耐震設計シンポジウム，土木学会地震工学委員会，第25回，2022.
4) 海老澤健正，野中哲也，吉野廣一，馬越一也，山田忠信：繰り返し塑性履歴を受けるH形鋼の構成則およびその適用，構造工学論文集，土木学会構造工学委員会，Vol. 69A，pp.373-385，2023.
5) 株式会社耐震解析研究所（現：地震工学研究開発センター）：SeanFEM ver.1.22，理論マニュアルと検証，2007.
6) 八ツ元仁，馬越一也，金治英貞，中村真貴，野中哲也：大規模計算による長大橋地震応答解析の構造要素モデルの高度化に関する検討，土木学会論文集A2（応用力学），土木学会，Vol. 73 No. 2 (応用力学論文集 Vol. 20)，p.I_769-I_780，2017.
7) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書［耐震設計編］，鋼構造委員会，丸善，2018.
8) 奥村徹，馬越一也，野中哲也，吉野廣一：非エネルギー吸収部材の損傷を伴う上路式鋼アーチ橋の構造全体系の地震時終局挙動，構造工学論文集，土木学会，Vol. 66A，2020.