

孔あき鋼板ジベルを用いた合成土留壁

Earth Retaining Wall of Composite Structure with Perfobond Strip

藤井 秀樹 古市 耕輔
一宮 利通 平 陽兵

要 約

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。この合成構造の耐荷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。また、本構造の鋼材とコンクリートとの接合面に適切なばね要素モデルを設定することにより、2次元非線形FEM解析にて載荷挙動をシミュレートできることを確認した。

目 次

- I. はじめに
- II. 合成梁実験
- III. 隅角部実験
- IV. まとめ

I. はじめに

都市高速道路は用地、道路環境上の制約からトンネルで計画される場合が増加している。開削工法で矩形ボックスのトンネルを施工する場合に仮設部材の土留壁としては、工費が安く、短い工期で施工可能なソイルセメント柱列壁が多く採用されている。都市部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。本芯材を有効活用し、後施工される鉄筋コンクリート（以下、RC）構造の本体構造側壁と結合させて合成構造化し、本体利用するものが合成土留壁構造である。この合成構造の採用により、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・施工法が可能となる^{1),2)} (Fig.1)。

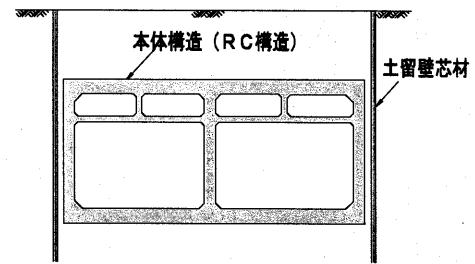
この場合、鋼材とコンクリートを合成構造として機能させるには、両者の一体性を保つためのずれ止めが必要となる。このずれ止めとしては一般に頭付きスタッドが利用されているが^{1),2)}、品質管理や施工性の面で改善の余地がある。

著者らは、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^{3),4),5)}。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のせん断抵抗により、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、次のような利点が考えられる。

- ・頭付きスタッドに対し、必要高さを小さくでき、ずれ止めを取り付けた状態での鋼材建て込みが可能
- ・工場溶接による設置が可能の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

キーワード：開削トンネル，合成土留壁，
孔あき鋼板ジベル，平面保持，耐震性能

一般的な土留壁構造



合成土留壁構造

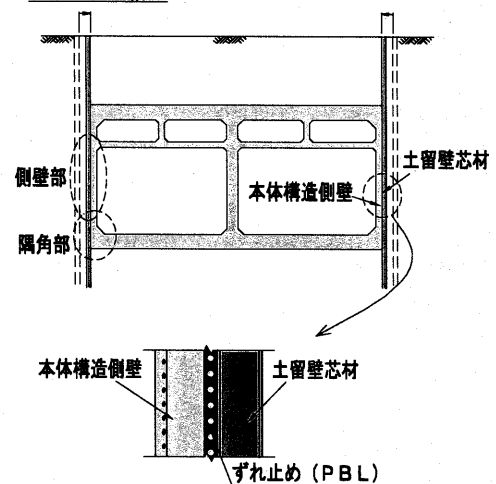


Fig.1 合成土留壁構造
(Outlines of Composite Tunnel Structure)

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」及び側壁と底版との接合箇所「隅角部」を対象とし、合成構造である側壁部の耐荷性能及び隅角部の耐震性能を把握することを目的として、載荷試験を行った。

II. 合成梁実験

1. 試験体概要

Fig.2 に試験体形状を、Table 1 に試験体一覧を示す。本実験では、合成土留壁の側壁部における曲げ性能及びせん断性能の把握を目的とし、側壁部を合成梁部材としてモデル化した。試験体寸法は、想定した実構造物の 1/2 縮小モデルとし、奥行方向は土留壁用の鋼材 2 本分の 500mm とした。実験は荷重方向、RC 部のせん断補強筋の有無、ずれ止め量をパラメータとした 4 試験体について行った。

試験体の詳細仕様を以下に示す。

鋼材は H 形鋼 H200×200×8×12 (SS400 材) を使用した。H 形鋼のフランジには、ずれ止めとして H 形鋼 1 本当たり 2 枚、合計 4 枚の PBL を溶接して取り付け (Photo 1)。PBL は SS400 材を用い、図に示すように高さ 60mm、板厚 6mm、及び孔径 35mm とし、孔間隔を 70mm、140mm として配置した。仕様の設定方法については、「3. ずれ止め量の算定」に記述する。PBL の配置方法は、一定の長さの鋼板をある間隔を置いて多数枚配置する方法と、連続する一枚の鋼板を全長にわたり配置する方法とが考えられたが、本実験では、鋼板端部がコンクリートの支圧によりずれ止めとして働くことを避けるために、一枚の鋼板を配置する後者の方法を採用した。ただし、鋼板の両端部は支圧が作用したとしてもそれが全体に与える影響は小さいと考えられたので、空隙を設けるなどの処理は行わなかった。RC 部の断面内には、軸方向鉄筋として D13 (SD345) を 8 本配置した。

各試験体の仕様について以下に示す。

基本形状とした試験体 Case 1 に対し、試験体 Case 2 では RC 部のせん断補強効果の把握及び曲げ耐力の把握を目的として、RC 部にせん断補強筋を配置した。補強筋量は D13 (SD345) を 1 断面に 4 本、140mm 間隔とした。補強筋の端部フックを 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。

試験体 Case 3 では、RC 側が引張り (負曲げ) となる場合の挙動把握を目的として、Case 2 と同仕様の試験体にて荷重方向のみを変えた。

試験体 Case 4 では、ずれ止め量を減らした場合の挙動確認を目的とし、PBL の孔間隔を Case 1~3 (@70mm) の 2 倍 (@140mm) とし、さらに PBL のみでずれに対処させることを考慮して H 形鋼と RC の接合面であるフランジ外面にテフロンシートを敷設し付着を切るようにした。

コンクリートは、4 試験体ともに早強セメントを使用し、粗骨材最大寸法は、1/2 縮小モデルであることを考慮し 10mm とした。

Table 2 に各試験体に使用した鋼材及びコンクリートの材料特性を示す。

2. 耐力算定

実験に先立ち、断面耐力の算定を行った。

曲げ耐力の算定は、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い、圧縮縁コンクリートが圧壊ひず

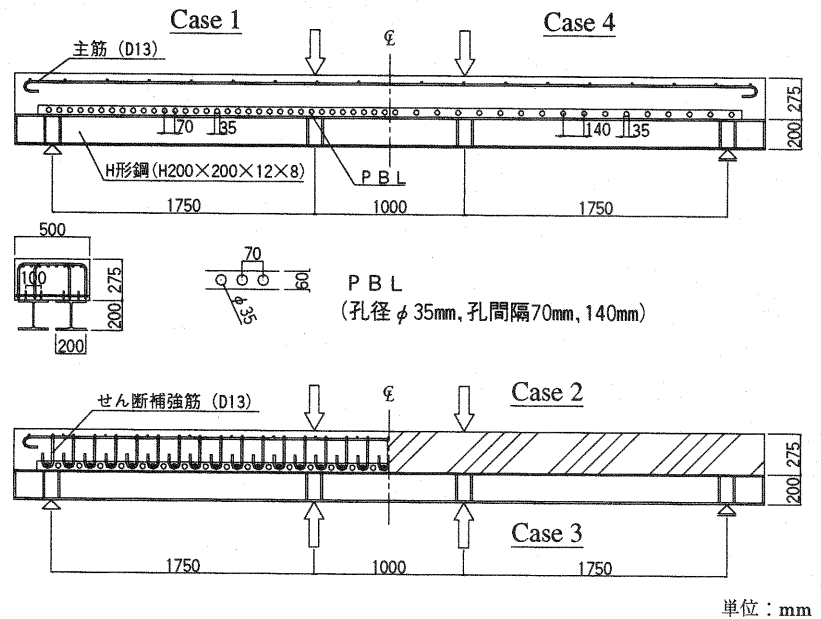


Fig.2 試験体形状
(Profile of Specimens)

単位: mm

Table 1 試験体一覧
(List of Specimens)

	荷重方向	RC 部の せん断補強筋	ずれ止め量
Case 1	正曲げ (鋼材側引張)	なし	$\phi 35\text{mm}$ @70mm
Case 2	正曲げ (鋼材側引張)	あり	$\phi 35\text{mm}$ @70mm
Case 3	負曲げ (RC 側引張)	あり	$\phi 35\text{mm}$ @70mm
Case 4	正曲げ (鋼材側引張)	なし	$\phi 35\text{mm}$ @140mm (接合面付着切る)



Photo 1 H 形鋼に溶接した PBL
(PBL welded on H-section steel)

み $\varepsilon_{cu}=3500\mu$ に達する時を終局曲げ耐力と定義した。ただし、RC 側引張とした Case 3 については、H 形鋼上フランジが降伏値に達する時とした。

せん断耐力は、H 形鋼と RC 部それぞれ単独で求めた。H 形鋼はウェブのせん断応力度がせん断降伏応力度 ($=\sigma_{sy}/\sqrt{3}$, σ_{sy} : 降伏応力度) に達する点をせん断降伏耐力とした。

また、RC 部については、H 形鋼上フランジを鉄筋に置き換え、

上フランジを含めた RC 部の棒部材せん断耐力を算定した。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⁷⁾の曲線を使用した。

3. ずれ止め量の算定

ずれ止めとして採用した PBL の仕様については、梁部材の終局よりも、接合部の破壊が先行しないように設定した。

PBL のせん断耐力については、Leonhardt ら⁶⁾により、その破壊形態から、①孔に充填されたコンクリートが二つのせん断面においてせん断破壊する場合、②孔間の鋼板がせん断破壊する場合、を考慮して評価できるとされ、それぞれの破壊形態での設計式が提案されている。このうち孔内コンクリートのせん断耐力については、既の実施した押し抜き実験結果⁴⁾から、孔内に鉄筋を通さない場合の低減係数として $\alpha=0.7$ を考慮し耐力算定をした。PBL のずれ耐力の設計式を以下に示す。

・孔内コンクリートのせん断破壊

$$P_c = 1.4 \times d^2 \times f'_c / 0.85 \times \alpha \quad \dots (1)$$

ここで、 P_c : 1 孔分のずれ耐力

d : 孔径

f'_c : コンクリートの圧縮強度

α : 低減係数 $\alpha=0.7$ (孔内の鉄筋なし)

・孔間鋼板のせん断破壊

$$P_s = 1.44 \times A_s \times \sigma_{sy} \quad \dots (2)$$

ここで、 P_s : 1 孔間分のずれ耐力

A_s : 孔間の鋼板断面積

σ_{sy} : 鋼板の降伏強度

Table 3 に、前述の算定方法により求めた各荷重時における鋼材・コンクリートの接合面に作用する平均水平せん断力 (材料特性は規格値) と、(1)、(2) 式より求めた PBL のずれせん断耐力との関係を示す。孔数は、設計値として安全率 2.1 を考慮したコンクリート

のずれ耐力が、鋼材の許容応力度相当荷重時の水平せん断力を上回るように設定した。なお、その上で孔間鋼板の破壊がコンクリートの破壊に先行しないことを確認した。

Table 2 材料特性
(Material Properties)

	鋼材の種類	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
Case 1,2	鉄筋 SD345, D13	348	496	189
	H 形鋼 SS400, t=12	293	431	210
	PBL SS400, t=6	333	466	210
Case 3,4	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 ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
Case 1,2	コンクリート	現場封緘	30	25.0
Case 3,4	コンクリート	現場封緘	36	25.1

Table 3 PBL のずれせん断耐力
(Shear Strength of PBL)

		Case 1,2	Case 3	Case 4
接合面発生 平均水平せん断力	Ha: 許容荷重	520	161	520
	Hy: 降伏荷重	893	309	893
	Hu: 終局荷重	1222	458	1222
PBL ずれ耐力	孔内 コンクリート Pc: 安全率なし	2374		1187
	Pca: 安全率考慮	1131		565
	孔間鋼板 Psy	4067		6101

(kN)

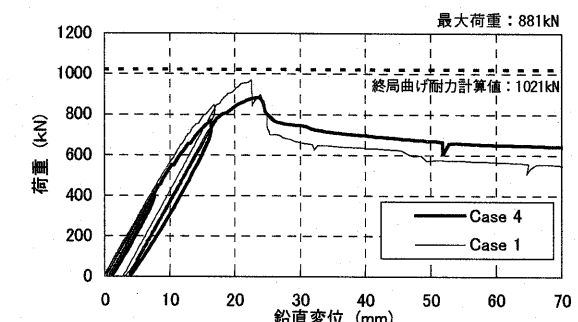
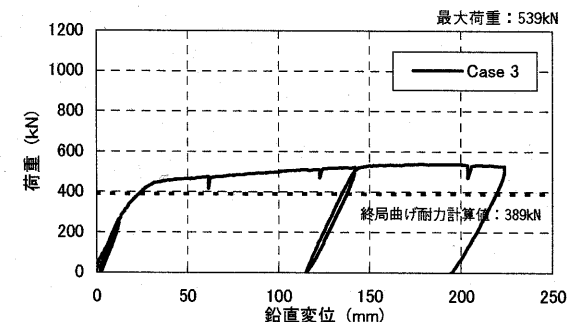
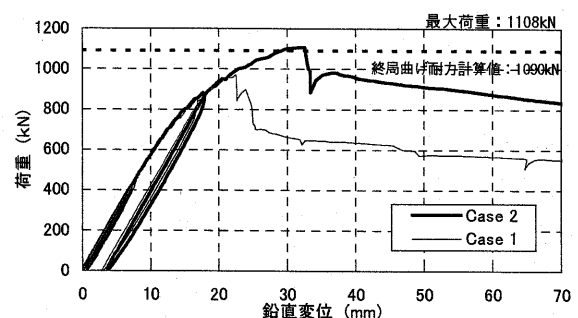
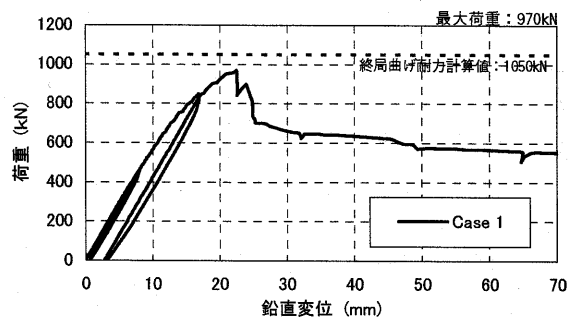


Fig.3 荷重-中央変位関係
(Load-Displacement Relationships)

4. 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、接合面の水平方向相対ずれ変位及びコンクリート、鉄筋、H 形鋼、PBL のひずみとした。

5. 実験結果

(1) 耐力と破壊状況

Fig.3 に荷重-中央変位関係を、Fig.4 にひび割れ図を示す。また、Fig.3 内に前述した算定方法による終局曲げ耐力計算値を示す。

Case 1 は H 形鋼下フランジの許容応力度 (137N/mm^2) 相当荷重 (416kN) を超えた後、荷重 540kN 時にコンクリートに曲げひび割れが発生した。その後、同フランジの降伏を経て、コンクリートの斜めひび割れが進展し、荷重 970kN 時にコンクリートのせん断破壊に至った。せん断破壊により、一旦は荷重が低下したが、その後は H 形鋼部が荷重を負担し、荷重は約 600 kN のほぼ一定値で変位が増加した。

Table 4 にせん断耐力比較を示す。最大荷重時のせん断力 ($S_{\max}$) は、H 形鋼部のせん断降伏耐力 (V_H) 及び RC 部のせん断耐力 (V_C) の計算値、各々の値は上回っているが、両者の累加せん断耐力 (V_{total}) には達しなかった。これより、終局せん断耐力の算定にあたっては、H 形鋼部と RC 部とのせん断力の分担を考慮する必要があると考えられる。

Case 2 は、H 形鋼下フランジの降伏あたりまで Case 1 と同様の挙動を示した後、荷重 1108kN 時に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 (1108kN) と計算値 (1090kN) 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 3 は、RC 部下部に荷重 40kN で発生したひび割れが、荷重 80kN において高さ方向に貫通した。さらに RC 部主筋が降伏した後、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。

Case 4 は、Case 1 と比較して変形が進行した。ずれ止め量を低減したことで、剛性が低下したと考えられる。ひび割れは下フランジが許容引張応力度に達する前の 150 kN 時から主としてせん断スパンのコンクリートに発生し、同フランジの降伏を経て、斜めひび割れに進展した。最大荷重も Case 1

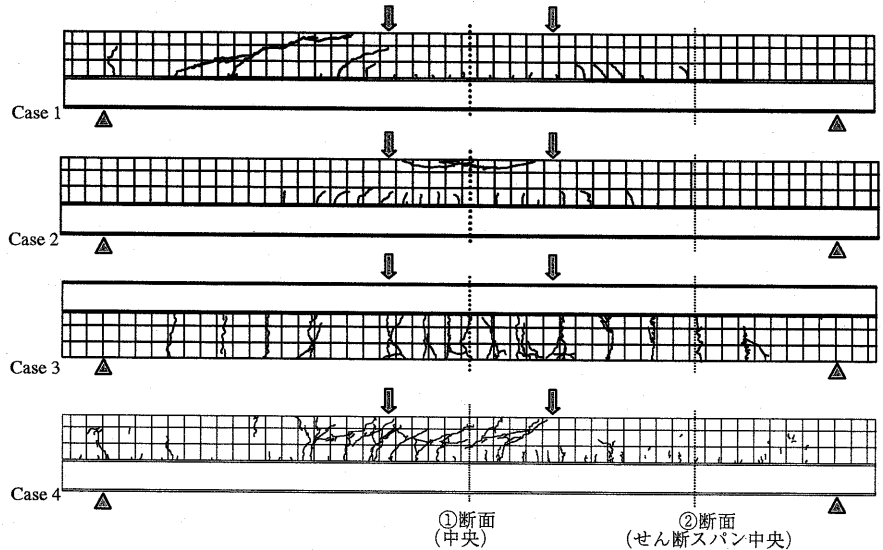


Fig.4 ひび割れ図
(Crack Distribution)

Table 4 セン断耐力比較
(Shear Strength of Experimental and Analysis Results)

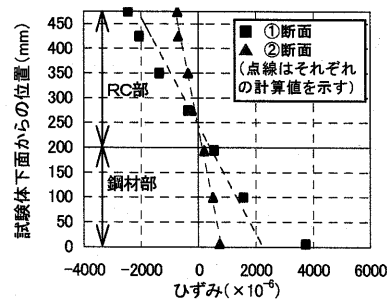
試験体	実験結果		せん断耐力計算値			
	破壊モード	最大荷重時せん断力 $S_{\max}$	V_H *1	V_C *2	V_S *3	$V_{\text{total}} = V_H + V_C + V_S$
Case 1	せん断破壊	485	476	177	0	653
Case 2	曲げ破壊	554	490	186	355	1031

*1: H 形鋼ウェブのせん断降伏耐力

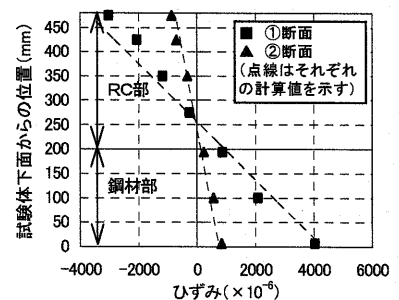
*2: RC 部の棒部材せん断耐力

*3: RC 部のせん断補強筋せん断耐力

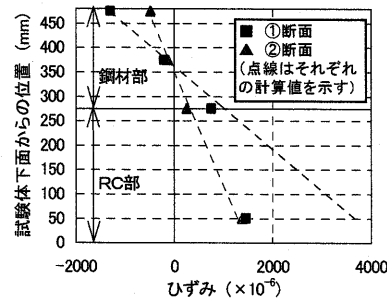
(kN)



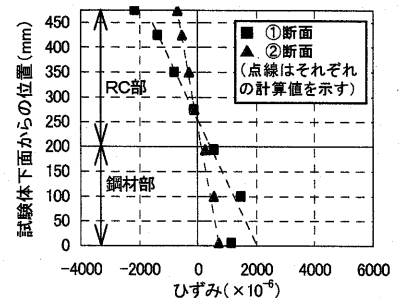
Case 1



Case 2



Case 3



Case 4

Fig.5 ひずみ分布図
(Strain Distributions)

(970kN) に比べ若干低い値 (881kN) となった。

(2) ひずみ分布

鋼材とコンクリートの一体性を確認するために、試験体断面のひずみ分布を計測した。Fig.5 にひずみ分布図を示す。Case 1, 3 については前述した終局曲げ耐力計算値相当荷重時のもの、Case 2, 4 は最大荷重時のものとした。対象断面は中央断面 (①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 (②断面) とした。

Case 1~4 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。

これより、最大耐力相当荷重時まで合成梁として平面保持が成立し、鋼材とコンクリートとの一体性が保たれていたと考えられる。

(3) ずれ性状

鋼材とコンクリートとの接合面における相対ずれ変位の軸方向分布を Fig.6 に示す。許容荷重は、正曲げ時には等曲げ区間の H 形鋼下フランジ、負曲げ時には RC 部主筋がそれぞれの許容応力度 (137N/mm^2 , 177N/mm^2) に達する荷重とした。

Case 1,2 では、許容荷重時に 0.01mm 程度、最大荷重時で 0.25mm 程度であった。Case 3 では、ずれは微小で最大荷重時においても 0.10mm 程度であった。

ずれ止め量を 1/2 に低減し、かつ接合面の付着を切った Case 4 では、許容応力度相当荷重時で 0.10mm、最大荷重時で 0.70mm 程度と、Case 1,2 と比較して 3 倍程度の値となった。

本実験の正曲げにおける試験体の中立軸は PBL の高さよりも上側にあるため、PBL の位置のコンクリートは引張域となりひび割れが発生した。ひび割れ発生により、PBL のずれ止めとしての機能が低下し、大きなずれが生じることが懸念されたが、断面内のひずみ分布が直線になっていたこと及びずれ量が比較的小さかったことから、ひび割れ発生に関わらず PBL が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。

(4) PBL の挙動

Case 2 の PBL の孔間におけるせん断ひずみの分布を Fig.7 に示す。

軸方向位置で比較すると、ひずみはせん断スパン内の位置で大きく、PBL が接合面の水平せん断力に対して抵抗し、ずれ止めとして機能していたと考えられる。また、ひずみの大きさから PBL の鋼板自体は最大荷重時まで降伏ひずみに達しておらず、設計で設定したとおり今回の孔間隔では、鋼板が降伏しないことが確認された。

実験終了後 (中央変位 130mm まで載荷後) の PBL の状況を Photo 2 に示す。最大荷重を迎えた後、載荷を続けたことから最終的には孔内のコンクリートは鋼板面に沿ってせん断破壊していた。また、孔内コンクリートについては圧壊などの様子は伺えず、破壊状況は PBL のずれ耐力を表す式 (1) で仮定しているようにコンクリートのせん断破壊であることが確認された。

以上の実験結果より、適切な孔数を有する PBL を配置すれば、H 形鋼と RC との合成梁は一体性を確保し、合成構造部材として機能すると判断された。

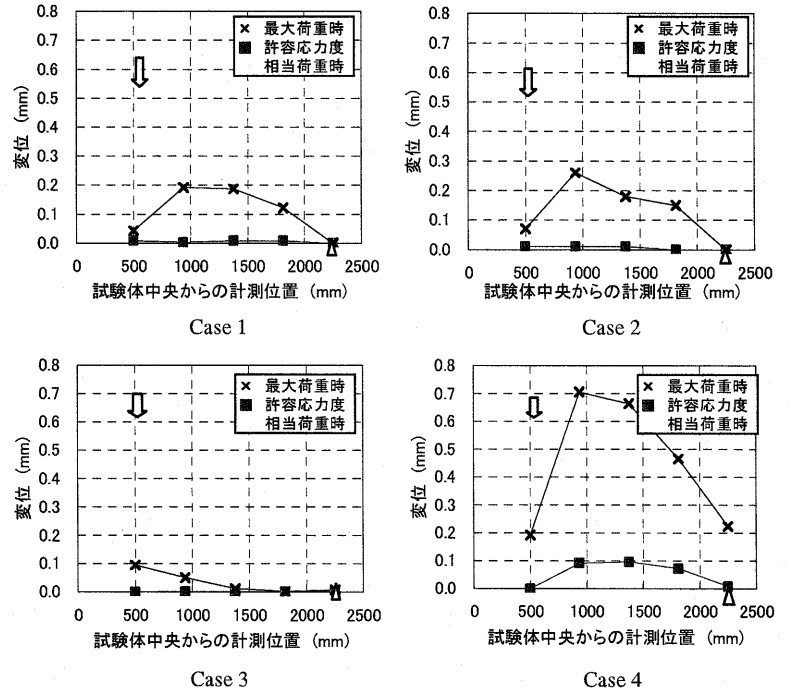


Fig.6 ずれ分布
(Slippage Distributions)

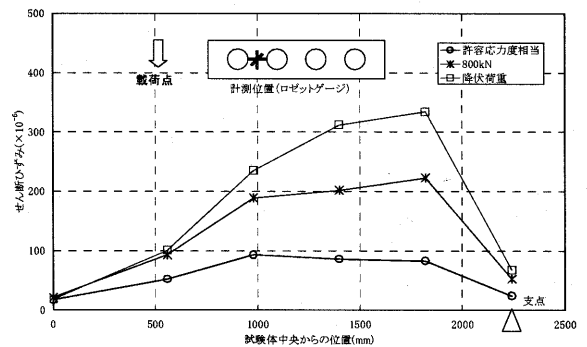


Fig.7 PBL のせん断ひずみ分布
(Shear Strain Distributions of PBL)

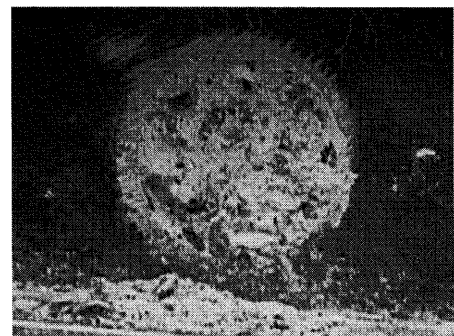


Photo 2 実験後の PBL の状況
(PBL after Experiment)

6. 解析

(1) 解析モデル

実験のシミュレーション解析として、ずれ止め量が違う Case 2,4 を対象として、2 次元非線形 FEM 解析を行った。

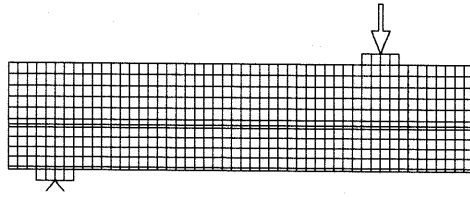


Fig.8 FEM 解析モデル
(Analysis Model of FEM)

Fig.8 に解析モデルを示す。解析モデルは対称性を考慮し試験体の半分とした。鋼材及びコンクリートは 2 次元平面応力要素、鉄筋はトラス要素としてモデル化した。応力-ひずみ関係は、材料試験結果を基に鋼材と鉄筋はバイリニア、コンクリートはコンクリート標準示方書⁷⁾の曲線を使用した。

H 形鋼部と RC 部との間には、PBL をモデル化した非線形のばね要素を設定した。ばね要素のモデルを Fig.9 に示す。ばね要素は、本実験と同孔径を有する PBL の押抜きせん断実験での荷重-ずれ関係を参考とし、1 孔当り 550kN/mm の初期剛性を有するトリリニアモデルとした (Fig.9 M-1)。モデルの各点は、最大荷重の 1/3 荷重点、最大荷重点、及び最大荷重点時の 10 倍のずれ値の点とした。

(2) 解析結果

Fig.10 に解析結果を示す。Case 2 では、剛性、耐力ともに実験値と解析値とは概ね一致したが、孔間隔を 2 倍とした Case 4 においては解析値が Case 2 のものと大きな相違がなく、孔間隔の相違をシミュレートすることができなかった。ばねモデルの参考としたせん断実験では、本実験と違い接合面の付着を切っていなかったことも影響したと考えられる。そこで、最大荷重点時まで線形挙動するバイリニアのばねモデル (Fig.9 M-2) を用いて解析を行った結果、剛性が若干低下したが実験値とは開きのある結果となった。

これより、本合成構造は、接合面に適切なばね要素を設定することにより 2 次元非線形 FEM 解析にて載荷挙動をシミュレートすることが確認されたが、今後、接合面の付着特性も含めたばねモデルを正當に評価するための検討が必要である。

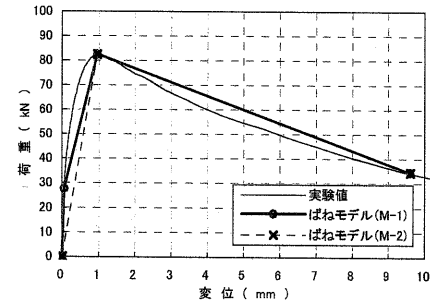


Fig.9 PBL のばねモデル
(Interface Model of PBL)

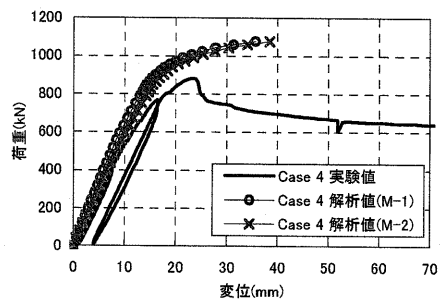
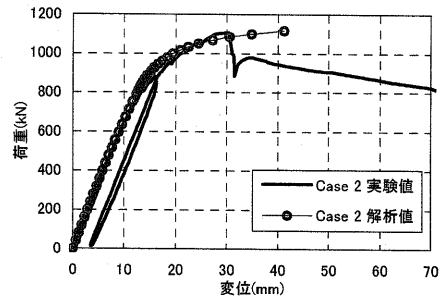


Fig.10 荷重-中央変位関係
(Load-Displacement Relationships of Experimental and Analysis Results)

III. 隅角部実験

1. 試験体概要

地震時に正負交番の断面力が発生する隅角部を対象として正負交番載荷実験を実施した。Fig.11 に試験体形状を、Table 5 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

Table 5 材料特性
(Material Properties)

鋼材の種類	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
鉄筋	SD345 D10	388	571
	SD345 D13	366	521
	SD345 D16	389	575
	SD345 D19	384	595
H 形鋼	SS400 t=12	287	473
PBL	SS400 t=6	323	461
材料の種類	養生	圧縮強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
コンクリート	現場封蔵	34	24.9

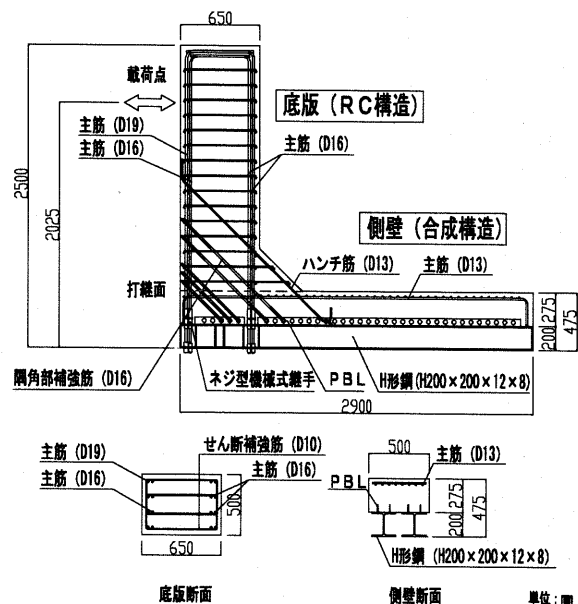


Fig.11 試験体形状
(Profile of Specimen)

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(Photo 3参照)。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。打設は底版を上側にした状態で2回に分けて行い、ハンチ下端面に打継いだ。

2. 実験方法

Fig.12に載荷装置を、Fig.13に載荷ステップを、Table 6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。

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、土水圧を作用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 $1\delta_y$ 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. 実験結果と考察

(1) 耐力と破壊状況

Fig.14に荷重-載荷点水平変位関係を、Fig.15にL2荷重載荷後の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。その後L2載荷時には、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。L2荷重除荷時のひび割れ幅は最大で0.08mmであった。その後 $+1\delta_y$ 、 $-1\delta_y$ にて、それぞれ側壁の鋼材、RC部主筋が降伏に至り、正載荷 $+2\delta_y$ 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。負載荷側は、最終的に側壁H形鋼フランジの局部座屈に至ったが、大きな荷重低下はなかった。

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ると判断された。

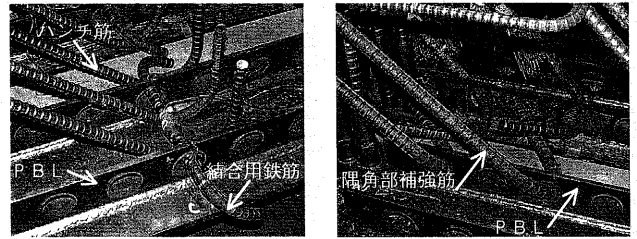


Photo 3 ハンチ筋・隅角部補強筋結合状況
(Connected Section of H-section steel and Reinforcement of Haunch and Corner)

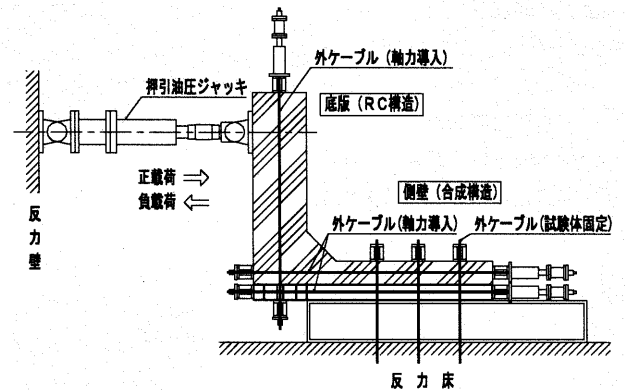


Fig. 12 載荷装置図
(Loading Apparatus)

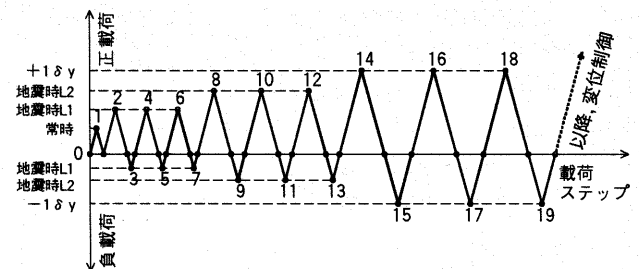


Fig. 13 載荷ステップ
(Outline of Loading)

Table 6 設計断面力
(Design Section Forces)

荷重レベル	M (kN・m)	S (kN)	N ₁ ^{*)} (kN)	N ₂ ^{*)} (kN)
常時	154	86	353	239
地震時 L1	正載荷	485	272	244
	負載荷	-244	-137	461
地震時 L2	正載荷	713	400	236
	負載荷	-394	-221	445

^{*)} N₁, N₂はそれぞれ側壁側、底版側からの軸力を示す

(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・隅角部補強筋のひずみ関係をFig.16に示す。ひずみは鉄筋の中央及び結合部付け

根箇所で計測した。

Fig.16 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から、及び鉄筋が拔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。

IV. 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研究により得られた知見を以下に示す。

- ① 本構造は、適切な孔数を有する PBL を配置すれば、最大耐力相当荷重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 本構造は、接合面に適切なばね要素モデルを設定すれば、2次元非線形 FEM 解析にて荷重挙動をシミュレートすることができる。ただし、今後接合面の付着特性も含めたばねモデルの検討が必要である。
- ④ 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、PBL ばねモデルの評価検討を行うとともに、本構造の実用化に向けて、施工面での詳細検討を進めていく予定である。

参考文献

- 1) H. Kanaji, K. Suda, K. Ono; Feasibility-Study of a Proposed Cut and Cover Tunnel Structure Applying Steel-R/C Composite Wall, The 6th.ASCCS International Conference on Steel-Concrete Composite Structure, (2000) .
- 2) T. Hirose, F. Hakamada, K. Ono, Y. Hishiki; Experimental Study on Seismic Performance of Corner Part in New Composite Tunnel Structure, Modern Tunneling Science and Technology, (2001), pp.729-734.
- 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.19, (1997), pp.1503-1508.
- 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.20, (1998), pp.859-864.
- 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, (2001), pp.703-708.
- 6) Leonhardt, F. et al.; Neues vorteilhaftes Verbundmittel für 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。

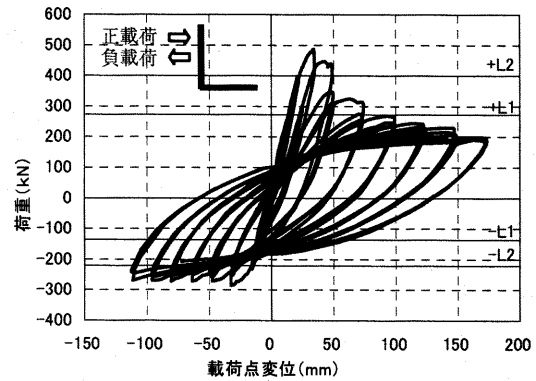


Fig.14 荷重-載荷点水平変位関係
(Load-Displacement Relationship)

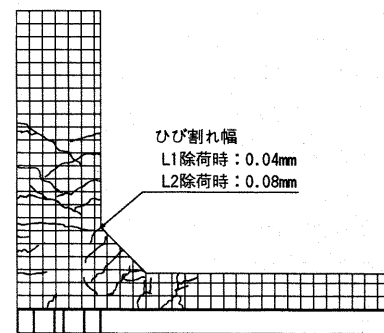


Fig.15 L2 載荷後ひび割れ状況
(Crack Distribution after L2 Loading)

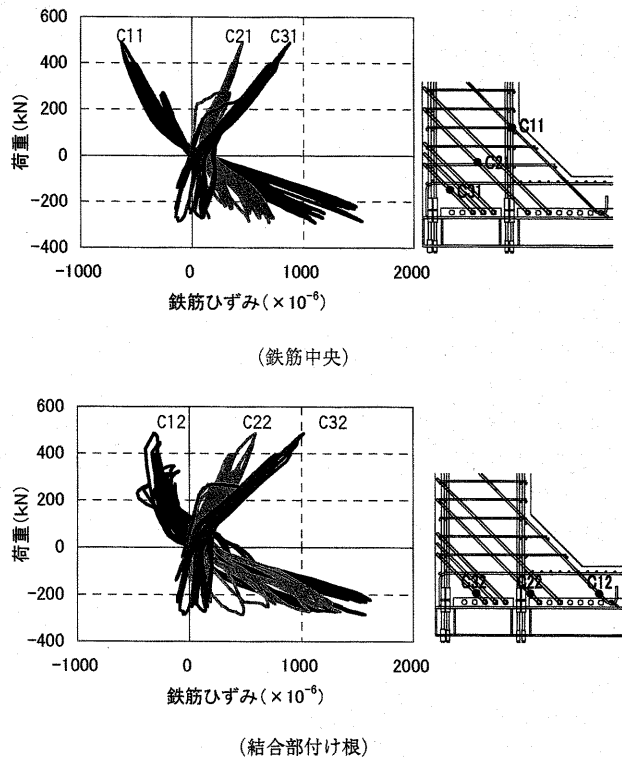


Fig.16 ハンチ筋・隅角部補強筋ひずみ
(Load-Strain Relationship of Reinforcements of Haunch and Corner)