

第6章 基本モデル橋の解析例

本委員会では、既設橋梁（特に、鋼トラス橋、鋼アーチ橋）の耐震補強を前提に、死荷重を受け持たない部材、例えば、鋼トラス橋の支点部対傾構や鋼アーチ橋の端支柱対傾構等のブレース材に対して塑性化を許容させ、合理的な耐震補強を目指して検討を実施してきた。塑性化を許容させるために、繰り返し載荷実験等により、ブレース材を含む対傾構（ブレース材パネル）に対する荷重－変位曲線において安定した履歴特性を示すか、最大荷重以降の荷重低下はどの程度か等、エネルギー吸収部材またはそれに近い部材としてみなせるかどうかを確認した上で、さらに、その挙動が表現できる解析モデルおよび解析法が必要である。本委員会では、対象としているブレース材およびブレース材パネルにおいては、実験の結果が再現できるモデル化を提示してきた。

そこで、本章では、本委員会のその成果を活用して、学会示方書に示される耐震性能照査法を踏襲した上で、支点上対傾構の塑性化を許容する既設橋の耐震補強を想定した標準的な鋼トラス橋、鋼アーチ橋の耐震性能照査例を具体的に示すことにした。

学会示方書における耐震性能照査は、構造安全性の照査および地震後の使用性・修復性の照査からなる。構造安全性の照査については、構造全体の安全性（特殊橋梁）と部材の安全性からなり、部材の安全性は橋脚やダンパーなどの損傷を許容するエネルギー吸収部材と、トラス主構等の損傷不可の非エネルギー吸収部材に分けられる。非エネルギー吸収部材の内、支点上対傾構（ブレース材パネル）に対しては、実験によりエネルギー吸収部材と同等な耐震性が確認されことから、新たに「準エネルギー吸収部材」と定義して、耐震補強におけるブレース材の塑性化を許容することにした。また、塑性化を許容させるため、橋梁全体の剛性低下率が許容範囲内か、対象橋梁の動的解析結果が橋梁全体の最大耐荷力に対してどの程度余裕があるか、動的解析の最大応答時点の橋梁全体剛性が正（荷重－変位曲線上において登り勾配）であるかどうかを確認する必要がある。

本基本モデル橋の解析例は、実験で検証されたブレース材のモデル化を行い、ある程度の部材損傷（塑性化）を許容することによって、耐震補強においてよく採用させる鋼トラス橋の免震ゴム支承や鋼アーチ橋の座屈拘束ブレース（BRB）への取り換えを行わずに、最小限の断面補強だけを行った合理的な耐震補強例である。

なお、既設橋ブレース材端部の接合部については、ガセット部のすべりや塑性化が懸念されるため十分な検証が必要であるが、本橋のブレース材のガセット部は2面摩擦接合ですべりは生じず、十分な耐力があることを前提に検討を進めるものとする。

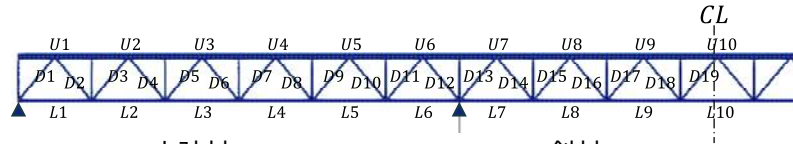
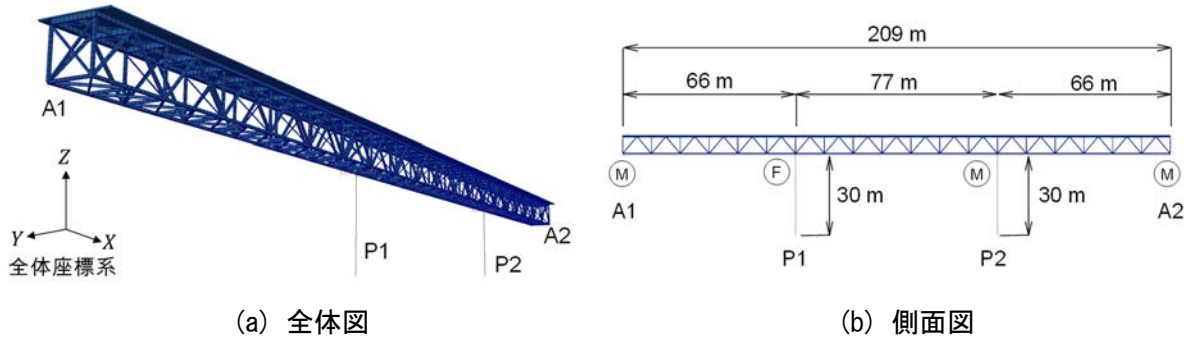
6.1 鋼トラス橋

6.1.1 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^リに従って、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。そこで、前述のように支点上対傾構を準エネルギー部材として損傷を許容する既設鋼トラス橋の耐震性能照査例を示す。

6.1.2 対象橋梁

対象とした橋梁は図 6.1.1 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



上弦材

	t1	t2	t3	材質
U1	10	9	10	SM490Y
U2	11	14	11	SM490Y
U3	16	16	16	SM490Y
U4	16	16	16	SM490Y
U5	11	13	11	SM490Y
U6	10	9	10	SM490Y
U7	22	22	22	SM490Y
U8	10	9	10	SM490Y
U9	10	12	10	SM490Y
U10	12	14	12	SM490Y

斜材

	t1	t2	t3	材質	
D1	16	22	16	SM490Y	Box
D2	32	12		SM490Y	H
D3	11	10	11	SM490Y	Box
D4	10	10		SM490Y	H
D5	10	12		SM490Y	H
D6	10	9	10	SM490Y	Box
D7	19	10		SM490Y	H
D8	14	13	14	SM490Y	Box
D9	19	25		SM490Y	H
D10	19	25	19	SM490Y	Box
D11	34	32		SM490Y	H
D12	28	28	28	SM490Y	Box
D13	28	25	28	SM490Y	Box
D14	25	34		SM490Y	H
D15	16	25	16	SM490Y	Box
D16	36	13		SM490Y	H
D17	12	13	12	SM490Y	Box
D18	12	11		SM490Y	H
D19	10	9	10	SM490Y	Box

下弦材

	t1	t2	t3	材質
L1	10	9	10	SM490Y
L2	19	11	19	SM490Y
L3	19	16	19	SM490Y
L4	12	16	12	SM490Y
L5	10	9	10	SM490Y
L6	28	28	28	SM490Y
L7	28	28	28	SM490Y
L8	10	10	10	SM490Y
L9	10	11	10	SM490Y
L10	16	10	16	SM490Y

垂直材

	t1	t2	t3	材質	
V1	10	9	10	SM400	Box
V2	10	12		SM400	H

(c) トラス部材の断面構成（主構）

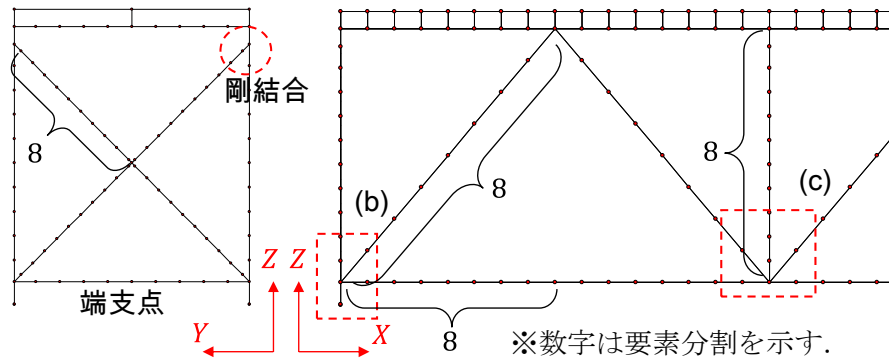
図 6.1.1 鋼トラス橋 解析モデル図と断面構成

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、繰り返し載荷実験²⁾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。

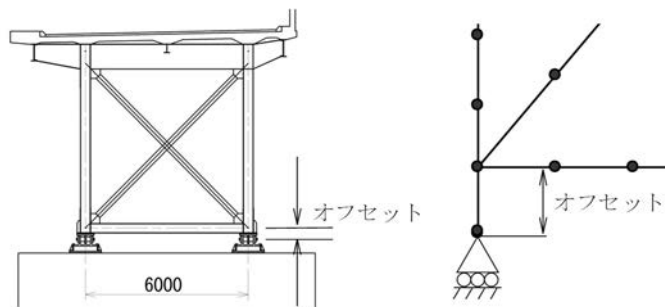
6.1.3 解析モデルおよび解析条件

(1) 解析モデル

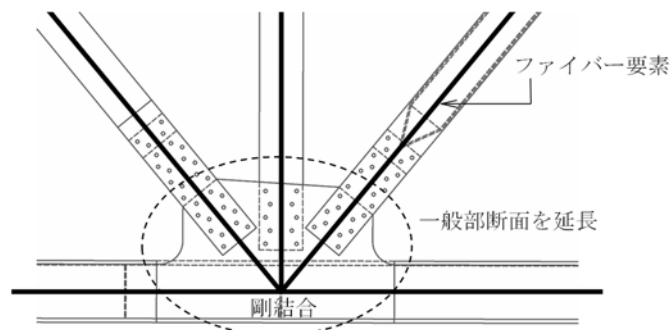
対象橋梁の鋼部材にファイバー要素を採用して全体系の解析モデルを構築した。そこでは、繰り返し載荷実験²⁾の結果により確認が得られたブレース材の提案モデルを適用している。具体的には図 6.1.2(a)に示すようにブレース材の座屈モードを表現するために対傾構を 8 分割として、端部は剛結合、ガセット端部から垂直材軸心までは剛体要素で繋いだ。また、パネルの支点位置までは図 6.1.2(b)に示すように実際の構造と位置関係を合わせるために剛部材でオフセットを考慮した。これ



(a) 要素分割



(b) 支点位置オフセットの考慮



(c) 格点部の一般部断面延長

図 6.1.2 要素分割と結合部のモデル化

は、常時荷重の設計ではパネル下端の格点部に直接支点条件を与えることがあるが、今回のようなレベル2地震動で、部材が塑性化したり部材座屈を幾何学的非線形性で考慮するような非線形性の強い解析を行う場合には、実構造に合わせてオフセットによる付加曲げを考慮するモデル化が必要だと考えたためである。実験供試体の再現解析において、実験では下段ブレースが座屈したのに対して、このオフセットを考慮しないと上段ブレースが部材座屈する結果となり、実験結果を再現することができなかったことから、オフセットを全体系解析モデルにも考慮することは必要であると考えられる。

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 6.1.2(c)）とした。今回は橋脚に着目しておらず、RC 橋脚は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。

(2) ブレース材のモデル化

本委員会において、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パネル構面を対象とした繰り返し載荷実験を実施し、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および、繰り返し塑性履歴を考慮できる新たな構成式の多軸マルチリニアモデル (MML)³⁾を提案しており、本橋のブレース材である対傾構の材料構成則に MML を採用した。

MML の代表的な特徴としては、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 の詳細については第 2 章を参照されたい。なお、本照査例では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）を採用した解析結果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。

(3) 解析条件

地震応答解析の初期状態には死荷重による応力を考慮する。減衰モデルにはレーリー型減衰モデルを用いて、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。

設計地震動には道路橋示方書に示されるタイプ II の標準波（1 波目）の波形を用いて、橋軸直角方向に入力するものとする。架橋地点の地盤種別は II 種地盤、B2 地域（地域別補正係数 $c_{zII} = 0.85$ ）を想定している。

解析プログラムには SeanFEM⁵⁾を用いて、材料非線形性と幾何学的非線形性を同時に考慮する複合非線形解析を実施した。

6.1.4 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 6.1.3 に示す。ここに、降伏した要素はバイリニアもほぼ同じであったため図は MML の結果を示している。また、部材の降伏比 $\varepsilon/\varepsilon_y$ （ここに、 ε ：局所最大ひずみ、 ε_y ：降伏ひずみ）を表-6.1.1 に、表内の最大値を部材ごとに整理して図 6.1.4 に示す。端支点、中間支点付近に損傷が集中している傾向はバイリニア、MML とともに同じである。A1 支点上と A2 支点上の対傾構の降伏比はバイリニアで 2 倍近くの差があるのに対して、MML は同程度の降伏比である。対傾構は MML でモデル化しており、降伏ひずみの 50 倍以上の大きな損

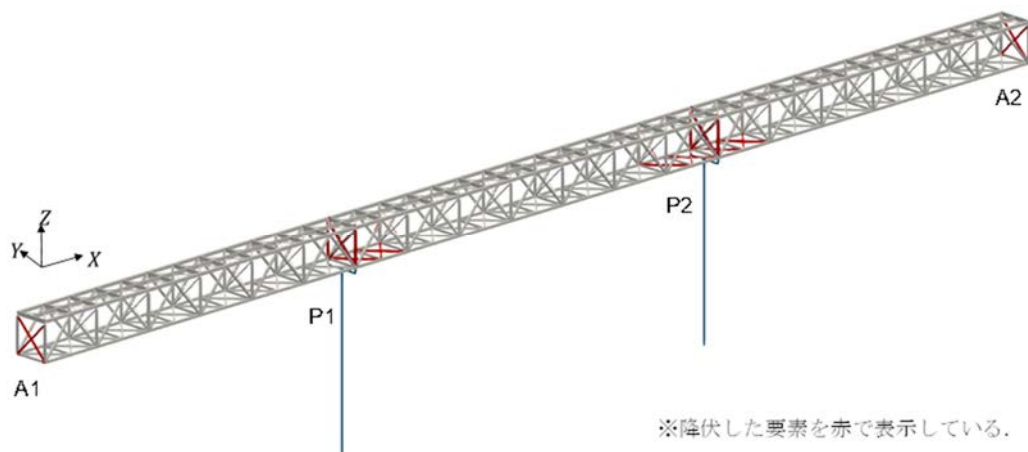


図 6.1.3 地震応答解析による降伏箇所（タイプ II，MML）

表 6.1.1 部材の降伏比（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。

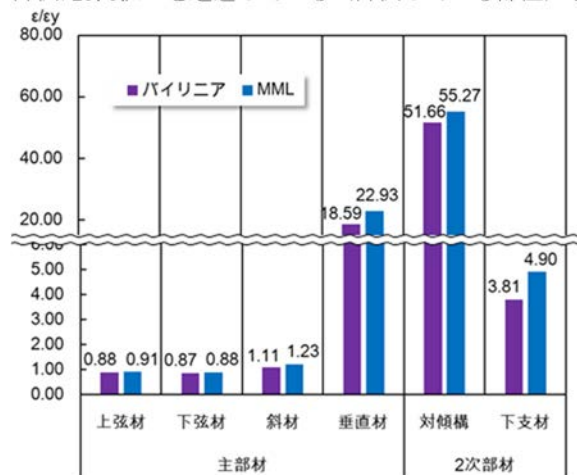


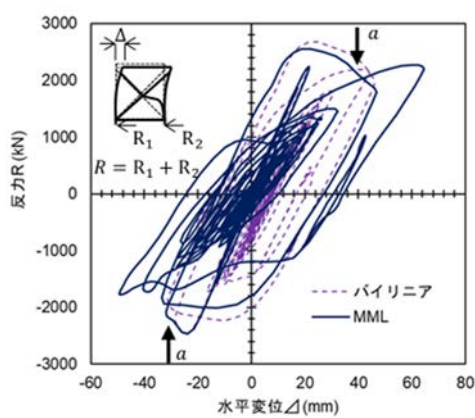
図 6.1.4 部材の降伏比比較（タイプⅡ）

傷域であることから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。しかしながら主構を含むその他の部材は同程度の降伏比となっており、本結果においては対傾構を MML でモデル化したことによる周辺部材への影響は小さいようである。

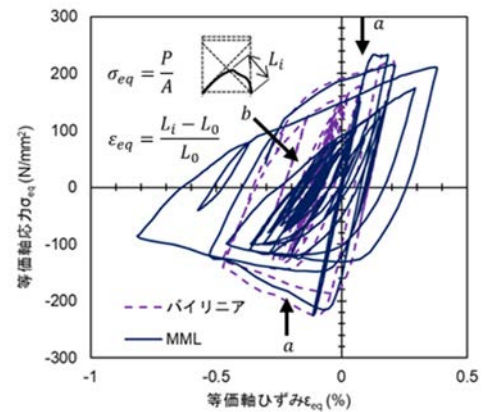
A1 側端支点の対傾構に着目して、最大の損傷時刻のひずみコンター変形図を図 6.1.5 に示す。表 6.1.1 に示される降伏比の違い程度に MML のほうが対傾構の部材座屈が大きく見られる。

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 6.1.6 に示す。同図 (a) に示すパネルでは交番载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 (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

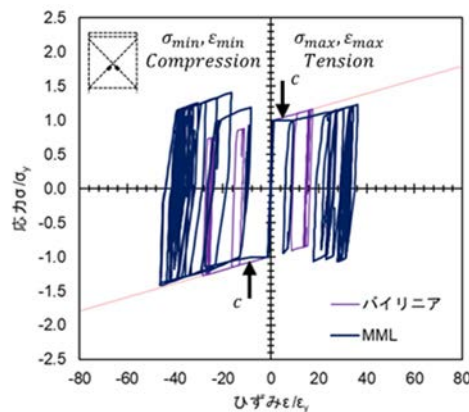
低下はブレース材の部材座屈が現れた結果である。バイリニアよりも MML のほうが大きく座屈しており，MML の図内 b の最大値経験以降の除荷時の軟化挙動は特徴的である。同図 (c) は最大ひずみを記録したファイバー要素の圧縮側，引張側をそれぞれ合わせて示している。MML の図内 c には比較的明瞭な降伏棚が見られ，その後の等方拡大的な塑性挙動が現れている。



(a) パネルの荷重-変位

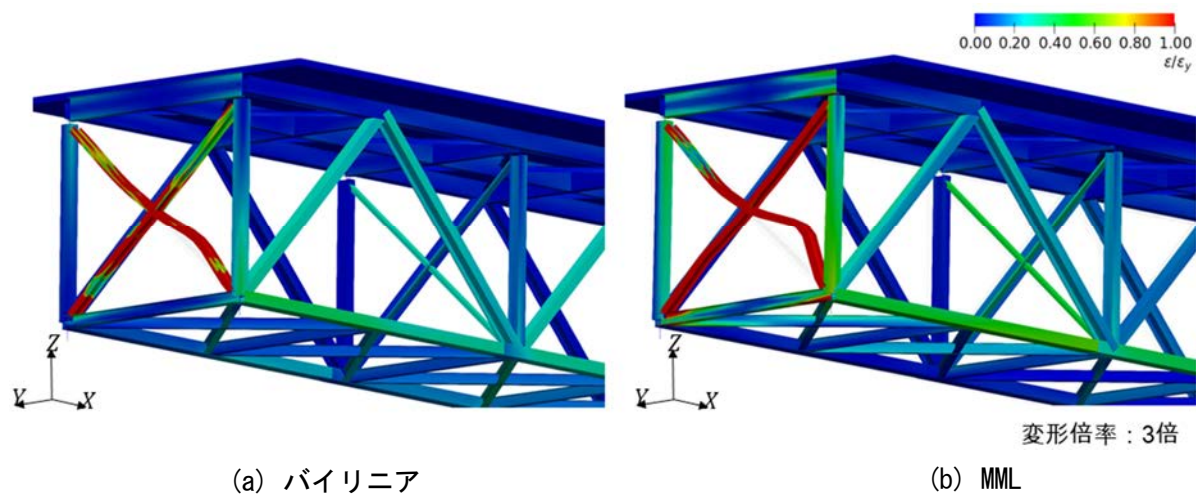


(b) ブレース材 (L 側) の
等価軸応力-等価軸ひずみ



(c) レース材の局所応力-局所ひずみ

図 6.1.6 A1 側パネル構成部材の応答履歴 (タイプ II)



(a) バイリニア

(b) MML

図 6.1.5 ひずみコンター変形図

6.1.5 耐震性能照査

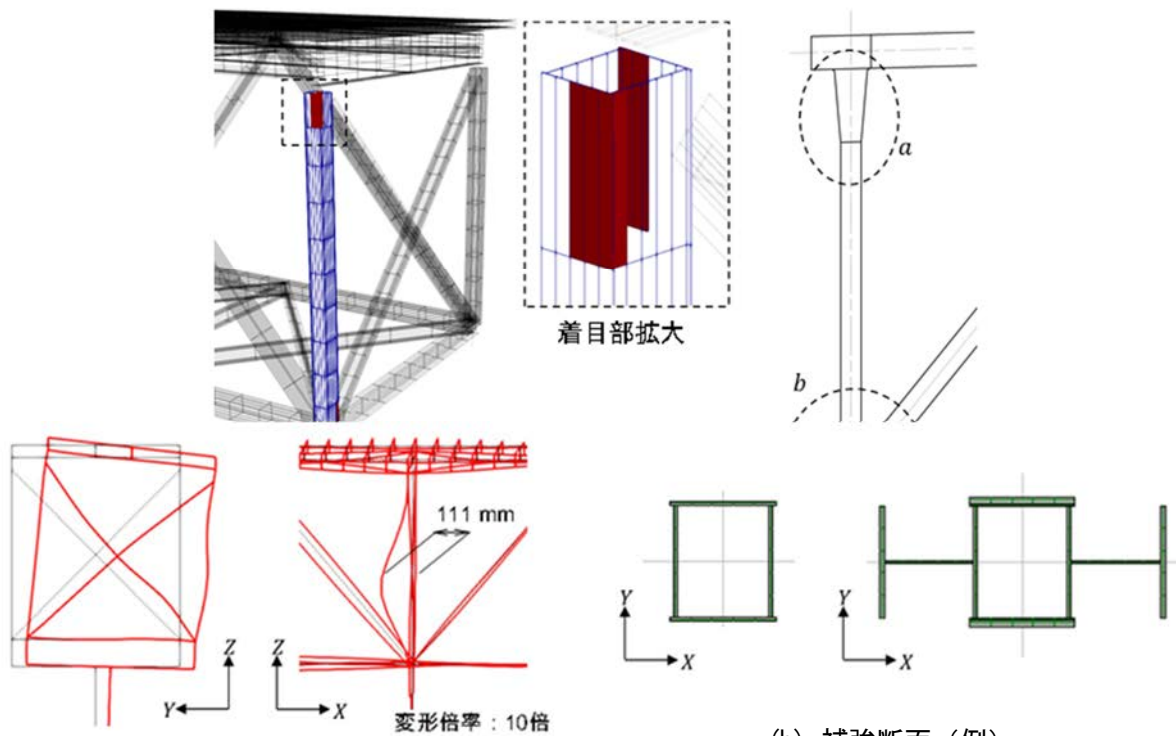
学会示方書による耐震性能照査は主として構造安全性（部材の安全性と構造全体の安全性）、地震後の使用性・復旧性を満足させることになる。前項の結果を用いて対象としている鋼トラス橋の耐震性能照査を行う。

(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 端支点上の垂直材の損傷状態を図 6.1.7 に示す。図に示しているように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（同図 a 部, b 部）、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 ($\epsilon/\epsilon_y = 1.07$) 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 6.1.8(a) 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、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、具体的には同図(b)に示す断面（補強前との断面積比 3.1 倍、曲げモーメント比 13.9 倍）にすることで弾性範囲に抑えることができた。

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、ブレース材の塑性変形の累積値を降伏変形を除いた累積塑性変形倍率⁴⁾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



(a) 中間支点上垂直材の座屈

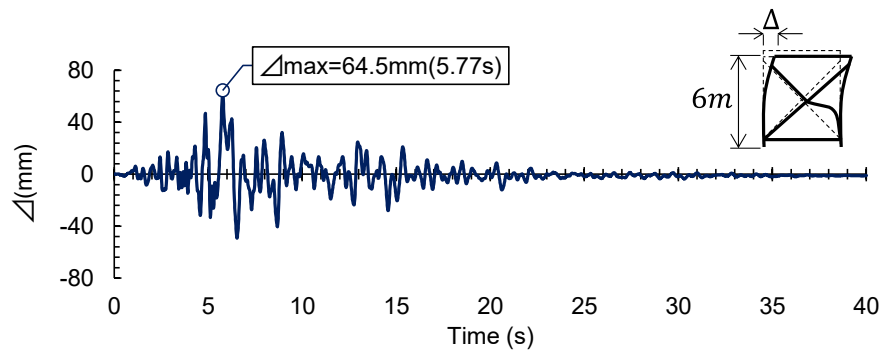
図 6.1.8 中間支点上垂直材の損傷状態と補強断面例（タイプⅡ）

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

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 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を記録した時刻（図 6.1.9）とした。図 6.1.10 に着目時刻の荷重ベクトルを示す。Pushover 解析は地震作用力 F_i を基準化したモードベクトル $F_i/|F_i|$ に対して地震荷重倍率 A を乗じて漸増载荷する。

Pushover 解析から得られた荷重-変位を図 6.1.11 に示す。縦軸に地震荷重倍率 A 、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。学会示方書で非エネルギー吸収部材の損傷による構造全体系の剛性低下の照査指標にされている剛性低下率を合わせて示している。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($A = 1.0$)よりも大きいことは明らかであり、地震時荷重倍率 $A=1.0$ を超える耐力を確保できていることから、構造全体系の座屈安定性の照査を満足している。地震時までにはほぼ弾性挙動で剛性低下率 ΔK は 0.08 程度であることから、地震時の剛性低下に関する照査を満足していると判断できる。

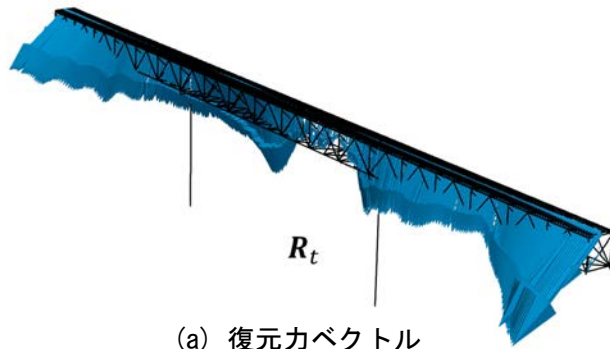


(a) パネル変位時刻歴

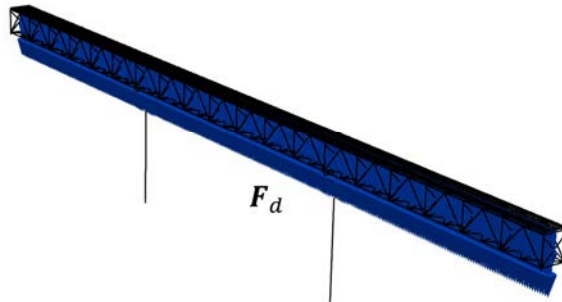


(b) 着目時刻の変形図

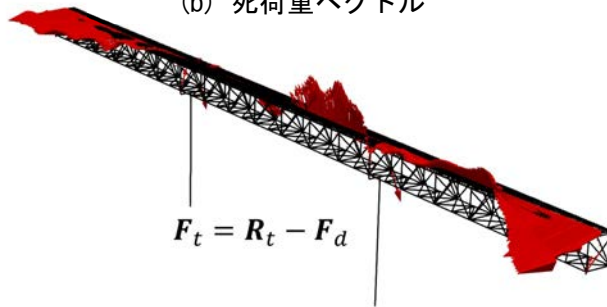
図 6.1.9 着目時刻 (A1 側パネル最大変位)



(a) 復元力ベクトル



(b) 死荷重ベクトル



(c) 地震作用力

図 6.1.10 着目時刻の荷重ベクトル

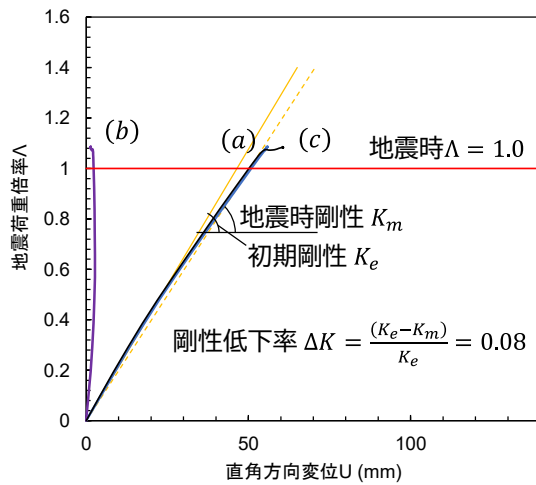
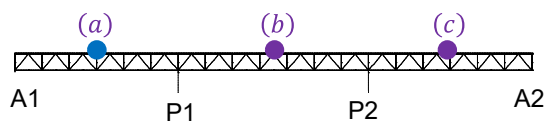


図 6.1.11 構造全体の荷重—変位

(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 6.1.12 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 $h/810$ ($h = 6 \text{ m}$) 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。

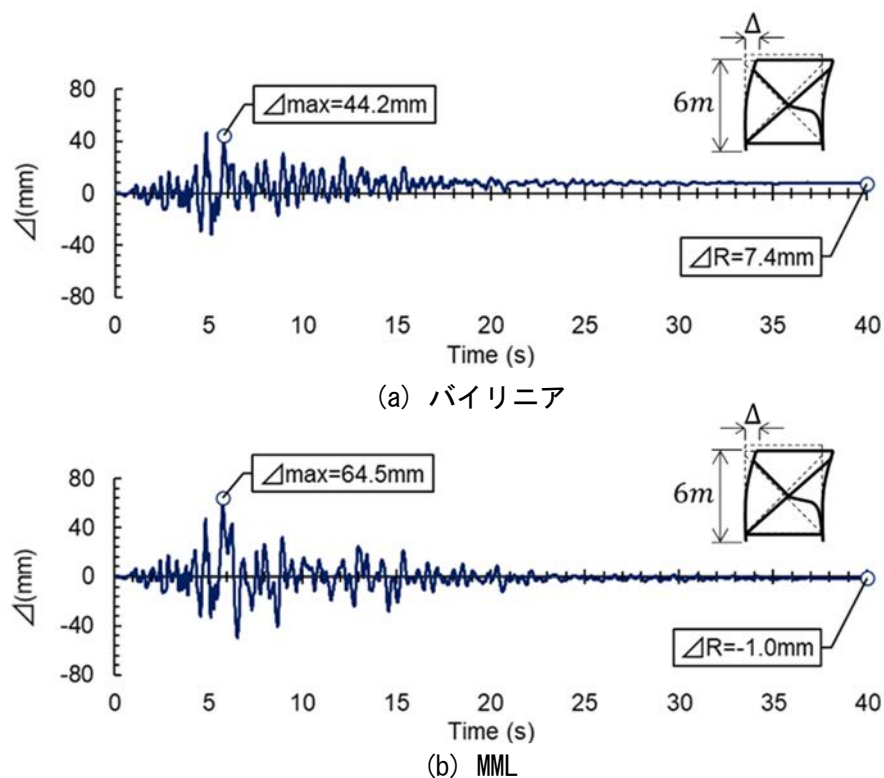


図 6.1.12 A1 側パネル応答変位 (タイプ II)

6.1.6 おわりに

本委員会においてこれまでに実施してきた実験結果により確認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耐震性能照査例を示した。

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。また、ひずみの降伏比による損傷した部材に違いは見られないが、残留変位には違いが見られた。このことから、応答最大値の算定にはバイリニアでも問題ないものの、残留変位や累積塑性変形倍率については MML のような繰り返し塑性履歴を考慮した高精度な材料モデルを用いる必要があると考えられる。

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。ここに、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。

6.2 鋼アーチ橋

6.2.1 はじめに

既設の鋼アーチ橋の構成部材のうち、端支柱対傾構や下横構は、橋軸直角方向にレベル2地震動を入力した際に大きく損傷することが多い。これらの部材を道路橋示方書¹⁾の耐震設計に基づいて照査を行い、弾性範囲に留めるためには、当て板補強を行うか、安定したエネルギー吸収が見込める制震デバイスに取替を行う必要がある。しかし、これらの耐震対策は、部材の剛性変化が損傷部材の周辺に位置する端支柱やアーチリブへと影響を及ぼし、損傷部材を対象とするよりも補強範囲が広がり、結果的には補強規模が大規模となる場合が多い。そこで、6.1の鋼トラス橋と同様に、支柱対傾構を準エネルギー部材として損傷を許容する既設鋼アーチ橋の耐震性能照査例を示す。

6.2.2 対象橋梁

図6.2.1及び図6.2.2に対象橋梁を示す。対象橋梁は、山間部に架橋される鋼上路式アーチ橋を設定している。適用基準は、昭和55年道路橋示方書にて設計された橋を想定しており、現状の耐震基準においては、耐震補強が必要となる橋梁を想定している。

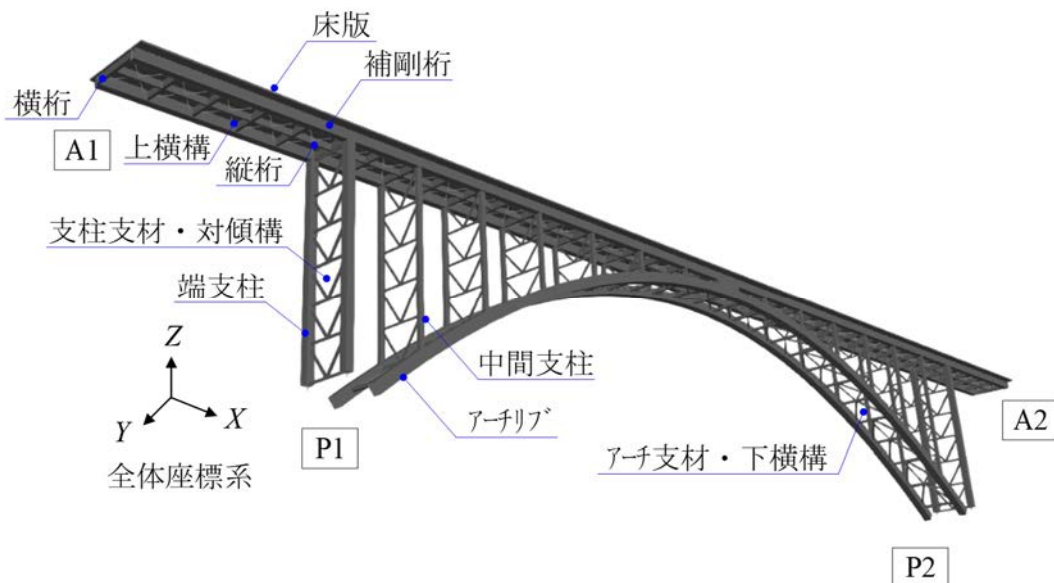


図 6.2.1 対象橋梁の概要

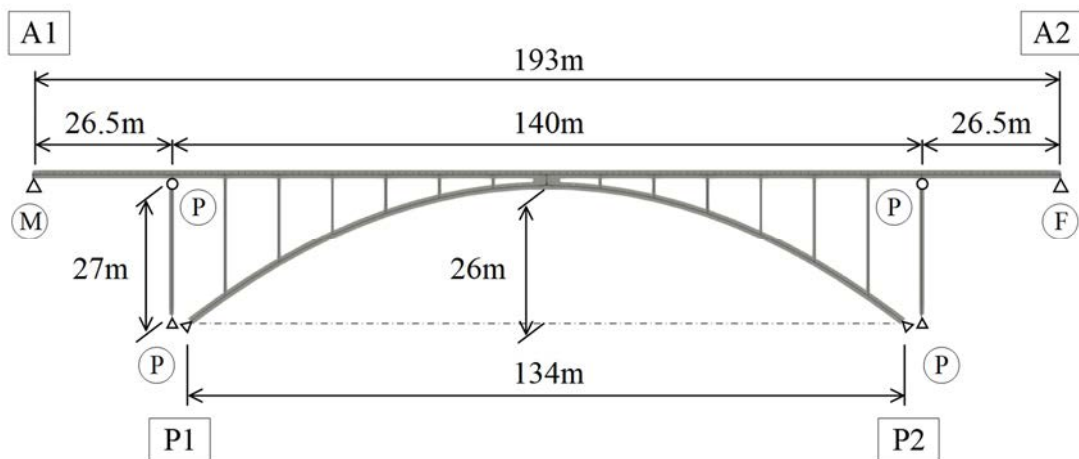


図 6.2.2 対象橋梁の側面図

6.2.3 アーチ支柱ブレース材実験の再現解析

(1) モデル化方針

第4章では、鋼アーチ橋や鋼トラス橋の支点上対傾構を含む1構面（以下、ブレース材パネルと称す）を対象に、図6.2.3に示す約1/2とした縮小供試体による繰返し載荷実験を実施している²⁾。

図6.2.4には、ブレース材パネル実験における対象箇所と対象橋梁の関係性を示す。

ブレース材パネルの実験では、繰返し載荷の影響を受ける中で、対傾構のブレース材に部材座屈が生じた際のブレース材パネルの終局挙動を明らかにしている。また、6.2の鋼トラス橋では、支点上のブレース材パネルを対象とした実務設計での使用を前提に、実験結果をファイバー要素にてモデル化する方法を提案し、より合理的な耐震補強設計方法についても述べている。

本項では、アーチ橋ブレース材パネルの正負交番繰返し載荷実験について、その再現解析を実施した。再現解析の目的は、モデル化の要素分割と有限変位に起因する部材座屈の再現性を検証することである。そのうえで、鋼トラス橋を対象とした検討と同様に、ブレース材の塑性化を許容した耐震性能照査を行うためのモデル化手法を検討した。

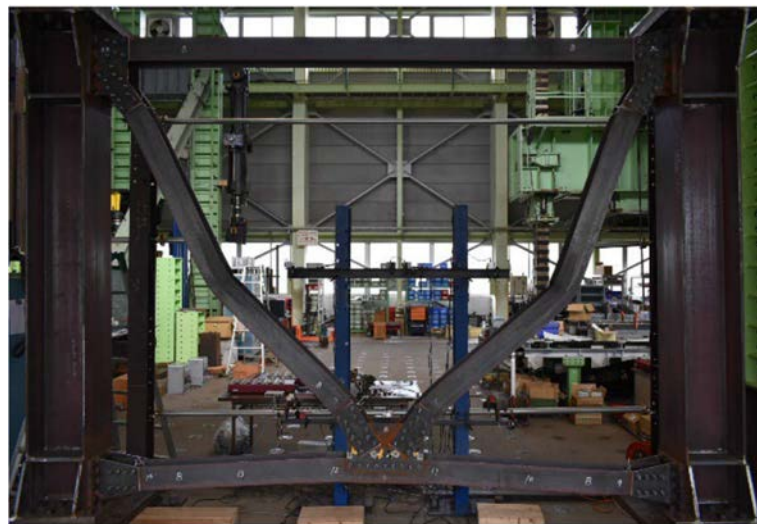


図 6.2.3 橋アーチ橋のブレース材パネルの終局挙動に関する実験風景

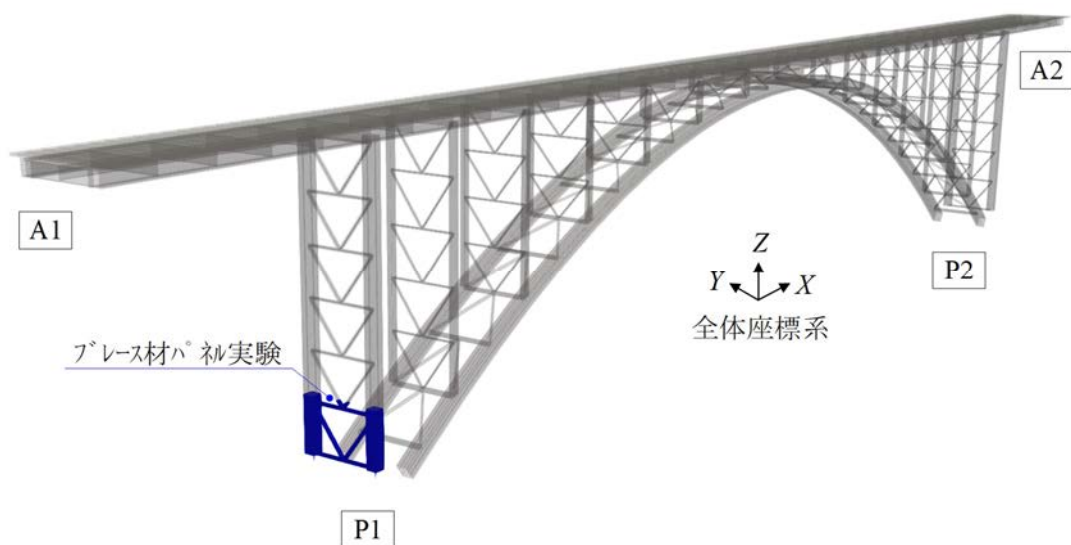
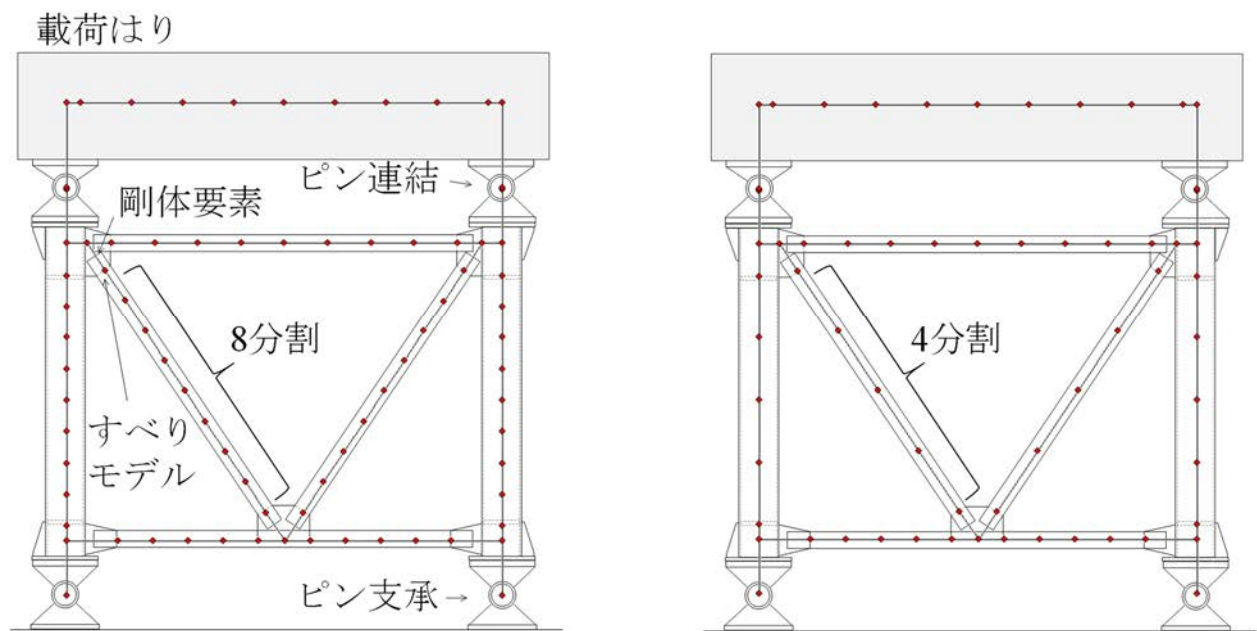


図 6.2.4 アーチ橋ブレース材パネルの実験対象箇所

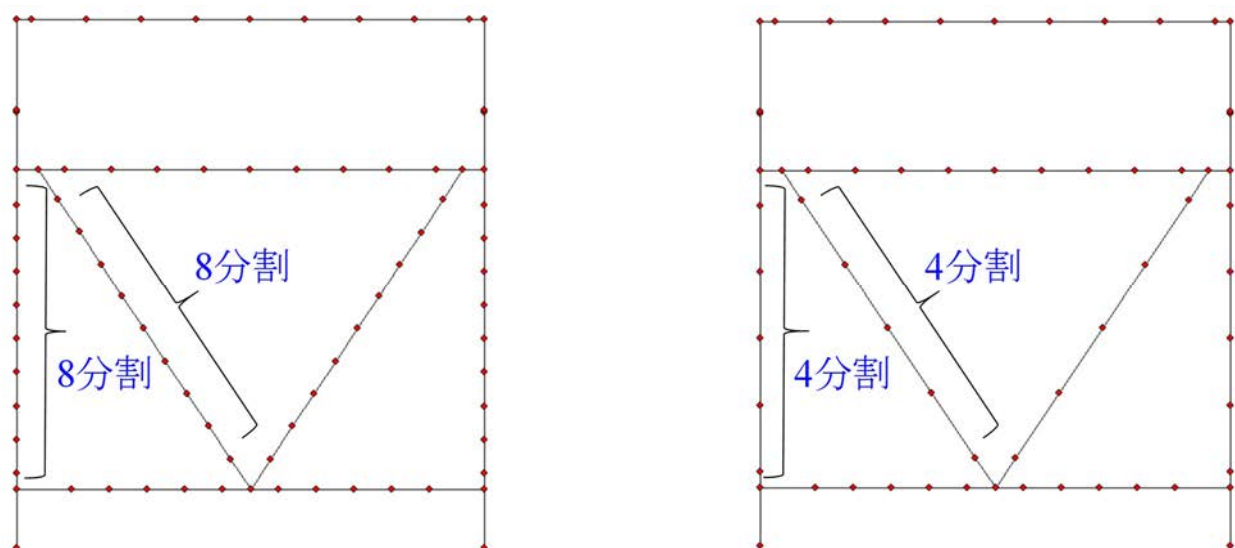
図 6.2.5 には、ブレース材パネル実験を対象としたファイバー要素を用いた再現解析モデルを示す。再現解析におけるモデル化は、6.1 の鋼トラス橋と同様の方法にて行った。具体的には、図 6.2.5 に示すように、着目したブレース材に対して、ファイバー要素を用いて 8 分割又は 4 分割にて部材分割を行った。ここで、部材分割数を 2 種類に分けた理由は、部材分割の違いによる影響を確認するためである。

接合部は、ブレース材一般部を延長して剛結合とした。ただし、ブレース材上端部の部材軸心がずれている部分は剛体としてモデル化した。

荷重条件は、実験同様に、 $\Delta=3\text{ mm}$ の変位漸増解析とし、荷重はりを模した要素の端部に、強制変位を作用させた。なお、細部の実験条件及び結果の詳細については、第 4 章を参照されたい。



(a) 解析モデル図



(b) 骨組み表示

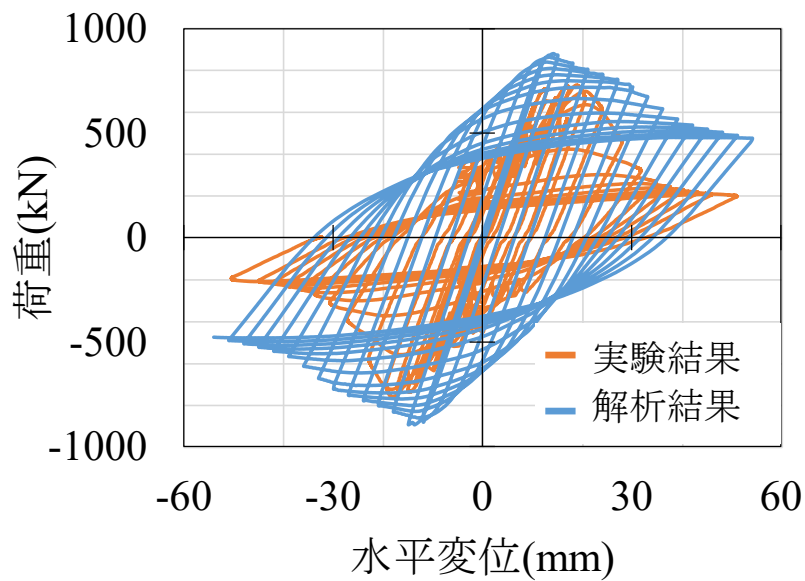
図 6.2.5 ブレース材パネルの実験の再現解析モデル

(2) 解析結果

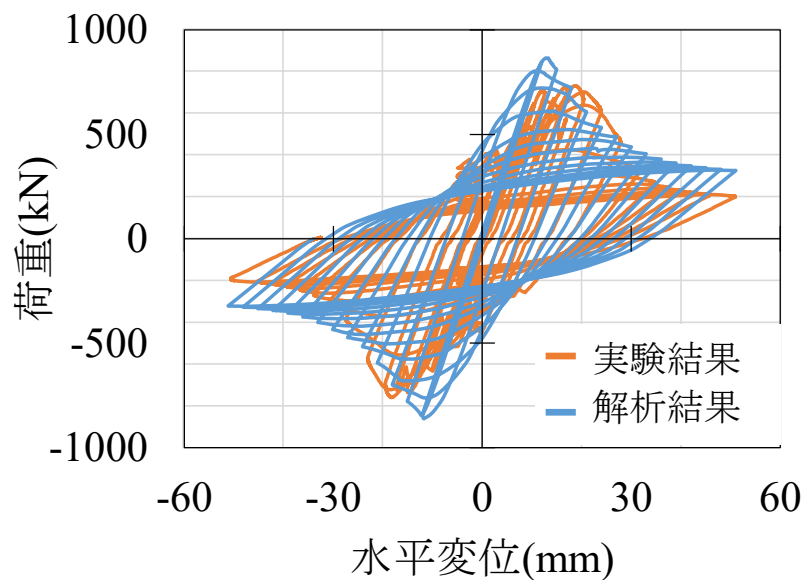
図 6.2.6 に荷重点位置における実験と再現解析結果の比較を示す。

解析の要素分割に着目すると、同図(a)に示す4分割モデルは、解析におけるブレース材の座屈モードが実験結果の再現性に劣り、履歴ループの面積も解析結果の方が大きくなる。同図(b)に示す8分割モデルでは、最大荷重及び最大荷重を過ぎた付近で、実験結果よりも再現解析の方が、荷重が高く水平変位が小さくなっている。

この8分割モデルにおける荷重又は変位のずれの要因は、荷重治具の変形等に起因していると考えられる。しかし、定性的には実験結果を再現できている。



(a) 実験結果との比較 [4分割モデル]

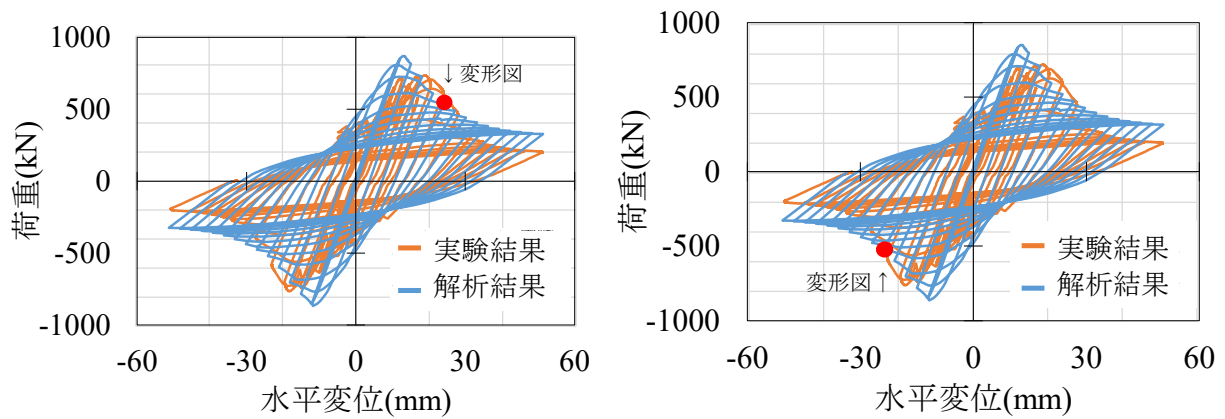


(b) 実験結果との比較 [8分割モデル]

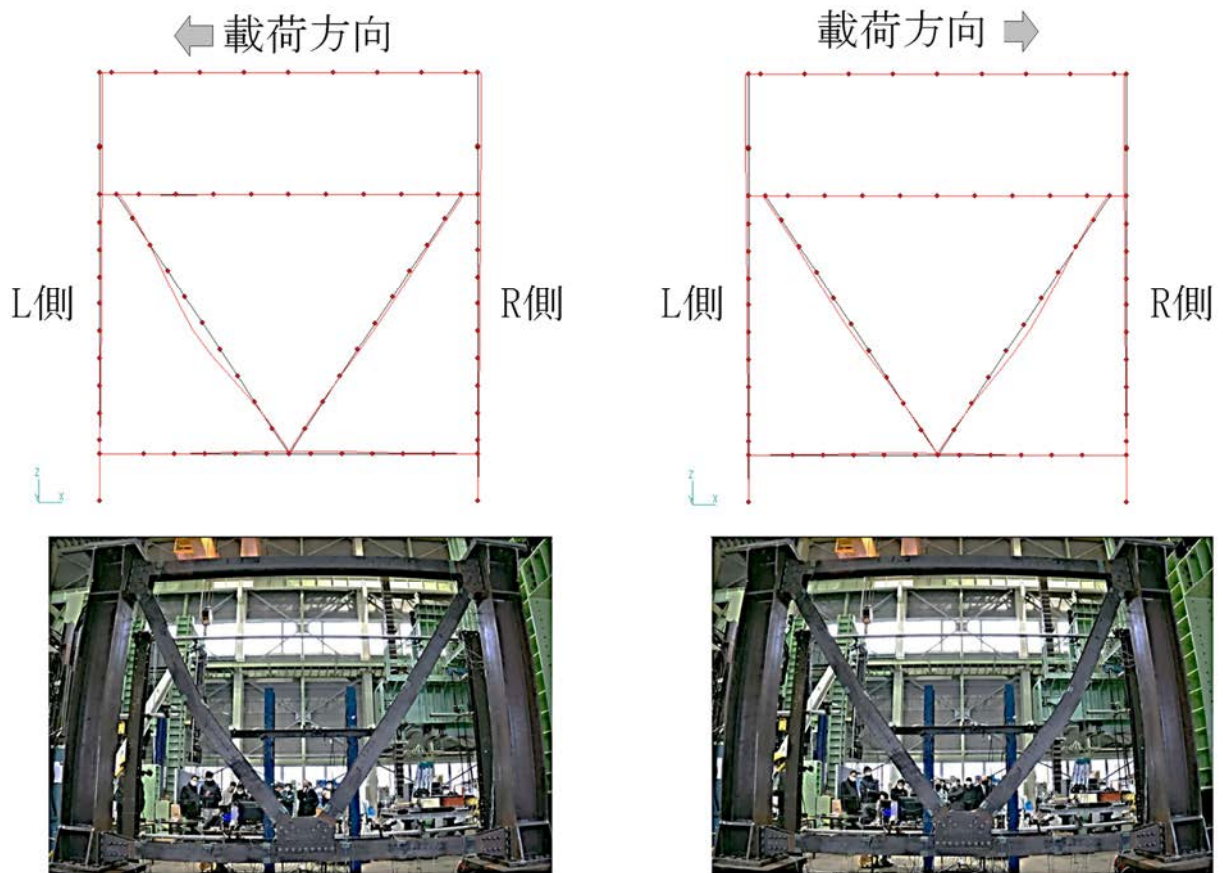
図 6.2.6 ブレース材パネルの実験の再現解析結果

図 6.2.7 に 8 分割モデルに着目した際の実験と再現結果の比較を示す. 同図(a)には, 荷重変位関係図に対して, 正負交番载荷の着目点 [±24mm] を図示する. 同図(b)には, 着目点における解析結果の変形図, 同変位における実験結果の写真を示す. 8 分割モデルにおける再現解析結果は, 実験におけるブレース材の部材座屈の状態を精度良く再現できている.

以上より, 対象橋梁のブレース材パネルにおいても, ファイバー要素を用いた解析にて十分な要素分割を行うことで, 実験挙動の検証ができた.



(a) 荷重変位関係図 [±24mm の着目点を図示]



(b) 上段: 解析の変形図, 下段: 実験の変形状態

図 6.2.7 8 分割モデルに着目した実験と再現解析結果との比較

6.2.4 解析モデル及び解析条件

(1) 解析モデル

対象橋梁は、基本的なスケルトンからなる鋼アーチ橋を想定している。部材及びその断面構成については、標準的な断面となるように設定した。床版は縦桁からなる床組構造により支持されており、補剛桁は縦リブを有する閉断面箱桁としている。これら補剛桁及び縦桁は、横桁により接続している。アーチ構造は、補剛桁同様に、縦リブを有する閉断面箱桁としている。支柱部材は、設置箇所に応じて断面構成が異なり、端支柱は補剛箱断面、中間支柱は無補剛の箱断面を標準としている。

対象橋梁に対して、ファイバー要素を用いた全体系の解析モデルを構築した。図 6.2.8 及び図 6.2.9 にモデル化の概要と各部材のファイバー断面を、表 6.2.1 には断面構成を示す。

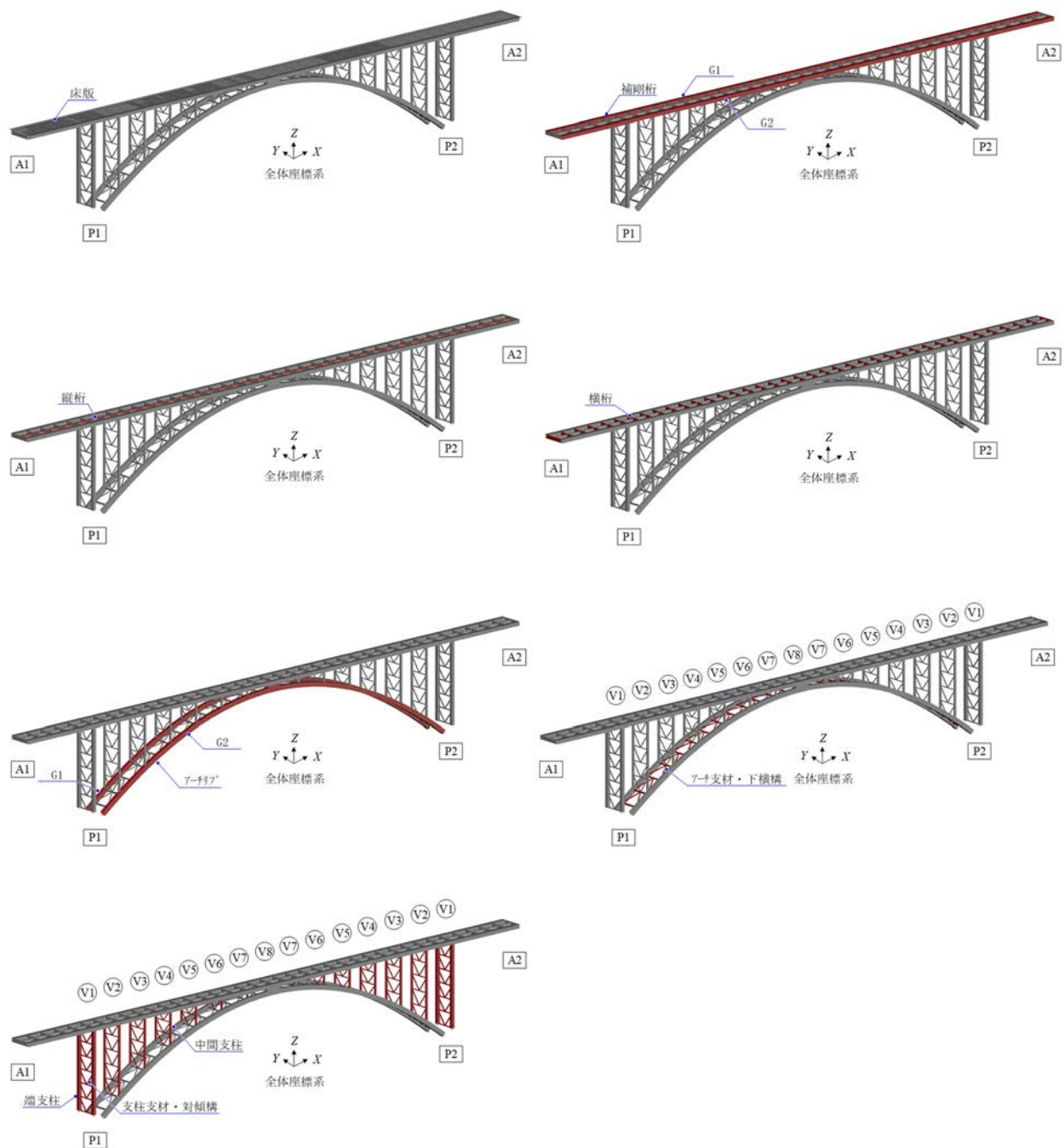


図 6.2.8 ファイバー要素によるモデル概要図

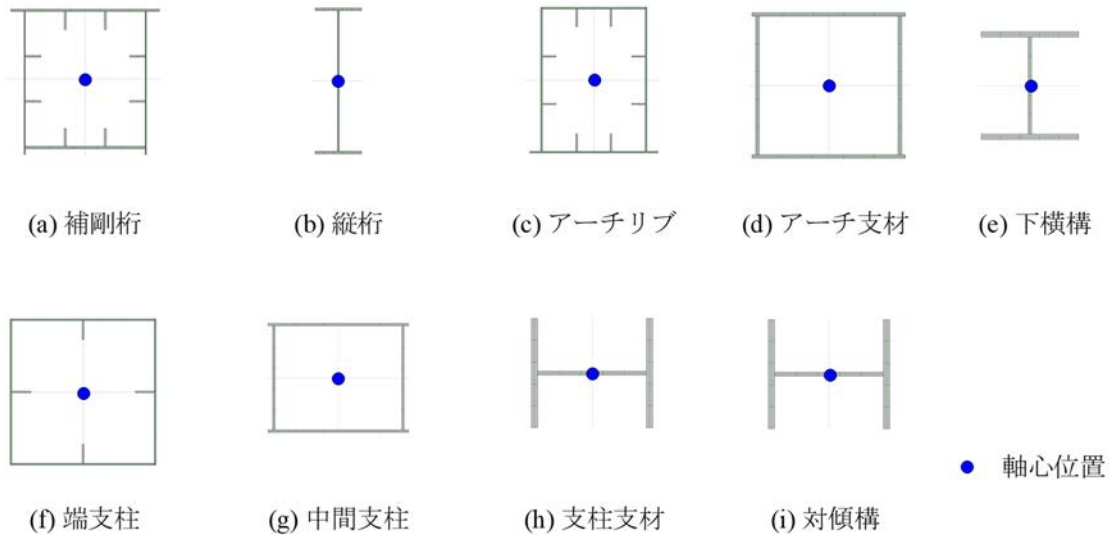


図 6.2.9 各部材のファイバー断面

表 6.2.1 断面構成

部位		断面形状	材質	母材構成板厚 (mm)			補剛材構成板厚 (mm)		
部材	断面記号			U.flg	L.flg	web	U.flg	L.flg	web
補剛桁	1	Box	SM490Y	10	12	9	14	14	12
	2	Box	SM490Y	19	19	9	14	14	12
	3	Box	SM490Y	16	19	9	14	14	12
	4	Box	SM400	10	10	9	14	14	12
	5	Box	SM490Y	10	10	10	14	14	12
	6	Box	SM490Y	12	14	10	14	14	12
	7	Box	SM490Y	19	22	10	14	14	12
	8	Box	SM490Y	22	22	10	14	14	12
縦桁	-	工	SM400	16	16	9	-	-	-
横桁	-	工	SM400	16	16	9	-	-	-
アーチリブ	1	Box	SM400	22	22	18	15	15	12
	2	Box	SM400	19	16	14	15	15	12
	3	Box	SM400	16	14	14	15	15	12
アーチ支材	1	Box	SM400	10	10	10	-	-	-
	2	Box	SM400	9	9	9	-	-	-
下横構	1	工	SM400	14	14	9	-	-	-
	2	工	SM400	12	12	8	-	-	-
上横構	1	CT	SM400	-	8	10	-	-	-
	2	CT	SM400	-	10	12	-	-	-

部位		断面形状	材質	母材構成板厚 (mm)			補剛材構成板厚 (mm)		
部材	断面記号			U.flg	L.flg	web	U.flg	L.flg	web
支柱	V1	Box	SM490	12	12	12	12	12	12
	V2	Box	SM400	12	12	11	-	-	-
	V3	Box	SM400	12	12	11	-	-	-
	V4	Box	SM400	11	11	11	-	-	-
	V5	Box	SM400	11	11	11	-	-	-
	V6	Box	SM400	11	11	11	-	-	-
	V7	工	SM400	14	14	22	-	-	-
	V8	Box	SM400	11	11	11	-	-	-
支柱支材	V1	工	SM400	14	14	9	-	-	-
	V2	工	SM400	12	12	8	-	-	-
	V3	工	SM400	12	12	8	-	-	-
	V4	工	SM400	12	12	8	-	-	-
	V5	工	SM400	12	12	8	-	-	-
対傾構	V1	工	SM400	14	14	9	-	-	-
	V2	工	SM400	12	12	8	-	-	-
	V3	工	SM400	12	12	8	-	-	-
	V4	工	SM400	12	12	8	-	-	-
	V5	工	SM400	12	12	8	-	-	-
	V6	工	SM400	12	12	8	-	-	-
	V7	工	SM400	12	12	8	-	-	-
	V8	工	SM400	12	12	8	-	-	-

解析モデルには、6.2.2にて実験結果との検証が得られたブレース材パネルの提案モデル²⁾を適用した。具体的には、図6.2.10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端支柱対傾構及び下横構を8分割として、端部はブレース材一般部を延長して剛結合とした。

ブレース材の材料構成則は、降伏点以降を $E/100$ (ここに、 E : 弾性係数) とするバイリニア型の移動硬化則を用いた。ブレース材は、非エネルギー吸収部材であり、第4章の実験では鋼製橋脚にみられるような紡錘形の履歴ループを描いており、ブレース材パネル全体として一定のエネルギー吸収を期待できると考えられる。繰り返し履歴の影響を考慮できる多軸マルチリニアモデル (MML) の検討は、6.1の鋼トラス橋の結果を参照することとし、本検討では実務設計で用いられる標準的なモデルを用いることとした。

アーチリブ及びアーチ水平材、支柱等については、その断面諸元から、ブレース材と異なり、部材座屈が生じる可能性が低いため、格点間を4分割とした。格点部は一般的な全体系解析モデルと同様

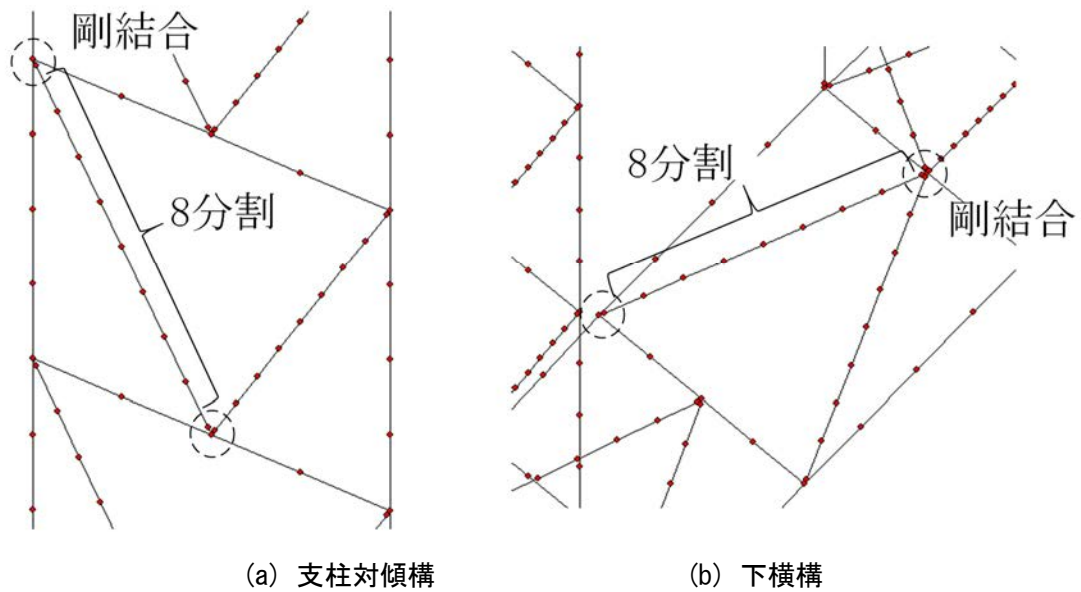


図 6.2.10 要素分割と接合部のモデル化

に一般部断面を延長して剛結合とした。床版は、ファイバー要素を用いて、鉄筋及びコンクリートの非線形特性をモデル化した。橋台及びアーチ拱台はモデル化せず、基礎-地盤系は固定支持とした。支承は線形ばね要素として境界条件を与えた。

(2) 支柱接合部のモデル化

第7章の実在モデル橋の解析例では、支柱と補剛桁又はアーチリブの接合条件を端部絞込にて検討している。本節では、当該箇所の接合条件に差が生じにくい橋軸直角方向加振を対象としていること、標準的な設計で用いられるモデル化手法を用いることから、剛結条件を用いた。

(3) 解析条件

地震応答解析の初期状態には死荷重による応力を考慮する。減衰モデルにはレーリー型減衰モデルを用いて、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。

設計地震動には道路橋示方書に示されるタイプIIの標準波(2波目)の波形を用いて、橋軸直角方向に入力するものとする。架橋地点の地盤種別はI種地盤、B2地域(地域別補正係数 $c_{IIz} = 0.85$)を想定している。

解析プログラムには SeanFEM⁴⁾を用いて、材料非線形性と幾何学的非線形性を同時に考慮する複合非線形解析を実施した。

6.2.5 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6.2.11に、部材の降伏比 $\varepsilon/\varepsilon_y$ (ここに、 ε : 局所最大ひずみ, ε_y : 降伏ひずみ)を表6.2.2に示す。降伏比が大きい箇所は、端支柱対傾構やアーチリブに取り付く下横構に集中している。

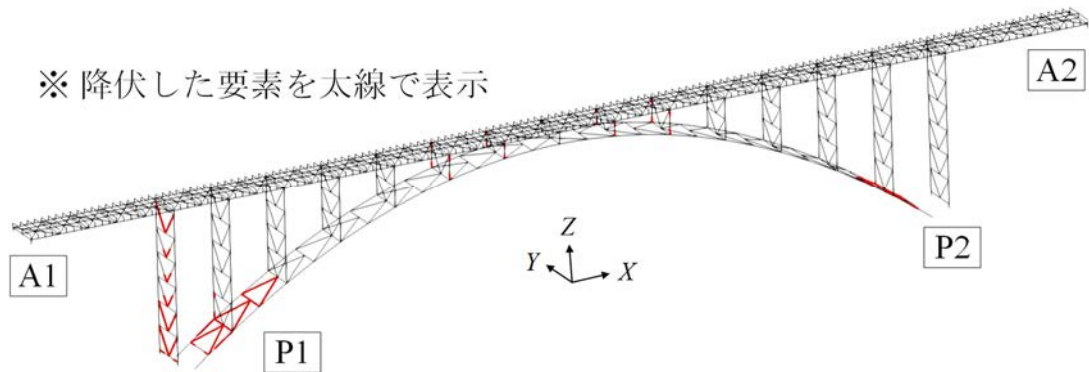


図 6.2.11 地震応答解析による降伏箇所 (タイプ II)

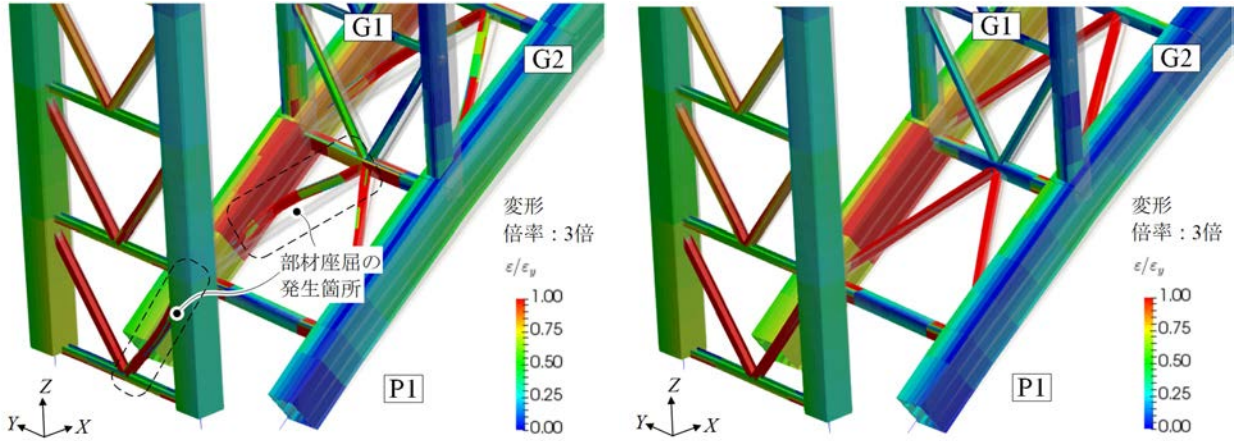
表 6.2.2 部材の降伏比 (タイプ II)

		引張	圧縮
		応答 / 降伏 $\varepsilon_t / \varepsilon_y$	応答 / 降伏 $\varepsilon_c / \varepsilon_y$
補剛桁	補剛桁	0.79	0.66
	縦桁	0.42	0.32
アーチ	アーチリブ	0.54	1.54
	アーチ水平材	3.60	2.69
	下横構	15.50	22.04
端支柱	端支柱	0.59	0.76
	端支柱対傾構	3.19	7.51
中間支柱	中間支柱	1.59	1.74
	中間支柱対傾構	1.36	0.66

※ 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 $\varepsilon_t / \varepsilon_y$ を示す

※ 網掛けは降伏比 $\varepsilon_t / \varepsilon_y$ が1.0を超過している(降伏している部位)を示す

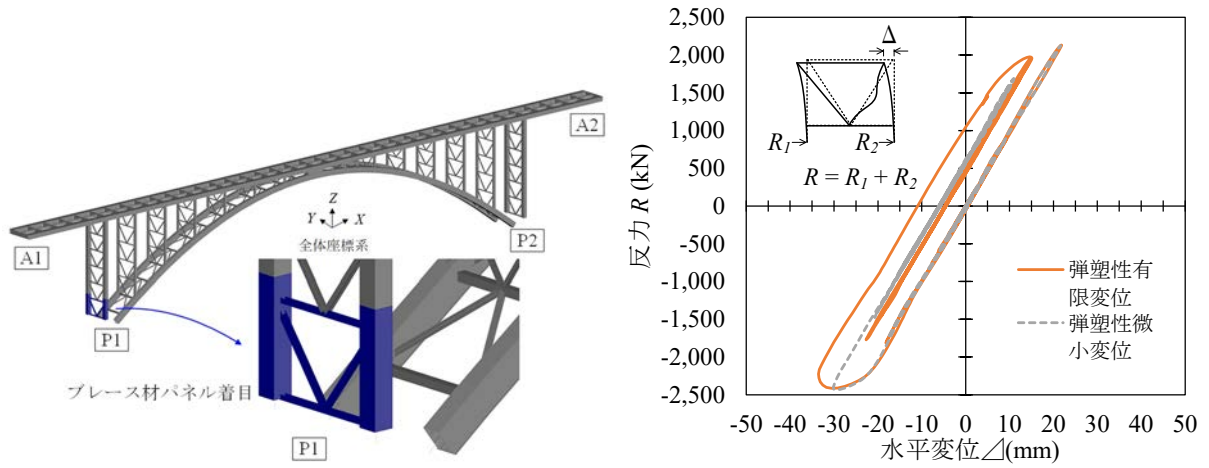
図6.2.12には、降伏比の大きいP1側のアーチリブ及び下横構に着目し、最大損傷時刻のひずみコンター変形図を示す。なお、図中の変形倍率は、3倍で表示している。ひずみコンターは、前述の降伏比を用いて図化している。同図(a)では、橋軸直角方向への慣性力作用によって下横構や端支柱対傾構のブレース材に部材座屈が生じていることが確認できる。なお、端支柱対傾構は、入力している地震動の位相特性により、主要動を受けた際にG2側(R側)のみに部材座屈が生じた。G1側(L側)は、降伏ひずみは超えているものの、部材座屈が生じるほどの大変形には至っていない。



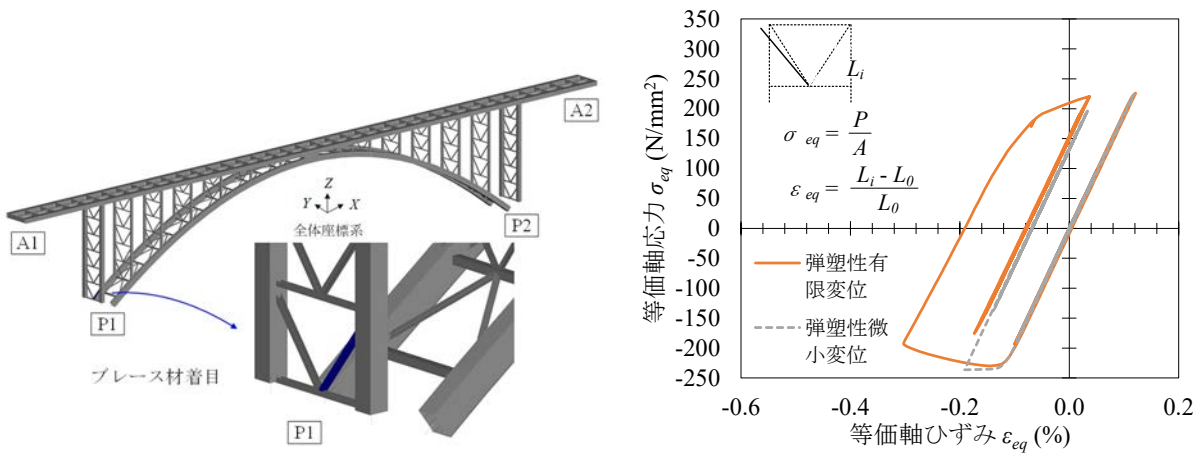
(a) 弾塑性有限変位解析

(b) 弾塑性微小変位解析

図 6.2.12 ひずみコンター変形図 (タイプ II)



(a) ブレース材パネル



(b) ブレース材

図 6.2.13 端支柱対傾構ブレース材パネルの構成部材の応答履歴 (タイプ II)

図 6.2.13 に端支柱対傾構の最下段に着目したブレース材パネル及びブレース材の応答履歴を示す。同図 (a) に示すブレース材パネルの応答履歴では、端支柱が慣性力作用により G2 側から G1 側に変形をした際に、V 字に配置された R 側のブレース材に部材座屈が生じることで、着目点における変位も

急増している。ブレース材の左右の損傷度に差が生じているため、ブレース材パネルの応答履歴においても残留変位が生じている。

幾何学的非線形性の影響を確認する目的で、弾塑性微小変位解析を行い、有限変位解析との比較を行った。図 6.2.12(b) 及び図 6.2.13(b) に各解析の結果を合わせて示す。図 6.2.12(b) に示す弾塑性微小変位解析の結果では、幾何学的非線形性の影響は考慮されないため、同図(a)に示すような部材座屈は生じていない。ブレース材の挙動に着目すると、図 6.2.13(b) に示す応答履歴において、部材座屈に伴う荷重低下や軸方向変位の増加が確認できる。これらの差異により、周辺部材への影響が生じることから、ブレース材のモデル化と幾何学的非線形性の精度確保が重要となる。

6.2.6 耐震性能照査

学会示方書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。前項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認が得られた方法で評価し、主荷重を受け持つ部材(ここでは支柱)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。地震応答解析の結果、着目している端支柱の構成部材は、対傾構を除いて、支柱の損傷はみられていない。この場合、ブレース材の最大耐力までを評価した耐震性能照査は、次項の構造全体の安全性の照査で行うことが提案²⁾されており、これにより、ブレース材の非線形挙動を評価した合理的な耐震性能照査とされている。

アーチリブに着目すると、アーチリブ基部付近で、降伏比 1.5 程度の損傷がみられる。耐震対策としては、損傷している下横構に対して、安定したエネルギー吸収が期待できる軸降伏型ダンパー等の制震デバイスに取り替え、橋全体の応答低減を図る対策が実施されることもある。一方で、制震デバイスの最適化の中で、設置範囲が増大化していくことも少なくはない。このため、本検討では、ブレース材の非線形挙動を考慮した耐震対策とあわせて、アーチリブの損傷箇所に対して、当て板補強を行うこととした。

図 6.2.14 にアーチリブ補強の概念図を示す。アーチリブは、上フランジ面を中間支柱、内側のウェブ面をアーチ水平材と接合している。当て板は、接合部のガセットを避けて、G1 桁及び G2 桁で対称となるように配置した。図 6.2.15 に補強前後の断面を示す。補強前後で、断面積及び面外断面 2 次モーメントの比率は、約 1.4 倍となった。

図 6.2.16 に補強前後での解析結果の比較を示す(変形倍率 3 倍)。アーチリブは、軸力比 ($N/N_y = 0.7$)、面外曲げモーメント比 ($M/M_z = 0.3$) となっている。これら軸力及び曲げモーメントを受ける状態に対して、当て板の効果により応力度又は局所的なひずみの低減し、降伏比を 1.0 以下に抑えることとした。これら軸力及び曲げモーメントを受ける状態に対して、当て板の効果により応力度又は局所的なひずみの低減し、降伏比を 1.0 以下に抑えることとした。

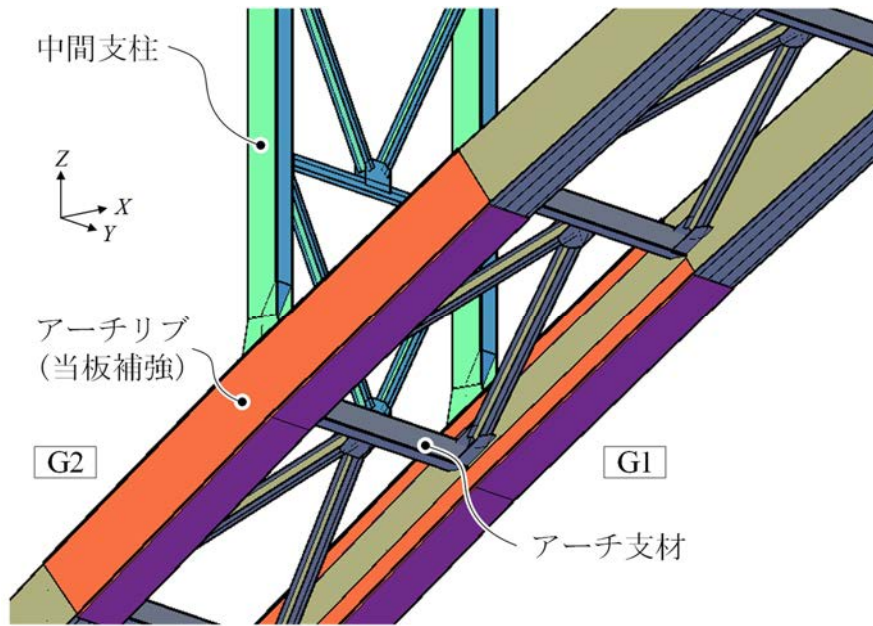
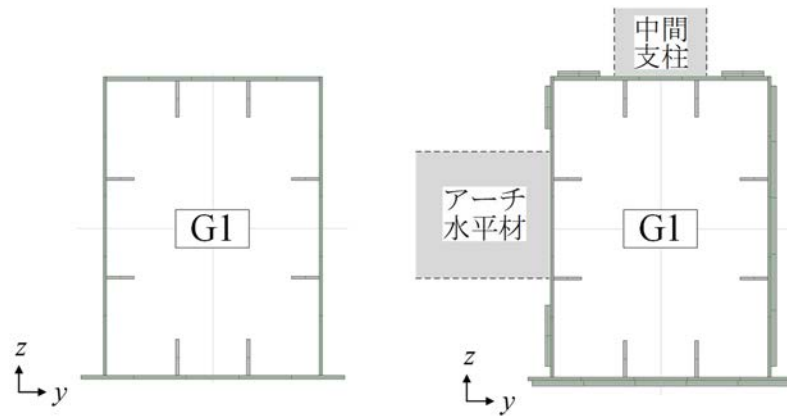


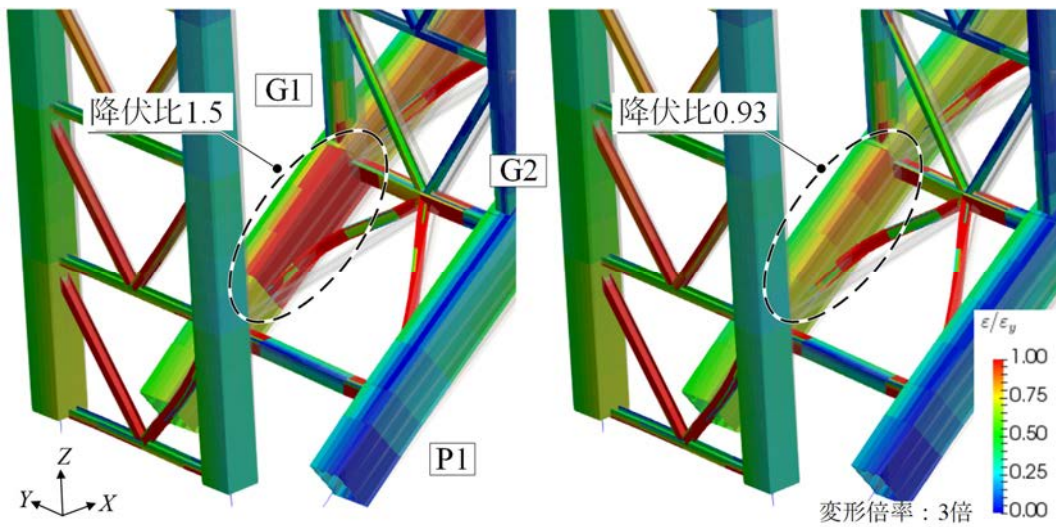
図 6. 2. 14 アーチリブの補強断面の概念図



(a) 補強前

(b) 補強後

図 6. 2. 15 アーチリブの補強断面



(a) 補強前

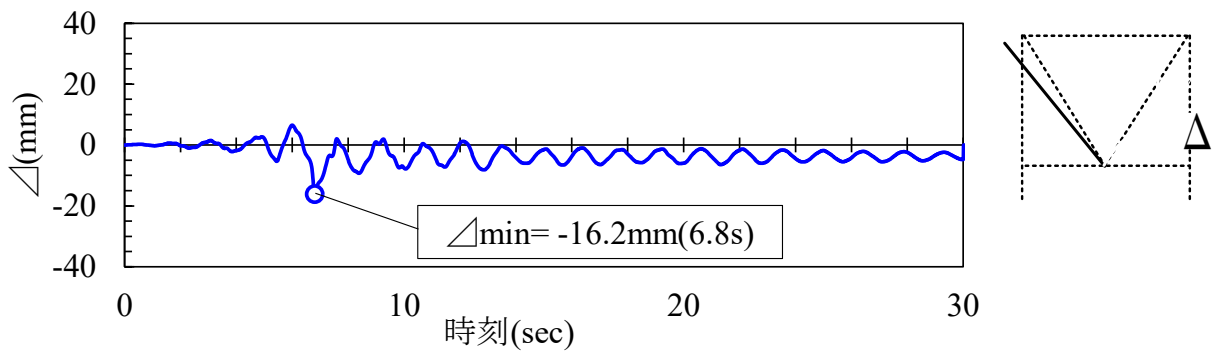
(b) 補強後

図 6. 2. 16 補強前後のひずみコンター変形図 (タイプ II)

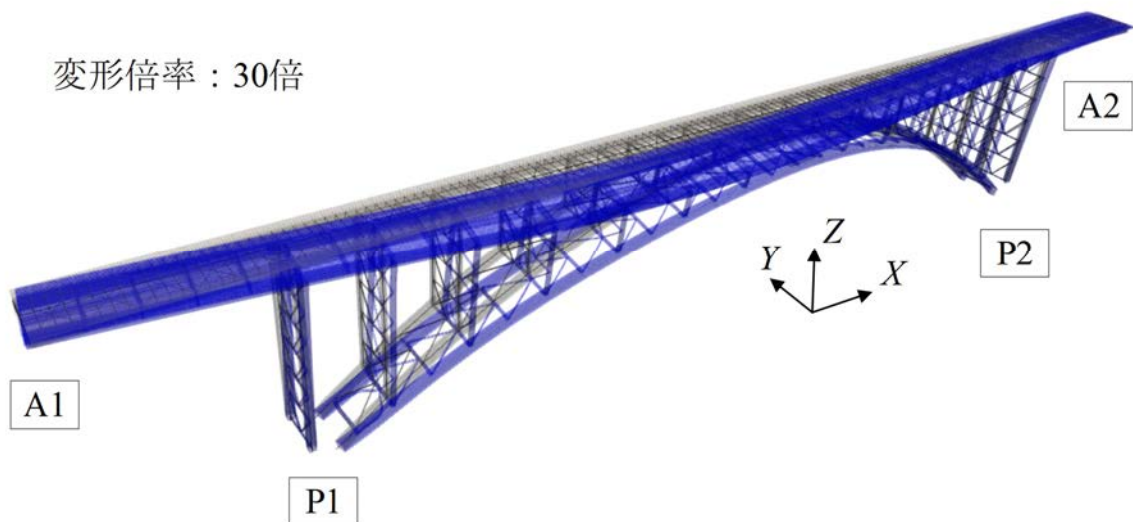
(2) 構造全体の安全性照査

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 は、塑性化を許容する対傾構を含む、アーチリブ下横構及び端支柱対傾構のブレース材パネルの変位が最大を記録した時刻 (図 6.2.17) とした。図 6.2.18 に着目時刻の荷重ベクトルを示す。Pushover 解析は地震作用力 F_i を基準化したモードベクトル $F_i/|F_i|$ に対して地震荷重倍率 Λ を乗じて漸増載荷^{5),6)}する。

Pushover 解析から得られた荷重-変位を図 6.2.19 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支間中央の点の変位をとっている。学会示方書で非エネルギー吸収部材の損傷による構造全体系の剛性低下の照査指標にされている剛性低下率を合わせて示している。着目した支間中央において、荷重倍率 1.2 程度で最大荷重点がみられており、最大荷重は地震時 ($\Lambda=1.0$) よりも大きく、構造全体系の座屈安定性の照査を満足している。地震時までにはほぼ弾性挙動であり、剛性低下率 ΔK は 0.03 程度であることから、地震時の剛性低下に関する照査を満足していると判断できる。



(a) 着目部位の変位時刻歴



(b) 着目時刻の変形図

図 6.2.17 着目時刻 (P1 ブレース材パネル最大変位)

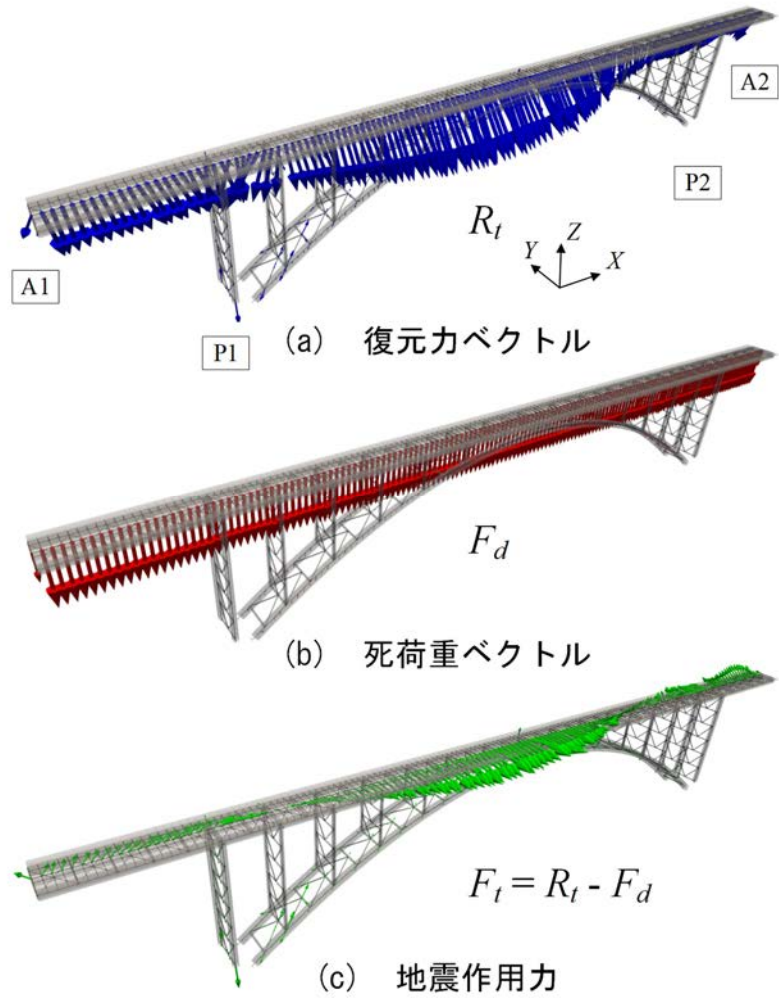


図 6.2.18 着目時刻の荷重ベクトル

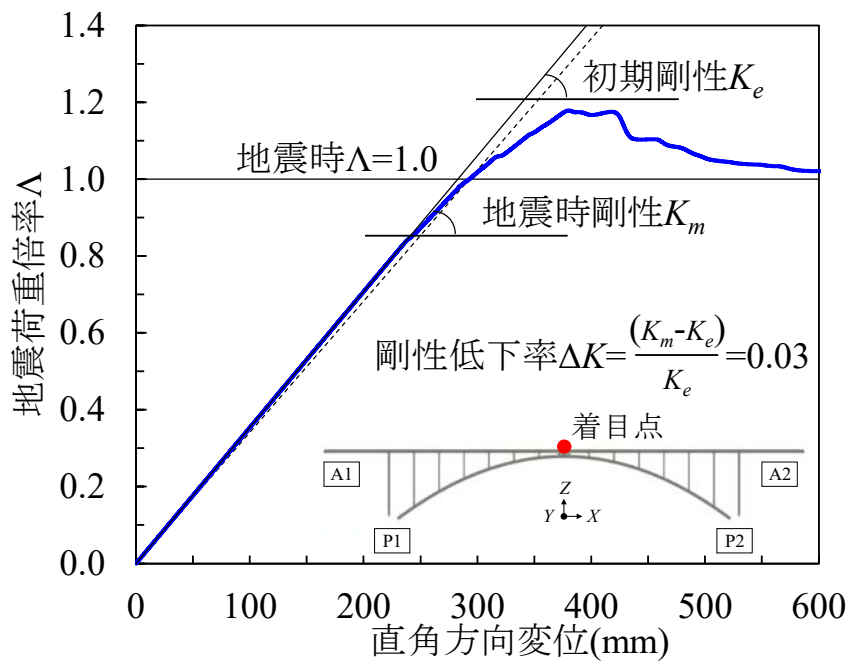


図 6.2.19 構造全体の荷重－変位

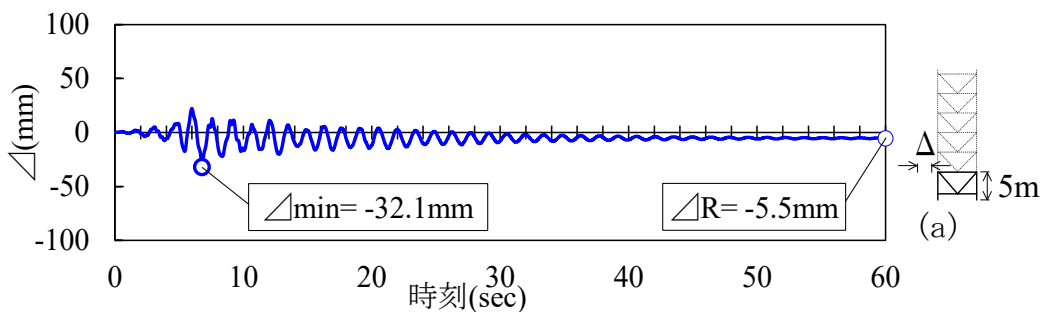
(3) 地震後の使用性・復旧性

地震後の使用性・復旧性の観点より、着目する P1 側端支柱のブレース材パネルを対象とした残留変位を確認した。図 6.2.20 に P1 側端支柱のブレース材パネルの応答変位を示す。当該箇所は、入力地震動の最終時刻では振動の収束が見られなかった。このため、それ以降、外力は自重のみとして、さらに継続させ減衰させた。

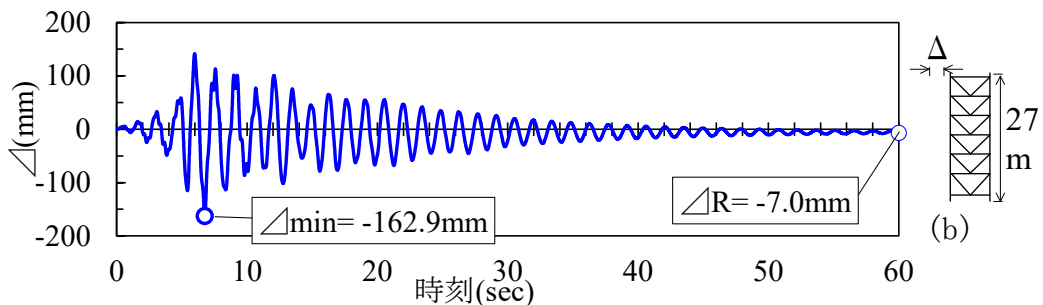
端支柱は、同図 (b) に示すような、ブレース材パネルがユニットとして組み合わさる構造となる。このため、残留変位の着目点もブレース材パネルの 1 構面を着目した箇所 (同図 (a) に示す (a) 点) と、端支柱のユニットとして着目した際の支柱天端位置 (同図 (b) に示す (b) 点) とした。

残留変位の照査は、着目点 (a) と着目点 (b) において、最下段のブレース材パネル (着目点 (a)) の方が厳しかった。これは、端支柱の部材配置により、最下段の水平材間隔が長く、ブレース材の部材座屈に伴い、この区間の支柱部材の曲げ変形が生じるためである。同図 (a) に示す着目点 (a) での残留変位は 5.5mm であり、パネル高さの $h/910$ ($h=5\text{m}$) 程度であった。このため、残留変位は十分に小さく、地震後の使用性・復旧性については問題ないといえる。しかしながら、図 6.2.21 に示す様に、各部材での残留変位が残るため、地震後の状態確認の方法、余震に対する対策を踏まえた十分な安全対策は必要と考える。

また、応答変位から算出する残留変位は、6.1 の鋼トラス橋の検討において、使用する材料構成側により、結果に与える影響が異なる。このため、ブレース材の変形状態に応じて、材料構成則を適切に設定していくことも重要である。



(a) 最下段ブレース材パネル着目



(b) 端支柱天端着目

図 6.2.20 P1 側端支柱の応答変位 (タイプ II)

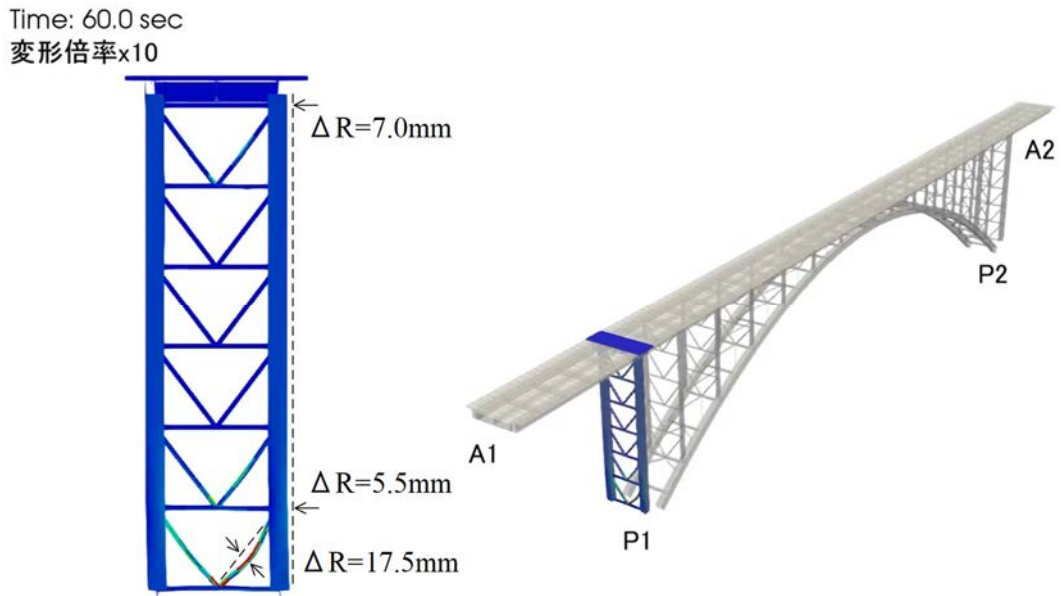


図 6.2.21 P1 側端支柱の残留変位

6.2.7 おわりに

本委員会において、実験結果により確認が得られたブレース材のモデル化を鋼アーチ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耐震性能照査例を示した。

耐震性能照査の結果は、地震応答解析により、端支柱対傾構及び下横構のブレース材に部材座屈が生じることが確認された。合理的な耐震補強を目指すことを目的として、実験で検証されたブレース材の損傷は許容し、補強範囲を最小化したアーチリブの当て板補強に留めることを確認した。ブレース材の非線形挙動に伴い、着目点に残留変位が生じるため、残留変位に着目して、使用性・復旧性の観点での照査を行い、安全性を確認した。

本検討では、材料構成則に対してバイリニア型移動硬化則を用いているが、部材座屈を伴うような大振幅範囲では MML のような繰り返し塑性履歴を考慮した高精度な材料モデルを用いる必要もあると考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，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) 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.
- 4) 株式会社耐震解析研究所（現：地震工学研究開発センター）：ScanFEM ver.1.22，理論マニュアルと検証，2007.
- 5) 馬越一也，奥村 徹，吉野 廣一，野中 哲也：Pushover 解析に基づく高精度な構造全体の安全性照査，土木学会第 74 回年次学術講演会概要集，I-71，2019.
- 6) 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，土木学会構造工学委員会，Vol. 66A，pp.264-273，2020.