

CUW 工法における立上り壁と基礎スラブの隅角部に関する構造実験 Structural Experiment on Corner of Rising Wall and Foundation Slab in CUW

熊田 健太*
Kenta Kumada

新井 寿昭**
Toshiaki Arai

要 約

CUW (Composite Underground Wall) 工法とは、山留め壁の応力材と鉄筋コンクリート造の地下外壁や擁壁を頭付きスタッド等の接合部材で結合し、合成壁あるいは重ね壁の地下外壁とする工法である。片持ち梁形式となる免震ピットの立上り壁等に適用する場合、合成壁部の構造性能を発揮させるためには隅角部（合成地下外壁と基礎スラブの接合部分）の構造性能を評価する必要がある。そこで、本研究では片持ち梁形式の合成壁部と隅角部を取り出した部分架構実験を実施し、隅角部の構造性能を確認した。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. CUW 工法の概要
- § 3. 隅角部構造性能確認実験
- § 4. まとめ

§ 1. はじめに

CUW 工法は山留め壁の応力材（以下、応力材）と RC 地下外壁を頭付きスタッド等の接合部材で一体化して合成壁あるいは重ね壁とする工法である¹⁾。本工法は 2002 年に（財）日本建築総合試験所の建築技術性能証明を取得以降、地下外壁のコンクリートや鉄筋の数量削減や仮設応力材の有効活用というメリットを活かし多数の実績がある。

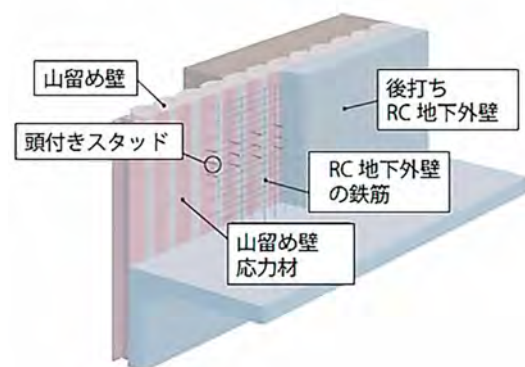
免震ピットの立上り壁などに CUW 工法（合成壁）を適用する場合、合成壁部の構造性能を十分に発揮させるためには、合成壁脚部と基礎スラブが接合する隅角部に十分な構造性能を持たせる必要があるが、隅角部の構造性能に関する知見は少ない（例えば、2), 3)。

そこで、隅角部を取り出した部分架構試験体の載荷実験を実施し、隅角部の破壊性状および隅角部に配置した接合部材が負担する応力を確認した。

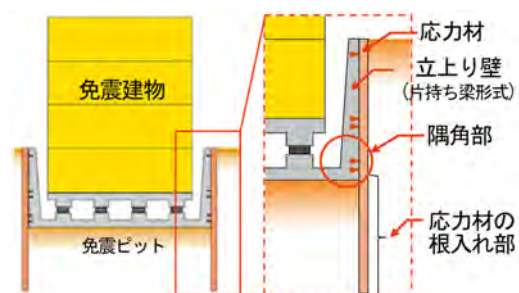
§ 2. CUW 工法の概要

図一1 に CUW 工法の構成を示す。CUW 工法は頭付き

スタッドを接合部材とし、応力材と RC 地下外壁を一体化させて側圧（土圧・水圧）に抵抗させる工法であり、土圧および水圧等の荷重状況により、合成壁と重ね壁の 2 種類の設計方法を確認している。図一2 に免震ピットの立上り壁に適用した例を示す。免震ピットの立上り壁は片持ち梁形式となるため、合成壁とした脚部に発生する曲げモーメント等の応力は、隅角部（合成地下外壁と基礎スラブの接合部分）を介して、基礎スラブに伝達する必要がある。



図一1 CUW 工法



図一2 免震ピットの立上り壁への適用例

* 技術研究所建築技術グループ

** 技術研究所

§ 3. 隅角部構造性能確認実験

3-1 実験目的

隅角部を介した合成壁脚部から基礎スラブへの応力伝達は、応力材のフランジ面に設置した接合部材で行われるため、接合部材の仕様を適切に決定する必要がある。

そこで、CUW 工法の合成壁を適用した立上り壁と基礎スラブで構成される隅角部を取り出した試験体を製作し、隅角部内に配置した頭付きスタッド等の接合部材の仕様を主な実験因子とした構造性能確認実験を実施した。

3-2 試験体諸元

図-3 に試験体形状および配筋詳細、表-1 に実験条件を示す。試験体は隅角部を有する連続した合成壁体のある区間 (450mm) を取り出した形状で全 4 体である。実験因子は隅角部内の接合部材仕様と応力材根入れ部の地盤反力の有無であり、その他の部分は全試験体で共通としている。図-3 に示すように RC 壁は厚さ 300mm、

幅 450mm で高さは基礎スラブ天端から 3m である。応力材は H-200×100×5.5×8 (SS400 材) で想定設置間隔は 450mm とし、地盤への根入れを想定して基礎スラブ下方まで延長した。基礎スラブは厚さ 600mm で端部には固定用の鋼板を取り付けた。また、基礎スラブ下端筋の配筋は頭付きスタッドの頭部がコアコンクリート内に定着されるように、余長部を合成壁側に曲げ上げた。コンクリートの目標圧縮強度はいずれの試験体も 36N/mm² であり、試験体製作時には実際の立上り壁の施工状況に合わせるため壁頂部から応力材の軸方向と平行に打設した。

図-4 に隅角部の接合部材を示す。合成壁内の接合部材は頭付きスタッドφ16 (L=120mm) を 200mm 間隔、隅角部内の接合部材は合成壁部の合成度を上回るように 150mm 間隔でウェブ上に配置した。隅角部内の頭付きスタッドの長さは全て L=120mm とし、試験体 No.1-1, No.1-2 では 4-φ16、試験体 No.2-1 では 4-φ22 とした。また、試験体 No.3-1 の隅角部内では、頭付きスタッド 3-φ16 に加えて最下段に鉄筋スタッド D16 (L=690mm) を配置して、破壊性状に与える影響を確認した。試験体 No.1-2 では、応力材の根入れによる地盤反力に相当する外力を模擬するため、応力材下端の鉛直・水平方向に油圧ジャッキを取り付け、隅角部の破壊性状に与える影響を確認した。

表-1 実験条件

試験体		No.1-1	No.1-2	No.2-1	No.3-1
応力材下端 支持条件	水平反力 P ₂	無	有	無	無
	鉛直反力 P ₃	無	有	無	無
合成壁部	RC 造壁	断面：厚さ 300×幅 450 配筋：外主筋 3-D19, 内主筋 3-D19(SD345) 補強筋 D13@200(SD295)			
	山留め壁 応力材	断面：H-200×100×5.5×8 (SS400)			
	接合部材	頭付きスタッド φ16(L=120)@200			
基礎スラブ		断面：厚さ 600×幅 450 配筋：上主筋 3-D25, 内主筋 3+3-D19(SD345) 腹筋 2-D13(SD295) 補強筋 D13@150(SD295)			
隅角部内接合部材 (シングル配置)		頭付きスタッド		頭付きスタッド： 3- φ16 (L=120)@150 鉄筋スタッド： D16(L=690) (SD345 相当品)	
		4- φ 16(L=120)@150	4- φ22 (L=120)@150		
コンクリート目標圧縮強度		36N/mm ²			

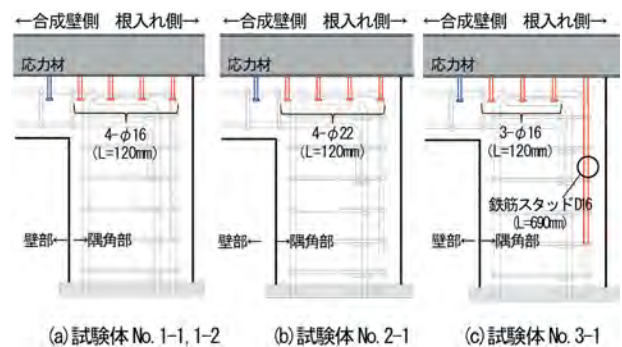


図-4 隅角部の接合部材

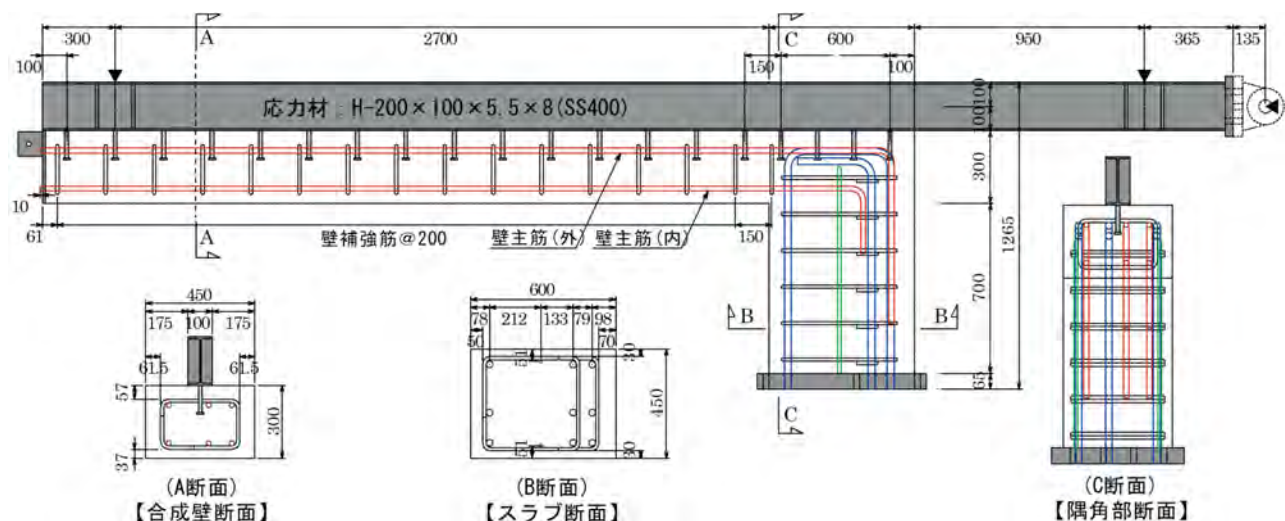


図-3 試験体形状および配筋詳細

3-3 加力方法および計測計画

図-5 に加力装置、写真-1 に試験体の設置状況を示す。試験体は合成壁が水平となるように 90 度回転させ、基礎スラブ端部の鋼板を反力床に固定した。合成壁上端には加力点の面外方向の移動を抑制するために振れ止め装置を設け、さらに合成壁 (RC 壁部) の上端にはカウンターウェイトを設置し、合成壁部の半分の自重と振れ止め装置の治具重量を打ち消した (写真-2)。その状態で油圧ジャッキによって合成壁上端に水平荷重 P_1 を加えた。載荷履歴は水平荷重 P_1 によって制御し、片振幅繰返し載荷後に一方向載荷を行った。

応力材根入れ部の地盤反力を考慮する試験体 No.1-2 では、応力材下端に油圧ジャッキを接続して水平変位を拘束した状態 (図-5 内 P_2 で変位ゼロ制御)、かつ応力材を反力壁に接続して鉛直変位を拘束 (P_3) した状態で水平荷重 P_1 を加力した。No.1-1, No.2-1, No.3-1 の試験体では、応力材下端を油圧ジャッキおよび反力壁に接続しない状態で P_1 を加えた。

水平荷重 P_1 、水平反力 P_2 と鉛直反力 P_3 は 500kN ロードセルで測定した。また、応力材には両側フランジに測定点 1箇所につき 1 枚の単軸ゲージを貼付し、軸ひずみを測定した。頭付きスタッドおよび鉄筋スタッドの軸部表裏に単軸ゲージを貼付し、軸ひずみを測定した。ひび割れは所定荷重到達時および除荷時に発生状況を観察し、クラックスケールでひび割れ幅を測定した。

3-4 実験結果

(1) 水平荷重 P_1 と水平変位 δ_1 の関係と破壊性状

図-6 に各試験体の水平荷重 P_1 と変位 δ_1 の関係、写真-3 に隅角部の最終破壊状況を示す。応力材下端を支持していない試験体 No.1-1 (頭付きスタッド, 4- $\phi 16$)、No.2-1 (頭付きスタッド, 4- $\phi 22$) では、隅角部内の合成壁脚部側のコンクリートに斜めひび割れ (写真-3(a),(c) の①) が発生し、その後基礎スラブ中央側に斜めひび割れ (写真-3(a),(c) の②) が発生した。さらに、隅角部内の頭付きスタッドがコンクリートを引き剥がすようなひび割れ (写真-3(a),(c) の③) が基礎スラブ底から合成壁側に向けて水平に発生後、荷重 P_1 が増加しなくなった。試験体 No.1-1 と No.2-1 における水平方向のひび割れ③発生以前の荷重 P_1 と変位 δ_1 の関係を比較すると、水平方向のひび割れ③発生時点の水平荷重 P_1 は No.1-1 よりも No.2-1 の方が僅かに大きい、明確な違いは認められない。さらに、試験体 No.1-1 と No.2-1 では、荷重 P_1 の低下後に応力材下端の水平変位 (P_2) のみを拘束した状態で再載荷した。図-6(a) と (c) に再載荷した結果を灰色の点線で示すが、どちらの試験体も応力材下端の水平変位を拘束した状態では、水平方向のひび割れ (③) 発生時点の水平荷重 P_1 よりも増大し、荷重低下は認められなかった。

試験体 No.1-1 に対して応力材下端の支持条件を変えた No.1-2 では、合成壁脚部と基礎スラブ中央側のコンクリー

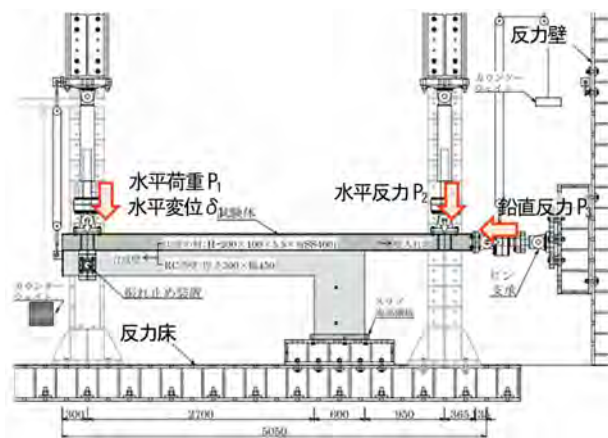


図-5 加力装置 (試験体 No.1-2 の例)

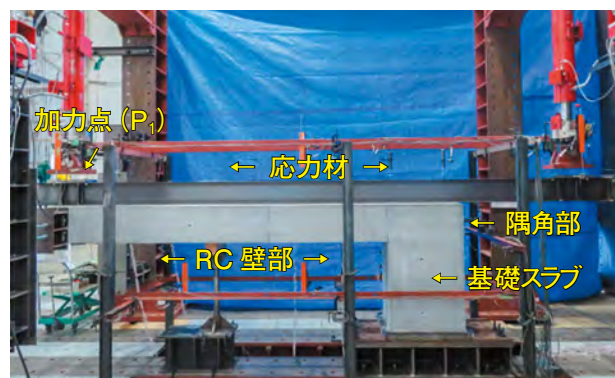


写真-1 試験体 (側面) の設置状況

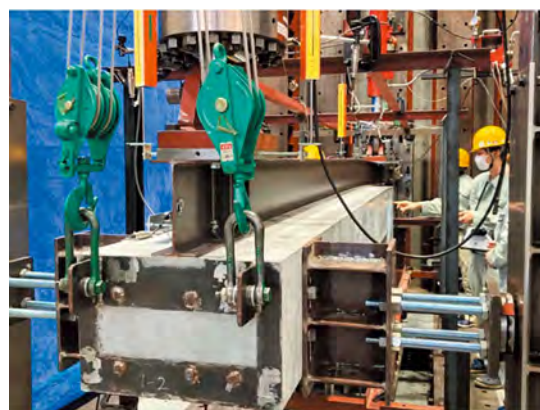
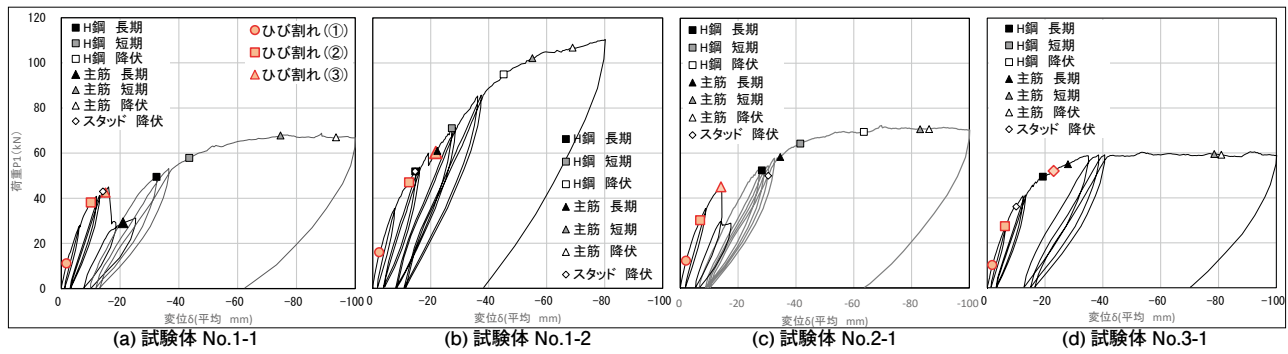


写真-2 試験体 (水平荷重 P_1 の加力点)

トに試験体 No.1-1 と同様なひび割れ (写真-1(b) の①②) が発生後、基礎スラブ底から合成壁側に向けて水平方向にひび割れ (写真-3(b) の③) が発生したが、載荷中に荷重 P_1 の明確な低下は認められず、安定的に荷重を保持した。

隅角部最下段の接合部材を鉄筋スタッド ($L=690\text{mm}$) とした試験体 No.3-1 では、他の試験体と同様に合成壁脚部と基礎スラブ中央側のコンクリートにひび割れ (写真-3(d) の①②) が確認されたが、基礎スラブ底から合成壁側に向かう水平ひび割れ (③) は発生せず、応力材から試験体側面に向かってひび割れ (写真-3(d) の④) が発生し、最終的に水平荷重 P_1 一定のまま水平変位 δ_1 が大きくなった。

図一六 各試験体の荷重 P_1 と変位 δ_1 の関係

写真一三 各試験体の隅角部の最終破壊状況

(2) 応力材の負担軸力

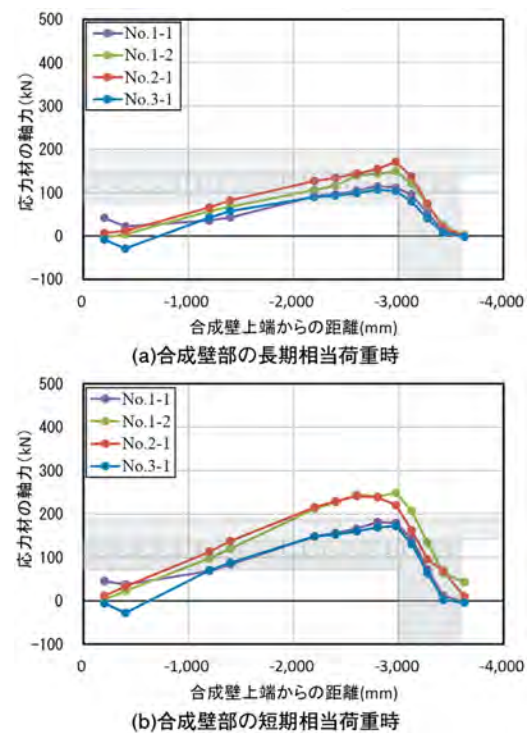
図一七に応力材の軸力分布を示す。応力材の軸力は両側フランジ面に貼付したひずみゲージの値を平均し、ヤング係数と断面積を用いて評価した。また、同図の横軸は合成壁上端からの距離を表しており、基礎スラブ天端レベルは壁の上端から 3000mm である。同図 (a) は水平荷重 P_1 が合成壁部の長期相当荷重に達した時の軸力分布を示しており、いずれのケースも基礎スラブ天端レベルで軸力が最大となる分布を示した。同図 (b) は水平荷重 P_1 が合成壁部の短期相当荷重に達した時の軸力分布を示しており、試験体 No.2-1 は荷重低下後に再載荷して、短期想定荷重に達した時の結果である。同図 (b) より、短期相当荷重時の分布形状は長期相当荷重時と大きな相違は認められない。

(3) 接合部材の負担せん断力

図一八に接合部材のせん断力分布を示す。接合部材の負担せん断力は、図一七に示す応力材の各断面間の軸力差とした。図一八を見ると、いずれのケースも合成壁部よりも隅角部内で大きくなり、基礎スラブ天端を境に逆方向に生じている。この傾向は各荷重レベルにおいても同様である。隅角部内の負担せん断力に着目すると、4 段のうち中央 2 段の接合部材が負担するせん断力が大きく山型に分布する傾向を示した。図中には表一に示す接合部材の降伏点、引張強さに基づいて算定した接合部材の許容時、終局時のせん断耐力を点線で示した。同図 (a), (b), (d) では接合部材の短期許容せん断力を超える応力が発生している。また、同図 (d) から、鉄筋スタッドはいずれの荷重段階においてもせん断力はほとんど負担していない。

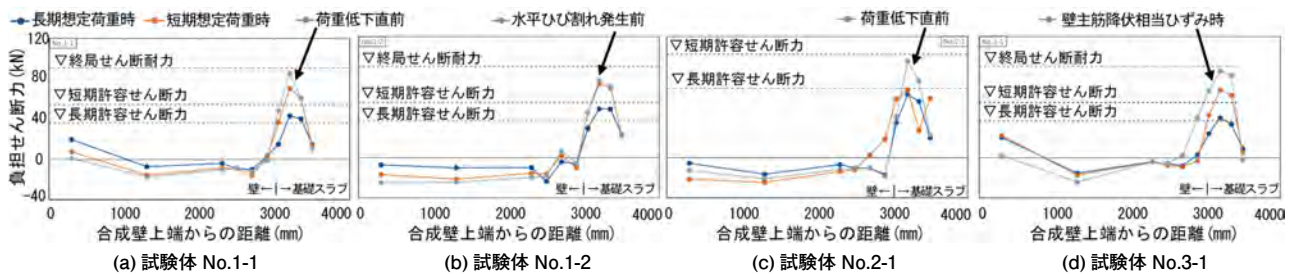
(4) 接合部材の負担軸力

図一九に接合部材の軸力分布を示す。軸力は各接合部

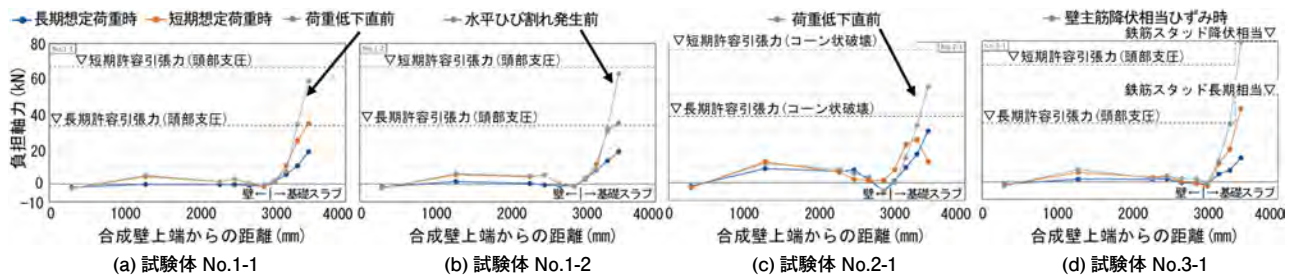


図一七 応力材の軸力分布

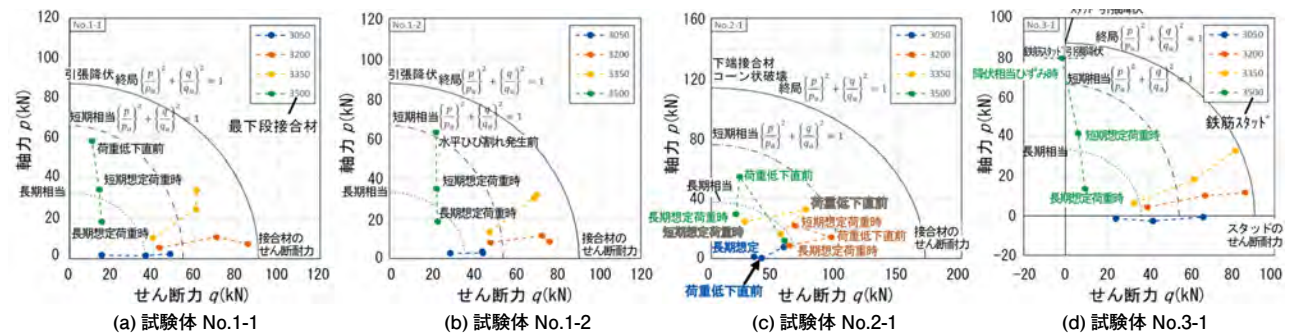
材に貼付したひずみゲージから、接合部材のヤング係数および断面積を用いて評価した。同図よりいずれのケースでも合成壁部の接合部材には軸力はほとんど生じていないが、隅角部内の接合部材には引張力が発生している。これらの引張力は基礎スラブ天端を基点として最上段から下方ほど大きくなる三角形分布を示した。なお、試験体 No.1-2 の結果から合成壁部の短期相当荷重時までの範囲においては水平・鉛直反力の有無によって、図一八の結果と合わせて顕著な違いは認められなかった。



図－8 接合部材のせん断力分布



図－9 接合部材の軸力分布



図－10 隅角部内接合部材のせん断力と軸力の関係

(5) 隅角部内接合部材のせん断力と軸力の関係

図－10 に隅角部内に配置した各接合部材のせん断力と軸力の関係を示す。図中には引張力とせん断力が同時に作用する場合の組合せ効果を考慮した表－2 の接合部材の引張試験結果と文献⁴⁾を参考に次式の耐力線を併記した。

$$\{p/p_a\}^a + \{q/q_a\}^a = 1 \quad (1)$$

$$\{p/p_u\}^a + \{q/q_u\}^a = 1 \quad (2)$$

ここで、a : 組合せ力に対する係数 (ここでは 2)

p : 接合部材 1 本当たりの引張力 (N)

p_a : 接合部材 1 本当たりの許容引張力 (N)

p_u : 接合部材 1 本当たりの終局引張力 (N)

q : 接合部材 1 本当たりのせん断力 (N)

q_a : 接合部材 1 本当たりの許容せん断力 (N)

q_u : 接合部材 1 本当たりの終局せん断力 (N)

図－10 より、基礎スラブ最下段に配置した接合部材 (壁上端から 3500mm) は荷重 P_1 の増加に伴いせん断力よりも軸力が卓越し、最上段に配置した接合部材 (壁上端から 3500mm) は軸力よりもせん断力が卓越する傾向が認

表－2 接合部材の引張試験結果

種類	呼び長さ	使用部位	使用試験体	σ_{ty} (N/mm ²)	σ_{su} (N/mm ²)	伸び (%)
頭付き スタッド	φ16	L120	全試験体	434	496	24
			No.1-1, 2 No.3-1			
星形 スタッド KSW490	D16	L690	No.2-1	370	462	21
			No.3-1	396	555	22

σ_{ty} : 降伏点、 σ_{su} : 引張強さ、 ε_{ty} : 降伏ひずみ (各3本の平均値)
※ミルシートによる

められる。4 段のうち中央 2 段の接合部材は荷重 P_1 の増加に伴いせん断力と軸力ともに増加する傾向が認められ、軸力よりもせん断力の増加割合の方が大きい。また、試験体 No.1-1、No.1-2 と No.3-1 の接合部材では、合成壁部の短期想定荷重時に式 (1) を超える組合せ荷重が発生しているが、式 (2) を超える組合せ荷重はいずれのケースでも発生しなかった。

以上の結果から、隅角部内の最下段の接合部材に鉄筋スタッドを配置し、接合部材 1 本あたりの設計応力を算定する場合には、鉄筋スタッドはせん断力を負担しないものと考え、鉄筋スタッド以外の接合部材でせん断力を

負担するものとして設計することが適切と考えられる。

§ 4. まとめ

本報告では、CUW 工法を適用した地下外壁と基礎スラブの隅角部の構造性能を評価するため、片持ち梁形式の合成壁部と隅角部を取り出した部分架構実験を実施し、隅角部内に配置した接合部材の仕様が破壊性状および応力負担に与える影響について検討した。得られた主な知見は以下の通りである。

- ①接合部材を全て頭付きスタッドとし、かつ応力材下端を支持しない場合、隅角部では合成壁脚部側および基礎スラブ中央側にコンクリートのひび割れが発生し、その後基礎スラブ底から合成壁側に向けて水平ひび割れが進展することで荷重が低下した。一方、応力材下端を支持した場合には、同様なひび割れが発生したものの荷重低下は生じず、安定的に荷重を保持した。
- ②隅角部内の接合部材は、合成壁部と比較してせん断力および軸力ともに大きくなる傾向を示し、特に中央2段の接合部材におけるせん断力が最大となる山型分布を示した。また、隅角部内の接合部材の軸力は基礎スラブ天端を基点として最上段から下方に向かって増加する三角形分布を示した。

- ③隅角部最下段に鉄筋スタッドを配置した場合、せん断力はほぼ負担せず、主に軸力のみを負担した。さらに、基礎スラブ底からの水平ひび割れの発生を抑制することで、合成壁部の短期相当荷重を超えても荷重低下を生じない効果が確認された。このことから、隅角部最下段の接合部材として鉄筋スタッドを採用することは隅角部の先行破壊を防止する有効な対策であると考えられる。

なお、本報は、安藤ハザマ、佐藤工業、フジタ、三井住友建設との共同研究成果の一部をまとめたものである。

参考文献

- 1) 笠原ら：CUW 工法の開発（山留壁の応力材と後打ち鉄筋コンクリート造壁を構造的に一体化させた壁体工法）、西松建設技報、VOL.26、2003.
- 2) 立澤ら：山留め壁の形鋼材と鉄筋コンクリート壁による合成地下壁の隅角部の構造実験（その1）～（その3）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、pp.383-388、2012.9
- 3) 棚辺ら：SMW 土留め壁を本体利用した修繕ドッグ建設について、土木建設技術シンポジウム（土木学会）、pp.281-286、2005.7
- 4) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説、2023.8