

山留め壁H形鋼と後打ち鉄筋コンクリート壁との合成地下壁 「ATOMiK 合成壁」に関する研究

森 利弘* 渡辺則雄* 小川 敦*

山留め壁の応力負担材であるH形鋼と後打ち鉄筋コンクリート壁をH形鋼のフランジ面に溶接した頭付きスタッドによって一体化を図り、地下外壁として利用する技術（ATOMiK 合成壁）の開発を行った。合成地下壁としての構造性能について検討するために、構造体の一部を取り出した形の実大規模の試験体による曲げせん断実験を実施し、頭付きスタッドの鉄筋コンクリート壁鉄筋へののみ込み深さの影響、合成度の影響および山留め時に発生しているH形鋼の先行応力の影響について検討した。その結果、本合成壁は合成構造としての一体性を保ち、土水圧などの側圧荷重（面外荷重）を受ける地下外壁として適用可能な性状を有していることが明らかとなった。

キーワード：合成構造，地下外壁，スタッド，曲げせん断実験，合成度

1. はじめに

建築分野における山留め壁として地下水位が高い場合にはソイルセメント壁，地下水位が低い場合には親杭横矢板壁が採用されている。これら山留め壁の応力負担材として一般的にはH形鋼が使用されているが，従来，H形鋼は根切り山留め時における仮設材としてのみ用いられてきた。本技術は，このH形鋼を本設構造体の一部として利用する，すなわちH形鋼と後打ち鉄筋コンクリート壁（以下RC壁と称す）を頭付きスタッド（以下スタッドと称す）により一体化した合成構造として地下外壁に利用しようとするものである。地下外壁を合成構造とすることにより，地下外壁の設計の合理化を図るとともに，H形鋼の有効活用および地下階空間の有効利用を図ることが可能となる。

山留め壁としてソイルセメント壁を使用する場合の合成地下壁の概要を Fig. 1 に示す。一般的な施工手順とし

ては，ソイルセメント壁の施工→根切り工事→スタッドの溶接→RC壁の配筋→コンクリート打設となる。スタッド溶接の溶接姿勢は横向き溶接となるが，スタッド溶接以外は従来の施工法・施工手順と同じであることから，開発に際しては主に合成地下壁の構造性能について検討することとした。

本報では，実施した曲げせん断実験，合成梁設計式の適用検討および本技術の適用事例としてここではスタッド溶接に関する施工事例について報告する。なお，施工の詳細に関しては別途報告する。

2. 曲げせん断実験の計画

2.1 計画上の留意点

スタッドによるH形鋼とRC壁との合成構造の例として，鉄骨の梁とRC床スラブによる合成梁が使用されており，日本建築学会「各種合成構造設計指針・同解説」¹⁾（以下既指針と称す）に合成梁に関する耐力式が示され

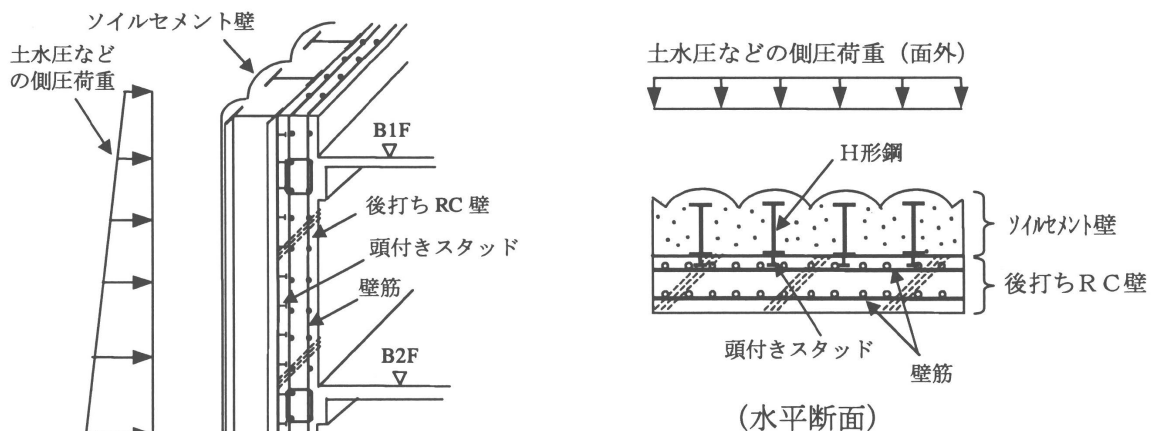


Fig. 1 ATOMiK 合成壁の概要 (山留め壁にソイルセメント壁を用いた場合)

* 技術研究所 地盤基礎研究グループ

ている。本技術では既指針における合成梁の考え方に準拠することとするが、山留め壁応力負担材であるH形鋼と後打ちRC壁との合成地下外壁に適用する場合、構造性能に関してさらに以下の点に留意する必要があると考えられる。

①既指針における合成梁の考え方は、地震時での使用を想定し、合成梁の全断面が塑性化するのに必要なスタッド量を有する完全合成梁（スタッドの合成度が1以上）として使用することが基本とされている。しかしながら、地下外壁に用いる場合には、土水圧などの長期荷重に抵抗させることが主目的となり、使用状態としては弾性状態との考えから、不完全合成梁（スタッドの合成度1未満）として使用することも想定されるため、その耐力を明確にする必要がある。

②RC壁との一体化を図る前に、H形鋼には山留め時における土水圧などの側圧荷重により、応力が発生している（以下山留め時に発生している応力を先行応力と称す）。すなわち、H形鋼に先行応力が発生している状態で後打ちRC壁との一体化を図ることになる。したがって、この先行応力の影響について検討する必要がある。

③山留め壁の施工に際しては施工精度を考慮し、山留め壁外側への逃げを考え山留め壁施工芯の位置決めを行う。その関係でスタッドの頭部分がRC壁配筋内のみ込まれない状態（Fig.1参照）が予想される。したがって、この影響について検討しておく必要がある。

2.2 試験体の形状と試験体一覧

前述した留意点を踏まえ、地下外壁に用いる合成壁としての構造性能について検討するためにその一部を取り出した形の実大試験体を作製し、曲げせん断実験を行った。

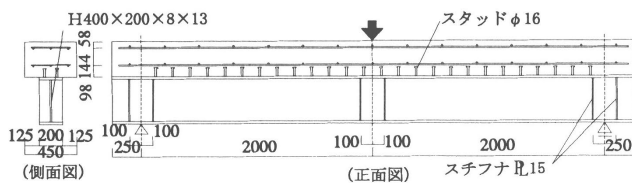


Fig. 2 試験体の形状 (CASE1)

Table1 試験体の実験条件一覧

試験体NO	H形鋼	RC壁		スタッド				合成度 ^{*1} (n_p/n_t)	先行応力の有無	加力方向 ^{*2}
		コンクリート	上下の鉄筋	径	長さ	ピッチ	ゲージ			
CASE1	H400×200×8×13 長さ4.5m	Fc27	3-D16	16	80	150	ダブル	1	無	正曲げ
CASE2						300	シングル	0.25		
CASE3						150		0.5		
CASE4						800	0.5	有		負曲げ
CASE5						800				
CASE6						150	0.5	正曲げ		

*1：合成梁の1スパンに配置されたスタッド本数(n_p)を完全合成梁の1スパンに必要なスタッド本数(n_t)で除したもの

*2：合成梁のRC壁側が圧縮となる曲げモーメントを正、引張となる曲げモーメントを負

た。試験体の形状を Fig. 2 に示す。H形鋼はソイルセメント壁に使用される標準サイズ、またRC壁は地下2階を想定した場合の壁厚とした。

Table1 に試験体一覧を示す。試験体のパラメーターとしてはスタッドの合成度（前述した①対応）、先行応力の有無（前述した②対応）および荷重の加力方向（正曲げおよび負曲げ）の3つとした。前述した③について検討するためにすべての試験体においてスタッドの頭部分がRC壁配筋内のみ込まれていない条件とした。なお、スタッドの配置は均等配置とした。Table2 に構成材料の試験結果を示す。

Table2 構成材料の試験結果

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6
コンクリート	Fc27					
圧縮強度 (N/mm ²)	26.8	33.4	27	34.7	34.8	35.2
ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)	2.88	3.21	2.94	3.18	3.16	3.22
鉄筋	SD295A					
	D16		D13		D16	
	降伏強度 (N/mm ²)		379		376	
引張強度 (N/mm ²)	546		534		546	
H形鋼	SS400 H400×200×8×13					
降伏強度 (N/mm ²)	275					
引張強度 (N/mm ²)	457					
スタッド	軸径16φ, 呼び長さ80					
降伏強度 (N/mm ²)	391					
引張強度 (N/mm ²)	456					

2.3 実験方法

加力装置の概要を Fig. 3 に示す。試験体を単純梁形式で支持し、加力は中央集中の一方向単調載荷（鉛直方向下向き）とした。正曲げ試験体ではRC壁が上側、負曲げ試験体では逆に下側に位置するように設置した。加力の制御は、荷重制御で行った。

先行応力は、Fig. 4 に示すようにプレストレス導入用の治具を取り付け、PC鋼棒をジャッキで緊張することにより、H形鋼に圧縮力と曲げモーメントを作用させた。先行応力の値は、正曲げ試験体ではH形鋼の合成面側フ

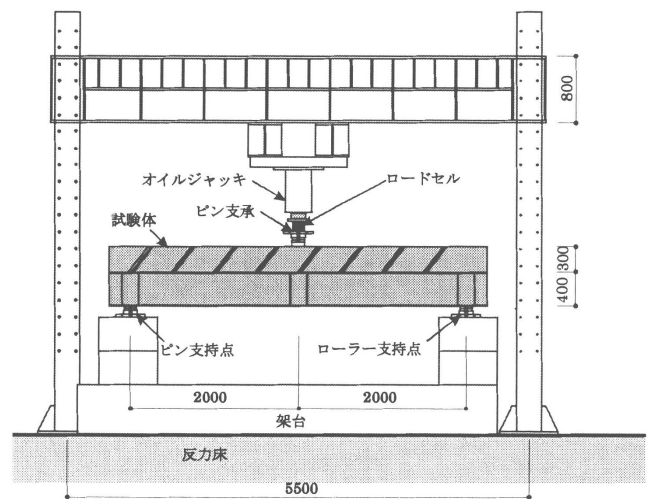


Fig. 3 加力装置の概要

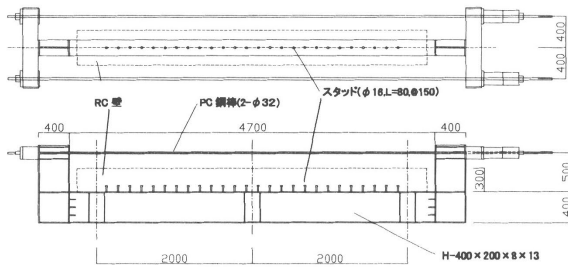


Fig. 4 先行応力の導入方法 (CASE6)

ランジが長期圧縮応力(約 160N/mm²)に達するまで、負曲げ試験体では最外縁側フランジが長期圧縮応力に達するまでとした。先行応力導入時におけるH形鋼の応力分布は、正曲げ試験体では合成面側フランジが圧縮応力、最外縁側フランジが引張応力、負曲げ試験体では最外縁側フランジが圧縮応力、合成面側フランジが引張応力となり、この状態でRC壁の配筋、コンクリート打設を行った。なお、先行応力は加力に伴い、徐々に緩む状態となり、最終荷重段階ではゼロとなっていた。

3. 実験結果

3.1 実験経過

各試験体における実験結果の一覧を Table3 に示す。RC壁の曲げひび割れおよびせん断ひび割れの発生荷重はひび割れ観察から、H形鋼とRC壁のずれ発生荷重はその間の相対変位が急増する荷重から、また各降伏荷重は材料試験で得られた降伏ひずみから算出した。同表には参考として長期設計荷重、短期設計荷重を示した。各設計荷重は、既指針における合成梁の有効等価断面係数算定式から縁応力度を算定し、その値が各許容応力度(規格値)に達する時の荷重である。

以下に、正曲げ、負曲げ試験体毎に荷重変位性状と構成材料の降伏過程について概説する。

(1) 正曲げ試験体

正曲げ試験体における載荷荷重と鉛直変位の関係を Fig. 5 に示す。正曲げ試験体においては荷重変位が線形挙動を示した後、加力点近傍のRC壁合成面側において初期曲げひび割れが生じ、その後RC壁の曲げひび割れが

最外縁側に向かって進行し、加力点と支持点を結ぶ方向にせん断ひび割れが発生し、最大荷重に達した。RC壁のせん断ひび割れ発生時期と前後して加力点近傍のH形鋼最外縁側フランジに引張降伏が生じ、その後にRC壁の鉄筋が降伏した(CASE1を除く)。最大荷重後は、せん断ひび割れが発達し、変位の進行とともに荷重は低下した。加力終了時における試験体のひび割れ状況の例を Fig. 6 に示す。

正曲げ試験体においてはRC壁に初期曲げひび割れが生じる時期と前後して、H形鋼とコンクリートの付着切れに伴い、H形鋼とRC壁にずれ(相対的な水平方向のずれ)が生じ、一時的に荷重の低下、変位の増加が見られた。

なお、正曲げ試験体のうち、CASE6(先行応力有)では先行応力が導入されている関係で載荷荷重初期の段階でH形鋼に引張降伏が発生している。

(2) 負曲げ試験体

負曲げ試験体における載荷荷重と鉛直変位の関係を Fig. 7 に示す。負曲げ試験体においては加力後、まもなくRC壁最外縁側に初期曲げひび割れが発生するが、荷重変位はほぼ線形挙動を示す。その後、曲げひび割れは進

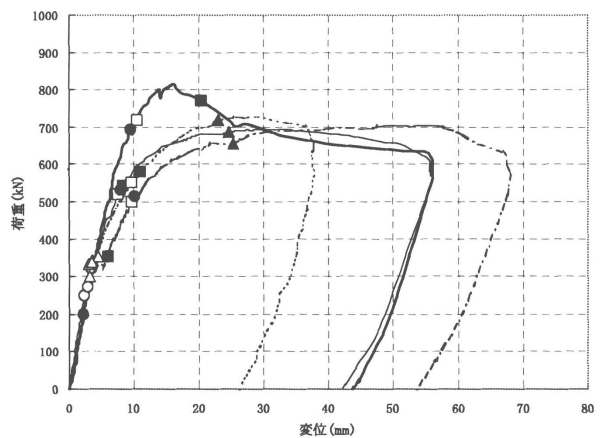
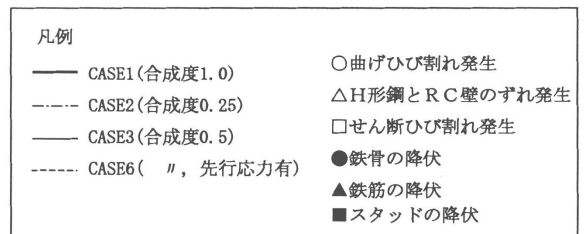


Fig. 5 正曲げ試験体における荷重変位性状

Table3 各試験体における実験結果一覧

試験体NO	計算値(kN)		実験結果(kN)						最大荷重
	長期設計荷重	短期設計荷重	曲げひび割れ発生荷重	H鋼とRC壁のずれ発生荷重	せん断ひび割れ発生荷重	鉄骨の降伏荷重	鉄筋の降伏荷重	スタッドの降伏荷重	
CASE1	342	513	319	301	720	692	-	773	815
CASE2	263	394	315	341	500	514	657	351	706
CASE3	295	443	250	331	520	526	688	542	694
CASE4	217	321	5	42	530	351	400	340	542
CASE5	217	321	20	30	500	208	330	300	571
CASE6	295	443	270	301	550	200	720	581	728

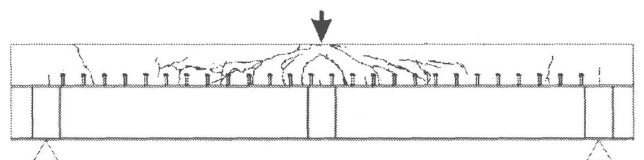


Fig. 6 正曲げ試験体のひび割れ状況 (加力終了時, CASE3)

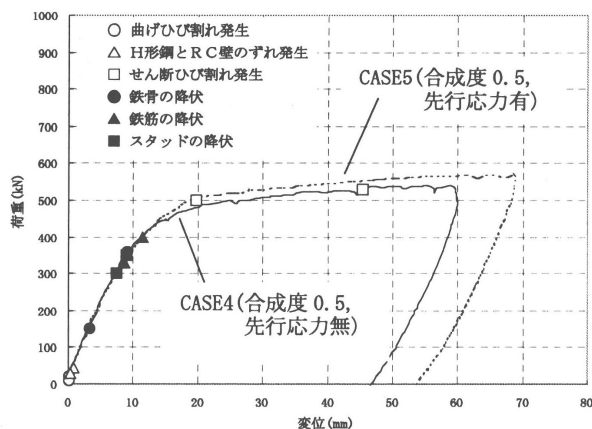


Fig. 7 負曲げ試験体における荷重変位性状

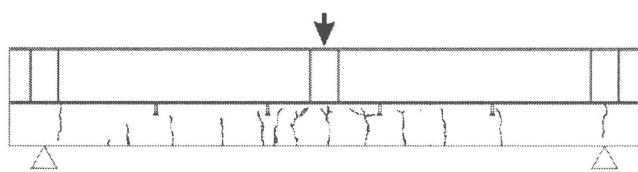


Fig. 8 負曲げ試験体のひび割れ状況 (加力終了時, CASE4)

行し、H形鋼最外縁側フランジの圧縮降伏、RC壁最外縁側鉄筋の引張降伏、合成面側鉄筋の引張降伏、加力点近傍のRC壁合成面側にせん断ひび割れが発生し、最大荷重に達した。最大荷重時には加力点近傍のH形鋼に局部座屈が発生していた。加力終了時における試験体のひび割れ状況の例を Fig. 8 に示す。

なお、負曲げ試験体においても初期曲げひび割れ発生後、H形鋼とRC壁にずれが生じたが、正曲げ試験体に見られたような一時的な荷重の低下、変位の急増は認められなかった。

3. 2 合成度の影響

(1) 荷重変位性状

スタッド本数が異なるCASE1～CASE3の正曲げ試験結果 (Fig. 5 参照) から、荷重変位特性に関して以下のような特徴が見られた。

H形鋼とRC壁とのずれが生じるまでは合成度の影響は見られないが、ずれ発生以後合成度 0.5 および 0.25 の場合には概ね 400kN (短期設計荷重程度) を超える荷重付近から荷重変位の勾配が小さくなり、合成度 1.0 の場合に比べ徐々に剛性低下が生じ始めるとともに最大荷重は小さくなっている。最大荷重以後、合成度 1.0 の場合、せん断ひび割れ (スタッド頭部およびRC壁の下端筋より上側におけるせん断ひび割れ) が一気に進行し、大きな荷重の低下が生じたのに対して、他のケースにおいてはせん断ひび割れが進行するものの荷重低下は小さかった。

(2) ひずみ性状

H形鋼のひずみはRC壁とのずれが発生するまでは合成度に関係なく、すべて引張りひずみとなっている。ずれ発生以後、合成度 0.5 および 0.25 の場合には合成面側フランジは引張りひずみから、圧縮ひずみに移行しているのに対し、合成度 1.0 の場合には最大荷重時まで引張りひずみとなっていた。一方、RC壁鉄筋のひずみは上筋下筋ともにずれが発生するまではすべて圧縮ひずみとなっている。ずれ発生以降、合成度 0.5 および 0.25 の場合、下筋 (合成面側) は圧縮ひずみから引張りひずみに移行し、引張りひずみが増加するのに対し、合成度 1.0 の場合には発生ひずみの値は小さい。上筋 (最外縁側) については合成度 1.0 の方がひずみ量 (圧縮ひずみ) は大きくなっている。

Fig. 10 に加力点断面内のひずみ分布を試験体毎に示す。図中における長期設計荷重、短期設計荷重および最大荷重の値は Table 3 に示したとおりである。

合成度 1.0 の場合、合成梁断面内のひずみ分布は短期設計荷重まで直線を示し、H形鋼とRC壁は一体となって挙動している (平面保持が成立している) ことが分かる。また、最大荷重時においても重ね梁としての挙動 (稲妻型のひずみ分布) には至っていない。

一方、合成度が 0.5 および 0.25 の場合、合成梁断面内のひずみ分布は長期設計荷重時まではほぼ直線を示すが、短期設計荷重時には多少稲妻型の様相を示し始め、最大荷重時には重ね梁としての挙動に至ったことが分かる。

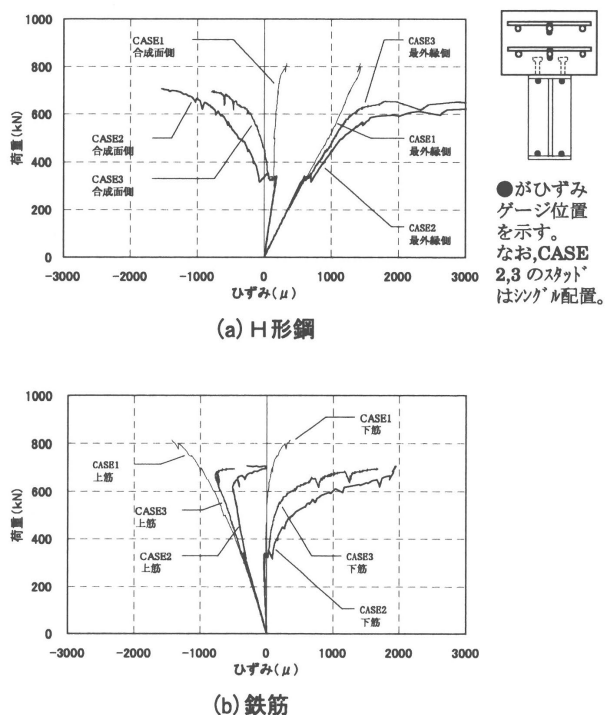


Fig. 9 加力点断面内における荷重ひずみ性状

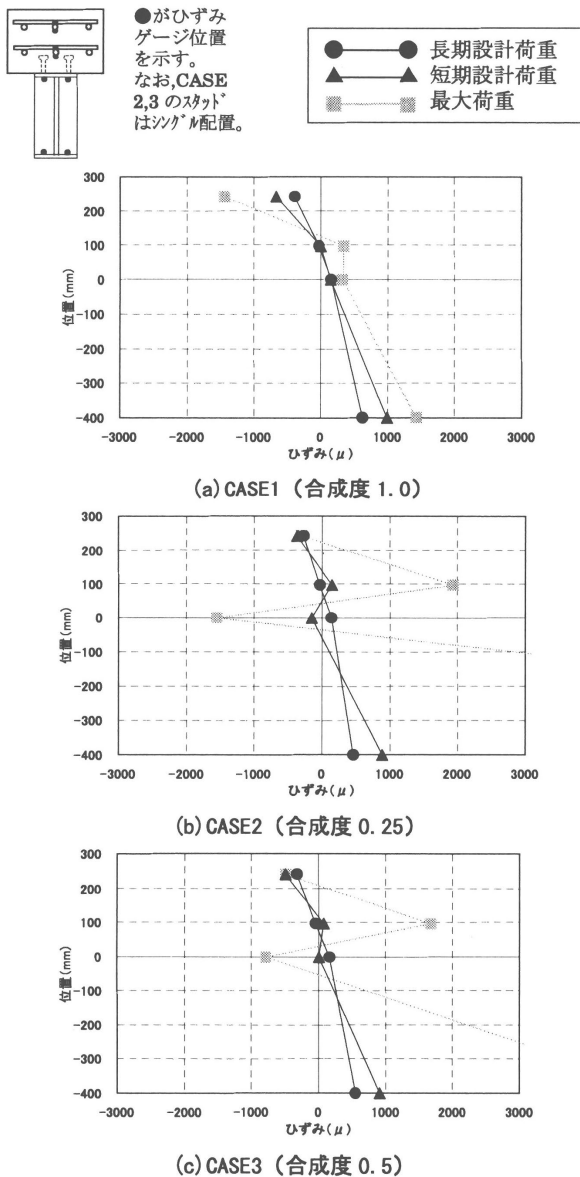


Fig. 10 加力点断面内におけるひずみ分布

3.3 先行応力の影響

正曲げ試験体における先行応力有り無し両試験体の荷重変位性状については Fig. 5 に示したように、顕著な差は見られない。むしろ、先行応力有りの試験体において RC 壁のひび割れ（曲げ、せん断）発生荷重、最大荷重が大きくなっているが、これは RC 壁コンクリートの圧縮強度の差（CASE3:27.0N/mm²，CASE6:35.2N/mm²）によると考えられる。

Fig. 11 に加力点断面内における H 形鋼および RC 壁鉄筋のひずみ性状を示す。Fig. 11 (b) に示すように鉄筋のひずみ性状には先行応力有り無しの違いは見られない。H 形鋼のひずみ性状では先行応力有りの場合、先行応力分に相当する初期ひずみにより、荷重初期段階においてひずみ量が大きくなっているが、初期ひずみからの差分量で見た場合顕著な差は見られない。

Fig. 12 に加力点断面内のひずみ分布を示す。ただし、先行応力有りの場合、H 形鋼のひずみは初期ひずみから

の差分量で示した。図のように先行応力有りの場合においても長期設計荷重まではひずみ分布はほぼ直線であり、合成梁としての一体性を有していること、また短期設計荷重においても先行応力無しの場合とひずみ分布性状には差がないことが分かる。

負曲げ試験体においてもその荷重変位性状については Fig. 7 に示したように、先行応力の有り無しの差はほとんど見られない。

以上により、正曲げ試験体および負曲げ試験体ともに H 形鋼に発生している先行応力が長期応力相当であれば、合成梁としての荷重変位性状、最大荷重に差がみられないことから、先行応力の影響は小さいと考えられる。

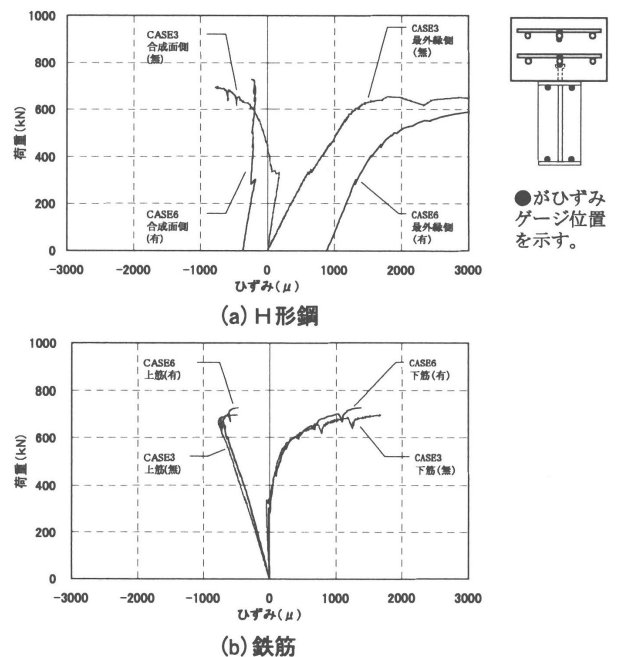


Fig. 11 先行応力有無による荷重ひずみ分布の比較

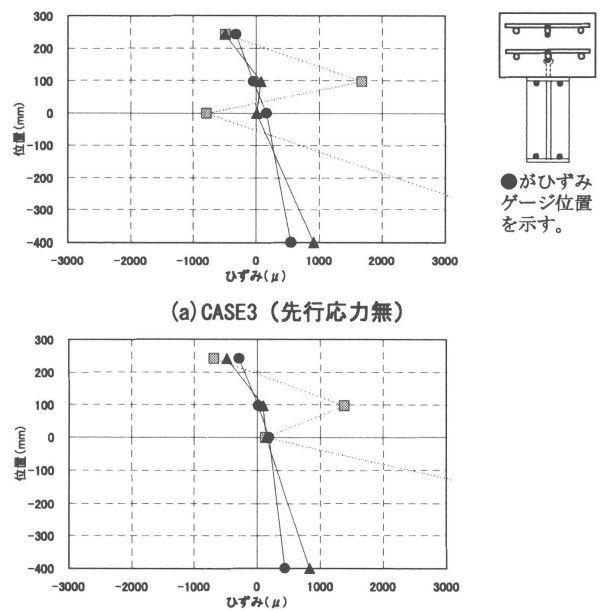


Fig. 12 加力点断面内におけるひずみ分布の比較

4. 設計式の適用性

本技術における合成壁の設計は、H形鋼とRC壁との合成梁として評価し、許容応力度設計を行うこととしているが、ここでは終局強度に関する比較を含め、既指針に基づく合成梁設計式の適用性について検討した。既指針における合成度の適用範囲は0.5以上としているが、合成度0.25のCASEを含め、計算値と実験値の比較検討を行った。

4.1 終局強度における計算値と実験値の比較

正曲げ試験体 (CASE1～CASE3) および負曲げ試験体 (CASE4) における曲げ終局強度計算値 P_u を算定し、実験における最大荷重 P_{max} との比較を行った。終局強度 P_u の算定は、既指針に基づいた式(1)によるが、各材料強度はTable2に示した材料強度を用いた。

本技術とほぼ同じ合成構造試験体を用いた既往の試験結果^{2),3)}をあわせ、これらの比較をまとめてFig.13に示す。なお、既往の試験結果はスタッドの頭部分がRC壁配筋内のみ込まれている場合の結果である。図のように本実験 (CASE1～CASE4) における最大荷重は、計算値に対してよい対応を示し、既往の試験結果における実験値と計算値との対応性と比べても差が認められない。したがって、合成梁としての終局強度にはスタッドのRC壁配筋内へののみ込みの有無による影響は小さいと考えられる。

$$P_u = P_s + \sqrt{\frac{n_p}{n_f}} \cdot (c P_u - P_s) \quad \dots (1)$$

ここに、

P_s : H形鋼のみにおける終局荷重 ($= 4 M_p / \ell$)

M_p : H形鋼の全塑性曲げモーメント

ℓ : 支点間距離

$c P_u$: 完全合成梁における終局荷重 ($= 4 M_p / \ell$)

M_p : 合成梁の全塑性曲げモーメント

n_p / n_f : スタッドの合成度

n_p : 合成梁に用いるスタッド本数

n_f : 完全合成梁とした場合に必要スタッド本数

4.2 許容応力度設計の範囲における比較

本実験においては、正曲げ試験体および負曲げ試験体ともにH形鋼の最外縁フランジが先に材料の降伏ひずみに達していることから、鉄骨側に対して実験値と計算値の比較を行う。

実験においてH形鋼の最外縁側フランジのひずみが降伏ひずみ (H形鋼のヤング係数を $2.05 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ として材料試験結果から求まる $1,340 \mu$ とした) に達したときの荷重を実験値 P_s とし、Table2に示した材料試験から求めた

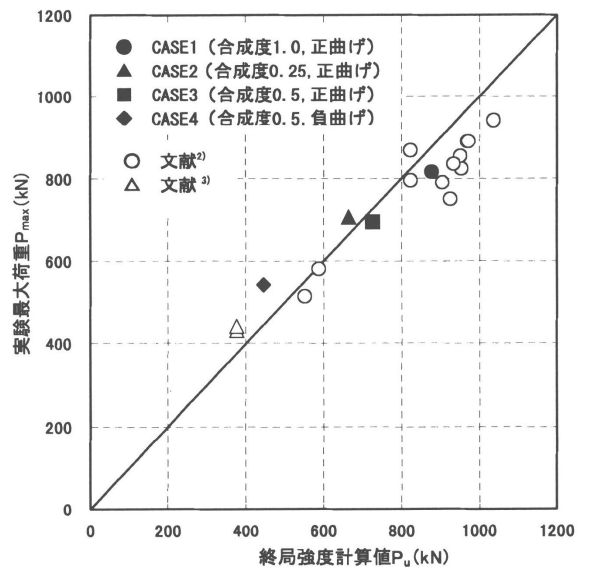


Fig. 13 終局強度計算値と実験最大荷重の関係

短期許容曲げ応力度を用いて算定した計算値 P_{Scal} との比較をFig.14に示した。Fig.14には、実験において最外縁鉄骨フランジのひずみが降伏ひずみの2/3に達したときの荷重を実験値 P_L とし、材料試験から求めた長期許容曲げ応力度を用いて算定した計算値 P_{Lcal} との比較も併せて示した。なお、 P_{Scal} および P_{Lcal} の算定は式(2)によった。

Fig.14より、長期許容荷重における比較では実験値はすべてのCASEにおいて計算値よりも大きくなっている。短期許容荷重における比較では合成度1.0を除き、実験値は計算値とほぼ等しい。したがって、スタッドの頭部分がRC壁配筋内のみ込まれていない場合においても合成梁の有効等価断面係数の算定式としてスタッド本数を考慮した既指針 (式(3)) の適用が可能であることが確認できた。

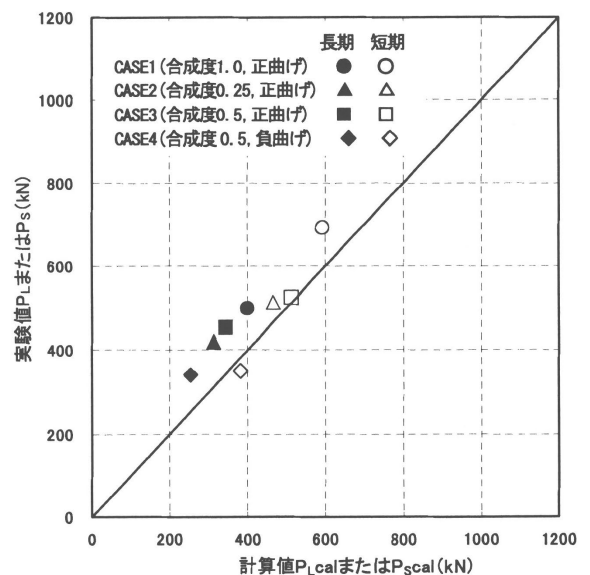


Fig. 14 各許容荷重計算値と実験値の関係

$$P_{cal} = \frac{4}{\ell} M = \frac{4}{\ell} \cdot f_b \cdot e Z \quad \dots (2)$$

ここに、

M : 合成梁の曲げモーメント

f_b : H形鋼の許容曲げ応力度

$e Z$: 合成梁の有効等価断面係数

$$(\ =_s Z + \sqrt{\frac{n_p}{n_f} \cdot ({}_c Z - {}_s Z)}) \quad \dots (3)$$

${}_s Z$: H形鋼の断面係数

${}_c Z$: 完全合成梁の有効等価断面係数

n_p / n_f : スタッドの合成度

n_p : 合成梁に用いるスタッド本数

n_f : 完全合成梁とした場合に必要スタッド本数

5. 実施例

5.1 建物および地下外壁の概要

本技術を適用した建物の概要を Table4 に、合成地下壁の概要を Fig. 15 に示す。建物は地下2階まで計画されているが、地下壁を合成地下壁としたのは地下2階部分である。地下1階部分はRC壁として設計している。

山留め壁はソイルセメント壁であり、H形鋼の割り付けピッチは、900mm (隔孔設置) または 675mm (全孔設置と隔孔設置の組み合わせ) とした。なお、H形鋼の耐久性を考慮し、設計ではH形鋼の有効断面を全周にわたり1mm低減している。

使用スタッドは 16φ, h=80 とし、スタッドの打設範囲は Fig. 15 に示すように地下1階スラブ下端から耐圧盤の上端までとした。なお、平面図において山留め壁H形鋼が柱位置と重なる場合、スタッドの打設は行わないこととした。

5.2 スタッドの施工

前述したようにスタッドの施工以外は従来の地下壁と同じ施工方法となることから、ここではスタッドの施工(溶接)についての実施例を示す。

スタッドのH形鋼への溶接は、山留め支保工との深度方向における位置関係を考慮し、2段階に分けて行う手順とした。すなわち、捨てコンクリート打設後、切梁下端までの範囲におけるスタッドを先に溶接し、耐圧盤および地下2階スラブのコンクリート打設後、切梁の解体を行い、残りの範囲のスタッドを溶接した。溶接に先立ち、ケレン棒でソイルセメントを丁寧に除去し、墨だし後、スタッド打設位置(スタッド径の2倍の範囲)をグラインダーによる清掃を行うこととした。

スタッドの溶接にあたっては、日本建築学会「鉄骨工事技術指針—工事現場施工編」に準拠し、スタッドの溶

接に関する施工管理を行った。Table5 にスタッド溶接の検査項目を、Photo. 1 に予備試験において行った打撃曲げ試験の状況を示す。スタッド溶接は、横向き溶接となるため、打撃曲げ試験においては余盛りが最も不利な側に

Table4 建物の概要

工事名	(仮称)ウインバルプラザ白金新築工事
工事場所	東京都港区白金台4丁目7番地
建築面積	1,002.43m ²
延床面積	6,206.53m ²
構造規模	SRC造一部S造、地下2階地上13階
基礎地業	場所打ちコンクリート杭
山留め壁 (ソイルセメント壁)	タイプ1:ソイルセメント φ600 L=17.0~20.0m 応力材 H450×200×9×14 @0.675m, 0.90m L=15.5~18.5m
	タイプ2:ソイルセメント φ650 L=20.5m 応力材 H500×200×10×16 @0.675m L=19.0~20.5m

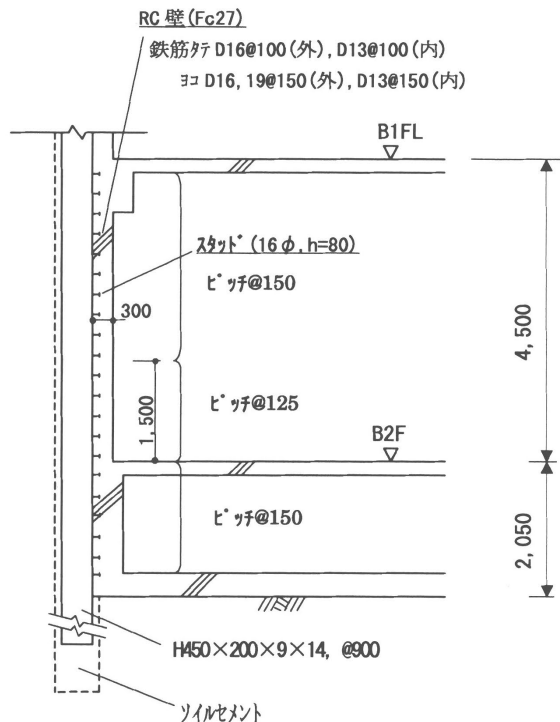


Fig. 15 合成地下外壁の概要 (タイプ1)

Table5 スタッド溶接の検査項目

検査項目	判定基準	検査頻度
施工前の検査	外観・寸法検査 高さ: ±2mm以内 傾き: 5°以下 フラッシュ: 全周にわたって包囲し、高さ1mm、幅0.5mm以上	溶接条件を考慮し、数本程度
	打撃曲げ検査 (曲げ角度30°)	溶接部に欠陥が発生していないこと 溶接条件を考慮し、数本程度
施工中の検査	外観・寸法検査 高さ: ±2mm以内 傾き: 5°以下 フラッシュ: 全周にわたって包囲し、高さ1mm、幅0.5mm以上	全数
	打撃曲げ検査 (曲げ角度15°)	溶接部に欠陥が発生していないこと 100本に1本

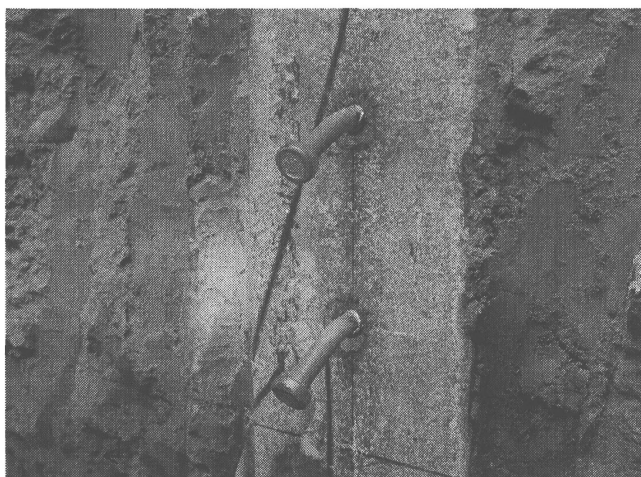


Photo. 1 スタッドの打撃曲げ試験(施工前検査, 曲げ角度 30 度)

引張力が生じるように下側に曲げて余盛部分の外観検査等を行った。本例の場合、スタッドの全本数は 4,500 本程度であるが、特に支障なく約 8 日間（溶接工 1 人、手元 1 人）でスタッドの溶接を終えることができた。

6. まとめ

山留め壁H形鋼と後打ち鉄筋コンクリート壁との合成地下壁の開発に当たり、合成地下壁としての構造性能について検討するために実大規模の試験体による曲げせん断実験を実施し、以下の結論を得た。

- 1) 合成度をパラメーターとした実験により、既指針における合成度の考え方は合成梁の各耐力に関し、合成度 0.25～1.0 の範囲において適用可能である。
- 2) 正曲げ試験体および負曲げ試験体においてH形鋼に先

行応力（長期許容応力程度）を導入した実験により、先行応力の有無が荷重変位性状、最大荷重に及ぼす影響は小さいことが明らかとなった。

3) スタッドの頭部分がRC壁配筋内のみ込まれていない状態を想定し実験を行った結果、既往のみ込まれている状態での実験結果と有意な差がないこと、既指針における合成梁の有効等価断面係数の算定式（式(3)）が適用可能であることが確認できた。

なお、本実験は、(株)新井組、大木建設(株)、東洋建設(株)および三菱建設(株)との共同研究として実施したものである。

謝辞

本実験（曲げせん断実験）を実施するに当たり、仙頭紀明氏（元熊谷組）に御協力頂きました。また、本技術の建築工事への適用に際しては、熊谷組首都圏支社の高野勝所長、柳橋秀彦工事主任にお世話になりました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説, 1985
- 2) 保井美敏他：ソイルセメント柱列壁芯材の有効に関する研究（その2）曲げせん断実験(1)基本性状、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 609～610、1999年9月
- 3) 筒井通剛他：ハイブリッド地下壁に関する実験的研究（その1）～（その6）、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 653～664、1997年9月

Study of a Composite Basement Wall Consisting of an H-shaped Steel-Supported Earth-Retaining Wall and a Cast-on-site Reinforced Concrete Wall — Development of the ATOMiK Composite Wall —

Toshihiro MORI, Norio WATANABE, and Atsushi OGAWA

Abstract

The authors have developed the technology for a new type of composite basement wall (the ATOMiK Composite Wall). This composite wall consists of an H-shaped steel structure that serves as the stress-bearing component of an earth-retaining wall attached to a reinforced cast-on-site concrete wall by headed studs installed on the flange surface of the H-shaped steel structure. To study the structural performance of this composite basement wall, bending shear testing was performed using a full-size specimen with part of the structural body removed. We studied the effects of the positional relationship between the headed studs and the reinforcing steel in the reinforced concrete wall, the effects of the stud composite ratio, and the effects of the prestressing of the H-shaped steel (which prestressing is caused by the earth-retaining process). The results have shown that this composite wall remains integrated as a composite structure, with properties that permit its use as an basement wall under lateral pressure loads such as those generated by earth and water pressure (or by out-of plane loads).

Keywords: composite structure, basement wall, stud, bending shear testing, prestressing, composite ratio
