

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	引張力を受ける山形断面組立材のボルト接合部耐力に及ぼすつづり形式の影響
Title(English)	Effect of Assembly Types on Bolted Connection Strength Consist of Built-up Angle Members Subjected to Tensile Force
著者(和文)	拝形 英郎, 五十嵐 規矩夫, 三井 和也
Authors(English)	HAIKATA Hideo, Kikuo Ikarashi, Kazuya Mitsui
出典(和文)	日本建築学会大会学術講演梗概集, , pp. 721-722
Citation(English)	Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, , , pp. 721-722
発行日 / Pub. date	2022, 7
権利情報	一般社団法人 日本建築学会

引張力を受ける山形断面組立材のボルト接合部耐力に及ぼすつづり形式の影響

正会員 ○ 榊形 英郎*1
同 五十嵐 規矩夫*2
同 三井 和也*3

山形断面部材 偏心 継手効率
ボルト 接合部 ブレース

1. 序

山形断面単一部材に引張力が作用すると、その接合部に偏心引張力が作用し、接合部耐力を低下させる要因となる。現行の接合部耐力設計式は表1に示すボルト本数に応じて決まる突出脚無効長さを用いて無効断面積を算出することで、間接的に偏心引張力の影響を考慮している¹⁾²⁾。一方で文献3)では、部材の偏心距離と接合部長さにより接合部耐力が決定されることを明らかにし、薄板から厚板まで適用可能な確度の高い耐力式が単一部材に対して提案されている。本研究では、山形断面を用いた単一部材、組立材を対象にボルト接合部引張試験を実施し、組立形式やつづり位置の違いが接合部耐力に及ぼす影響について明らかにするとともに、文献3)で提案された耐力式が組立材に対しても適用可能であるか検討する。

2. 山形断面組立材のボルト接合部引張試験

表2に本研究で使用する算定式および記号一覧を示す。表3に鋼材の機械的性質を示す。図1に示すように、本研究では山形断面を母材として使用し、接合脚長さ b および突出脚長さ h を 50 mm、板厚 t を 2.3 mm、ボルト孔径 d を 17 mm、ボルト接合部におけるボルト本数 n を 3 本、ボルト間隔 p を 40 mm とした。図2に示すように、第一ボルト孔間距離 l は試験体 A6 のみ 1000 mm とし、残りの試験体はすべて 1200 mm とした。試験体は図3に示す単一部材とガセットプレートを挟んで接合脚を背合わせに組み立てたシリーズ A、突出脚を背合わせに組み立てたシリーズ B に分類される。さらに、引張により部材端部に発生する突出脚の変形を抑えるために試験体 B1, B7 についてはその端をつづった。また、接合部に用いたボルトは M16 六角高力ボルトであり、ボルト張力は導入せず手締めにより接合した。変位計は図2のように設置し、第一ボルト孔間の伸びを測定し、その平均値を変位 δ とした。荷重はアムスラー試験機による単調一方向引張荷重とした。

3. ボルト接合部耐力に及ぼすつづり形式の影響

表4に降伏耐力実験値 eP_y 、最大耐力実験値 eP_u および表2中式(1)による現行指針¹⁾における最大耐力計算値 eP_y を示す。実験の結果、全ての試験体において図4のように第一ボルト孔位置で破断した。図5に各種パラメータを変化させた荷重-変位関係を示し、以降突出脚無効長さを考

表1 最大耐力時の突出脚無効長さ^{1)hn}

ボルト本数 n	1	2	3	4	5
山形鋼 h_n	$h - t$	$0.7h$	$0.5h$	$0.33h$	$0.25h$

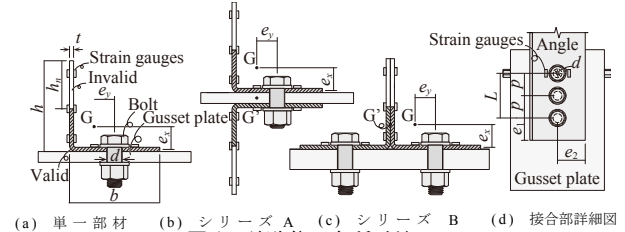


図1 試験体の各種寸法

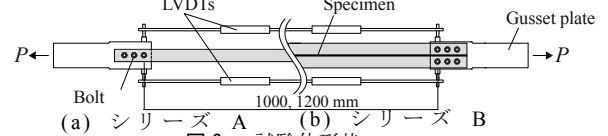


図2 試験体形状

表2 耐力式および記号一覧

$eP_u = (A_n - h_n t) \sigma_u$ (1)	$J_m = eP_u / P_u$ (3)
$P_u = A_n \sigma_u$ (2)	
A_n : ボルト欠損部を除いた山形鋼断面積	
b : 接合面の母材幅 (50 mm)	t : 板厚 (2.3 mm)
h : 突出脚長さ (50 mm)	$L (=p(n-1))$: 接合部長さ
p : ボルト間隔 (40 mm)	σ_y : 母材の降伏応力
d : ボルト孔径 (17 mm)	σ_u : 母材の引張り強さ
	eP_y : 降伏耐力実験値
	eP_u : 最大耐力計算値
	eP_u : 最大耐力実験値
	J_m : 継手効率

表3 鋼材の機械的性質

t [mm]	σ_y [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	E [N/mm ²]	$Y. R.$ [%]	ϵ_u [%]
板厚	降伏応力	引張強さ	ヤング係数	降伏比	伸び
2.3	266	431	192000	61.8	48.6

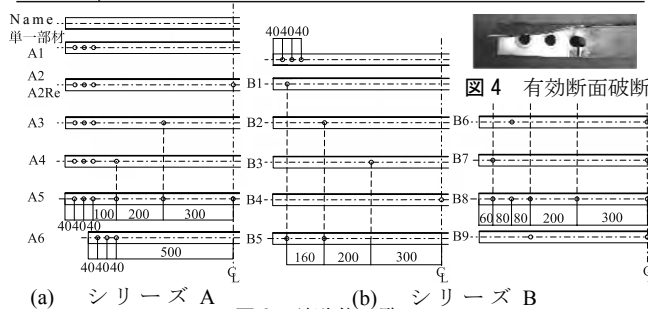


図3 試験体一覧

表4 実験結果

試験体名	単一部材	A1	A2	A2Re	A3	A4	A5	A6	
計算値 [kN]	eP_y	56.5	138	138	136	136	136	136	
実験結果 [kN]	eP_y	49.1	92.6	91.1	93.5	96.8	94.3	98.5	
	eP_u	59.0	112	109	114	113	113	115	
試験体名	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9
計算値 [kN]	eP_y	138	138	138	137	137	137	138	138
実験結果 [kN]	eP_y	94.2	91.9	92.5	89.4	92.3	86.2	94.6	94.6
	eP_u	115	113	110	110	110	107	114	113

慮しない場合の最大耐力 P_u に対する最大耐力の値としての継手効率 J_m (図5中▼位置)を用いて検討を進める。

図5(a)に同一モデル A2, A2Re の実験結果を示す。同一条件, 同一モデルでも多少のばらつきが見られることから, この程度のばらつきは実験により避けられないものと考えられる。また, 図5(a)にシリーズ A におけるつづり間隔の影響を, 図5(b)にシリーズ B における部材中央および部材端部に配置したボルトの影響を示す。図5(a), (b)ともに J_m にほとんど差異はなく, つづり位置の違いによる最大耐力への影響は小さいと考えられる。さらに, 図5(c)に単一部材とシリーズ A の組立による影響を, 図5(d)にシリーズ A とシリーズ B の組立形式の違いによる影響を示す。図5(c)では単一部材, 図5(d)ではシリーズ A の方が J_m がやや高い結果となったが, いずれも大きな差はなかった。ここで, 図6に5段階の荷重におけるひずみ分布図を示す。各軸に示すひずみ度 ε は鋼材の降伏ひずみ ε_y で無次元化しており, ここでは単一部材, A3, B3 を例示している。最大耐力直前の $0.85eP_u$ が作用した際の破断位置である接合脚外側のひずみに大きな違いは見られなかった。以上より組立形式の違いによる最大耐力への影響は小さいと考えられる。

4. 引張力を受ける組立材のボルト接合部耐力評価式

文献3)において提案された単一部材に対する耐力評価式の組立材への適用方法を検討する。図7に示す提案された耐力式中の低減係数 U' は偏心距離 e_x, e_y と接合部長さ L の影響を考慮している。この偏心距離は山形断面における図心位置によって決まる。組立材の図心を考える際に, 独立した山形断面単一部材として扱う場合の図心は図1の点 G, 一体として扱う場合の図心は図1の点 G' となる。この場合, シリーズ A は面外偏心 e_x が, シリーズ B は面内偏心 e_y が 0 となる。本研究と単一部材についての既往研究^{3,8)}の実験結果を用いて, 図7(a)に独立した山形断面単一部材として扱う場合, 図7(b)に一体として扱う場合の継手効率 J_m と $\sqrt{e_x^2 + e_y^2}/L$ の関係を示す。これらを比較すると, 図7(a)の方が U' と良い対応を示した。以上より引張力を受ける山形断面組立材のボルト接合部最大耐力は, 独立した山形断面単一部材の引張最大耐力の足し合わせで精度よく算定できる。

5. 結

本研究では山形断面を用いた組立材のボルト接合部引張試験を実施した。その結果 J_m にほとんど差異は見られず, 組立形式とつづり位置が最大耐力に及ぼす影響は小さいことを明らかにした。また, 組立材の引張最大耐力は文献3)において提案された山形断面単一部材の引張最大耐力の足し合わせにより精度よく算定できる。

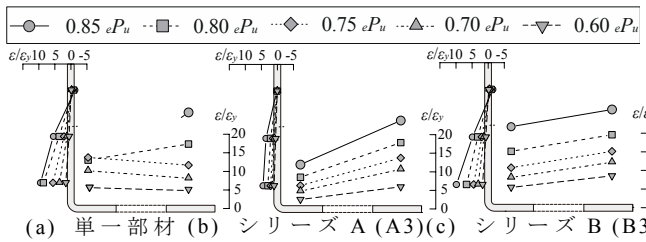
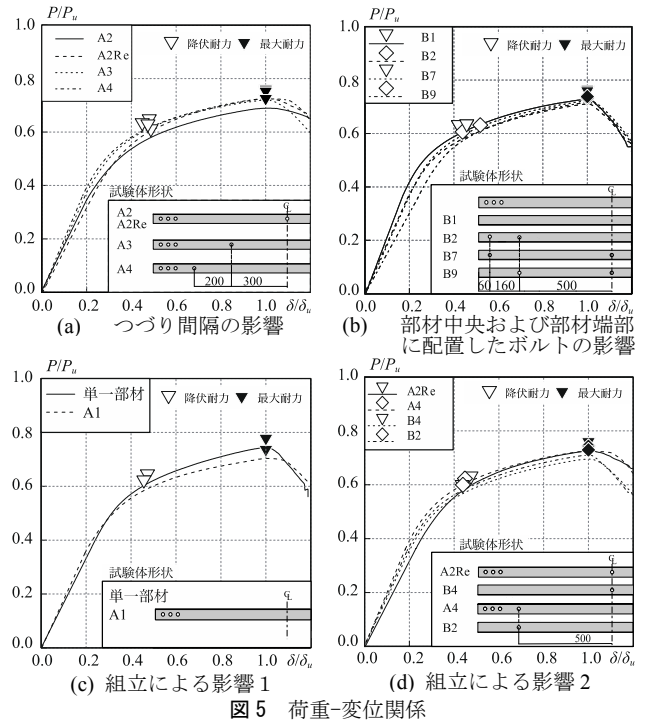


図5 荷重-変位関係

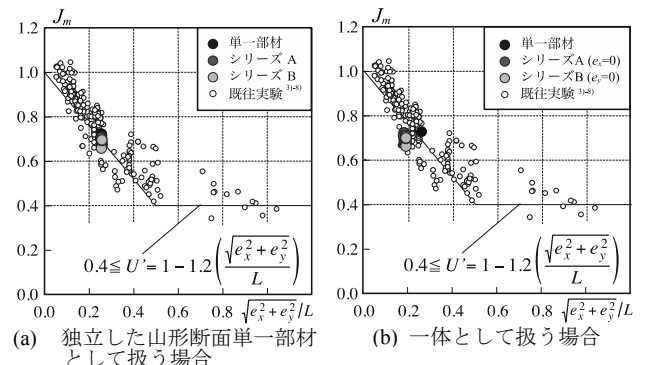


図6 第一ボルト孔位置のひずみ分布変化

図7 継手効率と $\sqrt{e_x^2 + e_y^2}/L$ の関係

謝辞
本研究は JSPS 科研費 JP20H02294 を受けて行ったものであります。付して感謝の意を表します。

【参考文献】
1) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2012. 3
2) 日本建築学会: 軽鋼構造設計施工指針・同解説, 2002. 9
3) 永里和真, 五十嵐規矩夫, 三井和也: 引張力を受ける偏心接合された薄板鋼構造部材のボルト接合部耐力, 日本建築学会構造系論文集 第86巻 第789号, pp.1570-1580, 2021.11
4) 田中淳夫, 成原弘之, 青木博文: みぞ形断面筋かい材の接合部に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1319 - 1320, 1983. 7
5) A. S. Yip, J. J. R. Cheng: Shear Lag in Bolted Cold-Formed Steel Angles and Channels in Tension, Structural Engineering Report 133, University of Alberta, 2000. 9
6) R. A. LaBoube, W. W. Yu: Tensile and Bearing Capacities of Bolted Connections, Final Summary Report, Civil Engineering Study 95-6, University of Missouri - Rolla, 1995
7) V. F. Paula, L. M. Bezerra, W. T. Matias: Efficiency reduction due to shear lag on bolted cold-formed steel angles, Journal of Construction Steel Research 64, pp.571 - 583, 2008. 5
8) 葉信彦, 吉敷祥一: 接合形式の異なる山形鋼プレースの接合部耐力と繰り返し変形性能, 日本建築学会構造系論文集 第82巻 第736号, pp.909-919, 2017.6

¹⁾ 東京工業大学 環境・社会理工学院建築学系 修士課程
²⁾ 東京工業大学 環境・社会理工学院建築学系 教授・博士(工学)
³⁾ 東京工業大学 環境・社会理工学院建築学系 助教・博士(工学)
⁴⁾ Graduate Student of Architecture and Building Engineering, Tokyo Institute of Technology
⁵⁾ Prof., Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
⁶⁾ Assistant, Prof., Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.