

孔あき鋼板ジベルを用いた SC 梁部材の構造性能

Structural Performance of Steel Concrete Composite Beams Using Perfobond Rib Shear Connectors

平 陽 兵 大 窪 一 正 一 宮 利 通
山野辺 慎 一 古 市 耕 輔 浅 沼 大 寿¹⁾

要 約

鉄筋の代替として工場製作した鋼材を部材の断面内に配置した SC 部材は、現場での配筋作業を省けるため工期短縮に寄与する部材として期待される。今回、鋼材に孔あき鋼板ジベルを取り付けてコンクリートと一体化した SC 部材を考案し、鋼材が RC 部材における主鉄筋及びせん断補強筋と同様の機能を果たすかを実験によって確認した。

曲げ耐力及びせん断耐力の確認のために 2 体の載荷実験を実施した結果、曲げ耐力、せん断耐力ともに鋼材を鉄筋に置き換えることにより、RC 部材と同様の手法により、耐力を評価できることを確認した。

次に、さらなる現場作業の効率化を考え、型枠作業の省略が可能なハーフプレキャストの SC 部材を考案した。この部材についても梁試験体を用いて載荷実験を行い、耐荷力およびハーフプレキャスト部材と後打ちコンクリートとの一体性を確認した。

目 次

- I. はじめに
- II. 埋設型 SC 部材の実験概要
- III. SC 部材の曲げ・せん断耐力確認実験
- IV. ハーフプレキャスト SC (HPCa-SC) 部材実験
- V. まとめ

I. はじめに

鋼・コンクリート複合構造は、鋼材が鉄筋コンクリート (RC) における鉄筋と同様に補強材としての機能を有する構造で、鋼材の種類が多さや鋼とコンクリートの組み合わせ方により多種多様な断面構成が可能である。筆者らは今後の熟練工不足や現場における施工性向上の観点から、鉄筋を使わない鉄骨コンクリート (SC) 部材に着目し、部材開発を行った。また、この SC 部材をプレキャスト化することで、さらなる現場施工の省力化や工場製作による品質向上を狙い、プレキャスト化した SC 部材の検討を行った。

沈埋函などに使われるサンドイッチ部材¹⁾は、SC 部材の代表例として挙げられる。この部材は、部材表面に鋼板が配置されており、この鋼板を型枠として利用できることや部材内部への水の浸入を防ぐことができるなどの利点がある一方で、鋼板の防錆処理や耐火性が課題となる。この課題に対する対処方法は種々考えられるが、今回は鋼材をコンクリートで覆う鋼材埋設型の SC 部材とすることで、これに対応することとした。また、プレキャスト化に対しては部材の全てではなく、断面の一部をプレキャスト化してこれを型枠に利

用するハーフプレキャスト (HPCa) の SC 部材を考案した。

本報では、まず SC 部材の基本性状の把握として、プレキャストとしていない SC 部材の曲げ耐力およびせん断耐力の確認実験について述べ、次に主としてプレキャスト部材と後打ちコンクリートとの一体性に着目した HPCa の SC 部材実験について報告する。

II. 埋設型 SC 部材の実験概要

鋼材を埋設した SC 部材はこれまでに多くの施工事例があるが、設計においては一般に鋼材とコンクリートが一体となって挙動するものとして断面計算が行われる。そのため、鋼材とコンクリートの付着を高めるために鋼材に突起付き H 形鋼²⁾や縞付き鋼板³⁾を用いた部材が開発されている。また、鋼材に頭付きスタッドなどのずれ

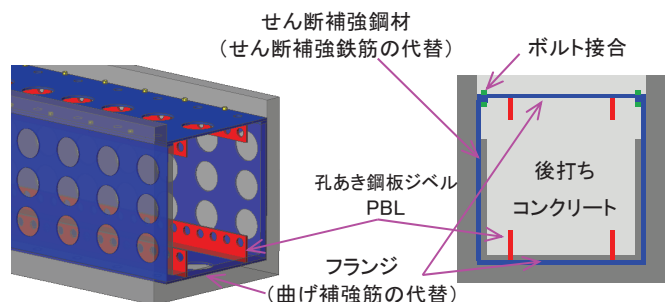


Fig.1 ハーフプレキャスト SC 部材
(Half Precast SC Member)

1) 東北支店 Tohoku Branch

キーワード: 複合構造, 鉄骨コンクリート部材, ハーフプレキャスト部材, 曲げ耐力, せん断耐力

Keywords: hybrid structure, steel-concrete composite beam, half precast member, bending capacity, shear capacity



(a) 鋼材部分 (b)コンクリート打込み後
Photo 1 曲げ試験体
(Specimen for Bending Capacity Test)

(a) 鋼材部分 (b)コンクリート打込み後
Photo 2 せん断試験体
(Specimen for Shear Capacity Test)



(a) 鋼材部分 (b)ハーフプレキャスト
Photo 3 HPCa-SC 部材
(Specimen of Half Precast Type)

止めを取り付ける例もある。今回開発した HPCa-SC 部材を Fig.1 に示す。鋼材には一般的な平鋼板を使用し、これに孔明け加工を行うことでコンクリートとの付着を確保するもので、この孔はコンクリート打込み時の打設孔や空気孔を兼ねる。さらに、鋼材と周囲のコンクリートとの一体性を高めるために孔あき鋼板ジベル (PBL) ⁴⁾ を配置した。

Table 1 に今回報告する 4 体の試験体一覧を、Photo 1~3 に各試験体の鋼材の状況とコンクリートと一体化した後の状況を示す。まず、HPCa-SC 部材の実験に先立ち、曲げ試験体とせん断試験体による性能確認実験を行った。

曲げ試験体 (Photo 1) は、上下フランジとウェブ鋼板の合計 4 枚の鋼板を溶接によって取付けて矩形の断面とし、PBL を取り付けた上下フランジを曲げモーメントに対する補強材としたものである。この試験体では、コンクリートと鋼材の一体化挙動の確認のほか、曲げモーメントに対して鋼材を鉄筋に置き換えた RC 部材としての設計計算の妥当性を検証した。

せん断試験体 (Photo 2) は、分解された上下のフランジを工事現場にて組み立てる構造として考案したものである。RC 部材におけるせん断補強筋として鋼板を用いた。鋼板が降伏するまでせん断補強鋼材として機能させるために、上下のフランジとをボルトにより接合することで鋼板をコンクリート内に定着した。これは、現場での架設において現場溶接が施工管理上困難な場合が考えられるためであり、現場でボルト接合することにより容易に上下フランジとせん断補強鋼材とを一体化することが可能である。本試験体では、せん断補強鋼材が RC 部材におけるせん断補強筋の代わりとなってせん断力を負担することの検証を目的とした。

最後に HPCa-SC 部材 (Photo 3) は、曲げ試験体の形状を基本にハーフプレキャスト部材としたもので、工場での製作性や現場での施工性を考慮して考案したものである。本実験では上下のフランジ

Table 1 試験体一覧
(List of Specimen)

試験体名	断面寸法 (mm)	支間長 (mm)	等曲げ区間 (mm)	せん断スパン (mm)	備考
曲げ	660×660	4,800	800	2,000	
せん断	660×660	3,800	800	1,500	
SC-PBL	750×750	5,300	750	2,275	HPCa
SC-N					

Table 2 材料試験結果
(Strength of Materials)

試験体	部 位	強度及びヤング係数(N/mm ²)	
曲げ試験体	コンクリート (現場封緘)	圧縮強度	45.5
		ヤング係数	3.21×10 ⁴
		引張強度	3.22
	全鋼材 t=12mm	降伏強度	305
		引張強度	438
せん断試験体	コンクリート (現場封緘)	圧縮強度	47.5
		ヤング係数	2.88×10 ⁴
		引張強度	3.25
	フランジ t=19mm	降伏強度	379
		引張強度	548
	PBL t=12mm	降伏強度	425
		引張強度	558
	せん断補強鋼材 t=9mm	降伏強度	428
引張強度		584	

に取り付けた PBL の有無をパラメータに 2 体の試験体を製作し、実験を実施した。構造詳細は後述する。

Ⅲ. SC 部材の曲げ・せん断耐力確認実験

1. 概 要

(1) 試験体形状と載荷方法

Fig.2 と 3 に曲げ試験体とせん断試験体の形状をそれぞれ示す。いずれの試験体も鋼材断面は 600×600mm でかぶりコンクリート

を含めて外形寸法が 660×660mm となる断面とした。

曲げ試験体の鉄骨は上下フランジ（厚さ 12mm）とウェブ（厚さ 12mm）を隅肉溶接で取り付けて矩形の断面とした。鋼材とコンクリートの付着確保のために直径 50mm の孔を上下フランジ及びウェブに設けたほか、上フランジにはコンクリート打込み用として直径 160mm の孔を設けた。PBL はフランジを可能な限り断面の外側に配置するために断面の内側に隅肉溶接で取付け、鋼材とコンクリートとの付着をより高めた。PBL の形状は既往の実績を参考に、高さ 100mm、板厚 12mm の鋼板に直径 50mm の孔を 100mm 間隔で設けた。曲げ試験体の鋼材は全て SS400 材を使用した。

せん断試験体の鉄骨は、上下フランジ（厚さ 19mm）とせん断補強鋼材となる鋼板（厚さ 9mm）とを M20 の高力ボルト（F10T）でボルト接合した。上下フランジの孔は、曲げ試験体のコンクリート打込み時の状況を鑑み直径 160mm の孔を曲げ試験体よりも多く設け、そのほかに空気抜き及び付着確保のために直径 50mm の孔を設けた。PBL については曲げ試験体と同様の形状である。使用した鋼材は、全て SM490 材とした。

コンクリートはいずれの試験体も同じ配合で、呼び強度 40N/mm²、粗骨材の最大寸法 20mm の普通コンクリートを用いた。鋼材の強度、及び実験時におけるコンクリートの強度試験結果を Table 2 に示す。なお、鋼材の強度はミルシートの値である。

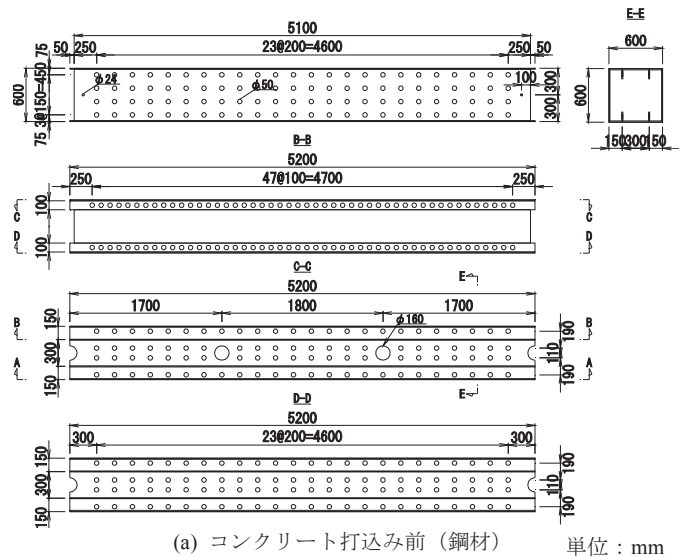
載荷方法は、単純支持した状態で等曲げ区間 800mm を有する 2 点載荷とした。支点間距離は Fig.2 及び 3 に示すとおりである。計測は荷重と鉛直変位のほか、鋼材ひずみとコンクリートひずみとした。

(2) 試験体の設計

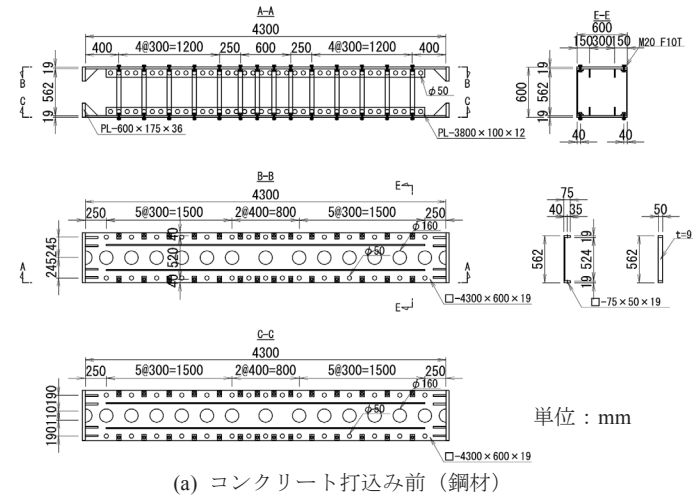
曲げ試験体は、曲げ破壊させるためにせん断耐力を曲げ耐力に対して十分大きくした。一方、せん断試験体はせん断破壊させるために、終局曲げ耐力をせん断耐力に対して大きくなるように設計した。PBL はいずれもフランジが降伏するまでせん断破壊が先行しないよう設計した。

曲げ耐力、せん断耐力及び PBL の耐力算定は以下のような方法で計算した。降伏曲げ耐力及び終局曲げ耐力はコンクリートと鋼材を完全合成と仮定し、鋼材を鉄筋に置き換えた RC 計算によって算定した。フランジにはコンクリート打込み用の孔や空気抜き用の孔を設けたため、計算に用いる鋼材の断面幅は孔の直径に相当する幅を控除した値とした。せん断耐力については、せん断試験体は鉛直の鋼板を RC におけるせん断補強筋と考え、曲げ試験体は Fig.4 に示すようにウェブのうち高さ方向に連続している部分（ハッチング部分）をせん断補強筋と考えた。そして、コンクリート標準示方書⁵⁾のせん断耐力式により算定した。なお、せん断試験体のせん断補強鋼材は上下フランジとボルト接合しているが、ボルト接合部の引張耐力がせん断補強鋼材の引張耐力よりも大きくなるように設計した。

ずれ止めとして配置した PBL は、複合構造標準示方書⁶⁾共通編により PBL1 個当たりのせん断耐力を算出した。また、必要数の算出は同示方書の鋼コンクリートサンドイッチ合成版編による方法とした。つまり、離れた 2 つの断面のフランジに生じる軸力の差が、フランジとコンクリート間に発生する水平せん断力となるので、曲げモーメントが 0 となる断面と最大曲げモーメントとなる断面との間



(a) コンクリート打込み前（鋼材）
 (b) コンクリート打込み後
 Fig.2 試験体形状（曲げ試験体）
 (Layout of Specimen for Bending Capacity)



(a) コンクリート打込み前（鋼材）
 (b) コンクリート打設後
 Fig.3 試験体形状（せん断試験体）
 (Layout of Specimen for Shear Capacity)

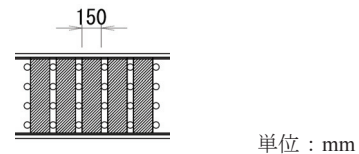


Fig.4 曲げ試験体のせん断補強材
 (Shear Reinforcement of the Specimen for Bending Capacity)

のフランジの引張力の差を引張降伏耐力として、これに対して、2つの断面の間に配置されるPBLのせん断耐力の総和が上回るようにした。

(3) ファイバーモデル解析

試験体の事前耐力確認と実験シミュレーションとして、曲げ試験体を対象にファイバーモデルによる計算を行った。計算ではコンクリート断面を高さ方向に50分割し、鋼材は孔を控除した断面のみを考慮した。鋼材の応力-ひずみ関係はヤング係数を $E_s=200\text{kN/mm}^2$ 、Table 2に示す降伏強度を降伏点とし、降伏後の剛性を $E_s/100$ としたバイリニアモデルとした。コンクリートの応力-ひずみ関係は、コンクリート標準示方書⁹⁾に示される部材の断面破壊の限界状態に対する照査等で耐力を算定する場合に用いられる、放物線と直線で表されるモデルとし、圧縮強度と引張強度はそれぞれTable 2に示す値とした。Table 3にファイバーモデル解析で得られた降伏荷重、及び最大耐力の計算値を示す。なお、最大耐力はコンクリートの圧縮縁のひずみがコンクリート標準示方書の終局ひずみ(3,500 μ)となる荷重とした。

2. 実験結果

(1) 曲げ試験体の結果

Fig. 5に曲げ試験体の載荷荷重と中央変位の関係を示す。中央変位は、支間中央に設置した変位計の計測値から支点沈下分を減じた値である。また、図中に実験の結果のイベントを記した。

300kNで曲げひび割れを確認した後、1,129kNで下フランジの孔のある断面における計測位置(LF-1C)が降伏ひずみ(1,525 μ)に達した。その後、荷重2,009kN時に圧縮縁コンクリートの圧壊が生じて荷重が若干低下した。その後も加力を続けた結果、鋼材が降伏後も2次剛性を有しているために、圧壊が進行しながらも荷重は増加し続けた。最終的に中央変位が100mmに達した時点で本実験の目的のデータは取得できたと判断し、実験を終了した。最大荷重は2,382kN(変位100mm)であった。Photo 4に実験の最終状況を示す。なお、降伏ひずみはTable 2に示す降伏強度から鋼材のヤング係数を200kN/mm²として求めた。

Fig. 5にファイバーモデルによる計算結果を併記した。ここではファイバーモデルによる計算を次の2通り実施した。曲げモーメントに対する補強鋼材としてPBL鋼板を考慮する場合(PBL考慮。ただし、PBLの孔の分は控除。)と、考慮しない場合(PBL無視)である。Table 3に降伏荷重と最大耐力の実験値と計算値を示す。最大耐力の実験値は最初に圧壊が確認された荷重とし、計算値はコンクリートの圧縮縁のひずみが3,500 μ となった時であり、Fig. 5においてもここまでを記した。下フランジが降伏する1,200kN 辺りまでは、PBL無視の計算値の方がコンクリートひび割れ後の剛性と降伏荷重が実験値に近いものの、降伏後の荷重については実験値を3割以上過小評価する結果であった。一方、PBL考慮の計算値はひび割れ後の剛性が大きく、降伏後の荷重は実験値を若干下回る結果であった。

降伏荷重の実験値と計算値(PBL無視)の違いは5%程度であり、鋼材を鉄筋に置き換えたRC計算により評価可能と言える。コンクリート圧壊時である最大耐力については、PBLを考慮することで実験値に近い値となった。しかしながら、試験体そのものの耐力は、これよりもさらに大きくなったことから、これを評価

Table 3 曲げ試験体計算結果
(Calculation Result of Bending Capacity)

計算方法	降伏荷重 (kN)		最大耐力 (kN)	
	実験値	計算値※	実験値	計算値※
PBL 無視	1,157	1,224(0.95)	2,009	1,752(1.15)
PBL 考慮		1,389(0.83)	最初の圧壊時	1,933(1.03)

※ () 内は計算値に対する実験値の比

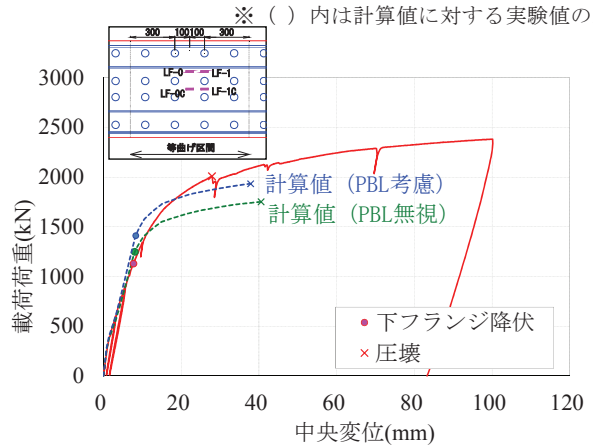


Fig.5 荷重-中央変位関係 (曲げ試験体)
(Relationship between Loading Force and Displacement)

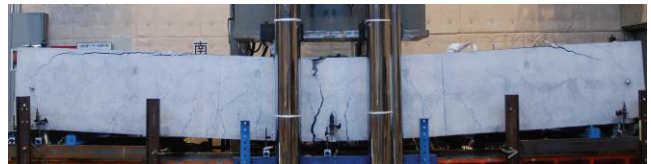


Photo 4 曲げ試験体最終状況
(Situation after the Bending Capacity Test)

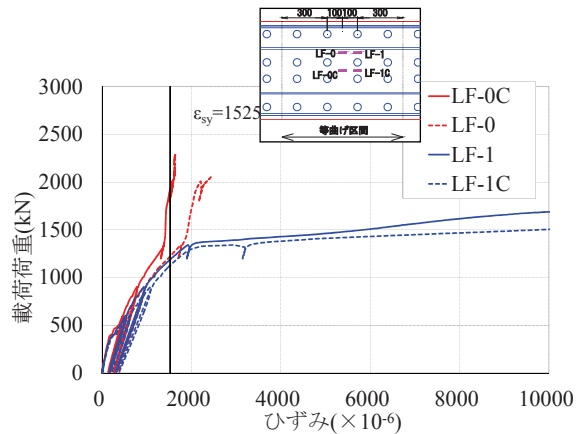


Fig.6 荷重-ひずみ関係 (曲げ試験体)
(Relationship between Loading Force and Strain)

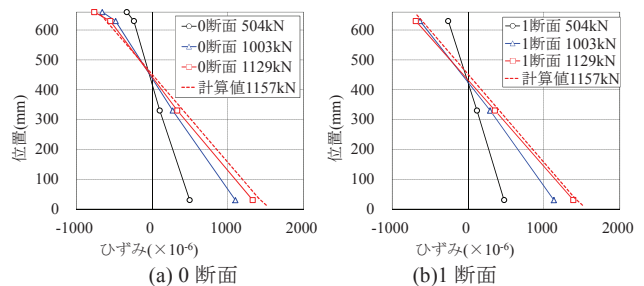


Fig.7 断面内ひずみ分布 (曲げ試験体)
(Strain Distribution)

するためには鋼材によるコンクリートの拘束効果や鋼材量の評価方法の見直しが必要と考える。特に、鋼材量についてはファイバーモデルでは孔を控除した断面が部材全長に渡って連続しているものとしたが、これでは鋼材量を過小評価している可能性があり、今後詳細な解析を実施し解明したい。

Fig.6 に荷重と下フランジひずみの関係を示す。下フランジでは等曲げ区間の中でも孔の無い断面(0 段面)と孔の有る断面(1 断面)、並びに PBL の近傍と断面幅方向の中央の合計 4 か所で計測した。0 断面と 1 断面とでは、孔のある 1 断面のひずみが若干大きく先に降伏ひずみに達したため、それ以降 0 断面のひずみは増加していない。幅方向の位置による違いは見られなかった。

Fig.7 に等曲げ区間の断面内ひずみ分布を示す。図は最初に下フランジの降伏が確認された 1,129kN までを示し、この荷重に近い値のファイバーモデルの計算値(PBL 無視)を合わせて示した。ひずみ分布は直線となっており、平面保持されていると言え、鋼材は RC における鉄筋と同様にコンクリートと一体となって挙動していた。

以上より、曲げ試験体は鋼材に設けた孔と PBL によって、鋼とコンクリートの一体性を確保することができ、最大耐力は鋼材を鉄筋に置き換えた RC 計算よりも大きいことが分かった。

(2) セン断試験体の結果

Fig.8 にセン断試験体のせん断力(載荷荷重の 1/2)と中央変位の関係を示す。中央変位は、支間中央に設置した変位計の計測値から支点沈下分を減じた値である。また、図中にセン断補強鋼材の計測点の中で、最初に降伏ひずみに達した荷重を示した。Fig.9 にせん断力 875kN 時のひび割れ図を示す。ひび割れ図にはセン断補強鋼材のひずみ計測位置を示す。

せん断力 175kN で曲げひび割れを確認した後、375~500kN の時にせん断ひび割れが発生し、869kN で下フランジが降伏ひずみ(1,895 μ)に達した。その後、1,220kN 時にセン断補強鋼材(W-W3L)が計測位置の中で最初に降伏ひずみ(2,140 μ)に達した。その後も加力を続けた結果、荷重は増加し続けて中央変位が 84mm に達した際に最大荷重 1,490kN となり、コンクリート上縁の圧壊によりわずかに荷重が低下したことを確認し、実験を終了した。なお、降伏ひずみは Table 2 に示す降伏強度から鋼材のヤング係数を 200kN/mm²として求めた。

Fig.8 にセン断耐力の計算値(コンクリート負担分 $V_c=363kN$ 、セン断補強鋼材負担分 $V_s=693kN$)を記した。セン断耐力の計算に当たっては材料強度に Table 2 の値を用い、安全係数を 1.0 として算出した。セン断補強鋼材が降伏ひずみに達した時のせん断力をせん断耐力とすると、実験から得られたせん断耐力時のせん断力は 1,220kN であり、計算値を 16%上回る値であった。また、セン断補強鋼材が降伏した時のせん断力(1,220kN)からセン断補強鋼材負担分の計算値($V_s=693kN$)を差し引いたせん断力(527kN)は、実験から得られたコンクリート負担分 V_c と考えることができ、この値は計算値(363kN)の約 1.5 倍であった。

本実験では、セン断破壊よりも下フランジの曲げ降伏が先行した。この場合、セン断ひび割れが早期に開き、ひび割れ面の骨材のかみ合わせが弱くなりせん断耐力におけるコンクリート負担分が小さくなることが考えられたが、実験で得られたコンクリート負担分は計

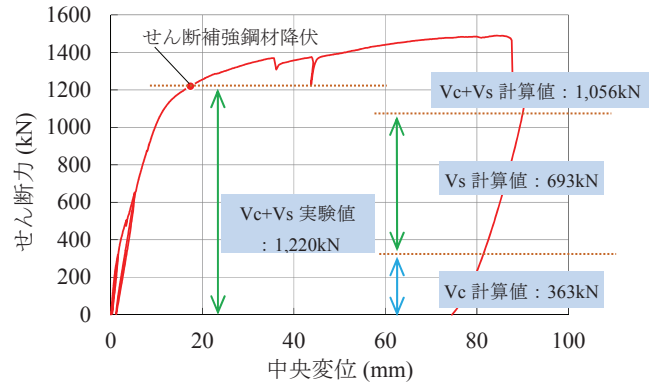


Fig.8 荷重-中央変位関係 (せん断試験体)
(Relationship between Loading Force and Displacement)

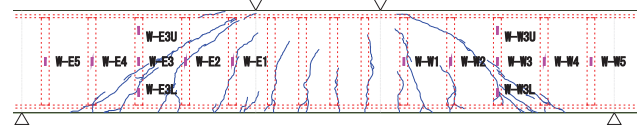
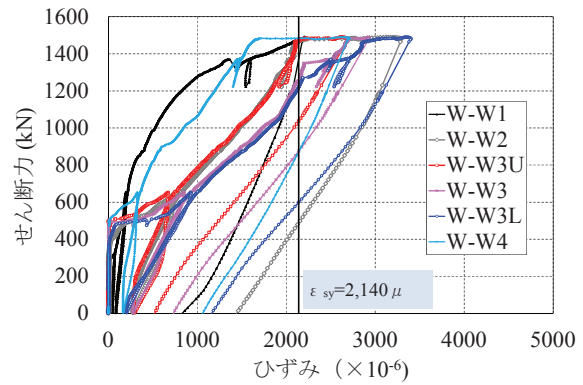
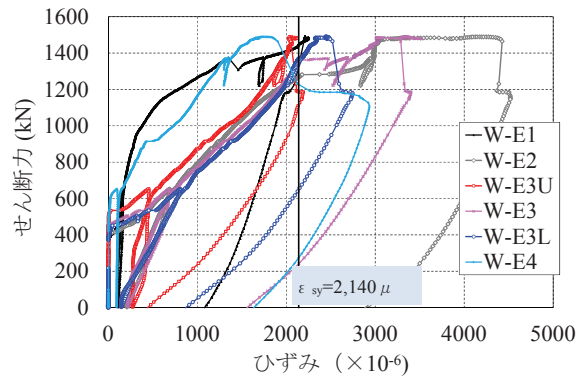


Fig.9 ひび割れ図 (875kN 時)
(Crack Pattern)



(a) 西側 (W 側)



(b) 東側 (E 側)

Fig.10 荷重-ひずみ関係 (せん断試験体)
(Relationship between Loading Force and Strain)

算値よりも大きく、曲げ降伏の先行がせん断耐力に与える影響は小さかったと言える。

Fig.10 にせん断力とせん断補強鋼材のひずみの関係を示す。せん断ひび割れが確認された 500kN 程度からひずみの増加が確認でき、RC と同様にせん断ひび割れをまたぐせん断補強鋼材が引張弦材となるせん断抵抗メカニズムとなっていると言える。また、荷重の増

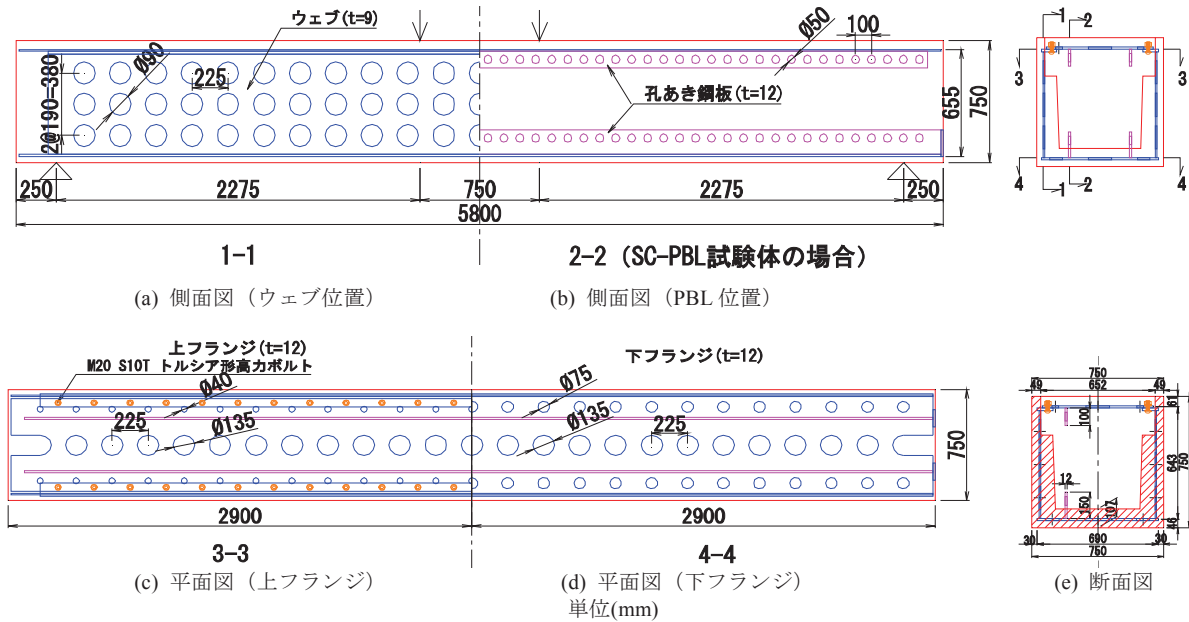


Fig.11 試験体形状図
(Layout of Specimen)

Table 4 試験体一覧
(List of Specimen)

試験体	ずれ止め	圧縮強度 (N/mm ²)		引張強度(N/mm ²)		降伏荷重(kN)		最大耐力(kN)	
		HPCa 部	後打ち部	HPCa 部	後打ち部	実験値	計算値※	実験値	計算値※
SC-PBL	PBL 有り	53.9	54.0	4.03	3.90	1,682	1,733 (0.97)	2,608	2,185 (1.19)
SC-N	PBL 無し	57.6	55.2	4.31	4.11	1,391	1,361 (1.02)	2,025	1,710 (1.18)

※ () 内は計算値に対する実験値の比

加とともにせん断補強鋼材のひずみが増加して降伏に至っており、実験を終了するまでせん断補強鋼材の破断は確認されなかった。これより、今回のボルト接合によるせん断補強鋼材の定着は、必要なせん断耐力が得られるまで確保されていたと言える。

以上より、鋼板によるせん断補強鋼材をボルトによりフランジで接合した部材のせん断耐力は、鋼板をせん断補強筋とした RC と同様に算出できることを確認した。

IV. ハーフプレキャスト SC (HPCa-SC) 部材実験

1. 概要

(1) 試験体形状と荷重方法

Fig.11 に試験体形状を、Table 4 に試験体一覧を示す。試験体は 2 体とし、SC-PBL は上下のフランジに PBL を取り付け、下フランジに取り付けた PBL は、HPCa 部材から突出させることで後打ちコンクリートと一体性を高めた。SC-N は SC-PBL から PBL を無くしたものである。試験体形状は、750mm×750mm の正方形断面で長さ 5,800mm の梁部材とした。鉄骨は上下フランジとウェブ鋼板によって口の字形の断面を構成し、鋼板は補強材として必要な鋼材量を確保した上で、コンクリートとの一体性確保の点から可能な限り大きな孔を設けた。PBL の孔は、粗骨材最大寸法以上であることと、これまでの事例を参考に直径 50mm とし、複合構造標準示方書⁹⁾に従って設計を行い孔の間隔を決定した。実験時に荷重点及び支点となる位置に補剛材は設けず、補剛材が鋼材とコンクリートの一体性を高めることにならないよう配慮した。

Table 5 鋼材材料試験結果
(Strength of Materials)

試験体	部位	強度 (N/mm ²)	
		降伏強度	引張強度
SC-PBL	フランジ, PBL t=12	降伏強度	391
		引張強度	552
SC-N 共通	ウェブ t=9	降伏強度	387
		引張強度	532

HPCa 部材は口の字形となっており、口の字を形成する 4 辺の内、3 辺は鉄骨とコンクリートで U 字形 (Fig.11 断面図のハッチング部分) を形成し、残りの 1 辺は鋼板 (上フランジ) としたものである。コンクリートで覆われた下フランジとウェブは、隅肉溶接で接合した。上フランジはウェブに溶接して取付けた鋼板とボルト接合しており、コンクリートで覆われた U 字形部と一体となって挙動するようにした。これにより、後施工となる内部のコンクリート充填時には口の字の断面を有する HPCa 部材となる。コンクリートの境界面は市販の打継用シートを用いて深さ 8mm の凹凸を設けた。

使用材料について、鋼板は全て SM490A 材を使用し板厚は上下フランジと PBL を 12mm、ウェブを 9mm とした。Table 5 に鋼材の材料試験結果を示す。HPCa 部のコンクリートと後打ちコンクリートは同じ配合であり、粗骨材の最大寸法 20mm の普通コンクリートとした。Table 4 に実験時のコンクリート強度を示す。

荷重は、試験体を支間長 5,300mm で単純支持して等曲げ区間 750mm を有する 2 点で行った。荷重では、事前のファイバーモデル計算により求めた下フランジが許容応力度に達する荷重、降伏強度に達する荷重、及び $3\delta_y$ (降伏時変位 δ_y の 3 倍) の時に除荷を

行った。計測は荷重と鉛直変位のほか、鋼材ひずみとコンクリートひずみとした。

(2) 試験体の設計

試験体の設計は前章の曲げ試験体と同様に行い、せん断耐力が曲げ耐力よりも上回るように設計した。

(3) ファイバーモデル解析

試験体の事前の曲げ耐力計算と実験シミュレーションとして、ファイバーモデルによる計算を行った。計算ではコンクリート断面を高さ方向に100分割し、鋼材は孔を控除した断面のみを考慮した。また、SC-PBLはPBL鋼板の断面を考慮した。鋼材とコンクリートの応力-ひずみ関係は前章と同様であり、Table 4と5に示す強度を用いた。Table 4にファイバーモデル解析で得られた降伏荷重、及び最大耐力を示す。なお、最大耐力はコンクリートの圧縮縁のひずみがコンクリート標準示方書の終局ひずみ(SC-PBL: 3367 μ , SC-N: 3327 μ)となる荷重である。

2. 実験結果

(1) 耐力と破壊性状

Table 4に降伏荷重と最大耐力、Fig.12に2体の荷重と支間中央における鉛直変位の関係を示す。また、ファイバーモデル解析結果も合わせて示す。図に実験結果イベントを示すが、降伏荷重はFig.14に示すLF-0の計測値が降伏ひずみに達した荷重で、最大耐力は後述する圧壊が生じた荷重である。

両試験体とも約400kNでひび割れ発生後、下フランジ、ウェブの順で鋼板が降伏ひずみに達し、その後も荷重は増加し、圧縮縁のかぶりコンクリートが圧壊して荷重が低下した。圧壊が生じたのは、SC-PBLは荷重2,608kN、変位46.6mm、SC-Nは荷重2,025kN、変位56.5mmの時であり、これを最大耐力とした。その後も載荷を継続したところ、荷重は最大耐力程度まで増加したが、すでにコンクリートの圧壊を確認したので、変位6 δ_y で載荷を終了した。かぶりコンクリートの圧壊後も荷重が増加したのは、鉄骨内のコンクリートが拘束効果により圧壊せず、圧縮域を形成したためと考えられる。

2体の試験体を比較すると、ひび割れ発生後の剛性はSC-PBLの方が大きく、また最大耐力もSC-PBLはSC-Nの約1.3倍であった。これは、SC-PBLでは部材全長に渡ってフランジに連続して取り付けられたPBLの鋼板が曲げ剛性に寄与したためと考えられた。ファイバーモデル解析においても、PBLの孔を控除した鋼材断面を補強材として考慮したSC-PBLでは、実験結果と同様にひび割れ後の剛性と耐力の上昇が確認された。

実験値と計算値を比較すると、降伏荷重はほぼ同じ値となったが降伏後の剛性と最大耐力に違いがあった。これは、ファイバーモデルでは部材全体に渡って鋼材を孔の無い断面として計算したためだと考えられる。

Fig.13に鋼板降伏時まで生じたひび割れ状況を示す。ひび割れ図の上に下フランジの平面図を示すが、SC-PBLのひび割れは、フランジの孔とほぼ同間隔で生じているように見える。2体を比較するとSC-PBLの方が、若干ひび割れ本数が多かった

(2) フランジひずみ

Fig.14に荷重と下フランジひずみの関係を示す。LF-0は鋼板の両面の値の平均値、LF-1は片面の値である。図より、降伏ひず

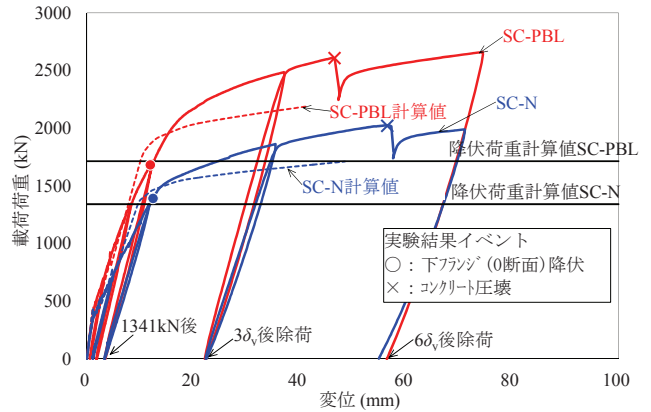


Fig.12 荷重-支間中央変位関係 (Relationship between Loading Force and Displacement)

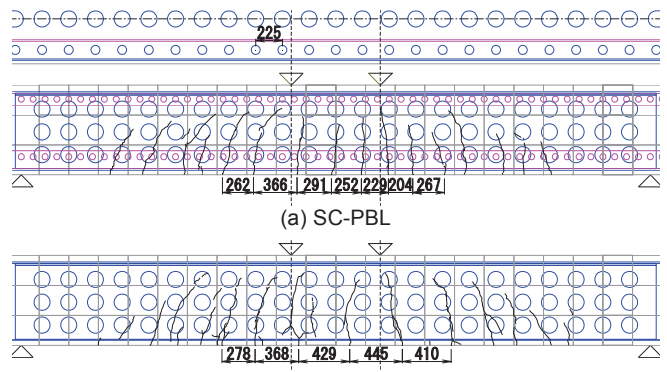


Fig.13 ひび割れ図 (Crack Pattern)

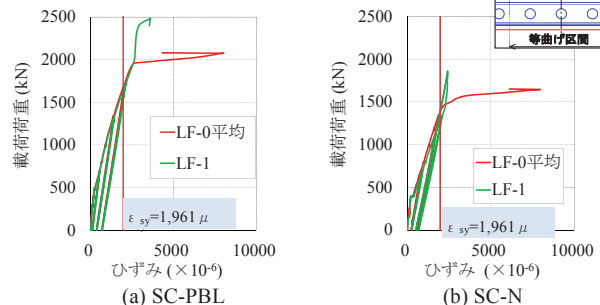


Fig.14 荷重-下フランジひずみ関係 (Relationship between Loading Force and Strain of Lower Flange)

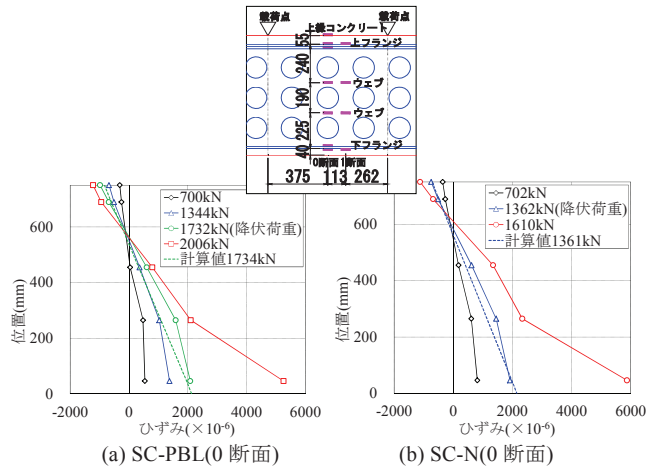


Fig.15 断面ひずみ分布関係 (Strain Distribution)

みに達するまでは同じ挙動を示しているが、降伏ひずみ以降、LF-0だけがひずみが増加した。これは、曲げ試験と同様に孔の位置との関係により鋼材ひずみが異なることを示している。

(3) 部材の一体性

Fig.15 に試験体中央の軸方向ひずみ分布について、孔の有る断面(0断面)と無い断面(1断面)の2断面の結果を計算降伏荷重時のファイバーモデル計算値と合わせてそれぞれ示す。0断面ではウェブのひずみが1断面より大きく、降伏荷重以降では前述のとおり0断面における下フランジのひずみが増加するため、両断面で若干分布の違いが見られた。降伏荷重時のひずみ分布は計算値とはほぼ一致しており、鋼とコンクリート並びに HPCa 部材と後打ちコンクリートが一体となり抵抗していたと考えられる。以上から本実験の諸元においては、HPCa 部材と後打ちコンクリートとは、境界面に設けた凹凸だけで十分な一体性が得られたと言える。

V. まとめ

鉄筋を使わずに、孔あけ加工した鋼板からなる鉄骨とコンクリートを用いた SC 梁部材について、曲げ耐力とせん断耐力の確認実験、また、ハーフプレキャストとした SC 部材について、曲げ耐力と一体性に着目した実験を行った結果、以下の結果が得られた。

- a. SC 部材の降伏曲げ耐力は、孔を控除した鋼材を鉄筋に置き換えた RC 部材として計算したファイバーモデル解析により算定可能である。最大耐力については、計算値が小さく安全側の評価となった。
- b. せん断補強鋼材として鋼板をフランジにボルト接合した場合のせん断耐力は、せん断補強鋼材を鉄筋と考え RC 部材と同様に算出した計算結果より大きく、安全側に評価可能である。

- c. HPCa 部材と後打ちコンクリートは、コンクリート境界面に設けた凹凸により一体性を確保でき、曲げ降伏耐力は孔を控除した鋼材を鉄筋に置き換えたファイバーモデル解析によって精度よく計算可能である。

今後、降伏後剛性と終局曲げ耐力の評価について詳細な検討を進める予定である。また、SC 部材の曲げひび割れ幅は RC 部材とは異なる可能性があり、今後、今回開発した SC 部材の曲げひび割れ幅の評価法についても検討を進める予定である。

謝 辞

本報告の内、ハーフプレキャストの SC 部材に関する実験は、東北大学と共同で実施したものであり、鈴木基行教授、内藤英樹准教授を始め研究室の学生の方々に謝意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案)，
- 2) 関口信一郎ほか；鉄骨コンクリート複合構造板状部材の曲げ耐力と最大ひび割れ幅の評価法に関する研究，構造工学論文集，Vol.47A，2001，pp.1465-1472.
- 3) 伊藤壯一ほか；縞鋼板を用いた SC 構造梁の曲げひび割れ性状，土木学会第 50 回年次学術講演会，1995，pp.210-211.
- 4) 平陽兵ほか；高強度コンクリートを用いた孔あき鋼板ジベルの拘束効果を考慮したせん断耐力，土木学会論文集 A1，Vol.70，No.5，2014，pp II_81-II_95.
- 5) 土木学会；コンクリート標準示方書【設計編】，2012.
- 6) 土木学会；複合構造標準示方書【設計編】，2009.

Structural Performance of Steel Concrete Composite Beams Using Perfobond Rib Shear Connectors

Yohei Taira, Kazumasa Okubo, Toshimichi Ichinomiya, Shinichi Yamanobe, Kosuke Furuichi and Taiju Asanuma¹⁾

Composite steel and concrete beams (SC beams) are the structural members where structural steel is embedded inside concrete. Since the structural steel for reinforcement can be pre-fabricated in the ironworks, there is no need for arrangement of reinforcement on site. By using SC beams, it is possible to shorten the construction period.

In this study, a new type of SC beam where the perfobond rib shear connectors (PBL) were used for steel and concrete joint was devised and the loading tests were performed to investigate bending and shear capacity. The test results showed the bending and shear capacity of the SC beam were well evaluated by the RC beam design formulae by assuming that the area of reinforcing bar was given by that of structural steel.

Furthermore, half precast type SC beams (HPCa-SC) where outer part of the beam was pre-cast and used as the formworks for inner cast-in-place concrete and cast-in-place concrete was confirmed.