

一面摩擦で接合されたブレース材の耐荷力の検証

(株)IHI インフラシステム 正会員 ○中牟田 和典
(株)IHI インフラシステム 齋藤 剛
(株)IHI インフラシステム 正会員 山田 忠信

1. はじめに

上路アーチ橋やトラス橋等のレベル 2 地震動に対する耐震補強設計では、主荷重を受け持たないブレース材等の二次部材を、非エネルギー部材として損傷を許容するか、軸降伏型鋼製ダンパーに置き換えることで、合理的な耐震設計が可能になる。耐震照査で用いられる解析モデルは、接合部は剛結されたものと仮定しており、接合部はブレース材と同程度の変形能や強度を有するようになる必要がある。平成 29 年の道路橋示方書の改訂で V 耐震設計編¹⁾においても、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ブレース材等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された。

震度法（レベル 1 地震動）のみで耐震設計された既設橋の二次部材は細長比制限により断面が設定されている場合が多く、作用応力度が小さいことから、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おり、すべり耐力は圧縮耐力程度で設計されている。しかし、ブレース材の損傷を許容する場合、接合部がブレース材よりも先に終局に至ると全体系の挙動は接合部によって支配され、接合部を剛にした解析モデルで耐震設計をした場合、設計で想定している耐震性能を確保できていない可能性がある。そこで、本稿では、ブレース材を、非エネルギー部材として損傷を許容する場合を前提に、フランジのみを一面摩擦で接合した接合部の耐力をブレース材の耐力と同等とするための補強方法を提案し、FEM 解析により損傷に至る過程を明確にして効果の妥当性を検証する。

2. 接合部補強構造

接合部の耐力はすべり耐力と降伏耐力で評価され、ブレース材の耐力は引張力に対しては降伏耐力、圧縮応力に対しては座屈耐力で評価される。図 1 に示す補強構造は、ボルト径を M22 から M24 にサイズアップでボルトの設計軸力を大きくし、また、2 面摩擦となるように連結板を追加して、接合部のすべり耐力をブレース材の降伏耐力以上となるようにする。表 1 に接合部およびブレース材の耐力を既設構造と補強構造について示す。ここでの耐力は道路橋示方書²⁾に基づき計算する。接合部の降伏耐力を計算する際の純断面はフランジのみについてボルト孔の穴引き後の断面とする。計算の結果、補強後はすべり耐力が 6,099.8/2,617.4=2.3 倍に向上した。表 1 の計算では、連結板追加により 2 面摩擦になるように仮定しているため、FEM 解析で妥当性を確認する。

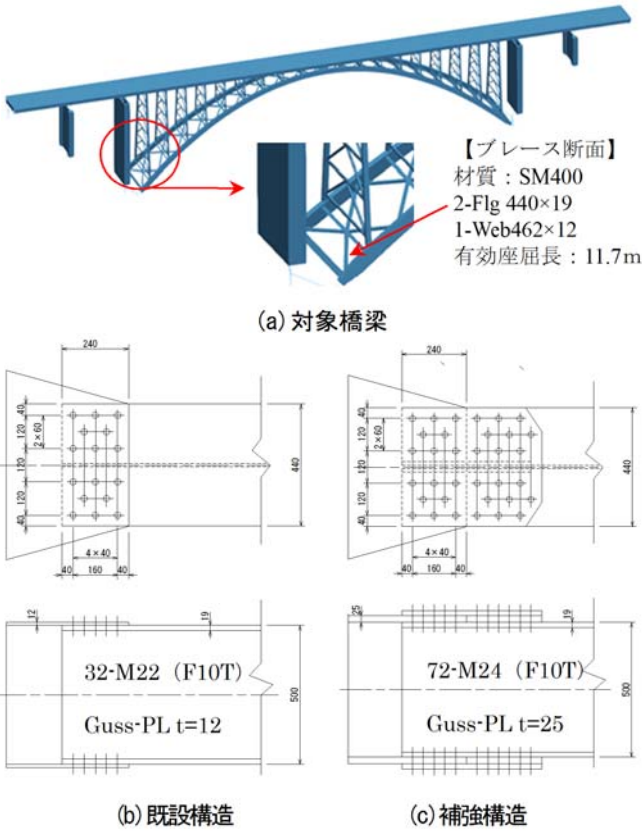


図 1 ブレース材接合構造
表 1 接合部およびブレース材耐力

			既設構造	補強構造
接合部	すべり $\mu=0.4$	$\Sigma N(\text{kN})$	6,544.8	7,624.8
		摩擦面数：m	1	2
		$P_s=\mu \times m \times \Sigma N$	2,617.4	6,099.8
	降伏 $\sigma_y=235$	$A_n(\text{mm}^2)$	11,521	20,364
		$P_y=A_n \times \sigma_y$	2,707.6	4,785.5
部材	$\Sigma A(\text{mm}^2)$		22,263	
	引張	$P_t=\Sigma A \times \sigma_y$	5,232.0	
	圧縮	$\sigma_{ca}(\text{N/mm}^2)$	113	
		$P_c=\Sigma A \times \sigma_{ca}$	2,517.7	

キーワード 二次部材、ブレース材、高力ボルト摩擦接合、すべり荷重、すべり係数

連絡先 〒590-0977 大阪府堺市堺区大浜西町 3 番地 (株) IHI インフラシステム TEL 072-223-2691

3. FEM 解析による接合部耐力の検証

(1)解析モデル

図1に示す補強構造の有効性をFEM解析で検証する。解析には汎用FEM解析ソフトAbaqus/Standardを用いる。図2に示す解析モデルは、母材、連結板および高力ボルトをソリッド要素(C3D8R)で離散化し、母材と連結板、ボルトと母材および連結板の接触面の接触・すべり挙動は接触要素で表した。母材、連結板およびボルトの材料特性を図中に示す。材料構成則はバイリニア型として、二次勾配をE/100とする。ボルトの初期導入軸力はAbaqus/Standardの締結力モデル(ボルト荷重オプション)で与える。Step1でボルト軸力を導入し、Step2で変位制御により荷重を漸増载荷した。

(2)解析結果

図3に荷重およびすべり荷重と変位の関係を示す。すべり荷重は式(1)で表す。

$$P_{sj} = P_{bj} \times \mu \times m \quad \mu = P/(P_b \times m) \quad \text{式(1)}$$

ここに、 $P_{bj} = \sum_{i=1}^n P_{bij}$ μ : すべり係数

P_{bij} : j ステップにおける i 番目ボルトの軸力、面数 $m=2$

P : すべり時の荷重、 P_b : すべり時のボルト軸力の合計

また、図3には表1で計算した接合部のすべり耐力と降伏耐力も示す。荷重とすべり荷重が一致する点においてすべりが発生する。すべり時のすべり荷重は既設構造で2143.5/2617.4=0.81に減少した。その低下する要因は、ポアソン比と母材降伏の影響による板厚減少によるものである(表2)。補強後も同様にすべり荷重の減少は観られた。ボルトサイズをM22からM24にアップしたことによりボルト径と孔径24.5のクリアランスがなくなりすべり挙動が見られなかった。解析結果よりボルト径のアップと2面摩擦とすることですべり荷重が補強前の2倍以上に向上し、表1の計算仮定の検証ができた。図4にはMises応力のコンタ図を示す。補強前はすべり発生後、フランジ部のみが降伏し終局状態に至っているため、接合部を剛としたブレース部材の断面を用いた解析モデルでは既設構造の実挙動を評価できないと考える。

4. まとめ

一面摩擦で接合されたブレース材の耐力力をFEM解析で検証を行い、接合部の耐力を向上させるための補強方法を提案し、その計算仮定が妥当であることを検証した。既設橋の耐震補強設計をする場合、接合部を剛にした解析モデルを用いるには、すべり荷重の低下を考慮し、接合部耐力 $>\alpha \times$ 部材耐力とする必要がある。文献³⁾では、 α を接合部係数として $\alpha=1.3$ 程度を推奨している。耐震補強設計を行う場合は、適切な接合部係数の設定と解析で実際の挙動を考慮した接合部のモデル化が必要と考える。【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），丸善。2)日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋・鋼部材編），丸善。3)久米，吹田：高力ボルト摩擦接合部の繰返し载荷実験を反映した履歴モデルによる検討，日本建築学会構造系論文集 第76巻第667号2011年9月

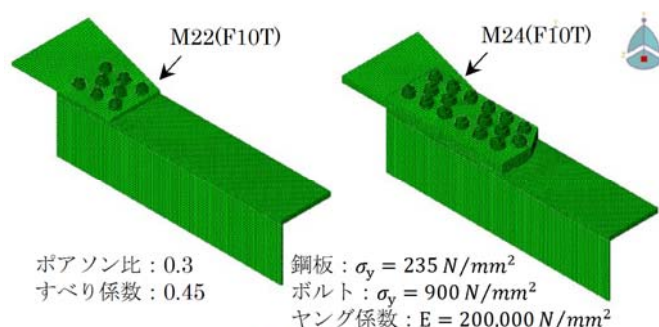


図2 解析モデル

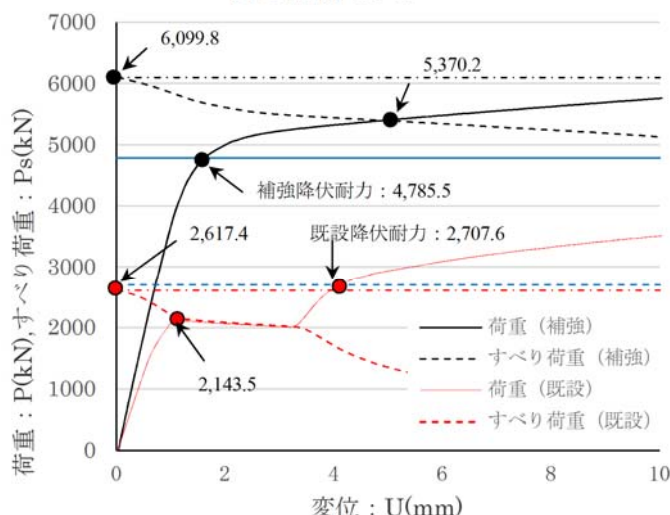
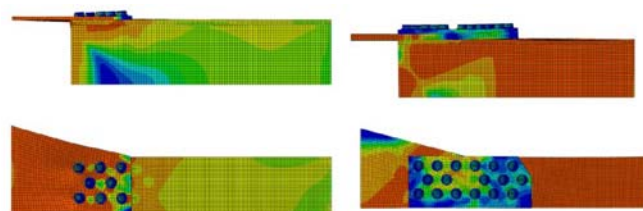


図3 荷重・すべり荷重-変位関係

表2 すべり時のすべり荷重

	既設構造	補強構造
P_{so} : 初期	2,617.4	6,099.8
P_s : すべり時	2,143.5	5,370.2
P_s/P_{so}	0.81	0.88



(a) 既設構造 (b) 補強構造

図4 FEM 解析モデル