

新形式セミプレキャストボックスの隅角部耐荷力実験と考察

Corner Load Capacity Test of New Type Semi-precast Box Culvert and Considerations

(株)砂子組 ○正員 西村 友宏 (Tomohiro Nishimura)
(株)砂子組 正員 古川 大輔 (Daisuke Furukawa)
(株)砂子組 正員 長谷川 雅樹 (Masaki Hasegawa)
(株)砂子組 正員 田尻 太郎 (Taro Tajiri)
(株)砂子組 正員 佐藤 昌志 (Masashi Sato)

1. はじめに

昨今、国交省では働き方改革により建設業の生産性向上の改善に向けた取り組みとして、コンクリート工のプレキャスト化の導入を推進しているが採用への課題が多い現状にあり、現場打ちコンクリート工の採用が主流となっている。

また、建設業界においては労働者の高齢化が進む一方、将来を担う生産労働人口は減少の一途をたどっており、労働者の減少を生産性の向上により補う必要がある。

以上の背景から、生産性向上を目的とした「新形式鋼合成プレキャスト部材を用いたボックスカルバートの開発」を試みた。本研究では令和3年度に部材の断面性能検証のため実証実験を行い、本年度側壁隅角部の耐荷力を検証するための実証実験を行った。本論文では、その実験結果及び考察について記述したものである。

2. 部材の断面性能と過年度実験結果の概要

2-1. 工法概要

本研究では、側壁および頂版を鋼板とコンクリートを一体化した半プレキャスト部材に置き換えたボックスカルバート工法として、「新形式鋼合成プレキャスト部材を用いたボックスカルバート」の開発を試みた。本工法は、図-1に示すように3.0mの鋼板ユニットを工場で作成し、1スパンを4ユニットとし現場で接続し、現場打ちでコンクリートを打設する工法である。

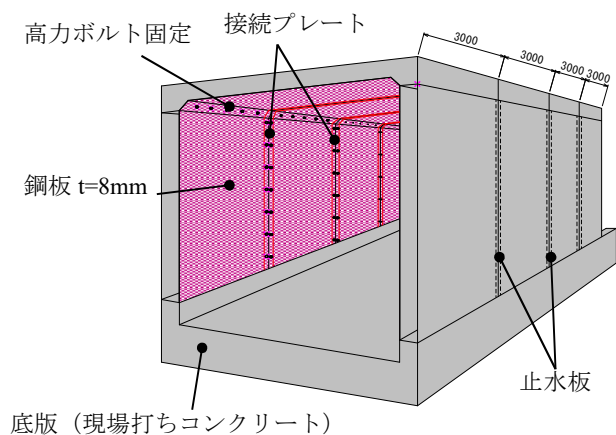


図-1.構造概念図

2-2. 構造詳細

鋼板とコンクリートの連結には、鋼板に溶接したずれ

止め筋とコンクリートの付着による鋼合成効果を利用した。また、内側に鋼板を配置することで断面性能が向上し、従来のRC断面に比べ、約2〜3割程度の部材厚縮小および基礎の負担軽減を図ることが可能となる。ずれ止め鉄筋の配置方向は、主鉄筋に直角とし、鉄筋径はD19、間隔は500mmの千鳥配置とする。図-2にずれ止め筋詳細図を示す。

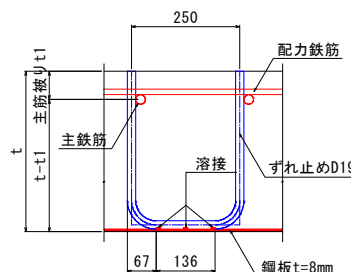


図-2 ずれ止め筋詳細図



写真-1 ずれ止め筋配置状況

2-3. 過年度実験の概要

本実験では、ボックスカルバートの部材を模す供試体を鋼合成部材形式で製作し、供試体中央に油圧ジャッキで集中荷重を載荷し、主鉄筋、ずれ止め筋及び鋼板の歪、コンクリートのひび割れ等を計測した。

なお、従来技術のRC部材との剛性比較を行うため、同等の設計荷重に対応する厚さのRC部材を製作し、主鉄筋歪、コンクリートのひび割れを計測した。

供試体サイズは矩形(L3.0m×B1.0m)とし、かぶり65mmで圧縮鉄筋D22を持ち、コンクリート厚は364mm、U型のずれ止め筋(D19)は、鋼板t=6mmにスポット溶接し、千鳥配置とした。計測は図-4に示す両端1/4断面(S-1,3)と中央断面(S-2)で行い、圧縮、引張コンクリート、圧縮、引張鉄筋の歪みを計測した。

実験供試体は、全3ケースとし、図-3に供試体形状図を示す。鋼合成部材(t=370mm)とRC部材(t=480mm)の厚さは、降伏荷重を同程度として決定した。鋼合成版のずれ止めの配置は千鳥配置の間隔が@300(CASE-1)と@500(CASE-2)の2ケースとしている。

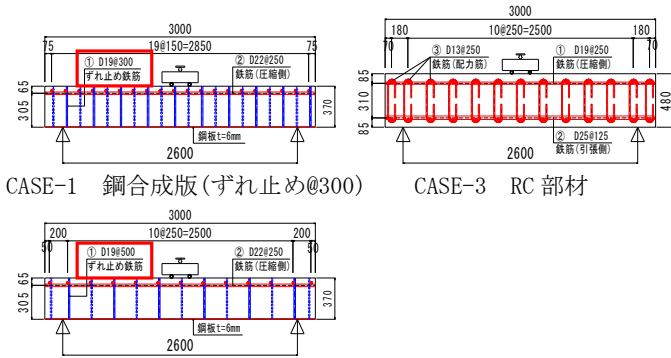


図-3 供試体形状図

CASE-2 鋼合成版(ずれ止め@500)

2-4. 過年度実験結果の概要

(1) 鋼合成効果の検証

図-5 は S-2 断面の中立軸位置である。図中の赤と黒点線は、全断面有効とした場合と引張コンクリートを無視した RC 断面状態の中立軸の理論的位置を示す。荷重過程で供試体は、荷重 350 kN 程度までは全断面有効に近く、400 kN 以降は RC 断面状態に近い。図-7 に CASE-1, 2 の S-2 断面の荷重-歪関係を示す。両 CASE とも 350 kN 付近までコンクリート歪みが鉄筋と鋼板歪みに追従しその後乖離を起こし、そこで段差を持つ。荷重開始時にコンクリートと鋼板は付着しているが、引張コンクリートの歪み経過からは、引張作用の増加により 350 kN 程度で鋼板との付着が切れて無効化し、400 kN 程度で RC 断面状態に移行したと考えられる。表-1 に S-2 で RC 断面を仮定した場合の降伏歪みと荷重を示す。表-1 及び図-7 より 800kN 付近で 1225μ を示し、引張鋼板が降伏を開始し、コンクリート上縁、圧縮鉄筋は弾性範囲となった。また、部材厚の異なる RC 部材においても図-7 より 800kN 付近で引張鉄筋がほぼ降伏点を示し、コンクリート上縁は弾性範囲となった。鋼合成部材の鋼板と RC 部材の引張鉄筋は、ほぼ同様の荷重で降伏を開始したため、鋼合成版と RC 版の断面性能は近似していると考えられる。

(2) RC 版と鋼合成版の剛性比較

両部材の断面 2 次モーメントを算出し剛性比較を行った。図-6 に示すように両部材ともに 400kN 以降で RC 断面状態以上の剛性は保持できている。

(3) 鋼合成部材の断面性能まとめ

弾性範囲内の通常の使用状態に関しては現状の供試体構造で十分であり、剛性は従来の RC 構造と類似している。また、ずれ止めの間隔は@500 で鋼板との溶接は点溶接(アーク溶接)で十分であると考えられる。

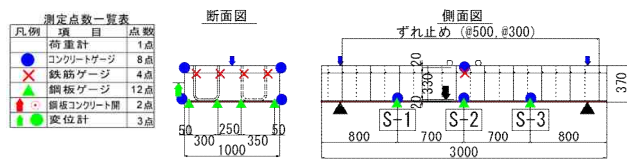


図-4 鋼合成部材計測位置図

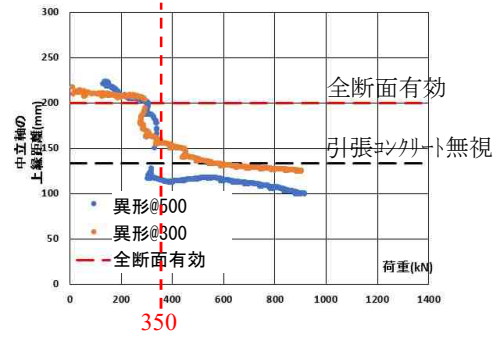


図-5 鋼合成部材中立軸位置(CASE-1, 2)

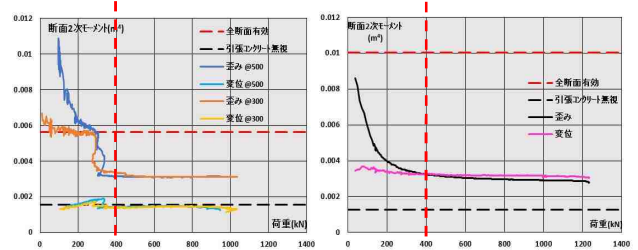


図-6 断面 2 次モーメント図(左: 鋼合成部材 右: RC 部材)

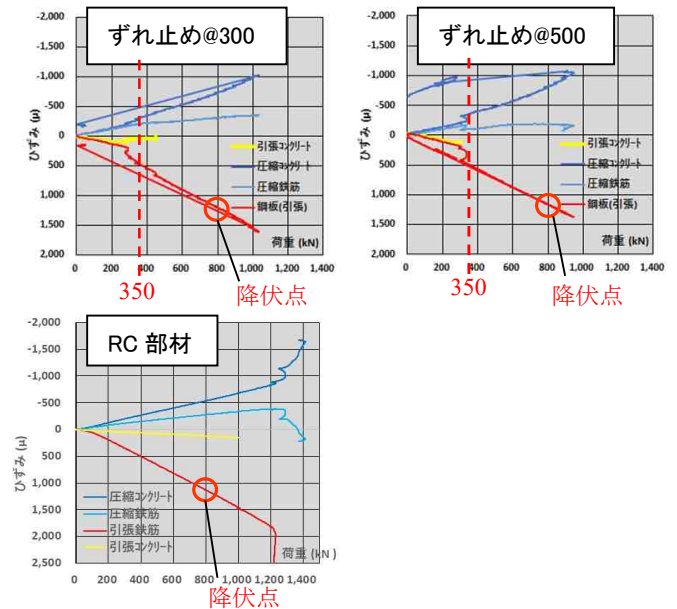


図-7 荷重-歪関係(S-2 断面)

表-1 降伏時 (S-2 RC 断面仮定) の荷重および歪み

降伏時	コンクリート上縁	圧縮鉄筋	引張鉄板
歪み(μ)	1209	1725	1225
荷重(kN)	1462	4246	773

3. 隅角部耐荷力実験の概要

実験はボックスカルバート隅角部の耐荷力を検証するため、半断面となるコの字型の供試体を作成し、上方からジャッキの圧力で載荷する曲げ実験である。供試体はかぶり 65mm で引張鉄筋 D29 を持ち、コンクリート厚は上述した過年度供試体と同等の 364mm とした。鋼板 (t=6mm) は頂版と側壁の内側に配置し、U 型に加工したずれ止め筋をスポット溶接し、@500 の千鳥で配置した。

頂版と側壁主鉄筋の接続は、頂版鉄筋に直角フックを設け、側壁鉄筋に結束した。

載荷位置は頂版端部から 150mm とし、頂版の変形により底版の浮き上がりや変位が発生しないように底版先端部を固定し、軸方向は L 型鋼で固定し変位を抑止した。計測は変位、引張鉄筋、鋼板、圧縮、引張コンクリートのひずみを計測した(図-9)。



写真-2. 実験装置

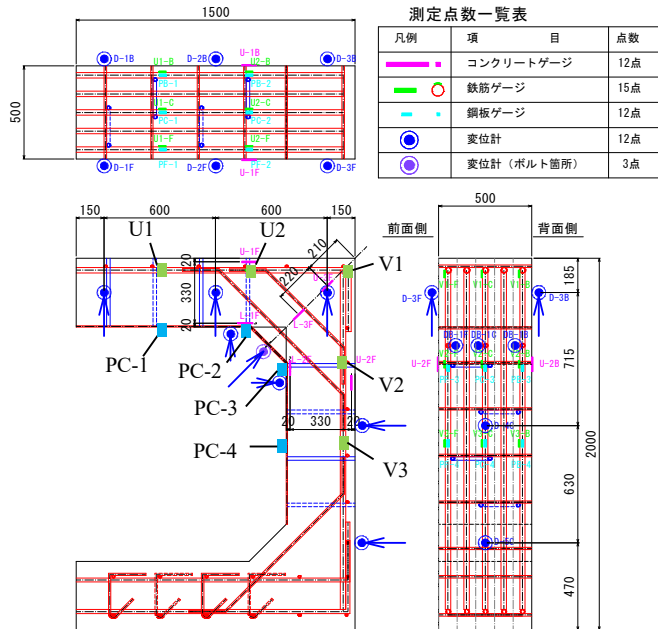


図-9 計測位置図

4. 実験結果

4-1. 解析モデルの設定

実験に先立ち、鉄筋コンクリート部材の断面計算を行い、部材の弾性域や鉄筋の降伏荷重値を把握するとともに適正な鉄筋配置を行った。解析モデルは図-10 に示すコの字型とし、載荷位置は頂版先端より 150mm の位置とする。断面照査位置は上部隅角部の 5 断面(図-11_A~E)とし、表-1, 2 に計算結果を示す。なお、コンクリート圧縮強度は 30N/mm²、鋼材とコンクリートの弾性係数比は 15、鋼材弾性係数 Es=200000N/mm² とする。

解析の結果、許容応力度(表-1)、降伏時(表-2)いずれも B-B 断面で決定される。部材の応力分布形態は、図-11 に示すように頂版から側壁全域において外側引張の状態を呈し、C 断面では中央部から内側にかけてコンクリート引張破壊の可能性があるので、補強鉄筋を追加した。

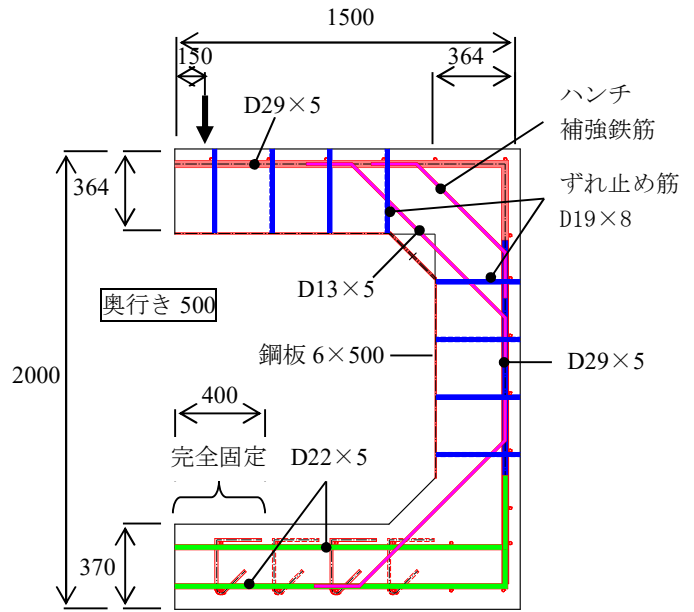


図-10 解析モデル図

表-1 断面計算結果(許容応力度)

		A-A	B-B	C-C	D-D	E-E	許容値
全応力	コンクリート圧縮線	-5.0	-10.0	-3.0	-7.0	-6.0	10.0
	引張鉄筋	106.0	137.0	64.0	111.0	104.0	160.0
	圧縮鋼板	-76.0	-147.0	-40.0	-98.0	-92.0	140.0

表-2 断面計算結果(降伏時)

		A-A	B-B	C-C	D-D	E-E	許容値
全応力	コンクリート圧縮線	-13	-25	-7	-17	-16	30
	引張鉄筋	266	342	160	277	261	345
	圧縮鋼板	-189	-368	-100	-245	-229	245

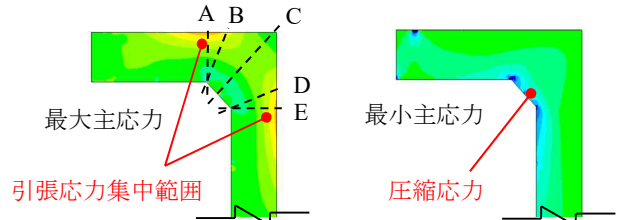


図-11 隅角部応力分布図

4-2. 実験結果

本実験では、P=280kN 程度で写真 3, 4 に示す破壊に至った。これは、引張鉄筋継手部(計測位置 V1)には 1400 μ が確認され、鉄筋の負担が大きくなったため、側壁と頂版鉄筋の定着部(直角フック)でコンクリートのかぶり部が鉄筋に押し出される形でせん断破壊したものと考えられる。隅角部外側鉄筋(計測位置 V2)は P=280 kN でほぼ降伏、内側鋼板部(計測位置 PC-3)は圧縮側のひずみ値を示し、解析モデル同様、頂版・側壁ハンチ端部において外側引張状態となることを確認した。今回の実験供試体の破壊は、かぶりコンクリートが喪失して鉄筋への負担が増加する中で、鉄筋継手長が短く、そこが段落しのような弱点部になったことが要因と考えられる。ただし、本現象は許容応力度以上の荷重が作用した場合であり、許容応力度内での使用は可能であると考える。以上のことから、本実験では隅角部に設けた頂

版と側壁主鉄筋の定着方法が問題と推察し、定着位置・鉄筋定着長の検討を行った。



写真-3 隅角部破壊状況

写真-4 鉄筋露出状況

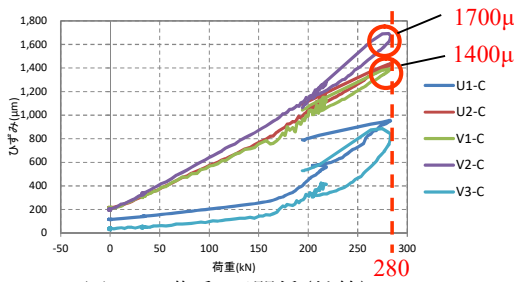


図-12 荷重-歪関係(鉄筋)

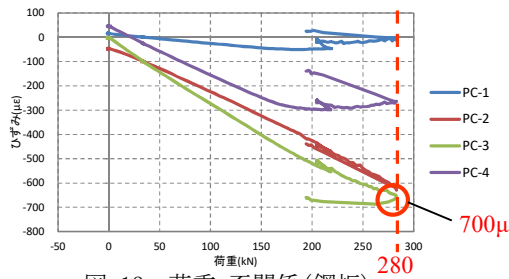


図-13 荷重-歪関係(鋼板)

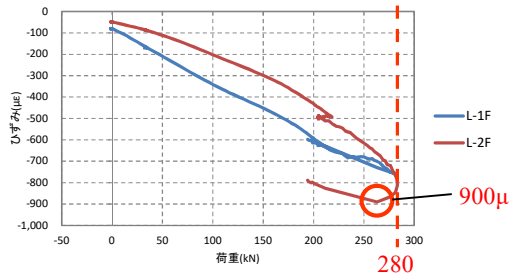


図-14 荷重-歪関係(コンクリート)

鋼合成部材における破壊形態に対し、従来の RC 部材の構造形式との比較を行うため、RC 部材供試体における隅角部の耐荷力検証を行った。計測位置図を図-15 に示す。RC 部材では、鋼合成部材同様、外側引張状態となり、隅角部外側引張鉄筋に最大応力が確認された。計測位置 VR-1 では 500kN で降伏点となり、側壁内側にてコンクリートが圧壊し破壊に至った。一方、内側のコンクリート圧縮部(計測位置 L-3F)では 300kN 付近で降伏点となったが、引張鉄筋の降伏と同時に圧壊した。RC 部材隅角部では 1 本もの鉄筋を曲線に加工して配置しているため、鉄筋が引張応力を負担する形となり、鋼合成部材のような破壊形態にはならなかった。これらは、従来の隅角部鉄筋形状の妥当性やハンチの応力分散効果を示すものであり、従来工法の有効性を確認することができた。

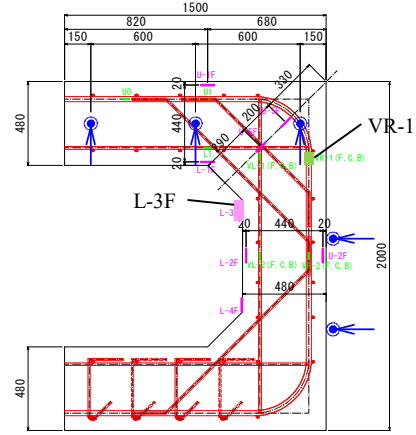


図-15 RC 部材形状および計測位置図

5. 考察

隅角部における側壁と頂版主鉄筋の定着方法の見直しには、2次元 FEM 解析モデル(図-16)を用いて行った。

定着方法は、以下の変更案2案について検討した。

ケース1：頂版鉄筋に設けた直角フックを定着長+D/2以上確保し、側壁鉄筋に結束させる。

ケース2：側壁の鉄筋に直角フックを定着長+D/2以上確保し、頂版鉄筋に結束させる。

ケース1は側壁鉄筋継手部のかぶりコンクリート範囲にせん断応力が集中するため、本実験と同様に弱点部となる可能性が大きい。ただし、鉄筋継手部の溶接やせん断補強筋の設置等との併用で採用できる可能性はある。

ケース2は上述した RC 部材と同様の鉄筋状態(1本もの)となるため、定着方法として望ましいと考える。

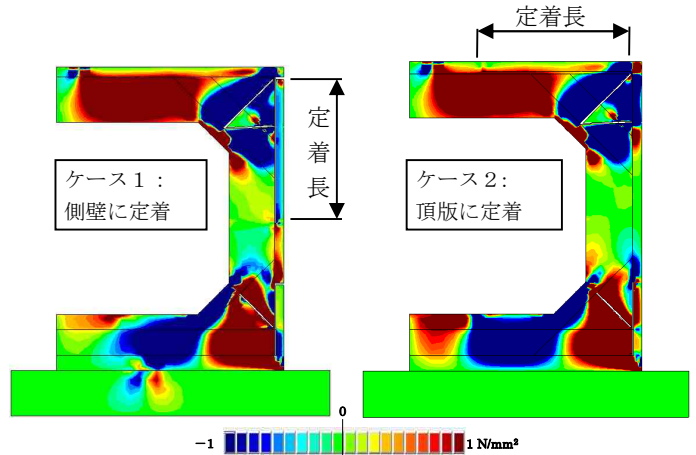


図-16 2次元 FEM 解析モデル(せん断応力)

6. まとめ

本研究では2ヶ年の期間を経て、鋼合成部材の効果検証を行ってきた。弾性域内においては、鋼合成部材、隅角部ともに部材の断面性能の妥当性が検証できた。今後は、ボックスカルバート形状で実物大を用いたフィールド実験を行っていく予定である。

参考文献

- 1) 道路土工 カルバート工指針(日本道路協会)H22.3
- 2) 土木学会北海道支部 論文報告集第78号 F05・F06