## 論文 孔あき鋼板ジベルを用いた合成土留壁

藤井 秀樹\*1・古市 耕輔\*2・一宮 利通\*3・平 陽兵\*4

要旨:開削トンネルにおけるソイルセメント柱列壁芯材(H 形鋼)と本体構造側壁(鉄筋コ ンクリート)を孔あき鋼板ジベルで結合する合成土留壁構造を提案した。この合成構造の曲 げ性能及び隅角部の耐震性能を把握するために,側壁部・隅角部をモデル化した試験体にて 載荷試験を行った。その結果,本構造が開削トンネルの合理性を持った新構造形式として機 能することを確認した。

キーワード:開削トンネル,孔あき鋼板ジベル,合成土留壁

1. はじめに

都市部の開削トンネル施工においては,土留 壁としてソイルセメント柱列壁が多用されてい る。都市内で近接施工の影響を考慮し背面地盤 の沈下を制限する場合には,土留壁芯材の剛性 を大きくする必要があり,そのために芯材の応 力度は許容値に対して余裕がある。これを有効 活用し,鉄筋コンクリート(以下,RC)構造で ある本体構造側壁と結合して合成構造とするこ とが可能であれば,開削施工幅,掘削土量,RC 量等を削減でき,開削トンネルの合理的な構 造・施工法となる<sup>1),2)</sup>(図-1参照)。

この場合,鋼材とコンクリートを合成構造と して機能させるには,両者の一体性を保つため のずれ止めが必要となる。ずれ止めにはスタッ ドジベルが一般的に考えられるが<sup>1),2)</sup>,スタッ ドの打設等,品質管理や施工性の面で改善の余 地がある。

著者らは,このずれ止めとして孔あき鋼板ジ ベル(以下,PBL)を用いた合成構造の開発を 行ってきた<sup>3),4),5)</sup>。

PBL は孔をあけた鋼板を鋼材に溶接して取 り付け,孔に充填されたコンクリートにより, 鋼材とコンクリートとを一体化するものであ る。この PBL を合成土留壁に適用する場合,次



図 - 1 合成土留壁構造

のような利点が挙げられる。

- ・スタッドジベルと同程度のずれせん断耐力を 有する場合,必要高さを小さくでき,PBLを 取り付けた状態での鋼材建て込みが可能。
- ・工場溶接による製作が可能なため品質管理の 面で有利。
- ・従来溶接で行ってきたハンチ筋・隅角部補強 筋と鋼材との結合に,PBLの孔を利用可能。 以上のような特徴を有する PBL を用いた合 成土留壁構造について,「側壁部」及び地震時に 正負交番の断面力が発生する側壁と底版との接 合部(「隅角部」)を対象として,合成構造であ る側壁部の曲げ性能及び隅角部の耐震性能を把 握することを目的とし,載荷試験を行った。
- \*1 鹿島技術研究所 土木技術研究部 (正会員)
  \*2 鹿島技術研究所 土木技術研究部 主任研究員 工修 (正会員)
  \*3 鹿島技術研究所 土木技術研究部 主任研究員 工修 (正会員)
  \*4 鹿島技術研究所 土木技術研究部 工修 (正会員)

- 2. 合成梁載荷実験
- 2.1 実験概要
- (1) 試験体形状

側壁部を対象とし合成梁 の載荷実験を行った。図 - 2 に試験体形状を,表-1 に材 料特性を示す。

試験体数は同仕様の 2 体と し,それぞれ鋼材側引張(Case 1), RC 側引張(Case 2)とな

るよう載荷方向のみを上下逆に変えた。

試験体は,想定した実構造物の 1/2 縮小モデ ルとして,断面高さ 475mm,幅は土留壁鋼材 (H200×200×8×12)2本分の 500mm とした。

PBL は,高さ 60mm,板厚 6mm,孔径 35mm 及び孔ピッチ 70mm とし,H 形鋼のフランジ面 に1本あたり2枚を溶接した。PBL1 孔分のず れ耐力はレオンハルトの提案式<sup>6)</sup>を基本とし 既に実施した押し抜き実験結果<sup>4)</sup>から,孔内に 鉄筋を通さない場合の低減係数ならびに設計値 として安全率を考慮して設定した。このずれ耐 力が接合面に生じる水平せん断力を上回るよう に孔径,孔ピッチを設定した。

RC 部断面内には,軸方向鉄筋 D13 を 8 本配 置した。また曲げ破壊に至ることを考慮しせん 断補強筋 D13 を 1 断面に 4 本,140mm ピッチ で配置し,端部フックを PBL 孔内に通した鉄筋 に掛けることでH 形鋼と一体化させ補強効果を 図った。

コンクリートは早強セメントを使用し,1/2 縮小モデルとしたことを考慮して粗骨材の最大 寸法を10mmとした。

(2) 実験方法

載荷は 5,000kN アムスラー型試験機を使用し, せん断スパン 1,750mm,等曲げ区間 1,000mmを 有する 2 点載荷とした。

計測項目は,載荷荷重,鉛直変位のほかコン クリート,鉄筋,H形鋼,及び接合面のずれ変 位とした。ずれ変位は,H形鋼フランジに変位



## 図 - 2 合成梁実験 試験体形状

表 - 1 合成梁実験 材料特性

	細材の種類		降伏点	引張強さ	弾性係数
	如吗 17		$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	$(kN/mm^2)$
Case 1	鉄筋	SD345 D13	348	496	189
	H形鋼	SS400 t=12	293	431	210
	PBL	SS400 t= 6	333	466	210
Case 2	鉄筋	SD345 D13	375	536	190
	H形鋼	SS400 t=12	267	459	210
	PBL	SS400 t= 6	318	460	210
	材料の種類		養生	圧縮強さ (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
Case 1	コンクリート		現場	30	25.0
Case 2	コンクリート		現場	36	25.1

計, RC 部の接合面近傍に計測ターゲットを設置し,両者の相対変位を計測した。

実験に先立ち,断面耐力の算定を行った。算 定は,断面をファイバー要素に分割し,平面保 持を仮定した完全合成梁モデルにて行った。各 要素の応力-ひずみ関係には,材料試験値をもと に,鉄筋及びH形鋼はバイリニア,コンクリー トはコンクリート標準示方書<sup>7)</sup>の曲線を使用し た。なお算定において PBL の剛性は考慮しなか った。

2.2 実験結果と考察

(1) 耐力と破壊状況

図 - 3 に載荷荷重-中央変位関係を,図-4 に ひび割れ状況を示す。また,図-3内に前述し た算定による終局曲げ耐力計算値を示す。

Case 1 は, H 形鋼下フランジが許容応力度 (137N/mm<sup>2</sup>)を超えた 550kN にてコンクリー トに曲げひび割れが発生した。その後,下フラ ンジの降伏を経て,等曲げ区間内の圧縮縁コン クリートが圧壊して荷重低下し た。最大荷重と計算値がほぼ一 致していたことから,終局曲げ 耐力は前述の算定方法によって 推定できることが確認された。 ひび割れ幅は下フランジの降伏 荷重時で 0.06mm 程度と小さい ものであった。

Case 2 は,40kN でひび割れが 発生し,80kN にて RC 部の高さ 方向にひび割れが貫通した。さ らに主筋が降伏した後,変形が 進み中央変位が175mm と Case 1 に比べて大変形時に上フラン ジが局部座屈し最大荷重539kN に達した。終局曲げ耐力計算値 は実験値を安全側に評価したも のであった。

(2) ひずみ分布

終局曲げ耐力計算値相当荷重 時のひずみ分布を図 - 5 に示す。 載荷点中央断面ならびに接合面 に水平せん断力が生じるせん断 スパン中央断面( , 断面,図 -5参照)について示す。

Case 1,2 ともに, ひずみはほ ぼ直線状に分布し,また点線で 示した平面保持を仮定した計算 値とほぼ一致した。Case 2 の 断面において計算値より小さい 値があったが,ひび割れ箇所と 計測箇所(ゲージ貼付箇所)との 相違によるものと考えられる。

これより,計算上の最大耐力 時まで合成梁として平面保持が 成立し,鋼材とRCとの一体性 が保たれていたと考えられる。

(3) ずれ性状

鋼材とRCとの接合面における相対ずれ変位



図 - 6 相対ずれ変位分布

の軸方向分布を図 - 6 に示す。許容荷重は、Case 1,2 においてそれぞれ等曲げ区間の下フランジ, 主筋が許容応力度(137N/mm<sup>2</sup>,177N/mm<sup>2</sup>)に達 する荷重とした。

Case 1 では,許容荷重時に 0.01mm 程度,最 大荷重時においても 0.25mm 程度であった。 Case 2 では,降伏荷重に達してもずれはほとん ど発生せず,最大荷重時でも 0.10mm 程度であ った。

本実験では Case 1,2 ともに多数のひび割れが 発生したが,断面内のひずみ分布が直線状になっていたことから,PBLの機能がひび割れによって低下することなく,一体性を確保するのに 十分なずれ耐力を有していたと考えられる。

- 3. 隅角部実験
- 3.1 実験概要
- (1) 試験体形状

図 - 7 に試験体形状を,表 - 2 に材料特性を示 す。試験体は,合成梁実験と同様,想定した実 構造物を 1/2 に縮小し,隅角部付近をL字形に 取り出したモデルとした。断面幅は土留壁鋼材 (H200×200×8×12)2本分の 500mm とした。 側壁(合成構造)は合成梁実験と同様の断面形 状とした。

ハンチ筋・隅角部補強筋と側壁部鋼材との結 合には,溶接ではなくPBLの孔を利用した結合 方法を採用した(写真-1参照)。なお,底版主 筋はネジ型機械式継手を用いてH形鋼に直接定 着した。

コンクリートは合成梁実験と同様,早強セメントを使用し 粗骨材最大寸法を 10mm とした。 打設は2回に分けて行い,ハンチ下端面にて打継いだ。

(2) 実験方法

図 - 8 に載荷装置を,図 - 9 に載荷ステップを, 表 - 3 に各荷重段階での設計断面力を示す。

隅角部実験では,実構造物を想定した解析に より地震時に発生する断面力(以下,設計断面 力)を算定し,その断面力を試験体の側壁と底 版との接合箇所となる隅角部に再現させること により,耐震性能を確認することとした。



図-7 隅角部実験 試験体形状

細	材の種類	降伏点	引張強さ	弾性係数
到吗		(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$	(kN/mm <sup>2</sup> )
鉄筋	SD345 D10	388	571	192
	SD345 D13	366	521	191
	SD345 D16	389	575	192
	SD345 D19	384	595	195
H形鋼	SS400 t=12	287	473	211
PBL	SS400 t= 6	323	461	206
材	料の種類	養生	圧縮強さ (N/mm <sup>2</sup> )	弹性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
コン	/クリート	現場	34	24.9

表-2 隅角部実験 材料特性



写真 - 1 ハンチ筋・隅角部補強筋結合状況



図-8 隅角部実験 載荷装置

実験において隅角部に設計断面力を作用させ る場合,反力床に固定した部材断面には解析よ りも大きな断面力が生じる。部材断面耐力につ いては側壁断面のほうが底版断面より大きくな るように設計されているが,隅角部に設計断面 力が発生する前に固定した側の部材が破壊する ことのないように,実構造物を90°回転し側壁 を反力床に固定する配置とした。底版を押引ジ ャッキにて正負交番載荷するとともに,試験体 外側に配置したケーブルにより軸力を載荷する ことで,隅角部に設計断面力を再現させた。

実構造物の設計において, 土水圧を載荷した フレーム解析で常時荷重, 応答変位法によるフ レーム解析でレベル1地震荷重(L1),2次元動 的 FEM 解析でレベル2地震荷重(L2)をそれ ぞれ算定し, 各荷重段階での設計断面力を設定 した。常時荷重を1回, L1, L2 荷重を正負各3 回ずつ載荷,以降は降伏変位を1 yと定義した 変位制御にて, 正負3サイクル交番載荷を行っ た。載荷方向は,隅角部が閉じる方向を正載荷, 開く方向を負載荷とした。

計測項目は,載荷荷重,水平・鉛直変位のほかにコンクリート,鉄筋,H形鋼のひずみとした。

3.2 実験結果と考察

(1) 耐力と破壊状況

図 - 10 に荷重-水平変位関係を,図-11 にひ び割れ状況を示す。

試験体は,常時荷重ではひび割れは発生せず, L1 荷重時に正,負載荷方向ともに若干のひび割 れが生じた。ひび割れ幅は,L1 荷重除荷時で最 大0.04mmと微小であった。L2 荷重時には,ひ び割れが進展したが,鋼材,鉄筋はいずれも降 伏に至らなかった。その後+1 y,-1 y時にて, それぞれ側壁の鋼材 RC部主筋が降伏に至り, +2 yにて側壁 RC 部圧縮縁コンクリートが圧 壊し荷重低下した。前述のとおり,実験におい て大きな断面力が生じた側壁(合成構造)が先 行して破壊した。



図 - 9 隅角部実験 載荷ステップ

表 - 3 隅角部実験 隅角部設計断面力

荷香 1	<b>ベ</b> Ⅱ.	М	S	$N_1^{(*)}$	$N_2^{(*)}$
何生レ		(kN• m)	(kN)	(kN)	(kN)
常時		154	86	353	239
₩雪時Ⅰ1	正載荷	485	272	244	134
地辰时 LI	負載荷	-244	-137	461	343
地震時で	正載荷	713	400	236	475
地辰时 L2	負載荷	-394	-221	445	38

<sup>\*)</sup>N<sub>1</sub>,N<sub>2</sub>はそれぞれ側壁側,底版側からの軸力を示す



図 - 10 載荷荷重-載荷点水平変位関係



所定の断面力を再現した隅角部は,L1,L2 荷 重時においても健全性を保ち,また側壁・底版 に先行して破壊することがなかったことから, 地震荷重に対して十分な耐力を有していたと考 えられる。

## (2) ハンチ筋・隅角部補強筋性状

ハンチ筋及び隅角部補強筋の配置,鉄筋量及 び合成壁鋼材への結合方法の妥当性を検討する ために,荷重とハンチ筋・隅角部補強筋中央の ひずみ関係を図-12に,荷重と上記鉄筋の鋼材 への結合部付け根箇所のひずみ関係を図-13に それぞれ示す。

図 - 12,13に示すとおり,両鉄筋ともに実験終 了時まで降伏ひずみに至ることはなかった。ま た,鉄筋中央のひずみ(C11,21,31)とそれぞれ 対応する鉄筋の結合部付け根箇所のひずみ (C12,22,32)とがほぼ同様の性状を示したこ と,及び鉄筋が抜出しているようなひび割れの 開きがなかったことから,応力がRCからH形鋼 へ適切に伝達されていたと推察される。

これより両鉄筋の配置・鉄筋量が妥当であり, また PBL の孔を用いた結合方法についても適 用可能であることが確認できた。

4. まとめ

孔あき鋼板ジベルを用いた合成土留壁構造に ついて本実験にて得られた知見を以下に示す。

- 本構造は,計算上の最大耐力時において も平面保持が成立し,鋼材とコンクリー トとの一体性が確保される。
- (2) 本構造は,平面保持を仮定した断面解析 にて耐力算定が可能である。
- (3)本構造の隅角部は,レベル2地震荷重に 対しても十分な耐力を有する。

今後,本構造の実用化に向けて,施工性等を 含めた検討も進めていく予定である。

## 参考文献

- H. Kanaji , K. Suda , K. Ono : Feasibility-Study of a Proposed Cut and Cover Tunnel Structure Applying Steel-R/C Composite Wall, The 6<sup>th</sup>.ASCCS International Conference on Steel-Concrete Composite Structure, March.2000
- 2) T. Hirose, F. Hakamada, K. Ono, Y. Hishiki:



図 - 12 ハンチ筋・隅角部補強筋ひずみ (鉄筋中央)



図 - 13 ハンチ筋・隅角部補強筋ひずみ (結合部付け根)

Experimental Study on Strength of Corner Part in New Composite Tunnel Structure, IS-Kyoto, November.2001

- 3) 平陽兵,天野玲子,大塚一雄:孔あき鋼板 ジベルの疲労特性,コンクリート工学, Vol.19, No.2, pp.1503-1508, 1997.6
- 4) 平陽兵,古市耕輔,山村正人ほか:孔あき 鋼板ジベルの基本特性に関する実験的研究, コンクリート工学,Vol.20,No.3,pp.859-864, 1998.6
- 5) 平陽兵,古市耕輔,吉田健太郎,河野哲也: 孔あき鋼板ジベルを用いた合成梁に関する 実験的研究,コンクリート工学,Vol.23,No.1, pp.703-708,2001.6
- 6) Leonhardt, F. et al. : Neues vorteilhaftes Verbundmittel f
  ür Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit ,Beton-und Stahlbetonbau , Heft 12/1987
- 7) 土木学会:コンクリート標準示方書(平成8 年制定)設計編