重ね梁を用いた山留め腹起し材に関する研究

A STUDY ON THE EARTH RETAINING WALES USING BUILT-UP BEAM

高島 透 ——— * 1 藤本利昭 ——— * 2
下村修一 ——— * 2 竹井涼介 ——— * 3

Toru TAKASHIMA ——— * 1 Toshiaki FUJIMOTO — * 2
Shuichi SHIMOMURA — * 2 Ryosuke TAKEI ——— * 3

キーワード：
重ね梁, ショットブラスト, 高力ボルト, 山留め腹起し, 実大実験

Keywords:
Built-up beam, Shot blast, High strength bolts, Earth retaining wales, Full scale test

This study proposes the application of built-up beams to earth retaining wales. The built-up beam is made by stacking and joining two H-sections with high-strength bolts. Unification the joints of built-up beams is important to exhibit bending strength and bending rigidity sufficiently. However, research on such members has little knowledge at present in the field of steel structures and earth retaining wales. Therefore, the authors focused on friction joints with high-strength bolts on built-up beams. Tension tests of friction joints, bending tests of built-up beams with reduced and full-scale specimens were performed to verify the structural performance of the beams.

1. はじめに

山留め壁オープンカット工法に用いられる山留め支保工は, その剛性, 耐力が山留め架構の性能に大きく影響する。その一つである地盤アンカー工法は, 山留め壁掘削側に大規模な空間が確保できるため, 作業性に優れている。しかしながら, 背面側地盤にアンカー体を築造させる必要があるため, 良質地盤が深い場合はアンカー長が長く不経済になること, 背面側地盤にアンカーの築造が許されないこと等があり, 多くの工事では, 切梁工法を採用しているのが実状である。一方, 切梁やアンカーを用いずに, 広い根切り空間を確保する目的で梁せいを大きくし, 高張力鋼を用いることで高い剛性と強度を得る腹起し材の工法が開発されている。しかしながら, 通常の腹起し材とは異なる鋼材を用いるため, 小規模な現場においてはコスト高になること, 部材の再利用が難しいことなどの課題を有している。

筆者らは, 施工の容易さと経済性から既存の腹起し材を有効利用し, 2つの腹起し材を高力ボルトにより重ね接合することで, 高耐力・高剛性の腹起し材として適用する工法を提案した¹⁾²⁾。この工法は, 重ね梁を一体化することで小規模な現場においても高剛性の部材を用いることができ, 組み合わせによる汎用性も高く, 部材の解体も容易であり, 再利用も可能となる。しかしながら, 重ね梁が想定した高い耐力や曲げ剛性を十分に発揮するためには, 高力ボルトによる摩擦接合部の一体化が重要になるが, このような部材の性能に関しては, 山留め腹起し材に限らず, 鋼構造分野においてもほとんど知見がないのが現状である。

そこで本研究では, 重ね梁の高力ボルトによる摩擦接合部に着目し, まず摩擦接合部の引張試験により摩擦接合部のすべり耐力を把

握し, 次に重ね梁の摩擦接合部を変数とした縮小試験体による曲げ実験により, 摩擦接合部の仕様の違いによる重ね梁の曲げ性能を検証した。更に実際に用いられている山留め腹起し材を用いた実大の重ね梁を製作し, 曲げ実験によりその性能の検証を行ったので報告する。

2. 接合面処理の違いによる高力ボルト摩擦接合部のすべり耐力

2.1 摩擦接合面の引張実験

本実験は, 摩擦接合面の違いがすべり耐力に及ぼす影響を確認することを主目的として行った。

試験体形状を図1に, 実験方法を図2に示す。実験は文献3)を参考に, 2面摩擦接合形式とし, 中板2枚を添板2枚ではさみ, 両側の接合部をそれぞれ各2本のボルトで接合した試験体を用いた。ボルトには, 実際の腹起し材での仕様を想定してF10T, M22を用いた。またボルト孔径は, M24以下の場合通常の高力ボルト摩擦接合ではボルト呼び径(d)+2mmと規定されている⁴⁾が, 本工法では施工性を考慮して孔径を d +3mmと大きくし, 孔径が大きい場合の摩擦面のすべり係数を求めることとした。

実験変数は摩擦面の処理方法とし, ショットブラスト処理(50 μ mR_z)を施した試験体(以下, ショット), 一般的な塗装を施した試験体(以下, 塗装), 塗装や処理を行わない黒皮がついたままの試験体(黒皮)とした。試験体数は同一仕様の試験体について3体, 合計9体とした。

実験は2000kN万能試験機を使用し, 载荷は単調引張载荷とし, 摩擦面の主すべりを確認するまで行った。実験では母材と添板の相対変位(すべり量)を測定し, すべり係数を求めた。

¹⁾ 日本大学大学院生産工学研究科 博士前期課程
(〒275-8575 千葉県習志野市泉町1-2-1)

²⁾ 日本大学生産工学部建築工学科 博士(工学)

³⁾ 丸藤シートパイル(株)

¹⁾ Graduate Student, Graduate School of Industrial Technology, Nihon Univ.

²⁾ Architecture and Architectural Engineering, College of Industrial Technology, Nihon Univ., Dr. Eng.

³⁾ Marufuji Sheetpiling Co., Ltd.

図1 摩擦接合面試験体

図2 摩擦接合面の引張実験

2.2 引張実験結果および考察

実験結果を図3に示す。図より黒皮試験体では、約300kN近傍ですべりにより荷重が低下し、明確なすべり点が認められる。一方塗装やショット試験体では、明確なすべり点は認められず、徐々に剛性が低下し、すべり量が増大している。また、すべり量が増大すると、ボルトがプレートに接触することにより、耐荷機構が摩擦から支圧に変化し、剛性が再上昇していることが確認できる。このように、黒皮試験体では明確なすべり点が認められるが、塗装及びショットでは明確なすべり点が認められないことから、本研究では文献③に基づき、すべり量が0.2mmに達した時点の荷重をすべり耐力と定義し評価した。

実験結果の一覧を表1に示す。すべり係数は、次の式により求めた。

$$F = m \cdot \mu \cdot N \quad (1)$$

ここで、 F : すべり耐力(実験値)、 m : 摩擦面の数($m=2$)、 μ : すべり係数、 N : 設計用ボルト張力($N=205\text{kN} \times 2\text{本}=410\text{kN}$)である。

図3 引張実験の荷重－すべり量関係

表1 すべり係数一覧

材料		すべり耐力(kN)	すべり係数(平均)	
黒皮	①	304	0.37	(0.36)
	②	283	0.35	
	③	297	0.36	
塗装	①	210	0.26	(0.26)
	②	202	0.25	
	③	215	0.27	
ショット ブラスト	①	369	0.46	(0.45)
	②	347	0.43	
	③	374	0.45	

表1に示すように、実験より得られたすべり耐力(すべり係数 μ)は、ショットブラスト(すべり係数 $\mu=0.45$) > 黒皮($\mu=0.36$) > 塗装($\mu=0.26$)の順で大きい結果となった。

3. 縮小試験による重ね梁の基本曲げ性能

3.1 縮小重ね梁の曲げ実験

2章の実験結果から、摩擦面の処理の違いによるすべり耐力(すべり係数)が明らかになった。そこで、H形鋼を重ね接合した梁の構造性能を把握するため、縮小断面による重ね梁の曲げ実験を行った。

試験体は、長さ1.6mの広幅H形鋼(H-150×150×7×10)を2本用いた重ね梁を製作した。表2に使用したH形鋼の材料試験結果の一覧を示す。

表2 H形鋼の材料試験結果

	板厚 t(mm)	降伏強度 $\sigma_v(\text{N/mm}^2)$	引張強度 $\sigma_u(\text{N/mm}^2)$	破断伸び $\varepsilon(\%)$
フランジ	9.76	297	441	43.4
ウェブ	6.76	312	448	41.7

図4に代表的な縮小試験体の詳細図を示す。実験変数は摩擦接合面の処理方法と高力ボルトの本数とした。基準試験体は、摩擦接合面をショットブラスト処理としたすべり耐力を確認するため、すべり耐力が重ね梁の降伏耐力より小さくなるようボルト間隔を@120mmと設定した。上記の基準試験体(以下、ショット120)に対して、ボルトピッチのみをそれぞれ@90mm(以下、ショット90)、@240mm(以下、ショット240)に変化させた試験体、ボルトピッチは変えずに摩擦面の処理を施さない場合(黒皮120)、塗装した場合(塗装120)の試験体の計5体の重ね梁を製作した。またH形鋼の基本性能を確認するため、単体のH形鋼の実験も行うこととした。

図5に縮小重ね梁の実験方法を示す。載荷装置には2,000kN万能試験機を使用した。載荷方法は中央3点載荷とし、摩擦接合面の作用せん断力が卓越するよう支点間距離を $L=1.5\text{m}$ と短く設定した。測定は、

図4 縮小試験体詳細図

図5 縮小重ね梁の曲げ実験方法

重ね梁各部のひずみ、梁中央部の最大たわみ、上下H形鋼間のずれ変位、すべり耐力を測定することで、摩擦面の違いによる重ね梁の構造性能を考察することとした。

3.2 縮小実験結果および考察

3.2.1 荷重-変位関係

表3に縮小試験体(重ね梁)の計算耐力一覧を、図6に荷重-水平ずれ変位関係を示す。図の横軸の水平ずれ変位は、図5に示す変位計④、⑤の平均値で示している。

図より、摩擦接合面の処理が異なる3体を比較すると、初期剛性はほぼ一緒であるが、塗装120試験体、黒皮120試験体では200～300kNあたりで剛性が低下し、ずれ変位が増大していることが確認できる。一方でショット120試験体は、初期剛性に比べると僅かに剛性低下は認められるものの、変位の増加は僅かであり、摩擦面の処理方法の違いによる水平ずれ変位への影響は明らかである。

表3 縮小試験体(重ね梁)の計算耐力一覧

摩擦面	ボルトピッチ@ (mm)	すべり係数 μ	すべり耐力 P_s (kN)	降伏耐力 P_y (kN)*	全塑性耐力 P_p (kN)*
ショット ブラスト	90	0.45	551	392	458
	120	0.45	413		
	240	0.45	206		
黒皮	120	0.36	329	392	458
塗装	120	0.26	206		

*: 2本のH形鋼が一体に挙動した場合の計算耐力

図6 荷重-水平ずれ変位関係

一方ボルトピッチの違いでは、ショット240試験体は実験初期の段階から変位の増大が認められるのに対し、ショット120と90試験体では、剛性低下による変位の増大はほとんど認められず、@240と@120の間で大きな差異が生じている。

図7に荷重と中央たわみ(変位計①)の関係を示す。図7中には、比較のため行ったH形鋼単体の試験体の結果、ならびに重ね梁の接合面が一体化されていない場合に相当する値(H形鋼単体の荷重を2倍としたH形鋼2体分の値)、重ね梁が一体化された場合の理論弾性剛性も併せて示している。

図7より、重ね梁とした試験体は、何れの試験体も初期剛性の差異は認められない。しかしながら、荷重の増加に伴いショット120と90試験体に比べ、黒皮120、塗装120およびショット240試験体の剛性が僅かに低くなっていることが見て取れる。

何れの試験体も青色の点線で示したH形鋼2本分の荷重変形関係に対して剛性及び耐力が大きく上回っている。また重ね梁試験体の初期剛性は、一体化された場合の理論剛性とほぼ一致し、耐力に関しても重ね梁が一体として挙動した時の計算降伏耐力 P_y 、全塑性耐力 P_u を上回っており、重ね梁が一つの梁としての耐力および剛性を十分発揮していることがわかる。

図7 荷重-中央たわみ関係

3.2.2 重ね梁のすべり耐力の検討

重ね梁のすべり耐力は、摩擦面に作用するせん断力から、以下の式により求められる⁵⁾。

$$P_s = 2Q = \frac{4I\mu R_1}{S_1 p_1} \quad (2)$$

ここで、 P_s : すべり耐力(kN)、 Q : せん断力(kN)、 I : 重ね梁全体の断面二次モーメント(mm⁴)、 μ : ボルトのすべり係数、 R_1 : ボルト設計張力(kN)、 S_1 : H形鋼1本分の断面一次モーメント(mm³)、 p_1 : ボルトピッチ(mm)を表す。

表3に示したすべり耐力は、2章の検討で得られたすべり係数を用いて算定した。

すべり耐力 P_s と降伏耐力 P_y を比較すると、ショット120と90試験体のすべり耐力は降伏耐力より高く、荷重変形関係に差異が認められなかったものと考えられる。また、黒皮120、塗装120、ショット240試験体では、部材の降伏以前にすべり耐力に達するため、図6に示したように上下の梁間のすべり変位が増大するが、梁の中央たわみへの影響は、さほど大きくないものと考えられる。

いずれにせよ、(2)式によるすべり耐力以下においては、重ね梁は一体的に挙動し、初期剛性は、一体化された場合の理論剛性で評価できるといえる。

3.2.3 重ね梁のひずみ分布(重ね梁の一体化)

重ね梁の一体化をさらに確認するため、梁材軸方向のひずみ分布を検討した。図8に黒皮120、ショット120およびショット240試験体のひずみ分布を示す。なお左右のひずみに大きな差がなかったため、図中の値は左側の1軸ひずみゲージの測定値を、荷重 P が約300kNから500kNの範囲について示した。上下の部材が完全に一体化している場合、図8のひずみ分布の線は、中立軸となる梁せい150mmの位置でひずみ0の点を通る左上から右下への1本の直線で表されることになる。一方上下の部材が完全に別々に挙動するとすれば、75mmと225mmの

位置が中立軸となるためその位置でひずみが0となり、150mmの位置でひずみが大きく反転する。

図8より、黒皮120試験体では、計算すべり耐力を超えると、接合部の断面せい150mm付近でひずみ分布が不連続になっている。ショット240試験体でも同様の傾向がみられ、接合部位置でひずみが正負で切り替わっている。一方ショット120試験体では、ひずみが連続的に変化している。このことから、摩擦面処理によって部材の接合度合が異なり、すべりが生じることによって上下のH形鋼の一体化が緩むことがわかる。しかしながら、すべりが生じた後も上下のH形鋼が完全に別々に抵抗するようなひずみ分布とはならず、ある程度の一体化が保たれている。よって、重ね梁の耐力が一体として挙動した時の耐力を発揮していることを裏付ける結果といえる。

3.2.4 重ね梁のせん断応力度分布

重ね梁の一体化の有無によるせん断応力度に対する検討を行った。図9に一例として、荷重 $P=306\text{kN}$ 時における重ね梁の2本のH形鋼が一体化して挙動した場合と、各々に挙動した場合の弾性範囲におけるせん断応力度分布の理論値⁹⁾を示す。H形鋼が一体的に挙動するか否かにより、せん断応力の分布形状は変化し、最大せん断応力が生じる位置も異なるが、その値については大きな差異はない。図中にはショット120試験体のすべりが生じる前の4か所の3軸ひずみゲージより求めたせん断応力度も併せて示しているが、実験値はばらつきが大きく、他の試験体も同様で傾向は認められなかった。

3.2.5 重ね梁の曲げ応力度分布

図10は、同一荷重における重ね梁が一体化したときと各々に挙動したときを想定した断面の荷重 $P=306\text{kN}$ 時における曲げ応力度分布を例示している。

図中には、ショット120試験体のすべりが生じる前の左側の1軸ひずみゲージより求めた応力度の実験値も併せて示している。実験より得られた曲げ応力度は、一体化したときの重ね梁の応力度分布との対応が良く、応力度分布からも重ね梁の一体化が確認できる。

4. 実大実験による重ね梁腹起し材の曲げ性能

4.1 実大腹起し材の曲げ実験

3章の検討により、2つのH形鋼を高力ボルトにより適切に摩擦接合することで、一体化して挙動することが確認できた。そこで縮小実

験に引き続き、実際の山留め腹起し材としての性能を把握するため、実大実験を行った。

図11に実大試験体の詳細図を示す。試験体は、実際に腹起し材として使用されていたH-400×400×13×21の部材を無作為に抽出し、重ね梁の試験体を製作した。なお実験室の都合から、部材長さは6mとしている。

重ね梁の摩擦接合面はショットブラストとし、S10T、M22の高力ボルトにより接合した。また簡易な補強として、試験体下部にPL-22×400×4000のプレートをショットブラストし、S10T、M22の高力ボルトで接合している。これらの高力ボルトは、通常の腹起し材を想定し設計されているため、等分布荷重時の部材のせん断力に対応する

図9 せん断応力度分布図(ショット120)

図10 曲げ応力度分布図(ショット120)

図8 断面せいーひずみ関係

形で配置されている。なお実験では同一試験体を2体製作し、構造性能のばらつきを確認することとした。

図12に実大実験の方法を、写真1に実大実験の状況を示す。荷重装置には島津5000kN構造物試験機を使用し、荷重方法は実際の腹起し材の応力状態とは異なるが、曲げ性能を確認することを目的としているため、支点間距離 $L=5\text{m}$ 、加力点間距離を2mの4点荷重とした。測定は、重ね梁各部のひずみ、梁中央部のたわみ、上下H形鋼間のずれ変位、プレートとH形鋼のずれ変位、すべり耐力を測定することで、実大重ね梁腹起し材の構造性能を検証した。

4.2 実大実験結果及び考察

4.2.1 荷重—変位関係(中央たわみ)

図13に、2体の試験体の荷重—中央たわみ関係を示す。図の横軸の

中央たわみは、図12における変位計①の値である。

2体の試験体で、初期剛性はほとんど差がないが、1500kNあたりから徐々に剛性に差が生じ、最終的に耐力には約200kNの差が生じている。摩擦接合部は同様に設計・施工されているが、使われた腹起し材の状態により、差異が生じたものと考えられる。

また図中には、1本のH形鋼の2倍とした理論剛性、重ね梁が一体化したと仮定した場合の理論剛性、更にプレート添え板も含めて一体化したと仮定した場合の理論剛性も示している。実験結果は、H形鋼の弾性剛性を2倍したもの比べ、明らかに高い剛性を示しており、一体化したと仮定した重ね梁の弾性剛性とほぼ一致することから、重ね梁が一体化して挙動していることがわかる。ただし、プレートを含めた剛性に対しては、実験値は低い結果となり、プレートで補強した効果は期待できないようである。

図11 実大試験体詳細図

図12 実大実験方法

写真1 実大実験状況

図13 実大試験体中央たわみ

表4には、試験体の計算降伏耐力、全塑性耐力について、H形鋼の耐力を単純に2倍した場合、重ね梁として一体化した場合、更にプレートも含めて一体化した場合の値を示す。なお、実大実験の試験体は、素材試験は行えなかったため、材料強度には規格値を用いて算定した。また、(2)式を用いて、すべり係数0.45(ショットブラスト)としたすべり耐力も併せて示している。なお実大試験体はボルトピッチが均等ではないため、すべり耐力の計算にあたっては、試験体全長における平均ピッチを用いて計算している。

表4 実大試験体(重ね梁)のすべり耐力一覧

	降伏 耐力 P_y (kN)	全塑性 耐力 P_p (kN)	平均ボルト ピッチ @ (mm)	すべり 係数 M	すべり 耐力 P_s (kN)
H形鋼×2	2048	2256	250	0.45	1040
重ね梁	2368	2689			
重ね梁+プレート	2839	3794			

図13より、すべり耐力を超えると徐々に剛性低下が始まり、H形鋼2本分の降伏耐力($P_y=2048$ kN)付近で剛性がさらに低下し、変形が増大している。また最大耐力は、一体化した重ね梁の全塑性耐力($P_p=2689$ kN)に到達しているが、プレートを考慮した全塑性耐力には達していない。

4.2.2 荷重—変位関係(横ずれ変位)

図14に2体の上下梁間摩擦接合部の横ずれ変位(図12の変位計④と⑤の平均値)と下部に取り付けたプレートの横ずれ変位(図12の変位計⑥と⑦の平均値)を示す。

各試験体とも上下梁間の横ずれの変位は、表4の計算すべり耐力以前はわずかであり、すべり耐力を超えた1500kNあたりから変位が徐々に増大し始めていることが確認できる。一方プレートのずれ変位は、比較的早期から生じていることも確認できる。

図14 実大試験体横ずれ変位

5. 重ね梁を用いた山留め腹起し材の設計耐力

第3章の縮小実験では、梁間の摩擦接合部が計算すべり耐力を超え、横ずれが生じた後も、あまり大きな剛性低下がない結果であった。一方、4章の実大実験では、計算すべり耐力を超え、横ずれが生じ始めると、梁の剛性は徐々に低下する結果となっている。

この違いを考察すると、縮小実験では、すべり耐力と重ね梁の最大耐力の差が小さかったため、すべり耐力に達した後早い段階で部材が曲げ降伏したことにより各試験体の曲げ性状に顕著な違いが表れなかったものと考えられる。さらに縮小試験は摩擦接合部のせん断力を卓越させるため、スパンが短くなったことも、各試験体の変形量(たわみ)に差異が明確に表れなかった要因と推察される。

一方実大試験体では、すべり耐力と部材の最大耐力に開きがあること、スパンが大きいことから、すべりが生じた後の剛性低下が縮小実験に比べ明確に表れたものと考えられる。

今回の実験結果から、山留め腹起し材としては、高力ボルト接合部のすべり耐力を設計の許容耐力として用いれば、重ね梁の剛性を十分期待した性能が得られるものと考えられる。

よって設計では、必要となるせん断力に対し、(2)式により摩擦接合部の耐力が上回るように高力ボルトを設計すれば良いといえる。

6. まとめ

本研究で提案した重ね梁による山留め腹起し材の構造性能を、摩擦接合部引張実験、縮小曲げ実験、実大曲げ実験により検討を行い、以下の知見を得た。

- ・引張試験より、規格値よりボルト孔を大きくした摩擦接合部のすべり係数を明らかにした。
- ・縮小曲げ実験より、摩擦接合部のすべり耐力は、(2)式により評価すれば、上下のH形鋼が一体となった重ね梁としての剛性が期待できる。
- ・実大曲げ実験により、重ね梁による腹起し材の性能を検証した。その結果、部分的に取り付けたプレートの効果は期待できないが、重ね梁のすべり耐力は(2)式により評価でき、その剛性は、重ね梁の理論曲げ剛性で概ね評価できることがわかった。

本研究は、実験室における構造性能の検証であり、今後本開発工法の実施展開に当たっては、現場での試験施工及び検証を行いたいと考えている。

謝辞

本研究の実施に当たり、日本大学生産工学部藤本研究室の2018年度大学院生、卒研生、ゼミナール生の多大なる協力を得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 高島透, 藤本利昭, 竹井涼介: 重ね梁を用いた山留め腹起し材に関する研究—摩擦接合部引張実験結果と考察—, 2018年度(第89回)日本建築学会関東支部研究報告集, pp.505-508, 2018.3
- 2) 高島透, 藤本利昭, 下村修一, 竹井涼介: 重ね梁を用いた山留め腹起し材に関する研究—組合せ腹起し縮小実験結果と考察—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造I, pp.709~710, 2019.9
- 3) 建築研究所, 日本鉄鋼連盟: 鋼構造建築物の構造性能評価試験法に関する研究委員会報告書, 2002.4
- 4) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2012
- 5) 北島顕正, 片山健次郎共訳, S.TIMOSHENKO: 材料力学 上巻, コロナ社, 1955.6
- 6) 小野薫, 加藤渉: 新版 建築応用力学, 共立出版, 2018.3

[2020年2月5日原稿受理 2020年3月18日採用決定]