

# 鋼管充填モルタルジベルを用いた鋼・コンクリート 接合工法の開発

The Study of Steel-Concrete Joint Method with Mortar filled Steel Tube Connector

浅井 洋 HIROSHI ASAI

篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI

三加 崇 TAKASHI SANGA

中部支店 竹之井 勇 ISAMU TAKENOI

土木設計部 西村 一博 KAZUHIRO NISHIMURA

本工法は、あらかじめ高強度モルタルや鋼管充填モルタルを用いた円柱状ジベルを製作し、鋼板に設けた孔内に配置して周囲にコンクリートを打ち込んで一体化する接合方法である。本稿は、鋼管充填モルタルジベルを中心に実施した二面せん断試験結果をもとに、ジベル耐力に対する評価式を提案した。また、鋼桁とPC桁を接合した大型試験桁の曲げ試験を行い、本開発ジベルを使用すれば、頭付きスタッドによる接合に対して、ジベル本数を大幅に減少しても同等の耐力を有することを確認した。

**キーワード：**鋼管充填モルタルジベル、二面せん断試験、合成桁、曲げ試験

This paper describes about performance of steel-concrete joint method with mortar filled steel tube connectors. The authors developed the equation that evaluates the shear strength of the high strength connectors based on the double shear tests. And the flexural strength of the joint part of PC-girder and steel girder with this joint method was examined by the flexural tests. As the result, the proposed joint method which has less number of connectors than usual stud joint showed the same capacity as usual stud joint.

**Key Words:** Shear Connector Steel Tube Filling Mortar, Double Shear Test, Composite Girder

Flexural Test

## 1. はじめに

合理的な橋梁形式の追求において、波形鋼板ウェブ橋や複合トラス橋などの複合構造が採用されている。複合構造では、鋼とコンクリートとの接合部が重要であり、頭付きスタッドや孔あき鋼板ジベルなどの接合方法が多く用いられている。頭付きスタッドは、せん断耐力の約1/5程度の強度で使用されている。大きなせん断力が作用する部位では大量のスタッドを溶植する必要があり、コンクリートの充填性の低下が懸念される。孔あき鋼板ジベルは、鋼板に設けた孔に鉄筋を貫通し、周囲にコンクリートを打ち込んで一体化する接合方法である。せん断力が大きくジベル数が多くなると貫通鉄筋によって複雑な配筋になる恐れがある。ジベル強度を高めるためには高強度コンクリートの使用が考えられるが、粘性の高

いコンクリートを貫通鉄筋が配置された鋼板孔内に充填することは容易ではない。そこで、著者らは高強度モルタルや鋼管充填モルタルで形成した円柱体を鋼部材に設けた孔にあらかじめ設置し、コンクリートに埋め込む接合方法を開発した。この方法では、接合部にのみ高い強度の材料を使用することができ、鋼板孔内の充填を事前に目視確認できる利点がある。高強度モルタルジベルや鋼管充填モルタルジベルのせん断耐力については二面せん断試験によって検証してきた<sup>1), 2), 3)</sup>。

本稿では、ジベル径の影響や遊間の影響について検討するとともに、二面せん断試験で得られた結果をもとにジベルのせん断耐力の算出式を提案する。また、PC桁と鋼桁とを接合した合成桁の曲げ載荷実験を行い、頭付きスタッドで接合した合成桁と比較して同等以上の性能を有することを検証した。

表-1 試験体および試験結果一覧

記号	ジベルの形状	直径 (mm)	モルタル強度 (N/mm <sup>2</sup> )	鋼管厚 (mm)	コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )	備考/参考文献	最大せん断力 Vuex (kN)
N	無	—	—	—	50	鋼板孔無 <sup>1)</sup>	48
ST	スタッドジベル	軸径 16	—	—	43	頭付きスタッドジベル	273
NC	モルタル	52	73	—	43	普通強度	188
HC1		52	115	—	50	高強度 <sup>1)</sup>	236
HC2		34	120	—	43	小径ジベル	125
HFC		52	142	—	50	繊維補強 <sup>1)</sup>	189
HCS1		52	115	—	50	D10鉄筋配置 <sup>1)</sup>	293
HCS2		52	129	—	39	D22鉄筋配置 <sup>2)</sup>	267
HC+SP		52	115	—	50	周囲スパイラル補強 <sup>1)</sup>	259
HC+B		52	115	—	50	周囲支圧補強 <sup>1)</sup>	303
UFC1		52	223	—	35	超高強度繊維補強 <sup>1)</sup>	331
UFC2		52	213	—	39	超高強度繊維補強 <sup>2)</sup>	305
UFC3		52	213	—	39	ジベル長100mm	311
UFC4		34	193	—	43	小径ジベル	182
UFC+SP		52	213	—	50	周囲スパイラル補強 <sup>1)</sup>	256
UFC+G		52	213	—	50	周囲グリッド筋補強 <sup>1)</sup>	312
CFT1		鋼管充填モルタル	49	115	2.3	50	薄肉鋼管 <sup>1)</sup>
CFT2	49		129	3.5	39	厚肉鋼管 <sup>2)</sup>	461
CFT3	49		129	3.5	39	ジベル長100mm	456
CFT4	61		129	3.2	39	大径ジベル <sup>2)</sup>	491
CFT5	34		101	2.3	38	小径ジベル	249
CFT6	49		73	3.5	41	普通強度	443
CFT7	49		129	3.5	39	隙間0.2mm	458
CFT8	49		129	3.5	39	隙間1.0mm	445
CFT9	49		129	3.5	39	隙間2.0mm	447
CFT2S	49		129	3.5	39	D16鉄筋配置 <sup>2)</sup>	463
CFT2PC	49	129	3.5	39	PC導入 <sup>2)</sup>	459	
CFT+SP	49	115	2.3	50	周囲スパイラル補強 <sup>1)</sup>	408	

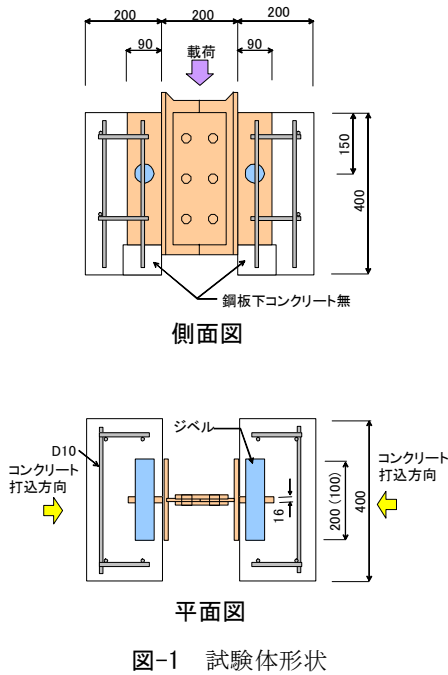


図-1 試験体形状

## 2. 二面せん断実験概要

ジベルのせん断耐力評価方法は、図-1 に示す頭付きスタッドのせん断耐力を実験的に評価する方法として用いられる押抜き試験<sup>4)</sup>によった。φ53mmの孔を設けた厚さ16mmの鋼板に円柱状のジベルを挿入して周囲にコンクリートを打ち込み一体化する。コンクリートと鋼板との付着の影響を最小限に抑える目的でコンクリートに埋め込まれる鋼板表面にグリースを塗布した。脆弱なコンクリートがジベルの荷重方向の表面に生じ、試験結果の判定が複雑にならないように、コンクリートの打ち込みは荷重と直角する方向とした。周囲コンクリートの圧縮強度は38~50N/mm<sup>2</sup>であり、D10鉄筋で補強している。ジベルの種類を表-1に示す。Nは鋼板に孔を設けずジベルを配置していない試験体である。モルタルジベルは直径52mm、長さ200mmを標準とした円柱体である。鋼管充填モルタルジベルは、直径49mm、長さ200mmの鋼管内にモルタルを充填したジベルである。著者らは、モルタルの高強度化や短繊維の混入、ジベル周囲コンクリートの補強、ジベル内への鉄筋やPC鋼材の配置がジベルのせん断耐力に及ぼす影響について検討を行った<sup>1), 2)</sup>。今回の実験では、ジベル長さを100mmとした影響(UFC3, CFT3)やジベル径の影響(HC2, UFC4, CFT4, CFT5)、鋼板孔とジベルとのすき間(以下、遊間)の影響(CFT7, CFT8, CFT9)について比較した。鋼板孔とジベルとの遊間はずれ変位に影響を及

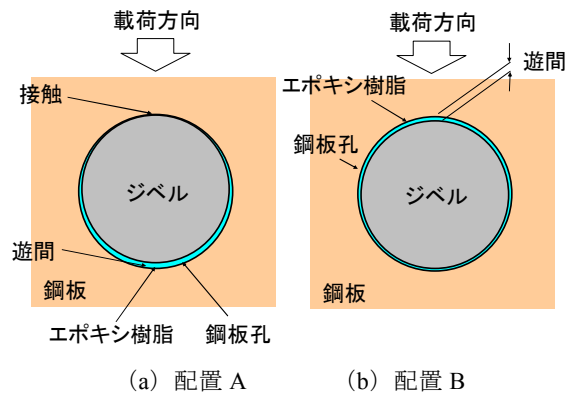


図-2 ジベル位置詳細図

ぼす可能性があるため、遊間の検討以外の試験体は図-2 (a) に示すようにジベルを孔内面の荷重側に接触するように配置した。遊間の検討では図-2 (b) に示すように孔内のジベルの位置を調整して荷重側に0.2~2mmの遊間を設けて設置した。鋼板孔とジベルとの遊間はコンクリート打ち込み時にジベルが移動しないようにエポキシ樹脂を充填した。

## 3. 試験結果および考察

### (1) モルタルジベルの最大せん断荷重

直径52mmのモルタルジベルの圧縮強度と最大せん断荷重の関係を図-3に示す。HFCジベルは、HC1ジベルに用いた高強度モルタルに長さ22mm、径0.2mmの

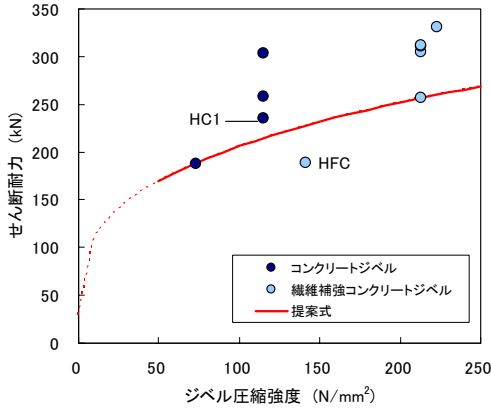


図-3 圧縮強度とせん断耐力の関係

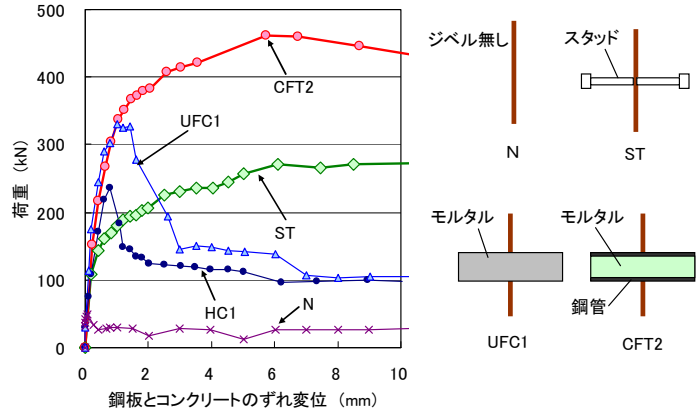


図-4 荷重—ずれ曲線の比較

鋼繊維を混入した繊維補強モルタルを使用している。

HFC の圧縮強度は HC1 の 1.2 倍以上であるが、せん断耐力は 0.8 倍であった。4 箇所測定した鉛直変位から判断すると、片側の変位が先行して増加しており、偏載によってジベル耐力が低下したものと考えられる。計算値ははりのせん断耐力式<sup>5)</sup>を参考にしてコンクリートの圧縮強度の 1/3 乗とジベル断面積との積に比例するとし、HFC を除く全ての試験体を満足するように式(1)を決定した。

$$V_u = (9.0A_c \cdot \sqrt[3]{f_c}) \times 2 + V_{fr} \quad (1)$$

ここに、 $V_u$  : ジベルのせん断耐力 (N)  
 $A_c$  : モルタルジベルの断面積 ( $\text{mm}^2$ )  
 $f_c$  : ジベルのモルタル強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )  
 $V_{fr}$  : 鋼板とコンクリートとの摩擦力

モルタルジベルは鋼板の表面と裏面の 2 断面で破壊しており、せん断力に対して 2 断面で抵抗もするものとした。モルタルジベルの最大荷重は、ずれ変位が 1mm 程度で生じるため、以下の検討では鋼板とコンクリートとの摩擦力  $V_{fr}$  は、N 試験体のずれ変位が約 1mm に達した時の荷重 (30kN) とした。

### (2) 鋼管充填モルタルジベルの最大せん断荷重

図-4 に代表的なジベルの荷重とずれ変位の関係を示す。N 試験体は、ずれ変位 0.07mm で鋼板との付着が切れ、その後は鋼板との摩擦力で約 30kN で推移する。ST は、後述する接合桁に用いる頭付きスタッド ( $\phi 16\text{mm}$ , 全高 80mm) である。他のジベルに比べて低荷重からずれ変位が生じ、変位 10.3mm で最大せん断耐力に至った。

HC1 は普通強度のモルタルジベルで、最大耐力に至ると耐力の低下が著しい。UFC1 は、超高強度繊維補強モルタルを使用したモルタルジベルで、圧縮強度の高い材料の使用は高いせん断耐力を示すことが分かる。

CFT2 は鋼管に高強度モルタルを充填したジベルで、せん断耐力が大幅に増加し、ずれ変位 0.5mm で ST と比較すると約 2 倍の荷重を示している。モルタルジベルが約 1mm のずれ変位で破壊しているのに対して、鋼管充填モルタルジベルは、ずれ変位が 1mm に達しても荷重とずれ変位の関係に大きな変化は認められない。モルタルは鋼管に拘束されることにより、鋼管充填モルタルジベルが最大耐力を示す約 4mm まで荷重を維持していると考えられる。この結果より、鋼管充填モルタルジベルの最大耐力は、モルタルのせん断耐力と鋼管のせん断耐力の和として式(2)で表した。

$$V_u = \left( 9.0A_c \cdot \sqrt[3]{f_c} + \frac{A_{st} \cdot f_{stu}}{\sqrt{3}} \right) \times 2 + V_{fr} \quad (2)$$

ここに、 $A_{st}$  : 鋼管断面積、 $f_{stu}$  : 鋼管引張強度

計算式によるせん断耐力と実験値との比較を図-5 に示す。HFC および CFT4 を除いて計算値はジベルの最大荷重とよく一致している。HFC は先に述べた理由により算定式より小さい結果となっている。CFT4 はジベル寸法の影響が考えられ、次節で検討する。

### (3) ジベル寸法の影響

図-5 では、ジベル径が 34mm (CFT5)、および 49mm (CFT2) では計算値と一致しているが、ジベル径が大きい CFT4 の実験値は計算値より小さい。これは、ジベル径が大きくなると載荷荷重も大きくなり、周囲コンクリートのひび割れの影響が考えられる。また、鋼管径が大きくなると内部モルタルの拘束効果が低下することも考えられる。鋼管がモルタルを拘束する効果は、鋼管径が大きくなるほど小さくなり、鋼管厚が厚くなるほど大きくなると考えられる。鋼管直径  $D$  と鋼管厚  $t_1$  との比 ( $D/t_1$ ) と実験値と計算値の耐力比 ( $V_{uex}/V_u$ ) の関係を図-6 に示す。 $D/t_1$  が CFT4 より大きな CFT1 でも計算値

を満足しており、拘束効果が主要因とは考え難い。ジベル径が約 50mm より大きい場合については、今後さらに検討する必要がある。また、表-1 よりジベルの長さを 100mm とした試験体 UFC3 および CFT3 の耐力は、ジベル長 200mm の UFC2 および CFT2 と同等であり、ジベル長を 100mm に短くできると考えられる。

(4) 鋼板孔とジベルの遊間の影響

ジベルは鋼板孔に後挿入するため、鋼板孔と鋼管充填モルタルジベルの間には遊間が生じる。遊間はジベルのずれ変位に影響を及ぼすことが考えられるため、二面せん断実験ではジベルを載荷側に接触して遊間の影響を排除して検討を行った。実施工ではジベルを鋼板孔の中央に配置するため、いずれの方向にも遊間が生じる。CFT7~9 では、遊間がずれ変位やせん断耐力に及ぼす影響について比較した。遊間の異なる試験体の荷重とずれ変位の関係を図-7 に示す。遊間が 1.0mm 以下ではずれ変位に大きな差はなく、ずれ変位に及ぼす影響は小さい。遊間 2.0mm は荷重に対するずれ変位の増加が大きい。載荷初期に遊間相当のずれ変位が生じるのではなく、荷重に比例して増加しており、遊間に充填したエポキシ樹脂が抵抗しながら変形していると推測される。この結果より、鋼管と鋼板孔との遊間は 1.0mm 以下に抑えることがずれ変位を小さく抑えるために有効な方法と考えられる。また、周囲のコンクリート打設の際に遊間に密実なコンクリートを充填することは困難である。コンクリート打込み前に鋼板孔内の充填を目視確認できることは本ジベルの利点であり、これを活かすためにも遊間にはエポキシ樹脂や密実なセメントペーストで充填するのが望ましいと考える。

4. 合成桁と PC 桁接合構造の概要

(1) 埋込み構造の概要

主要道路を跨ぐ高架橋の施工では、短時間の架設が可能な鋼主桁とコンクリート床版の合成桁が採用される場合が多い。また、橋梁の多スパン連続化構造の増加により合成桁と PC 桁の連続化が増加している。接合には多様な接合部構造が採用されているが、一般には接合部に鋼殻を形成し、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っている。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など、施工性やコスト面で課題が残る工法と言える。近年、少数主桁の橋梁が増加し、PC 桁と鋼桁が同数主桁であれば、図-8 に示す鋼桁を PC 桁内に直接埋め込んで接合する工法が考えられる。このような接合構造

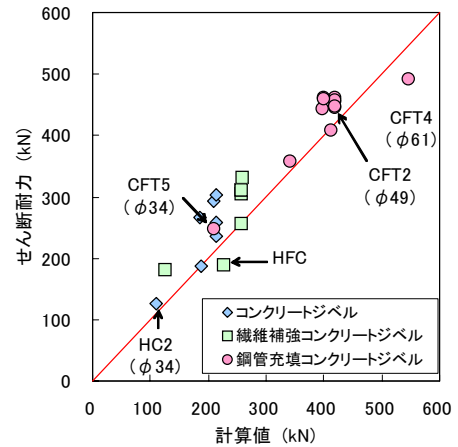


図-5 最大荷重計算値と実験値との比較

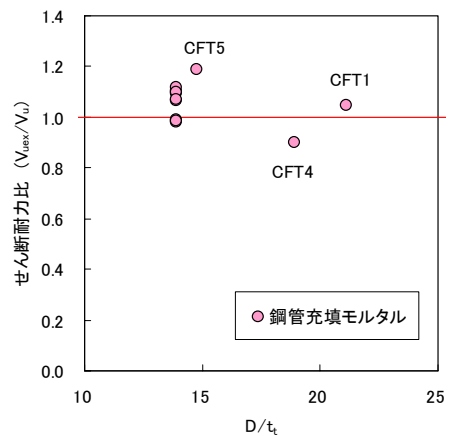


図-6 最大荷重計算値と実験値との比較

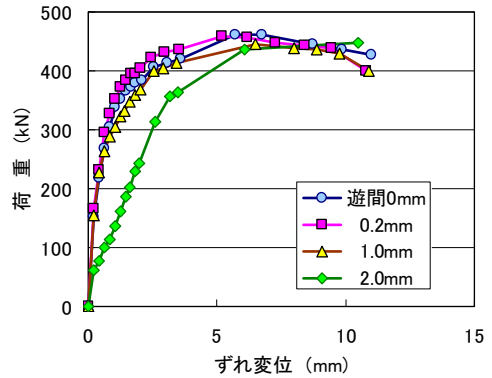


図-7 鋼板孔とジベルの遊間の影響

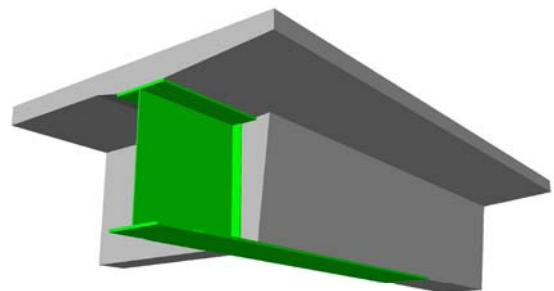


図-8 埋込み方式による接合概念図

では、多数のずれ止めを配置しなければならないため、鋼管充填モルタルジベルの適用が有効であると考えられる。

(2) 試験桁の概要

図-9 は実物の主桁接合部分の 1/2 模型試験体であり、接合部に曲げが作用した場合の挙動について検討した。接合部の長さは 2.5m で、両側に合成桁部および PC 桁部をそれぞれ 3.0m ずつモデル化した。接合部の鋼桁上フランジは接合部長さの半分とした。試験体は、S-1 と K-1 の 2 体である。S-1 試験体は接合部ウェブに  $\phi 16\text{mm}$ 、全高 80mm の頭付きスタッドを用いた試験体である。K-1 試験体は、表-1 に示す CFT2 と同じ仕様の鋼管充填モルタルジベルを用いた試験体である。スタッドの配置本数は、鋼板とコンクリートがスタッドのみで接合されている 3 次元 FEM モデルに実橋で想定される設計荷重を載荷し、スタッドに作用する最大せん断力をスタッドのせん断耐力<sup>6)</sup>の 2/3 になるように設定した。これは設計荷重時に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 倍の値である。図-4 に示すように、鋼管充填モルタルジベルは、ずれ変位 0.5mm で ST の約 2 倍の耐力を有している。このことから、鋼管充填モル

タルジベルの本数は、スタッド本数の半分とした。すなわち、鋼板の表裏合わせて 4 本溶植するスタッドを鋼板孔にセットした鋼管充填モルタルジベル 1 本で置き換えたことになる。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。鋼管充填モルタルジベルの配置を図-10 に示す。鋼板とジベルとのずれ変位への影響を最小にするため、ジベルは鋼板孔に対して PC 桁側に寄せて配置し、遊間をエポキシ樹脂で充填した。また、鋼桁の上下フランジにはスタッドを配置している (写真-1)。PC 桁部の PC 鋼材 (1S19.3×10 本) は接合部区間の端面で 6 本、定着突起 4 箇所計 4 本配置している。プレストレス導入張力は 0.7Pu (Pu : PC 鋼材の引張荷重) で総導入張力は 3,157kN である。

5. 合成桁と PC 桁接合構造の検討結果

(1) プレストレス導入

PC 鋼材緊張により接合部ウェブ鋼板に生じた桁軸方向ひずみ分布を図-11 に示す。測定位置は桁下端から 140mm で接合長 2.5m の区間である。FEM による解析

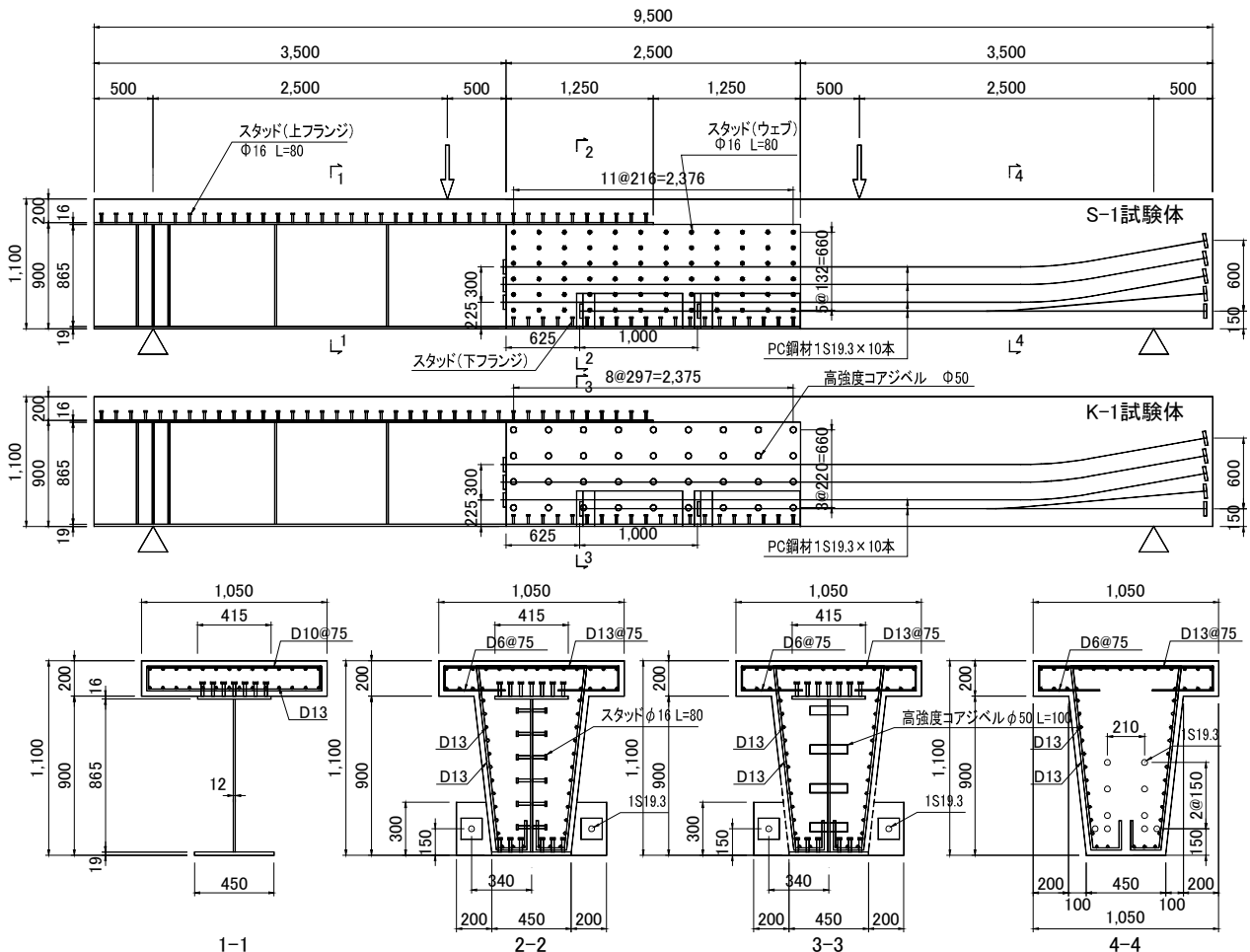


図-9 試験体形状

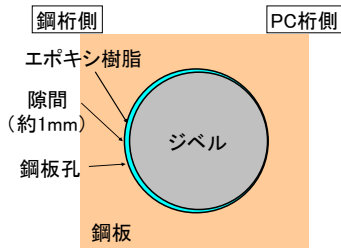


図-10 試験桁のジベル配置の詳細

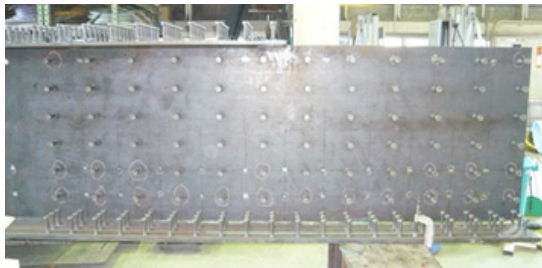


写真-1 ウェブずれ止め

値は、鋼板とコンクリートが一体として挙動した際の値である。接合部端部から約 200mm 付近の鋼板ひずみから判断すると、K-1の接合はS-1より応力変化が緩やかに伝達される傾向が認められる。接合部全体のひずみ分布から判断すると鋼板の圧縮ひずみは FEM 解析値とよく一致しており、コンクリートと鋼板は一体として挙動していると言える。

(2) 曲げたわみと曲げ耐力

支間中央たわみと載荷荷重の関係を図-12 に示す。弾性範囲内では両試験体の剛性に大きな違いは認められず、FEM 解析値ともよく一致している。曲げひび割れ発生後は、S-1 に比べて K-1 のたわみがわずかに大きい傾向を示すが、ほぼ同じ荷重とたわみの関係を示している。図中の  $P_{cal}(PC)$  は、PC 桁側載荷点断面の曲げ耐力を断面分割法によって算出した値 (3,109kN) である。いずれの試験桁も計算値を超えてたわみが増加し、圧縮縁コンクリートが破壊するまで著しい荷重低下は認められない。また、桁の残留変位がほぼ同等の値を示していることからジベルの残留ずれについても同程度であると考えられる。破壊後のひび割れ性状を図-13 に示す。載

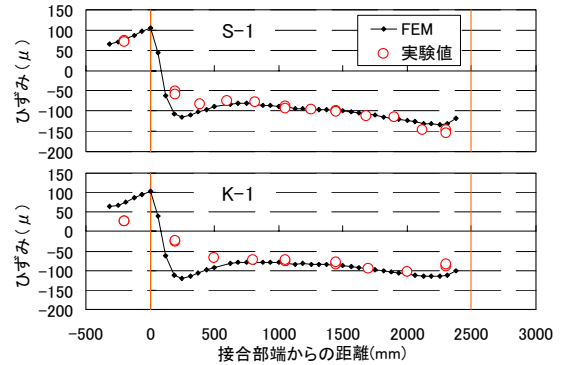


図-11 プレストレスによる鋼板ひずみ

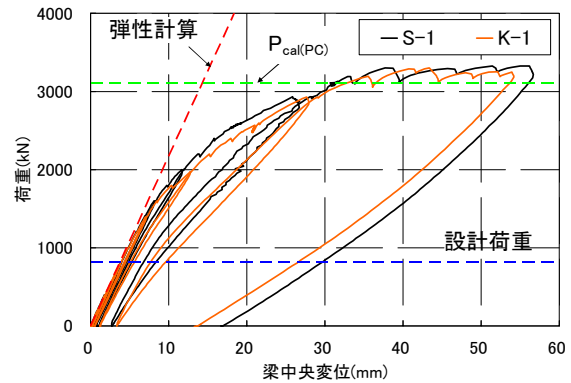


図-12 試験桁中央変位と荷重の関係

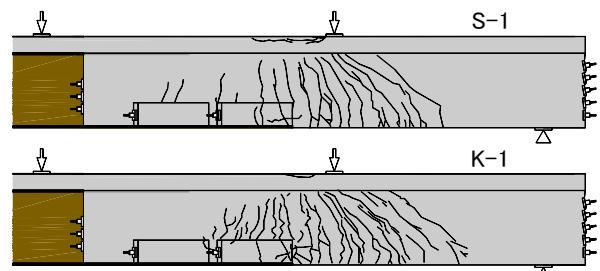


図-13 破壊ひび割れ状況

荷荷重 2,000kN 付近からひび割れが徐々に増加し、PC 桁側の載荷点付近コンクリートが圧縮破壊した。いずれの試験体も接合部ではひび割れが分散し、鋼桁と PC 桁の接合部付近に集中する傾向は認められなかった。

(3) 鋼板ウェブひずみ

載荷による接合部ウェブ鋼板のひずみ分布を図-14 に示す。図には各載荷荷重における実測ひずみと FEM 計算値 (実線) を示した。荷重の増加に伴い、接合部端から PC 桁側の鋼板ひずみが増加しており、鋼桁から PC 桁への力の伝達に長い区間 (伝達距離) を要している。S-1 と K-1 のひずみ分布を比較すると、載荷荷重 2,000kN の K-1 の伝達距離は S-1 より短く、高い伝達性能を有していると推察される。図-11 によるとプレストレス導入時は、K-1 の伝達は S-1 に比べて緩やかであった。

これは、ジベルに作用する荷重が低い領域では、鋼管充填モルタルジベルの遊間などの微小なずれ変位の影響が考えられる。荷重が増加すれば、図-4 に示されるように、スタッドのずれ変位が増加するため伝達距離が長くなると考えられる。

#### (4) ジベルひずみ

スタッドおよび鋼管充填モルタルジベルの付け根のひずみ分布を図-15 に示す。各ジベルの桁軸方向の表裏 2 箇所貼り付けたひずみゲージの測定値である。

2,000kN では、ジベルの表裏で符号が異なっており、曲げが作用していることが分かる。K-1 に比べて S-1 のひずみが大きく、ジベルの曲げ変形が大きくなり伝達距離が長くなったと推測される。この傾向は、鋼板ひずみ分布の結果とも一致している。載荷荷重 2,000kN における K-1 の伝達距離は、S-1 の 70%程度であり、K-1 の荷重伝達がよいことが明らかである。

## 6. まとめ

考案した鋼管充填モルタルジベルの二面せん断実験および本ジベルを用いた埋め込み方式による合成桁-PC 桁接合部の試験桁載荷実験により以下の点が明らかになった。

- ① 直径約 50mm 以下の鋼管充填モルタルジベルのせん断耐力は、モルタルジベルのせん断耐力と鋼管のせん断耐力の和として算出できる。
- ② 鋼管充填モルタルジベルと鋼板との遊間を 1mm 程度以下にし、エポキシ樹脂を注入すれば、ずれ変位に与える影響は小さい。
- ③ 鋼管充填モルタルジベルによる合成桁と PC 桁の接合構造は、頭付きスタッドを用いた桁の荷重とたわみの関係および残留変位と同程度であり、ひび割れの分布にも大きな違いは認められない。
- ④  $\phi 48\text{mm}$  鋼管充填モルタルジベルは  $\phi 16\text{mm}$  の頭付きスタッドの 1/2 の配置本数で同等以下の伝達距離でせん断力を伝達することができる。
- ⑤ 鋼桁を PC 桁に直接埋め込む接合方法による構造が曲げに対して安全に設計できる。

#### 参考文献

- 1) 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
- 2) 竹之井勇, 篠崎裕生, 三加崇, 浅井洋: 高強度コ

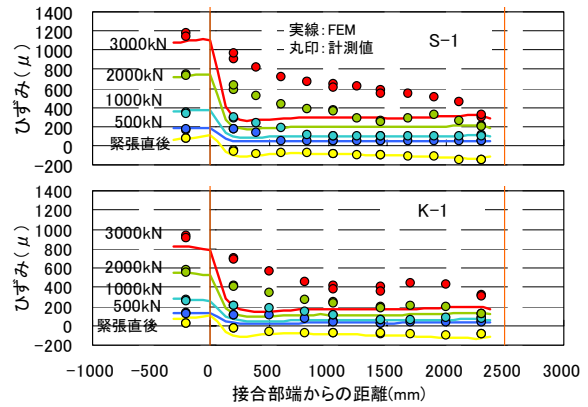


図-14 載荷による鋼板ひずみ

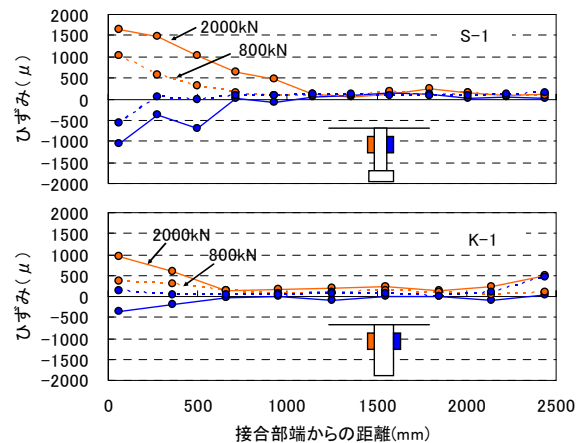


図-15 スタッドおよび鋼管ひずみ

ンクリートジベルを用いた鋼・コンクリートの接合方法に関する基礎的研究, 第 19 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, pp.49-54, 2010

- 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二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 6 号, pp.37-42, 2010
- 4) 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, JSSC テクニカルレポート No.35, pp.1-8, 1996
- 5) 土木学会: 2007 年制定コンクリート標準示方書 [設計編], pp.132-140, 2008
- 6) 土木学会: 2009 年制定複合構造標準示方書, pp.59-64, 2009