

論文 土留め壁のH形鋼芯材を用いた合成壁と床版との隅角部に関する研究

吉武 謙二^{*1}・前 孝一^{*2}・小川 晃^{*2}

要旨:土留め壁のH形鋼芯材を本体利用した合成壁と床版との隅角部の合理化を目的として、定着鉄筋を用いた床版鉄筋の定着量を低減した隅角部構造を提案した。その構造性能や現在設計で考慮されていないH形鋼の根入れの影響を把握するために曲げ実験および非線形有限要素解析を実施した。その結果、提案した隅角部構造で良好な性能が得られること、根入れの影響で最大荷重が1.5倍以上向上することが確認できた。また、解析により荷重-変位関係、鋼材のひずみ挙動やひび割れ発生状況などを良好に再現できた。

キーワード:合成壁, 本体利用, 隅角部, スタッド, 非線形有限要素解析

1. はじめに

従来仮設材として用いられてきた土留め壁のH形鋼芯材に、シアコネクタを設置して鉄筋コンクリート壁（以下、RC壁）と合成し、本体構造材として利用する工法が開発されている¹⁾。H形鋼を構造材として用いることにより、RC壁厚が大幅に削減でき、地下利用空間の拡大、地下外壁工事や残土排出量の低減が可能となる。

筆者らもRC壁のせん断補強効果を有するスタッドや防水構造を特長とする本体利用工法の開発を進めてきた。ここでは、シアコネクタの押抜き試験²⁾、合成壁一般部の曲げ試験³⁾に続き、合成壁と床版部との隅角部を対象とした。

一般的に構造計算をする際、隅角部は剛結合を仮定している。よって、合成壁の断面力を床版部に伝達可能な剛な隅角部を構築することが構造物の安全性を確保する上で重要である。

既往の研究では、西岡ら⁴⁾や藤井ら⁵⁾は土留め壁を対象として、田崎ら⁶⁾は鋼製地中連続壁⁷⁾を対象として、合成部材とRC部材の隅角部に関して実験的検討を行っている。いずれの研究においても床版の大半の圧縮鉄筋および引張鉄筋を機械式継手によりH形鋼のフランジ面に定着しているため、フランジの補強が必要となる。トンネル協会¹⁾ではH形鋼と床版の主筋を機械式継手で結合する方法を紹介しているが、その定着量などは規定されてなく、研究例は非

常に少ない。

そこで、隅角部の合理化を目的としてH形鋼に溶接した鉄筋（以下、定着鉄筋）に床版主鉄筋を重ね継ぐ方法を提案した（図-1）。さらに、試算⁸⁾によりフランジ補強が不要となる程度に床版主鉄筋の定着量を低減した場合も良好な構造性能が得られたため、定着量に関しても検討した。本報では、定着鉄筋を用いた床版鉄筋の定着量を低減した隅角部構造の性能や現在設計に考慮されていないH形鋼の根入れの影響を把握するために、実験および非線形有限要素解析を実施し考察を加えた。

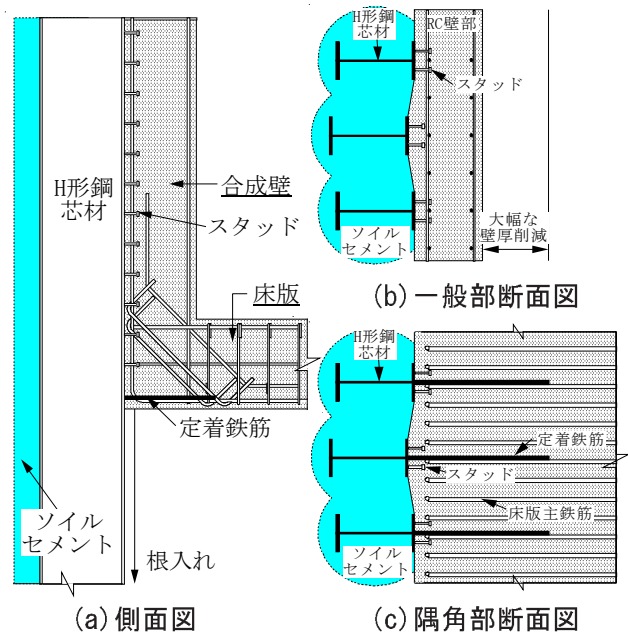


図-1 工法概念図

*1 清水建設(株) 技術研究所 工博 (正会員) *2 清水建設(株) 土木事業本部 (非会員)

表 - 1 試験体およびコンクリート試験結果

| 試験体 No. | 試験体概要 | | | コンクリート材料試験結果 | |
|---------|------------|----------|--------|---------------------------|----------------------------|
| | 床版鉄筋定着量(%) | 根入れ考慮の有無 | その他 | 圧縮強度 (N/mm ²) | 弾性係数 (kN/mm ²) |
| L1 | 20 | なし | 床版補強あり | 28.6 | 29.7 |
| L2 | 20 | あり | - | 28.8 | 31.0 |
| L3 | 0 | あり | - | 30.2 | 30.7 |

表 - 2 鋼材試験結果

| 鋼材種類 | | 降伏強度 (N/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) | 弾性係数 (kN/mm ²) |
|------|------------|---------------------------|---------------------------|----------------------------|
| H形鋼 | フランジ | 311.7 | 460.3 | 196.6 |
| | ウェブ | 336.8 | 470.9 | 196.5 |
| 鉄筋 | D25 | 349.3 | 529.2 | 185.5 |
| | D25 (定着鉄筋) | 374.3 | 571.7 | 187.5 |
| | D19 | 352.5 | 522.4 | 184.1 |
| | D13 | 352.5 | 501.2 | 185.3 |

2. 研究概要

2.1 実験概要

(1) 試験体概要

試験体一覧を表 - 1 に、試験体の形状および配筋を図 - 2 に示す。試験体は想定破壊モードが曲げ破壊であるため、寸法効果の影響が小さいと考え実構造物⁹⁾の1/2縮小モデルとした。また、奥行き方向にはH形鋼2列分をモデル化した。施工性向上のため床版鉄筋はH形鋼に溶接した異形鉄筋に沿わせることにより定着した。異形鉄筋のH形鋼への溶接にはガスシールドアーク溶接(マグ溶接)を用いた。定着量は試験体L1とL2で床版鉄筋全体の20%で、定着長は30Dとした。試験体L1とL2により提案した定着方法を用いた場合の構造性能と根入れ効果を、試験体L2とL3により床版鉄筋の定着量の影響を検証した。H形鋼の根入れ長さは625mmとし、実構造物⁹⁾のH形鋼の曲げモーメントがゼロとなる位置を基に設定した。

試験体L1では早期の床版部の降伏を防ぐため、主鉄筋D25を4本追加して床版部を補強した。H形鋼には16、長さ120mmのスタッドを250mm間隔で配置した。但し、試験体上部およ

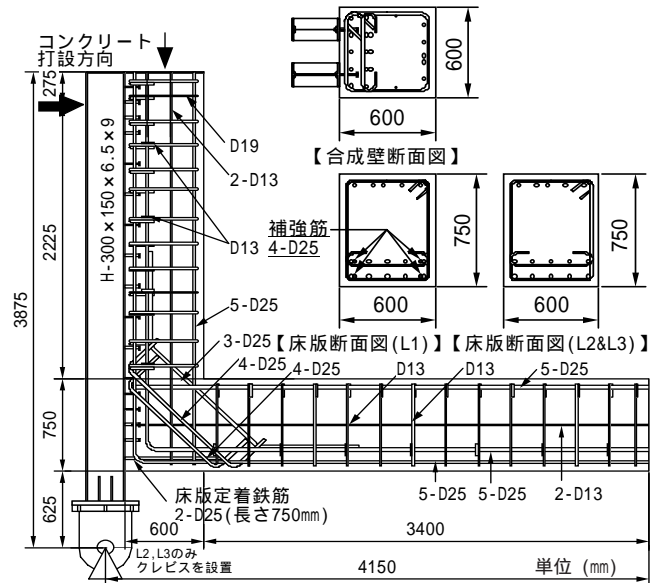


図 - 2 試験体形状および配筋図

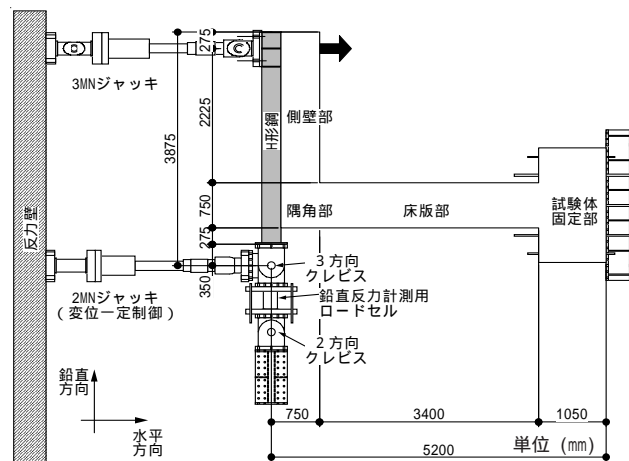


図 - 3 加力装置図(試験体L2, L3)

び隅角部内部は125mm間隔とした。コンクリートの打設方向は、実構造物と等しく、試験体を立てた状態で上からとした(図 - 2)。使用したコンクリートおよび鋼材の材料試験結果をそれぞれ表 - 1、表 - 2 に示す。

(2) 加力および計測方法

加力装置図を図 - 3 に示す。加力は試験体を横置きした状態で、床版端部をPC鋼棒により治具に固定し、合成壁の先端に設置した3MNジャッキにより実施した。試験体の面外への変形は球座により拘束した。加力は単調漸増载荷とした。試験体L2, L3では、H形鋼芯材の根入れ効果をモデル化するためH形鋼下端に3方向のクレビスを設置し水平および鉛直変位を拘束した。クレビスの水平方向変位は2MNジャッキ

表 - 3 実験および解析結果一覧

| 試験体 No. | ひび割れ発生荷重 (kN) | | 長期設計荷重における割線剛性 (kN/mm) | | 最大荷重 (kN) | | 破壊モード | |
|---------|---------------|----------------|------------------------|----------------|-----------|-----------------|---------------------|---------------------|
| | 実験 | 解析 | 実験 | 解析 | 実験 | 解析 | 実験 | 解析 |
| L1 | 100.0 | 58.7 (0.59) | 12.6 | 14.0 (1.11) | 552.3 | 648.1 (1.17) | 試験体固定部付近の床版コンクリート圧壊 | 試験体固定部付近の側壁コンクリート圧壊 |
| L2 | 200.0 | 98.6 (0.49) | 30.5 | 38.2 (1.25) | 879.5 | 865.5 (0.98) | 隅角部付近の床版コンクリート圧壊 | |
| L3 | 200.0 | 95.3 (0.48) | 30.5 | 35.9 (1.18) | 834.4 | 838.0 (1.00) | | |

() 内は実験値との比較値

により変位一定で制御し、鉛直方向については試験装置の制約のため PC 鋼棒により反力床に固定した。試験体各所の変位、鋼材とコンクリートのひずみおよび H 形鋼とコンクリート間の相対ずれなどを測定した。試験体 L2 と L3 については、H 形鋼下端のクレビスの水平方向および鉛直方向の反力も計測した。

2.2 解析概要

(1) 解析方法および有限要素メッシュ

有限要素メッシュを試験体 L2 を例として図 - 4 に示す。コンクリートの弾塑性および軟化挙動および H 形鋼と RC 壁部とのずれを考慮した非線形有限要素解析³⁾を実施した。ポストピーク以降の軟化挙動も捉えるため変位増分にて解析を行い、線形弾性剛性法を用いて収束計算を行った。RC 壁部は定ひずみ三角形平面応力要素により、H 形鋼は 4 節点四角形アイソパラメトリック要素によりモデル化した。スタッドおよび定着鉄筋は RC 壁部と H 形鋼間に水平および鉛直方向のバネを設置してモデル化した。試験体 L2, L3 では H 形鋼下端に、2 方向クレビスの鉛直変位の実測値をモデル化したバネを設置した。

(2) 材料モデル

コンクリートの圧縮軟化塑性モデルおよび引張軟化モデルは、CEB-FIP MODEL CODE 1990¹⁰⁾ を参考に設定した。なお、ひび割れ帯幅はコンクリート部における代表的な二等辺三角形要素の最長辺を底辺とした高さと考えた(図 - 4)。ひび割れ発生後のせん断剛性は初期剛性の 1% に低減させた。主鉄筋の上下のコンクリート

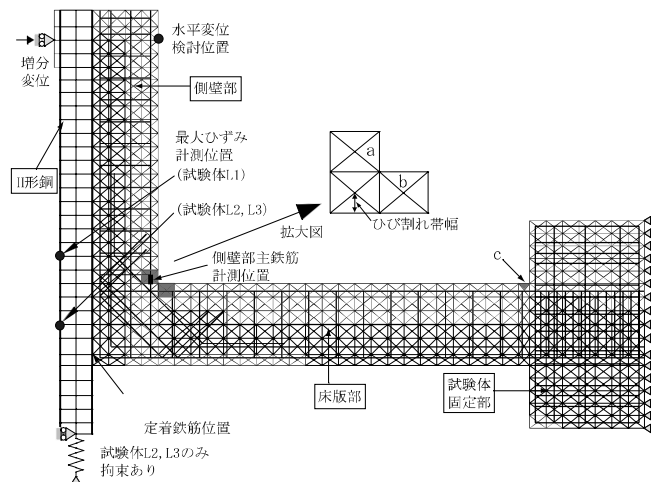


図 - 4 有限要素メッシュ(試験体 L2)

は、鉄筋とコンクリートの付着による引張硬化を考慮した前川¹¹⁾のモデルにより応力 - ひずみ関係を設定した。スタッドの水平方向の構成則は押抜き試験結果²⁾を多直線近似して設定した。材料定数は材料試験結果を基に設定した。

圧縮状態におけるコンクリートの降伏および破壊には、Kupfer¹²⁾等の実験に基づき、等二軸圧縮強度を $1.16f_c$ (f_c : 一軸圧縮強度) として、関連流れ則を仮定した Drucker-Prager の条件を用いた。引張 - 圧縮状態、二軸引張状態では、最大主応力 σ_{c1} が引張強度 f_t を超えるとひび割れが発生すると仮定した。

3. 実験および解析結果

図 - 5 に載荷荷重と載荷部の水平変位との関係を、図 - 6 に H 形鋼下端の反力と載荷部の水平変位との関係を示す。試験および解析終了時のひび割れ発生状況を図 - 7 に示す。

長期設計荷重は試験体 L1 で 240kN、試験体

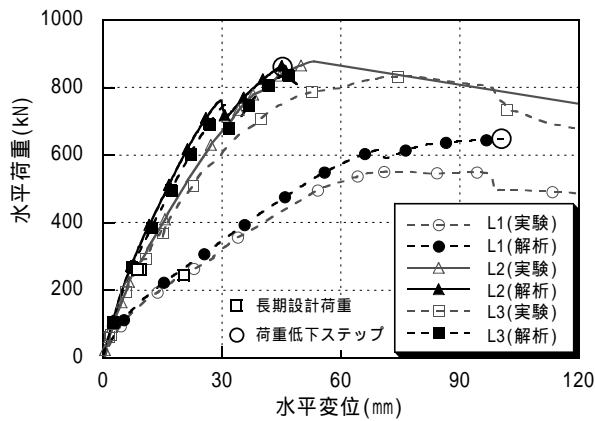


図 - 5 荷重 - 変位関係

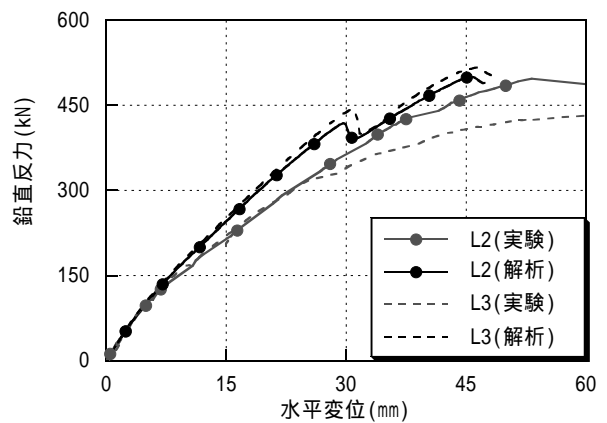


図 - 6 H形鋼下端反力 - 変位関係

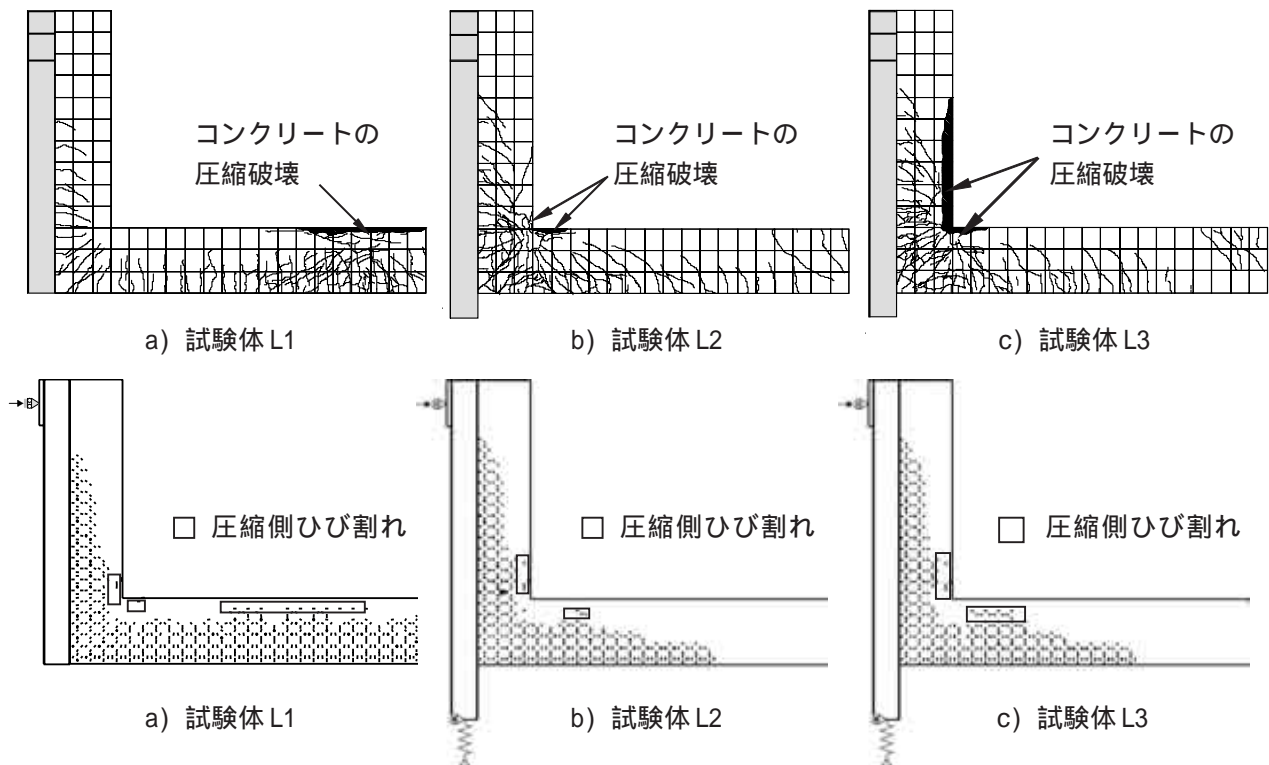


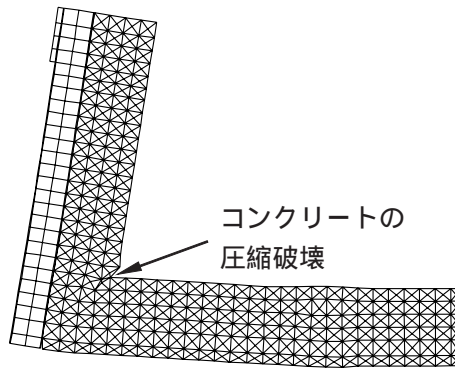
図 - 7 ひび割れ発生状況 (上: 実験, 下: 解析)

L2, L3で280kNである。いずれの試験体も長期設計荷重レベルでのひび割れ幅は0.04 ~ 0.06mm程度で有害なひび割れは観察されなかった。表 - 3に示すように、実験では試験体L1は床版固定付近のコンクリートの圧縮破壊、試験体L2, L3では隅角部床版側のコンクリートの圧縮破壊で最大荷重に至った。いずれの試験体も隅角部の破壊で最大荷重に至らず、長期設計荷重に対して最大荷重は2.3 ~ 3.1倍の余裕があることから、提案した定着方法により、良好な構造性能が得られることが確認できた。

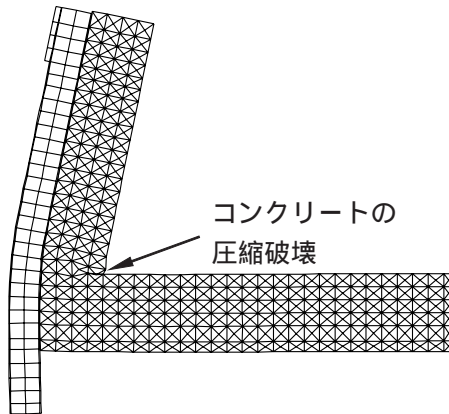
試験体L1とL2を比較すると、根入れを考慮することで、最大荷重が1.5倍以上向上するこ

とが確認できた。

表 - 3に実験と解析結果の比較を示す。ひび割れ発生荷重は解析が実験の約半分であった。これは実験時に目視で観察できないひび割れを解析で表現しているためであると考えられる。最大荷重は解析により試験体L1では117%、根入れを考慮した試験体L2, L3ではそれぞれ98%, 100%と良好に評価することができた。また、割線剛性も111% ~ 125%と概ね良好に評価した。解析では試験体L1は実験同様に床版固定部付近の鉄筋降伏により延性的な挙動を示したため床版部に曲げひび割れが多数発生した。一方、試験体L2では実験・解析ともに床版お



a) 試験体L1(ステップ)



b) 試験体L2(ステップ)

図 - 8 増分変形

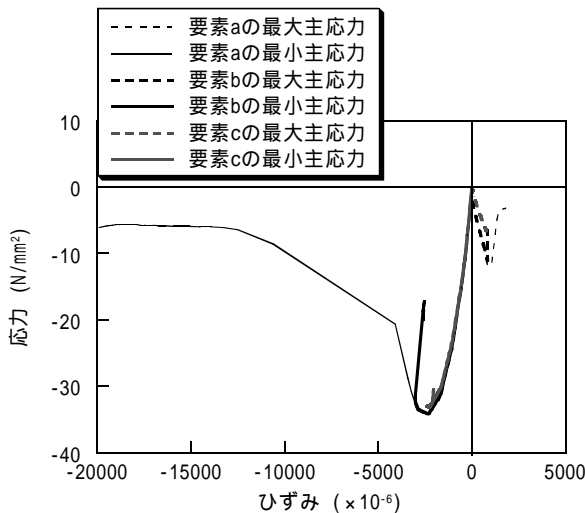


図 - 9 主応力履歴 (試験体L1)

よび側壁から隅角部に進展するひび割れが発生した。

図 - 5 内の荷重低下ステップにおける試験体 L1, L2 の増分変形を図 - 8 に示す。これより試験体 L1, L2 のいずれも隅角部側壁側のコンクリートが局所的に変形していることから圧縮破壊により最大荷重に至ったと考えられる。図 - 4 内の要素 a ~ c の主応力履歴を試験体 L1 を例

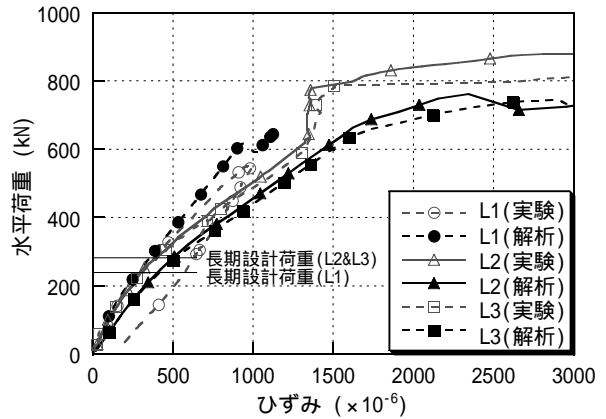


図 - 10 荷重 - H形鋼ひずみ関係

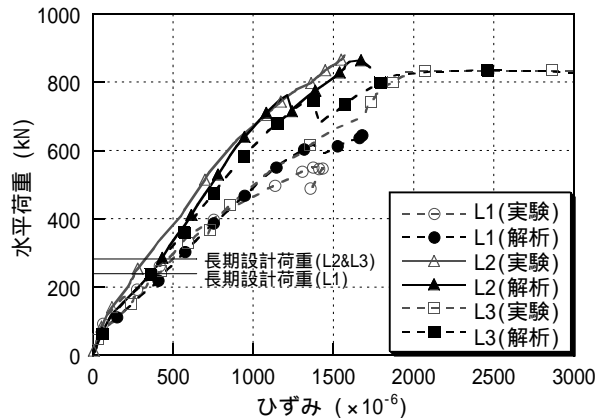


図 - 11 荷重 - 側壁鉄筋ひずみ関係

として図 - 9 に示す。これからも試験体 L1 では床版の固定側や隅角部側の要素においてもコンクリートが圧縮強度付近に達しているものの側壁側が圧縮破壊していることが確認できる。解析では全ての試験体で隅角部側壁側のコンクリートの圧縮破壊により最大荷重に至り、実験と最終破壊位置は異なったが、最大荷重に至るひび割れの発生状況などは概ね再現できた。

図 - 4 内に実験時に H 形鋼のフランジひずみが最大となった位置での載荷荷重とひずみの関係を図 - 10 に示す。最大ひずみの発生位置は、図 - 4 に示すように実験、解析ともに根入れの影響により、隅角部の外側から隅角部内に移動した。長期設計荷重レベルでは、試験体 L1 では 270μ 、試験体 L2, L3 では 450μ 程度であり設計荷重時の安全性が確認できた。H 形鋼は実験では試験体 L1 は未降伏、試験体 L2, L3 は降伏と H 形鋼下端の境界条件により異なった。解析でも同様の結果が得られひずみ挙動を良好に再現した。

図 - 4 内の側壁主鉄筋ひずみを図 - 11 に示す。いずれの鉄筋も長期設計荷重レベルでは、最大500 μ 程度であり設計荷重時の安全性が確認できた。実験、解析ともに試験体L1, L2は未降伏、試験体L3は降伏と床版鉄筋の定着量により挙動が異なった。また、試験体L3のみ鉄筋が降伏した理由は定着鉄筋がないため側壁の鉄筋が引張力を多く負担したためであると推測される。

4. まとめ

土留め壁のH形鋼芯材を本体利用した合成壁と床版部との隅角部を対象として、定着鉄筋を用いた床版鉄筋の定着量を低減した隅角部構造を提案し、その構造性能や現在設計に考慮されていないH形鋼の根入れの影響を把握することを目的として、実験および解析を実施した。以下に得られた知見をまとめて示す。

- (1) いずれの試験体も隅角部の破壊により最大荷重に至らず、長期設計荷重は最大荷重に対して余裕があることから、提案した定着方法を用いることにより、良好な隅角部性能が得られることが確認できた。
- (2) 床版の定着鉄筋量を低減した場合においても、長期設計荷重でのひび割れ幅は0.04 ~ 0.06mm程度、鋼材ひずみは最大500 μ 程度であり設計荷重での健全性が確認できた。
- (3) 根入れを考慮することにより長期設計荷重レベルにおける割線剛性は約2.4倍、最大荷重は約1.5倍以上向上した。
- (4) 解析により最大荷重は試験体L1では117%、根入れを考慮した試験体L2, L3ではそれぞれ98%、100%と良好に評価することができた。また、割線剛性も111% ~ 125%と概ね良好に評価できた。
- (5) 解析の最終破壊位置は実験と異なったが、最大荷重に至るひび割れの発生状況などは概ね再現できた。また、H形鋼や鉄筋のひずみ挙動も良好に再現できた。

参考文献

- 1) 社団法人 日本トンネル技術協会：H形鋼を芯材とする土留め壁本体利用の設計手引き，2002.
- 2) 吉武謙二，前孝一，小川晃，磯田和彦，山野辺宏治：土留め壁のH形鋼芯材を用いた合成壁のシアコネクタに関する押抜き試験，構造工学論文集，Vol.51A，pp.1521 ~ 1530，2005.
- 3) 吉武謙二，前孝一，小川晃，磯田和彦：土留め壁のH形鋼芯材を用いた合成壁の曲げ挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.1273 ~ 1278，2005.
- 4) 西岡 勉，前川和彦，古市耕輔：土留壁を本体利用した開削トンネルの隅角部耐荷力試験，土木学会第55回年次学術講演会，V-611，2001.
- 5) 藤井秀樹，古市耕輔，一宮利通，平陽兵：孔あき鋼板ジベルを用いた合成土留壁，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.1351-1356，2002.
- 6) 田崎和之，広沢規行，石田宗弘，今福健一郎：ソイルセメント鋼製地中連続壁その2 / 床版接合部の繰り返し耐荷特性，土木学会第56回年次学術講演会，VI-312，2002.
- 7) 鋼製地中連続壁協会：ソイルセメント鋼製地中連続壁設計施工指針（案），1994.
- 8) 田中八重，小川晃，吉武謙二，前孝一：土留め壁の芯材を本体利用した隅角部を有する合成壁の構造解析方法，土木学会第59回年次学術講演会講演概要集，pp.675 ~ 676，2004.
- 9) 河野泰直，棚邊隆，今井克美，藤井誠司，前孝一：土留め壁の芯材を本体に用いた合成壁の施工時計測に基づく検討，土木学会第59回年次学術講演会講演概要集，pp.483 ~ 484，2004.
- 10) “CEB-FIP MODEL CODE 1990”，CEB，pp.2-11 ~ 2-12，1991.
- 11) 岡村甫，前川宏一：“鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則”，技報堂出版，p.37，1991.
- 12) Kupfer，H.，Hilsdorf，H.K.，and Rusch，H.：“Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses”，ACI Journal，Vol.66，No.8，pp.656 ~ 666，1969.