# RC版と新形式鋼合成プレキャスト版の剛性比較の検証実験

Verification Experiment of Stiffness Comparison between RC Version and New Type Steel Composite Precast Version

(株)砂子組	OIE	員	長谷川	雅樹	(Masaki Hasegawa)
(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	佐藤	昌志	(Masashi Sato)
(株)砂子組	正	員	田尻	太郎	(Taro Tajiri)

# 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.その一方で、プレ キャスト製品の採用は、コスト増・設計と現場条件の不 一致・重量により運搬が困難等の理由により、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.その内,本論文では新形式鋼合成プレキ ャスト部材(以後,鋼合成板)において,解析結果および, 従来部材(以後,RC 部材)との剛性の比較をおこなうこ とを目的とした実証実験を試み,鋼合成板部材の有用性 の確認について記述したものである.

### 2. 実験概要

# 2-1. 試験機の解析

実験に先立ち,本開発に係わる各供試体の破断(また は圧壊)荷重を試算し,その最大載荷荷重に耐えうる試 験機の解析により,形状を決定する.



写真-1~2 試験機

写真-1~2 に試験機を示す. 試験機は, 山留材 H400 で門型に架台を組立て, 油圧ジャッキ(1000~3000kN, ストローク 220mm) とロードセル(1000~3000kN)を 用いて, 供試体上面に荷重を載荷させる計画として解析 を行った.

解析モデルとして、最大載荷荷重は 2000kN と大きい ことから、門型部の架台は奥行方向に 2 連として 1000kN ずつを作用させる構造とする.次に、図-1 に示 すとおり、山留材の連結はボルト(ピン支持)構造、さ らに作用力が上方向であることから,連結部の引張力負 担低減として,火打梁(剛体要素)を設置する.

解析の結果,山留材サイズは H400,連結部のボルト は M22 高力ボルトを使用する.なお,門型部の支間中 央曲げモーメントが大きいことから,山留材は2段構造 とした.



主 1	备77 ±15	: 出田 -	臣仁
衣-1	円牛ヤ日	而木	一見

解析結果(N/r	<b>进来</b>					
応力度	許容応力度	调巧				
38	140					
38	138					
34	140					
27	140					
17	140					
12	140					
496	900	225kN/1本×4				
	解析結果(N/r 応力度 38 38 34 27 17 17 12 496	解析結果(N/mm2またldkN)           応力度         許容応力度           38         140           38         138           34         140           27         140           17         140           12         140           900         900				

#### 2-2. 試験機の製作と計測概要

試験時は、供試体には両側に支点を設けて、支間中央部に鋼製載荷板を持たせて荷重を載荷させ、コンクリート破壊モードの確認と、変位・ひずみを計測しデータ収集を行った. 2000



# 3. 実験供試体および,計測位置

#### 3-1. 実験供試体形状

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. 鋼合成板と RC 部材の厚さの違いは,降伏荷重を 同程度とした.鋼合成板のずれ止めの配置は千鳥配置の 間隔が@300 と@500 の2ケースとしている.

なお、コンクリートの基準強度は供試体の圧縮試験結 果から得られた,σ<sub>ck</sub>=35.7N/mm2,(弾性係数 2.95×10<sup>4</sup>

N/mm2)を使用することとし,鉄筋は SD345(弾性 係数 2.0×10<sup>5</sup>N/mm2)を使用する.





### 3-2. 実験供試体計測位置

計測位置を図-4,5 に示す.計測位置は部材の 1/4,1/2,3/4 とし,それぞれ S-1,S-2,S-3 とした.測定項目はそれぞれ各 部材のひずみと供試体の変位とし,鋼合成板については ひずみ,変位に加え鋼板とコンクリートの剥がれを計測



図-5 供試体計測位置 (CASE-3)

# 4. 実験結果

4-1. 中立軸位置の算出

実験で得られた,図-9 荷重-歪み関係図および,図-10 荷 重-変位関係図を基に以下の手順で算出した.

測定歪みによる断面 2 次モーメントの算出は,中立軸 → コンクリート有効高 → 断面 2 次モーメントの順に 行った.以下で位置は全て上縁距離で表す.中立軸の算 定は次式である.

$$e = \frac{\varepsilon_1 d_1 - \varepsilon_2 d_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} \tag{\vec{x}.1}$$

ここに,

e:中立軸位置

ε1, ε2: 圧縮鉄筋,引張鉄筋(鋼板)の測定歪み

d1, d2: 圧縮鉄筋,引張鉄筋(鋼板)の位置

コンクリート有効高は水平方向の断面力の釣り合いを 解く事により,

$$h = e + \sqrt{e^2 - 2n(\beta_1(d_1 - e) + \beta_2(d_2 - e))}_{(\vec{x}, 2)}$$

で与えられる.ここに,

h:コンクリート有効高

 β1, β2: 圧縮鉄筋,引張鉄筋(鋼板)面積と断面幅の比で, A1, A2 をそれぞれの断面積, Bを断面幅としてβ1=A1/B,β2=A2/B
 n: コンクリートと鋼材の弾性係数比

断面2次モーメントは,

$$I = \frac{1}{12}Bh^{3} + Bh\left(\frac{1}{2}h - e\right)^{2} + nA_{1}(d_{1} - e)^{2} + nA_{2}(d_{2} - e)^{2}$$
(#.3)

で算出した. Iは断面2次モーメント.

一方,測定変位による断面2次モーメントの算出には, 単純梁の公式を用いた.

$$I = \frac{PL^3}{48E_c\delta} \tag{₹.4}$$

**P**:荷重

L:単純梁の純スパン

E:梁の弾性係数. E=Ec

Ec: コンクリートの弾性係数

**δ**: 荷重 **P** ごとのスパン中央変位

ここで梁の弾性係数を E<sub>e</sub> としたのは, コンクリート 断面積に比較して鋼材断面積は十分小さいので, その影 響は無視した.

上記手順で算出した図-6 中立軸位置より鋼合成板に ついては 300~400kN 程度で急激に引張コンクリートを 無視した RC 断面状態となった.これは鋼板が付着した コンクリート性能を一定荷重まで維持できたためと推測 できる.また,図-9 荷重-歪み関係図から 350 kN 付近ま でコンクリート歪みが鉄筋と鋼板歪みに追随しその後乖 離を起こし、どの歪みもそこで段差を持つ状況とも一致 している.その後,800 kN 以降の載荷では、引張鋼板の 降伏と引張コンクリートの喪失が進行し、図-11 クラッ ク図に示した亀裂部が拡大し桁折れに近い状態となり、 そのため写真-3 のように引張鋼板が押し出される形で 剥離して引張抵抗を喪失し破壊にいたったと考えられる.

対して,RC 部材については鋼合成板と同様の荷重まで に緩やかにRC断面状態に移行している.その後,1200kN 以降の載荷では,引張コンクリートの喪失が進行し,破 壊にいたった.

4-2. 断面 2 次モーメントの算出

各部材の剛性比較をするにあたり,図-9,10 に示された, 実験で得られた歪み,変位からそれぞれ断面 2 次モーメ ントを荷重ごとに図-7 に示した.

300~400kN 程度以降で,鋼合成板の@500 と@300 については歪みと変位から算出した断面 2 次モーメントに差異が出ている.これはずれ止め筋の配置が千鳥配置であること,@500 と比較して間隔の狭い@300 のずれ止めが 千鳥配置のため,鋼板の平面保持が出来なかったことが 推測できる.これは実験で得られた図-8 荷重-鋼板剥がれ 関係図と一致している.

RC 部材については引張鉄筋により 400kN 以降の荷重 に対して断面を維持している.

いずれの供試体についても理論上,引張コンクリート を無視した RC 断面状態以上の剛性は保持できている.

#### 4-3. 実験計測の結果

図-9,10 に全ケースの荷重-歪み関係および荷重-変位関 係を示す.奥行方向の計測数値が近似していたため,計測 データの平均値を S-1,S-2,S-3 としてデータ処理を実施 した.加えて,鋼合成板については図-8 に荷重-鋼板の剥 がれ関係を示した.なお,本論文での実験結果は S-1~S-3 の内,支間中央である S-2 に着目した.







5. まとめ

今回,鋼合成板と RC 部材との剛性比較の検証を実施 した結果,全ケース 400kN 程度の載荷重までは全断面有 効に近い剛性を得られ,それ以降の載荷重でも理論上,引 張コンクリートを無視した RC 断面状態以上の剛性が保 持できていることを確認できた.このことより鋼合成板 は弾性域で使用するにあたっては安全であるとの検証結 果となった.

なお,終局荷重では RC 部材の方が 1.2 倍程度,大きな 値を得られたが,鋼合成板の破壊状況が鋼板とコンクリ ートが剥離した直後に破断したことを鑑みると,鋼板と コンクリートへの定着耐力の工夫と端部への補強筋を 配置することでコンクリートの亀裂を抑止し,最終耐力 をより大きくできる可能性がある.

同時に鋼合成板のずれ止めの違いについては、歪みと 変位から算出した剛性に差が出ている結果から、@500 と 比較して間隔の狭い@300 のずれ止めが千鳥配置のため、 鋼板の平面保持が出来なかったためと推測した.ずれ止 め筋について本論文では異形鉄筋での剛性の検証をおこ なったが今後,鉄筋の種類(異形,丸鋼)配置,鋼板への溶 接方法の検討が必要である.