

第4章 実験およびモデル検証

4.1 鋼トラス橋におけるブレース材パネルの実験およびモデル検証

4.1.1 はじめに

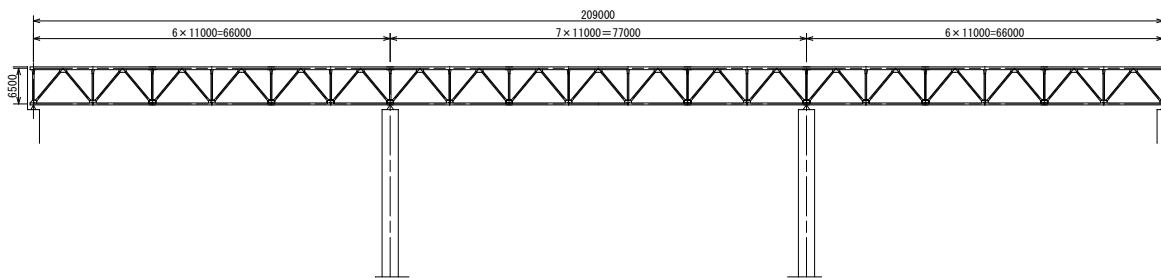
兵庫県南部地震の発生以降、道示¹⁾では耐震設計において供用期間中に想定される最大級の地震であるレベル2地震動が追加された。また、2018年制定の鋼・合成構造標準示方書〔耐震設計編〕(以下、学会示方書)においては、最新の研究成果を基にした耐震性能照査手法が示されている。既設のトラス橋のうち、兵庫県南部地震以前に設計されたものについては、レベル2地震動に対する耐震照査を満足することができず、橋軸直角方向の地震動により、対傾構および横構、特に、支点上の対傾構が損傷するケースが多くみられる。そのため耐震補強が必要になる。

トラス橋の支点上のブレース材は、主荷重を受け持つと同時に、地震時の慣性力などの横荷重に抵抗する部材として設計される。ブレース材は細長比が大きく、限界状態に対して軸圧縮力が支配的であり、部材の最大耐力到達後、座屈により急激な耐力低下が生じる。そのため、主荷重作用下において不安定になり、構造の安全性を確保できない可能性があり、学会示方書においては、ブレース材の損傷は許容されていない。耐震補強としては、部材の当て板補強、あるいは部材を取り換える方法がとられているが、既設橋の部材を弾性範囲に抑えようとした場合、大規模な補強工事が必要となる場合がある。しかし、構造全体の安全性が確保できることが前提に、ブレース材の一部の塑性化を許容した設計が可能であれば、合理的な耐震補強設計が期待できる。

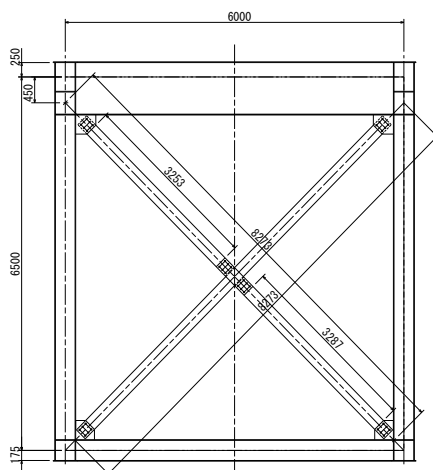
また、現行の耐震性能照査手法においてトラス橋のブレース材は、トラス要素でモデル化し、動的解析により得られた応答値に対して、耐力の照査を行っている。この際、ブレース材は面内座屈に関する有効座屈長は骨組長の0.8~1.0倍で、格点部でピン結合された部材として、道示の耐荷力曲線に基づき設計される。しかしながら、実際のブレース材は格点部でガセットプレートにより接合されており、境界条件は剛結の座屈耐力の照査を行うことが合理的と考えられる。

既往の研究では、主にブレース材だけに着目した終局挙動の研究が進められてきたが、ブレース材を含むパネルとしての実験は少なく、比較的小規模なものとなっている。実際のトラス橋のブレース材パネル構造を正確に反映した供試体での実験は行われておらず、ブレース材座屈後の実挙動が十分に確認できていない。トラス橋の合理的な耐震照査および補強設計を行うためには、ブレース材単体の座屈挙動だけでなく、パネル構造としての変形性能および終局挙動について実験により把握することが必要である。

そこで本章では、**図 4.1.1** に示す一般的な上路式トラス橋の支点上対傾構を含む1構面を対象に、実橋梁の構造を忠実に再現した供試体を用いて、漸増変位繰り返し载荷実験を行い、繰り返し荷重下におけるブレース材パネル構造の終局挙動を明らかにする。また、実験の挙動が再現可能な解析モデルを提案する²⁾。



(a) 橋梁側面図



(b) 端支点对傾構

図 4.1.1 対象橋梁

4.1.2 実験供試体の計画

対象橋梁の支点上対傾構を含むトラス構面の実際の構造をできる限り忠実に再現した供試体(以下、パネル供試体)を製作した。実験装置の制約からサイズは約 1/2 とする²⁾。パネル供試体は図 4.1.2 に示すように、ブレース材、上下の水平材および鉛直材で構成されている。各部材の寸法を図 4.1.3～4.1.5 に示す。接合部は図 4.1.4(c)に示すように 2 面接合であり、使用する高力ボルトは実橋梁が M22 であるのに対し、供試体は一般的に入手が可能なサイズの M12 (F10T) を使用した。縮尺率は 0.545 であり、表 4.1.1 に示すように各部材および接合部の寸法については、ボルトの縮尺率を基準に相似率に基づき設定した。ブレース材は SS400 の H 形鋼を使用し、最も縮尺率が近くなるものを選定した。また、ブレース材以外の部材も極力、その縮尺率に近い形鋼を選定して、実橋の剛性に合わせた。なお、上部水平材については、事前解析による検討において塑性化せず、損傷しないことがわかったため、部材高さのみ縮尺を合わせ、十分な剛性を持つ断面とした。

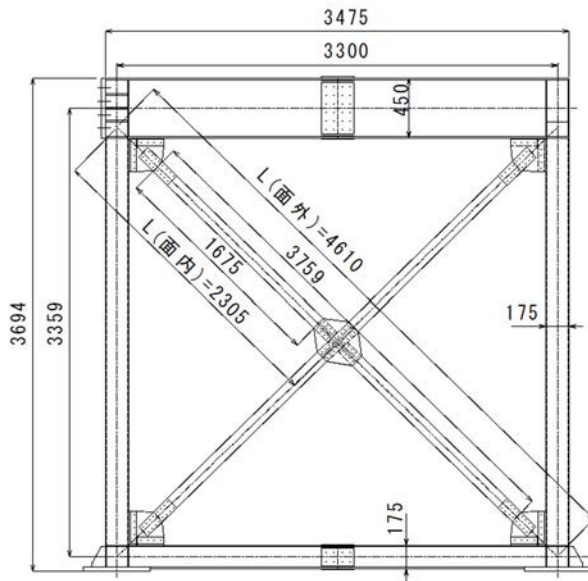


図 4.1.2 供試体寸法図

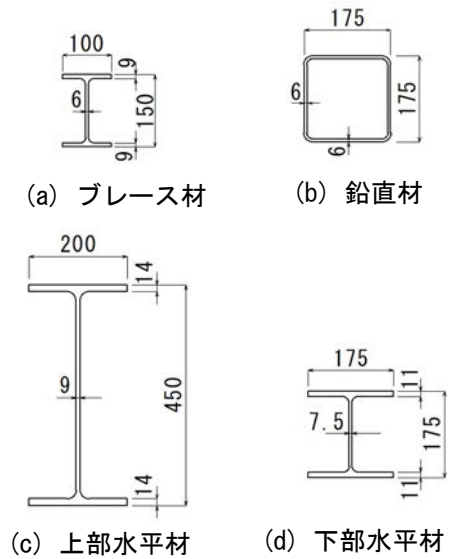


図 4.1.3 供試体部材断面図

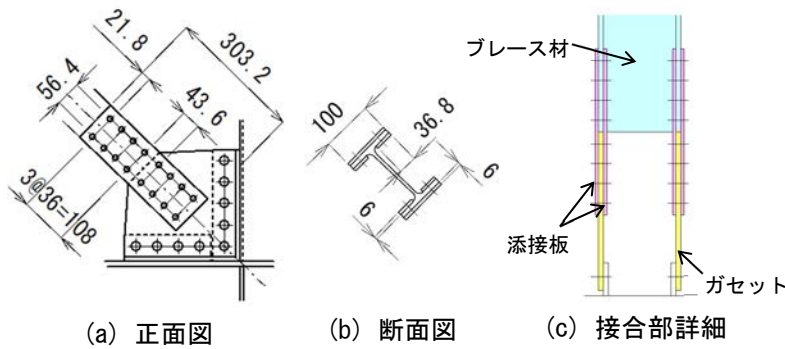


図 4.1.4 ブレース材接合部

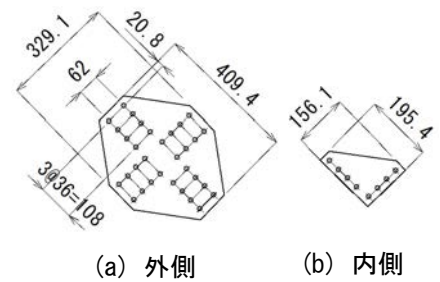


図 4.1.5 中央部添接板

表 4.1.1 供試体の設定条件

		実橋	供試体
		H220	H100
ボルト	サイズ	M22	M12
ボルト孔径	mm	24.5	13.5
フランジ	幅	mm	220
	板厚	mm	10
ウェブ	高さ	mm	270
	板厚	mm	9
母材断面	A_g	mm^2	6830
母材純断面	A_n	mm^2	5850
ガセット厚	mm	9	9

4.1.3 パネル供試体のブレース材および接合部の限界値

表 4.1.2 に対象橋梁の限界値を示す。ブレース材の座屈限界値は 1128kN、降伏限界値は 1375kN、すべり耐力は 1963kN となる。当然、震度法レベルの荷重に対する発生軸力は、最も耐力が低い座屈耐力以下になっている。本橋梁は、1 面摩擦でも設計は成立しているが、実橋は 2 面摩擦になっていた。おそらく当時の設計者の判断で安全を考えて 2 面摩擦にしたと推察される。この図からわかるように、2 面摩擦にすると接合部の限界値がかなり高くなり余裕がある。

次に、パネル供試体のブレース材の断面諸量および限界値を表 4.1.2 に示す。供試体についても、実設計と同様に各耐力を算出（座屈限界値 398kN、降伏限界値 495kN、すべり限界値 728kN）して、グラフに示すと図 4.1.6 のようになる。なお、対傾構以外の左右の鉛直部材および下段の水平部材については、対象橋梁と同じ設計条件で決定した断面になっている。

座屈限界値は実橋梁と同様に両端ピンおよび両端固定の場合について計算している。接合面のすべり係数は実橋梁と同様に 0.4 を使用した。実橋梁はすべり耐力に余裕がある設計であるため、十分なすべり耐力を確保するため、接合面に錆促進剤による発錆処理を行った。土木学会の指針³⁾では、発錆処理をした場合のすべり係数の推奨値は 0.45 とされている。また、既往の研究⁴⁾⁵⁾においても、0.45 を上回る値となることが示されており、十分なすべり耐力が確保されていると考える。

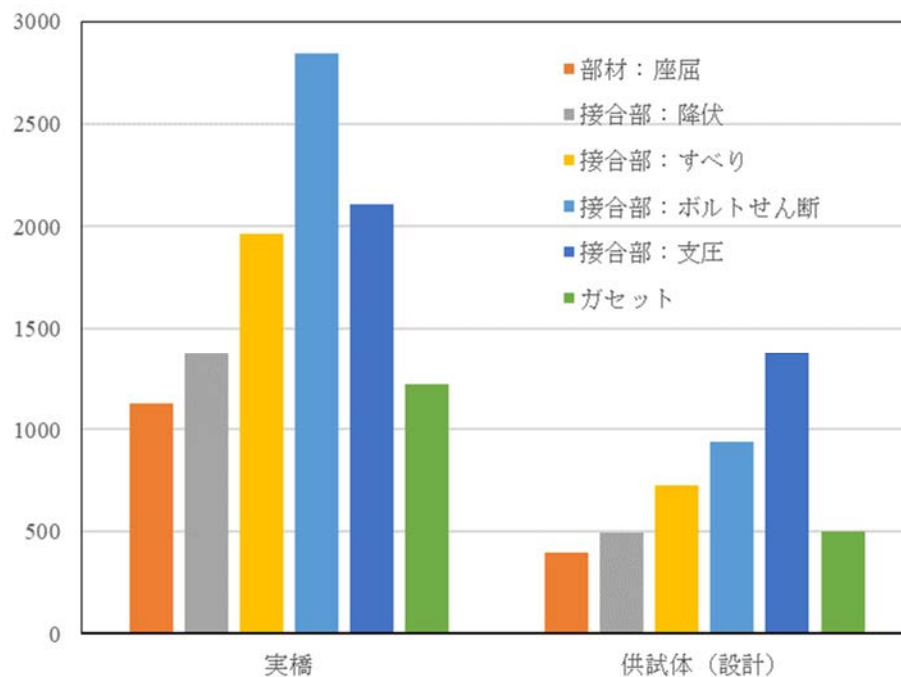


図 4.1.6 実橋と供試体の限界値の比較

表 4.1.2 実橋と供試体の限界値

			実橋		供試体				
			(設計)		(設計)		(実験)		
有効座屈長:材端条件			ピン	固定	ピン	固定	ピン	固定	
ボルト	呼び径	--	M22		M12		M12		
	ボルト孔径	mm	24.5		13.5		13.5		
断面	フランジ	幅	mm	220		100		100	
		板厚	mm	10		9		8.5	
	ウェブ	高さ	mm	270		132		133	
		板厚	mm	9		6		5.6	
	母材断面	A_g	mm^2	6830		2592		2445	
	母材純断面	$An(Flg+Web)$	mm^2	5850		2106		1986	
部材長			mm	4260		2305		2305	
連結板中心間隔		L_0	mm	3480		1844		1844	
有効座屈長	α	--	1.0	0.5	1.0	0.5	1.0	0.5	
	$L=\alpha \times L_0$	mm	3480	1740	1844	922	1844	922	
断面二次モーメント		I	mm^4	17746667		1500000		1416667	
断面二次半径		r	mm	51		24		24	
座屈耐力	細長比	$\lambda=L/r$	--	68.3	34.1	76.7	38.3	76.6	38.3
	ヤング係数	E	N/mm^2	200000		200000		200000	
	細長比パラメータ	$\bar{\lambda}$	--	0.745	0.372	0.836	0.418	1.035	0.517
		ρ_{erg}	--	0.703	0.906	0.653	0.881	0.555	0.827
	降伏応力度	σ_y	N/mm^2	235.0		235.0		360.0	
		$P_{erg}=\rho_{erg} \times A_g \times \sigma_y$	kN	1128	1454	398	537	488	728
降伏耐力	接合部	$P_n=An \times \sigma_y$	kN	1375		495		715	
	一般部	$P_g=A_g \times \sigma_y$	kN	1605		609		880	
接合部 すべり耐力	ボルト本数	n	--	12		16.0		16.0	
	降伏点比率	α	--	0.75		0.75		0.75	
	降伏応力度	σ_y	N/mm^2	900.0		900.0		900.0	
	有効断面積	A_e	mm^2	303.0		84.3		84.3	
	設計軸力	N	kN	204.5		56.9		56.9	
	摩擦面数	m	--	2		2		2	
	すべり係数	μ	--	0.40		0.40		0.45	
	ボルト1本	V_{slyd}	kN	163.6		45.5		51.2	
		$P_s=\Sigma V_{slyd}$	kN	1963		728		819	
接合部 ボルト せん断耐力	ボルト断面積	A	mm^2	380.1		113.1		113.1	
	降伏応力度	τ_y	N/mm^2	519.6		519.6		519.6	
	ボルト1本	V_s	kN	395.0		58.8		58.8	
		$P_{ss}=0.6 \times n \times V_s$	kN	2844		940		940	
接合部 支圧耐力	板厚	t_f or t_g	mm	10		9		9	
	ボルト1本	V_v	kN	87.9		43.1		66.1	
		$P_{ss}=n \times V_v$	kN	2109		1381		2115	
ガセット プレート 耐力	ブレース材幅	b	mm	220		100		100	
	ガセットプレート厚	t	mm	10.0		9.0		8.5	
		$P_g=b \times t / 1.8$	kN	1222		500		472	

4.1.4 実験による実橋のブレース材パネル挙動の解明

(1) 実験概要

実験装置とパネル供試体の設置状況を図 4.1.7 および図 4.1.8 に示す。供試体は、実橋の支承条件を考慮してピン支承によって支持されており、上部水平材端部に接続した静的油圧アクチュエータ(圧縮 4400kN, 引張 2100kN)により、水平繰り返し载荷を行った。

計測項目は図 4.1.7 に示すように、格点および水平荷重载荷高さの変位、部材のひずみ、ブレース材の軸方向の変形量、ボルト軸力とした。変位の基準点とする上弦材端部および上側 2 か所と中央の格点については、面外変位を確認するため 3 方向から糸巻き変位計を設置し、3 次元の座標を測定した。ブレース材の変形量については、A~D の格点から中央の格点をターゲットに糸巻き変位計を設置し、格点間の相対変位を計測した。

ボルト軸力の導入については、リラクゼーションによるボルト軸力の低下を考慮し、実際の施工と同様に設計軸力 (56.9kN) の 10%増しで導入した。実験は軸力導入後 24 時間経過し、軸力の低下が安定してから実施した。軸力の計測については、ボルト頭部に 2 軸ひずみゲージを設置し、事前にひずみと軸力の関係を校正したボルトを使用した。また、载荷中の面外方向への転倒防止のため、上部水平材の上フランジの両側に面外拘束治具 (チルトタンク) を設置し (図 4.1.8 参照)、面外方向への変位を拘束した。

载荷パターンは、図 4.1.9 に示すように $\Delta=3\text{mm}$ を基準とした漸増変位繰り返し载荷とする。これは、事前解析の結果をもとに最大耐力までに 5 サイクル以上繰り返し载荷できるように $\Delta=3\text{mm}$ とした。最大耐力後はブレース材に顕著な局部座屈が生じるまで漸増し、その後は破断まで同じ変位で繰り返し载荷を行った。载荷変位は上弦材端部の変位基準点の载荷軸方向に設置した変位計の値を基に制御し、供試体の R 側を正の方向とした。また、アクチュエータ制御は変位速度制御で行い、実験開始時の载荷速度は 0.2mm/sec とし、最大荷重到達後は载荷速度が実験結果に影響しない範囲で速度を増加させた。また、本研究で対象とするトラス橋の端対傾構の鉛直材に作用する死荷重は小さく、事前解析において鉛直荷重の有無による差がみられなかったため、水平荷重のみを载荷した。

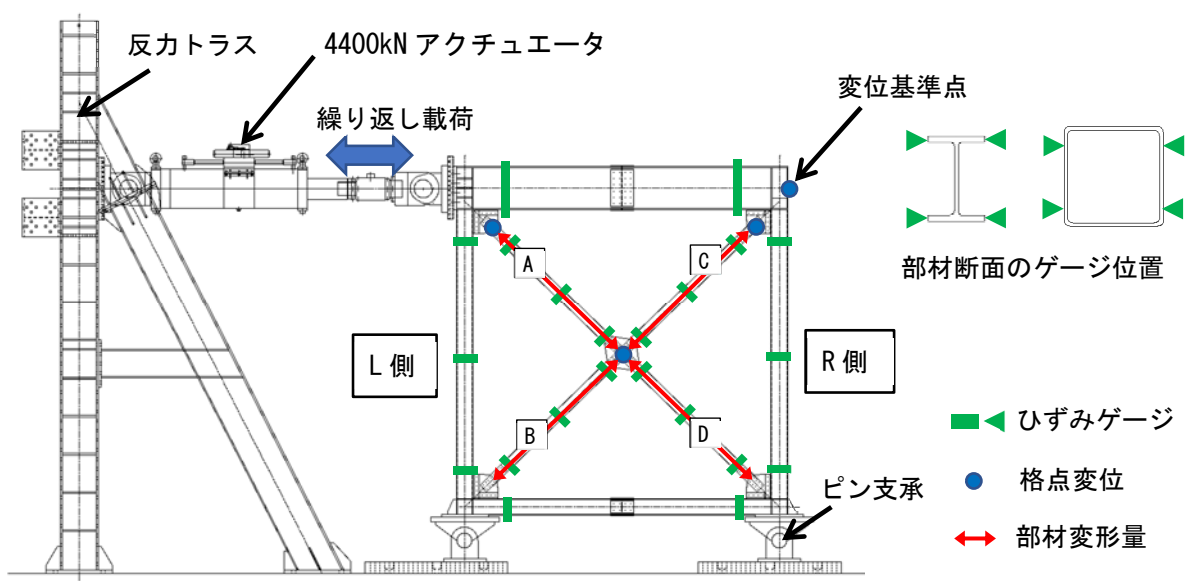


図-4.1.7 実験载荷装置および計測概要

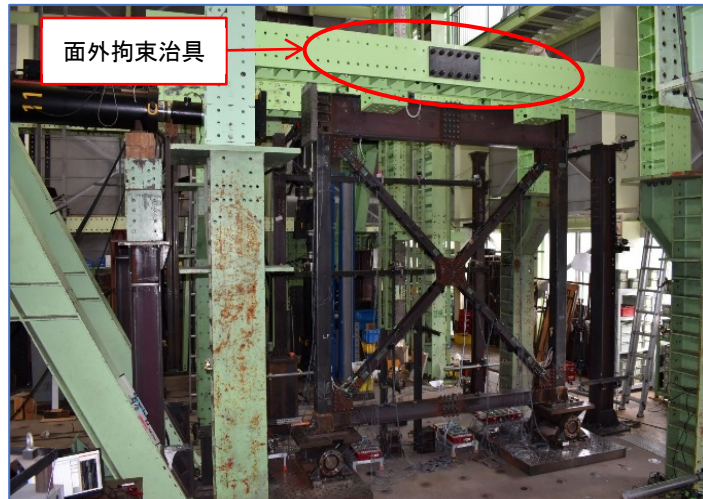


図 4.1.8 実験載荷装置

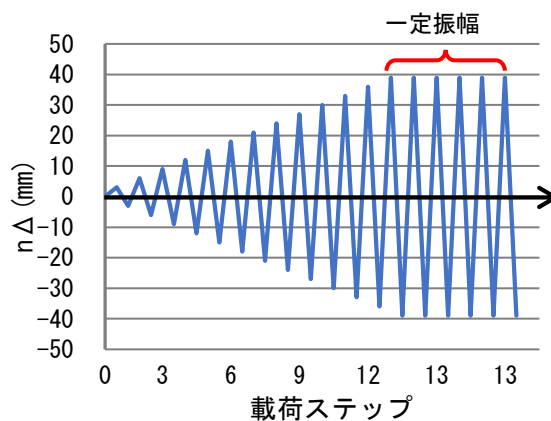


図 4.1.9 載荷パターン

(2) 実験結果

1) 最終の変形状態

図 4.1.10 にパネル供試体の損傷状況を示す。図 4.1.10(a) は載荷終了後に水平荷重を除荷した状態のパネル供試体の損傷状況である。最後の振幅 40mm を 5 回繰り返して、実験は終了した。その振幅で荷重を抜いた状態（荷重はゼロ、変位はゼロではなく、左方向に約 25mm 移動した状態）を示す。この状態が、実験終了後の残留変形状態であり、ブレース材が大きく部材座屈しているのがわかる。最大耐力到達以降、パネル下側の左右のブレース材に部材座屈が生じた。部材座屈は下側のみで、上側のブレースに座屈は生じなかった。また、図 4.1.10 (a), (c) に示すように、ブレース材両端はピン結合ではなく、両端固定のような形で変形していることがわかる。部材座屈の発生した位置を拡大した写真が図 4.1.10(b) であり、局所的に多少面外方向へ変形した局部座屈も観察された。なお、その部材座屈は、X字型にクロスした対傾構の下側の両ブレース材だけに発生し、上側はほとんど部材座屈しなかった。図 4.1.10(c) は、左下端の接合部付近を拡大したものであり、ガセットの添接板が完全固定状態になって母材（ブレース材）が変形しているのがわかる。さらに、図 4.1.10(d) にブレース材(D)接合部の破断状況を示す。接合部付近の曲げ変形により、ブレース材フランジのボルト孔位置から亀裂が発生し、最終サイクルの引張力作用時に完全に破断した。同図(C)のように、パネル供試体の終局はブレース材自体ではなく接合部であった。図 4.1.11 に示すように建築分野で実施された

ブレース材の実験⁶⁾では、本実験の結果と異なり、ブレース材中央の局部座屈が発生した位置で破断が生じているケースもあった。このように異なったのは、ブレース材の両端の接合条件およびブレース材に入ってくる荷重状態の差によるものと考えられる。本実験はできるだけ忠実に対象橋梁のブレース材を縮小した供試体による実験であるため、実際の橋梁でもブレース材自体で破断するのではなく、接合部で破断する可能性が高いと予想できる。ガセットプレートおよび添接板については、目立った損傷は生じておらず、ボルト孔の変形も見られなかった。また、全ての格点において接合部のすべりは発生しておらず、すべりの痕跡は見られなかった。よって実際の接合面のすべり耐力は、すべり係数を0.4として算出した設計耐力より大きいと考えられる。

下弦材については目立った損傷は確認できなかったが、鉛直材は下側のガセットプレート近傍に、触れてわかる程度のわずかな座屈が生じた。

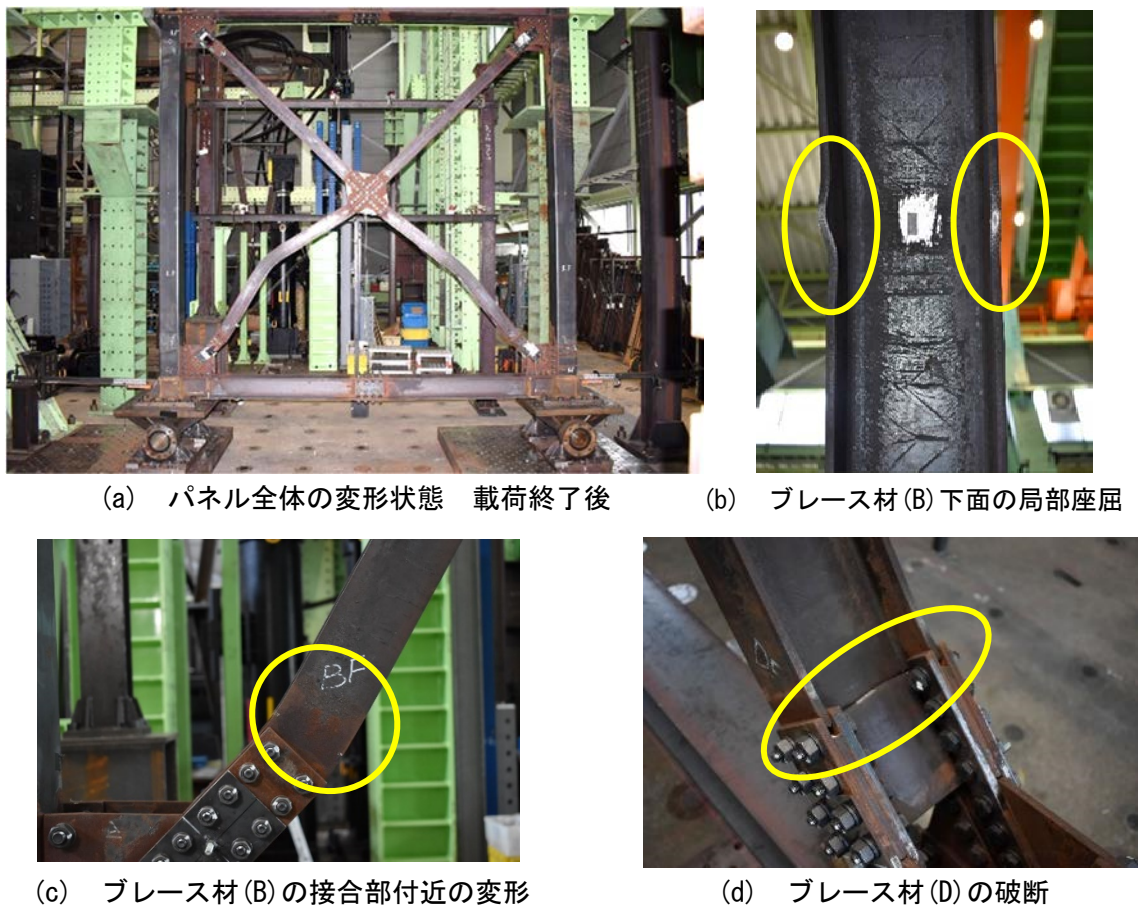


図 4.1.10 パネル供試体の損傷状況

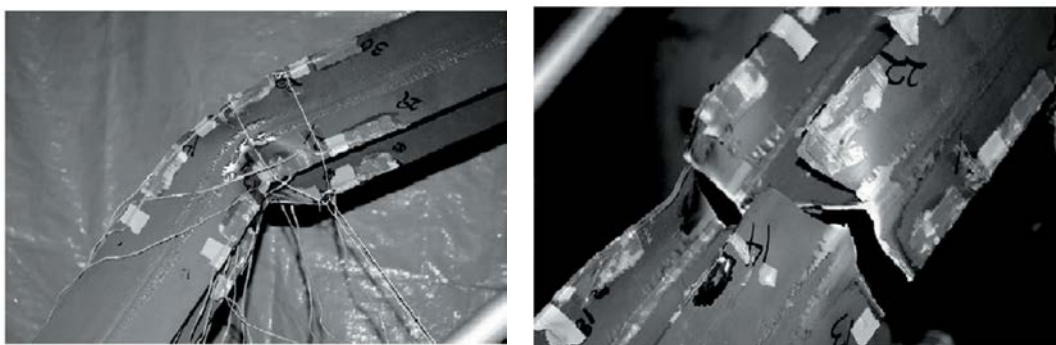


図 4.1.11 H1013 の破断発生および完全破断⁶⁾

2) 水平荷重－水平変位関係

実験から得られたパネル供試体の水平荷重－水平変位履歴曲線を図 4.1.12 に示す。図の縦軸はアクチュエータのロードセルの荷重値，横軸は変位基準点での載荷軸方向の変位である。また，図中に最大荷重および最大荷重時の変位を示す。

図より，振幅 $+7\Delta$ ($+21\text{mm}$) 載荷時に最大耐力に達し，右下のブレース材(D)に部材座屈が生じた。次に -7Δ 載荷時に，負側の耐力ピークに達し，左下ブレース材(B)に座屈が生じた。座屈の進行に伴い，荷重が低下しているが，振幅 $\pm 9\Delta$ ($\pm 27\text{mm}$) 以降は荷重の低下が比較的緩やかで，安定した履歴を描いている。振幅 $\pm 11\Delta$ ($\pm 33\text{mm}$) 付近で，ブレース材中心に局部座屈が生じ，振幅 $\pm 13\Delta$ ($\pm 39\text{mm}$) において局部座屈が顕著になったため，以後破断まで同じ変位で繰り返し載荷をおこなった。振幅 $\pm 13\Delta$ での繰り返しにより，徐々に荷重が低下し，最終的には 6 回目の振幅 -13Δ (-39mm) 載荷時に，引張側となるブレース材(D)が破断したことで急激に荷重が低下し，載荷を終了した。実験で得られた荷重－変位関係は，鋼製橋脚の場合にみられるような紡錘形の履歴ループを描いており，ブレース材単体では非エネルギー吸収部材であるものの，パネル全体としてみた場合，一定のエネルギー吸収能を期待できる可能性がある。

また，実験から得られた最大荷重は，図 4.1.12 で示したように約 1060kN である。ここで，設計座屈耐力との比較の目安として，ブレース材にかかる軸力をつり合い式から求めた場合，約 740kN となる。この値は，表 4.1.2 に示した両端ピンとして求めた設計座屈耐力 488kN の 1.5 倍程度であり，両端固定とした場合の座屈耐力 728kN により近い値である。

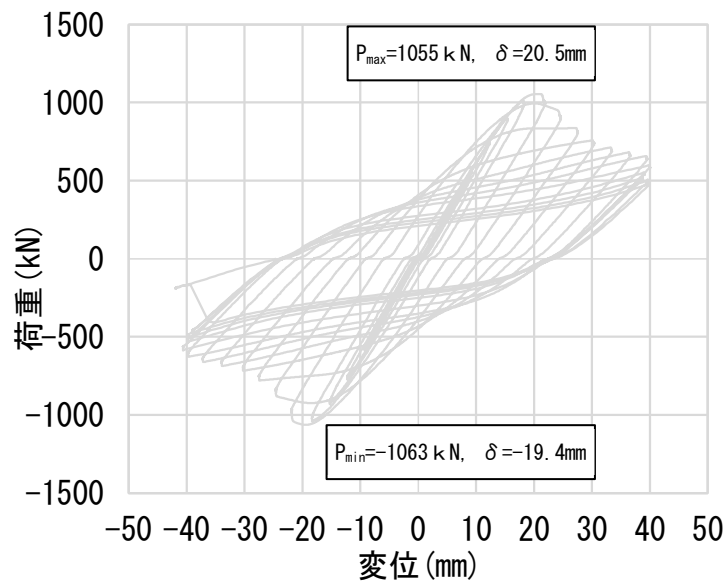


図 4.1.12 パネル供試体の荷重－変位関係

3) 部材のひずみ－累積変位関係

パネル供試体を構成するブレース材，水平材および鉛直材の塑性化状態を確認するため，多くの位置にひずみゲージを貼り付けて実験を実施した。図 4.1.13 に，ブレース材，下弦材および鉛直材のひずみ－累積変位関係の一部を示す。図の縦軸は，各部材に生じたひずみを降伏ひずみ ϵ_y で無次元化した値，横軸は累積水平変位である。また，図中には最大荷重 P_{\max} 到達時すなわち座屈発生時点での累積変位 (278mm) を破線で示している。各部材のひずみ計測位置を図 4.1.13 (a) に示す。

図 4.1.13 (d)～(f) より，ブレース材のひずみについては，最大荷重到達前の， $\pm 6\Delta$ において降伏

ひずみを超え、部材端部のひずみは $2\varepsilon_y$ 程度となっている。その後、最大荷重に到達し、座屈が発生するとともにひずみが急激に増大している。図 4.1.13(b)より、下部水平材は部材端部から曲げの作用により、最大荷重到達前に上フランジのひずみが増加し始め、最大 $4\varepsilon_y$ 程度まで増加した。その後は荷重とともに低下し、 $\pm 2\varepsilon_y$ 程度で安定している。図 4.1.13(c)より、鉛直材については、水平荷重ピーク時に降伏ひずみをわずかに超える程度で、ほぼ弾性的な挙動を示している。

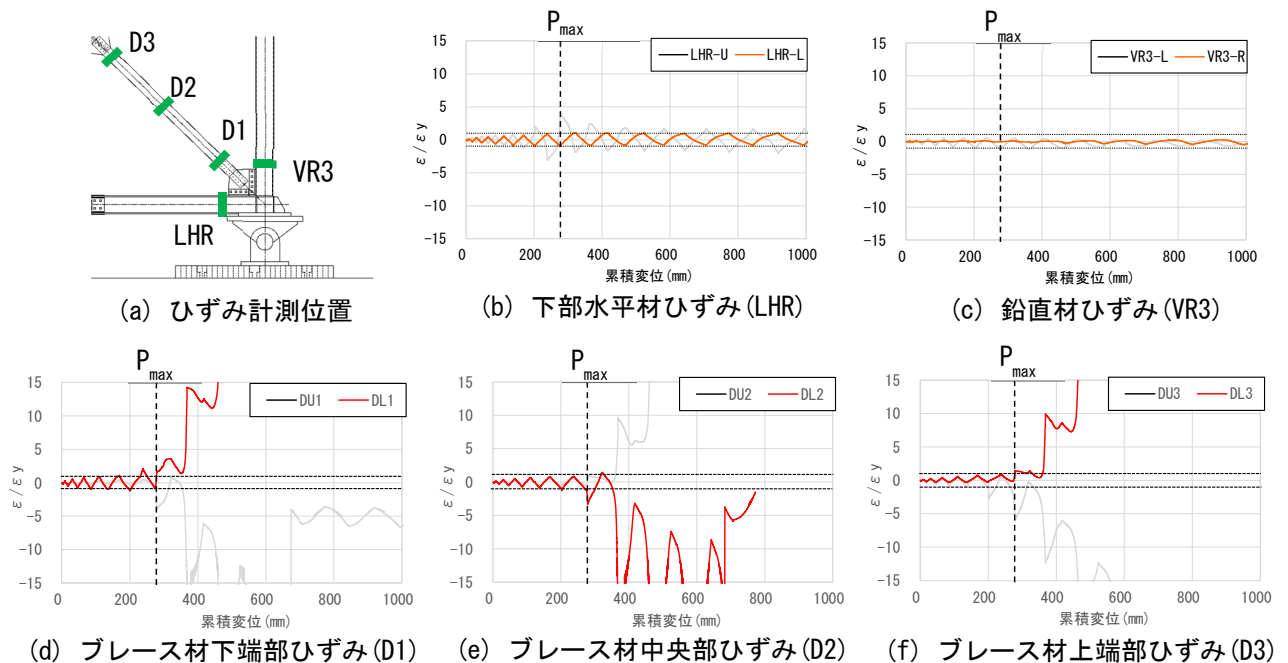


図 4.1.13 部材のひずみ－累積変位関係

(3) 考察

パネル供試体の最大荷重は前述したように約 1080kN 弱であり、その荷重の分力を考えて、ブレース材に流れる力を目安的に求めると約 770kN になる。この値は、有効座屈長が $0.5L_0$ (部材端部が剛結合) の場合の座屈限界値 728kN とほぼ一致している。また、前述した図 4.1.10(c) から、ブレース材がガセット添接板の位置を固定して座屈しているのがわかり、この座屈状況から端部が固定状態になっているといえる。

そこで、実際の鋼トラス橋に対して、座屈限界値を両端ピン結合から両端固定結合の条件へ変更すると各限界値の関係がどうなるか、再度計算した結果を表 4.1.2 に示すと図 4.1.6 は図 4.1.14 のようになった。また、供試体についても同様に両端固定結合で再計算した。ただし、できるだけ実挙動を表現するため、ブレース材の板厚は実測値、有効座屈長は図 4.1.10(c) から判断してガセット間距離の $1/2$ 、降伏耐力は過去の接合部実験からブレース材一般部で評価した。すべり摩擦係数はボルトが実際にすべった実験結果から 0.5 に設定した。同図内のグラフから、実橋と同様に 2 面摩擦ではすべらない結果となったが、すべり耐力に余裕がないといえる。

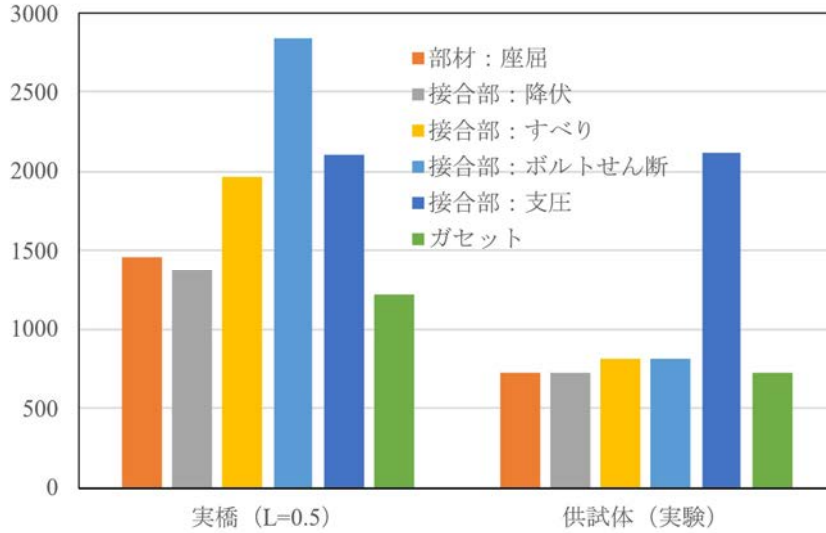


図 4.1.14 実橋と供試体の限界値の比較

4.1.5 実験の検証解析

(1) 解析モデル

実験結果を正確に再現するため、本研究で提案する解析モデルの概要を図 4.1.15 に示す。なお、本解析で使用した解析ソフトは、SeanFEM⁷⁾である。パネル供試体全体の骨組モデル図についても同図内に示している。実務での使用を前提にしているため、できるだけ簡易的なモデルとし、図に示すように、はり要素（ファイバー要素）を用いたファイバーモデルとした。ブレース材の座屈モードが表現できるように、ガセット部を除くブレース材の要素分割を 8 分割とした。なお、ガセット端部から鉛直材の軸心までの部分は、剛体とした。材料構成則は、通常の耐震設計で用いられる図 4.1.16 に示すようなバイリニア型移動硬化則とした。断面寸法を図 4.1.3 のとおりとして鋼材のミルシートから降伏点応力度および引張強度等の材料特性値を表 4.1.3 に示す。

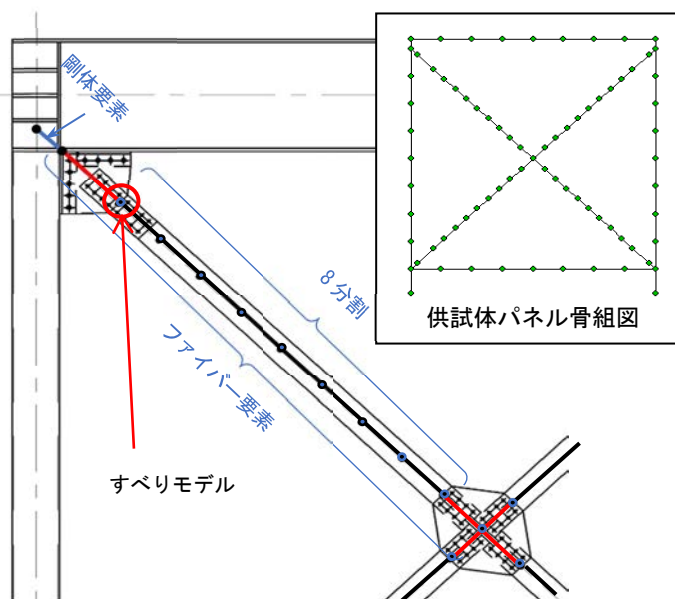


図 4.1.15 提案モデル

なお、前述の実験結果から分かるように、ブレース材は両端固定結合の挙動を示しており、パネル全体の変形に伴いブレース材端部に曲げが生じ、結果としてブレース材には初期不整が与えられた状態になる。解析モデルにおいてもブレース材の境界条件は固定端としており、パネルの変形により実験と同様の挙動を示し、両端固定結合の座屈モードとなったことから、初期不整を与える必要がないと判断した。

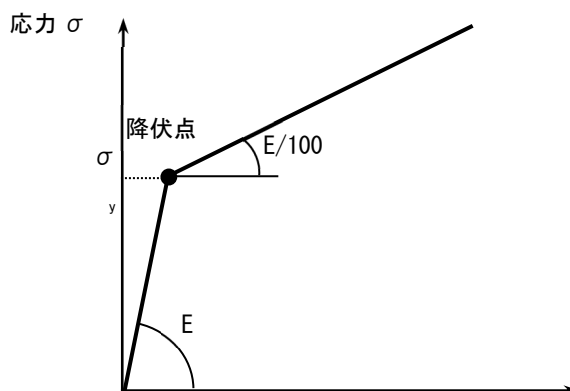


図 4.1.16 ブレース材の材料構成則

表 4.1.3 各部材の材料特性値

	降伏応力度	引張強度	伸び
上部水平材	317	442	31
下部水平材	321	461	29
鉛直材	358	454	37
ブレース材	360	457	30

(2) 解析結果

1) パネル供試体の荷重－変位関係

解析結果から得られた水平荷重－水平変位履歴曲線を図 4.1.17 に示す。比較のため実験結果をも示す。図より、最大荷重までの履歴については、解析と実験結果は良い精度で一致しているのがわかる。最大荷重を過ぎた劣化域においてはやや差異がみられるが、履歴ループの形状はよく似ており、全体として実験結果をよく再現できている。また、最終の±39mmの繰り返しのループにおいて、荷重の低下に差がみられるが、実験では最終段階でブレース材が部材座屈から一部局部座屈（図 4.1.10(b)参照）へ移行したことおよびブレース材端部に亀裂が生じたことが原因と考えられる。提案モデルは、はり要素（ファイバー要素）によりモデル化しており、局部座屈および亀裂までは表現できていないため、実験よりやや荷重が大きくなっている。また、本解析においても、実験と同様に接合部のすべりは発生しなかった。

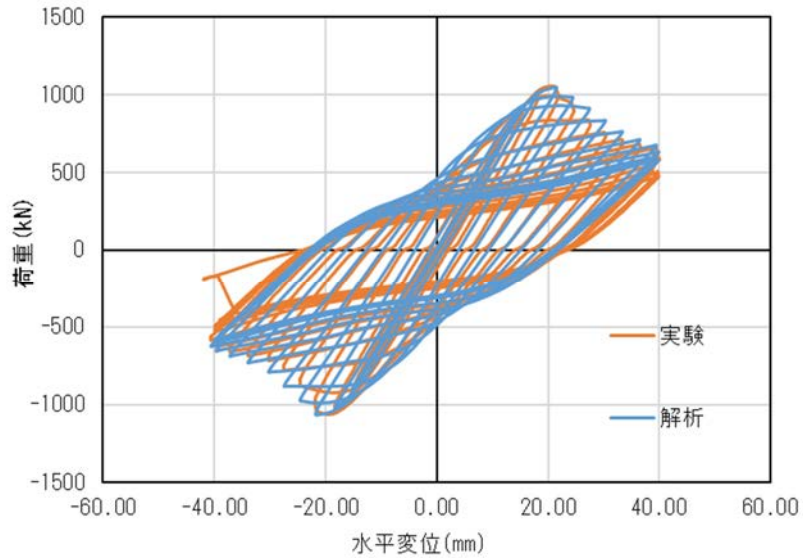


図 4.1.17 実験と解析の荷重－変位曲線の比較

2) ブレース材の軸力－伸縮量関係

実験において座屈が発生したパネル供試体下側のブレース材に着目し、再現解析によって得られた、右下のブレース材の軸力と部材軸方向の伸縮量の関係を図 4.1.18 に示す。図より、軸力－伸縮量関係は、局部座屈を起こさない中心軸圧縮柱の典型的な履歴ループとなっている。また、圧縮側の最大値は 750kN であり、実験と同様に両端剛結合とみなした場合の設計座屈耐力 728kN に近い値となっている。引張側の最大値は 880kN であり、設定したすべり耐力 910kN とほぼ同じになっている。このことから、実験においても接合部がすべる直前であったと推察できる。

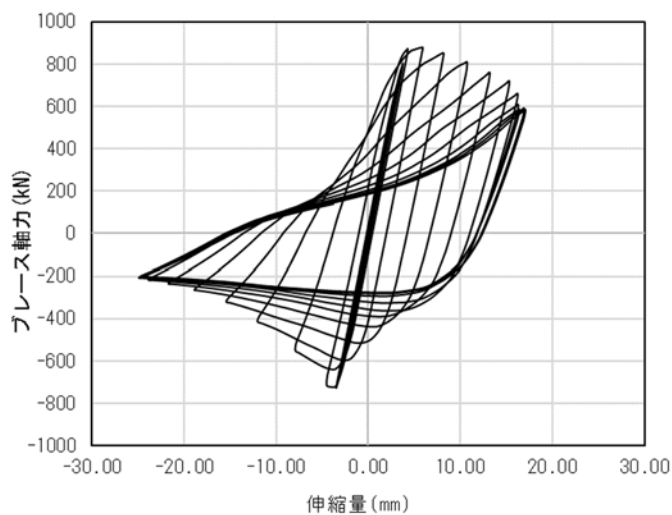


図 4.1.18 ブレース材の軸力－伸縮量関係

3) パネル供試体の変形状態

再現解析終了時のパネル供試体の変形状態を図 4.1.19 に示す。図は、図 4.1.10(a) で示した、実験終了後の変形状態に相当する、水平荷重を除荷した状態の変形図（変形表示倍率：1 倍）である。解析結果は下側のブレース材が座屈しており、座屈形状についても実験の変形状態とよく一致していることがわかる。

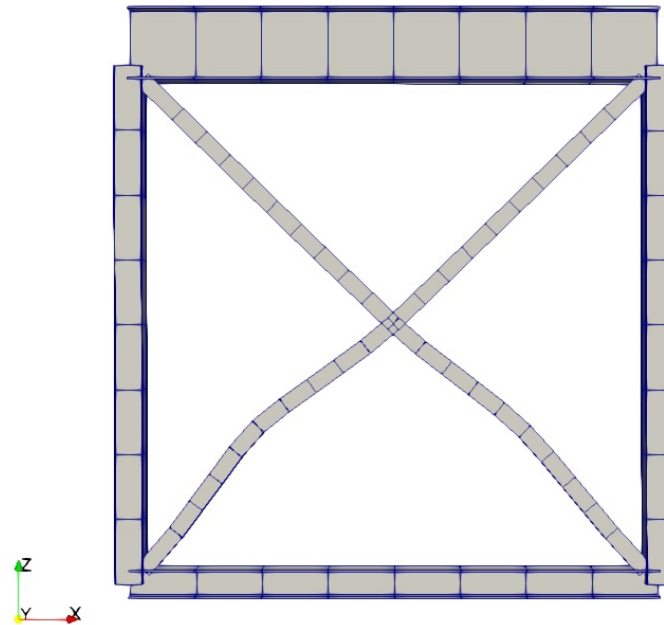


図 4.1.19 解析結果のブレース材変形状態

(3) 考察

提案モデルによる、パネル供試体の実験再現解析の結果、荷重－変位関係およびブレース材の座屈形状は実験結果とよく一致した。ブレース材接合部を剛接合とした本提案モデルは、ブレース材を含むパネル構面の挙動を十分に再現できるといえる。

古くからトラス橋は、軸力のみが発生するトラス部材として両端をピン結合でモデル化されてきた。そのようにモデル化された解析モデルに対して、線形解析解を行い、許容応力度法により設計を行ってきた。それは、計算が容易で、設計上安全側との判断からである。しかし、当時の設計荷重を超えるレベル 2 地震動による既設鋼トラス橋の耐震設計においては、前述したように設計上両端をピン結合にすることが必ずしも安全であるとは限らなことがわかってきた。例えば、従来の解析モデルでは次のような好ましくない耐震補強が考えられる。両端ピン結合によりブレース材の座屈限界値を過小評価することになって、照査を満足するように剛性アップのためブレース材に対してボルトによる当て板補強が行われるケースが多い。今回の実験でわかったように、ブレース材の座屈限界値は、両端ピン結合ではなく両端固定結合である。当て板補強によって、必要以上に座屈限界値を上げてしまい、それにより、ガセットプレートがブレース材よりも先に損傷して、ブレース材の性能を十分に発揮しないまま鋼トラス橋が終局状態を迎える可能性がある。このような耐震補強は、建設コストの増加だけでなく、橋の耐震性能を低下されことになり十分な注意が必要である。

また、今回の実験により、ブレース材を含むパネル供試体の荷重－変位曲線（履歴ループ）から、エネルギー吸収部材である鋼製橋脚と同様な紡錘型になることが確認できた。さらに、ブレース材が座屈してもすぐには終局状態に至らず、破断する箇所はブレース材の局部座屈付近ではなく接合部であった。ブレース材は、学会示方書においても、非エネルギー吸収部材として分類されている。確か

にブレース材単独では、非エネルギー吸収部材であるが、ブレース材が組み合わさった対傾構（1 構面）では、エネルギー吸収部材と同程度かそれに近いエネルギー吸収性能が期待でき、ブレース材自体の塑性化が許容できると考えている。

さらに、ブレース材両端を固定結合として、実験が再現できる実務的な解析モデルを提案した。本提案モデルを用いて、道路管理者が適切な判断で限界値（例えば、ブレース材が塑性化しても、ブレース材に接合する垂直材や水平材が弾性挙動）を決めた上で、前述した照査式により耐震設計を行えば、合理的な耐震補強が期待できる。

4.1.6 まとめ

本章では、上路式トラス橋の支点上対傾構に着目し、実橋梁の構造を忠実に再現した 1/2 スケールの供試体を用いて、漸増変位繰り返し載荷実験を行い、対傾構を含むパネル構面の終局挙動を実験的に明らかにした。さらに、パネル供試体の挙動を再現できる解析モデルを提案し、実験の再現解析を行った。本章で得られた結論を以下に示す。

- 1) パネル試験体は最大荷重到達後に下側のブレース材に部材座屈が発生し、その後、ブレース材接合部のボルト孔位置で亀裂が発生し破壊に至った。
- 2) 実験から得られた荷重－変位曲線は、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、パネル構面としては一定のエネルギー吸収が期待でき、ブレース材の損傷を許容できる可能性を示した。
- 3) 実験から得られたブレース材軸力の最大値は、両端を固定結合とした場合の設計座屈耐力により近い値となった。
- 4) ブレース材両端を固定結合として提案した解析モデルは、実験結果とよく一致しており、ブレース材含むパネル構面の挙動を十分に再現できることを示した。
- 5) ブレース材両端を固定結合とした本提案モデルを用いた耐震設計によって、必要以上の補強をせずに合理的な耐震補強が期待できる。

4.2 鋼アーチ橋におけるブレース材パネルの実験およびモデル検証

4.2.1 はじめに

兵庫県南部地震以前に建設された橋梁は震度法レベルの地震力（以下、レベル1地震動）で設計されているため、レベル2地震動に対して橋梁の耐震補強工事が行われている。特に、上路式の鋼アーチ橋はトップヘビーな構造であることから、橋軸直角方向のレベル2地震動において、支柱や対傾構のブレース材が塑性化する事例が多い。レベル1地震動で耐震設計された既設橋のブレース材は作用力が小さかったことから、細長比制限により断面が設定され、その接合部はガセットプレートにブレース材のフランジのみが1面摩擦接合となっている場合が多い。さらに、すべり耐力は、部材の両端をピン結合とした柱の座屈耐力程度で設計されているのが一般的であるため、レベル2地震動において設計で想定以上の力が作用し接合部も損傷する可能性が高い。ブレース材の補強対策として、当て板補強により部材を補強する方法や、ブレース材を軸降伏型鋼製ダンパー等に置き換える方法が採用されている。ブレース材を軸方向ダンパーに置き換える場合は、接合部を含めて取り換えることができるが、当て板補強をする場合は、接合部の補強が別途必要になる。

通常の耐震設計においては、ブレース材をトラス部材としてモデル化した地震応答解析を行い、その応答値が両端ピンの座屈耐力以下となるように弾性部材として設計される。実際にはブレース材の接合部はガセットプレートで接合されているため、境界条件は剛結として、両端固定の柱の座屈耐力で照査することが、合理的な設計と考えられる。松村ら^{8),9)}は、ガセットプレートを考慮した圧縮部材の終局強度についてFEM解析で検討し、部材端の接合部が固定となり、有効座屈長が0.51(1:部材長)の圧縮柱と等しくなることを提案している。このように座屈耐力を大きく設定することができれば、耐震補強範囲を少なくすることが可能になる。ただし、この場合は接合部の作用力も大きくなるので、接合部の耐力に対しても注意を要する。

平成29年の道路橋示方書¹⁾(以下、道示)の改訂でV耐震設計編に接合部の設計の考え方が新たに規定され、接合部に求める耐荷機構を明確にし、接合部と接合される部材の限界状態の関係を明確に設定した上で設計することになった。また、この道示では、すべり後の限界状態を高力ボルト摩擦接合における接合部の限界状態3として規定しているが、繰返し力が作用する地震時の適用については明確な規定がない。

建築分野では、地震時に過大応力を受ける高力ボルト摩擦接合部の塑性履歴特性や接合部のエネルギー吸収能力などの接合部のみを対象にした実験的な研究^{10),11)}が行われているが、接合部のみを試体を用いた試験であるため、部材を含んだパネル等としての評価が必要と考えられる。

また、過去に、地震によって実際に接合部が損傷した事例も報告されている。例えば、東北地方太平洋沖地震を受け、トラスの部材と部材を接合する複数のガセットプレートが破断もしくは変形し、その要因についての検証が報告されている¹²⁾。

新設橋であれば、レベル2地震動に対して、前述のトラス部材として、ブレース材およびその接合部を無損傷として設計することが可能であるが、既設橋の耐震補強を行う上で、部材を無損傷にするためには大規模な補強が必要になり、その工事費も膨大となる場合が多い。

そこで、本章では、**図4.2.1**に示す上路式鋼アーチ橋の端支柱の対傾構を含む1構面(「ブレース材パネル」と呼ぶ)を取り出して、道示に従いボルトピッチ、ボルト孔縁端距離等の接合部の構造も正確に反映した約1/2の供試体を用いた繰返し破壊実験¹³⁾を行い、ブレース材パネルの終局挙動を確認して、道示で要求されている接合部と接合されるブレース材の限界状態の関係を明らかにする。

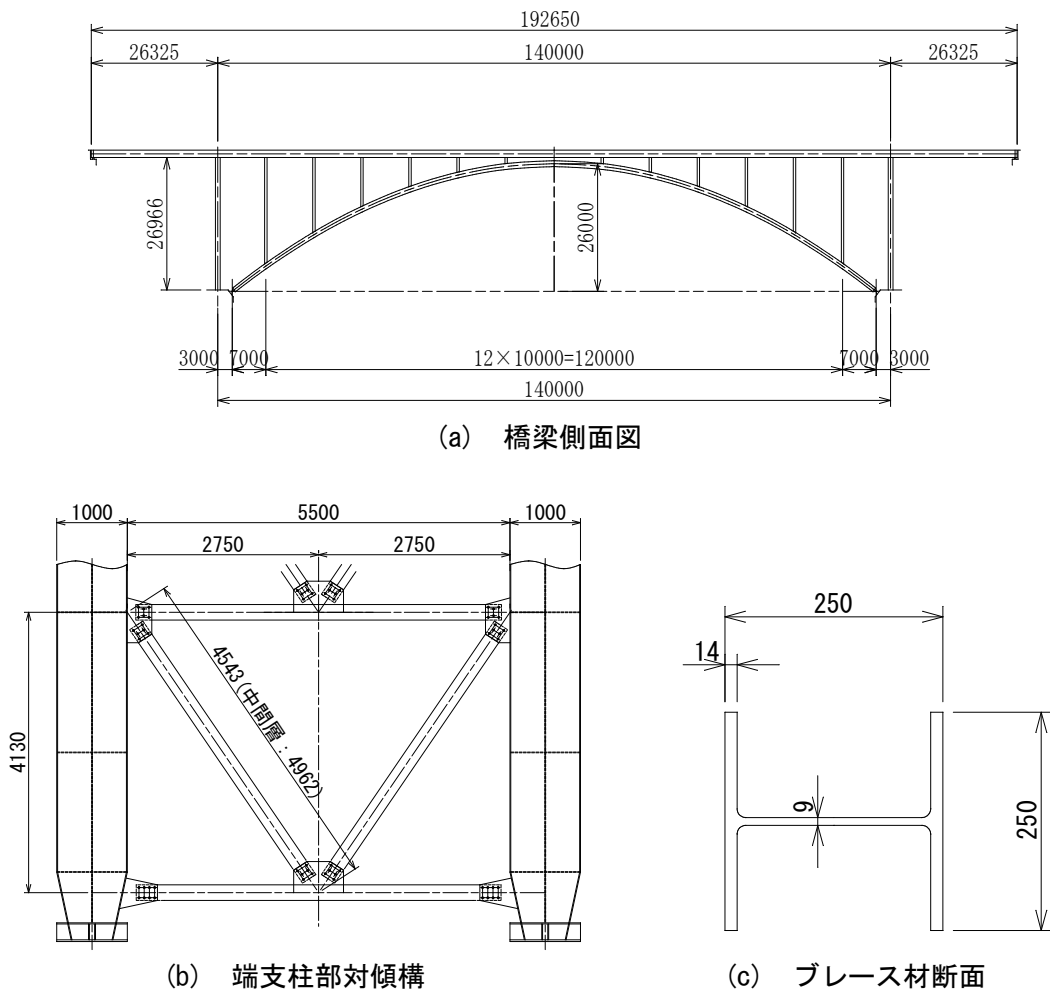


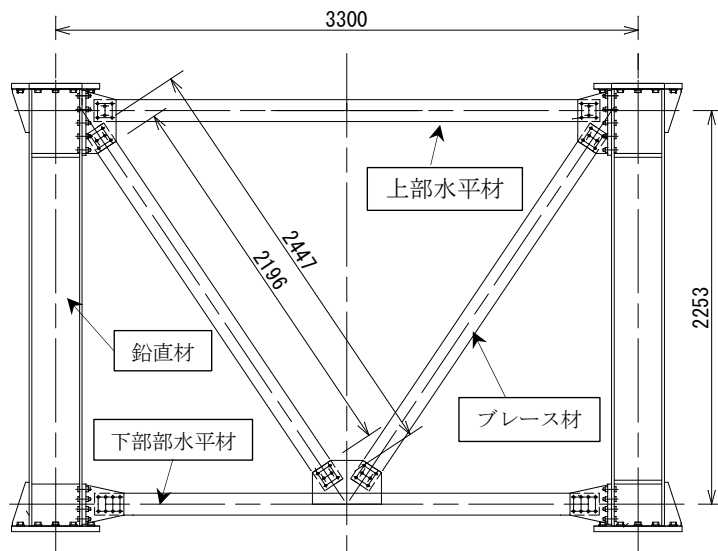
図 4.2.1 対象橋梁

4.2.2 実験供試体の計画

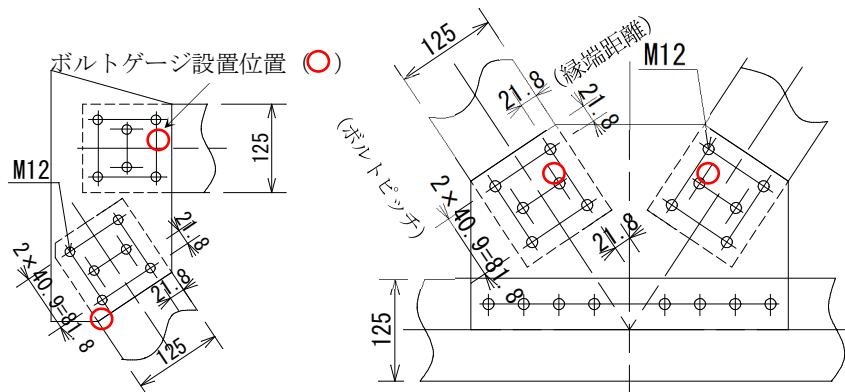
対象橋梁の端支柱における実際のブレース材パネルに対して、実験供試体（以下、「パネル供試体」と呼ぶ）を製作した。パネル供試体は、実物大の大きさにすることが望ましいが実験装置の制約から、実験で使用できるボルトサイズが限定されるため、実橋で一般的に使用される高力ボルトサイズ M22 に対して、供試体では入手可能な高力ボルトサイズ M12 を選定し、縮尺率を $S=M12/M22=0.545$ となるようにした。この縮尺率を基に相似則に従い、表 4.2.1 および図 4.2.2 に示すように可能な限りこの縮尺率になるように供試体の部材等の寸法およびボルト配置を決定した。ブレース材には H 型鋼 (H125×125×6.5×9 : 材質 SS400) の一般的な型鋼を使用したため、すべての板厚を前述の縮尺率で設定することができなかったが、概ね実物大の約 1/2 の大型パネル供試体を製作することができた。実橋の鉛直材（支柱）は箱断面であるが、本実験ではブレース材の挙動に着目し、鉛直材からの影響が少ないため、塑性化しない程度の H 型鋼 (H300×300×10×15 : 材質 SS400) を使用した。

表 4.2.1 供試体の設定条件

		実橋	供試体
接合部	ボルトサイズ	M22	M12
	ボルト孔径	mm	24.5
	ボルトピッチ	mm	75
	縁端距離	mm	40
フランジ	幅	mm	H250
	板厚	mm	14
ウェブ	高さ	mm	222
	板厚	mm	9
母材断面	A_g	mm^2	8998
母材純断面	A_n	mm^2	7626
ガセットプレート厚	mm	9	4.5



(a) ブレース材構造図



(b) ブレース材ボルト配置

図 4.2.2 供試体の構造図

図 4.2.3 に表 4.2.2 示す実橋とパネル供試体のブレース材パネルの各限界値をグラフ化したものを示す。実橋の座屈耐力は 1604kN，降伏耐力は 1792kN，すべり耐力は 982kN，ガセット耐力は 1250kN になる。実橋のブレース材パネルの損傷のシナリオは，まず接合部がすべり，部材座屈が生じる前にガセットプレートが損傷すると予想できる。次に供試体パネルの座屈耐力は 465kN，降伏耐力は 578kN，すべり耐力は 273kN，ガセット耐力は 313kN になり，実橋と供試体パネルの各耐力の大小関係は同程度になっており同じ設計条件で決定した断面になっている。実橋と供試体パネルの耐力比は相似則から断面積比になるので，供試体パネル耐力/実橋耐力=0.545²=0.297 となり，供試体パネルの耐力は実橋の約 1/3 の大きさになっている。これらから，パネル供試体は対象橋梁と同じ設計条件で決定した断面になっているといえる。

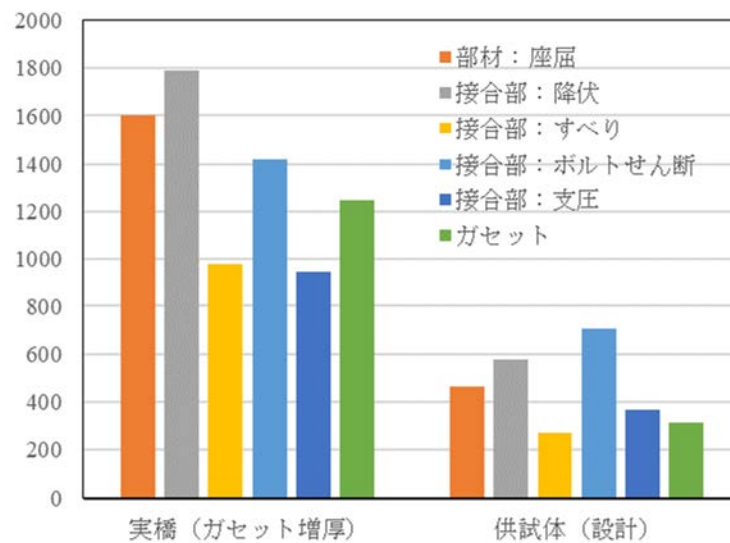


図 4.2.3 実橋と供試体の限界値の比較

表 4.2.2 実橋と供試体の限界値

				実橋		供試体A				
				(設計)		(設計)		(実験)		
有効座屈長:材端条件				ピン	固定	ピン	固定	ピン	固定	
ボルト	呼び径		--	M22		M12		M12		
	ボルト孔径		mm	24.5		13.5		13.5		
断面	フランジ	幅	mm	250		125		125		
		板厚	mm	14		9		8.6		
	ウェブ	高さ	mm	222		107		107.8		
		板厚	mm	9		6.5		6.1		
	母材断面		A_g	mm^2	8998		2946		2808	
	母材純断面		$An(Flg+Web)$	mm^2	7626		2460		2343	
部材長			mm	4543		2706		2706		
連結板中心間隔		L_0	mm	3750		2321		2321		
有効座屈長	α	--		1.0	0.5	1.0	0.5	1.0	0.5	
	$L=\alpha \times L_0$	mm		3750	1875	2321	1161	2321	1161	
断面二次モーメント		I	mm^4	36458333		2929688		2799479		
断面二次半径		r	mm	64		32		32		
座屈耐力	細長比	$\lambda=L/r$	--	58.9	29.5	73.6	36.8	73.5	36.8	
	ヤング係数	E	N/mm^2	200000		200000		200000		
	細長比パラメータ	$\bar{\lambda}$	--	0.643	0.321	0.803	0.401	0.947	0.474	
		ρ_{crg}	--	0.759	0.934	0.671	0.890	0.593	0.851	
	降伏応力度	σ_y	N/mm^2	235.0		235.0		328.0		
	$P_{crg}=\rho_{crg} \times A_g \times \sigma_y$			kN	1604	1975	465	616	546	783
降伏耐力	接合部	$P_n=An \times \sigma_y$	kN	1792		578		769		
	一般部	$P_g=A_g \times \sigma_y$	kN	2115		692		921		
接合部 すべり耐力	ボルト本数	n	--	12		12.0		12.0		
	降伏点比率	α	--	0.75		0.75		0.75		
	降伏応力度	σ_y	N/mm^2	900.0		900.0		900.0		
	有効断面積	A_e	mm^2	303.0		84.3		84.3		
	設計軸力	N	kN	204.5		56.9		56.9		
	摩擦面数	m	--	1		1		1		
	すべり係数	μ	--	0.40		0.40		0.40		
	ボルト1本	V_{syd}	kN	81.8		22.8		22.8		
	$P_s=\Sigma V_{syd}$			kN	982		273		273	
接合部 せん断耐力	ボルト断面積	A	mm^2	380.1		113.1		113.1		
	降伏応力度	τ_y	N/mm^2	519.6		519.6		519.6		
	ボルト1本	V_s	kN	197.5		58.8		58.8		
	$P_{ss}=0.6 \times n \times V_s$			kN	1422		705		705	
接合部 支圧耐力	板厚	t or tg	mm	9		4.5		5		
	ボルト1本	V_v	kN	79.1		30.5		42.5		
	$P_{ss}=n \times V_v$			kN	949		365		510	
ガセット プレート 耐力	ブレース材幅	b	mm	250		125		125		
	ガセットプレート厚	t	mm	9.0		4.5		4.5		
	$P_g=b \times t / 1.8$			kN	1250		313		313	

4.2.3 ガセット板厚の見直し

対象橋梁は、ガセットプレートの限界値が部材の限界値よりも下回っているため、ガセットプレートが先に損傷しないようにガセットプレートの板厚を道示の規定に従い変更する。ガセットプレートに接するブレース材の幅を $b(\text{mm})$ とすると、必要板厚 $t(\text{mm})$ は式(4.2.1)で規定されている。ここで軸力 P は、ガセットで連結される部材の最大軸方向力(kN)であり、軸方向力が引張と圧縮で区別されていない。式(4.2.2)は、ガセットの有効幅が部材幅の2倍と仮定し、両側に2枚のガセットで分担するとして作用応力度を計算している。式(4.2.3)は、式(4.2.2)で計算した作用応力度が許容応力度以下になるように必要板厚が導かれたもので、式(4.2.1)の根拠になっている¹⁴⁾。

$$t = 1.8 \frac{P}{b} \quad (4.2.1)$$

$$\sigma = \frac{P \times 10^3}{4bt} \quad (4.2.2)$$

$$t = \frac{P \times 10^3}{4\sigma_a b} = \frac{P \times 10^3}{4 \times 140 \times b} \cong 1.8 \frac{P}{b} \quad (4.2.3)$$

ここで、 t はガセットプレートの板厚、 P は作用軸力、 b はブレース材のフランジ幅である。実橋および供試体について式(4.2.1)、式(4.2.2)による計算結果を表4.2.3に示す。ブレース材の軸力は別途実施した動的解析の最大値 $P=2057\text{kN}$ から供試体のブレース材に作用する軸力を相似則により求め、表4.2.3に示すように供試体のガセットプレートの板厚を9mmにした。見直した限界値をグラフ化した図を図4.2.4に示す。

表 4.2.3 ガセットプレート板厚の見直し

		実橋		供試体	
		レベル1	レベル2	レベル1	レベル2
想定設計力: P	kN	981.7	1925.2	273.1	616.2
フランジ幅: b	mm	250	250	125	125
必要板厚:式(4.21)	N/mm^2	7.1	13.9	3.9	8.9
使用板厚	mm	9.0	14.0	4.5	9.0
限界値 ($P=b \times t/1.8$)	kN	1250.0	1944.4	312.5	625.0

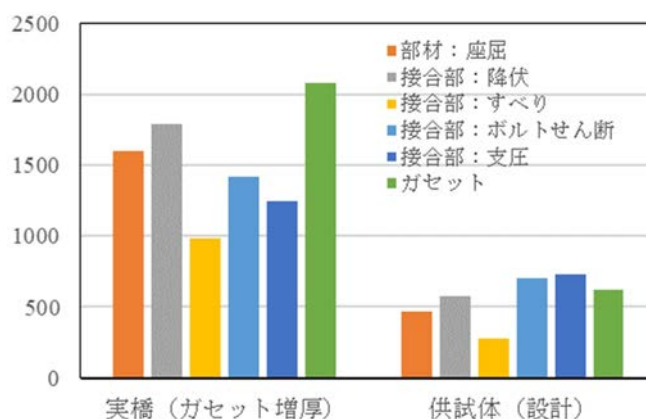


図 4.2.4 実橋と供試体の限界値の比較

4.2.4 実験概要

実験のセットアップ状況を図 4.2.5、図 4.2.6 に示す¹³⁾。実験は愛知工業大学の耐震実験センターに設置された実験装置を用いて行った。繰り返し載荷は水平方向に圧縮 4,400kN、引張 2,100kN の能力を有する静的油圧アクチュエータにより行い、油圧コントローラで制御する。荷重は載荷梁の一方に作用させ、荷重を左右の上部格点に均等に作用させるために、鉛直材の上端側はピン連結として載荷梁と連結した。パネル下端の支点条件は、実際の支承にピポット支承が用いられることから、写真 4.2 に示すようにピン支承で支持し、回転方向の支持条件をフリーにした。死荷重による鉛直荷重はブレース材の挙動に影響しないため考慮しないことにした。



図 4.2.5 実験装置

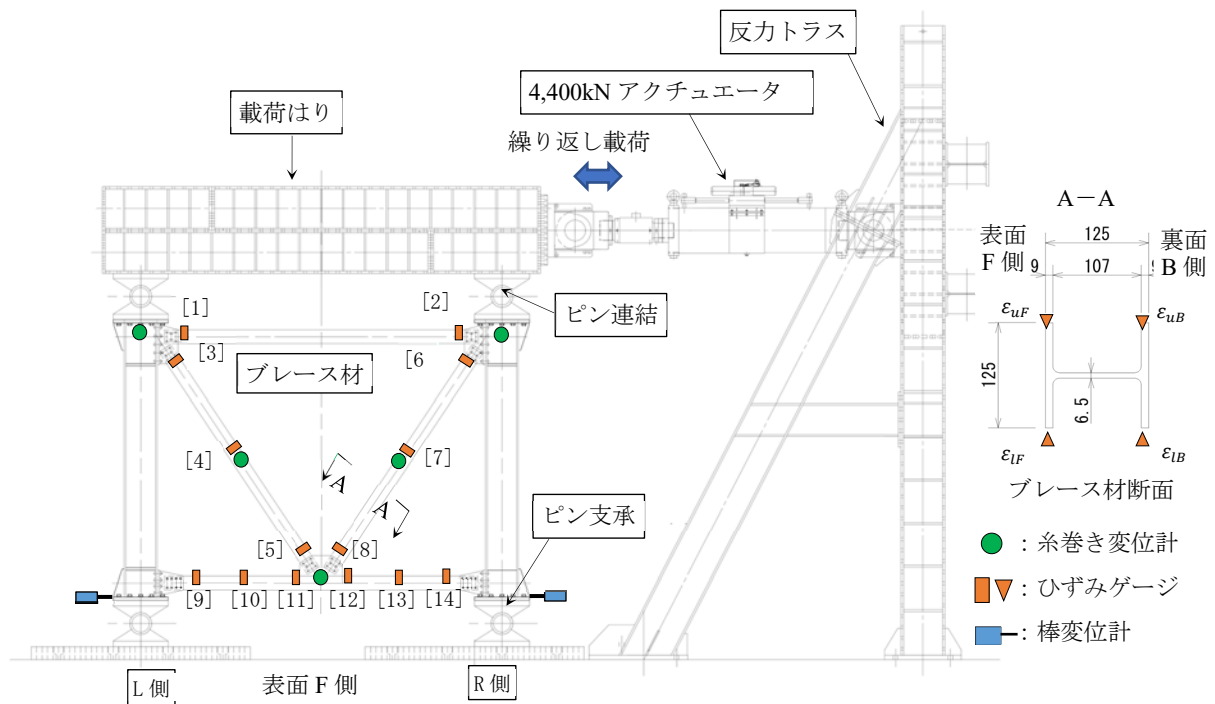


図 4.2.6 静的繰返し載荷実験装置

荷重パターンは、図 4.5.7 に示すようにアクチュエータの水平変位 $\Delta=3\text{ mm}$ を基準とした漸増変位繰り返し荷重とした。
 $\Delta=3\text{ mm}$ とした理由は設計上のすべり係数で 3Δ まですべりが生じないように設定した。ブレース材やガセットプレートに顕著な局部座屈が生じるまで漸増し、供試体の R 側から L 側を正の方向として荷重を行った。荷重速度は 0.2 mm/sec とした。

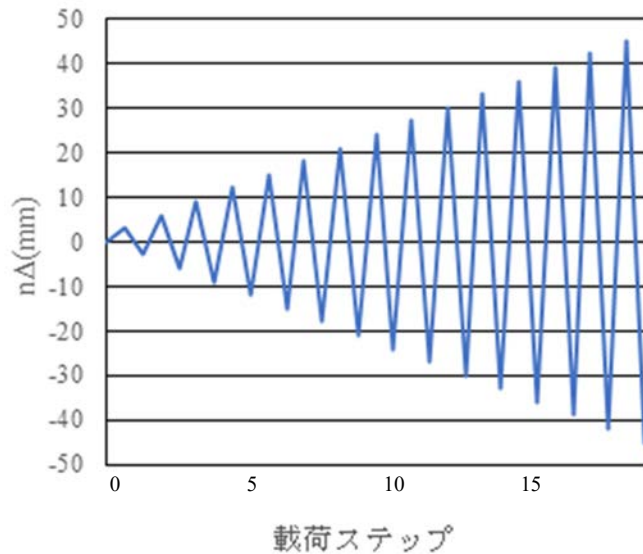


図 4.2.7 荷重ステップ

4.2.5 実験結果

(1) ブレース材パネルの荷重－変位曲線

荷重過程における事象について考察する。図 4.2.8 にブレース材パネルの荷重－変位曲線を示す。荷重が 300 kN に達したあたりから接合部にすべりが観られ、その後、「摩擦力+支圧力」で荷重が増加した。振幅 -45 mm の荷重過程で、L 側のブレース材中央が部材直角方向に曲がり部材座屈が生じた。部材座屈は両端固定のモードであった。振幅 $+48\text{ mm}$ の荷重過程で R 側のブレース材が大きく曲がり、曲がる直前の荷重が最大荷重： 752.1 kN を示した。さらに荷重を漸増すると振幅 $+54\text{ mm}$ で荷重が最高荷重の約 $1/2$ 程度に低下したので、き裂を発生させることを目的に、振幅 $+54\text{ mm}$ の振幅を 11 回繰り返した。繰り返し荷重に伴い、ブレース材の中央部と両端に局部座屈が発生し、局部座屈の変形が進展したが、その部分にき裂は発生せず安定した履歴挙動を示した。さらに、ブレース材中央にき裂を発生させることを目的に、さらに増加させたところ振幅 -80 mm でブレース材下側のガセット接合部のボルトがせん断破断した。図 4.2.9 に実験終了時（荷重ゼロ）の破壊状況を示す。本実験では、接合部にすべりが生じた後も摩擦力と支圧力により荷重伝達が行われ、ブレース材に部材座屈および局部座屈が生じた。接合部にすべりが生じたが、安定した履歴ループを描き、ブレース材をエネルギー吸収材として期待できる可能が確認できた。

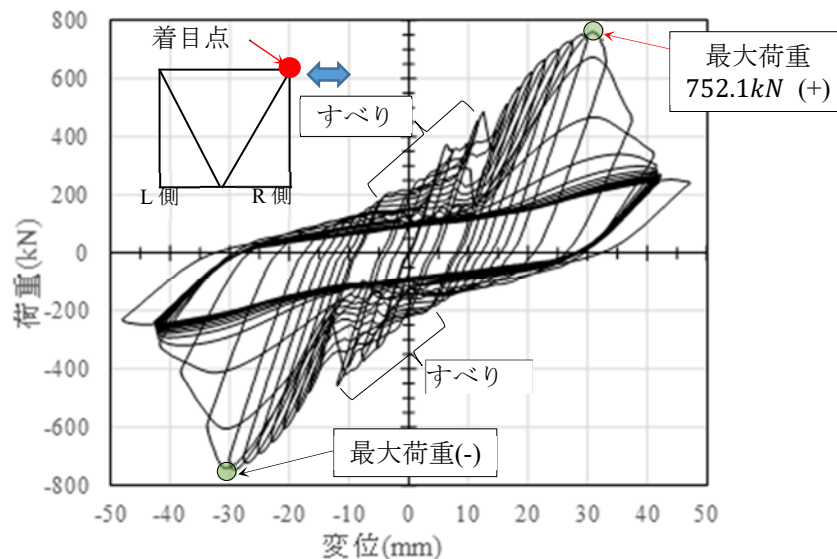
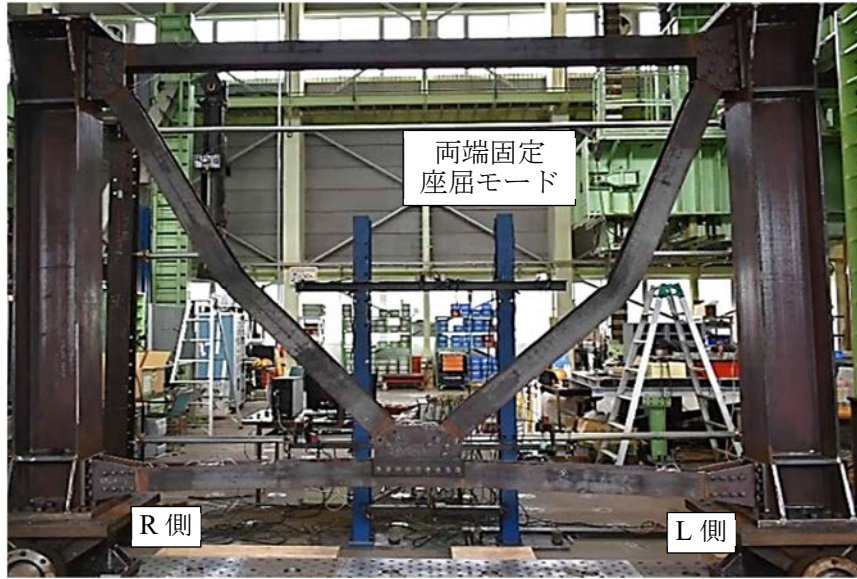
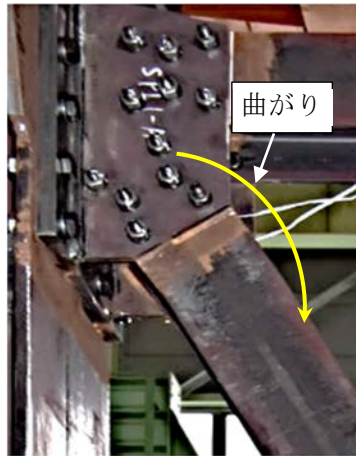


図 4.2.8 荷重－変位曲線



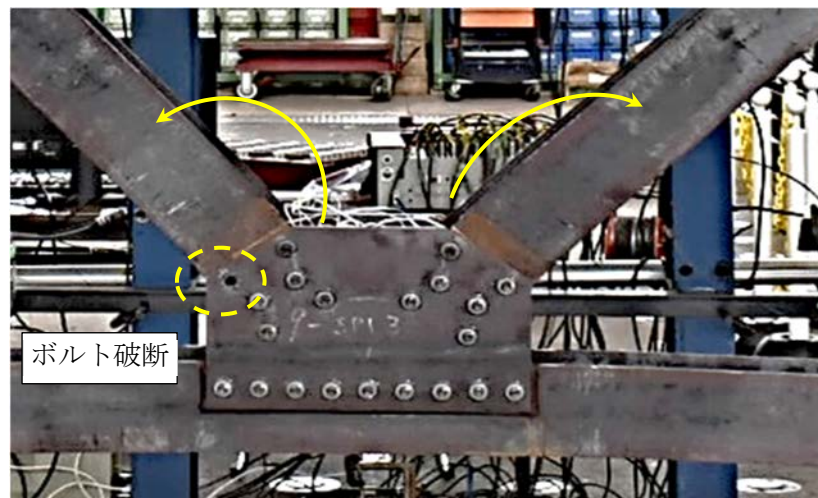
(a) ブレース材パネル全体の变形



(b) 上端側接合部の变形



(c) ブレース材の局部座屈



(d) ガセット付近の变形とボルトの破断箇所

図 4.2.9 実験終了時のブレース材形状

(2) 接合部のすべり

接合部のすべり状況を把握するために、図 4.2.10 に $\Delta=-33\text{mm}$ までの荷重とアクチュエータの累積変位の関係を表す。また、図 4.2.11 にブレース材接合部のすべり状況を示す。 $\Delta=-12\text{mm}$ の過程[1]でブレース材下端側の接合部にすべりがみられた。この载荷過程以降、軸方向力が引張側となるブレース材の下端側の接合部にすべりが生じた。 $\Delta=+24\text{mm}$ の過程[2]で上端側にも大きな衝撃音を伴ってすべり、荷重の減少がみられた。 $\Delta=+24\text{mm}$ の過程以降は上下下端の接合部にすべりが生じた。 $\Delta=-24\text{mm}$ の過程[3]、 $\Delta=+33\text{mm}$ の過程[4]でも上端側で大きなすべり音がしてすべった。以降の過程ではすべり音の発生はなく、すべりによる荷重の減少もみられなかった。

本実験で計測したボルトの軸力を用いてすべり挙動について考察する。最大荷重で部材座屈した R 側についてブレース材の軸力、下端側接合部のすべり荷重およびボルト軸力と累積変位の関係をそれぞれ図 4.2.12 に示す。ブレース材の軸力 N はブレース材中央側の平均ひずみ値 ε_{av} から式(4.2.4)により算出する。すべり荷重は導入ボルト軸力から式(4.2.5)で算出する。

$$N = EA\varepsilon_{av} \quad (4.2.4)$$

$$P_{sj} = P_{bj} \times \mu \times m \quad (4.2.5)$$

ここで、 E はヤング係数、 A はブレース材断面積、 $P_{bj} = \sum_{i=1}^n P_{bij}$ はボルト軸力の合計、 P_{bij} は j ステップにおける i 番目ボルトの軸力、 μ はすべり係数、 m は接合面数 ($m=1$) である。すべり係数は、便宜上、実験におけるすべり時の荷重から求めた軸力と式(4.2.5)で求めるすべり荷重が一致するように設定する。本実験の場合、図 4.2.12 のすべり点[1]の载荷過程ですべりが生じたことから、すべり係数 μ を 0.55 (設計上のすべり係数は 0.4) に設定した。ボルト軸力の計測は、ボルト群あたり第 1 列目の 1 本のみとした。2 列目および 3 列目のボルト軸力は第 1 列目より減少度合いが小さくなるため、ボルト軸力の合計は大きくなり実際のすべり係数は 0.55 よりも小さくなると考える。

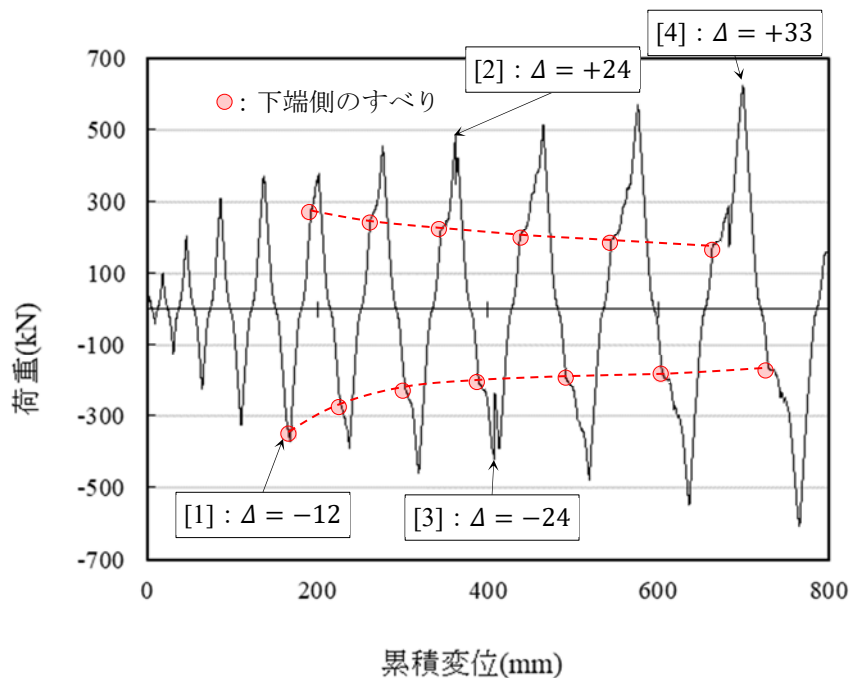


図 4.2.10 荷重—累積変位関係

ボルト軸力は繰り返し载荷過程の引張時に減少し、圧縮時に増加する。すべり点[1]のボルト軸力は48.1kNであり、初期軸力57.7kNの83%程度に減少している。さらにブレース材の軸力が大きくなるにつれて減少していく。この要因は引張応力による板厚の減少と考える。本実験で、繰り返し载荷下でのブレース材軸力とボルト軸力の関係からブレース構造の接合部のすべり挙動について確認することができた。

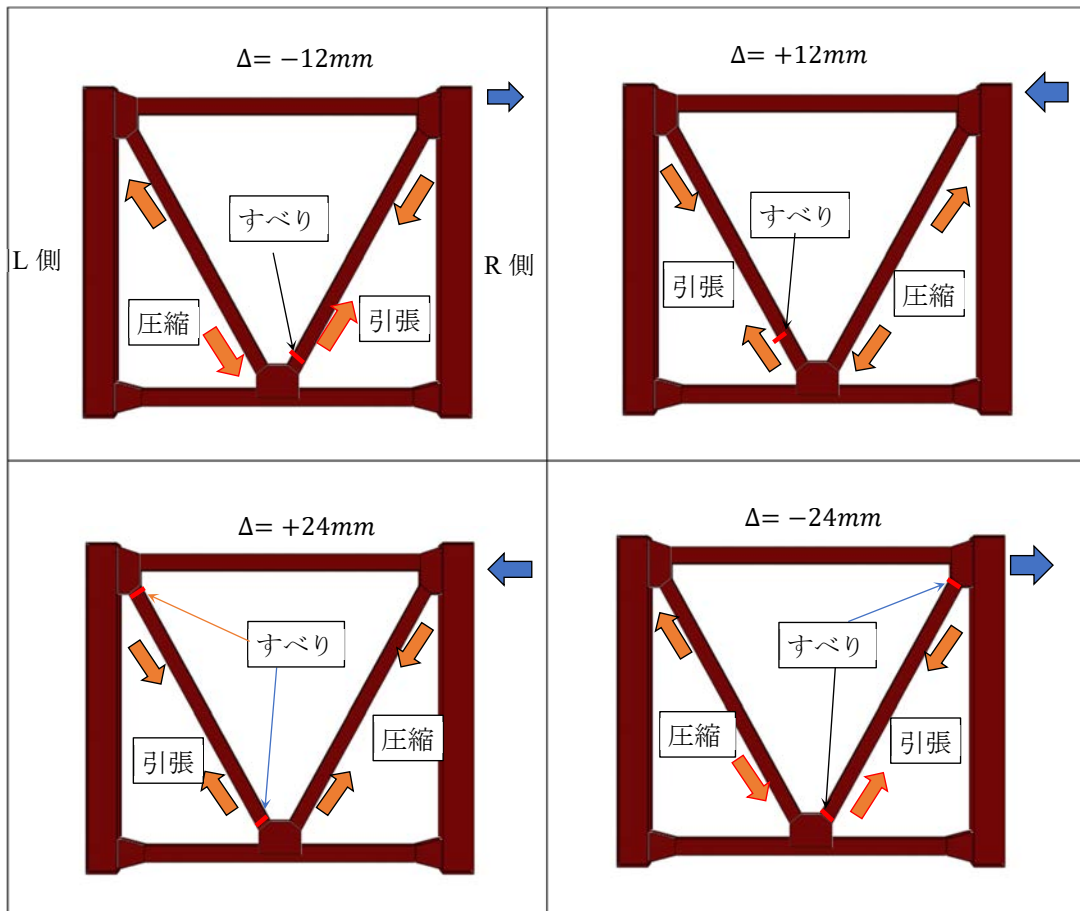


図 4.2.11 ブレース材接合部のすべり

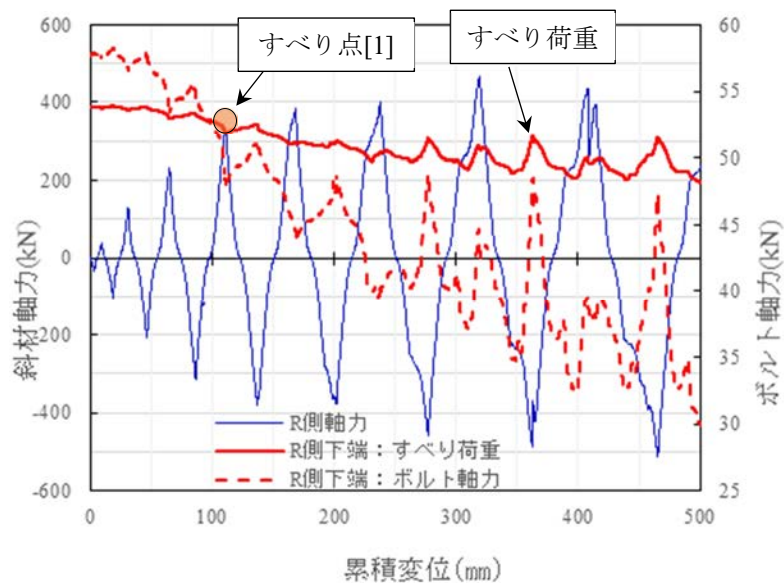


図 4.2.12 荷重・すべり荷重およびボルト軸力と累積変位の関係

(3) 発生ひずみ

パネル供試体を構成するブレース材，下部水平材の塑性化状態を確認するため，多くの位置にひずみゲージを貼り付けて実験を実施した．図 4.2.13 に，貼り付けたひずみゲージから得られたひずみと累積変位の関係を示す．ブレース材の部材座屈が先に起こった R 側について示す．グラフの縦軸は，各部材の降伏ひずみ ϵ_y で無次元化している．また，グラフ内には最大荷重発生時点での累積変位を破線で示している．まず，ブレース材中央の[4]のひずみは，最大荷重到達前までは，降伏ひずみ以下であるが，最大荷重に到達し座屈が発生するとともにひずみが増大しているのがわかる．ブレース材両端の[3]および[5]のひずみは，最大荷重到達前からひずみが増加し始め最大荷重点で $8\epsilon_y$ まで増加した．次に，下部水平材の[9]および[11]のひずみは，最大荷重後も 2 サイクル程度まで降伏ひずみ以下であった．鉛直材側の[9]のひずみは，ブレース材の部材座屈による曲がりの増加とともに下部水平材が上側に変形した影響でフランジの上側が $6\epsilon_y$ まで増加し，中央側の[11]のひずみは $3\epsilon_y$ まで増加したが，ブレース材に比べて最大荷重到達後，急激に増加しなかった．上部水平材[1]および下部水平材[10]のひずみは実験終了まで塑性することはなかった．ブレース材パネルを構成する部材が同時に塑性化していないことを確認できた．

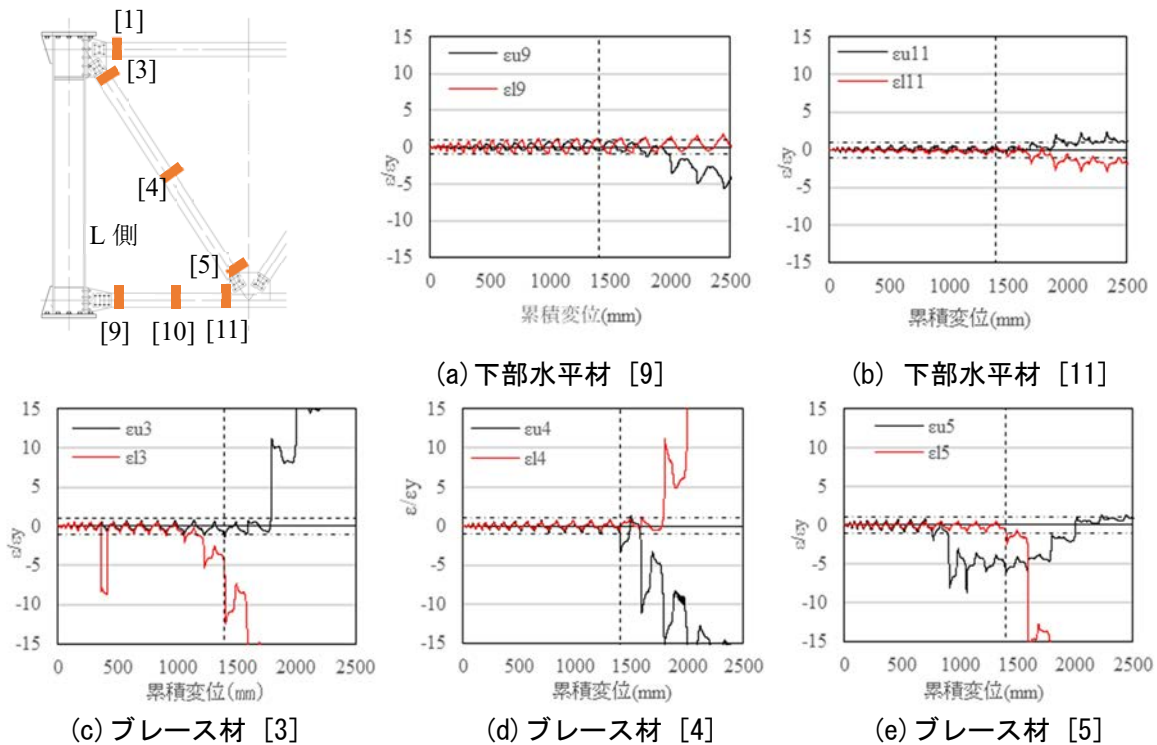


図 4.2.13 部材のひずみ－累積変位関係

(4) ブレース材の座屈

図 4.2.14 に振幅±45mm 以降のブレース材の曲がり状況を示す．振幅-45mm の過程で L 側ブレース材の中央にわずかであるが曲がりが見られた．その後の振幅+48mm の過程では R 側，L 側の圧縮側のブレース材中央が大きく曲がった．次の過程で引張の作用により曲がりはもとに戻った．振幅±54mm の過程では曲がった部分のフランジに局部座屈が生じ，曲がりの形も鋭角的となった．また，次の過程で引張が作用しても元に戻らずに曲がりが残留した．

振幅-45mm の過程で L 側のブレース材に曲がりが発生したときに部材座屈が生じたと考える．部材に発生している軸力に着目して考察する．式(4.2.5)によりブレース材中央 (図 4.2.3, [4]: L 側, [7]:

R 側) のひずみから求めた部材軸力および荷重と累積変位の関係を図 4.2.12 に示す。振幅-45mm の過程までは荷重とブレース材軸力の関係は良く合っており、振幅-45mm の過程で部材に曲がりが発生した後はひずみが急激に増大するため、この過程以降の部材軸力は荷重値で評価すると、図 4.2.15 より座屈荷重は 734.9kN となる。

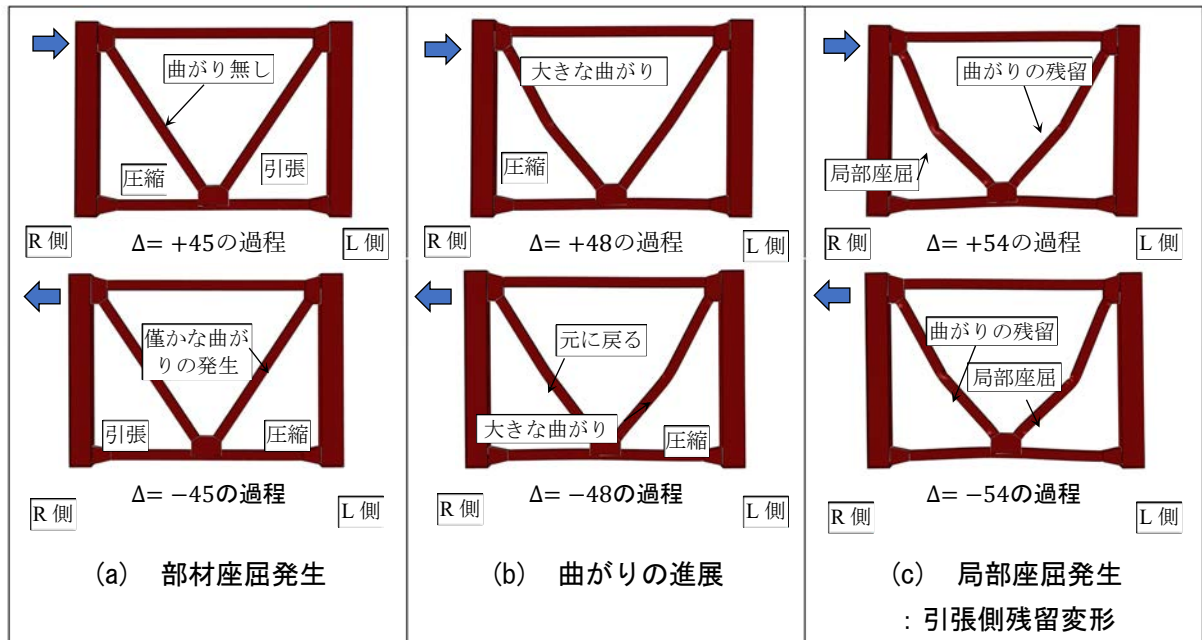


図 4.2.14 ブレース材の曲がり状況

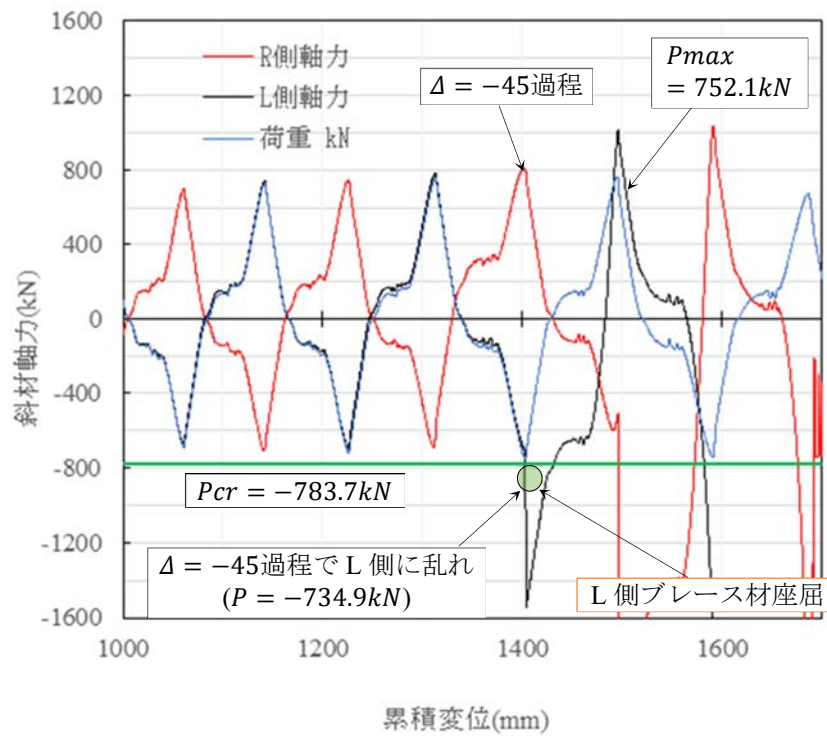


図 4.2.15 部材座屈発生時の軸力

(5) 水平材の変形

下部水平材中央の鉛直変位とアクチュエータの累積変位の関係を図 4.2.16 に示す。最大荷重時の振幅+48mm 過程後、ブレース材の部材座屈に伴い、下部水平材は载荷サイクルの増加とともに上側に変形した。ブレース材は下部水平材が変形することで、引張力が弱まり、屈曲変形が残留していったと考える。建築の実験では図 4.1.11 に示す破断の発生が見られたが、下部水平材が、ブレース材の座屈により引っ張り上げられ、ブレース材が完全に伸びきらないため破断に至らなかったと考える。

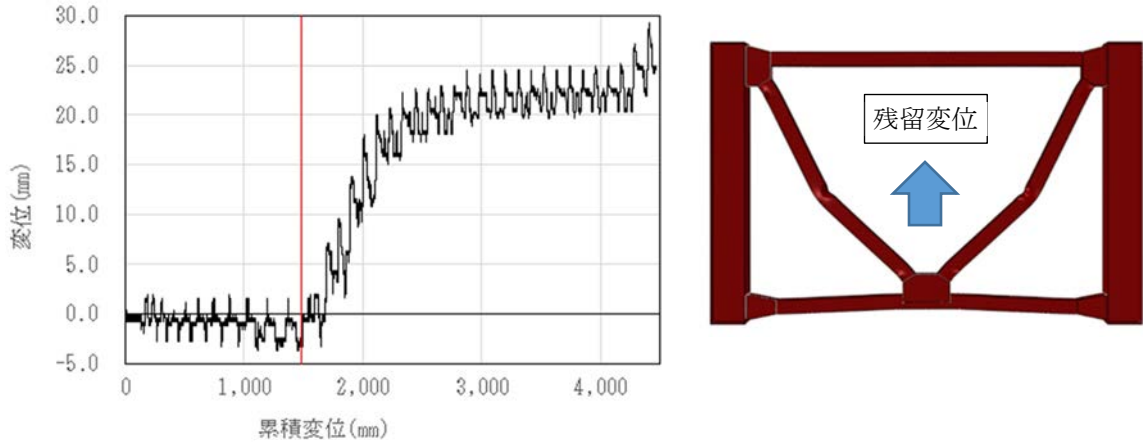


図 4.2.16 下部水平材の変形

(6) 実験終了後のボルト孔の変形

供試体の接合部を解体後、ブレース材のボルト孔の変形を確認した。図 4.2.17 にボルト孔の変形の計測結果を示す。L 側, R 側とも”a”部の部材軸線方向の変形が大きく、孔径 13.5mm から 18.3mm と約 5mm 程度変形し長孔となっていた。ボルト孔の変形量は $18.3/13.5=1.36$ 倍に変形した。ボルト孔の長孔の変形方向は一定方向でなく、ボルト群の中心回りに回転するような方向に変形していることから、ボルトの破断は回転によるボルトの各個撃破であったと推定できる。

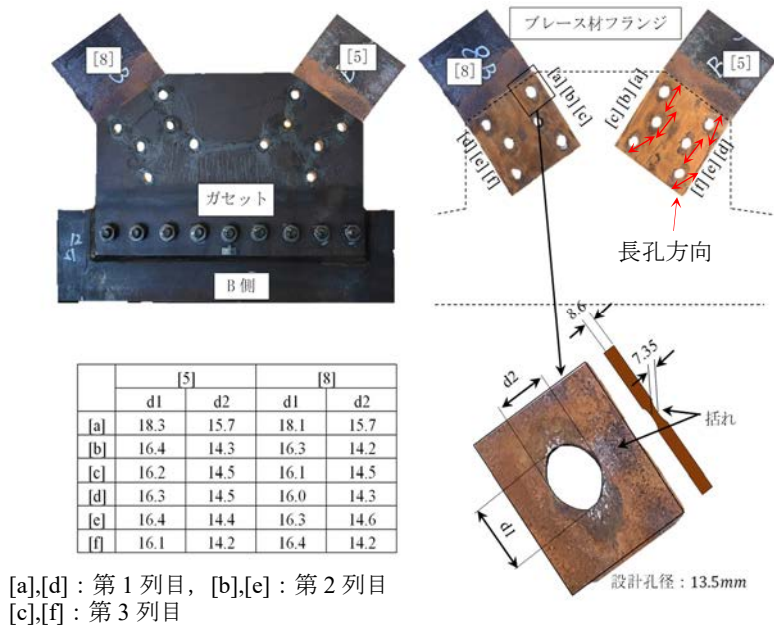


図 4.2.17 ボルト孔の変形

(7) 考察

実験におけるパネル供試体のブレース材の最大部材軸力は前述したように 734.9kN となる、この値は両端固定結合とした有効座屈長を $0.5L$ として実際の降伏応力度を用いて求めた $P_{cr} = 783\text{kN}$ に近い値である。また、図 4.2.9(a)からも、ブレース材がガセット添接板の位置を固定して座屈しているのがわかり、この座屈状況から端部が固定結合状態になっているといえる。

そこで、実験結果をもとに、前述した図 4.2.4 に示した実橋および供試体の各限界値を見直すことにした。具体的には、有効座屈長を $0.5L$ へ変更して座屈限界値の見直しを行う。座屈限界値は、実橋で 1604kN から 1975kN に向上し、供試体で 546kN から 783kN に向上した。降伏限界値は、実験において引張応力で損傷しなかったことから座屈限界値よりも大きい一般部の降伏限界値で評価することにする。図 4.2.4 では、実橋および供試体とも両端固定接合として算出した座屈限界値よりも支圧限界値およびボルトせん断限界値が下回るが、実験において部材座屈が発生した時点で支圧限界値およびボルトせん断限界値が限界状態に達していないことから、これらの限界値を座屈限界値にした。以上から、各限界値は図 4.2.18 のようになった。実験により、支圧限界値とボルトせん断限界値は、道示により算出した値よりも大きくできる可能性を確認できた。道示によるボルトせん断限界値はボルト断面積と降伏せん断応力から求めた値の 6 割 (0.6 倍) にしていることから、限界値を安全側にしていくと考える。支圧限界値は、解析での確認からも許容支圧応力度を道示の $1.7\sigma_y$ よりも大きくできると考える。実験では一般的な接合部のすべり挙動とすべり後の終局挙動を確認することを目的とした。この実験で、孔部の変形や破断部の括れ、ボルト軸力の減少挙動を FEM 解析で確認することができた。また、この解析で得られた支圧応力から、ボルトに軸力が導入されている摩擦接合接手の場合は、道示の支圧限界 $1.7\sigma_y$ よりも大きくできる可能性を得ることができ、本章で得た結果と同様であった。以上より、既設橋ブレース材の合理的な補強を行うためには、支圧限界値とボルトせん断限界値を大きくして対応することも考えられ、9.1.4 に示される引張および圧縮の繰返し荷重を受ける継手の限界状態の参考になると考える。

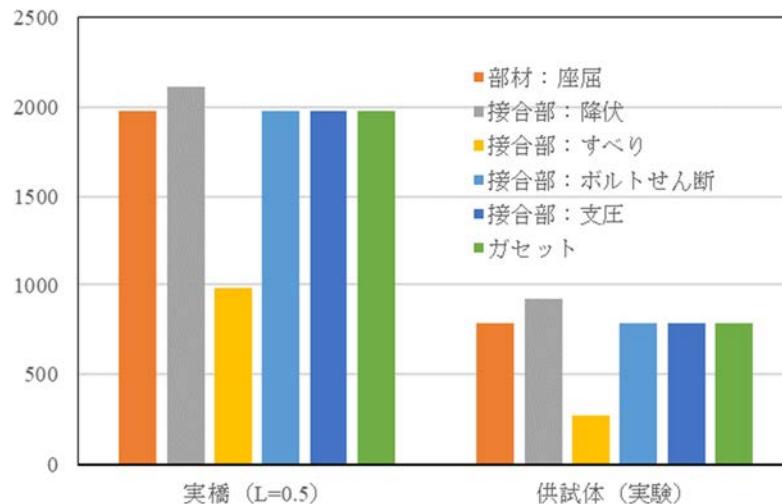


図 4.2.18 実験結果による各限界値の見直し

4.2.5 実験の検証解析

(1) 解析モデル

解析モデルを図 4.2.19 に示す。本解析で使用した解析ソフトは、SeanFEM⁷⁾である。4.1 のトラス橋の場合と同様に、はり要素 (ファイバー要素) を用いたファイバーモデルとした。ブレース材の座屈モードが表現できるように、ガセット部を除くブレース材の要素分割を 8 分割とした。なお、ガセ

ット端部から鉛直材の軸心までの部分は、剛体とした。材料構成則は、通常の耐震設計で用いられる図 4.2.20 に示すようなバイリニア型移動硬化則とした。ブレース材、上部部水平材および下部水平材の断面寸法は図 4.2.1 に示すとおりで、鋼材のミルシートから降伏点応力度および引張強さ等の材料特性値を表 4.2.4 に示す。初期不整については 4.1 のトラス橋の場合と同様に考慮していない。

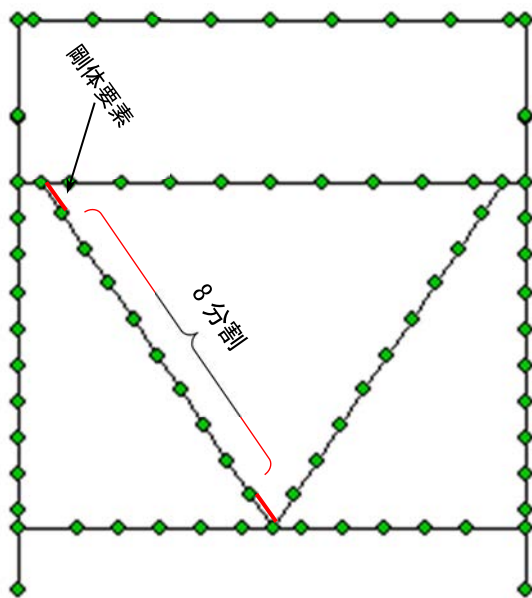


図 4.2.19 解析モデル

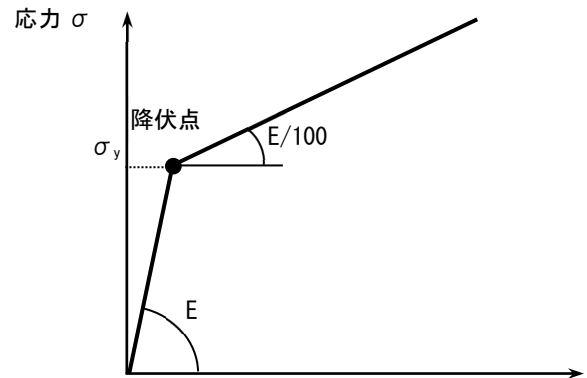


図 4.2.20 ブレース材の材料構成則

表 4.2.4 各部材の材料特性値

	降伏応力度	引張強度
上部水平材	328	456
下部水平材		
ブレース材		

(2) 解析結果

1) パネル供試体の荷重－変位関係

解析結果から得られた水平荷重－水平変位履歴曲線を図 4.2.21 に示す。実験ではガセット接合部にすべりが生じたが、解析では剛に結合してすべりを考慮していないため、実験結果を補正（すべった分の水平変位を除去）した。図より、最大荷重は多少異なった結果になっているが、全体の履歴ループの形状はよく似ており、全体として実験結果をよく再現できている。実験では、最大荷重以降、

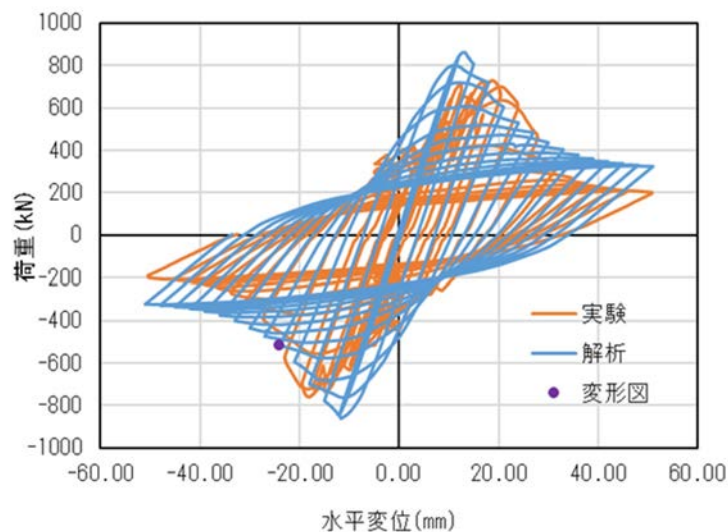


図 4.2.21 実験と解析の荷重－変位曲線の比較

部材座屈が進展すると部材座屈から一部局部座屈（図 4. 2. 9 (c) 参照）へ移行しているが，提案モデルは，はり要素（ファイバー要素）によりモデル化しており，局部座屈は表現できていないため，実験よりやや荷重が大きくなっている。

2) ブレース材の軸力－伸縮量関係

実験において座屈が発生したパネル供試体 L 側のブレース材に着目し，再現解析によって得られた，右下のブレース材の軸力と部材軸方向の伸縮量の関係を図 4. 2. 22 に示す．図より，軸力－伸縮量関係は，局部座屈を起こさない中心軸圧縮柱の典型的な履歴ループとなっている．

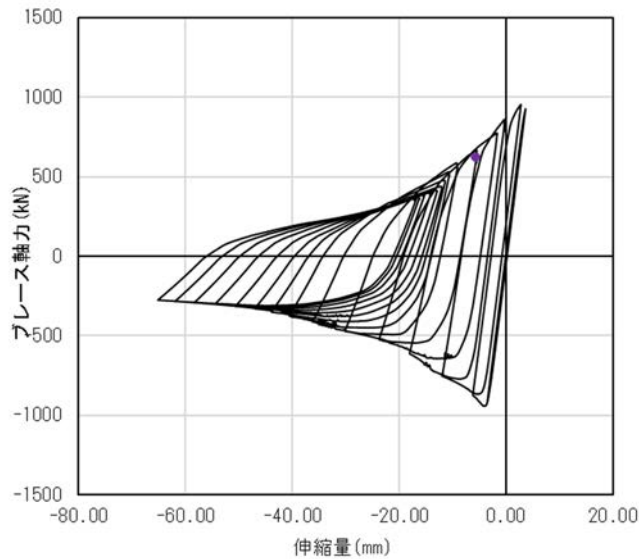


図-4. 2. 22 ブレース材の軸力－伸縮量関係

3) パネル供試体の変形状態

振幅-24mm のパネル供試体の変形状態を図 4. 2. 24 に示す．図は残留変位が生じはじめたステップで，図 4. 2. 9 (c) で示した実験終了後の変形と同じ形状になっていることが確認できた．実験における座屈モードを解析で再現できているとがわかる．

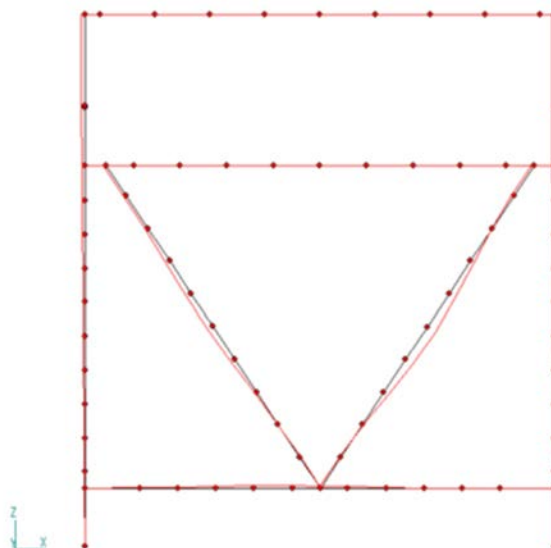


図 4. 2. 24 解析結果のブレース材変形状態

(3) 考察

提案モデルによるパネル供試体の実験再現解析の結果、荷重－変位関係およびブレース材の座屈形状は実験結果とよく一致した。ブレース材接合部を剛接合とした本提案モデルは、ブレース材を含むパネル構面の挙動を十分に再現できるといえる。

今回の実験でわかったように、ブレース材の座屈限界値は両端ピン結合ではなく両端固定結合であり、解析においても確認ができた。また、ブレース材が組み合わさった対傾構（1 構面）では、エネルギー吸収部材として期待でき、ブレース材自体の塑性化が許容できると考えている。

4.2.6 まとめ

地震時を想定した繰り返し荷重が作用する鋼橋のブレース材の耐震設計上の限界状態を確認するために、上路式アーチ橋を対象にしたブレース材単独だけでなく、接合部も含めた約 1/2 スケールの「ブレース材パネル」の繰り返し載荷実験と再現解析を行い、次のような知見を得た。

- 1) 繰り返し荷重を受けるブレース材パネルの、すべりを伴った荷重－変位曲線を新たに得ることができた。本実験のように、接合部のすべり限界値が部材の限界値より小さい場合でも、すべり後、ボルト孔壁とボルト円筒部の支圧による荷重伝達により、部材座屈を生じさせるまで荷重を増大させることが確認できた。なお、本検討では、ガセットプレートが先行して損傷しない場合を想定した。
- 2) 最大荷重以降（座屈発生後）、繰り返し載荷に対して、接合部のすべりを伴って安定したループ挙動を示した。ブレース材をエネルギー吸収材として期待できる可能性があることが確認できた。
- 3) 部材座屈の限界値は、接合部にすべりが生じて両端固定結合の座屈モードになり、両端ピン結合で設計されたブレース材の限界値は両端固定結合の柱の座屈限界値で評価ができる可能性を得た。
- 4) 接合部のすべりを考慮した FEM 解析により、実験でのすべり挙動、すべり後はボルト孔壁とボルト円筒部の支圧応力を評価ができる可能性を示した。
- 5) 実験によるブレース材パネルの終局状態から、部材座屈後のブレース材の局部座屈発生部の破断ではなく、ボルトの破断であった。この破断は、軸力のみによるものではなく、回転によるボルトの各個撃破であった。
- 6) 実験により部材座屈が生じたことから、支圧限界値およびボルトせん断限界値は座屈限界値よりも大きく評価できた。その値は道示で規定されている値よりも大きくできる可能性があり、接合部と接合される部材の関係性を明確にして接合部の耐荷機構を確認した。
- 7) ブレース材両端を固定結合として提案した解析モデルは、実験結果と概ね一致しており、ブレース材含むパネル構面の挙動を十分に再現できることを示した。
- 8) ブレース材両端を固定結合とした本提案モデルを用いて耐震設計を行えば、必要以上の補強をせずに合理的な耐震補強が期待できる。

4.3 鋼アーチ橋における端柱の地震時崩壊挙動を対象とした振動台実験とその再現解析

4.3.1 はじめに

非エネルギー吸収部材からなる骨組構造が地震作用により設計上の安全限界を超えて崩壊に至るまでの動的挙動を対象とした数値解析の精度検証を行った。はじめに、ベンチマークデータを得るために上路式鋼アーチ橋の端柱部分を想定した骨組模型供試体の振動台実験を実施した。計測においては一般的な変位計や加速度計等のセンサーを用いる方法に加え、模型全体の崩壊挙動と複数の部材の損傷の進行状況との関係を明らかにするために画像計測を導入した。つぎに、振動台実験に用いた骨組模型を忠実に再現した FE モデルによる時刻歴応答解析を行い、模型全体の動的崩壊挙動および各部材の座屈挙動の再現性について検証した。

4.3.2 振動台実験の概要

(1) 模型供試体

振動台実験に用いた骨組模型供試体の概要と諸元を図 4.3.1、表 4.3.1 に示す。骨組模型は文献 15)においてベンチマーク解析に用いられた上路式鋼アーチ橋の端柱を参考に設定（縮尺率 $1/s=1/16.5$ ）した。参考として表 4.3.1 には本模型の設定にあたり参照した実大構造および、実大構造に縮尺率 $1/s=1/16.5$ を考慮した換算縮尺構造の諸元を示している。なお、実大構造の質量（=204ton）は上路式鋼アーチ橋において端柱が負担する死荷重時の軸力をもとに算定した値、固有周期（=1.20s）はアーチ橋全体の橋軸直角方向の 1 次モードに対応する値である。模型供試体の縮尺率は振動台装置の加振能力の範囲におさまる上限値から決定した。具体的には搭載質量の制約（1ton 以下）が最も支配的な制約条件となったため、付属物の質量も考慮した上でウェイトの質量（0.750ton）を決定し、実大構造の質量（204ton）との関係から相似則に基づき縮尺率（ $1/s = \sqrt{0.75/204} = 1/16.5$ ）を算定した。質量、骨組寸法、固有周期などの骨組構造の全体的な諸元は実大構造に上記の縮尺率を考慮した換算縮尺構造の諸元と概ね整合させている。模型供試体の断面寸法については、使用鋼材の引張試験で得た実測値を反映した FE モデルを用いた事前シミュレーション（Pushover 解析と時刻歴応答解析）に基づき振動台の加振能力の範囲で骨組模型が崩壊に至るように決定した。この結果、断面諸元は換算縮尺構造の諸元と較べると全般的に小さな値となっている。

模型供試体は柱、対傾構、横支材により構成され、各部材は六角穴付きボルト（M4、強度区分 10.9）により連結した。無補剛箱型断面を有する柱部材には機械構造用角型鋼管（STKMR290）を用い、外ダイヤモンドフレームおよびガセットプレート（SS400）を溶接した。H 形断面を有する対傾構と横支材は SS400

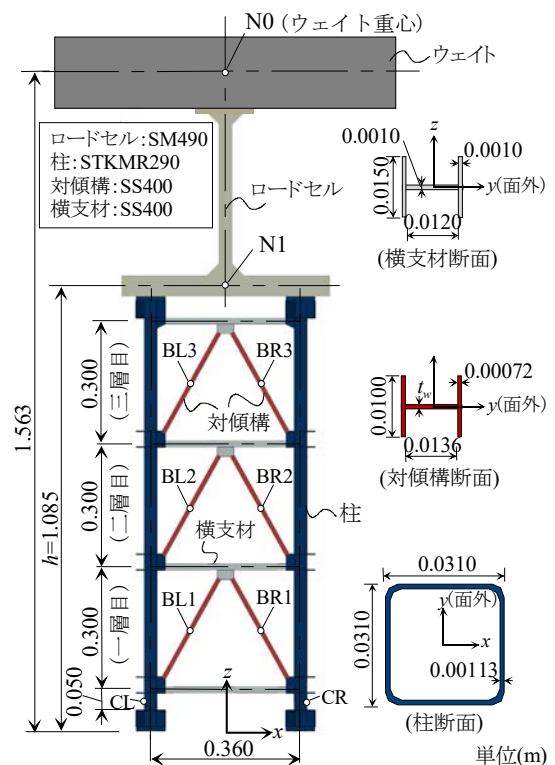


図 4.3.1 骨組模型供試体の諸元

表 4.3.1 骨組模型供試体の諸元

諸元		実大構造	換算縮尺構造 (1/s=1/16.5)	模型供試体 (1/s=1/16.5)
構造全体	質量 M (ton)	204	0.750	0.750
	柱間隔 B (m)	6.0	0.364	0.360
	一層の高さ H (m)	5.0	0.303	0.300
	固有周期 T (s)	1.20	0.295	0.250
柱断面 (正方形箱形)	ヤング係数 E (MPa)	200000		190000
	降伏応力 σ_y (MPa) [鋼種]	355 [SMA490]		283 ^{※1)} [STKMR290]
	幅 b (m)	0.5	0.0303	0.0310
	板厚 t (m)	0.0190	0.00120	0.00113
	断面積 A (m ²)	3.66×10^{-2}	1.34×10^{-4}	1.30×10^{-4}
	断面 2 次モーメント I (m ⁴)	1.41×10^{-3}	1.91×10^{-8}	1.89×10^{-8}
	軸力比 P/P_y	0.0772		0.100
	幅厚比パラメータ R	0.58		0.51
対傾構 (H形断面)	ヤング係数 E (MPa)	200000		208000
	降伏応力 σ_y (MPa) [鋼種]	355 [SMA490]		340(上降伏点), 298(下降伏点) ^{※1)} [SS400]
	フランジ幅 B_f (m)	0.300	0.0182	0.0100
	ウェブ幅 B_w (m)	0.420	0.0255	0.0135
	フランジ板厚 t_f (m)	0.016	0.00100	0.00072
	ウェブ板厚 t_w (m)	0.014	0.00080	0.00072
	断面積 A (m ²)	1.55×10^{-2}	5.69×10^{-5}	2.49×10^{-5}
	断面 2 次モーメント I (m ⁴)	7.21×10^{-5}	9.73×10^{-10}	1.25×10^{-10}
細長比パラメータ λ ^{※2)}	1.03		1.62	

※1) 引張試験による実測値 (STKMR290 は 0.2% オフセット耐力)

※2) 実大構造の有効座屈長は格点間を部材長として 0.9 倍して算定. 模型の有効座屈長はガセットによる拘束部を除いた部材長を両端単純支持として算定.

材の角棒から機械切削により製作した. 実際の橋梁が崩壊に至る際には接合部の損傷や破断を伴う複雑な挙動となることも考えられるが, 本実験では各部材の座屈を伴う損傷と構造全体系の崩壊挙動の関係に着目することとし, その他の要因は可能な限り排除した. この方針のもと, 各部材の接合部は十分に剛性を有し, かつ損傷が生じないようにした.

骨組模型は, 本実験のために独自に製作したロードセル (鋼種 SM490) を介して, ウェイトに連結した. ロードセルは骨組模型への作用力 (曲げモーメント) の計測を行うとともに, 骨組模型の固有周期がアーチ橋全体 (表 4.3.1, 換算縮尺構造) の固有周期と整合するように調整 (長周期化) するために設置した. ロードセルのキャリブレーションは振動台実験に先行して静的載荷により実施した.

(2) 実験方法

振動台実験の概略を図 4.3.2 に示す. 振動台上の骨組模型の周囲には実験の安全確保および計測機器類の固定のためにセーフティフレームを設置した. 鋼製のウェイトは側面 (3 点/面) に埋め込んだベアリングを介してセーフティフレーム上部の鋼板 (機械切削) と常に接触する構造とし, x - z 面内の

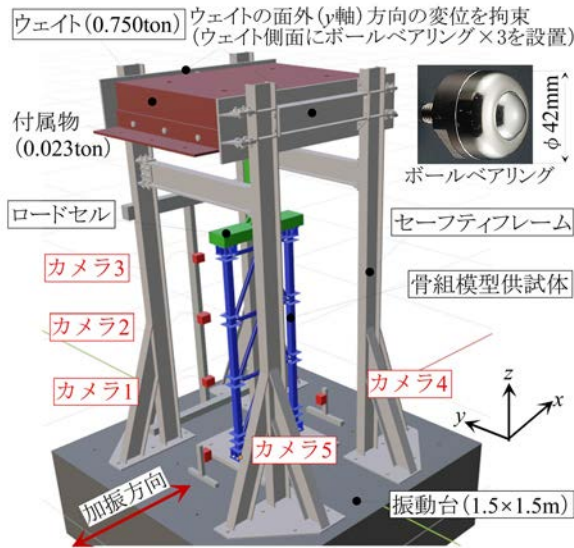
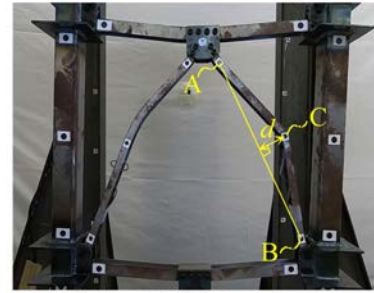


図 4.3.2 振動台実験の概要¹⁶⁾



※) 左右の対傾構ともに外側にたわむ方向を正とする

図 4.3.3 対傾構のたわみ d

運動のみとなるように拘束した。実験の安全のために、骨組模型が倒壊に至る途中でロードセルがセーフティフレーム上部のほりに接触し、崩壊の進展をとどめるようにした。加振方向は図 4.3.2 に示す x 方向の 1 方向のみとする。

(3) 計測方法

模型供試体のウェイト重心位置における挙動を把握するために、レーザー変位計 4 台 (x 軸方向 2 台, z 軸方向 2 台) および加速度計 3 台 (x 軸方向 1 台, z 軸方向 2 台) を設置した。ウェイトは x - z 平面内で剛体的な運動を生ずるので、幾何学的な関係をもとに上記の計測値からウェイトの重心位置(図 4.3.1, N0 点)における水平, 鉛直, 回転に関する変位成分 ($u_{x0}, u_{z0}, \theta_{y0}$) と加速度成分 ($\ddot{u}_{x0}, \ddot{u}_{z0}, \ddot{\theta}_{y0}$) を算定することができる。同位置における水平, 鉛直方向の作用力とモーメント (F_{x0}, F_{z0}, M_{y0}) はウェイトの質量および回転慣性に上記の加速度成分 ($\ddot{u}_{x0}, \ddot{u}_{z0}, \ddot{\theta}_{y0}$) を乗ずることで評価する。さらに、ウェイトと骨組模型の間に設置したロードセルにより作用モーメントを計測しており、上記の加速度計による計測値の妥当性の検証および、加振中の加速度計の脱落や断線等に対する計測の冗長性を確保した。レーザー変位計, 加速度計, ひずみゲージなどの設置位置の詳細については文献 16) を参照されたい。

本実験では、骨組全体の挙動のみならず、対傾構の全体座屈等の個々の部材の破壊挙動との関係にも注目した。このために、上述のレーザー変位計や加速度計等のセンサーによる計測に加えて画像解析を導入した。画像計測では任意点の動的な変位を非接触で計測することが可能であり、データロガーのチャンネル数の制約を受けないことが利点として挙げられる。動画の撮影には小型ビデオカメラ (GoPro 社製, Hero8 Black) を 5 台使い、図 4.3.2 に示す位置に設置した。カメラ 1~3 はそれぞれ骨組模型の一層目から三層目の構面 (x - z 平面), カメラ 4, 5 は左右の柱基部 (y - z 平面) を撮影した。撮影動画の画素数, フレームレートはそれぞれ FHD (1920×1080 ピクセル), 120fps とした。本実験での撮影環境においては、FHD 以上の画素数を確保することによりレーザー変位計による計測値と比較して無次元化相対差が 1%以下の精度で計測できることを事前検討により確認している。またフレームレートについては、縮尺率の影響により模型供試体の弾性 1 次固有周期 T が 0.250s (表 4.3.1) であることを踏まえ、使用するビデオカメラの上限である 120fps とした。図 4.3.3 に示すように、各

対傾構には材両端と中央点の3点にターゲットを設置し、部材両端を通る線分 AB と中央点 C の距離をたわみ d (外側にたわむ方向を正) として算定した。撮影した動画の画像解析には DITECT 社製, DIPP-Motion V/2D を用いた。

(4) 入力地震動と加振ケース

入力地震動は設計用地震動 II-II-2 (TYPEII, II 種地盤) の加速度振幅倍率を 120% に増幅したものを用い、水平 1 方向 (x 軸方向) に加振を行った。時間軸は相似則に基づき $\sqrt{1/s} = 0.246$ 倍とした。模型供試体に顕著な損傷が生じ、セーフティフレームに衝突するまで地震動を続けて入力した。ただし、入力地震動の位相の偏りを考慮して位相を入力毎に反転させた。

4.3.3 FE 解析の概要

(1) 解析ソフトウェア

シェル要素を用いた実大橋梁の大規模モデルの解析をスパコン上で実施することを視野に入れ、数値解析ソフトウェアには SeanFEM⁷⁾を用いた。

(2) 解析モデル

骨組模型の寸法諸元の実測値をもとに骨組本体 (柱, 対傾構, 横構および接合部) はシェル要素を用いてモデル化を行った (図 4.3.4)。柱に使用した STKMR290 および、対傾構, 横支材, ガセットプレートに用いた SS400 材の材料構成則は移動硬化則とし、応力・ひずみ関係は、単調引張試験の結果をもとに設定した。全体座屈が生ずる対傾構には初期たわみを与えた。粘性減衰は剛性比例型減衰を用いた。初期たわみと粘性減衰は不確定量と考え、実験結果と整合するようにキャリブレーションした結果、初期たわみは $+x$ 側の対傾構のみに部材長さ l に対して $1/1000$, 粘性減衰は $h=0.015$ となった。対傾構の初期たわみの方向は実験結果と整合させるため、一層目は内側、二層目と三層目は外側に与えた。本モデルを用いた固有振動解析の結果、弾性 1 次固有周期は $T=0.232s$ となり、事前に実施した入力地震動の振幅倍率を 10% とした予備加振で計測した模型の固有周期の同定結果 $T=0.250s$ と概ね一致した。

4.3.4 実験結果および再現解析の精度検証

模型供試体の全体的な挙動として、骨組上部 (図 4.3.1, N1 点) の時刻歴応答変位, および水平荷重-水平変位関係を図 4.3.5, 図 4.3.6 に示す。水平変位は N1 点の高さ ($h=1.085m$) で無次元化している。実験では 1 回目の加振時に対傾構に全体座屈が生じ $+x$ 側に $u_x/h = 0.02$ 程度の変位が残留した。後続の 2 回目の加振では、1 回目とは位相を反転させた地震加速度を入力したが、さらに $+x$ 側に変位が増加し、柱基部及び上部に局部座屈が生じた。 $u_x/h=0.12$ 付近では二層目右側の対傾構に全体座屈に

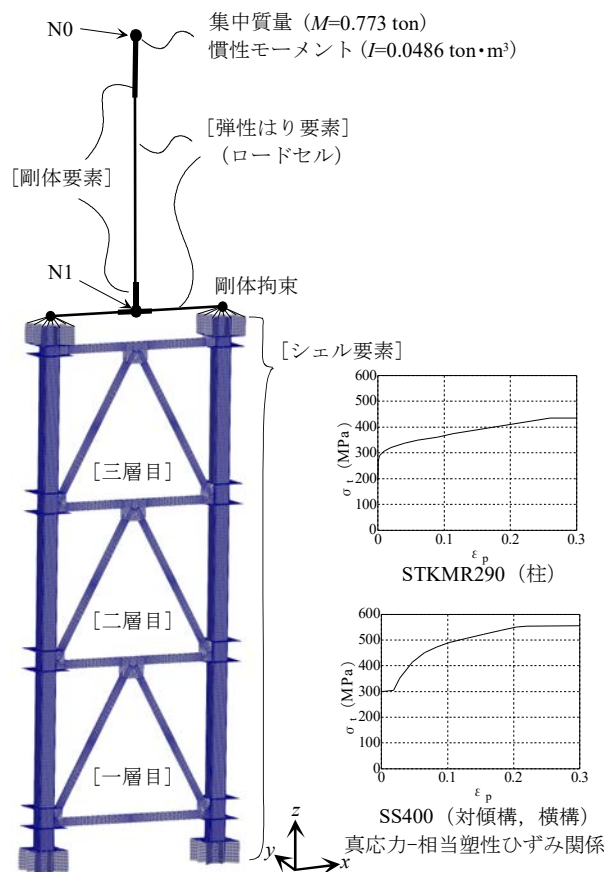


図 4.3.4 解析モデルの概要

よる大きな曲げ変形が生じ、柱と接触した。その後、対傾構が柱に接触したことによる+x側の若干の水平荷重の増加を伴いつつ、最終的には模型上部のロードセルがセーフティフレームに接触し、+x方向への水平変位の増加が抑制された。解析では接触挙動を考慮していないため、上記の対傾構と柱の接触後に関しては実験結果との差異がみられるが、対傾構と柱が接触するまでは模型全体の動的挙動をかなり精度よく再現できていることが確認できる。

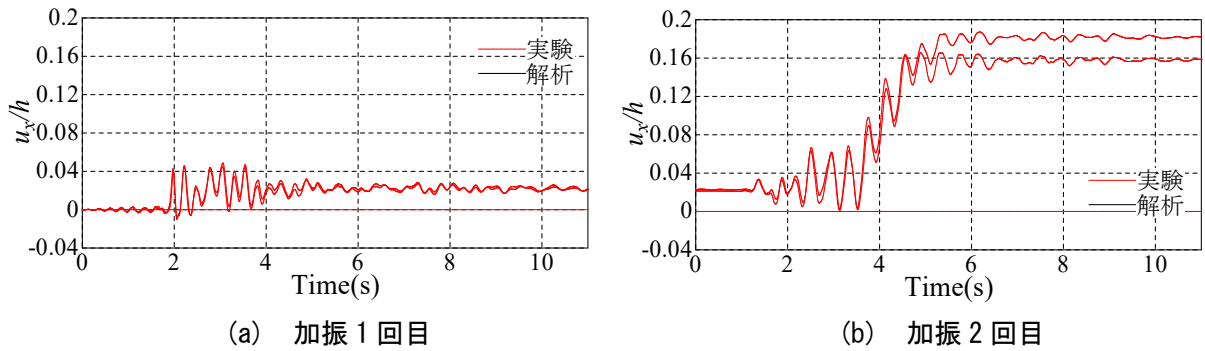


図 4.3.5 骨組上部の時刻歴水平変位

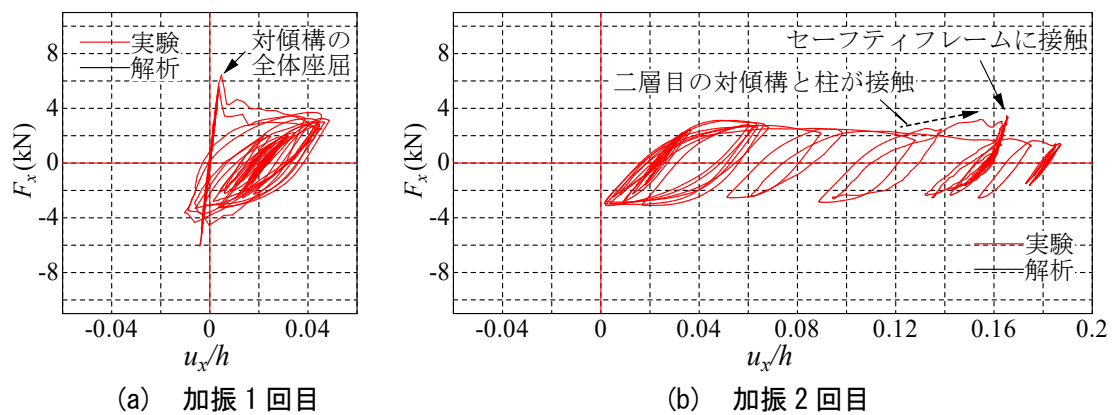


図 4.3.6 水平荷重—水平変位関係

つぎに、部材レベルの挙動として全体座屈が発生する対傾構のたわみ（初期部材長 l で無次元化）の時刻歴応答を図 4.3.7 に示す。1 回目の加振において振動台実験では、三層目左側（ $-x$ 側）の対傾構を除くすべての対傾構に全体座屈が生じた。これに対して、解析では三層目左側の対傾構が座屈し、たわみが生じた。実験との差異がみられるものの、後続の 2 回目の加振時には解析では上記のたわみがほぼ消滅し、実験結果に近い挙動となっている。全般的に 6 本の対傾構の座屈たわみの時刻歴応答は実験結果をよく再現できているといえよう。

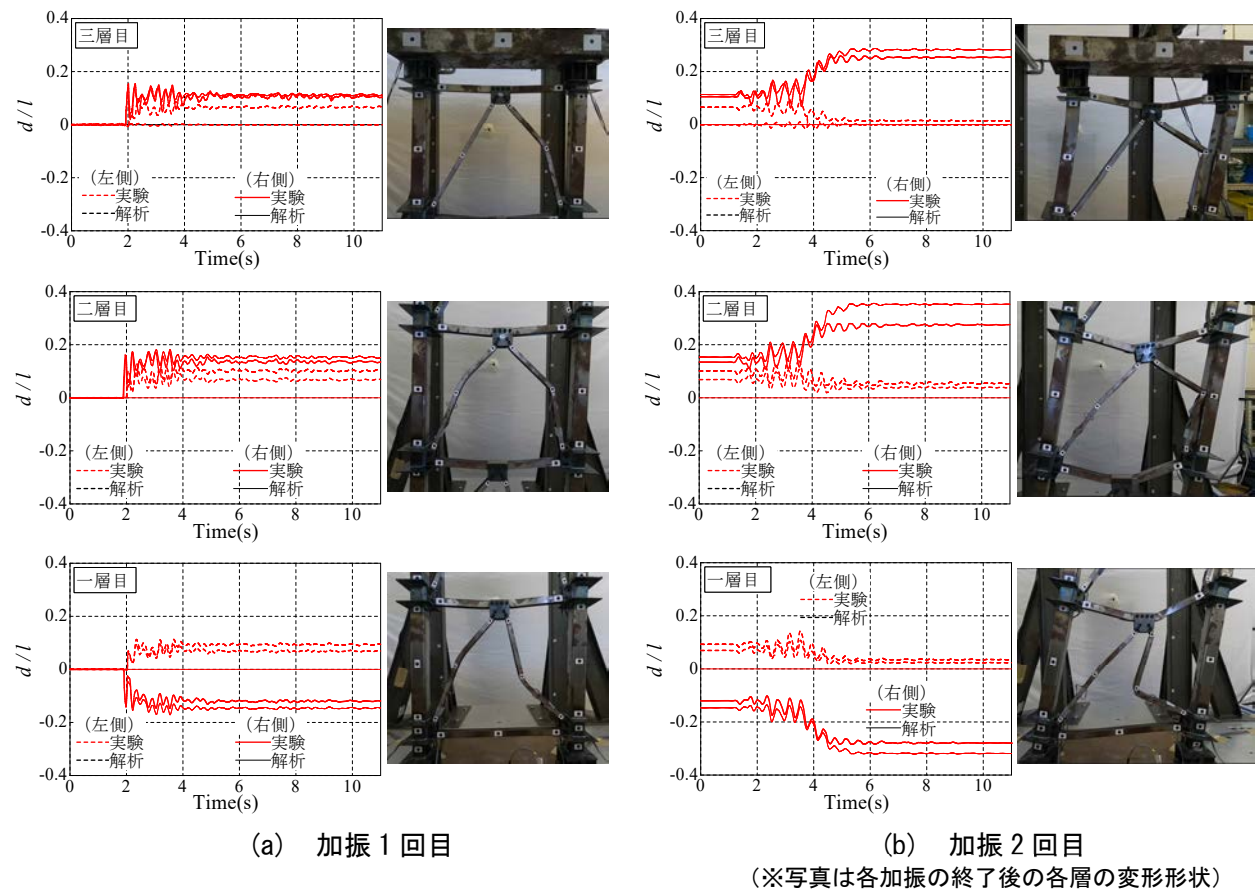


図 4.3.7 対傾構の座屈によるたわみ

4.3.5 まとめ

上路式鋼アーチ橋の端柱を模した骨組模型供試体を用い、模型が崩壊に至るレベルの振動台実験を実施した。実験では、対傾構の全体座屈および柱基部と上部の局部座屈を伴う構造系の劣化挙動を詳細に計測した。実験で得たこれらの計測値をもとに、シェル要素を用いた詳細な解析モデルによる再現解析（使用ソフトウェア：SeanFEM）を実施し、構造の全体的な挙動のみならず、対傾構の座屈挙動も精度よく評価できていることを確認した。

4.4 鋼アーチ橋における箱形断面支柱の耐震性能および鉛直支持力の実験的検討

4.4.1 はじめに

上路式鋼アーチ橋に対して、橋軸方向にレベル2地震動を作用させると、支柱、特に補剛桁の支柱の接合部付近が大きく塑性することが多い。本報告書では、その支柱接合部に着目した実験を実施して、支柱の耐震性能および地震後（損傷後）の鉛直支持力について検討した結果をまとめている。

4.4.2 鋼アーチ橋および地震時損傷状況

検討対象の鋼アーチ橋は、実在する上路式鋼アーチ橋（形式：逆ローゼ、橋長：180.5m）で、第7章の実在モデル橋のひとつである。本アーチ橋は、昭和61年に建設された標準的な鋼アーチ橋（支持条件：アーチリブ基部および端支柱上下はヒンジ、補剛桁端部は可動）で、アーチリブ、補剛桁、支柱は箱形断面である。支柱と補剛桁の接合部は、支柱端部が絞込の構造（後述の図4.4.3(a)参照）になり、箱形断面の支柱においてはよくある構造である。

本アーチ橋を、学会示方書を参考にしながら部材の塑性化が表現できるようにファイバーモデルでモデル化した。ただし、支柱接合部のモデル化については、学会示方書で提示されている箱形断面同士の剛結合ではなく、絞込の構造をファイバーモデルの断面を変化させることにより近似的に表現した。このようにモデル化した鋼アーチ橋モデルに対して橋軸方向に道示標準波形を作用させた場合の地震応答解析（材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮）の結果を図4.4.1に示す。この図は、支柱が大きく塑性化した時点の変形応力コンター図であり、変形表示倍率が10倍で降伏している部分を赤色で表示させている。この図から、中間支柱が塑性化し、特に支柱上端部が大きく損傷しているのがわかる。この支柱の損傷は、大きな曲げモーメントと軸力によるものと考えられる。後述する実験のために、支柱上端から3m位置（図4.4.1内A点：白丸）に着目し、その位置の応答変位を時刻歴グラフで図4.4.2に示す。この図から、A点が橋軸方向に最大で約40mm変位しているのがわかる。

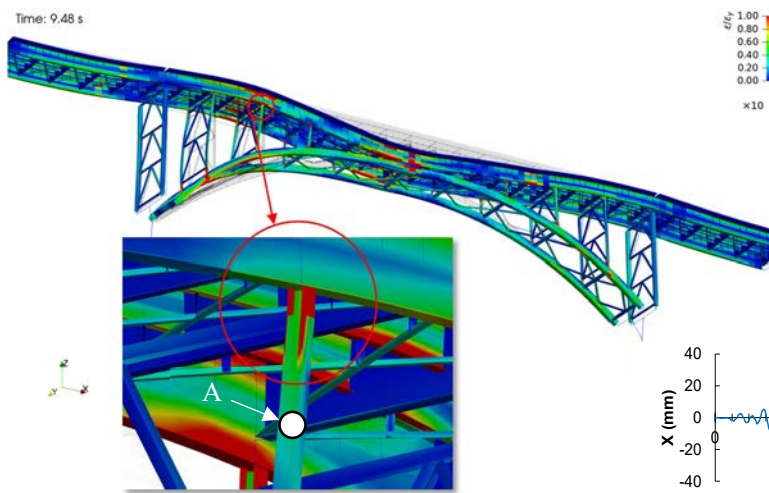


図 4.4.1 地震応答解析の結果

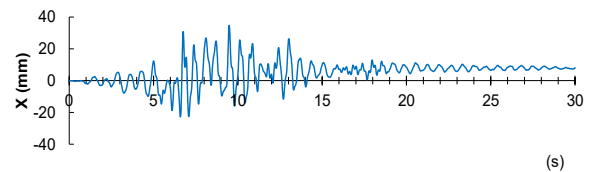


図 4.4.2 支柱の応答変位

4.4.3 支柱の実験供試体

本検討では、前述したように大きく損傷した中間支柱を対象として実験を行う。中間支柱と補剛桁の接合部において、補剛桁とガセットの接合位置から3mまでの部分(図4.4.1参照)を取り出して、縮尺率1/3の実験供試体を製作した。対象橋梁の支柱上端部の接合部付近(ガセット、絞込部)の図面を図4.4.3(a)に示す。これに対する供試体は、縮尺率の関係から高力ボルトが使えず、仕方なく溶接で支柱とガセットを接合した。供試体の寸法および荷重載荷位置を同図(b)に示している。

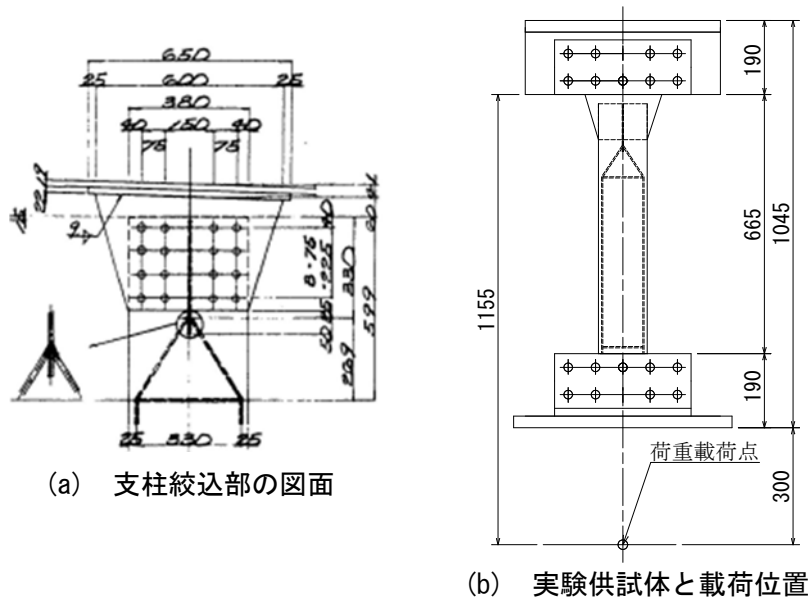


図 4.4.3 支柱接合部図面と実験供試体

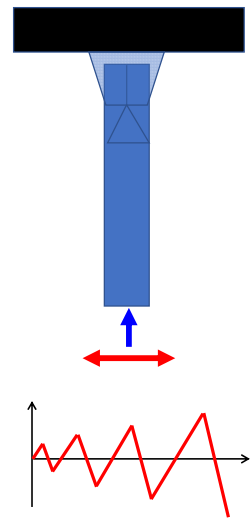


図 4.4.4 荷重載荷方法

4.4.4 繰り返し載荷実験

実験供試体に対して、次の条件で繰り返し載荷実験を実施した。まず、荷重載荷点に一定軸力44kNを作用させる。この軸力値は、前述した地震応答解析時において支柱上端部の最大曲げモーメント発生時の軸力に縮尺率1/3を考慮した値である。次に、その軸力が作用した状態から、図4.4.4に示すように $1\delta_y$ (解析上の降伏時3.3mm)を基本にして、水平(橋軸)方向に漸増繰り返し載荷(変位制御)を行った。

実験結果の載荷点水平変位と水平荷重の関係を図4.4.5に示す。このグラフから、 $5\delta_y$ で最大荷重を示して、その後緩やかに低下していることがわかる。 $10\delta_y$ までは $1\delta_y$ ずつ増加させ、それ以降は $2\delta_y$ で増加させて $16\delta_y$ に相当する52.8mmまで載荷して実験を終了した。最終ステップの荷重でも降伏荷重以上であった。履歴ループの形は、鋼製橋脚のように紡錘型に近い安定した履歴ループを描いており、エネルギー吸収が期待できそうな荷重-変位曲線となっている。なお、前述した地震応答解析の最大応答変位は縮尺率を考慮すると約15mmになり、本繰り返し実験の最大荷重付近と対応している。以上から、支柱に対してある程度の塑性化が許容できる可能性があると思われる。

実験終了時の供試体の状態を図4.4.6に示す。この図から、支柱絞込部の外側フランジが大きく局部座屈しているのがわかる。ただし、接合部付近(絞込部、絞り込んだ先のH形断面、箱形断面)のウェブには損傷が確認できなかった。このような損傷状態から、支柱と補剛桁の接合部が安定した塑性ヒンジ状態になっているともいえる。

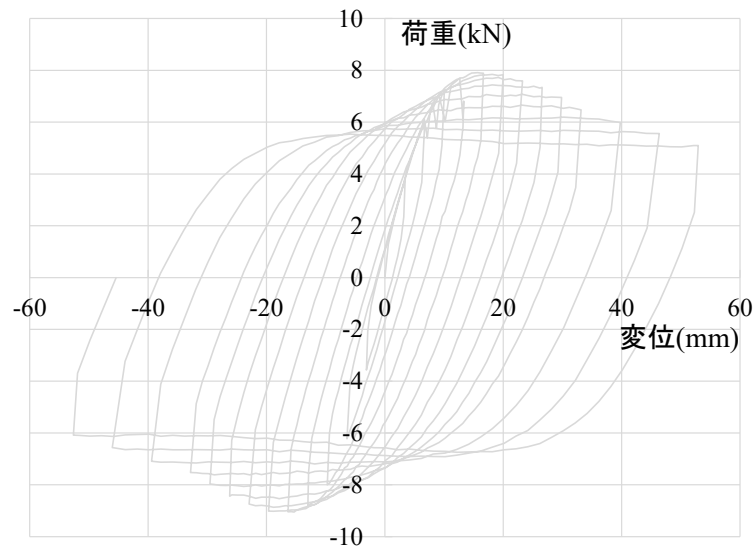


図 4. 4. 5 荷重－変位曲線

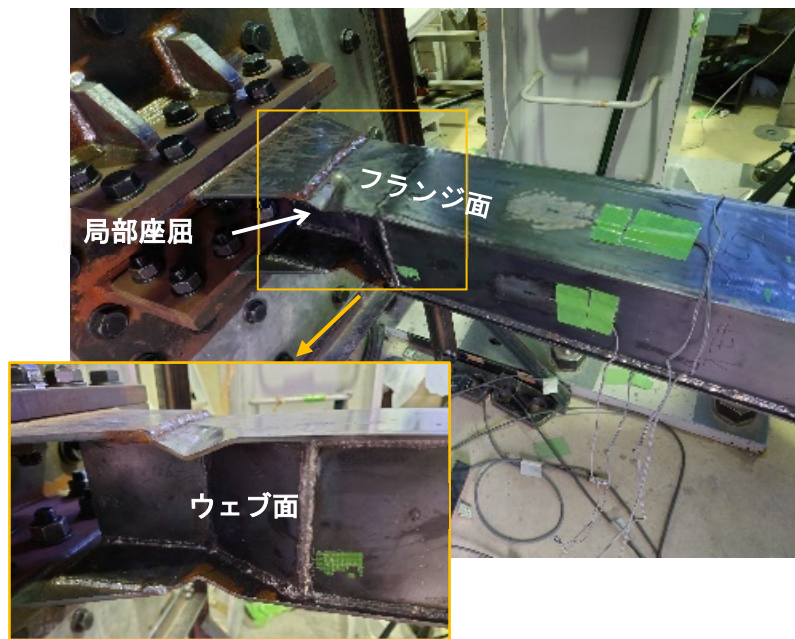


図 4. 4. 6 載荷終了後の変形状態

4. 4. 5 軸圧縮載荷実験

前述の繰り返し載荷実験終了後、接合部付近のウェブ面には損傷が確認できなかったことから、実験終了後の供試体がどれだけ鉛直支持力が残っているか、次のような方法で引き続き実験を行った。繰り返し載荷実験は、図 4. 4. 7 のグラフ内の赤丸印（荷重ゼロ）で終了している。まず、その位置から再び荷重を載荷して最大荷重を示した $5\delta_y$ の位置まで戻し、そこから荷重を抜いて残留変形が残った状態（図 4. 4. 7 の青丸印で残留変位を 15mm）にした。

次に、この状態から、図 4. 4. 8 に示すように鉛直（拘束面に垂直）方向に圧縮力を作用させ、最大圧縮力が現れるまで荷重を漸増させた。その漸増した荷重と鉛直変位の関係を示したのが、図 4. 4. 9 である。この図から、最大圧縮力が 351kN に達しているのがわかる。参考として、図内には、①対象

支柱の座屈耐力^{1),17)} (有効座屈長：支柱長さ), ②H形断面部の降伏軸力, ③箱形断面部の降伏軸力, ④ガセット部の降伏軸力を示している. これらの荷重と比較して, 最大圧縮力が①の設計当時の座屈耐力を大幅に上回り, さらに②③より大きいことが確認できた.

以上から, 最大荷重を過ぎて 16 δ y まで繰り返し塑性を受けながら (ただし, 残留変形は最大荷重除荷時の値), 十分な鉛直支持力が残っていることが確認できた. ただし, 本実験は, ガセットの接合がボルトではなく溶接であることから, 実際にはこれほど鉛直支持力は残っていないと思われる.

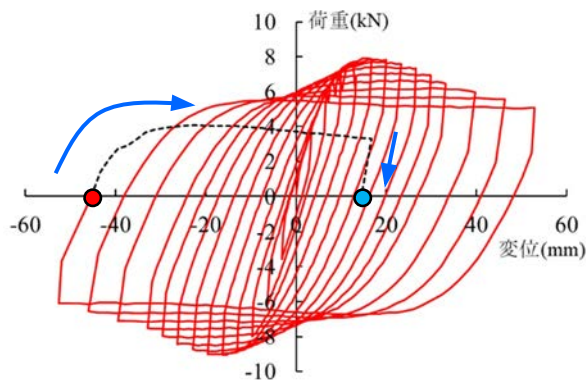


図 4.4.7 荷重—変位曲線

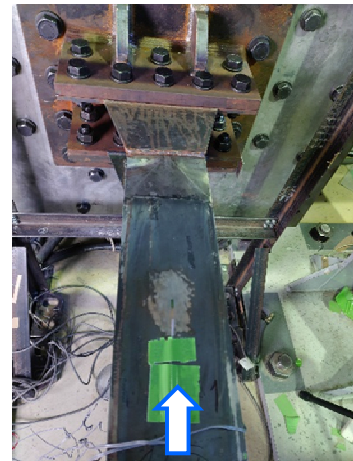


図 4.4.8 部材軸圧縮載荷

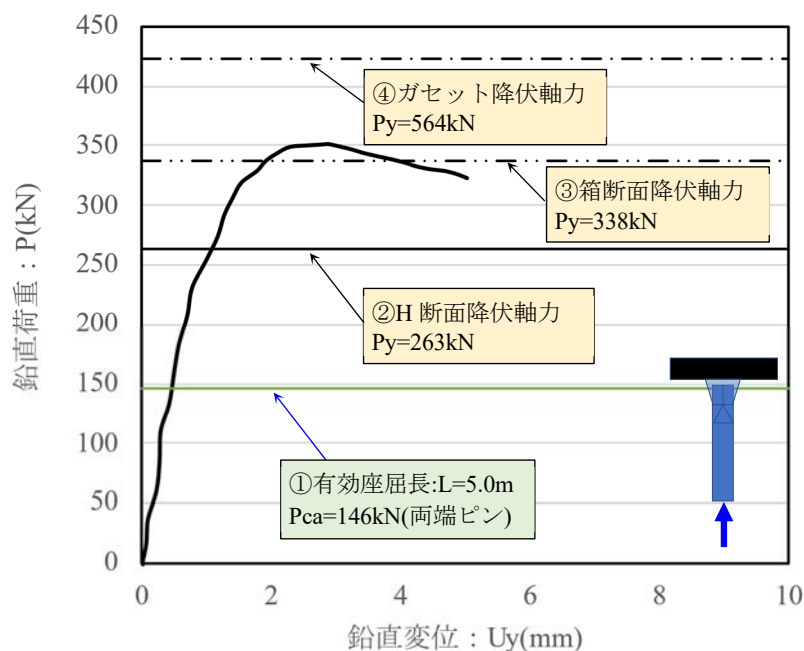


図 4.4.9 部材軸圧縮載荷実験の結果

4.4.6 追加繰り返し載荷実験

前述の実験供試体は, 縮尺率から支柱とガセットを溶接で接合した. 溶接接合とボルト接合では, 損傷状態が変わることも考えられることから, 追加の繰り返し載荷実験を行うことにした. 新たに, 支柱とガセットがボルト接合 (高力ボルト M12 使用) した縮尺 1/2 の実験供試体 (図 4.4.10) を製作した.

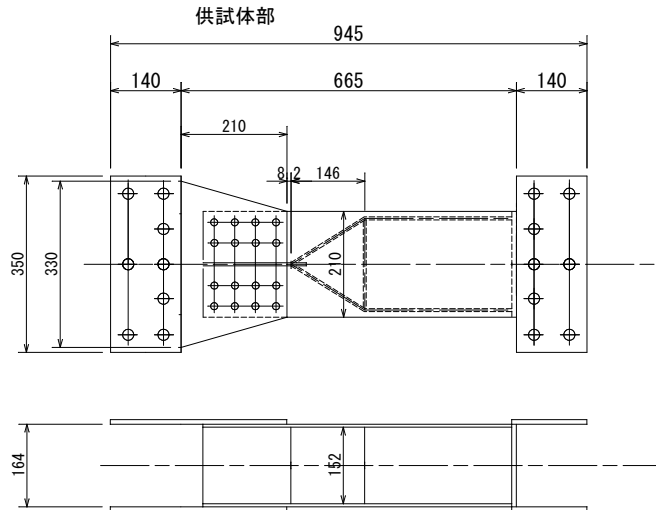


図 4.4.10 ボルト接合の実験供試体

この実験供試体に対して、縮尺 1/3 供試体と同様に、荷重載荷点に一定軸力 117kN を作用させた状態で、 $1\delta y$ （解析上の降伏時 5.0mm の 1/2）を基本とした水平（橋軸）方向の漸増繰り返し載荷（変位制御）を行った。実験結果の載荷点水平変位と水平荷重の関係を図 4.4.11 に示す。

このグラフから、 $10\delta y$ 付近で最大荷重を示していることがわかり、履歴ループの形は、縮尺 1/3 供試体と同様に紡錘型の安定した履歴ループを描いた。変形状態については、 $8\delta y$ で局部座屈発生し、 $10\delta y$ で目視確認できようになり、実験終了後は図 4.4.12 に示すように局部座屈が残った。また、局部座屈発生付近のフランジの変形状態は、この図から高力ボルト端部から変形しており、縮尺 1/3 供試体の溶接部端部からの変形と多少異なっているが、変形状態は似ている。なお、高力ボルト接合面のすべりについては、 $9\delta y$ 載荷中に発生した（数回、滑って音がした）。

以上から、縮尺 1/3 と縮尺 1/2 の供試体では、水平繰り返し載荷に対する変形性能に大きな差はないと考えられる。

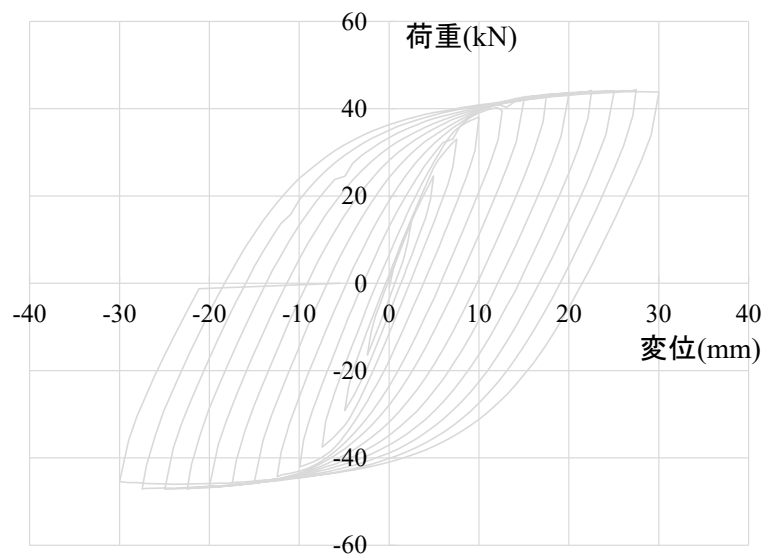


図 4.4.11 荷重－変位曲線

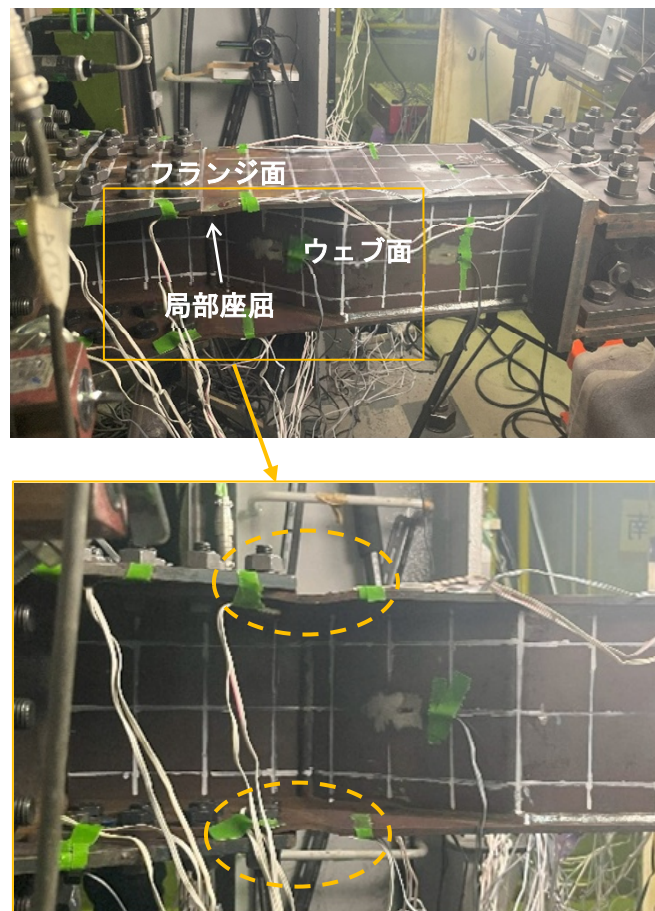


図 4.4.12 荷重終了後の変形状態

4.4.7 まとめ

橋軸方向の地震応答解析で大きく損傷する支柱に対して繰り返し荷重実験を実施した結果から、荷重-変位曲線において $5\delta_y$ で最大荷重を示し、その後の荷重の低下が緩やかで、履歴ループの形が紡錘型になることがわかった。また、支柱とガセットの接合を溶接接合からボルト接合に変更した供試体の繰り返し荷重実験結果も行ったが、局部座屈の変形状況および最大荷重付近までの変形性能において溶接接合と大きな差はなかった。さらに、繰り返し荷重後の部材軸圧縮実験から、かなりの支持力が残っていることもわかった。これらから、支柱に対してある程度の塑性化を許容できる可能性がある。

4.5 下弦材破断による鋼トラス橋崩壊実験および再現解析

4.5.1 はじめに

近年、米国ミネアポリスのトラス橋の崩壊事故や日本での木曾川大橋および本荘大橋の部材破断事故が発生したことから、鋼トラス橋のリダンダンシー評価が重要視され、維持管理分野においてリダンダンシー評価に関する研究が精力的に進められてきた。また、維持管理だけでなく、耐震設計においても同様であり、想定外の地震作用（超過作用）によるリダンダンシー評価も重要であると考えられる。

一般に実務で行われている鋼トラス橋のリダンダンシー評価は、例えば、文献 18)でも示されているように、部材が破断した鋼トラス橋において、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り実施されている。この評価には、URS レポート¹⁹⁾の衝撃係数を用いていることが多いが、精度的に問題があるとして改良された評価方法²⁰⁾も研究されている。

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による解析結果を基にした評価であり、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。鋼トラス橋の崩壊は、部材（FCM：崩壊危険部材）破断から全体系の崩壊に至る動的な進行性破壊現象であるため、動的な解析法により評価することが望ましいと考えられる。

リダンダンシーの動的評価法としては、例えば、文献 21)で提案されている。さらに、この方法は文献 22)で地震応答解析にも活用されている。しかし、これらの動的評価法に関する研究は、数値解析だけの検討であり、実験等による実際の破壊現象の解明や動的評価法の検証は行われていない。鋼トラス橋の崩壊実験は、崩壊現象そのものが稀有な事象であるとともに崩壊実験の技術的な困難さから、これまで鋼トラス橋の崩壊実験は文献 23)くらいであり、本格的な実験実施および実験による崩壊挙動に関する研究は実施されていないと思われる。

そこで、本研究²⁴⁾では実構造を忠実に再現した鋼トラス橋の大型供試体（縮尺 1/5）を製作し、FCM である下弦材破断による全体系の動的崩壊実験を実施した。そして、その実験により、部材破断から崩壊に至る進行性破壊現象の解明を行った。さらに、本検討では実務の耐震設計でを使用することを想定して、ファイバーモデルを用いた動的評価法^{21,22)}にて、本実験で解明した進行性破壊現象の再現解析を試みた。

4.5.2 実験供試体および実験準備

(1) 実験供試体

本研究の対象橋梁は、図 4.5.1、表 4.5.1 に示すような支間 60m の鋼トラス橋である。これに対応する実験供試体は、できるだけ正確に再現した縮尺 1/5 の供試体とした。その実験供試体は、図 4.5.2 に示すように支間 12m、トラスの高さ 1.4m、主構間隔 2m にもなる大型供試体である。各部材の接合はガセットを介した摩擦接合とした。

(2) 予備解析による条件設定

本実験では、事前解析から中央部の下弦材を FCM と決定して、その下弦材を切断することによって、実験供試体を崩壊させた。切断する下弦材の位置は、図 4.5.2 内に示した通りである。実験供試体の崩壊が部材の進行性破壊により生じるように、予備解析から錘載荷重量を 49.4t と決定した。

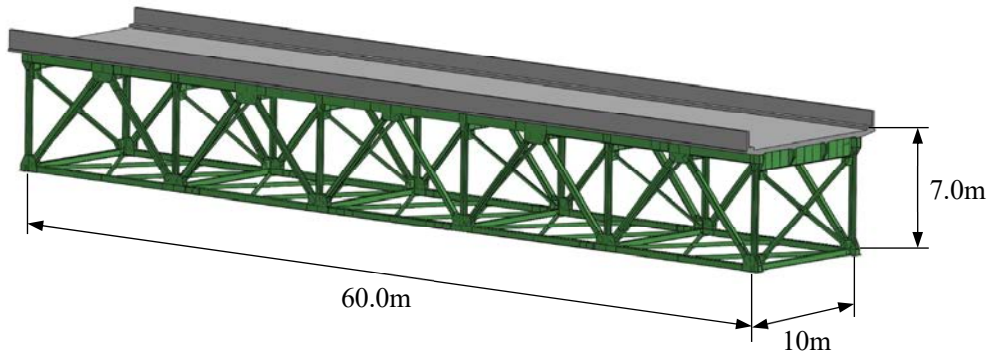


図 4.5.1 想定した鋼トラス橋

表 4.5.1 想定した鋼トラス橋の設計条件

構造形式	上路式単純トラス橋
支 間	60.0m
総幅員	10.0m
有効幅員	9.0m
主構	間隔：8.0m 高さ：7.0m
床版厚	23cm(2.65+2.7+2.65m縦桁2本)
舗 装	アスファルト舗装 75mm
適用示方書	道路橋示方書 (H24年)

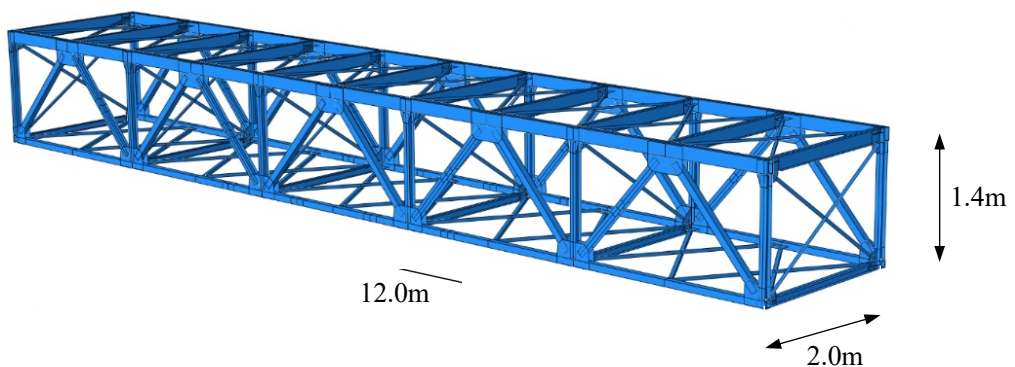


図 4.5.2 実験供試体

(3) 計測方法

図 4.5.3 に計測項目と計測位置を示す。錘載荷前を零点として、錘載荷時は静的なひずみ、支点反力、変位を計測した。下弦材の切断には高速切断機を用いた。錘設置後は計測値をリセットし、切断開始以降は動的なひずみ、支点反力、変位および加速度を計測した。

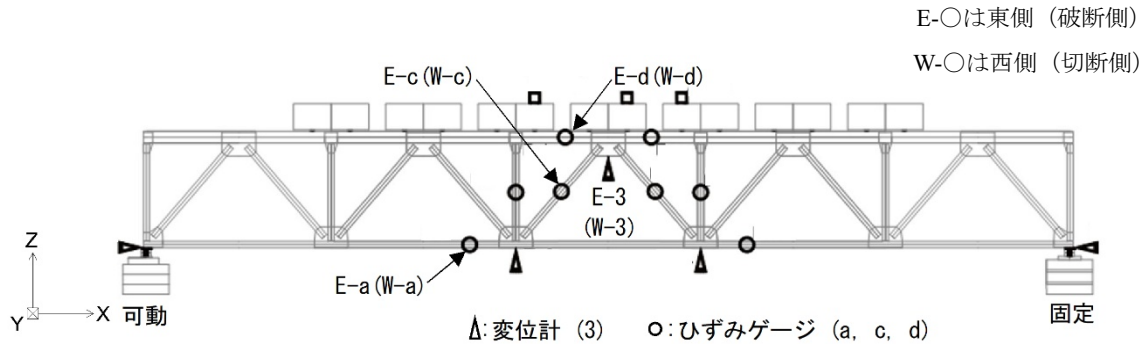


図 4.5.3 計測項目と計測位置

4.5.3 実験概要

(1) 実験実施

西側下弦材の切断から供試体の崩壊までの概要を図 4.5.4 に示す。

下弦材の切断には、開始から完了までに 18.125 秒を要した。切断機で断面の約 1/2 を切断後、錘による引張力で残りの部分が破断した。西側下弦材が完全破断してから 0.145 秒後の 18.270 秒に東側下弦材が格点部のボルト接合位置で破断した。その破断により供試体全体が崩壊した。

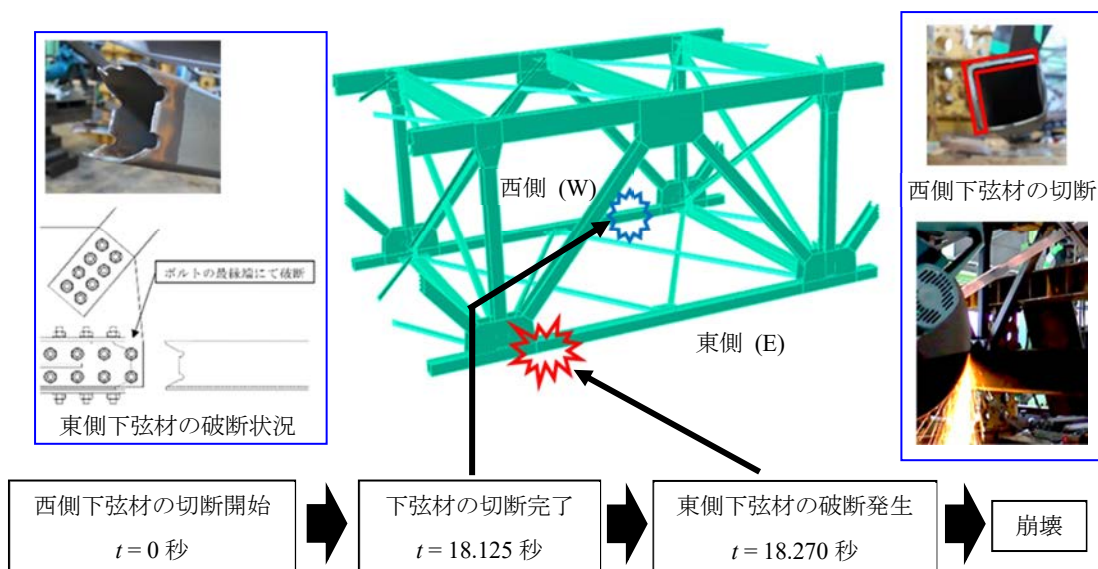
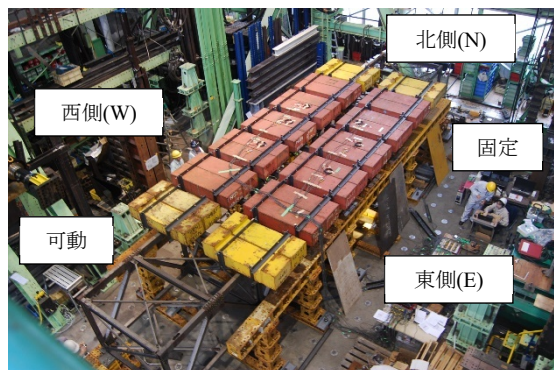


図 4.5.4 切断から破断までの崩壊実験の概要

(2) 崩壊状況

実験準備が完了した供試体崩壊前の状況が図 4.5.5(a)であり、実験終了後の崩壊状態が図 4.5.5(b)である。図 4.5.2 には、下弦材が破断した崩壊後の東側のパネルを示している。この崩壊状況をわかり易く示すと、図 4.5.7 のようになる。



(a) 実験準備完了 (崩壊前)



(b) 崩壊状態

図 4.5.5 実験状況

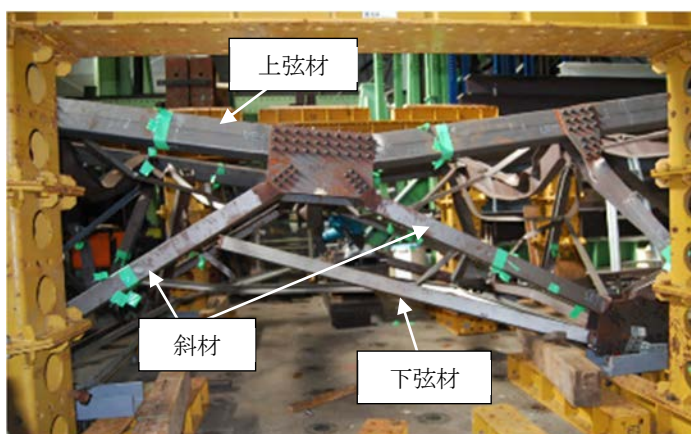


図 4.5.6 支間中央 (東側:E) 崩壊

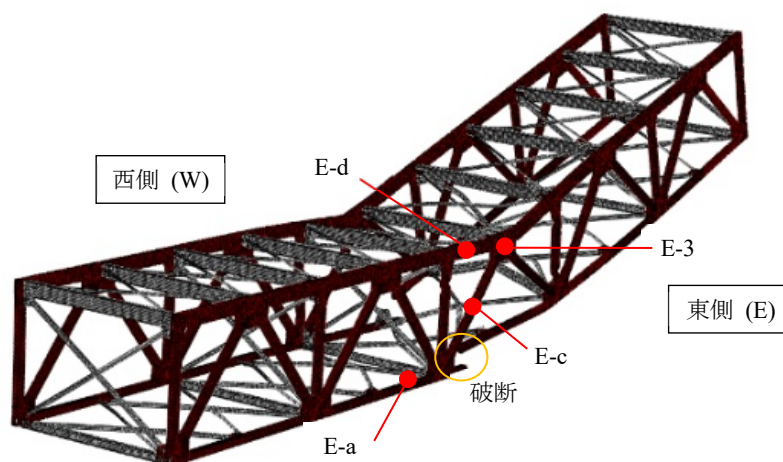


図 4.5.7 崩壊状況と計測位置

4.5.4 実験結果および考察

(1) 鉛直変位

供試体の上弦材中央に設置された西側の変位計 (W-3) と東側の変位計 (E-3) で計測された鉛直方向変位時刻歴を図 4.5.8 に示す。この図から、短時間で鉛直方向に崩壊していることが示唆される。さらに、西側 (W-3) の変位がわずかであるが東側 (E-3) より常に変位が大きいことより、西側 (W: 切断側) に傾きながら崩壊したことがわかる。東側 (E-3) の変位が、破断直後に大きく減少し、すぐに増加し、また減少 (ひと山) を示した (図 4.5.8 内 a) のは、引張下弦材の破断による振動、または破断が短時間であったため変位計が追従できなかったためのどちらかが要因だと思われる。

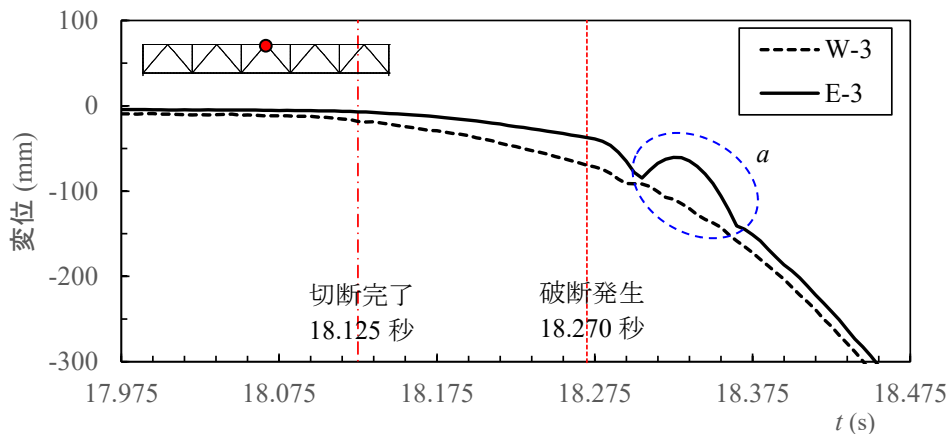


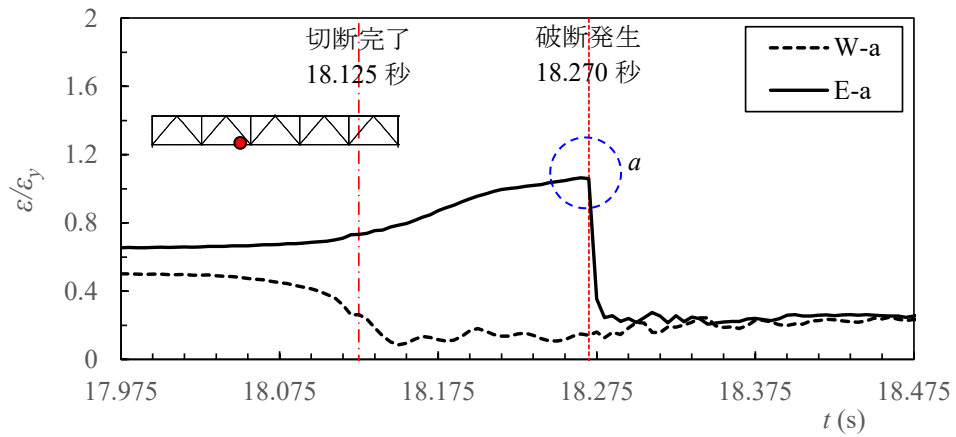
図 4.5.8 上弦材中央 (W-3・E-3) の鉛直変位

(2) 各部材のひずみ

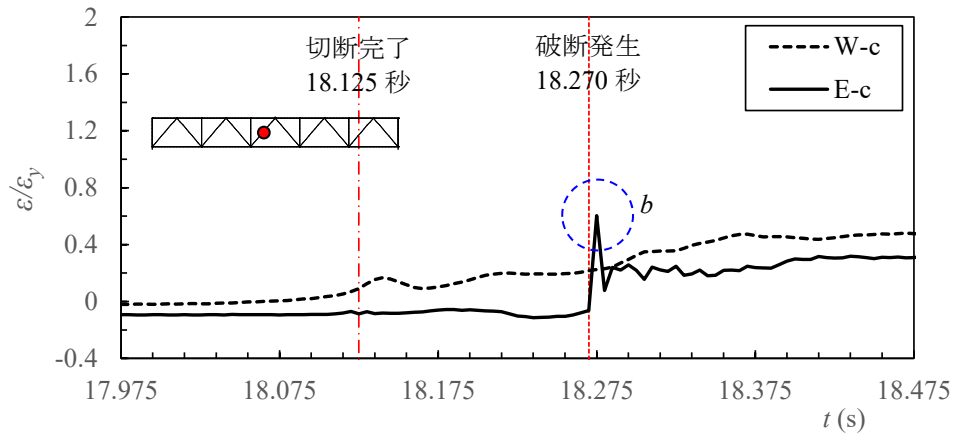
図 4.5.9 には、崩壊過程での西側 (W: 切断側) と東側 (E: 破断側) の下弦材、斜材、上弦材の軸引張りひずみの時刻歴を示す。はじめに、下弦材 W-a, E-a 点 (図 4.5.3, 図 4.5.7 参照) のひずみに着目する。切断機での切断完了に至るまでに 18.125 秒要したため、徐々に W-a のひずみが減少する一方、E-a が増加していることが確認できる。切断完了後は、切断した西側下弦材 (W-a) のひずみは急激に減少しほぼ零になる。これにより、荷重の大部分が東側 (E: 破断側) の主構に配分されるため東側下弦材 (E-a) のひずみの増加率も大きくなるが西側の減少率ほどではない。

また、東側下弦材が破断した 18.270 秒以後、東側下弦材のひずみが急激に減少している (図 4.5.9(a) 内の青丸 a) のは、東側下弦材が破断したためである。破断位置は図 4.5.4 で示した下弦材のガセットのボルト接合部である。破断機構は下弦材の引張による塑性化であり、すべりが最外列のボルト孔の位置で生じたことで、ボルトの支圧力が下弦材に作用し、ボルト孔の位置でひずみ集中が生じ延性破壊したと考えられる。このような破断機構により下弦材のボルト接合部以外の斜材や上弦材のひずみは図 4.5.9(b), (c) に示すように降伏ひずみに達していない。著者らが過去に実施した部分パネルの実験²³⁾でも接合部以外の下弦材は 0.15% のひずみで破断し、塑性伸びは小さくなっていた。

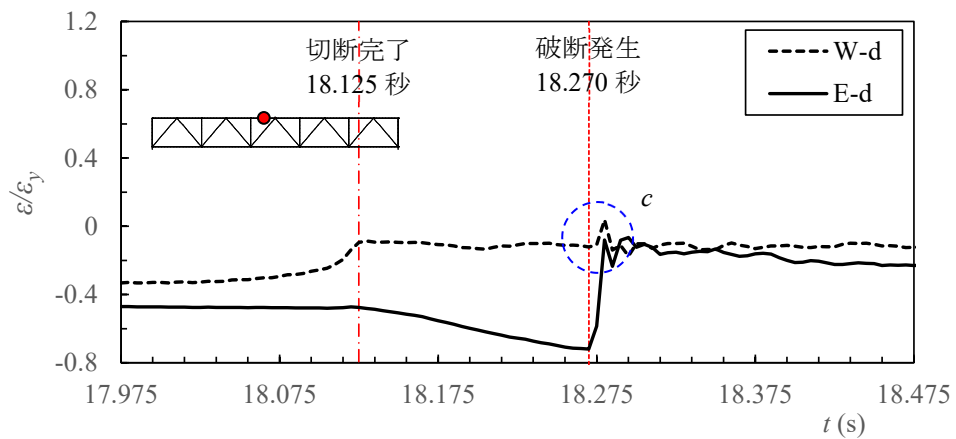
つぎに斜材 W-c, E-c 点 (図 4.5.3, 図 4.5.7 参照) のひずみに着目する。切断完了の 18.125 秒までは W-c のひずみはわずかに増加し、E-c では変化は見られない。破断した 18.270 秒直後に、E-c のひずみが急増している (図 4.5.9(b) 内の青丸 b)。上弦材 E-d のひずみにおいても同様の傾向が確認できる (図 4.5.9(c) 内の青丸 c)。このひずみの急増は、下弦材破断時の衝撃力によって生じていることが示唆される。



(a) 下弦材 (W-a : 切断側, E-a : 破断側)



(b) 斜材 (W-c : 切断側, E-c : 破断側)



(c) 上弦材 (W-d : 切断側, E-d : 破断側)

図 4.5.9 各部材のひずみ時刻歴

(3) 部材破断メカニズム

破断した付近の各部材の切断開始前と破断直前の各部材のひずみ分布を図 4.5.10 に示している。この図から、東側の下弦材破断直前の東側の上弦材および下弦材のひずみは破断前の約 2 倍になり、西側が抵抗できなくなった分を東側が分担したことがわかる。

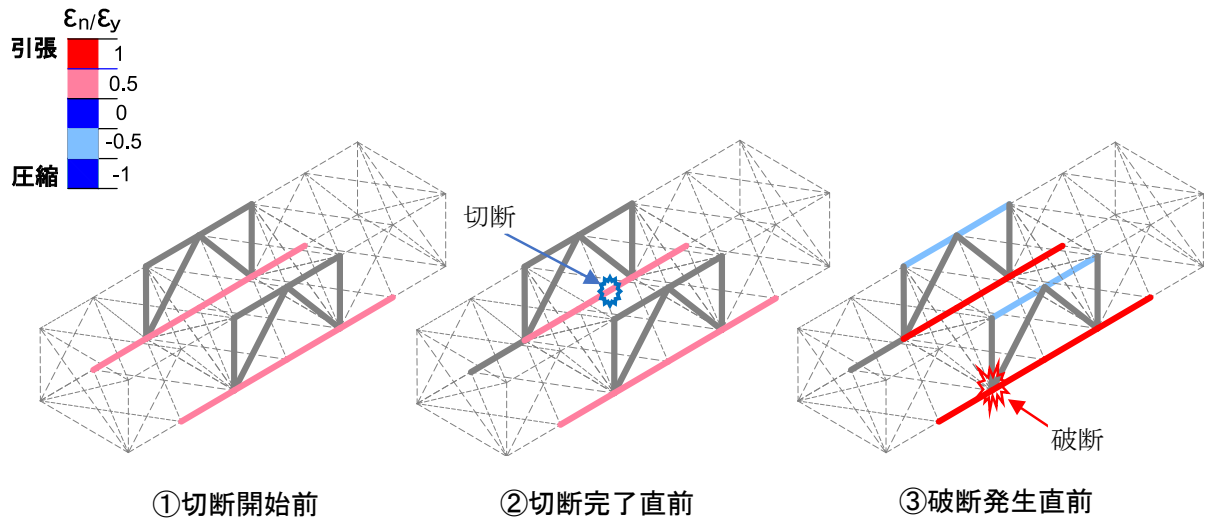


図 4.5.10 破断メカニズム

4.5.5 再現解析

(1) 解析モデルと解析条件

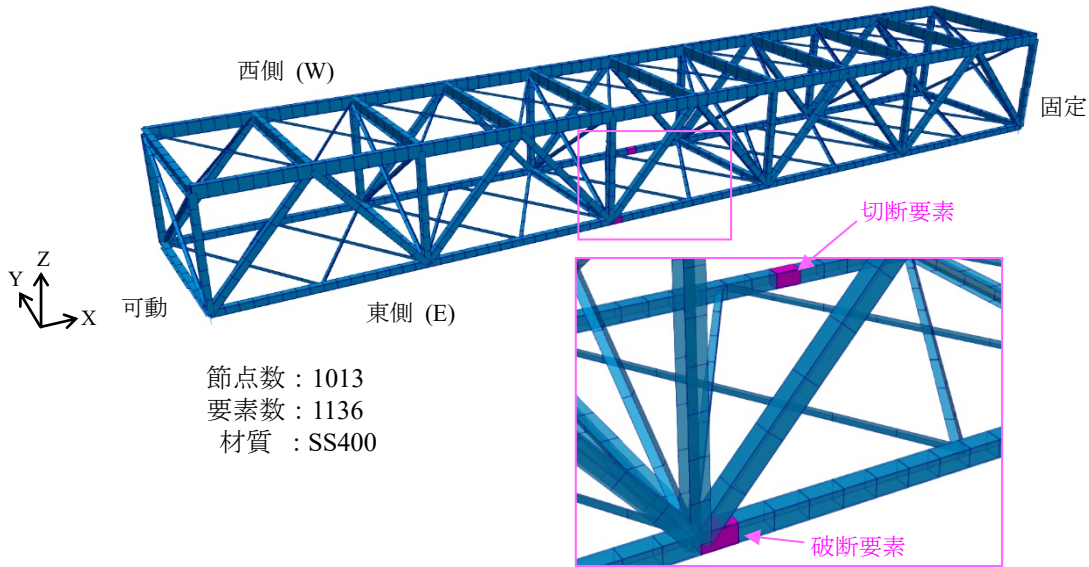
本検討では、ファイバー要素で構成された立体骨組構造の解析モデルにより実験の再現解析を行う。上下弦材・垂直材・斜材等の鋼部材はすべてファイバー要素で、端部の支承については線形ばねでモデル化する。鋼材の材質はすべて SS400 であり、材料構成則はバイリニアモデル (2 次勾配 $E/100$) の移動硬化則とした。作成した解析モデルを図 4.5.11 に示す。実験で切断した箇所と破断した箇所に該当する要素を図 4.5.11 (a) に示す (以後、実験で切断した要素を切断要素、破断した要素を破断要素と称する)。図 4.5.11 (b) に示すように上下弦材、斜材、垂直材、横桁等は格点間を 8 分割、対傾構、上下横構は端部から交点を 4 分割となるよう分割しており、格点部や端部は一般的な全体系解析モデルと同様に剛結合とした。解析モデル規模は節点数 1013、要素数 1136 となっている。ファイバー断面の一例を図 4.5.11 (c) に示す。

本検討における再現解析は汎用骨組解析プログラム SeanFEM⁷⁾ による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。また、本解析における動的解析法においてはニューマークの β 法を採用しており、減衰は考慮していない。時間積分間 Δt については、地震応答解析で用いられる Δt より小さくし、式(4.5.1)の Courant 条件を満足するように $2.5E-5$ 秒とした。

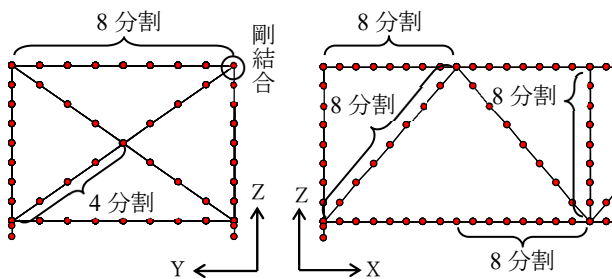
$$\Delta t = l_{min}/c \quad (4.5.1)$$

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

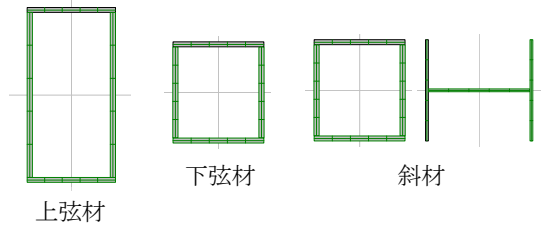
再現解析を行う前段階として、実験供試体の自重と錘を載荷した静的解析を行い、実験開始時の応力状態を再現する。図 4.5.11 に示す支点位置それぞれの錘設置時における支点反力の計測値と解析値との比較を表 4.5.2 に示す。各位置の支点反力は一致しており、今回の実験供試体のモデル化の妥当性を得ることができた。



(a) 解析モデル全体と切断要素



(b) 要素分割



(c) ファイバー断面

図 4.5.11 解析モデル

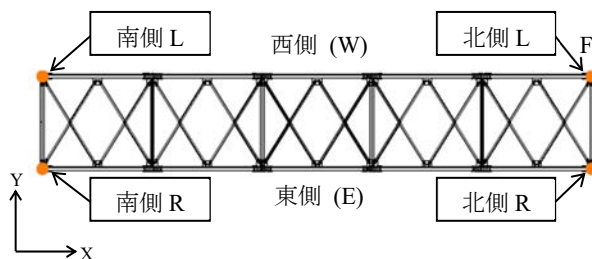


図 4.5.12 支点位置

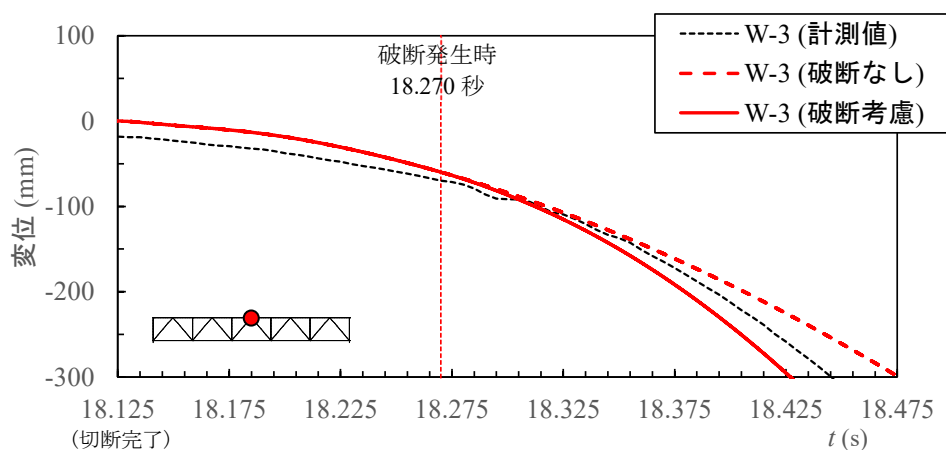
表 4.5.2 錘設置時の支点反力

部位	支承条件	支承反力		
		計測値 kN	解析値 kN	解析/計測
南側	L	123.17	121.72	99%
	R	121.59	120.73	99%
北側	L	120.02	121.72	101%
	R	114.35	120.42	105%
Σ		479.13	484.59	101%

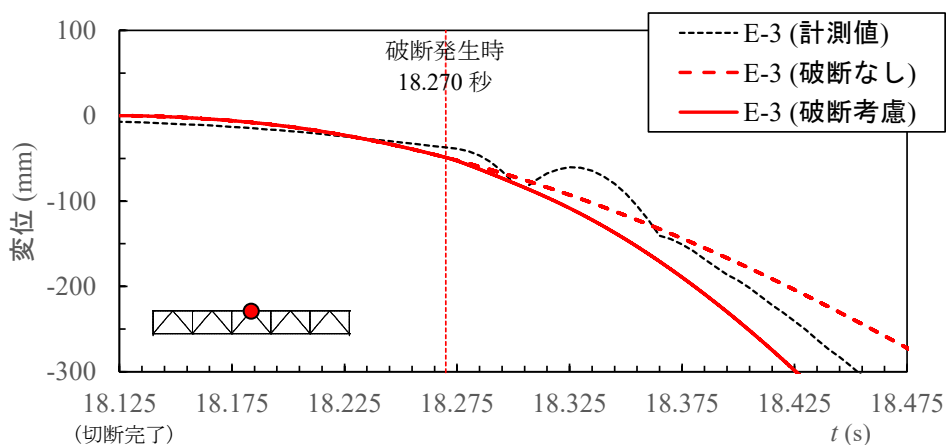
4.5.3(1)で述べたように、実験では下弦材の切断開始から完了までに18.125秒を要している。そこで再現解析では切断完了の18.125秒を解析スタートの時刻として、図4.5.11(a)に示す切断要素をトリガーとするリダンダンシー解析を行う。切断要素のヤング率を零とすることで、切断要素の剛性がない状態となり、解析的に部材の切断を考慮している^{21),22)}。このモデルに対して自重と錘設置時の応力状態を読み込み、そこに無加振の動的解析を行う。実験では18.270秒で東側下弦材の破断が生じているため、再現解析でも同様に18.270秒で破断要素のヤング率を零として、実験で生じた下弦材の破断も考慮する。また、比較のため下弦材破断を考慮しない場合の解析も実施した。以降の解析結果において、下弦材破断を考慮した解析を「破断考慮」、考慮しない場合を「破断なし」と記す。

(2) 再現解析

再現解析における上弦材中央(W-3・E-3)での鉛直変位を図4.5.13に示す。破断が生じる18.270秒までは破断なし、破断考慮の解析結果は同じとなる。破断発生時の18.270秒に着目すると、W-3(切断側：図4.5.13(a))では計測値のほうが大きく、E-3(破断側：図4.5.13(b))では解析値のほうが大きくなっているが、計測値と解析値の差は小さく、実験を再現できている。その後、破断考慮は破断なしよりも鉛直変位が大きくなっている。破断発生(18.270秒)後のE-3のひと山(図4.5.8内a)の変化は再現できていない。本検討での解析モデルは1000要素程度のファイバーモデルであるが、実験の傾向を精度良く再現できている。



(a) W-3 (西側：切断側)



(b) E-a (東側：破断側)

図4.5.13 上弦材中央(W-3・E-3)の鉛直変位の比較

破断発生時（18.270 秒）のひずみコンター変形図（変形倍率 5 倍）を図 4.5.14(a)に、破断を考慮したケースにおける破断後（18.325 秒）のひずみコンター変形図（変形倍率 5 倍）を図 4.5.14(b)を示す。切断要素と破断要素（破断後）は描画の都合上、接合された状態を表示されているが、ヤング率を零としているため解析的には切断、破断されている。切断要素、破断要素があるトラスの中心に大ひずみが集中しており、特に実験で破断が生じた東側下弦材（破断要素）で大きなひずみが生じている。また、再現解析では破断発生時（18.270 秒）にすでに下横構が大きく座屈していることが確認できる。破断要素のひずみ時刻歴を図 4.5.15 に示す。同図から破断発生時（18.270 秒）には $17\varepsilon_y$ (ε_y : 降伏ひずみ) のひずみが生じている。破断を考慮しない解析では図 4.5.15 に示すようにひずみ増加し続けており、18.270 秒以降の挙動は実験とは全く異なり、再現の対象外とする。

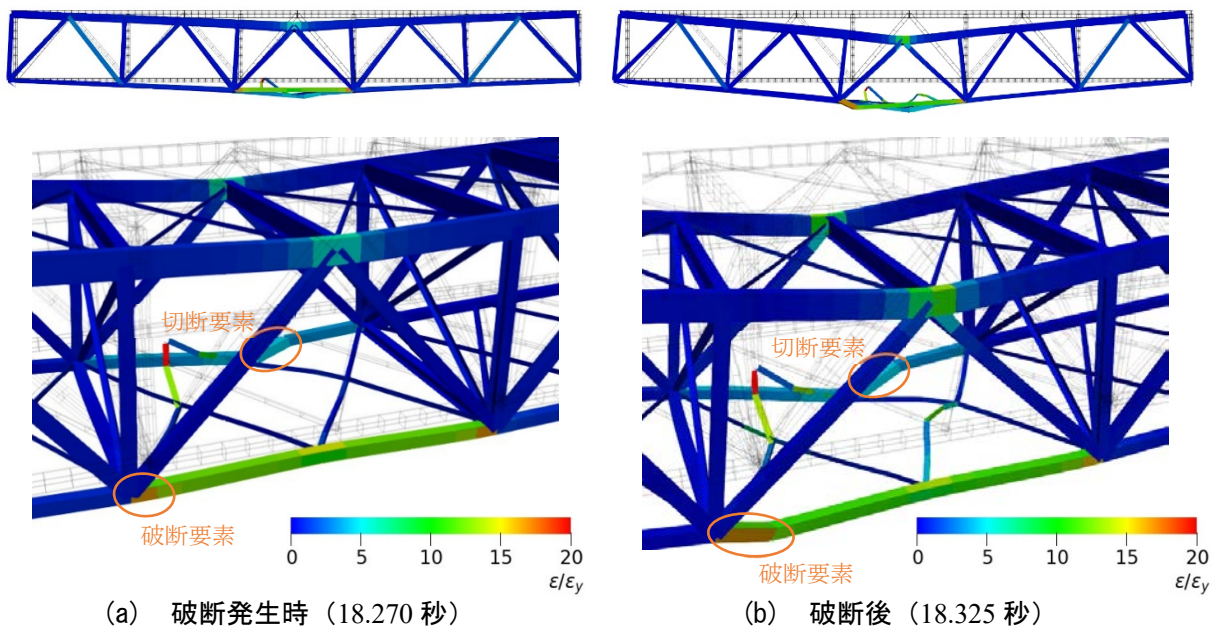


図 4.5.14 ひずみコンター変形図（変形倍率 5 倍）

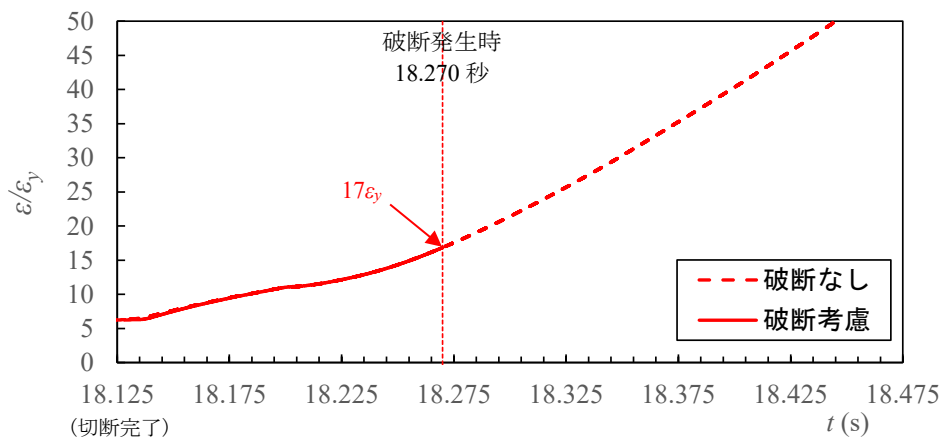


図 4.5.15 破断要素のひずみ時刻歴

図 4.5.9 で示した計測された各部材のひずみ時刻歴と再現解析との比較を行う。下弦材でのひずみ時刻歴を図 4.5.16 に示す。切断完了直後の W-a (西側：切断側) のひずみの減少、破断発生後の E-a のひずみの急激な減少という実験と同様の傾向を再現できています。さらに、図 4.5.17、図 4.5.18 に示す斜材および上弦材でのひずみ時刻歴においても、E-c、E-d で起きる破断時の衝撃力により生じたと考えられるひずみの増加も評価できています。以上のことから、破断を考慮した再現解析は計測値の傾向を概ね再現できています。破断を考慮しない解析においても、切断完了から破断発生 (18.125 秒～18.270 秒) までを評価することは可能である。しかしながら、破断後の下弦材のひずみの急激な減少や、斜材、上弦材にみられる衝撃力により生じたひずみの増加が評価できていない。

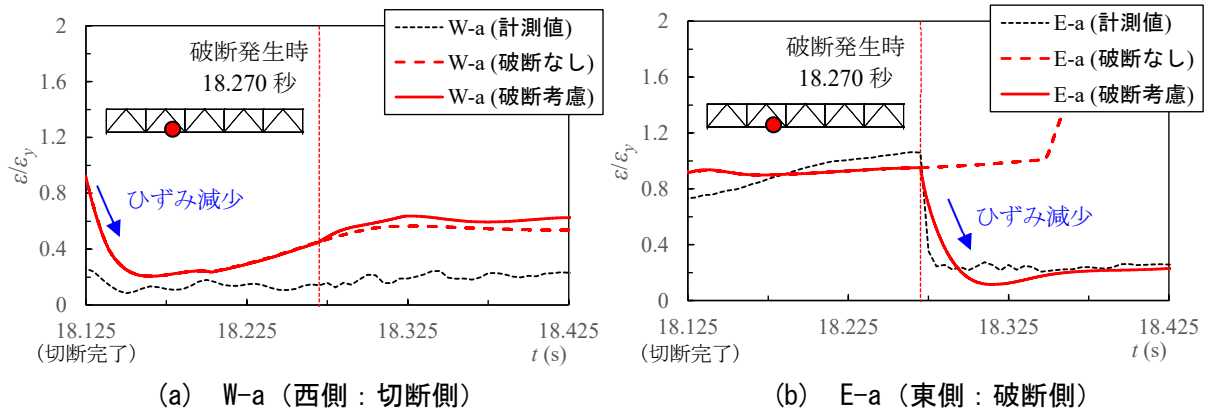


図 4.5.16 下弦材でのひずみ時刻歴の比較

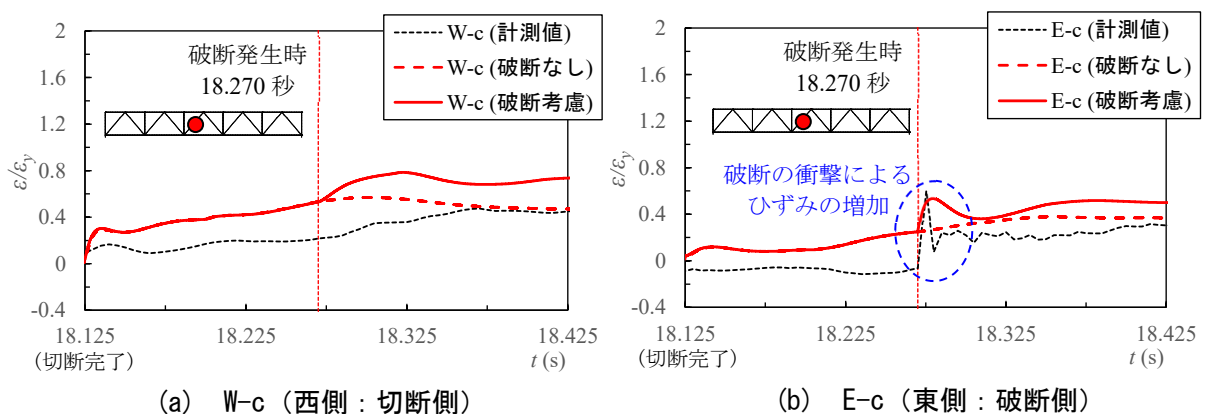


図 4.5.17 斜材でのひずみ時刻歴の比較

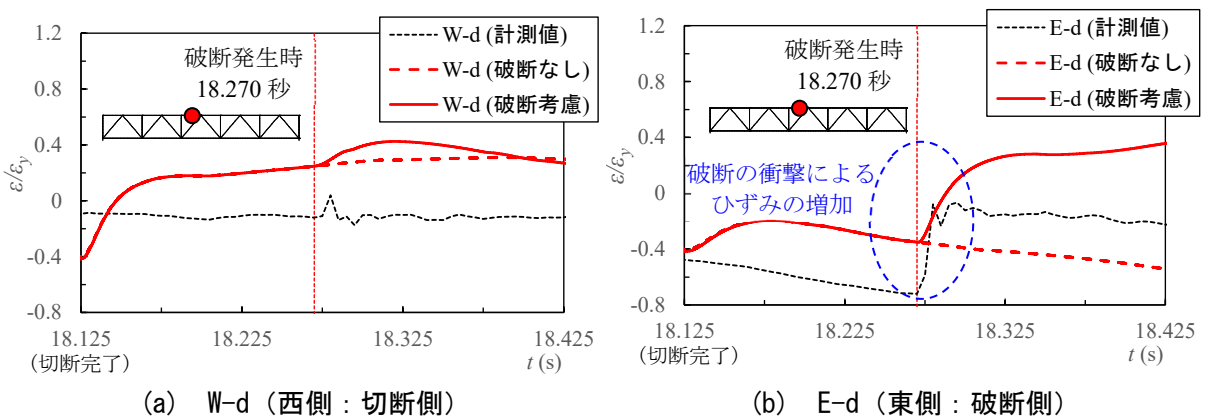


図 4.5.18 上弦材でのひずみ時刻歴の比較

4.5.6 まとめ

本検討では鋼トラス橋を模した大型供試体による動的崩壊実験を実施し、部材破断から崩壊に至る進行性破壊現象の解明を行った。その実験での計測結果を分析することで、トラス橋の FCM 部材の破断において、破断発生後における橋梁全体系での荷重の再配分により、連鎖的に他部材が崩壊限界に達し、トラス橋は一瞬で崩壊することを確認した。

さらに、ファイバー要素で構成される立体骨組構造の解析モデルを用いた動的リダンダンシー解析により、実験で解明した進行性破壊現象の再現解析を試みた。その結果、通常地震応答解析等で用いられるような比較的簡便に作成可能なファイバーモデルによって、よい精度で実験を再現できることが確認できた。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，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，Vol-4.18A，2022.
- 3) 土木学会：2016年制定 鋼・合成構造標準示方書総則 編・構造計画編・設計編，丸善，2016.
- 4) 加村隆志，北後寿：摩擦面に薬剤処理を施した高力ボルト摩擦接合に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第487号，pp.131-140，1996.
- 5) 本多克行，山口隆司，橘肇，吉岡夏樹，齊藤史朗，中村定明：既設構造物の高力ボルト摩擦接合継手接合面への改良した錆促進剤の適用に関する検討，構造工学論文集 Vol-4.14A，pp.491-502，2018.
- 6) 竹内徹，秦康，松井良太：局部座屈を伴うH形断面ブレースの累積繰り返し変形性能，日本建築学会構造系論文集，73巻，第632号，pp.1875-1882，2008.
- 7) 株式会社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.
- 8) 松村政秀，吉山純平，山口隆司：ガセットプレートを考慮したトラス橋圧縮部材の終局強度と変形に関する研究，構造工学論文集，Vol.59A，pp.169-179，2013.
- 9) 松村政秀，吉山純平，山口隆司：トラス橋における各種圧縮部材の終局強度および変形に関する解析的研究，構造工学論文集，Vol.60A，pp.126-133，2014.
- 10) 沼田明樹：すべり荷重を上回る動的繰り返し荷重を受ける高力ボルト摩擦接合部の摩擦係数変動特性，日本建築学会論文報告集，第341号，1984.
- 11) 辻岡静雄：過大応力を受ける高力ボルト摩擦接合部の力学挙動，日本建築学会構造系論文集，第518号，pp.103-1109，1999.
- 12) 藤井美久，藤野陽三，シリングリンディオンシウス，並川賢治，矢部正明，沈赤：東北地方太平洋沖地震による荒川湾岸橋の接合部損傷の解明，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol. 76, No. 2，pp.292-311，2020.
- 13) 山田忠信，野中哲也，馬越一也，吉山純平，鈴木森晶，嶋口儀之：既設上路式鋼アーチ橋のブレース材の終局強度およびガセットプレート補強方法に関する検討，構造工学論文集，Vol.68A，2022.
- 14) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，pp 491-492 丸善，2019.
- 15) 日本鋼構造協会・鋼橋の合理化構造・設計法研究委員会：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向上，2011.
- 16) 奥村徹，松村政秀，野中哲也：振動台実験による対傾構を有する骨組構造の地震時崩壊挙動に関する検討，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.78, No3，pp.462-479，2022.
- 17) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II.鋼橋・鋼部材編，丸善，2017.
- 18) 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.
- 19) URS Corporation：Fatigue Evaluation and Redundancy Analysis, Bridge No.9340 I-35W Over Mississippi River, 2006.
- 20) 後藤芳顕，水野剛規，山田忠信：トラスの部材破断時の衝撃と非弾性挙動を考慮したエネルギーによるリダンダンシー評価，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.71, No.3，pp.367-386，2015.
- 21) 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.
- 22) 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.

- 23) 山田忠信, 後藤芳顯, 海老澤健正, 水野剛規, 嶋口儀之: トラス橋の格点部を含めたパネルの終局強度に関する研究, 土木学会第 72 回年次学術講演概要集, 2017.
- 24) 王慶雲, 海老澤健正, 中村真貴: 下弦材破断による鋼トラス橋崩壊実験および再現解析, 第 26 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp. 293-300, 2023.