

CUW 工法の開発(山留め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)

Development of Composite Underground Wall Method

笠原 章* 武内 義夫**
Akira Kasahara Yoshio Takeuchi
阿世賀 宏*** 有坂 七郎****
Hiroshi Asega Shichirou Arisaka

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、地下外壁として本設利用する工法である。接合部材の配置によって、応力材と後打ちの鉄筋コンクリート外壁がそれぞれ独立した曲げ抵抗部材として設計する手法と、両者が一体の曲げ抵抗部材として設計する手法の2通りの設計を選択できる。本報では、重ね壁法について構造性能の検証実験および具体的な設計例からその有効性について報告する。なお本工法は、(財)日本建築総合試験所の性能証明を取得している。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 重ね壁法の特徴
- § 3. 荷重の作用位置が合成地下外壁に及ぼす影響
- § 4. 重ね壁法における構造性能の検証および有効性
- § 5. おわりに

§ 1. はじめに

仮設に用いる山留め壁(ソイルセメント柱列壁や親杭横矢板壁)は、地下工事完了後もそのまま地中に存置されるのが一般的である。近年、資材の有効利用という観点から、山留め壁の応力材(H形鋼やI形鋼)と後打ちの鉄筋コンクリート外壁(以下、RC外壁と呼ぶ)とを頭付きスタッド等(以下、スタッドと呼ぶ)の接合部材で接合し、地下外壁として利用する工法(以下、合成地下外壁と呼ぶ)の開発や実施例が報告されている^{1), 2)}。

CUW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スタッド等の接合部材で接合して面外力に抵抗させ、本設利用する工法である。在来工法に比べて地下外壁の壁厚を減らすことができ、地下空間の有効面積を拡大できる工法である。CUW工法の概要を図-1に示す。

実大規模の試験体を用いた構造実験によりCUW工法の安全性を確認している。また、施工後17年および27年を経過した山留め壁(ソイルセメント柱列壁、親杭横矢板壁)を掘り起こして山留め壁応力材(H形鋼)の耐久性を検証している^{3), 4), 5), 6)}。以上のことから、本設構造物としての十分な信頼性が確認されている。

一方、土圧および水圧等の荷重状況により、山留め壁の応力材とRC外壁とが、離間する場合としない場合とでCUW工法の設計法が異なっている。接合部材の配置によっては、応力材とRC外壁がそれぞれ独立した曲げ抵抗部材として設計する手法(以下、重ね壁法と呼ぶ)と、両者が一体の曲げ抵抗部材として設計する手法(以下、合成壁法と呼ぶ)の、2通りの設計法を選択するこ

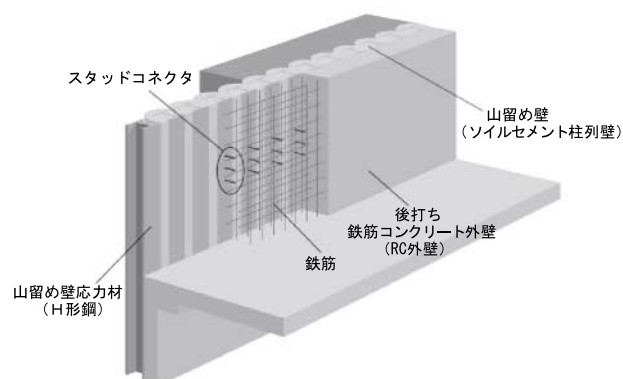


図-1 CUW工法の概要

* 関東(支)府中再開発(出)

** 技術研究所技術研究部建築技術研究課

*** 技術研究所技術研究部

**** 技術研究所

とが可能である。図-2 および図-3 はそれぞれ重ね壁法および合成壁法の概要を示したものである。また CUW 工法の適用例を図-4 に示す。

本報では、CUW 工法の特徴となっている重ね壁法に焦点を置き、構造性能の検証と具体的な設計例からその有効性について述べる。

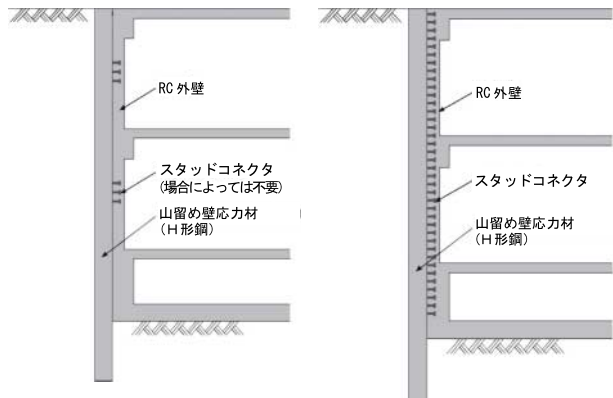


図-2 重ね壁法

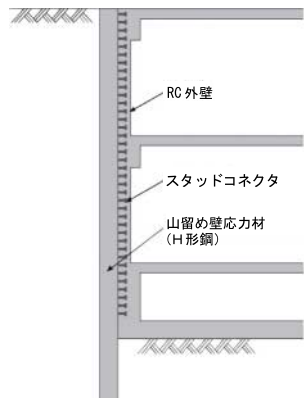


図-3 合成壁法

§ 2. 重ね壁法の特徴

通常使用されている合成壁法は、山留め壁応力材と RC 外壁とが一体化した合成壁とみなし、日本建築学会「各種合成構造設計指針・同解説」⁷⁾ (以下、合成ばり指針と呼ぶ) に準拠して設計するのが一般的である (CUW 工法における合成壁法についても、おおよそ同指針に準拠する)。しかしながら、合成ばり指針による設計は、上部構造の鉄骨梁と鉄筋コンクリートの床スラブから成るものを対象としているため、地下外壁へ適用するためには荷重条件で問題となる場合がある。図-5 に示すように、長期的な面外外力 (特に水圧) が RC 外壁に直接作用する場合、スタッド等にせん断力と引張力が同時に作用することが報告されている¹⁾。この時の合成部材の性状については詳細な検討は行われておらず、不明点が多いのが現状である。

そこで、スタッド等を主に引張接合部材として機能させる工法が考えられる³⁾。この考え方を CUW 工法では重ね壁法と呼ぶ。実施例を図-6 に示す。スタッド等を各階地下床スラブ間の中央付近のみに集中的に配置し、接合部材の引張力により RC 外壁に作用した荷重を山留め壁応力材へ伝達し、RC 外壁の荷重負担を軽減することを意図している。山留め壁応力材と RC 外壁との境界面における一体性には期待せず、応力材および RC 外壁がそれぞれ独立した重ね壁として考える。図-6 に対する応力算定モデル例を図-7 に、応力材と RC 外壁の応力図を図-8 にそれぞれ示す。

荷重が RC 外壁に直接作用すれば、接合部材には主に引張力が作用し、せん断力はほとんど作用しない。また、RC 外壁は床スラブによって躯体側へのたわみが拘束さ

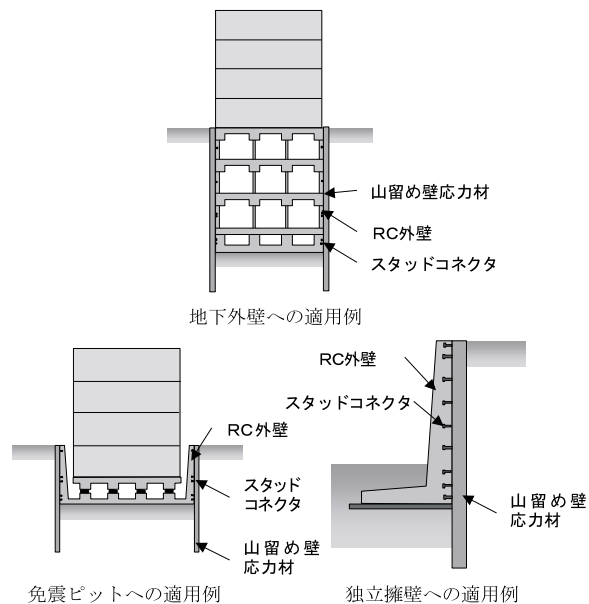


図-4 CUW 工法の適用例

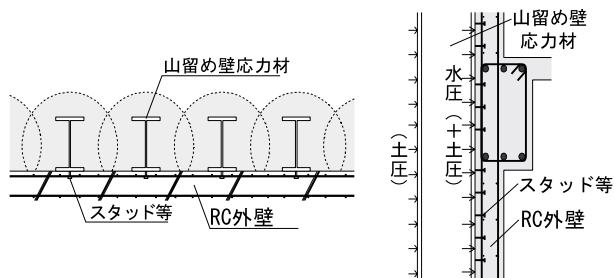


図-5 合成地下外壁の構成概要および外力の作用

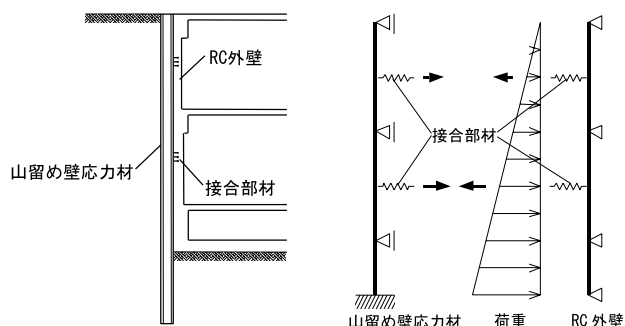


図-6 重ね壁法実施例

図-7 応力算定モデル例

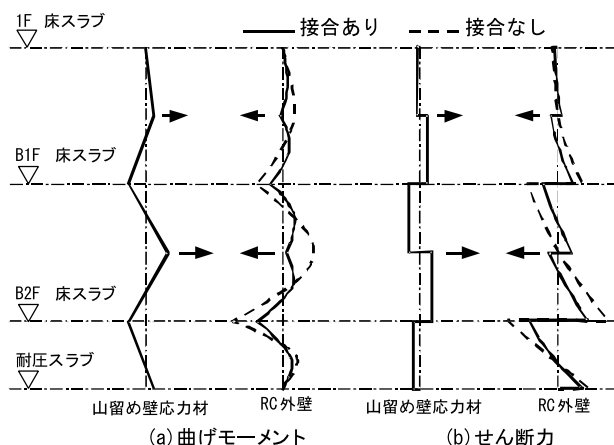


図-8 応力図

れるため、RC 外壁と応力材とを接合しなくとも、両者は離間しないと考えられる。RC 外壁に生じる曲げモーメントやせん断力は、接合部材の引張力により荷重が山留め壁応力材へ伝達されるので、接合部材を設けない場合に比べて減少する。重ね壁法の場合には、合成壁法に比べて次のような利点が挙げられる。

- ①地下外壁のほぼ全面に多数の接合部材を設置する必要はなく、限定した範囲に少数の接合部材を配置すれば良いため、コストおよび施工的に有利である。
- ②設計上の荷重の扱い方や応力算定モデルが簡便で、山留め壁、応力材、RC 外壁および接合部材の応力算定や断面設計が容易である。すなわち、図-8のように求められた各部材の応力に対し、各々独立して長期許容応力度設計をすれば良いことになる。

荷重が RC 外壁に直接作用する場合、あるいは山留め壁応力材と RC 外壁との境界面の離間を前提とした場合の部材性能を検証する必要がある。本報では、地下構造物特有の荷重条件に着目し、荷重の作用位置が合成地下外壁の曲げせん断性状に及ぼす影響を検討するための実験と解析を行うとともに、重ね壁法における構造性能の検証実験と具体的な設計例による有効性の確認を行った。

§ 3. 荷重の作用位置が合成地下外壁に及ぼす影響

3-1 実験方法

本実験では、荷重の作用位置の違いが合成地下外壁の曲げせん断性状に及ぼす影響を明らかにすることを主な目的とした。また、合成地下外壁に直接荷重が作用した場合に離間が生じ得る階高中央付近を取り出して実施した。試験体一覧を表-1 に示す。試験体は、荷重の載荷位置を RC 外壁と山留め応力材に変えて直接比較を行う試験体 (No.3, No.4) と、RC 外壁に載荷する場合で、スタッドの本数を変化させた試験体 (No.1~No.3) の計4体である。表-1 中には、合成ばり指針の合成度を示す値 (n_p/n_f)⁷⁾ も示している。試験体の形状と配筋詳細の例を図-9 に、試験体に用いた材料試験結果一覧を表-2 に、加力方法を図-10 にそれぞれ示す。

加力は単純梁形式とし、アムスラー型万能試験機を用いて、中央一点集中加力による一方向単調載荷とした。なお、試験体の RC 外壁部分はすべて同一配筋とし、H 形鋼フランジ面は、グリース塗布等の表面処理は行わなかった。

3-2 実験結果の概要

荷重～中央たわみ関係を図-11 に示す。RC 外壁の曲げ耐力計算値⁸⁾および RC 外壁の曲げ耐力計算値と H 形鋼の降伏耐力計算値の単純累加を一点鎖線で示した。

H 形鋼へ載荷した No.4 は、加力の初期段階から約 800 kN まで、荷重～中央たわみ関係がほぼ直線的に推移し、その後、RC 外壁下端鉄筋の引張降伏、H 形鋼下フラン

表-1 試験体一覧

No.	荷重の作用位置	スタッド			加力および試験体概要
		本数*	n_p/n_f	間隔 (mm)	
1	RC 外壁	13	1.03	150	
2		6	0.47	300	
3		4	0.32	600	
4	応力材 (H 形鋼)	4	0.32	600	

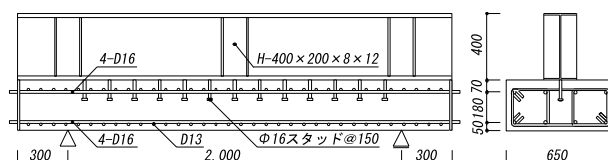


図-9 試験体形状および配筋詳細の例 (No.1)

表-2 材料試験結果一覧

	種類	降伏点 (N/mm ²)	降伏ひずみ度 (μ)	ヤング係数 (GN/m ²)	引張強さ (N/mm ²)	適用
スタッド*1	ST16 φ16, ℓ=120	307	1455	211.0	457	
	D16 SD295A	365	1891	193.0	522	壁縦筋
	D13 SD295A	362	2000	181.0	529	壁横筋
鋼材*3	PL-13 SS400	290	1423	203.5	454	H 形鋼 (フランジ)
	PL-8 SS400	324	1801	177.0	460	H 形鋼 (ウェブ)
コンクリート	種類	圧縮強度 δ_b (N/mm ²)	圧縮強度時ひずみ度 (μ)	ヤング係数*4 (GN/m ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ポアソン比*4
	Fc24	23.2	2371	18.7	2.00	0.18

*1) JIS 4 号試験片 (端部ねじ切り仕上げ) による, *2) JIS 2 号試験片による, *3) JIS 1 号試験片による, *4) $\delta_b/3$ 時

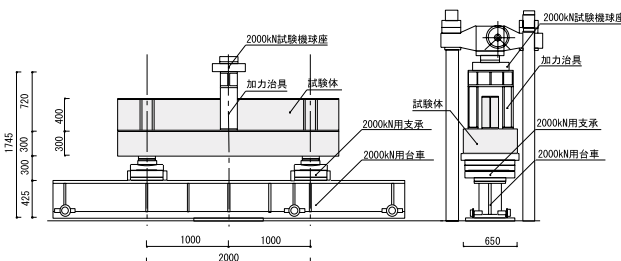


図-10 加力方法

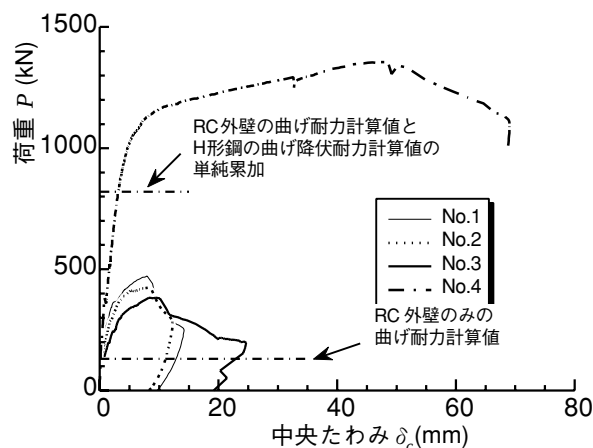


図-11 荷重～中央たわみ関係

ジの引張降伏の順に生じ、最大荷重時に H 形鋼上フランジの局部座屈により荷重が低下した。これに対し、RC 外壁へ載荷した No.1~No.3 は、加力の比較的早期から

剛性低下が生じた。その後、荷重約 300kN で RC 外壁の下端鉄筋に引張降伏が生じ、最大荷重時にスタッド部コンクリートのコーン状破壊で荷重が低下した。

なお、各試験体とも、加力開始直後の初期段階では、H 形鋼フランジ面とコンクリートとの付着により、RC 外壁と H 形鋼との相対ずれや目開きがほとんどなく、一体の挙動を示した。

H 形鋼へ载荷した No.4 の最大耐力は、RC 外壁の曲げ耐力計算値と H 形鋼の曲げ降伏耐力計算値の単純累加を大きく上回った。これに対し、No.4 とスタッドの本数が同じで RC 外壁へ载荷した No.3 の最大耐力は、RC 外壁の曲げ耐力計算値と H 形鋼の曲げ降伏耐力計算値の単純累加を大きく下回った。また、RC 外壁へ载荷を行った No.1～No.3 は、スタッド本数が増加するとともに最大耐力が若干上昇した。しかしながら、No.4 に対し 3 倍以上のスタッドを有する No. 1 でも、No.4 に比べ最大耐力は著しく低く、载荷位置の影響が顕著であった。No.1～No.3 の最大耐力は、RC 外壁のみの曲げ耐力計算値に対し、約 2.9～3.6 倍となっており、スタッドを設けた効果が見られた。

なお、これらの実験結果は、一次元有限要素法を用いた解析的検討においても、ほぼ同様の傾向を示すことを確認している⁵⁾。

§ 4. 重ね壁法における構造性能の検証および有効性

4-1 実験方法

本実験では、重ね壁法において、荷重が RC 外壁に直接作用する場合に、山留め壁応力材と RC 外壁の境界面での離間を前提とした合成地下外壁の性能を検証することを目的とした。試験体一覧を表-3 に示す。

加力は前述の実験と同じ方法で行った。また、少数のスタッド打設部と加力点とが一致することを避けるため、等曲げ区間（支点間距離：2m、等曲げ区間：1m）をもつ二点载荷とした。試験体は、スタッドの配置を除き、前述した実験と同一とした。また、使用材料、H 形鋼フランジ面の表面状態についても全く同様である。

4-2 実験結果の概要

荷重～中央たわみ関係を図-12 に示す。全試験体とも、加力の初期には RC 外壁と H 形鋼下フランジとの付着により、ずれや目開きはほとんど見られず、一体的な挙動を示した。付着の消滅後は、荷重が一旦低下し、中央たわみが急増した。その後、初期剛性に比較して著しく低下した剛性で、再度荷重が上昇し最大耐力に達した。

最終的な破壊は、いずれの試験体もスタッド部におけるコンクリートのコーン状破壊であった。最大耐力はスタッド本数の多い試験体ほど上昇し、RC 外壁のみの曲げ耐力計算値に対して 2～3 倍程度であった。

表-3 試験体一覧

No.	荷重の作用位置	スタッド		加力および試験体概要
		本数*	間隔(mm)	
7	RC 外壁	2×1	—	
8		2×2	250	
9		2×3		

*2×は、スタッド2列配置を示す(ゲージ：100mm)

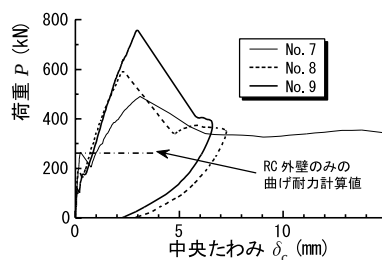


図-12 荷重～中央たわみ関係

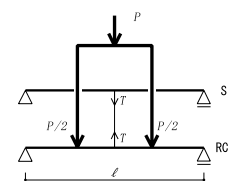
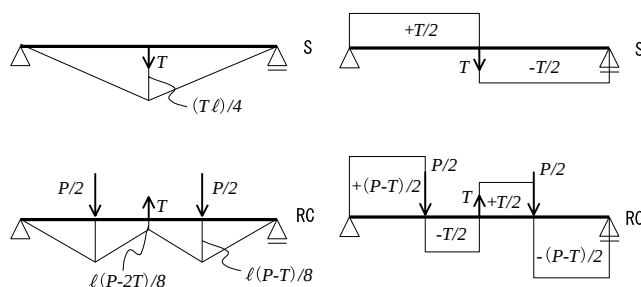


図-13 仮定モデル



(a) モーメント図

(b) せん断力図

図-14 部材の応力

4-3 長期設計荷重時の剛性の評価

実験に対応するモデル化の仮定を図-13 に、これに対応する H 形鋼と RC 外壁の応力図を図-14 に示す。なお、実験における No.8 と No.9 試験体は、スタッドを 250mm 間隔で配置したが、ここでは、中央部の一部材として扱うこととする。H 形鋼の中央たわみ δ_s と RC 外壁の中央たわみ δ_c は、H 形鋼の曲げ剛性 $E_s I_s$ 、RC 外壁の曲げ剛性 $E_c I_c$ を用いると、次のように表される。

$$\delta_s = \frac{T\ell^3}{48E_s I_s} \dots\dots\dots (1)$$

$$\delta_c = \frac{11P\ell^3}{768E_c I_c} - \frac{T\ell^3}{48E_c I_c} \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 δ_s と δ_c の関係を以下のように仮定する。

$$\delta_s = \beta \cdot \delta_c \quad (0 \leq \beta \leq 1) \dots\dots\dots (3)$$

これは、実験において付着消滅後、H 形鋼と RC 外壁とに顕著な目開きが見られたことを考慮したものである。

(1)~(3)式より、荷重 P と伝達力 T との関係が、 β とヤング係数比 $n(=E_s/E_c)$ を用い、以下のように表される。

$$T = \frac{11nI_s\beta}{16(I_c + nI_s\beta)}P \quad (4)$$

ここでは、スタッドを定数 k のバネと考え、次のように仮定する。H 形鋼の中央たわみと RC 外壁の中央たわみとの目開き量を Δ 、スタッド 1 本の断面積を $_{sc}a$ 、本数を m 、バネ定数を k として、

$$T = m \cdot k \cdot _{sc}a \cdot \Delta \quad (5)$$

$$\Delta = \delta_c - \delta_s \quad (6)$$

これらより、

$$\beta = \frac{mk_{sc}a\ell^3}{48E_sI_s + mk_{sc}a\ell^3} \quad (7)$$

バネ定数 k は、スタッドに引張力が作用した時に、スタッドの頭が固定されスタッドの軸部のみが弾性変形すると仮定した場合には、 $k = E_{sc}/\ell_e$ (E_{sc} :スタッドのヤング係数、 ℓ_e :スタッド軸部の長さ)で表される。実際には、バネ定数 k はこれよりもかなり小さくなる。

図-15 に、前節 4-2 で述べた実験で得られたスタッドの引張応力度～抜け出し量関係を示す。なお、スタッドはいずれも降伏しなかったため、計測されたひずみ度にヤング係数 E_{sc} を乗じてスタッドの応力度とした。図には、前述したスタッド頭部が固定されスタッドの伸びによる軸剛性 $k = E_{sc}/\ell_e$ を破線で示したが、実験値はその約 1/3 の剛性となっている。また、スタッドの長期許容応力度を越える付近から、さらに顕著な剛性低下が見られる。これらにより、スタッドのバネ定数 k をスタッドの長期許容引張応力度時の抜け出し量実験値 (3 本の平均値) と原点を結んだ割線剛性 ($k = 562.5\text{N/mm}^3$) とした。

以上より、(7)式から各試験体の β が求められ、これより(4)式を用いて T 、(1)式および(2)式を用いて H 形鋼の中央たわみ、RC 外壁の中央たわみが求まる。この計算結果と実験との対応を図-16 に示す。図には、破線は長期設計荷重を、一点鎖線は計算された剛性を、二点鎖線は RC 外壁のみの弾性剛性をそれぞれ示している。No.7 では、実験における RC 外壁と H 形鋼下フランジの付着が消滅する以前の一体挙動を示す範囲であるため、試験体の長期設計荷重が対応しない。これに対して、その他の試験体では、長期設計荷重時の RC 外壁の中央たわみ計算値 (剛性計算値と長期設計荷重との交点) が実験値と概ね対応している。したがって、RC 外壁と H 形鋼の離間を前提とする重ね壁法においては、スタッドのバネ定数をスタッドのヤング係数から求まる値に対

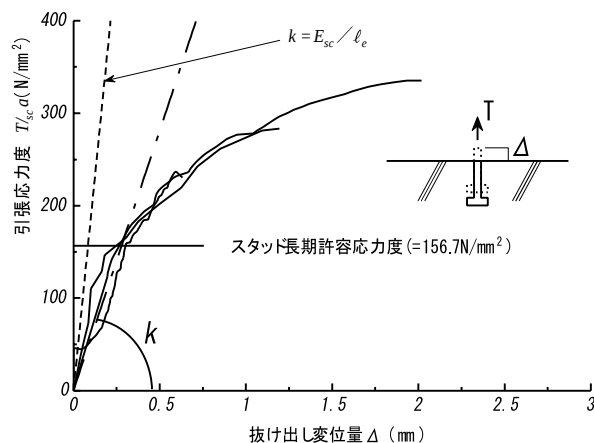


図-15 スタッドの引張応力度～抜け出し量関係

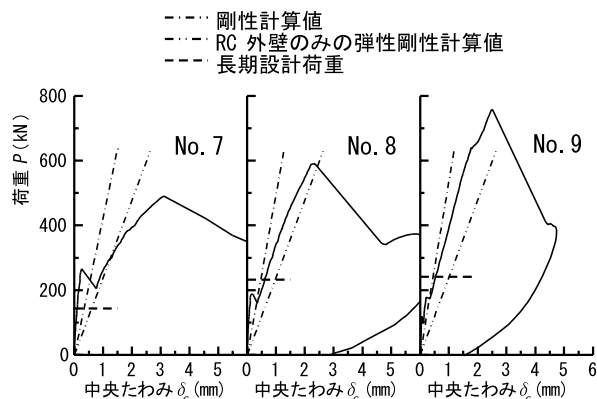


図-16 長期設計荷重時における剛性の実験値と計算値との対応

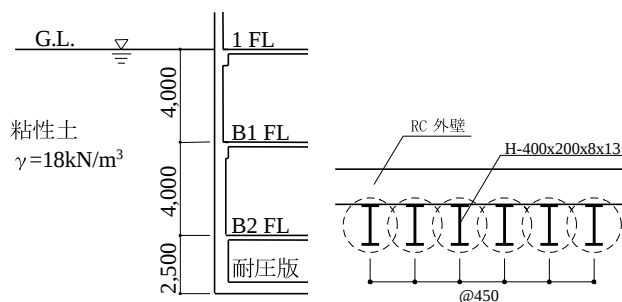


図-17 対象建物

し、1/3 程度に低減することにより、合成地下外壁の長期設計荷重時までの初期剛性を評価できると考えられる。

4-4 設計例

本節では、重ね壁法に関し、具体的な事例により設計を試み、在来工法との比較を行う。対象建物を図-17 に、部材応力算定モデルを図-18 に、部材応力算定を行うための仮定条件を表-4 に示す。本設計例での部材応力算定では、深さ方向の一方版として扱い、各地下階のスラブ位置をピン支持とし、山留め壁応力材の最深端は固定とした。重ね壁法の場合には、各階高中央位置で山留め壁応力材と RC 外壁を連結する接合部材を設けた。接合部材にはスタッドを想定し、スタッド溶接側端部を固定、頭をピンとし、軸剛性には前述の実験から定

めた値を用いた。荷重の作用位置は、在来工法では面外荷重を全て RC 外壁へ作用させ、重ね壁法では土圧は山留め壁応力材フランジ幅と RC 外壁の見付け幅に、水圧は全て RC 外壁へ作用させた。

部材の応力解析結果を図-19 に、応力算定結果を基に長期許容応力度設計を行った結果を表-5 に示す。山留め壁応力材にスタッドを設け、これを引張接合部材として機能させ、RC 外壁に作用した荷重を山留め壁応力材に伝達させたことにより、RC 外壁の部材応力は大きく低下した。これにより、表-5 に示すように RC 外壁の厚さおよび鉄筋量が削減された。また、このために必要なスタッド本数は、山留め壁応力材 1 本当たり、地下 1 階で 3 本、地下 2 階で 6 本となった。

§ 5. おわりに

本開発では、CUW 工法の重ね壁法開発に関し、実験を基にその有効性を確認した。得られた結果は以下の通りである。

- ①荷重の作用位置が H 形鋼側と RC 外壁側の場合、前者は最大耐力が RC 外壁の曲げ耐力計算値と H 形鋼の曲げ降伏耐力計算値の単純累加を大きく上回り、後者のそれは大きく下回ることが確認され、荷重の作用位置の違いが合成地下外壁の最大耐力に著しい影響を及ぼすことが分かった。
- ②重ね壁法における構造的な性能の検証実験において、長期設計荷重時の剛性評価を行った結果、計算値が実験値と良好に対応することが分かった。
- ③上記の結果を基に、具体的事例による設計を試みた結果、重ね壁法の場合、各地下階の階高中央付近に山留め壁応力材 1 本当たり数本の接合部材を設けることで、在来工法に比べ RC 外壁の厚さや配筋量を低減できることを示した。

今後、資源の有効利用によるコスト低減、環境保全にも貢献できる CUW 工法の普及、発展に努めていきたいと考えている。なお、本開発は CUW 工法共同開発研究会（構成：安藤建設、佐藤工業、住友建設、ハザマ、フジタ、三井建設および当社）の活動の一環として実施されたものである。

参考文献

- 1) 青木雅路他：ソイルセメント柱列の鋼材を用いた合成地下壁に関する研究（その 1）、日本建築学会大会学術講演梗概集、B 分冊、pp. 1729-1730、1993。
- 2) 山浦一郎、村田義行他：ソイルセメント柱列壁芯材の有効利用に関する研究（その 1）、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-1 分冊、pp. 607-608、1999。
- 3) 大西靖和他：山留め壁応力材の地下外壁利用に関する研究（その 1）、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-1 分冊、pp. 553-554、2001。

表-4 応力解析条件

面外荷重の負担		在来工法	重ね壁法
		すべて RC 外壁	山留め壁応力材 (H 形鋼) フランジ見付け幅に応じて、応力材と RC 外壁とで分担
仮定断面	B 1 階	接合部材 (応力材 1 本当たり)	なし
		RC 外壁厚 (mm)	300
	B 2 階	接合部材 (応力材 1 本当たり)	なし
		RC 外壁厚 (mm)	400

※コンクリートの設計基準強度 F_c を $24(\text{N}/\text{mm}^2)$ とし、RC 規準式によりヤング係数を計算

表-5 設計例による在来工法と重ね壁法との比較

		在来工法	重ね壁法
		RC 外壁厚 (mm)	300
B 1 階	縦 筋	上部地山側	D16@200
		下部地山側	D16@100
		躯体側	D13@200
	接合部材	スタッド (H 形鋼 1 本あたり)	—
B 2 階	縦 筋	上部地山側	D19@250
		下部地山側	D19@125
		躯体側	D16@150
	接合部材	スタッド (H 形鋼材 1 本あたり)	—

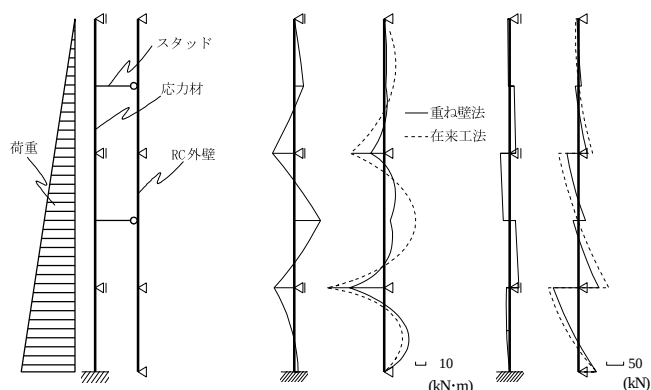


図-18 解析モデル

図-19 部材の応力解析結果の比較

- 4) 田野健治他：山留め壁応力材と RC 地下外壁との合成構造に関する実験的研究（その 1）、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-1 分冊、pp. 557-558、2001。
- 5) 内村均他：山留め壁応力材と RC 地下外壁との合成構造に関する実験的研究（その 5）、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-1 分冊、pp. 565-566、2001。
- 6) 井上貴仁他：山留め壁応力材の耐久性調査、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-1 分冊、pp. 567-568、2001。
- 7) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説、1985。
- 8) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990）、p. 390、1990。