

曲げを受ける鋼 I 桁高力ボルト継手部の 限界強度に関する解析的研究

石川 誠¹・亀井義典²・西村宣男³

¹正会員 工修 川田工業株式会社 (〒114-8562 東京都北区滝野川 1-3-11)

²正会員 博(工) 大阪大学大学院助手 工学研究科土木工学専攻 (〒565-0871 吹田市山田丘 2-1)

³フェロー 工博 大阪大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (〒565-0871 吹田市山田丘 2-1)

曲げを受ける鋼 I 桁高力ボルト継手部に関して、現行の設計法ではフランジ継手と腹板継手は個別に設計している。しかし、I 桁継手の曲げに対するすべり挙動はフランジと腹板とが独立したのではなく、両者が協働的に機能していることが指摘されている。本研究では、曲げを受ける鋼 I 桁高力ボルト継手部を対象に開発した弾塑性有限要素法により、I 桁継手部のすべりに対するフランジと腹板の協働作用について明らかにする試みを行った。さらに、フランジの降伏強度およびすべり強度をパラメータとした解析を行うとともに、これらの諸元が継手の挙動に与える影響について考察を行い、I 桁継手部の特徴を活かした合理的なすべり強度の評価法について検討した。

Key Words : HSFSG bolted joint, plate-girder, FEM, slip strength, yield strength

1. まえがき

鋼 I 桁高力ボルト継手に関して現行の設計法¹⁾では、曲げによる作用力に対してフランジ継手と腹板継手は個別に設計している。そして、腹板継手のボルト本数および配置は上下端部のボルト行が負担する曲げによる作用力によって決定することとしている。現在まで、高力ボルト継手のすべり強度不足に起因する事故例は報告されておらず、その設計法の安全性は保証されていると考えることができるが、実際の挙動との整合性については、従来からその不備な点が指摘されている。たとえば、I 桁の継手の曲げに対するすべり挙動はフランジと腹板とが独立したのではなく、両者が協働的に機能している²⁾ことなどである。この点に着目し、秋山らは実験的にフランジと腹板とのすべりの協働作用を明らかにし³⁾、さらに曲げを受ける I 桁継手のすべり強度の評価法を提案している⁴⁾。この評価法を用いることにより、継手部をより合理的、経済的に設計することが可能となる。しかしながら、解析的な検討を行った研究はほとんど報告されておらず、数種の実験

データだけで曲げを受ける I 桁継手のすべり挙動が全て明らかになったとは言い難い。実験的な評価も当然のことながら重要ではあるが、実験結果に対する確証を得るとともに、より詳細な強度評価を行うためには解析的研究は必要不可欠である。そこで本研究では、解析的に曲げを受ける I 桁継手部のすべり強度特性について明らかにする試みを行った。

2. 解析手法

(1) 概要

解析プログラムとしては、高力ボルト摩擦接合継手を対象として開発された弾塑性有限変位解析プログラム^{5),6)}を用いる。要素は摩擦接合継手を構成するボルト孔、高力ボルトおよび座金などの複雑な形状をモデル化するため、20 節点アイソパラメトリック立体要素を用い、材料は等方等質性とし、von Mises の降伏条件および Prandtl-Reuss の塑性流れ則に従うものとする。弾性域および降伏棚に対し bi-linear で、ひずみ硬化域に対しては B-n 曲線で近

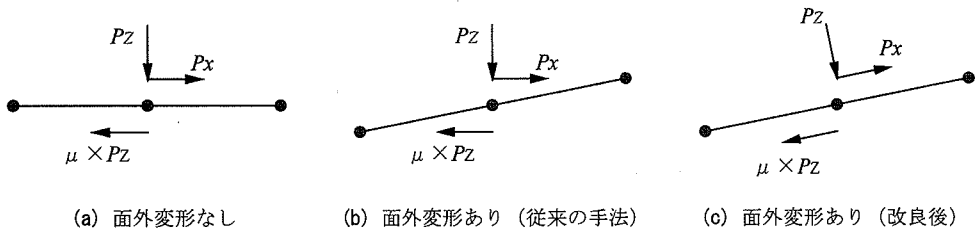


図-1 すべり機構のモデル

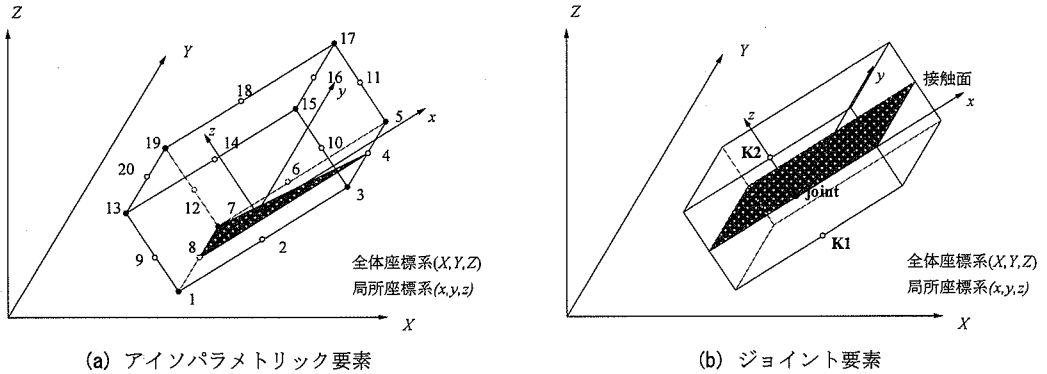


図-2 全体座標系 X-Y-Z と局所座標系 x-y-z

似する⁷⁾。本解析プログラムは、鋼板の塑性化にともなうボルト軸力の減少や、鋼板の全接触面にジョイント要素を導入することにより、摩擦面の固着、すべり、剥離といった継手特有の挙動を表現することが可能となっている。ジョイント要素は、摩擦面に作用する力の向きおよび座標により剥離状態を判定する。また、固着状態では摩擦面の接触圧力に応じて摩擦抗力が非線形に変化するとともに、摩擦面の力学状態に応じて Coulomb の摩擦則に従いすべり状態の判定を行っている。解析プログラムの機能性および実際の現象との整合性は既往の研究^{5)・9)}により確認している。しかしながら、既往の解析手法^{5)・6)}は引張側フランジのみを対象としているため、曲げを受ける I 桁継手部全体のすべり挙動を解析するためには少なくとも以下に示す2つの機能を付け加える必要がある。

(2) 面外変位が生じるフランジ継手部でのすべり機構のモデル化

アイソパラメトリック要素を用いて有限要素解析を行う場合、親要素を全体座標系に写像することによって全体座標系の剛性方程式が直接的に得られるが、通常、等方性材料の場合、形状節点座標を定義した座標系は全体座標系に一致するため局所座標系の導入は行う必要がない¹⁰⁾。

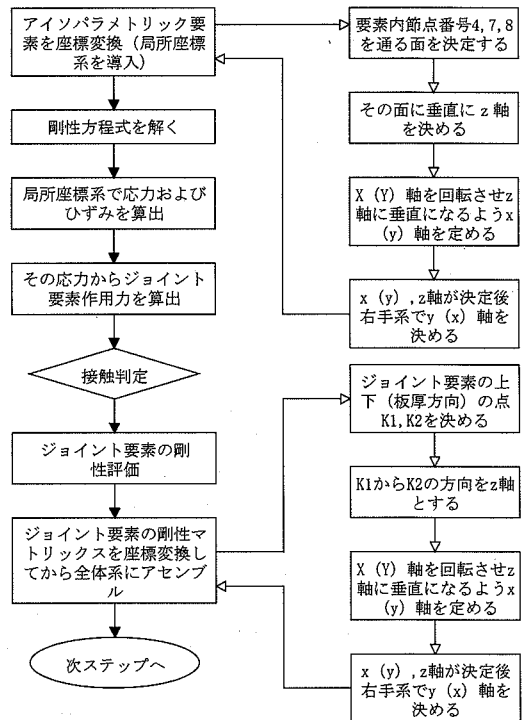


図-3 座標変換フロー

既往のジョイント要素⁵⁾は、接触判定や剛性評価を局所座標系と全体座標系が等しいという仮定で行っている。よって、曲げを受けるI桁継手部のすべり挙動解析を行う場合、桁のたわみによりフランジ部に面外方向の変位が生じた際に解析精度が著しく悪くなる恐れがある(図-1)。基本的にジョイント要素の接触判定は、局所座標系での板厚およびせん断方向で評価すべきであり、フランジ継手部については少なくとも直交座標系での座標変換が必要となる。図-2に全体座標系 $X-Y-Z$ と局所座標系 $x-y-z$ の模式図を、図-3に局所座標系導入に関するフローを示す。なお、座標変換の妥当性の検証においては、引張力のみが作用する摩擦接合継手を対象に解析モデルの全体座標系に対する傾きが異なるモデルを数種解析し、その結果が等しくなることをもって評価している。全ての解析結果ですべり強度は殆ど一致する結果となった。

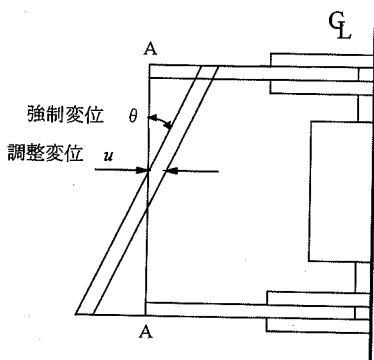


図-4 純曲げ荷荷方法

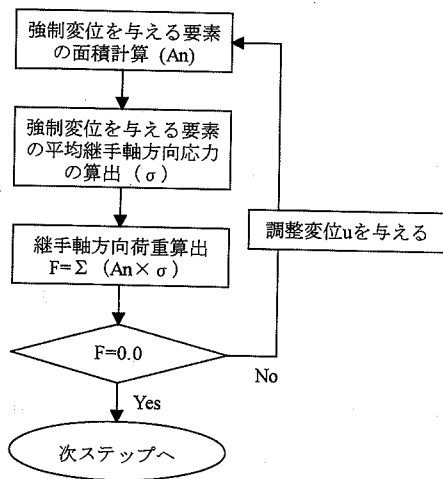


図-5 調整変位フロー

(3) 強制変位による純曲げ状態のモデル化

継手部に作用する外力としては、フランジと腹板のボルトに初期軸力を導入した後、強制変位により継手部を純曲げ状態とする。図-4に示すように載荷辺 A-A は平面保持の仮定が成立するものとして、強制回転角 θ を与えて純曲げ状態とする。強制回転角のみではフランジ部での部分すべりや局所的降伏現象などにより 2 次元的な軸方向力が発生するため、調整軸方向変位 u を与え、2 次的軸方向力を解消させる。作用モーメント M は載荷辺上の節点の軸方向節点力に基準点からの距離を乗じ、断面について積分することにより計算される。図-5にフローチャートを示すが、2 次的軸方向力 F が零とみなせる値になるまで収束計算を行っている。

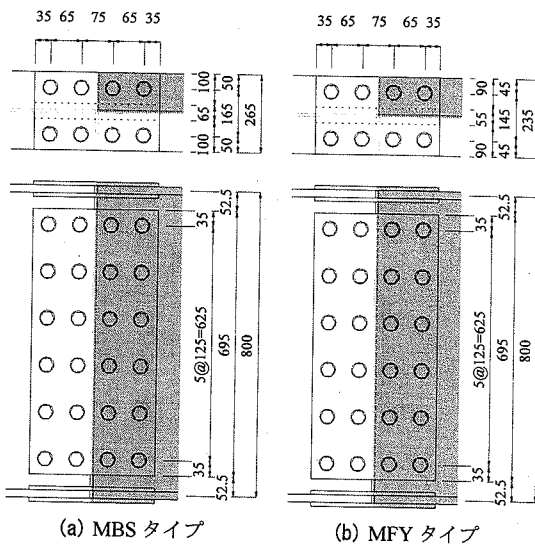
表-1 供試体断面諸元

		MBS すべり先行型	MFY 複合型
腹板	高さ (mm)	800	800
	板厚 (mm)	6	6
フランジ	幅 (mm)	265	235
	板厚 (mm)	14	12
曲げモーメント	M_{SL}^* (kN·m)	511.6	538.0
	M_{Yg}^* (kN·m)	843.8	677.2
	M_{Yn}^* (kN·m)	696.8	543.9

M_{SL}^* : すべりモーメント (公称値)

M_{Yg}^* : フランジ総断面降伏モーメント (公称値)

M_{Yn}^* : フランジ純断面降伏モーメント (公称値)



(a) MBS タイプ

(b) MFY タイプ

図-6 妥当性検証モデル

3. モデル化の妥当性検証

(1) 対象実験供試体

本研究で開発した曲げを受ける鋼 I 桁高力ボルト摩擦接合継手部のすべり挙動解析プログラムの機能を検証するため、文献3)に示されている実験供試体を対象に解析を試みた。表-1に断面諸元を、図-6に解析モデルを示す。解析モデルは、供試体の対称性を考慮して1/4を解析対象としている。使用鋼材はSS400(降伏強度:235N/mm²)である。供試体の設計については、道路橋示方書¹⁾の規定に準拠し、桁断面の強度が少なくとも降伏強度を確保するものとして、各板要素の幅厚比が決定されている。また、荷重が断面の局部座屈強度に達する前に、ボルト継

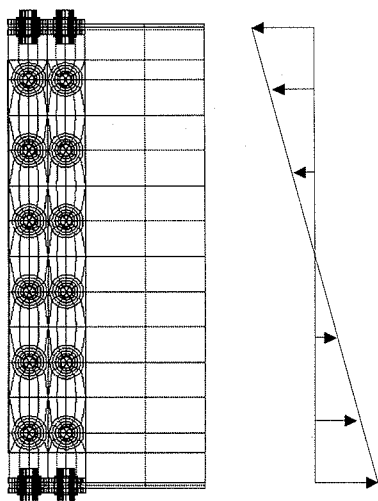


図-7 要素分割概要

手においてすべりが生じるようにボルトの本数および配置が決定されている。なお、表中の公称値とは、現行設計法に従い曲げによる作用力に対してフランジ継手とウェブ継手を個別に設計して算出した値である。

すべりとフランジの降伏について、以下の2タイプとした。

- MBSタイプ:継手において引張フランジの降伏が発生する前に、すべりが生じる。
- MFYタイプ:継手においてすべりと引張フランジの降伏がほぼ同時に発生する。

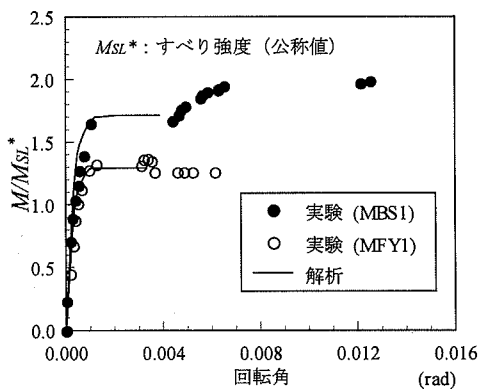
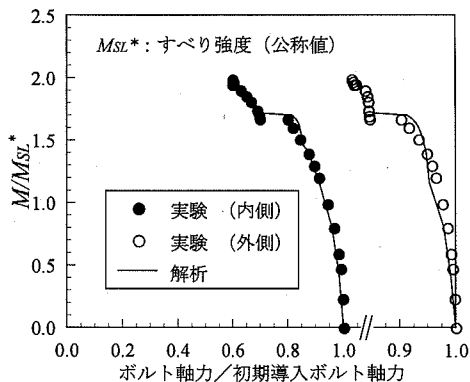


図-8 荷重-回転角関係(実験との比較)

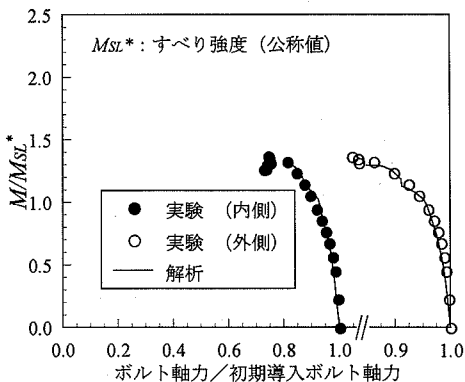
表-2 すべり強度(実験との比較)

	MBS1	MFY1
公称値	511.6	538.0
実験値	858.5	721.3
解析値	872.6	695.8

(単位: kN・m)



(a) MBSタイプ



(b) MFYタイプ

図-9 下フランジにおける荷重-ボルト軸力関係(実験との比較)

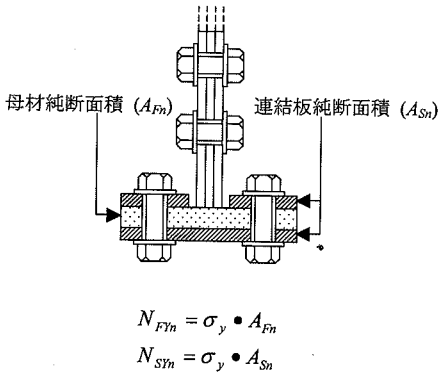


図-10 フランジ純断面積

MBS タイプはI桁の継手におけるすべり強度を調べることに着目したモデルである。MFY タイプは実際の継手の設計においてすべり強度とフランジの降伏強度が等しくなる場合を想定して、両者の強度がほぼ等しくなるように設計したモデルである。

(2) 要素分割と境界条件

図-7に要素分割の概要を示す。解析対象は、極力自由度を少なくするために継手および荷重の対称性を利用して、各中央面に垂直な方向の変位を拘束することにより、継手全体の1/4モデル(図-6のハッチ部)とする。本解析モデルの母材と連結板、連結板と座金の全接触面には、ジョイント要素を挿入する。外力としては初期ボルト軸力導入後、継手部が純曲げ状態になるように継手端部に強制回転角を与える。

(3) 解析例および実験との比較

図-8、図-9、表-2に実験と解析の比較を示す。なお、本研究ではボルト孔とボルト軸の支圧後の挙動は解析対象としていない。また、図-9では引張側フランジ継手部を対象に母材突き合わせ部側を内側、連結板端部側を外側ボルト列としており、図の横軸は内側と外側ボルトの軸を重ねて図示している。

荷重-回転角関係を見ると、MBSでは $M/M_{SL}^* = 1.7$ 付近、MFYでは $M/M_{SL}^* = 1.3$ 付近で主すべりが発生し、この時点での荷重に対する解析誤差は実験値に対し3.0%以下となっている。解析ではフランジに挿入した全ジョイント要素がMBSでは $M/M_{SL}^* = 1.3$ 付近、MFYでは $M/M_{SL}^* = 1.1$ 付近ですべりもしくは剥離状態に達している。しかしながら、腹板に挿入したジョイント要素には固着部分が残っているため、主すべりが発生することなく荷重は増加し、その後、主すべりに至っている。

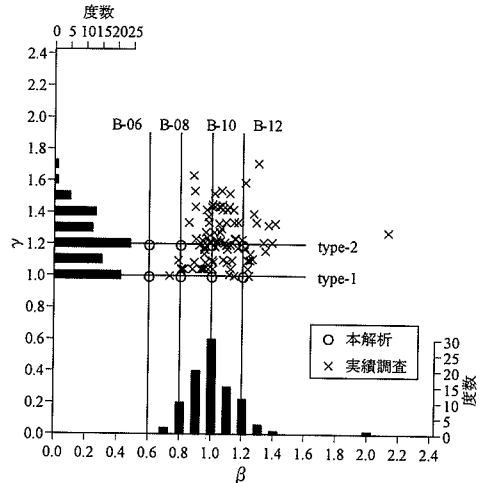


図-11 鋼I桁フランジ継手の β 、 γ の実績調査

下フランジにおける荷重-ボルト軸力関係を見ると、実験値と解析値は良好に一致しており、主すべり発生時におけるボルト軸力に対する解析誤差は3.0%以下となっている。内側ボルト、外側ボルトともにMBSでは $M/M_{SL}^* = 1.3$ 付近、MFYでは $M/M_{SL}^* = 1.1$ 付近で荷重-ボルト軸力関係の曲率に変化する傾向が解析結果から見られる。この原因としては、フランジがすべり限界に達したことにより、腹板に力の流れ込みが発生したことが考えられる。

以上のことより、継手の設計諸元や限界状態に左右されない解析手法の妥当性が確認できた。また、すべり強度は解析値、実験値ともにMBSタイプで公称値 M_{SL}^* の約1.7倍、MFYタイプで約1.3倍となっており、現行設計法がかなり安全側の設計となっていることを確認した。

4. フランジ断面諸元がすべり挙動および限界強度に与える影響

(1) 解析モデル

高力ボルト摩擦接合継手の限界状態はすべり強度と母材降伏強度の比により大きく影響されることが知られている^{8), 11)}。また、連結板と母材の降伏強度の比は継手の剛性および破壊形態に影響を与えることが考えられる⁸⁾。そこで、解析モデルに対するパラメータとして、フランジのすべり強度・母材降伏強度比 β および連結板・母材降伏強度比 γ を用いる。 β および γ は次式により定義する。

$$\begin{cases} \beta = N_{SL} / N_{FFn} \\ \gamma = N_{SFn} / N_{FFn} \end{cases} \quad (1)$$

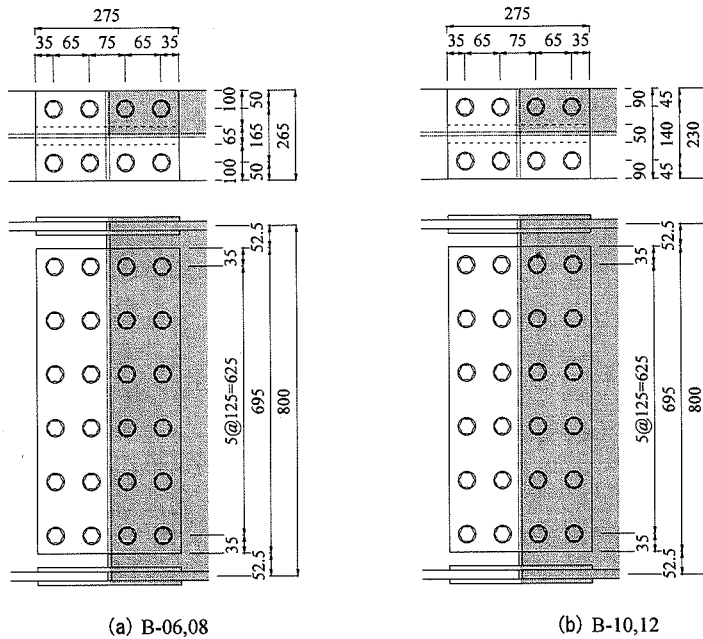


図-12 解析モデル

表-3 モデル諸元

シリーズ名	B-06		B-08		B-10		B-12		
	type-1	type-2	type-1	type-2	type-1	type-2	type-1	type-2	
フランジのボルト本数 (本/片側)	4		4		4		4		
腹板	高さ (mm)	800		800		800		800	
	板厚 (mm)	6		6		6		6	
フランジ	幅 (mm)	265		265		230		230	
	板厚 (mm)	16		14		11		10	
	連結板厚 (mm)	10	12	9	10	7	8	6	7
曲げモーメント	M_{SL}^* (kN·m)	548.7		559.9		603.7		617.5	
	M_{Yg}^* (kN·m)	1001.5		894.1		657.4		611.3	
	M_{Yn}^* (kN·m)	831.4		742.2		528.8		491.7	
パラメータ	$\beta = N_{SL} / N_{Ftn}$	0.66		0.75		1.14		1.26	
	$\gamma = N_{Sfn} / N_{Ftn}$	1.07	1.28	1.10	1.22	1.10	1.26	1.04	1.21

M_{SL}^* : すべりモーメント (公称値)

M_{Yg}^* : フランジ総断面降伏モーメント (公称値)

M_{Yn}^* : フランジ純断面降伏モーメント (公称値)

N_{SL} : フランジすべり強度 (公称値)

N_{Sfn} : フランジ連結板純断面降伏強度 (公称値)

N_{Ftn} : フランジ母材純断面降伏強度 (公称値)

ここで、 N_{SL} はすべり強度の公称値、 N_{Ftn} は母材純断面降伏強度の公称値、 N_{Sfn} は連結板純断面降伏強度の公称値である (図-10 を参照)。以後、本論文ではすべり強度 N_{SL} に対して母材の降伏強度 N_{Ftn} が余裕のある設計となっている $\beta \leq 1.0$ の継手をすべり先行型、逆に $\beta > 1.0$ の継手を降伏先行型と呼ぶ。

図-11 に鋼 I 桁の摩擦接合継手部フランジの実績調査から算出した β および γ の分布を示す。解析モデルとしては、実績調査の分布を反映するように、 β の値を 0.6~1.2、 γ の値を 1.0~1.2 の範囲で考

る。本論文は、すべり強度の評価法を提案することを目的としており、 γ が 1.2 を超える範囲については、連結板の補強効果により、すべり強度がむしろ増加する傾向が認められるため⁸⁾、本解析ケースの範囲から除外した。

$\gamma=1.0$ のモデルを type-1 とし、 $\gamma=1.2$ のモデルを type-2 とする。また、 $\beta=0.6$ のモデルを B-06 とし、 β の値を 0.2 間隔で変化させ、順に B-08, B-10, B-12 とする。

図-12 に解析モデルの概要、表-3 に解析モデルの

諸元を示す。

高力ボルトは等級 F10T, サイズ M20, 鋼材は鋼種 SS400 を使用する。初期導入ボルト軸力は、各モデルの全ての高力ボルトに対して、道路橋示方書の規定値 165kN の 1 割り増し 182kN を導入する。解析パラメータとなる β , γ の値に基づいて板厚を決定しているため、フランジ厚は 10~16mm, フランジの連結板厚は 6~14mm の範囲で変化させている。腹板厚および腹板の連結板厚については 6mm で固定している。

各モデルの母材降伏強度 $N_{F_{Yn}}$ および連結板降伏強度 $N_{S_{Yn}}$ の算出に際しては、降伏応力度 $\sigma_y=245\text{N/mm}^2$ を用いる。同様に弾性係数は $2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$, ポアソン比は 0.3 とする。

解析対象は、継手および載荷荷重の対称性を利用して、各中央面に垂直な方向の変位を拘束することにより、継手全体の 1/4 モデルとする。外力としては初期ボルト軸力導入後、継手部が純曲げ状態になるように継手端部に強制回転角を与える。

(2) 荷重一回転角関係

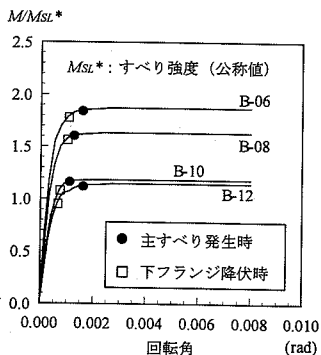
図-13 に荷重一回転角関係を示す。図-13(a), (b) は各々 type-1, type-2 に対応する。図の縦軸は載荷荷重 M をすべり強度の公称値 M_{SL}^* で無次元化した値 M/M_{SL}^* , 図の横軸は中立軸の部材回転角を表す。また図中のマークは、それぞれの荷重一回転角関係に対応した主すべり発生時および下フランジの母材断面欠損部での降伏時を表す。主すべりの定義については、荷重一回転角関係の線形が大きく崩れ、載荷荷重 M が上昇しなくなる点（本解析では、上下フランジおよび腹板上下端のボルト付近のジョイント要素が全てすべりもしくは剥離状態になる点）を主すべり発生時とする。以下、主すべり発生時の荷重を

すべり強度として M_{SL} , 下フランジの母材断面欠損部での降伏荷重を降伏強度として M_{Yn} と称する。

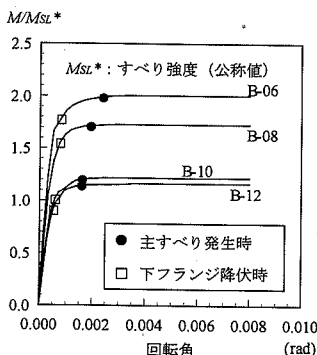
全ケースを通じて、下フランジの母材断面欠損部で降伏が生じた後に主すべりが発生しており、フランジの降伏と部分すべりが連成する挙動となっている。

引張側フランジのみを対象とした既往の研究⁸⁾によると、すべり強度に対して母材の降伏強度が余裕のある設計となっている継手では、母材が弾性範囲内の健全な状態で主すべりが発生するという報告がなされている。しかし、I 桁継手全体を対象とした本解析では、すべり強度に対して母材の降伏強度が余裕のある設計となっているはずの B-06 ($\beta=0.66$), B-08 ($\beta=0.75$) でも母材断面欠損部での降伏が先行している。これは、解析で得られたすべり強度 M_{SL} が現行設計法¹⁾によって算出された公称値の M_{SL}^* を大きく上回り、さらには母材純断面降伏強度の公称値 M_{Yn}^* (B-06 : $=1.5M_{SL}^*$, B-08 : $=1.3M_{SL}^*$) をも上回ったためである。 $\beta > 1.0$ の B-10 ($\beta=1.14$), B-12 ($\beta=1.26$) に着目すると、B-06, B-08 で見られたような大きなすべり強度の上昇はなく $M/M_{SL}^*=1.1 \sim 1.2$ で主すべりが発生している。

γ の値により比較すると、type-2 ($\gamma=1.20$ 程度) では type-1 ($\gamma=1.00$ 程度) よりもフランジの母材降伏による部分すべりの影響が顕著となっている。これは、type-2 では母材に比べ連結板の降伏強度が大きいいため、降伏が主に母材に集中したためである。また、type-1 は type-2 よりも主すべり発生時の荷重 M_{SL} が若干小さい。これは、 γ が小さくなるほど連結板の板厚減少や局所的降伏によってボルト軸力抜けが促進されるためであると考えられる。



(a) type-1 ($\gamma=1.0$ 程度)



(b) type-2 ($\gamma=1.2$ 程度)

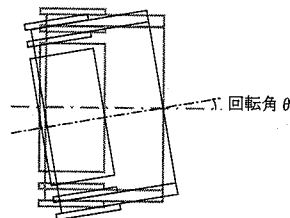


図-13 荷重一回転角関係

(3) 摩擦面の接触状況

図-14にB-06のtype-1 ($\beta=0.66$, $\gamma=1.00$ 程度)の母材と連結板の接触状況を示す。図-14(a)は主すべり直前、図-14(b)は主すべり発生時での接触状況である。図では、固着、すべり、剥離の3領域を色分けして示している。

主すべり発生直前では、下フランジには固着領域は存在せず、全てすべりもしくは剥離状態となっている。しかし、上フランジおよび腹板の上下端のボルト孔付近には固着領域が若干残っており、この時点で主すべりが発生することはない。

主すべり発生時に着目すると、腹板中央のボルト孔付近には固着領域が存在しているものの、上下フランジおよび腹板の上下端のボルト孔付近では全てすべりもしくは剥離状態となっている。つまり、フランジもしくは腹板端部で単独にすべり限界に達した時点で主すべりが発生することはなく、I桁継手部全体としてのすべり抵抗が限界に達した時点で主すべりが発生することを示している。すなわち、フランジ継手と腹板継手はすべりに対して協働的に機能している。

腹板に着目すると、主すべり発生直前では剥離状態にあったにもかかわらず、主すべり発生時ではすべり状態となっている箇所が存在する。これは、上下フランジがすべり限界に達したことにより、腹板に力の流れ込みが発生し、剥離状態にあった箇所(鋼板と鋼板が離れている場合や、ほぼ0に近い小さな圧縮力が作用している箇所)で解析上剥離状態と判定されている)が再び接触状態と判定され摩擦力を伝達するようになったためである。

(4) 応力分布

図-15に主すべり発生時における上下フランジおよび腹板の断面中央の応力分布を示す。下フランジについては連結板の応力分布も図化している。応力は相当応力を降伏応力で無次元化した値である。また、図中の黒塗りの部分が降伏領域である。図-15(a)はB-06のtype-1 ($\beta=0.66$, $\gamma=1.00$ 程度)、図-15(b)はB-12のtype-1 ($\beta=1.26$, $\gamma=1.00$ 程度)に対応する。

一般に、母材は外側ボルト列の断面欠損部から、連結板は内側ボルト列の断面欠損部から降伏する。

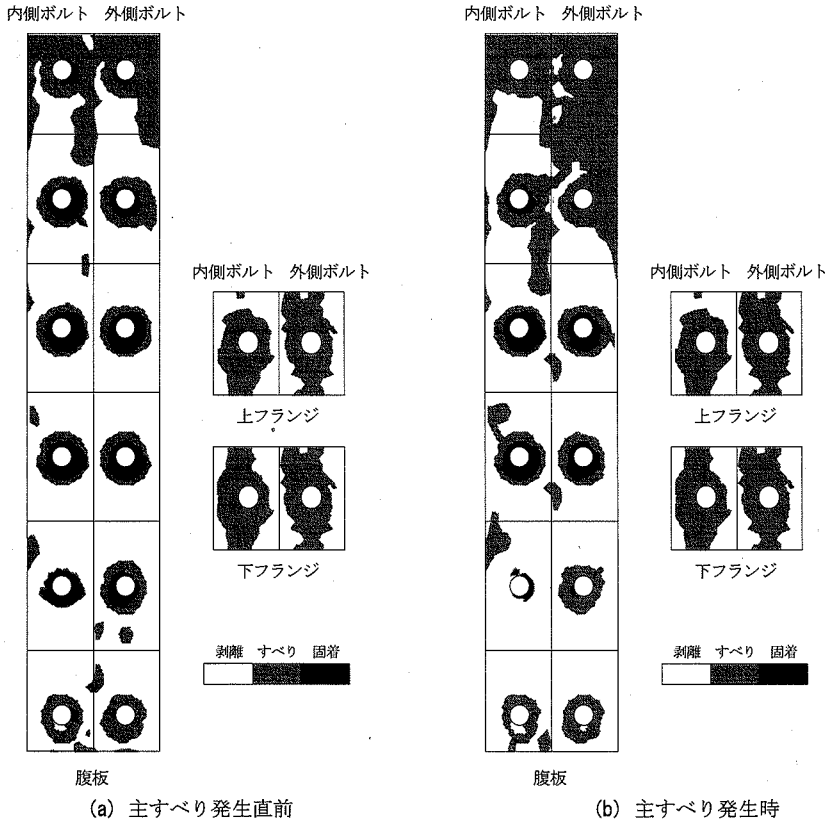


図-14 母材と連結板の接触状況 (B-06 type-1)

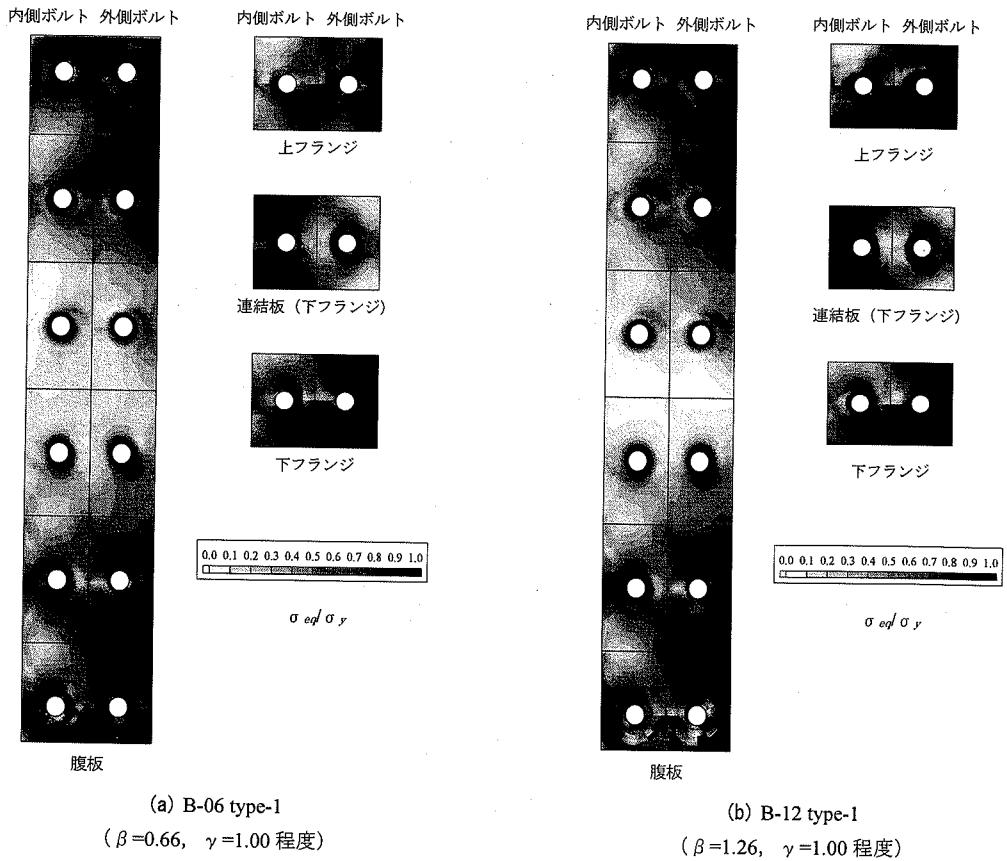


図-15 応力分布 (主すべり発生時)

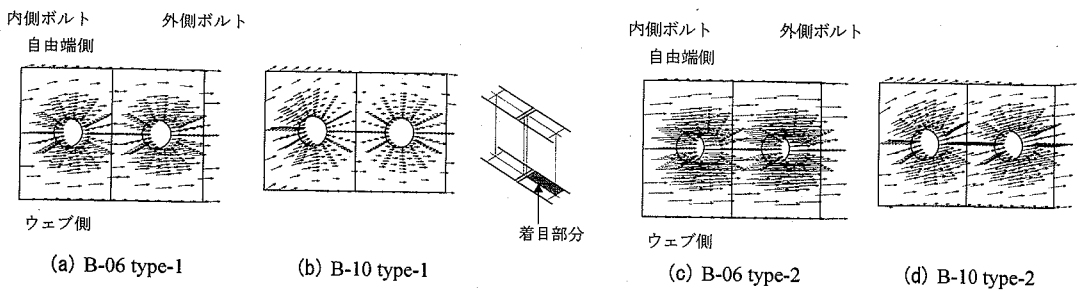


図-16 主すべり発生時における下フランジの母材と連結板の相対変位 ($\times 20$)

図示した解析ケースは γ が1.00程度のものであるが、設計上母材に比べ連結板の降伏強度が若干大きくなっており、下フランジの降伏は主に母材に集中している。

B-06 はフランジの降伏よりも主すべりが先行するように設計したモデルであるが、前述したように、解析で得られたすべり強度 M_{SL} がモデル設定時の公称値 M_{SL}^* を大きく上回り、さらには母材純断面降伏強度の公称値 M_{Yn}^* をも上回っている。よって、主す

べり発生時においてフランジの降伏が確認されている。

B-12 はフランジの降伏が主すべりよりも先行するように設計したモデルである。そのため、フランジの降伏領域は B-06 よりも広範囲にわたって存在している。

腹板の応力分布を B-06 と B-12 とで比較すると、若干 B-12 の応力が大きい、腹板の断面諸元は本解析では全てのモデルで統一しているため、それほど

大きな差は認められない。

(5) 相対変位

図-16 に主すべり発生時における下フランジの母材と連結板の相対変位を、継手原形上にベクトル表示したものを示す。変位は継手原形の縮尺に対し20倍に拡大して示しており、図中には変位量に対する目盛りを記入している。図-16(a), (b)は type-1 の B-06, B-10 に、図-16(c), (d)は type-2 の B-06, B-10 に対応する。

全てのケースで変位が生じている領域が接触面全域へと広がっており、主すべりが発生しているのが確認できる。

γ の値により比較すると、 $\gamma=1.0$ 程度の type-1 に比べ $\gamma=1.2$ 程度の type-2 の変位が大きい。これは、荷重一回転角関係(図-13)で見られた主すべり発生直前の部分すべりの影響が顕著に現れているものと考えられる。

β の値により比較する。B-10 ($\beta=1.14$) では内側ボルト列断面欠損部の外側で、連結板の降伏の影響

によりフランジ自由端側へ大きく歪むような相対変位が生じている。この傾向は B-10 の type-1 で最も明瞭に現れている。一方、B-06 ($\beta=0.66$) では鋼板の降伏による局所的な大きな変位はさほど生じておらず、B-10 に比べると鋼板が比較的健全な状態で主すべりが発生したことが分かる。

(6) 伝達せん断力分布

図-17 に上下フランジおよび腹板の各ボルト行の1ボルト1摩擦面あたりに作用する伝達せん断力分布を示す。ここでの伝達せん断力とは、各ボルト行の接触面に挿入したジョイント要素に作用するせん断方向の力の絶対値を足し合わせて、各々のボルト本数および摩擦面数で平均化したものである。

図-17(a)は B-06 の type-1 に、図-17(b)は B-12 の type-1 に対応する。図中の点線は1ボルト1摩擦面あたりの伝達力の公称値(66kN)を表す。また、図中には、載荷荷重 M とすべり強度 M_{SL} の比 M/M_{SL} を記載している。

B-06 ($\beta=0.66$)、B-12 ($\beta=1.26$) とともに、載荷荷

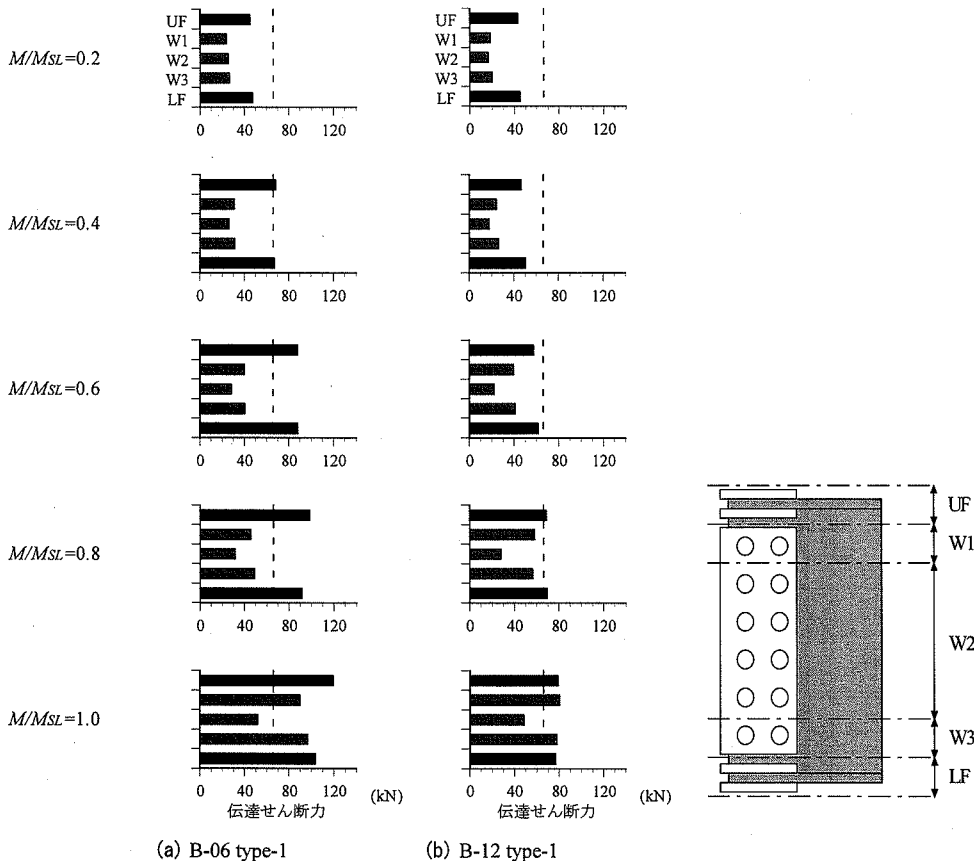


図-17 伝達せん断力分布 (1ボルト1摩擦面あたり)

重 M が小さい段階では上下フランジが分担する伝達せん断力が大きく、荷重の増加にともないその傾向は顕著となる。しかし、載荷荷重とすべり強度の比 M/M_{SL} が 0.6 程度を超えると、B-06 と B-12 とで伝達せん断力の分布形状が異なってくる。

B-06 については、上下フランジの伝達せん断力は公称値を上回っても、限界に達することはなくその後も上昇を続け、主すべり発生時 ($M/M_{SL}=1.0$) には公称値の 1.7~2.0 倍の伝達せん断力を受け持つこととなる。つまり、すべりに対するフランジと腹板の協働作用を十分に発揮し、フランジに作用する伝達せん断力の一部を腹板が分担していると考えられることができる。また、主すべり発生直前に腹板継手部への力の流れ込みが発生し、主すべり発生時には腹板の上下端のボルト行で公称値の 1.3~1.5 倍の伝達せん断力を受け持っている。腹板中央のボルト行には大きな力は作用していない。

B-12 では、上下フランジの伝達せん断力が公称値を上回ると、上下フランジで大きな伝達せん断力を受け持つことができなくなり、伝達せん断力の分担は徐々に腹板継手部へと移行していく。この腹板への力の流れ込みは B-06 よりも早期に発生している。また、主すべり発生時において、上下フランジおよび腹板上下端のボルト行では公称値の 1.2 倍程度の伝達せん断力しか受け持つことができず、すべりに対するフランジと腹板の協働作用は B-06 よりも小さい。

B-12 ($\beta=1.26$) はすべりよりもフランジの降伏が先行するように設計したモデルであるため比較的早い段階でフランジが降伏する。すなわち、載荷荷重 M が大きくなるほどポアソン効果によるボルト軸力の減少も大きくなり、すべりに対する抵抗力が低下していく。B-06 ($\beta=0.66$) はフランジの降伏よりもすべりが先行するように設計したモデルである。よ

って、すべりに対する抵抗力はほとんど低下しない。これが、B-06 と B-12 とで荷重伝達機構に大きな差が生じた原因だと考えられる。

5. 協働作用を考慮したすべり強度評価法

(1) 現行設計法とその問題点

図-18 に道路橋示方書¹⁾による設計値と本解析結果(過去に行われた実験結果³⁾も併記する)を比較したものを示す。図中の点線は設計値、●マークは解析結果、□マークは実験結果を表す。解析と実験とでは降伏強度が異なるが、両者の比較は β が 0.75 以下の範囲で行われており、すべり耐力に対する降伏強度の影響が少ないため傾向的に良い一致を示している。

第4章でも述べたが、フランジ継手と腹板継手はすべりに対して協働的に機能している。また、図-17からも明らかに、フランジ継手がすべり先行型(B-06, B-08)の場合、協働作用を十分に発揮しフランジおよび腹板上下端に作用する伝達力は公称値を大きく上回る。よって、すべり強度も設計値を大きく上回る。逆に、フランジ継手が降伏先行型(B-10, B-12)の場合、すべりに対する協働作用は小さく、フランジおよび腹板上下端に作用する伝達力も公称値付近で限界に達する。よって、すべり強度も設計値付近の値をとる結果となっている。

(2) 既往の評価法

フランジ継手がすべり先行型($\beta \leq 1.0$)の場合、フランジと腹板のすべりに対する協働作用が十分に発揮されるため、その特徴を活かした合理的なすべり強度評価法を確立させる必要がある。協働作用を積極的に利用した既往のすべり強度の評価法には、

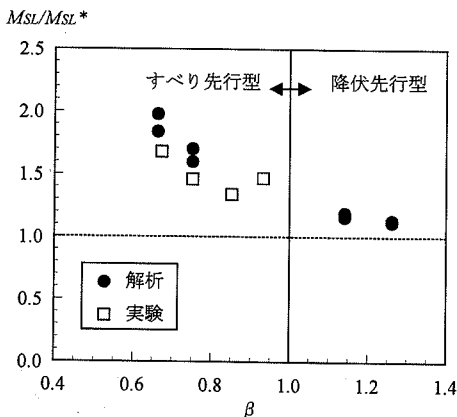


図-18 現行設計法との比較

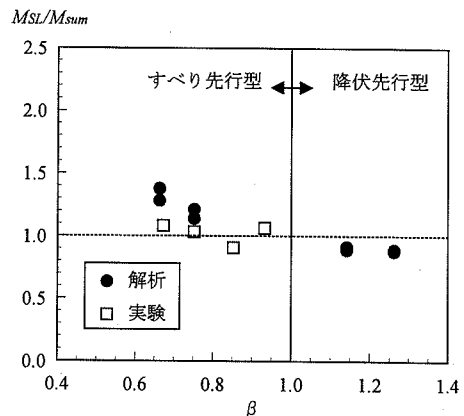


図-19 名建式総すべりモーメントの精度

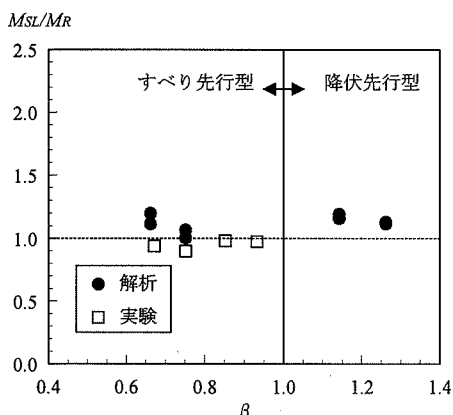


図-20 本評価法の精度

秋山式すべり抵抗モーメント⁴⁾がある(付録参照)。秋山式ではボルト1本あたりのすべり抵抗力の算出について、すべり強度・母材降伏強度比 β (=[すべり強度の公称値 N_{SL}]/[母材純断面降伏強度の公称値 N_{Fy}])に基づくすべり係数 μ ¹¹⁾を用いており、すべりに対する母材の降伏の影響を考慮している。しかし、この評価法は式が多少複雑であり、特に腹板のすべり係数 μ を算出する際に収束計算が必要である。

JH 名古屋建設局で提案されている名建式総すべりモーメント M_{sum} ^{12), 13)}は秋山式すべり抵抗モーメントを設計上の簡便さを考慮して修正したものである。基本的には秋山式と同様のものだが、すべり係数 μ を一律0.4としている。図-19に本解析結果および既往の実験結果³⁾から得られたすべり強度 M_{SL} を名建式総すべりモーメント M_{sum} で無次元化したものを示す。名建式はすべり係数 μ を一律0.4としているため、 β が小さい範囲の継手では秋山式(付録参照)に比べて安全側の評価となっている。

(3) すべり強度評価法の提案

すべり強度の評価法については、上述した秋山式すべり抵抗モーメントを基本とし、その問題点を克服させるため若干の修正を加える。ここで提案するすべり強度の評価法をすべり抵抗モーメント M_R と定義する。

フランジ継手が降伏先行型($\beta > 1.0$)の場合、フランジと腹板のすべりに対する協働作用は小さい。よって、道路橋示方書の規定に基づいて算出させることとする。

フランジ継手がすべり先行型($\beta \leq 1.0$)の場合、フランジと腹板のすべりに対する協働作用が十分に発揮される。よって、秋山式すべり抵抗モーメントを採用することとする。秋山式すべり抵抗モーメン

トは、すべり係数 μ を算出する式が多少複雑である。

下フランジと上フランジとはすべり発生時のボルト軸力が異なるため、すべり強度が異なる。そういった理由から秋山式すべり抵抗モーメントでは上下フランジで個別のすべり係数 μ を用いているが、このことは局部的なことであり、腹板継手が上下フランジの継手が別々にすべりだそうとするのをまとめる働きをする²⁾。本解析でも、上下フランジはほぼ同時にすべり限界に達していた。よって、上下フランジで同様のすべり係数 μ を用いることとする。

図-17を見ると、主すべり発生時において腹板ボルトに作用している伝達力の平均はフランジのものよりも小さく、公称値(すべり係数0.4)を若干上回る程度であった。また、道路橋示方書¹⁾の規定値0.4をすべり係数の下限値と考え、安全側に評価する意味でも腹板のすべり係数を0.4とした。

ここでは、上述した理由や設計上の簡便さを考慮してすべり係数 μ を修正した。以下に曲げを受けるI桁継手部のすべり強度評価法の提案式をまとめる。

フランジ継手がすべり先行型($\beta \leq 1.0$)の場合、協働作用を考慮したすべり抵抗モーメントを用いる。

$$M_R = \Sigma(r_i \times \rho) \quad (2)$$

$$\rho = \mu \times N \times m \times n \quad (3)$$

ここに、 r_i : 中立軸から高力ボルト位置までの距離

ρ : 各ボルト継手のすべり抵抗力

μ : すべり係数

N : ボルト軸力

m : 摩擦面数

n : ボルト本数

式(3)のすべり係数 μ については以下のように設定する。なお、摩擦面の処理状態としては、道路橋示方書で規定される黒皮除去後の粗面を想定している。

フランジ継手部

$$\begin{cases} \beta \leq 0.7 \text{ の場合} : \mu = 0.5 \\ \beta > 0.7 \text{ の場合} : \mu = 0.5(1.28 - 0.4\beta) \end{cases} \quad (4)$$

腹板継手部

$$\mu = 0.4 \quad (5)$$

フランジ継手部が降伏先行型($\beta > 1.0$)の場合、道路橋示方書¹⁾の規定に準ずる。

上記のように評価したすべり強度と本解析結果(過去に行われた実験結果³⁾も併記する)を比較したものを図-20に示す。本評価法と解析結果および

実験結果はよく一致しており、曲げを受ける鋼 I 桁継手部のすべり強度を精度よく評価できていると言える。

6. まとめ

本研究では、曲げを受ける鋼 I 桁高力ボルト継手部のすべり挙動を解析的に明らかにする試みを行った。さらに、フランジのすべり強度・母材降伏強度比 β を 0.6~1.2, 連結板・母材降伏強度比 γ を 1.0~1.2 の範囲でパラメトリック解析を行い、すべりに対するフランジと腹板の協働作用を考慮したすべり強度の評価法について検討した。本解析の範囲から、得られた知見は以下の通りである。

- 1) 既往の解析手法を機能拡張することにより、曲げを受ける I 桁ボルト継手部のすべり挙動解析プログラムを開発した。設計諸元の異なる既往の実験結果との比較解析を行った結果、実験結果と解析結果の差は 3.0% 以下となっており、継手の設計諸元や限界状態に左右されない解析手法の妥当性が確認できた。
- 2) 曲げを受ける I 桁継手部のすべり強度について、フランジ継手部がすべり先行型 ($\beta \leq 1.0$) の場合は公称値の 1.6~2.0 倍, 降伏先行型 ($\beta > 1.0$) の場合は 1.1~1.2 倍となっており、現行の道路橋示方書の規定に基づく設計法では、フランジ継手部がすべり先行型 ($\beta \leq 1.0$) の場合、解析値や実験値に比べて設計値が強度を過小評価することとなる。
- 3) フランジもしくは腹板端部で単独にすべり限界に達した時点で主すべりが発生することではなく、I 桁継手部全体としてのすべり抵抗が限界に達した時点で主すべりが発生することを確認した。すなわち、フランジ継手と腹板継手はすべりに対して協働的に機能していると考えられる。
- 4) フランジ継手部の断面諸元の違いにより、曲げを受ける I 桁継手部の荷重伝達機構に大きな差が生じることが確認できた。フランジ継手部がすべり先行型の場合 ($\beta \leq 1.0$)、すべりに対する協働作用を十分に発揮し、フランジに作用する伝達せん断力の一部を腹板が分担していると考えられる。また、腹板上下端でも公称値を大きく上回る伝達せん断力を分担できる。
- 5) 本解析結果および過去の実験結果、さらには既往のすべり強度の評価法を考慮に入れて、曲げを受ける I 桁継手部の特徴を活かした合理的なすべり強度の評価法を提案した。本評価法と解

析結果および実験データはよく一致しており、曲げを受ける鋼 I 桁継手部の限界強度を精度よく評価できることを確認した。

付録 秋山式すべり抵抗モーメント

秋山式すべり抵抗モーメントは次式により算出される。

$$M_{SL} = n_{fu} \cdot \rho_{fu} \cdot h_{fu} + n_{fl} \cdot \rho_{fl} \cdot h_{fl} + \sum (n_{wi} \cdot \rho_{wi} \cdot h_{wi}) \quad (a)$$

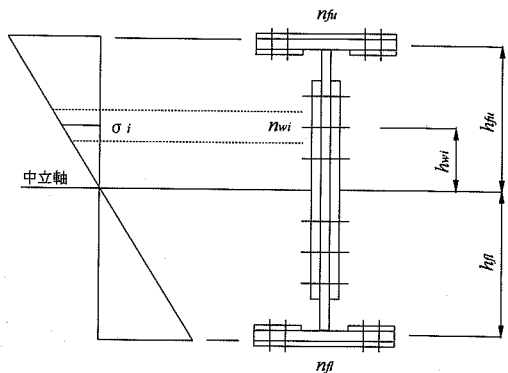
ここに、

- n_{fu} (n_{fl}) : 上 (下) フランジのボルト本数 (本)
- n_{wi} : 腹板 i 行目のボルト本数 (本)
- ρ_{fu} (ρ_{fl}) : 上 (下) フランジのボルト 1 本あたりのすべり抵抗力 (kN/本)
- ρ_{wi} : 腹板 i 行目のボルト 1 本あたりのすべり抵抗力 (kN/本)
- h_{fu} (h_{fl}) : 上 (下) フランジ板厚中心の I 型断面中立軸からの距離 (m)
- h_{wi} : 腹板 i 行目のボルト行の中立軸からの距離 (m)

ただし、 h_{fu} , h_{fl} , h_{wi} の符号はすべて正である (付図を参照)。

式(a)においてボルト 1 本あたりのすべり抵抗力については、すべり強度・母材降伏強度比 β ($=$ [すべり強度の公称値 N_{SL}] / [母材純断面降伏強度の公称値 N_{FYn}]) に基づくすべり係数 μ を用いて算出する。このすべり係数 μ を式(b)に示す。

$$\begin{cases} \beta \leq 0.7 \text{ の場合} : \mu = 0.5 \\ \beta > 0.7 \text{ の場合} : \mu = 0.5(1.28 - 0.4\beta) \end{cases} \quad (b)$$



付図 秋山式すべり抵抗モーメントの算定

上フランジのすべり係数 μ については最大値の 0.5 とする。腹板に対しては、すべり発生時において腹板の曲げ応力度はフランジの曲げ応力度以下であり、降伏応力度より小さい。つまり、すべり発生時において腹板は降伏していない。したがって、パラメータ β については、純断面降伏強度の公称値 N_{Fyn} を腹板のボルト行ごとに補正する必要がある。ここで β を式(c)のように補正し、式(b)の β にはこの β_i' を適用する。

$$\beta_i' = \frac{N_{SLi}}{N_{Fyni} \times (\sigma_y / \sigma_i)} = \beta_i \times \frac{\sigma_i}{\sigma_y} \quad (c)$$

ここに、

β_i' : 腹板 i 行目のボルトのすべり強度・純断面降伏強度比の補正值

β_i : 腹板 i 行目のボルトのすべり強度・純断面降伏強度比

σ_i : 腹板 i 行目のボルトが負担する範囲の断面の平均曲げ応力度

σ_y : 腹板の降伏応力度

N_{SLi} : 腹板 i 行目のボルトのすべり強度の公称値

N_{Fyni} : 腹板 i 行目のボルトが負担する範囲の純断面降伏強度の公称値

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，2002.3.
- 2) たとえば，長嶋文雄，山田稔，長島和男，成田信之：プレートガーダー継手のすべり強度試験および解析，土木学会構造工学論文集，Vol.37A，pp.1223-1234，1991.3.
- 3) 西村宣男，秋山寿行，亀井義典，高木優任：鋼 I 桁の高力ボルト摩擦接合曲げ継手部の限界状態に関する実験，鋼構造年次論文報告集，Vol.1，pp.23-30，1993.7.
- 4) 秋山寿行，西村宣男：曲げを受ける鋼 I 桁高力ボルト継手部のすべり機構と限界強度の評価，鋼構造年次論文報告集，Vol.4，pp.287-294，1996.11.
- 5) Nishimura, N., Kamei, Y. and Ikehata, B. : Analysis of HSFG Bolted Joints Considering Local Slip, *Technology Reports of the Osaka University*, Vol.46, No.2257, pp.227-236, 1996.10.
- 6) 亀井義典，池端文哉，西村宣男：低材質フィラプレートを用いた高力ボルト摩擦接合継手の限界状態，構造工学論文集，Vol.43A，pp.65-72，1997.3.
- 7) 亀井義典，西村宣男：高力ボルト摩擦接合継手の主すべり以降の挙動，鋼構造論文集，Vol.8，No.31，pp.17-29，2001.9.
- 8) 亀井義典，池端文哉，西村宣男：高力ボルト摩擦接合継手の限界状態区分に関する解析的研究，土木学会論文集，No.584，pp.243-253，1998.1.
- 9) 亀井義典，松野正見，西村宣男：多列高力ボルト摩擦接合引張継手のすべり強度に関する解析的研究，土木学会論文集，No.640，pp.49-60，2000.1.
- 10) たとえば，座古勝，松本金矢：複合材料の挙動解析，朝倉書店，3.4 節，1998.
- 11) 秋山寿行，西村宣男，亀井義典，池端文哉：高力ボルト摩擦接合引張継手の限界状態区分，鋼構造年次論文報告集，Vol.3，pp.289-296，1995.11.
- 12) 水口和之，宮地真一，小枝芳樹：鋼 I 桁高力ボルト継手部の合理的設計法に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol.45A，pp.43-50，1999.3.
- 13) 紫桃孝一郎，上東泰，長谷俊彦，一宮充：併用継手のすべり耐力に及ぼすウェブ先締めの影響に関する実験的研究，土木学会論文集，No.675，pp.343-350，2001.4.

(2003.4.3 受付)

AN ANALYTICAL STUDY ON THE LIMIT STRENGTH OF HSFG BOLTED JOINT IN PLATE-GIRDERS UNDER A BENDING MOMENT

Makoto ISHIKAWA, Yoshinori KAMEI and Nobuo NISHIMURA

In the current design method of HSFG bolted joints in plate-girders under a bending moment, flange joints and web joints are designed individually. However, flange joints and web joints resist bending moment not individually but cooperatively. An analytical examination is hardly performed now. Although an experimental examination is important, an analytical examination is also necessary to obtain the reliability of the experiment result and to evaluate detailed strength. In this paper, to analyze HSFG bolted joints under a bending moment, the slip mechanism of HSFG bolted joints is modeled. Furthermore, a rational evaluation method on the limit strength of HSFG bolted joints in plate-girders under a bending moment is proposed, in consideration of cooperative performance of flange and web.