

論文 モルタル充填鋼管ジベルによるコンクリート部材の接合に関する実験的研究

篠崎 裕生^{*1}・芦塚 憲一郎^{*2}・中積 健一^{*3}・三加 崇^{*1}

要旨：高強度鋼繊維補強コンクリートを用いたプレキャストウエブと床版コンクリートの埋込み接合部において、モルタルを充填した鋼管をウエブに貫通配置してずれ止めとして用いることを検討した。本文では、プレキャストウエブ部分を中央ブロックに、床版コンクリートを外側ブロックに模擬した押抜き試験を実施して、そのせん断耐力を確認した。試験の結果、ずれ止めからの支圧力によって中央ブロックに割裂ひび割れが生じるような状況においては、鋼繊維の量がずれ止めのせん断耐力に大きく影響することが確認できた。また、同等の断面積を有する貫通鉄筋よりも耐力やずれ変形抑制の点で大きな効果があることがわかった。

キーワード：モルタル充填鋼管、ずれ止め、鋼繊維補強コンクリート、押抜き試験

1. はじめに

著者等はこれまで、鋼板とコンクリート接合部におけるずれ止めとしてモルタル充填鋼管を適用することを検討してきた^{1)~2)}。本ずれ止めは、鋼板に空けた孔にモルタルを充填した鋼管を差込み固定して、コンクリートと鋼板のずれ止めとして利用するものである。同じ孔径の貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベルよりも大きなせん断耐力を得ることができる。また、例えばスタッドのような細径のずれ止めと比較すると、コンクリートに作用する支圧力が分散され、ずれ変位が抑制されることも分かっている。

一方、近年品質確保と軽量化を目的として、箱桁ウエブをプレキャスト化したPC橋梁が増えつつある。その中の一つであるバタフライウエブ橋^{3)~4)}は、ウエブコンクリートに設計基準強度 80N/mm²の鋼繊維補強コンクリートを用いており、鉄筋を配置せずにせん断耐力の向上と軽量化を図っている。上下床版とプレキャストウエブの接合方法は、図-1に示すように埋込み方式を採用している。

一般に、このような埋込み接合においてはウエブにせん断キーを設けたり、あらかじめウエブに開けた穴に鉄筋を貫通させたりするなどの方法で床版と一体化されることが多い。しかし、ウエブの製作上、両面にせん断キーを設けるのが難しいこと、鉄筋を貫通させる穴へのコンクリートの充填性などが課題となる。そこで、プレキャストウエブ製作時にあらかじめモルタル充填鋼管を鋼管軸が面外方向になるように配置して、ずれ止めとして機能させることを考案した。

本ずれ止めの“同種の”コンクリート同士の接合を対象とした押抜き試験の結果⁵⁾によれば、コンクリートブ

ロックにひび割れが生じないという条件であれば、ずれ止めのせん断耐力は鋼管と充填モルタルのせん断負担を加算したものとなることが分かっている。しかし、本接合のように異種のコンクリート部材同士の接合でも成り立つかどうか不明である。また、プレキャストウエブのようなコンパクト化された高強度部材との接合においては、ずれ止めを部材縁端近くに配置せざるを得ない場合があり、割裂ひび割れの懸念があることから、鋼繊維の量や割裂ひび割れ防止用の補強鉄筋を配置することの効果について検討する必要がある。さらに、先の押抜き試験⁵⁾では、ずれ止めを複数本配置した場合にせん断耐力の低減が必要かどうかについては未検討である。

本研究では、中央ブロックにウエブを模した高強度鋼繊維補強コンクリートを、両側のブロックに普通コンクリートを用いた押抜き試験を実施し、これらを確認するとともに、単に鉄筋を配置してずれ止めとした場合との耐力の比較、鋼管の厚さの影響などについても検討した。

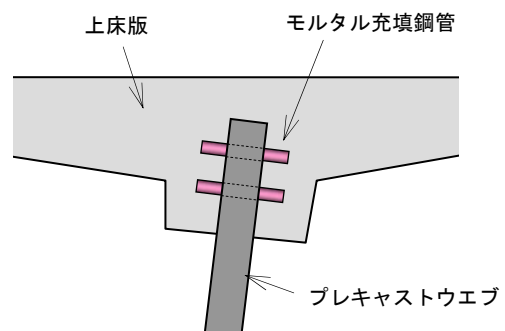


図-1 モルタル充填鋼管によるプレキャストウエブと床版の接合イメージ

*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 西日本高速道路(株) 九州支社 構造技術課

*3 三井住友建設(株) 土木本部土木設計部

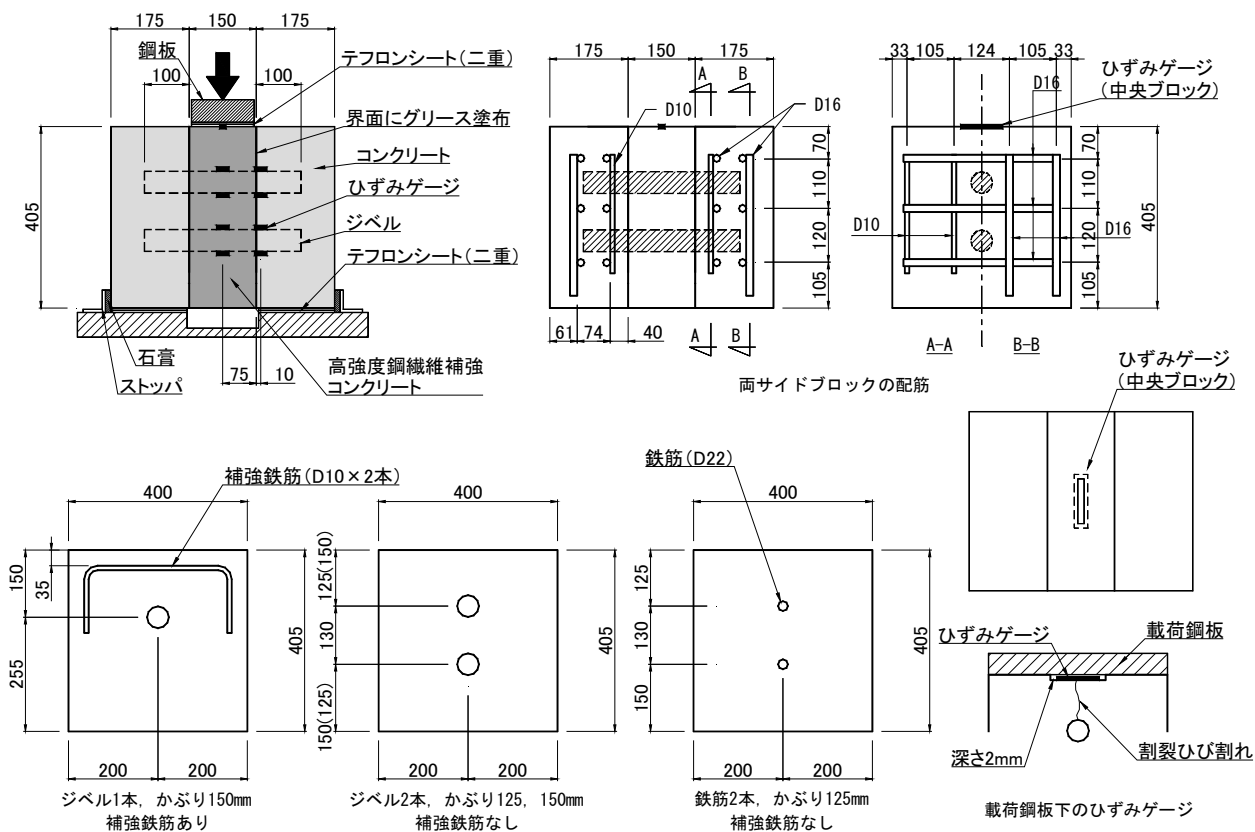


図-2 押抜き試験の概要とジベルの配置および補強鉄筋詳細

2. 試験の概要

本試験は、高強度鋼繊維補強コンクリートを用いた軽量ウェブと上下床版からなる箱桁の、ウェブと床版の埋め込み接合部を模擬した押抜き試験である。ずれ止めは、ウェブが床版から引抜かれる方向を想定して配置されている。

ウェブに作用する引抜き力は、界面における摩擦抵抗とずれ止めのせん断抵抗により床版に伝達される。ずれ止めからウェブ縁端までの距離が短い場合はせん断抵抗を十分発揮する前に割裂ひび割れが生じる可能性がある。この際、鋼繊維で補強されたウェブが割裂ひび割れに対してどの程度抵抗できるのかが一つの着目点となる。

なお、床版側の割裂ひび割れに対しては、縁端までの距離が比較的大きいことと、十分な量の補強鉄筋を配置できることから今回の検討対象とはしていない。また、押抜き試験では界面における摩擦抵抗は無視し、ずれ止めでせん断力をすべて受け持つという安全側の配慮をした。

図-2 に押抜き試験の概要と試験体の形状寸法およびずれ止めや補強鉄筋の配置を示す。中央ブロックの厚さはウェブ厚さに相当する 150mm とし、基本的に鉄筋は配置しないが、割裂ひび割れに対する補強鉄筋を配置した場合についても検討した。外側のブロックには床版鉄

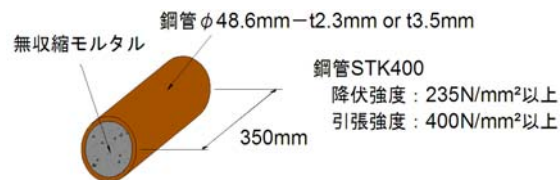


図-3 モルタル充填鋼管

筋に相当する量の補強鉄筋を配置した。

モルタル充填鋼管はφ48.6mm の既製鋼管に無収縮モルタルを充填したもので (図-3)、中央ブロックを貫通し、床版側に 100mm 突き出して配置している。ずれ止め軸芯からコンクリート縁端までの距離 (以下、かぶりと呼ぶ) はウェブ厚さに相当する 150mm を基本とした。試験体製作は、先にずれ止めを配置した中央ブロックコンクリートを打設し、十分な硬化を確認した後外側ブロックのコンクリートを打設した。せん断力をずれ止めにのみ負担させるために、界面にはグリスを塗布して摩擦を除去した。

表-1 に試験体一覧を示す。鋼管の厚さは 2.3mm と 3.5mm の 2 種類、ずれ止め本数は 1~2 本、かぶりは 150mm と 125mm の 2 種類、割裂ひび割れに対する補強鉄筋は D10 とした。また、鉄筋をずれ止めとして用いた場合との比較として、φ48.6-2.3mm の鋼管と同等の鋼材断面積である D22 の実験も実施した。

表-1 試験体一覧

No.	鋼管 mm	本数 n	かぶり mm	補強 鉄筋	繊維量 %	圧縮強度 N/mm ²			弾性係数 kN/mm ²		P _{max} (kN)	P _{max} /n (kN)
						中 B	外 B	モルタル	中 B	外 B		
1	φ 48.6-2.3	1	150	D10	0.5	106	49.8	123	33.8	34.6	335	335
2	φ 48.6-2.3	1	150	—	0.5						321	321
3	φ 48.6-2.3	2	150	D10	0.5						611	306
4-1	φ 48.6-2.3	2	125	—	0.5						114	52.6
4-2						667	334					
4-3						651	326					
5	φ 48.6-2.3	2	125	—	0.25	102	49.8	123	33.8	34.6	503	252
6	φ 48.6-2.3	2	125	—	0.0	90.2			35.2		434	217
7	D22	2	125	—	0.5	106			33.8		426	213
10-1	φ 48.6-2.3	2	125	—	0.4	109	52.6	109	34.5	34.4	686	343
10-2											716	358
10-3											607	303
11-1	φ 48.6-3.5	2	125	—	0.5	114	52.6	80.6	36.8	34.4	881	441
11-2											1026	513
11-3											803	402

“中 B”は中央ブロック，“外 B”は外側ブロック，“モルタル”は鋼管に充填したモルタルを表す

高強度鋼繊維補強コンクリートは、高性能 AE 減水剤により単位水量を大きく低減した高強度コンクリートに、直径 0.2mm、長さ 22mm の極細高強度スチールファイバーを 0.5% 混入したものを標準としている。設計圧縮強度は 80N/mm² である。本実験では、繊維量が割裂ひび割れに与える影響を検討するため、繊維量を 0%~0.5% で変化させた。外側のブロックは早強セメントを用いた普通コンクリートで、載荷試験時の圧縮強度が 50N/mm² 程度になるよう配合を設定した。コンクリートの材料特性値を表-1 に、鋼材の材料特性値を表-2 に示す。

試験体は十分剛性のある鋼板の上にテフロンシート 2 層を挟んで載せて拘束を低減した。外側ブロックの水平方向（界面が開く方向）の移動に対しては幅止めを設置した。幅止めは、ブロックと隙間を開けて鋼板に固定した後、その隙間に石膏を充填した。載荷面は、割裂ひび割れに影響しないように、かつ、均等に荷重が作用するようテフロンシートを 2 層挟んで高剛性の鋼板を置いて載荷した。

載荷は 2MN 載荷装置を用いて行った。ずれ変位は、試験体高さ方向中央で、中央ブロックと外側ブロックの相対変位を 4 箇所計測し、その平均値とした。また、ずれ止めの挙動を確認するため、鋼管の上下 2 箇所 2 断面で鋼管軸方向のひずみを計測した。

載荷方法は、ずれ変位量が 2.0mm までは 0.2mm 増加するごとに載荷と除荷を繰り返した。2.0mm から 4.0mm までは 0.5mm 増加するごとに載荷と除荷を繰り返し、4.0mm 以降は破壊するまで単調に載荷した。

表-2 鋼材の材料特性値

鋼材	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
φ 48.6-2.3mm	377	459
φ 48.6-3.5mm	384	461
D10	379	530
D22	378	552

3. 試験結果

(1) ずれ止めの耐荷挙動

目視では割裂ひび割れが確認できず、ずれ止めがせん断破壊した No.4-1 試験体のずれ変位と荷重の関係を図-4 に示す。560kN まで荷重が上昇した後はずれ変位の増加が顕著になり、ずれ変位が 6.4mm のときに最大荷重 636kN を示した。

写真-1 は No.4-1 試験体を切断してずれ止めの破壊状況を確認した写真である。鋼管はブロック界面において内部のモルタルとともにせん断破壊していた。ずれ止め周辺のコンクリートの損傷は、鋼管からの支圧力の大きい界面付近でわずかに生じている程度であり、鋼管軸方向の短い区間でせん断破壊している状況が確認できた。

図-5 に No.4-1 試験体の鋼管の軸方向ひずみの推移を示した。計測位置は軸方向中央位置での上縁および下縁である。荷重の増加とともに、鋼管の下縁で引張りひずみが、上縁で圧縮ひずみが増加し始め、250kN 程度において引張側で降伏ひずみ（約 2000μ）を超える大きなひずみが生じていた。このことは、荷重の増加にともない中



(a) 切断面の状況



(b) ずれ止めのせん断破壊

写真-1 試験体切断面の状況 (No.4-1)

ブロック内においても鋼管の変形がある程度進むことを示している。図中の上下 A, B の鋼管は、ほぼ同様のひずみの推移を示していることから、均等に荷重を負担していることが確認できた。

鋼管のひずみは、界面近傍（界面から外ブロック側に 10mm 離れた位置）でも計測したが、同様の曲げによる圧縮ひずみが 500μ 程度、引張ひずみが 1000μ 程度発生する程度でそれ以上の増加は見られなかった。

(2) ずれ止めのかぶりと本数、補強鉄筋の影響

図-6 に、No.1~No.4 のずれ変位-荷重関係の包絡線をまとめて示す。これ以降のずれ変位-荷重関係のグラフでは、荷重は載荷重をずれ止め本数で除してずれ止め 1 箇所あたりの値に換算している。いずれもコンクリートブロックに割裂ひび割れ等の損傷は生じていない。No.3 と No.4 は、荷重を 1/2 にして 1 本あたりの荷重に換算している。各試験体とも 300kN 程度まで荷重が増加した後は、ずれ変位の増加が顕著になり、ずれ変位が 4~7mm の時点で最大荷重に達する傾向であった。

各試験体の挙動は類似しており、最大荷重も 306~335kN の狭い範囲に分布していることから、割裂ひび割れが発生しない場合は、ずれ止めの本数およびかぶりの大きさ、補強鉄筋の有無は耐力に影響しないことが分かった。ずれ止めが 2 箇所をかぶりの小さい No.4-1~3 については初期剛性が他の試験体と比較して大きくなっ

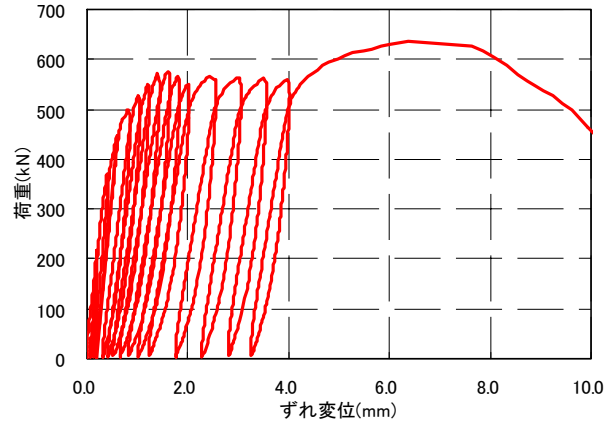


図-4 ずれ変位と荷重の関係(No.4-1)

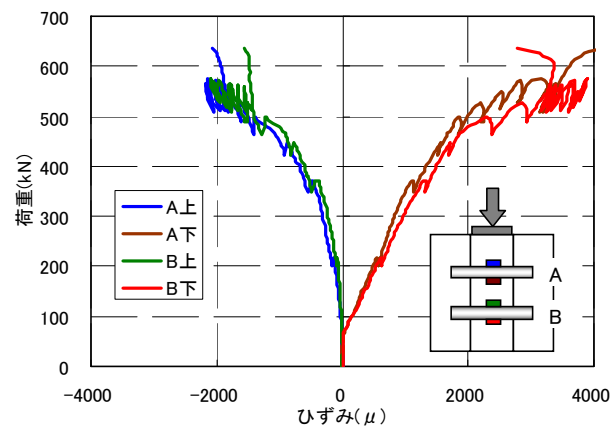


図-5 鋼管のひずみ(No.4-1)

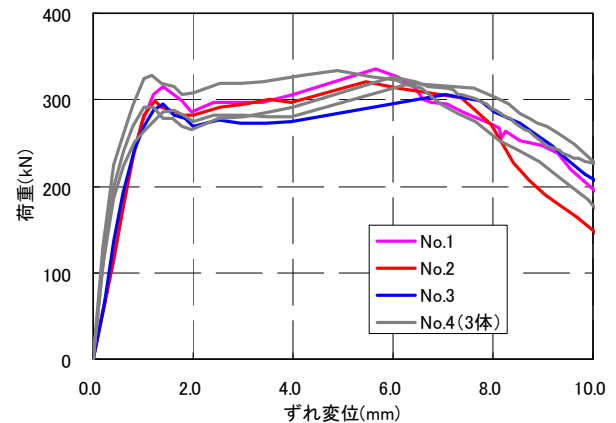


図-6 ずれ変位-荷重包絡線の比較

ている。この試験体は No.1~No.3 とはかぶりの大きさが異なっている。これは載荷位置とずれ止め位置のバランスにより界面でわずかに残っている摩擦の効き方が載荷初期では異なっていることなどが考えられる。

(3) 鋼繊維量の影響

中央ブロックコンクリートの鋼繊維量がせん断耐力に与える影響について検討する。図-7 は鋼繊維量のみ 0.0%~0.5%まで変えた時のずれ変位-荷重包絡線の比較である。縦軸の荷重はずれ止め 1 箇所あたりのもので

ある。鋼繊維量が 0.0%および 0.25%においては、中ブロックに割裂ひび割れが生じたが、それ以外の試験体では割裂ひび割れは目視では確認することはできなかった。

鋼繊維量 0.0%の No.6 試験体は、217kN において割裂ひび割れが生じて荷重が急激に低下した。0.25%の No.5 試験体は、213kN において割裂ひび割れ発生と思われるわずかな荷重低下とずれ変位の増加が見られた。その後、ずれ変位 1.6mm で荷重 251kN まで増加したが割裂ひび割れ幅の増大とともに荷重が低下し始めた。0.4%の No.10 試験体については、3 体のばらつきが比較的大きいが、割裂ひび割れは生じることなくずれ止めがせん断破壊するまで載荷することができた。また、その挙動は 0.5%の試験体とほぼ同様であり、繊維量の違いの影響は見られなかった。

図-8 は、中央ブロック上面のひずみの推移を示している。ひずみは、割裂ひび割れと直交する方向を計測している。代表的な例として、No.9-3 と No.10-1 を図示した。両試験体とも割裂ひび割れは目視では観察できなかったが、この図から比較的大きな引張ひずみが中ブロック上面に生じており、目視では観察できない微細なひび割れが生じていることが考えられる。

図-9 は、本試験で使用した高強度鋼繊維補強コンクリートの曲げ試験の結果である。横軸は試験体底面に貼り付けたひずみゲージの値で縦軸は荷重から計算した曲げ引張応力を示している。ひび割れ発生後にわずかに荷重が低下するが、ひずみが増加してもある程度の引張応力を保持することが分かる。図-8 における表面ひずみの最終値である 2000~3000 μ は、図-9 においてひび割れ発生後の荷重が再上昇し始める辺りであることが分かる。

図-9 を参考に、鋼繊維量 0.5%, 0.4%の引張強度をそれぞれ 15N/mm², 10N/mm² と仮定し、以下の式(1)で割裂ひび割れ耐力を計算した。

$$V_{cr} = f_t \times A_{cr} \quad (1)$$

ここに、 V_{cr} : 割裂ひび割れ耐力(N), f_t : 高強度鋼繊維補強コンクリートの引張強度(N/mm²), A_{cr} : 割裂ひび割れ面の面積(mm²), である。

割裂ひび割れ面の面積は、中央ブロックの高さから鋼管外径 2 本分を差し引いた値に、ブロックの厚さ(150mm)を乗じたものとした。表-3 に計算結果を示す。繊維量 0.0%については曲げ試験におけるひび割れ強度 8.12N/mm² を用いて計算した。

表から 0.5%についてはせん断耐力に対して割裂ひび割れ耐力が上回っているが、0.4%, 0.0%についてはせん断耐力の方が上回るようになっている。このことは、割裂ひび割れ発生によるせん断耐力の低下が、本実験の場合鋼繊維量 0.4%程度を境として生じていることを示し

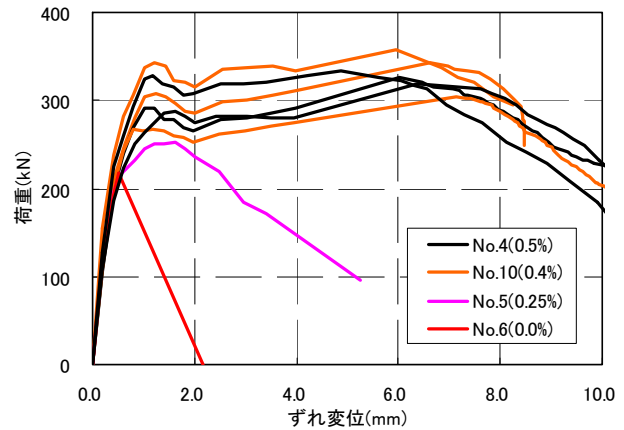


図-7 ずれ変位-荷重包絡線 (鋼繊維量の比較)

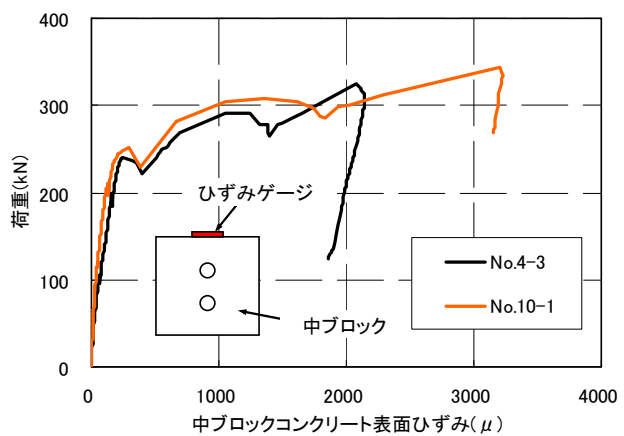


図-8 中央ブロックコンクリート上面のひずみ

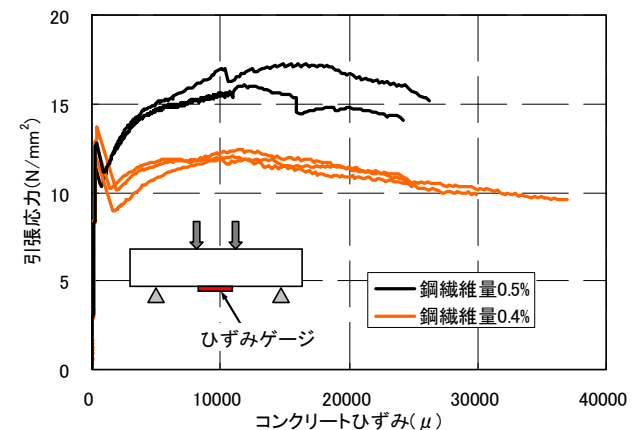


図-9 曲げ試験における引張応力-ひずみ関係

表-3 割裂ひび割れ耐力とせん断耐力の比較

試験体	鋼繊維量 (%)	割裂ひび割れ耐力(kN)	せん断耐力(kN)
No.4	0.5	692	651
No.10	0.4	462	670
No.6	0.0	375	434

No.4 と No.10 のせん断耐力はそれぞれ 3 体の平均、せん断耐力はずれ止め 2 箇所分

ている。0.0%については、割裂ひび割れ強度とせん断耐力が概ね一致しており、ひび割れ発生と同時に耐力低下したことを示している。

(4) 鋼管厚さの影響と鉄筋との比較

図-10は、鋼管厚さを変えた場合のずれ変位と荷重の関係である。鋼管厚さを3.5mmにしてもブロックに割裂ひび割れ等の損傷は目視では確認できなかった。図より、鋼管厚さを変えてもずれ変位の増加が顕著になる荷重300kNまでの挙動は大きく変わらない。しかし、ずれ変位の増大とともに、鋼管厚さ3.5mmでは荷重が大きく増大することが分かった。

No.7試験体は鋼管(φ48.6-2.3mm)とほぼ同じ断面積である鉄筋D22をずれ止めとして用いたものである。モルタル充填鋼管と比べての軸径が小さいため、初期剛性が小さくなっている。また、比較的早くせん断降伏するため耐力も60%程度に留まっていることが分かる。

著者等の既往の研究^{1)~2)}により、モルタル充填鋼管のせん断耐力は以下の式(1)で表されることが分かっている。

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

ここに、 V_u : ずれ止め1箇所あたりの耐力(kN)、 A_c, f'_c : 充填モルタルの断面積(mm²)と圧縮強度(N/mm²)、 A_{st}, f_{stu} : 鋼管の断面積(mm²)と引張強度(N/mm²)、 V_{fr} : 界面における摩擦力で本実験では0とした(kN)。

ずれ止めのせん断耐力を計算値と比較したものを図-11に示す。鉄筋については鉄筋の純せん断(式(1)の括弧内の2項目)のみ考慮した。図より、割裂ひび割れが目視では確認できず、かつ、鋼管がせん断破壊した試験体については、両者は比較的良く一致することが確認できた。

4. まとめ

プレキャストウェブと床版の埋込み接合部に、ずれ止めとして配置したモルタル充填鋼管のせん断耐力を押抜き試験により確認した。試験から以下の知見が得られた。

- (1) 鋼繊維量が少ない場合、割裂ひび割れの発生によりずれ止めが十分に耐力を発揮できないことが分かった。本試験の範囲では、かぶり125mm以上で鋼繊維量0.4%以上であれば耐力に影響しないことが確認できた。
- (2) かぶりと鋼繊維の量が十分であれば、ずれ止めのせん断耐力は、鋼管とモルタルそれぞれのせん断耐力の和で表した式(2)で評価できることが分かった。

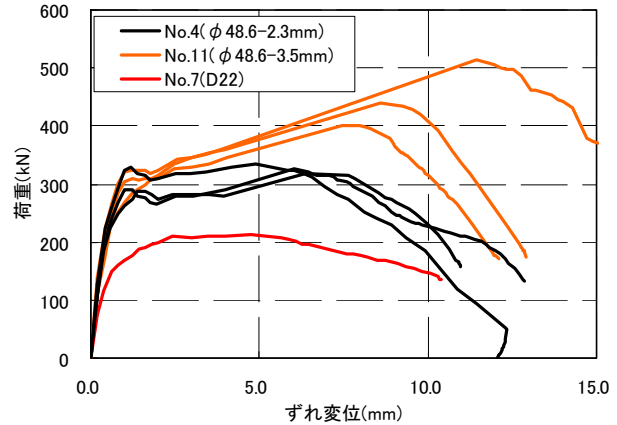


図-10 ずれ変位-荷重包絡線の比較

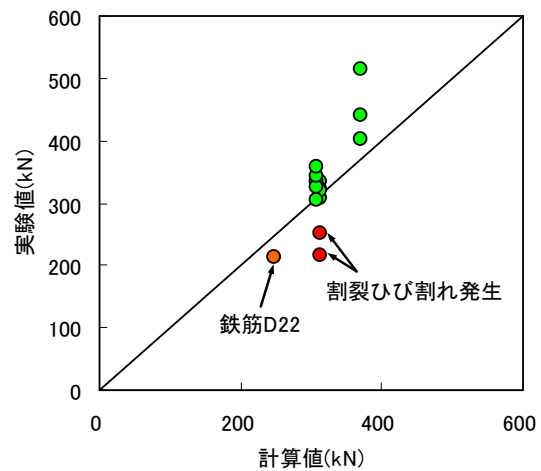


図-11 せん断耐力の計算値との比較

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) 浅井洋, 篠崎裕生, 三加崇, 竹之井勇: 鋼管充填モルタルジベルのせん断耐力に関する実験的研究, プレストレストコンクリート技術協会 第20回シンポジウム論文集, pp.351-356, 2011.10
- 3) 中積健一, 芦塚憲一郎, 花田克彦, 片健一: 東九州自動車道 田久保川橋の計画・設計 -バタフライウェブ橋の実用化-, プレストレストコンクリート技術協会 第21回シンポジウム論文集, pp.9-12, 2012.10
- 4) 水野克彦, 福田雅人, 上原浩揮, 諸橋明: 武庫川橋の計画, プレストレストコンクリート技術協会 第21回シンポジウム論文集, pp.13-16, 2012.10
- 5) 浅井洋, 有川直貴, 篠崎裕生, 三加崇: 円柱ジベルによるコンクリートの接合に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.505-510, 2012