

ワンサイドボルトを用いた薄鋼板構造性能実験

その2 薄板 BH 鋼梁の実験結果

正会員 ○津田達也 1* 同 藤井克紀 2*
同 渡辺邦夫 3* 同 揚原茂雄 3*
同 姿健一郎 4* 同 中西三和 5*
同 安達 洋 5*

薄鋼板 ワンサイドボルト BH(build. H)形鋼
構造性能 断続溶接 局部座屈

1. はじめに

本報は、前報(その1)に述べた各試験体の実験結果から破壊状況、荷重-変形曲線、最大耐力について比較検討したものである。

2. 実験結果

2.1 最終破壊状況

各試験体の実験結果一覧を表1に示す。また、図1及び写真1に、試験体A1~A3の座屈部位と座屈状況を示す。また、写真2に、上下に薄板パネルを配した6体の試験体と薄板パネルの座屈状況を示す。各試験体の最終破壊状況は以下のとおりである。

A1: フランジとウェブを全溶接した試験体である。上下フランジの圧縮および引張降伏後、横座屈止めを装置した曲げモーメント一定区間で、梁がそりを伴う横座屈(図1・写真1a)が起こり最終破壊に至った。

A2,A3: 断続溶接した2体の試験体で、断続溶接の長さ、間隔が異なる。断続溶接形状の違いにかかわらず、いずれの試験体とも、曲げモーメント一定区間の断続溶接間で圧縮フランジが局部座屈(図1・写真1b, c)した。

A2-B,W: 試験体A2に対して、上下フランジ部の左右に1.6mmと3.2mmのパネルをワンサイドボルトと部分溶接によって接合した4体の試験体である。板厚にかかわらず最終破壊は、試験体A2と同様に曲げモーメント一定区間の圧縮フランジの局部座屈(写真2a, b, c, d)であるが、同区間におけるパネルの座屈を伴う。また、板厚の違いにより座屈の大きさが変わる。

A2-B': 試験体A2-Bにおいて、左右パネルを接合するために配置した直交梁が通し部材になり単純支持された梁部材が、直交梁を介して接合された試験体である。最終破壊は試験体A2-Bと同様である。

2.2 全溶接と部分溶接の応力度分布

図2に試験体A1~A3の弾性域とみなせる、荷重が40kN時のせん断スパン内に貼付したロゼットゲージ測定

値から求めた主応力度分布図を示した。試験体A1では、引張及び圧縮の主応力の大きさがほぼ等しいことから純せん断に近い応力状態であることがわかる。これに対して並行に断続溶接した試験体A2と千鳥配置で断続溶接した試験体A3では引張の応力が大きくなる傾向があり、特に試験体A3では、加力点に近づくほどその引張主応力が

表1 実験結果一覧

試験体	最大耐力時	
	荷重[kN]	中央変位[mm]
A1	106.6	25.63
A2	82.1	16.34
A3	82.7	16.42
A2-B3.2	160.0	35.68
A2-B1.6	105.8	12.17
A2-W3.2	180.8	13.07
A2-W1.6	126.8	10.98
A2-B'3.2	116.5	57.85
A2-B'1.6	93.4	82.18

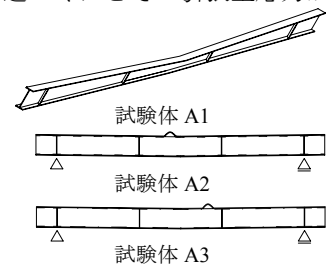


図1 試験体A1~A3 座屈部位



写真1 試験体A1~A3 座屈状況



a) 試験体 A2-B3.2 b) 試験体 A2-B1.6 c) 試験体 A2-W3.2



d) 試験体 A2-W1.6 e) 試験体 A2-B'3.2 f) 試験体 A2-B'1.6



g) 3.2mm パネル h) 1.6mm パネル
写真2 リブ及び薄板パネル座屈状況

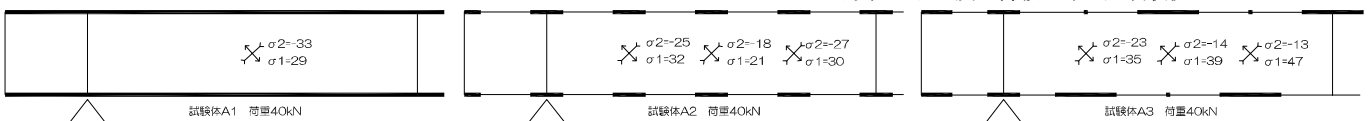


図2 弾性域応力度分布図

増大し圧縮主応力が小さくなる傾向が見られ、応力分布に明らかに差異があることが確認された。

2.3 荷重－変形曲線の比較

図3に各試験体の荷重－変形曲線を比較して示した。

A1,A2,A3 の比較：図3-a)は全溶接(A1)と断続溶接(A2, A3)の試験体の比較である。最終破壊状況でも述べたように、試験体A1は上下フランジの降伏後に起こった横座屈現象により耐力を徐々に低下させたのに対し、試験体A2, A3は断続溶接間の圧縮フランジの局部座屈で急激に耐力低下した。しかし、断続溶接の違いによる変形性能の違いは見られなかった。

A2-B と A2-W の比較：図3-b)はワンサイドボルト接合と部分溶接の各接合とパネル厚の違いによる荷重－変形曲線の比較である。ワンサイドボルト、部分溶接とも試験体A2に比べ剛性、耐力ともに増大するが、パネルが厚いほどその効果は大きい。また、ワンサイドボルトに比べ部分溶接のほうが、剛性が高く耐力も上昇するといった結果が得られた。

A2-B と A2-B'の比較：図3-c)に試験体A2と試験体A2-B, 試験体A2-B'を比較して示した。荷重－変形曲線では、初期の剛性が低く、大変形になって耐力を発揮するような履歴性状を示した。

3. 最大強度に対する検討

A1：表2に試験体A1の断面係数から算定した弾性限界曲げ耐力と塑性断面係数から算出した終局曲げ耐力を示す。実験値最大耐力は106kNであり、表2に示した塑性断面係数から算出した耐力よりも約10%高い。

A2,A3：試験体A2, A3は断続溶接間の距離を座屈長さとして、鋼構造設計基準から座屈応力度を算出し、材料の降伏点強度と鋼材の許容応力度との比を強度上昇率とし、その積をみかけのフランジの降伏点強度とする。この降伏点強度に基づいて計算上の耐力を導いた。なお、座屈応力度の算出に当たって、材端条件は両端ピンとして算出した。求めた理論値を表3に示す。試験体A2, A3の耐力はほぼ同等であり、実験値最大耐力との比較では、計算値は約7%低い結果であり、全溶接の試験体A1の最大強度よりも約30%低い結果となった。

A2-B,W：図3-b)に示されるように4つの試験体は、試験体A2と比較すると、試験体A2-W3.2で2.2倍、試験体A2-B3.2で1.9倍、試験体A2-W1.6で1.5倍、試験体A2-B1.6で1.3倍上昇した結果が得られた。

A2-B'：図3-c)から2つの試験体を試験体A2の最大強度と比較すると、試験体A2-B'3.2が1.4倍、試験体A2-B'1.6は1.1倍上昇する結果が得られた。試験体A2-Bとの比較では、最大強度が下がることが確認できた。

4. まとめ

薄板BH鋼梁の2点荷重実験を行い検討した結果、以下の知見が得られた。

- (1)断続溶接試験体の破壊は断続溶接間の圧縮フランジの局部座屈であり、この座屈を考慮した計算値でほぼ最大耐力を推定可能であった。
- (2)薄板パネルを接合した場合、梁の耐力と剛性が上がることがわかった。また、パネルの厚さが大きいほどその効果は大きい。
- (3)ワンサイドボルトと部分溶接の接合では、いずれも耐力、剛性が上昇するが部分溶接の方が剛性、耐力がともに高い。
- (4)薄板パネルを接合した試験体の耐力はリブの圧縮フランジの局部座屈により、決まることが分かった。

【謝辞】

本実験を実施にあたり、ご協力いただいた各位に感謝の意を表します。

【参考文献】

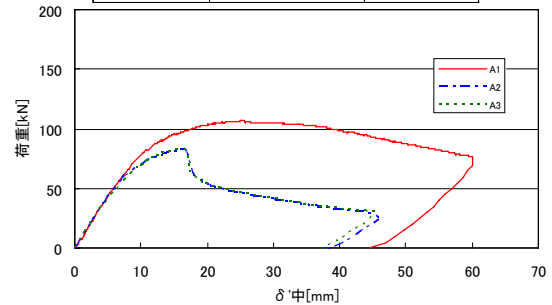
- 1) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，1996.9

表2 試験体A1理論値

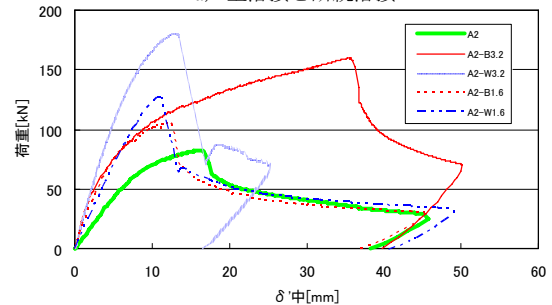
弾性限界曲げ耐力[kN]	終局曲げ耐力[kN]
84	96

表3 試験体A2,A3理論値

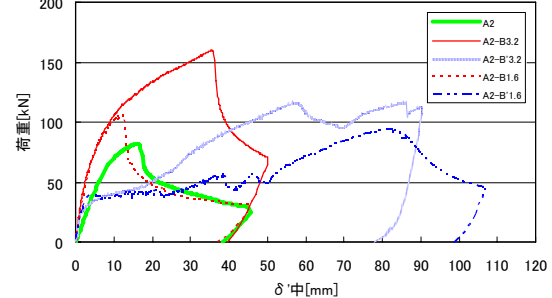
座屈長さ[mm]	降伏強度[N/mm ²]	最大耐力[kN]
120	278.6	76.4



a) 全溶接と断続溶接



b) 薄板パネルの接合の違いによる比較



c) 通し方向の違う梁による比較

図3 荷重－変形曲線

*1 株式会社小山工作所

*2 株式会社ロボテックスファスニングシステム

*3 構造設計集団 (SDG)

*4 日本大学院理工学科 大学院生

*5 日本大学理工学部海洋建築工学科 教授・工博

*1 Oyamakousakusyo Co. Ltd.

*2 Lobtex Fastening System Ltd.

*3 STRUCTURAL DESIGN GROUP

*4 Graduate Student, Graduate School of Science & Technology, Nihon Univ.

*5 Prof. Dept. of Oceanic Architecture & Engineering College of Science & Technology, Nihon Univ. Dr. Eng