

論文 SUS 鉄筋補強埋設型枠を有する柱を想定した梁部材の耐荷性能実験

藤倉 修一*1・小島 侑城*2・Nguyen Minh Hai*3・河野 一徳*4

要旨: ステンレス鉄筋および高強度モルタルを使用した SUS 埋設型枠を有する矩形断面 RC 柱部材の耐荷性能を評価するために、柱を想定した梁部材の載荷実験および SUS 埋設型枠のパネル載荷実験を行った。その結果、SUS 埋設型枠を有する部材は、RC 部材に比べて、曲げ剛性が大きく、ひび割れ幅の抑制ができるが、型枠の継目でひび割れ幅が大きかった。ステンレス鉄筋の曲げ加工によるアンカーと目粗し処理により、SUS 埋設型枠と後打ちコンクリートの一体化を確認した。高強度モルタルを使用した SUS 埋設型枠は、ひび割れ発生とともに荷重は急激に低下したが、SUS 鉄筋が応力を負担したためじん性のある挙動を示した。

キーワード: ステンレス鉄筋, 高強度モルタル, 埋設型枠, 静的載荷実験, RC 柱部材

1. はじめに

PCa 埋設型枠は、コンクリート施工における型枠の脱型が不要なことから、コンクリート構造物の急速施工を可能にし、高所作業における型枠脱型のための足場が不要となるなどの長所がある。そのため、これまで様々な種類の埋設型枠が開発されている^{1),2)}が、近年、腐食に強いステンレス鉄筋（以下、SUS 鉄筋と呼ぶ）を埋設型枠の補強材に使用し、RC 部材の構造性能向上を期待できる SUS 鉄筋補強埋設型枠（以下、SUS 埋設型枠と呼ぶ；SUS-Embedded Concrete Formwork）が開発された。これまでに SUS 埋設型枠は既往の短繊維補強埋設型枠にはない、じん性のある埋設型枠であることが明らかになっている³⁾。さらに、SUS 埋設型枠を RC 梁の一部に用いた載荷実験⁴⁾や既設の RC 柱を SUS 埋設型枠で補強した柱に対する正負交番載荷実験⁵⁾が行われている。

本研究では、新設構造物を想定して、高強度モルタルを使用した SUS 埋設型枠を有する矩形断面 RC 柱部材の耐荷性能評価を目的とした。柱部材の耐荷性能を評価する場合は、通常、正負交番載荷実験を行うが、SUS 埋設型枠を有する RC 柱断面の基本的な挙動を把握するために、柱断面を想定した梁供試体を作製し、静的 2 点載荷実験を行った。矩形断面柱部材では 4 面に埋設型枠が必要となるが、地震力等の水平荷重が作用した場合、載荷方向に平行な 2 面と垂直な 2 面では、耐荷機構が異なる。そこで、載荷方向と平行な 2 面または垂直な 2 面に埋設型枠を有する梁供試体に対して実験を行い、それぞれの埋設型枠が耐荷性能にどう影響を与えるかを確認した。特に、通常の RC 梁部材との違いや後打ちコンクリート

と SUS 埋設型枠との一体性に着目した。さらに、本研究で用いた埋設型枠単体の曲げ性状を確認するためのパネル載荷実験も行った。なお、梁供試体は、載荷方向に対して垂直な面である上下面（以下、ECF-TB と呼ぶ；TB は Top-Bottom）および平行な面である左右面（以下、ECF-SS と呼ぶ；SS は Side-Side）に SUS 埋設型枠を配置した供試体と RC 供試体の 3 体とした。

2. 実験概要

2.1 使用材料および配合

SUS 埋設型枠の使用材料は、低水セメント比の高強度モルタルと SUS 鉄筋である。表-1、表-2 にそれぞれ高強度モルタルの使用材料および配合表を示す。高強度モルタルは、水セメント比 W/C を 27%，セメント C と細骨材 S の重量比を 1：2 で配合し、オムニミキサーにより練り混ぜた。セメントは普通ポルトランドセメントを用いた。細骨材は川砂 S1 と吸水率が低く品質の良い細骨材である石炭ガス化溶融スラグ⁶⁾ (IGCC スラグ) S2 を重量比で 1：1 に混合したものをを用いた。さらに、角欠け防止のためにビニロン繊維 F を体積比で 0.3%，混和剤として高性能減水剤 SP をセメント重量に対して 2% 混入した。なお、高強度モルタルは 4 バッチに分けて練り混ぜを行い打設したため、表-3 にはバッチ毎の載荷実験日における材料特性を示す。SUS 鉄筋は鋼種 SUS304 の D4 を用い、材料特性を表-4 に示す。SUS 鉄筋は長手方向の鉄筋比が 0.4% となるよう配置した。なお、本実験における材料強度はそれぞれ、JIS 規格に準拠して試験を行った結果である。

*1 宇都宮大学 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科 准教授 Ph.D. (正会員)

*2 宇都宮大学 工学部 建設学科 建設工学コース

*3 宇都宮大学 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科 助教 博(工)

*4 日本コンクリート技術(株) (正会員)

表-1 高強度モルタルの使用材料

使用材料	記号	密度 (kg/m ³)
上水道水	W	1.00
普通セメント	C	3.16
川砂	S1	2.63
IGCC スラグ	S2	2.68
ビニロンファイバー	F	1.3
高性能減水剤	SP	1.1

表-2 高強度モルタルの配合表

W/C (%)	単位量 (kg/m ³)					
	W	C	S1	S2	F	SP
27	191	720	720	720	3.87	14.40

表-3 高強度モルタルの材料特性

No	供試体	圧縮強度 (N/mm ²)	曲げ強度 (N/mm ²)	材齢 (日)
1	ECF-TB 上面	110.6	14.3	78
2	ECF-TB 下面	102.5	13.8	78
3	ECF-SS	116.1	12.6	72
4	ECF-SS, パネル	104.1	12.8	72

表-4 SUS 鉄筋と鉄筋の材料特性

種類	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
SUS 鉄筋 D4	490	694	1.93×10 ⁵
鉄筋 D6	361	528	2.05×10 ⁵
鉄筋 D13	362	490	2.05×10 ⁵

梁供試体に用いた後打ちコンクリートは、最大骨材寸法 20 mm の早強ポルトランドセメントを用いたレディーミクストコンクリートで、スランブは 13.8 cm であった。載荷実験日材齢における材料特性を表-5 に示す。梁供試体に用いた鉄筋は、鋼種 SD295A で軸方向鉄筋に D13、帯鉄筋に D6 を用い、材料特性を表-4 に示す。

2.2 パネル供試体

パネル載荷実験用の供試体は、図-1 に示すように、600×300×20 mm であり、同一の供試体を 2 体作製した (Panel 1 および Panel 2)。SUS 鉄筋間隔は 150 mm とし、長手方向鉄筋が引張側になるように配置した。長手方向の軸方向鉄筋のかぶり高さは 6 mm、有効高さは 12 mm である。なお、パネル供試体の設計では、RC 部材として引

表-5 後打ちコンクリートの材料特性

供試体	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (N/mm ²)	材齢 (日)
RC	41.4	3.42	3.33×10 ⁴	17
ECF-TB	44.3	3.92	3.14×10 ⁴	35
ECF-SS	47.7	3.65	3.06×10 ⁴	29

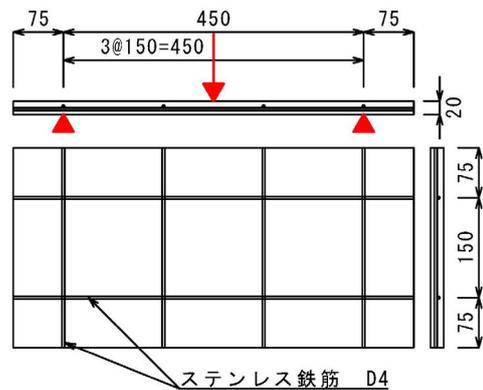


図-1 パネル供試体の詳細図

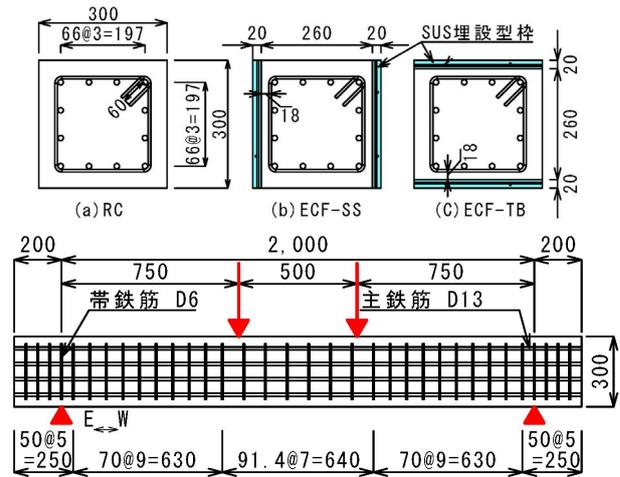


図-2 梁供試体の詳細図 (上: 断面図, 下: 側面図)

張強度 8.0 N/mm² を用いて、SUS 鉄筋の降伏強度に基づいて終局荷重を 1.4 kN としている。

2.3 梁供試体

梁載荷実験用の供試体の寸法および配筋を図-2 に示す。寸法が 2400×300×300 mm の供試体を 3 体作製した。図-2 の断面図に示すように、ECF-TB および ECF-SS は、それぞれ載荷方向に対して垂直な面である上下面および平行な面である左右面に SUS 埋設型枠を配置した供試体である。

図-2 の側面図に示すとおり、梁供試体は 3 体ともに同一配筋とした。なお、図-2 の側面図には埋設型枠を示していない。本研究では、柱を想定した梁供試体であるため、軸方向鉄筋比が 1.5% になるように D13 を計 12

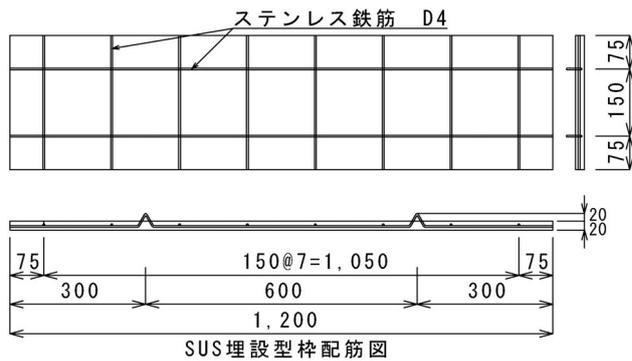


図-3 SUS埋設型枠の詳細



写真-1 SUS鉄筋の山型加工

本配置した。また帯鉄筋は D6 を用い、曲げ破壊型になるようにせん断スパン内に 70 mm 間隔、等曲げモーメント区間に 91.4 mm 間隔、端部に 50 mm 間隔で配置した。

梁供試体に用いた SUS 埋設型枠を図-3 に示す。寸法は 1200×300×20 mm、埋設型枠を梁供試体に配置する際に、長さ 1200 mm の SUS 鉄筋が梁供試体のかぶり側に位置するようにした。また、SUS 埋設型枠の両端部からそれぞれ 300 mm の位置に、写真-1 に示すような山型の曲げ加工を軸方向 SUS 鉄筋に行い、山型加工部の露出高さは打継面表面から 20 mm とした。これは、後打ちコンクリートとの一体性を図るためのアンカーの役割を果たし、施工時には向かい合う埋設型枠同士をつなぐための治具となる。さらに、SUS 埋設型枠のコンクリート側表面は水平打継目処理剤を用いて、目粗し処理を行った。ECF-TB および ECF-SS 供試体ともに、埋設型枠が縦の状態、後打ちコンクリートを打設した。

SUS 埋設型枠は梁供試体一面あたり 2 枚、計 4 枚を各供試体で使用した。この場合、支間中央に型枠の継目が存在し、継目では極力隙間が生じないよう型枠同士を接触させ、機械的につなげることは行わなかった。結果的に、載荷実験時には、型枠継目に 1 mm 程度の隙間が生じ、そこにセメントペーストが充填されていた。充填状況は、供試体間で異なり、ECF-TB 供試体では、下面の状況を確認していないが、上面において幅の半分程度、ECF-SS 供試体では、片側は継目の全高さ、反対側は下面から約 100 mm の高さまでセメントペーストが充填されていた。後述するが、上面、すなわち圧縮側における型枠継目の隙間の状態が支間中央下面でのひび割れ幅や終局荷重に影響したと考える。

3. 試験方法および測定項目

3.1 パネル載荷実験

パネル載荷実験は図-1 に示したように、支間 450 mm、支間中央に 1 点載荷し、単調静的載荷とした。測定項目は支間中央のたわみである。

3.2 梁載荷実験

梁載荷実験は図-2 に示したように、静的 2 点載荷を行った。載荷荷重サイクルでは、まず、計算により求めた RC 供試体におけるひび割れ発生荷重 (44 kN) まで載荷した後、荷重を除荷した。次に、同様に求めた軸方向鉄筋降伏荷重 (138 kN) まで載荷して除荷を行った後、再載荷し、載荷荷重が急激に低下したところで載荷を終了した。載荷荷重が急激に低下し始める直前の状態を終局状態とし、この時の荷重を終局荷重と定義する。載荷実験状況を写真-2 に示す。ここで、写真-2 に示すように、写真の手前側を北側、右側を西側と定義する。測定項目は、支間中央のたわみ、パイゲージにより測定した等曲げモーメント区間におけるひび割れ幅、コンクリートのひずみ、軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみである。また、写真-3 に示すように、後打ちコンクリートと埋設型枠の鉛直方向ずれ変位を測定するために、後打ちコンクリート部分に変位計を固定し、水平方向ずれ変位については、SUS 埋設型枠にアンクル材を固定し計測した。ECF-TB および ECF-SS の両供試体において、鉛直ずれ変位、水平ずれ変位を、それぞれ 5 ヶ所ずつ計測した。

4. パネル載荷実験結果

パネル載荷実験によって得られた荷重-支間中央変位関係を図-4 に示す。なお、黒点線は計算より求めた全断面有効時における荷重-変位関係、青点線はモルタルの引張応力を無視した RC 断面における荷重-変位関係である。載荷荷重-変位関係は Panel 1 および Panel 2 でほぼ同様な結果だったので両供試体の平均値で説明する。載荷の始めは荷重-変位関係は直線で、全断面有効による曲げ剛性とほぼ一致し、2.7 kN で大きな音を伴い荷重の急激な低下が確認された。これは断面の下縁にひび割れが生じたためである。この時の下縁の引張応力は平均で 14.9 N/mm² であり、曲げ試験より算出した引張縁応力 12.8 N/mm² と近い値である。これは、前述したパネル供試体設計時に想定した引張強度 8.0 N/mm² よりも大きい。



写真-2 梁載荷実験状況 (ECF-TB)

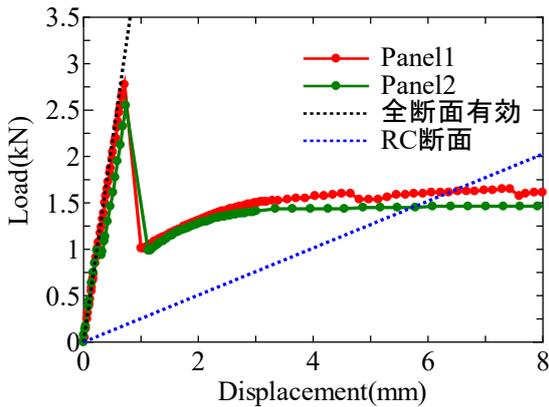


図-4 パネル載荷実験の荷重-中央変位関係

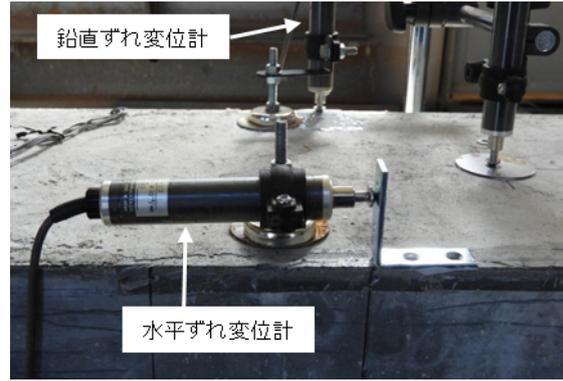


写真-3 相対ずれ変位の測定状況 (ECF-SS)

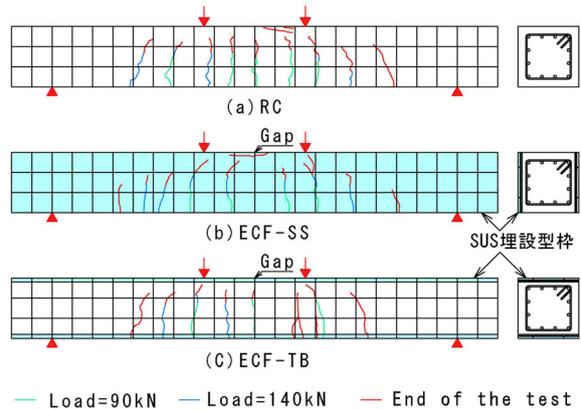


図-5 梁供試体のひび割れ進展図

ひび割れ発生後、急激に荷重が約 1.0 kN まで低下したものの、軸方向の SUS 鉄筋が応力を負担したため脆性的な破壊には至らなかった。その後、変位が 30 mm に達したところで載荷を終了したが、変位の増加とともに荷重は 1.6 kN まで徐々に増加し、パネル供試体はじん性のある変形性能に富んだ挙動を示した。

5. 梁載荷実験結果

5.1 損傷状況

いずれの供試体も、ひび割れ発生後、軸方向鉄筋が降伏し、支間中央付近上面のコンクリートが圧壊して終局状態に至った。図-5 は各梁供試体のひび割れ進展図である。ひび割れ観察は、ひび割れ発生荷重と主鉄筋降伏荷重の間の 90 kN 時、主鉄筋降伏荷重付近の 140 kN 時および終局荷重に至った後に行った。ひび割れは 100~150 mm 間隔程度に分散しており、SUS 埋設型枠の有無による差は確認できなかった。

埋設型枠と後打ちコンクリートとのずれは、場所によっては固定点と変位測定位置との間にひび割れが生じたため、ずれ変位のみを測定できない箇所もあったが、目視による観察も合わせて、軸方向鉄筋降伏荷重までは、ずれは生じず一体性が確認された。その後、終局状態においても、ECF-TB 供試体では型枠に沿った方向のずれ

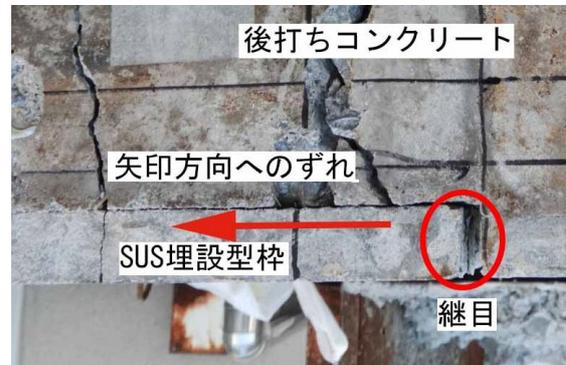
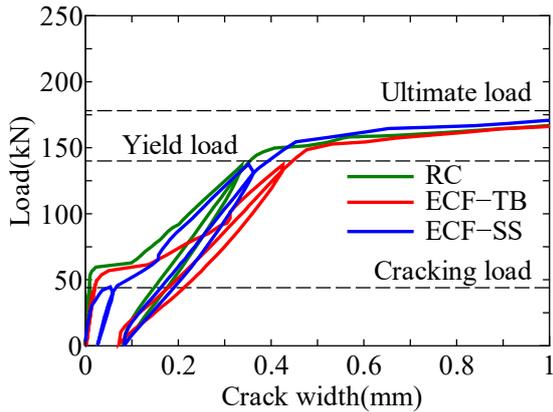


写真-4 ECF-SS の引張縁の局所的な型枠のずれ

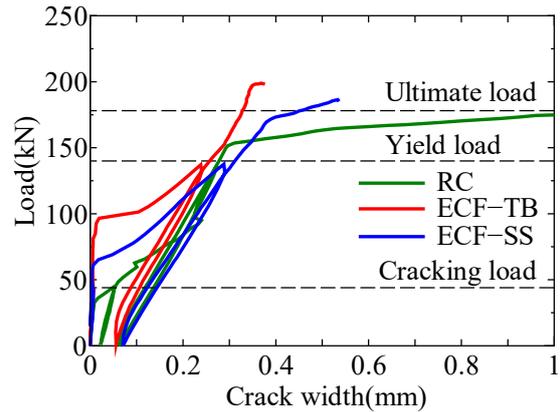
は確認されなかったが、支間中央部上側において、圧縮によって生じたと考えられる、SUS 埋設型枠と後打ちコンクリートの接触面に沿って 0.5 mm 程度のひび割れを確認した。また、ECF-SS 供試体では、支間中央下側の型枠継目周辺で、局所的に型枠に沿った方向にずれが観察され、写真-4 に示すように、型枠が継目で約 5 mm 開き、矢印で示した方向へ SUS 埋設型枠のずれが生じていた。

5.2 荷重-ひび割れ幅関係

梁供試体の荷重-ひび割れ幅の関係を図-6 に示す。ひび割れ幅は、等曲げモーメント区間の供試体下縁に 5ヶ所×2列の計 10 か所で測定しているが、例として図-

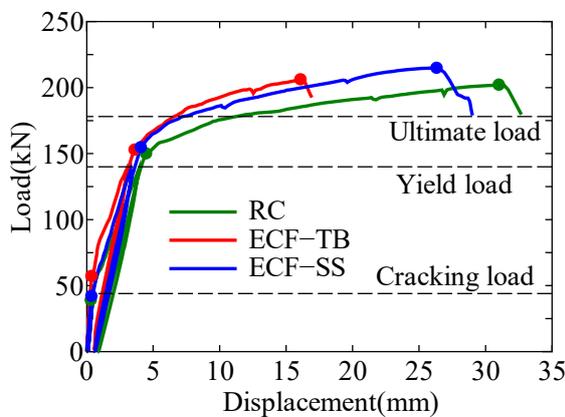


(a) SUS 埋設型枠の継目における比較

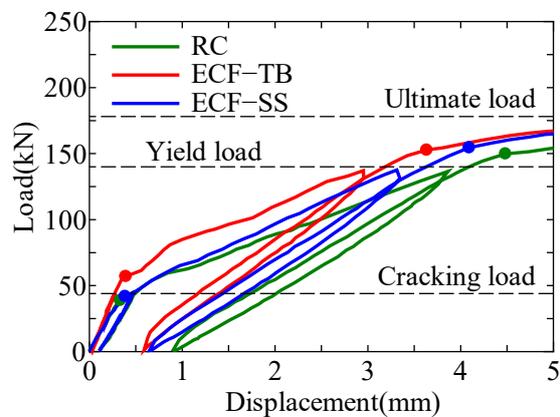


(b) SUS 埋設型枠の継目以外における比較

図-6 荷重-ひび割れ幅関係 (等曲げモーメント区間)



(a) 荷重-変位関係



(b) 荷重-変位関係 (0~5mm の拡大図)

図-7 梁供試体の荷重-変位関係

6(a)に支間中央, 図-6(b)に支間中央から東側 100 mm の位置での結果を示す。いずれも, 断面幅方向は中心から北側へ 125 mm の位置である。SUS 埋設型枠を有する供試体では, 支間中央は型枠の継目が存在する位置であるが, 図-6(a)から, 同じ荷重で比較すると, RC 供試体と ECF-SS 供試体は同程度のひび割れ幅であり, ECF-TB 供試体ではそれらよりも大きいひび割れ幅が生じている。これは, 前述した ECF-TB 供試体での圧縮側型枠の継目における隙間の影響および引張側型枠の継目によるものであると考えられる。また, 図-6(b)より, ひび割れ発生荷重は, ECF-TB, ECF-SS, RC 供試体の順に大きく, ひび割れ幅については, 例えば, 降伏前の荷重である 100 kN で比較すると, ECF-TB, ECF-SS, RC においては, それぞれ, 0.10 mm, 0.17 mm, 0.23 mm であった。これは, SUS 鉄筋および高強度モルタルによるひび割れ抑制効果によるものであると考えられる。なお, 他の中央位置または中央以外の位置での荷重-ひび割れ幅の関係は同じような傾向であった。

5.3 荷重-変位関係

梁載荷実験より得られた荷重-変位関係を図-7 に示す。図-7(a)には全体図, 図-7(b)には変位が 0~5 mm までの関係を示す。緑線が RC 供試体, 青線が ECF-SS 供試体および赤線が ECF-TB 供試体の結果である。なお, 計算より求めた RC 供試体のひび割れ発生荷重, 主鉄筋降伏荷重および終局荷重を破線で示した。図-7 より, SUS 埋設型枠を有する供試体は RC 供試体より全体的に曲げ剛性が高い傾向であった。図-7(b)から, ひび割れ発生および主鉄筋の降伏までは, ECF-TB 供試体の剛性が最も高い。これは, ECF-TB 供試体には下面に SUS 埋設型枠を配置しているため, それぞれ, 高強度モルタルおよび SUS 鉄筋の寄与によるものと考えられる。また, ECF-SS 供試体の剛性について確認すると, ひび割れ発生までは RC 供試体とほぼ同じであるが, 主鉄筋降伏までは若干高く, 両側面に配置された SUS 埋設型枠の寄与によるものである。

図-7 より得られた梁供試体のひび割れ発生荷重, 主鉄筋降伏荷重および終局荷重をそれぞれの計算値も併せ

表一6 梁試験の計算値と実験値の比較

種類	ひび割れ発生荷重 (kN)		主鉄筋降伏荷重 (kN)		終局荷重 (kN)	
	実験	計算	実験	計算	実験	計算
RC	38.8	44.3	150	140	202	181
ECF-TB	57.0	51.0	153	139	206	183
ECF-SS	42.0	47.6	155	140	214	184

表一6に示す。計算値については、(1) ひび割れ発生荷重は全断面有効における下縁の引張応力が材料試験により求めた引張強度に達した際の荷重、(2) 降伏荷重はコンクリートの引張応力を無視した断面において最下縁の鉄筋が降伏強度に達するときの荷重、(3) 終局荷重は等価応力ブロックにより算出した上縁のコンクリートが圧壊するときの荷重としている。なお、SUS埋設型枠を有する梁供試体の計算値はSUS埋設型枠による強度増分を考慮せずRC供試体と同様に算出している。これより、計算値と実験値の比は2~15%程度であった。終局荷重は、ECF-TB供試体およびECF-SS供試体で、それぞれ206kN、214kNであり、RC供試体の202kNよりも大きかった。SUS埋設型枠を有する供試体と比較すると、上下面にSUS埋設型枠を有するECF-TB供試体の方が大きいと予想されたが、両側面にSUS埋設型枠を有するECF-SS供試体の方が大きかった。これは、圧縮側である上面のコンクリートが圧壊したときが終局状態であり、前述した圧縮側型枠継目の隙間の状態が終局荷重に影響し、ECF-TB供試体では上面の型枠継目で圧縮力が十分伝達されなかったためと考えられる。

6. まとめ

SUS鉄筋補強埋設型枠を有する柱を想定した梁部材およびSUS埋設型枠パネルの載荷実験より得られた知見を以下に示す。

- (1) SUS埋設型枠を有する部材は、RC部材に比べて、曲げ剛性が大きく、曲げに対する引張縁にSUS埋設型枠を用いると、ひび割れ幅の抑制が期待できるが、本実験のように型枠継目を機械的につながらない場合は、継目でひび割れ幅は大きくなる。
- (2) SUS鉄筋を曲げ加工したアンカーの使用およびSUS埋設型枠の目粗し処理により、SUS埋設型枠と後打ちコンクリートにおいては、軸方向鉄筋降伏荷重までは、ずれは生じず一体性が確認された。
- (3) SUS埋設型枠のパネル載荷実験では、高強度モルタルの引張強度が大きかったため、ひび割れ発生と

ともに荷重は急激に低下したが、SUS鉄筋が応力を負担したためじん性のある変形性能に富んだ挙動を示した。

本実験では、圧縮側型枠継目の隙間の状態が終局荷重に影響したと考えられるため、今後は、埋設型枠継目の条件による耐荷性能への影響を検討する必要がある。さらに、埋設型枠間の継目に隙間がある状態では、耐久性の照査で考慮するかぶりとみなすことができず、耐久性上弱点となる可能性があり、今後検討が必要である。また、本研究では、SUS埋設型枠の基本な挙動を把握するために、柱断面を想定した梁供試体を用いたが、実際の柱部材に対する正負交番載荷実験を行い、SUS埋設型枠の耐荷力への影響を調べる必要がある。

謝辞

本研究は、新世代PCa工業会の補助を受けて実施しました。また、本研究の実験に際しては、中島章典氏(宇都宮大学)、丸岡正知氏(宇都宮大学)、篠田佳男氏(日本コンクリート技術)には様々なアドバイスをいただき、また、宇都宮大学構造研究室の皆様は大変お世話になりました。ここに記して関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 松林卓, 坂口伸也, 原夏生, 三島徹也: ビニロンファイバー混入コンクリート製埋設型枠の構造性能に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp757-762, 2004.6
- 2) 牧隆輝, 田中敏嗣, 阿部忠, 木田哲量: RPC製埋設型枠を用いたRCはりの載荷試験, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.1, pp289-294, 2005.6
- 3) 河野一徳, 篠田佳男, 安同祥, 清宮理: ステンレス鉄筋を補強材としたPCa埋設型枠の開発, 土木学会第66回年次学術講演会, V-458, pp915-916, 2011.9
- 4) 篠田佳男, 清宮理, 河野一徳, 佃有射: ステンレス鉄筋使用埋設型枠の耐荷性能に関する基礎的研究, 土木学会第65回学術年次講演会, V-651, pp1301-1302, 2010.9
- 5) 立石和也, 篠田佳男, 大嶋義隆, 二羽淳一郎: ステンレス鉄筋使用パネルとPCストランド併用によるRC柱のじん性補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.1381-1386, 2015
- 6) 山中友仁, 藤原浩巳, 丸岡正知, 小林亮太郎: 石炭ガス化溶融スラグ細骨材の適応性に関する実験的研究, Cement Science and Concrete Technology, No.1, Vol.71, pp.603-609, 2018.3