

論文 鋼部材埋込み方式による合成桁-PC 桁接合構造に関する実験的研究

篠崎 裕生^{*1}・浅井 洋^{*2}・西村 一博^{*3}・春日 昭夫^{*4}・

要旨: 合成桁とプレストレストコンクリート桁 (PC 桁) を直列に接合する場合, 一般的には接合部に設けた鋼殻内にコンクリートを充填しプレストレスを付加して接合する方法が用いられる。著者等は接合部の簡素化を目的として, 合成桁の鋼部材を PC 桁内部に埋込み接合する方法を考案し, 梁の載荷試験によりその性能を確認した。試験体は, 接合部の鋼部材ウェブにスタッドを用いて一体化したものと, モルタルを充填した鋼管をウェブ鋼板に設けた孔に設置した新しいジベルを採用した 2 体とした。いずれの試験体も接合部において十分な安全性を有していることが分かった。

キーワード: 複合構造, 接合部, 埋込み接合, スタッドジベル, 鋼管ジベル

1. はじめに

近年, 橋梁の多スパン連続化構造の増加や架設方法の多様化などにより, 合成桁と PC 桁を接合して連続化するなどの混合・複合構造の採用が増加している。接合する部材の断面形式や設計方針により多様な接合部構造が採用, 提案されているが, 一般的には接合部に鋼殻をつくり, 鋼殻内部にコンクリートを充填するとともにプレストレスを導入して一体化を図る工法が採用されている。

鋼殻を用いる接合構造については, 土木学会の複合構造標準示方書¹⁾において, 二つの方法が示されている。一つはずれ止めと PC 鋼材の定着体を有するコンクリートが充填された鋼殻構造を用いて接合する方法。もう一つはせん断力の伝達を鋼部材とコンクリート部材間に作用する支圧力と摩擦力に期待し, 接合面や鋼殻セル内にスタッドや孔あき鋼板ジベルなどのずれ止めを設置しない構造である。いずれも, 多量の鋼材を用いる鋼殻内に確実にコンクリートを充填する必要があることなど, 施工性やコスト面で課題が残る工法と言える。

一方, コンクリート橋および鋼橋で構造と施工の簡素

化の要求から近年採用が増えている少数主桁形式に対して, PC 桁と鋼桁が同数主桁であれば, 図-1 のように鋼殻構造ではなく鋼桁を直接 PC 桁内部に埋込んで接合する工法が考えられる。接合部の鋼材ウェブおよびフランジには, ずれ止めを配置してコンクリートとの一体化を図る。このような構造にすることで, 鋼材量の低減やコンクリートの充填状況を確認しやすくなるなど経済性や施工性が改善される可能性がある。また, 先の複合構造標準示方書の例では, 接合部のコンクリートはフルプレストレスで支圧接合部においても引張力の発生を許さないなどから接合部での PC 鋼材の量が比較的多くなる傾向にある。一方, 提案する工法では, 合成接合を採用することにより鋼断面からコンクリート断面へ徐々に構造を変化させるため, プレストレスに必要な鋼材量も必要最小限で済む利点がある。

本論文では, この埋込み方式を用いて接合した複合構造梁の実物の 1/2 の大きさの模型試験体を製作し, 主に接合部に曲げが作用した場合の挙動について検討し, 構造が成立することを確認した。また, ずれ止めの性能および施工性向上を目的として著者らが検討を進めてき

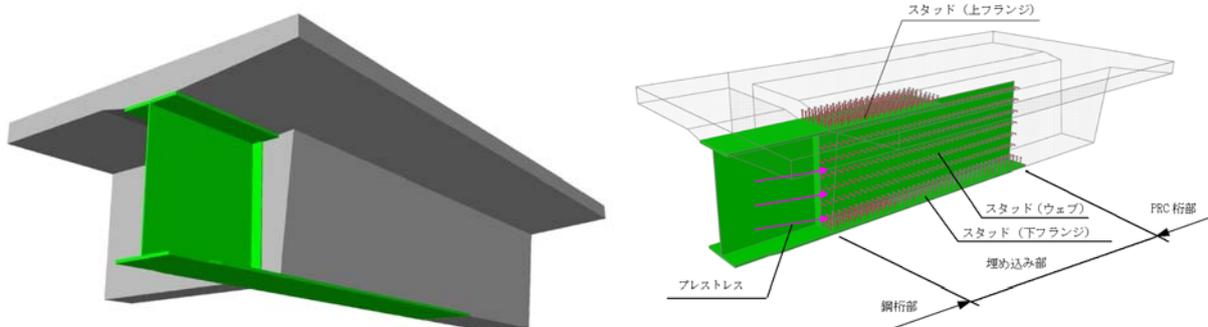


図-1 埋込み方式による鋼部材と PC 部材の接合概念図

*1 三井住友建設 (株) 技術開発センター土木 PC グループ (正会員)
 *2 三井住友建設 (株) 技術開発センター土木 PC グループ長 (正会員)
 *3 三井住友建設 (株) 土木本部土木設計部 PC 設計グループ
 *4 三井住友建設 (株) 土木本部副本部長 (正会員)

た高強度コアジベル^{2), 3)}をウェブに適用して、その効果を確認した。本ジベルは、鋼板に空けた孔に、高強度モルタルを充填した鋼管を挿入・固定するだけでスタッドや孔あき鋼板ジベルよりも大きなせん断耐力が得られるものである。従来の孔あき鋼板ジベルにおいて、貫通鉄筋として利用できる鉄筋が近傍にない場合やジベル箇所数を低減したい場合などに有効である。梁試験体はウェブにスタッドを用いたものと合わせて2体製作し、曲げ挙動を確認した。

2. 埋込み接合部の概要

図-2に合成桁とPC桁の接合の例を示す。図の左側は支間63m、桁高さ3.5mの鋼2主版桁、右側は支間34mのPRC2主版桁である。両者は、接合部に作用する曲げモーメントが最も小さくなるP1橋脚からPRC桁方向へ10m程度の位置で接合している。先の複合構造標準示方書における一つ目の方法を採用した場合、図-3左に示すように接合部に横桁を兼ねた鋼殻を設置することとなる。鋼殻は複数の小部屋に仕切られたマルチセル構造で、セル内に充填したコンクリートと後面支圧板を介してPRC桁に力を伝える構造となる。鋼殻とPRC桁端部の横桁は後打ち部のコンクリートにより一体化されるとともに、鋼殻とPRC桁横桁を繋ぐように多数のPC鋼材が配置され、接合部にプレストレスが導入される。通常、鋼殻セル内にはずれ止めとして孔あき鋼板ジベルが配置される。

PC鋼材配置上の制約からPC鋼材にグラウトタイプの

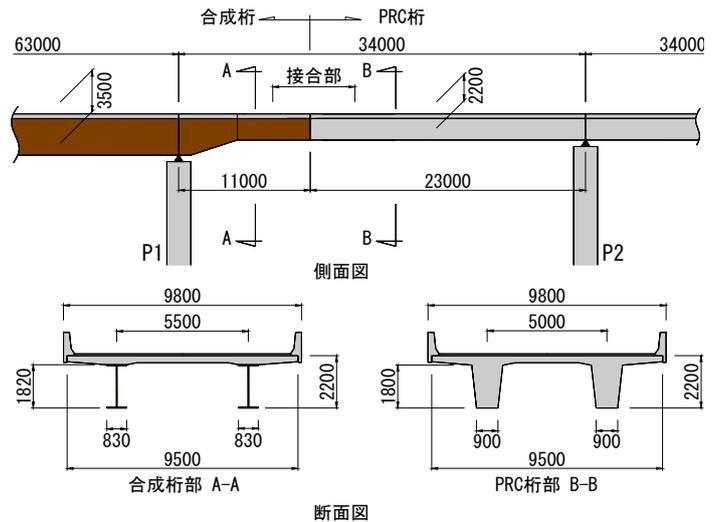


図-2 合成桁-PRC桁接合部の例

シングルケーブルを用いた場合、鋼殻部および後打ち部に所定のプレストレスを導入するために、鋼殻セル一箇所あたり6本ものPC鋼材が配置される。また、上床版およびPRC主桁からのPC鋼材が錯綜することとなる。さらに、断面力が集中するウェブ部分は、PRC主桁内側に定着突起を設けてPC鋼材を配置するなど施工が煩雑となることが予想される。

一方、埋込み方式による接合構造を図-3右に示す。鋼桁をPC桁内に桁高さの約2倍の長さを埋め込み、上下フランジおよびウェブにスタッドを配置してコンクリートと一体化している。PRC桁からのPC鋼材は、端部と定着突起2箇所を合わせて3断面で分散定着し、プレストレスを徐々に緩和している。

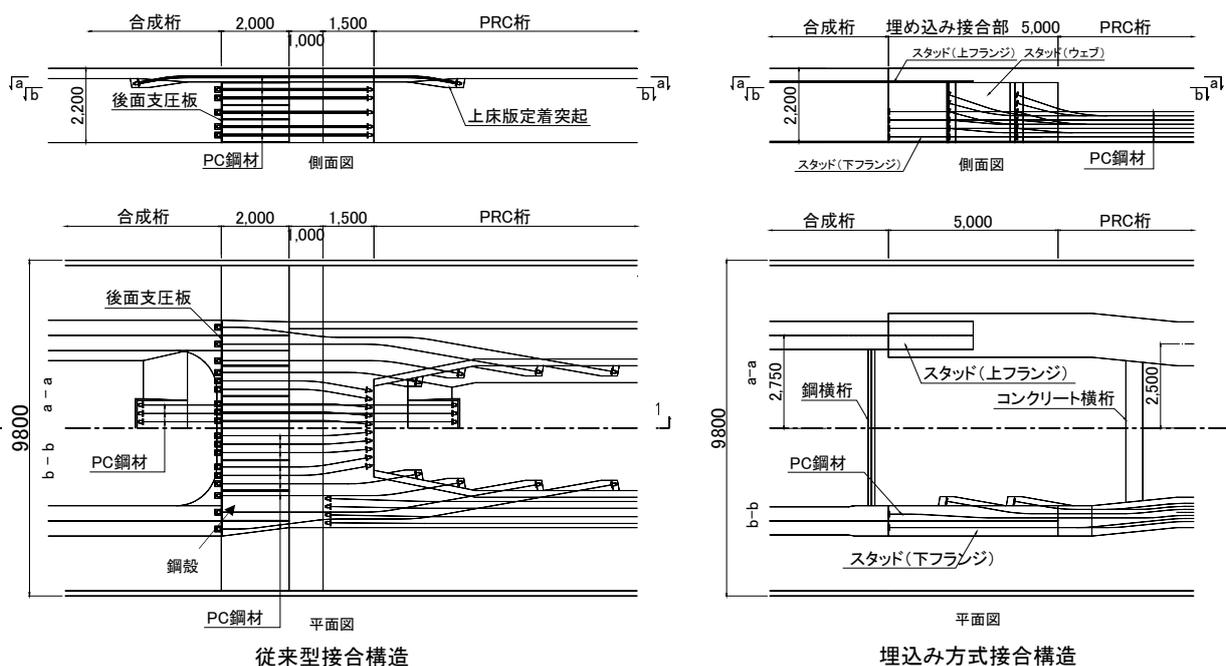


図-3 接合構造の比較

埋込み方式では、鋼殻方式のように大規模な横桁や多数の PC 鋼材を配置する必要がないため、施工の省力化とコストの低減が可能である。図-3 で比較すると、埋込み方式による接合は従来型よりも鋼材重量 (PC 鋼除く) を約 57%, PC 鋼材重量を約 72% 低減できる。また、接合部の施工コストは約半分になるとの試算結果を得た。

3. 高強度コアジベル

埋込み接合部における鋼桁のウェブやフランジにはスタッド等のジベルを配置してコンクリートとの一体性を確保するが、スタッドでは大量の溶植が必要でありコンクリートの充填性や施工性の低下が懸念される。そこで、ジベルの施工本数を低減させるべく鋼板に設けた孔に図-5 に示すような高強度モルタルを充填した鋼管を差し込む高強度コアジベル^{2), 3)}を本構造のウェブのジベルとして用いることを検討した。

本試験体で用いる $\phi 16\text{mm}$ のスタッドに対して、これの約 2 倍のせん断耐力を得られる高強度コアジベルの 2 面せん断試験結果の概要を述べる。試験は、頭付きスタッドの押抜き試験方法 (案)⁴⁾を参考にした。図-4 に示すように、高強度コアジベルは H 形鋼フランジに取付けた鋼板にあけた外径 51mm の孔に挿入して隙間をエポキシ樹脂で埋めて固定した。スタッドも、高強度コアジベルと比較するため同様の配置となるよう鋼板両面に溶植した。スタッド (JIS B1198) の降伏強度は 337N/mm^2 , 引張強さは 444N/mm^2 , コンクリートの圧縮強度は 38.5N/mm^2 であった。

試験方法 (案)⁴⁾にしたがって、H 形鋼フランジ面とコンクリートが接する面にはグリスを塗って摩擦を除去しているが、ジベルを設置した鋼板にはグリスを塗布していない。したがって、試験結果には鋼板の摩擦抵抗分が少なからず含まれる点に注意が必要である。図-6 に試験結果を示す。縦軸の荷重は載荷荷重の 1/2 で、高強度コアジベルが 1 箇所分、スタッドが 2 本分に相当する。載荷はずれ変位 0.2mm 毎に除荷する繰り返しのしたが、グラフはその包絡線を示している。

高強度コアジベルは、スタッドと同様ねばり強い耐荷挙動を示しジベルとしての性能を有しているとともに、本仕様によりスタッドの約 2 倍のせん断耐力を発揮することが分かる。写真-1 に梁試験体のウェブに設置したスタッドと高強度コアジベルの状況を示す。

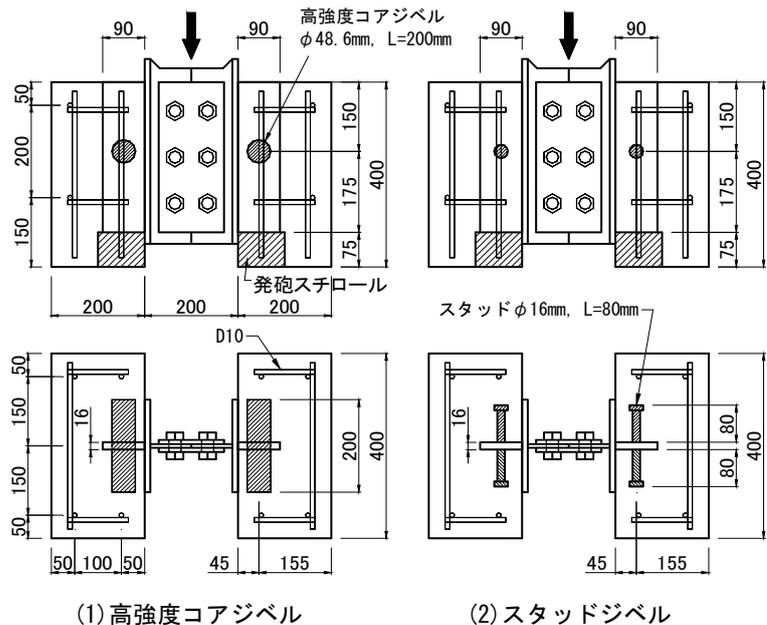


図-4 ジベルの 2 面せん断試験



図-5 高強度コアジベルの概要

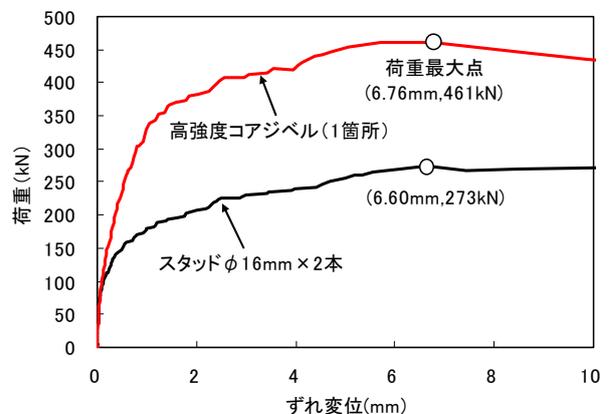


図-6 各種コア材のずれ量とせん断力の関係



スタッド 鋼強度コアジベル
写真-1 ウェブに設置したジベル

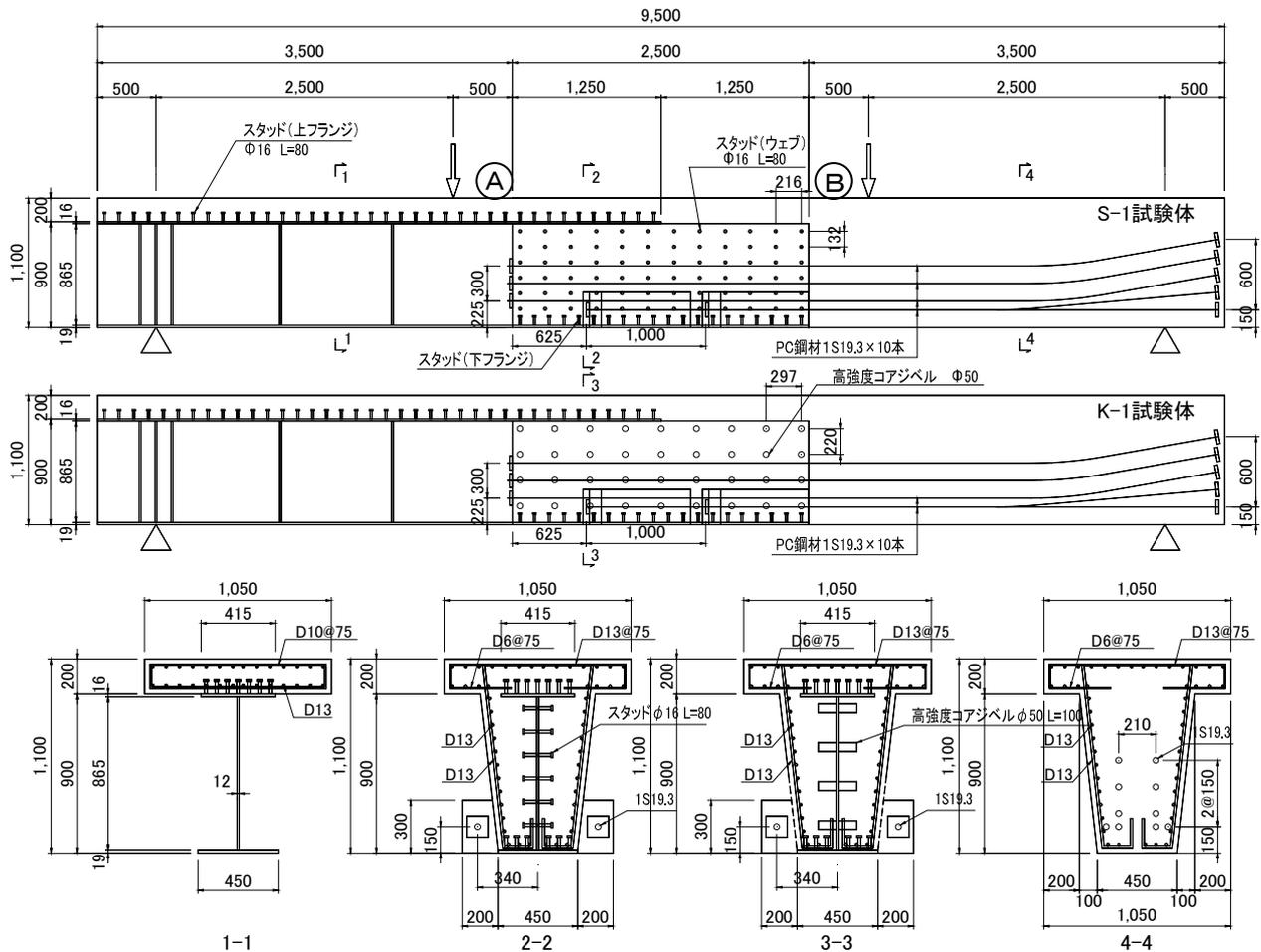


図-7 試験体形状寸法

4. 試験の概要

試験体は実構造の 1/2 の大きさで、2 主桁の一方の接合部のみ切り出したものである (図-7)。接合部の長さは 2.5m で、接合部を中心に合成桁部および PC 桁部をそれぞれ 3.0m ずつモデル化した。合成桁部と PC 桁部断面の使用材料の規格値を用いて計算した曲げ耐力はほぼ等しい。試験体は、接合部の鋼ウェブにスタッドを配置した S-1 試験体と高強度コアジベルを配置した K-1 試験体の 2 体である。載荷スパンは 8.5m で、曲げに着目した実験であるので接合部全体が等曲げ区間に入るように 3.5m 離れた 2 点で載荷した。

ジベルの配置本数は、3 次元 FEM 解析結果をもとに決定した。具体的には、接合部において、鋼桁とコンクリートがジベルのみで繋がっている FEM モデルを構築し、実橋で想定される設計荷重を載荷したときにスタッドに作用する最大せん断力が複合構造標準示方書に示されるスタッドのせん断耐力の 2/3 になるように設定した。設計荷重時には、道路橋示方書によるスタッドの許容せん断力 (13.2kN/本) の約 5 倍のせん断力がスタッドに作用することとなる。高強度コアジベルの本数は、3. で示したせん断耐力比から単純にスタッド本数の半分と

表-1 コンクリート材料物性値

試験体名	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
S-1	46.5	3.82	35500
K-1	42.6	3.20	32400

表-2 鋼材の材料物性値

試験体名	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
D6(SD345)	350	560	187000
D10(SD345)	379	556	183000
D13(SD345)	377	553	193000

- 鋼板 (厚さ 12mm~19mm) は STK490 (降伏強度 315N/mm² 以上) (引張強度 490N/mm² 以上)
- PC 鋼材 : 1S19.3(SWPR19L) 定着後の緊張力は 1 本当たり 270kN
- 頭付きスタッド φ16mm×80mm (JIS B 1198) 3. の 2 面せん断試験で用いたものと同じ
- 高強度コアジベル 3. の 2 面せん断試験で用いたものと同じ

した。これらの設定は、ジベルに大きなせん断力を作
用させてその耐荷挙動を把握しやすくすることを目的と
している。高強度コアジベルの設置は 3. で示した方法と同
様にエポキシ樹脂で隙間を埋めて固定した。また、ウェ
ブ鋼板表面は特に処理はしていない。

PC 鋼材 (1S19.3×10 本) は接合部区間の端面で 6 本、
定着突起 4 箇所 で 4 本を定着している。緊張は試験体端
からの片引きで行い、緊張後はシーす内にグラウトを充
填した。コンクリートおよび鋼材の材料物性値および規
格他を表-1 および表-2 に示す。

載荷は荷重制御にて行い、設計荷重および計算曲げ耐
力の 1/3, 2/3, 3/3 でそれぞれ一度除荷した。

5. 試験結果

図-8 は PC 鋼材緊張直後の接合部ウェブ鋼板の梁軸
方向ひずみ分布である (図中 A,B の位置は図-7 参照)。
計測位置は桁下端から 140mm で、接合部長さ 2.5m の区
間を一定の間隔で計測したものである。併記した FEM
計算値は、コンクリートと鋼板の節点を共有させ両者が
一体として挙動するモデルによるものである。接合部
には緊張に伴う圧縮ひずみが一様に生じており、その分布
形状は FEM 計算値と良く一致している。FEM では、接
合部端部の合成桁側 (図左側) でひずみが不連続となっ
ているが、その付近においても比較的良く実測値と計算
値は良く一致している。したがって、PC 鋼材緊張時はコ
ンクリートと鋼板は一体として挙動していることが分
かる。

図-9 は梁中央の変位と載荷荷重の関係である。S-1
および K-1 試験体とも、PC 桁側が曲げ圧縮破壊した。
両試験体の挙動はほぼ同様であるが、鋼管ジベルを用い
た K-1 試験体の変位が若干大きめに推移していることが
分かる。梁の初期剛性は、FEM 計算値とほぼ一致してい
た。また、梁の曲げ圧縮破壊荷重もほぼ計算値どおりで
あった。以上から、3. で示した FEM を用いた設計方法に
より接合部を安全に設計できることが分かった。

破壊後のひび割れ性状を図-10 に示す。接合部区間の
ひび割れは載荷荷重 2000kN を超えた付近から徐々に増
加し始めた。接合部の合成桁との境界付近では目立った
ひび割れは生じなかった。

図-11 は合成桁側の接合境界でのコンクリートと鋼
板ウェブとのずれ変位を示したものである。図の実線は
S-1 を点線は K-1 を示している。桁下へ向かうほどずれ
変位が大きくなる傾向が見られるが、下フランジ近傍で
はずれ変位が少し抑制されるようである。これは下フラ
ンジに溶植したスタッドの効果と考えられる。高強度コ
アジベルを用いた K-1 試験体の方がずれ変位が若干大き
くなる傾向が見られる。これは、図-6 を見ても分かる

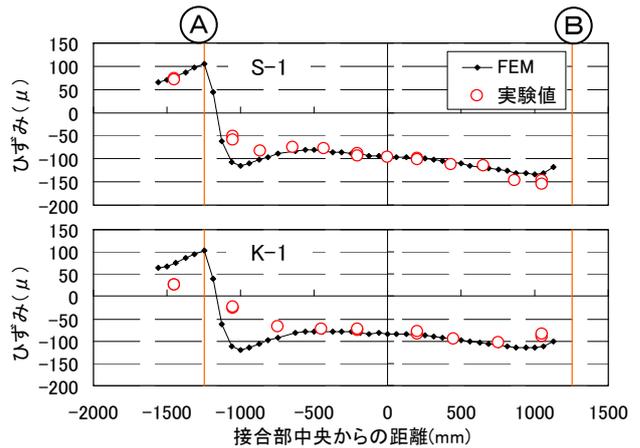


図-8 緊張直後の接合部ウェブ鋼板のひずみ

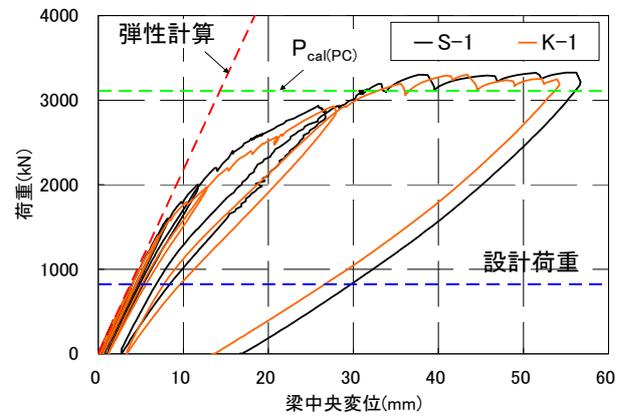


図-9 梁中央変位と荷重の関係

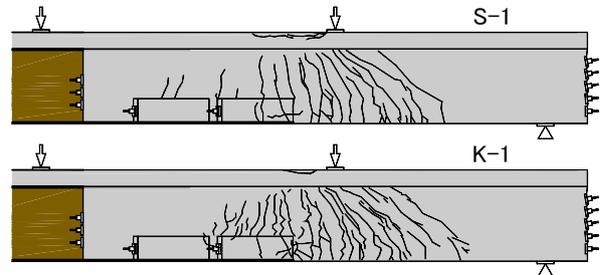


図-10 破壊後のひび割れ状況

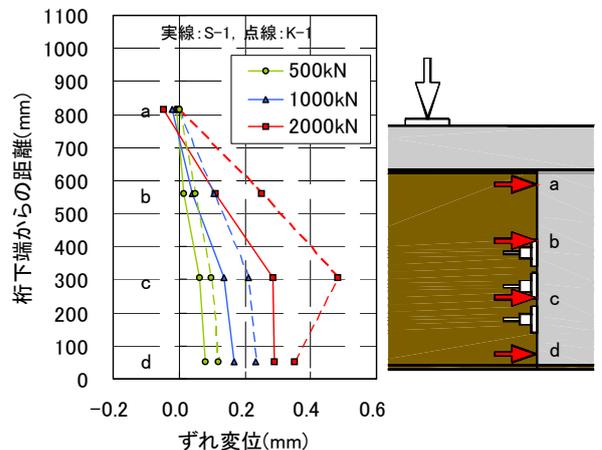


図-11 接合部端でのずれ変位

ように作用せん断力が小さい領域では、ずれ変位とせん断力の関係がスタッドと同様であるため、本数の少ない高強度コアジベルの方がずれ変位が相対的に大きくなっているためと考えられる。図-9で変位に若干の差異が見られる点も同様の理由と考えられる。ただし、両試験体とも設計荷重である1000kN程度までは、ずれ変位は最大でも0.2mm程度であり十分小さな値であると言える。

図-12は図-8と同様に接合部区間の鋼板ウェブの梁軸方向のひずみ分布を示したものである(図中A,Bの位置は図-7参照)。計測位置も同じ梁下端から140mmである。図には鋼板とコンクリートを一体と仮定したFEM計算値(実線)を併記した。荷重の増加とともにウェブの引張ひずみが増加している。1000kN程度までは実測値は計算値とほぼ一致しているが、荷重がさらに増加すると接合部端部(図の左端)から徐々に計算値とのずれが大きくなるのが分かる。これは、鋼板とコンクリートの付着が切れ、スタッドや鋼管ジベルに負担が移っていることを示している。

図-13は、ジベルの付け根に貼り付けたひずみゲージの値を示したものである(図中A,Bの位置は図-7参照)。ひずみゲージは各ジベルの梁軸方向に2箇所貼り付けており、せん断力が作用すると一方に引張ひずみが他方に圧縮ひずみが作用する。図の横軸は接合部合成桁との境界を起点とした距離を示している。図から、ジベルに作用するせん断力は境界付近から徐々に大きくなっていることが分かる。一方、PC桁側ではジベルのせん断負担はほとんどないことが分かった。

接合部における鋼板とコンクリートの挙動および各ジベルのせん断負担等については、2面せん断実験によって得られているジベルのひずみと作用せん断力の関係から、解析的に明らかにする予定である。また、今回の実験では接合部に曲げが作用した場合の挙動について検討したが、せん断力が作用した破壊する場合についても今後検討する予定である。

6. まとめ

新たに考案した埋込み方式による合成桁-PC桁接合部の模型梁の載荷実験により以下が明らかとなった。

- (1) 接合部においてコンクリートと鋼板がジベルのみで繋がっていることを仮定したFEMによるジベルの設計で、接合部を安全に設計できることが分かった。
- (2) 設計荷重レベルにおいて、接合部境界におけるコンクリートと鋼板のずれ変位は0.2mm程度と十分小さいことが確認できた。
- (3) ジベルのせん断負担は合成桁側の接合部境界付近か

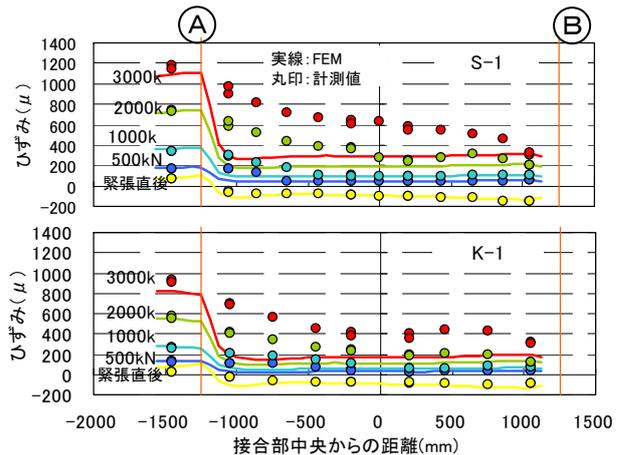


図-12 鋼板ウェブのひずみ分布

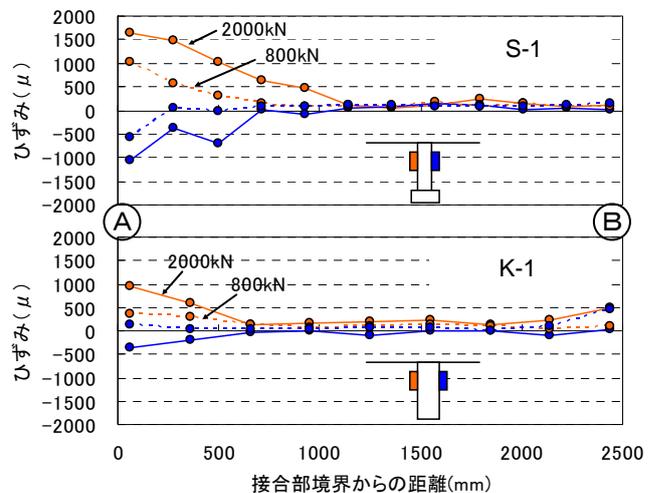


図-13 スタッドおよび鋼管ジベルのひずみ

ら徐々に大きくなることが分かった。PC桁側の境界付近でのジベルの負担は比較的小さい。

- (4) スタッドよりも大きなせん断耐力を有する鋼管ジベルを鋼板ウェブのずれ止めとして用いることが出来ることを確認した。高強度コアジベルによりジベルの施工箇所数を低減することができる。

参考文献

- 1) 土木学会：2009年制定複合構造標準示方書，2009.12
- 2) 浅井洋，篠崎裕生，竹之井勇，三加崇：高強度コンクリートジベルを用いた鋼・コンクリート接合方法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.1237-1242，2010.7
- 3) 竹之井勇，篠崎裕生，三加崇，浅井洋：高強度コンクリートジベルを用いた鋼・コンクリート接合方法の2面せん断実験による基礎的研究，三井住友建設技術開発センター報告 第7号，2010.9
- 4) (社)日本鋼構造協会：頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状，1996.11