

曲げを受ける鋼コンクリート支圧接合部のせん断伝達耐力に関する実験的研究

北海道大学大学院工学研究科 学生会員 工学士 ○ 江本 賢治  
 北海道大学大学院工学研究科 正会員 博士(工学) 古内 仁  
 ドーピー建設工業(株) 正会員 工学博士 角田與史雄

1. はじめに

現在、鋼とコンクリートの長所を生かした合理的かつ経済的な鋼コンクリート混合構造が大規模橋梁などによく利用されている。このような複合構造の部材間の接合は設計上重要であるが、接合部には様々な接合形式があり、設計の基本的コンセプトが確立されていない。一般に混合構造の接合部は、鉄筋およびずれ止めが交錯した複雑な構造であり、中小規模の橋梁への適用は経済性の面から困難である。そこで中小規模橋梁等では、施工性や経済性の面で優れ比較的簡易な接合方法である支圧接合形式(図-1参照)の適用が検討されている<sup>1)</sup>。この形式の大きな特徴は、せん断力の伝達方法を鋼とコンクリートの摩擦に期待する点であるが、施工実績が少なく、そのせん断伝達耐力は明らかにされていない。そこで、本研究では実構造の荷重状態を想定して、曲げとせん断力が同時に作用する場合の接合面のせん断伝達耐力について検討することとした。

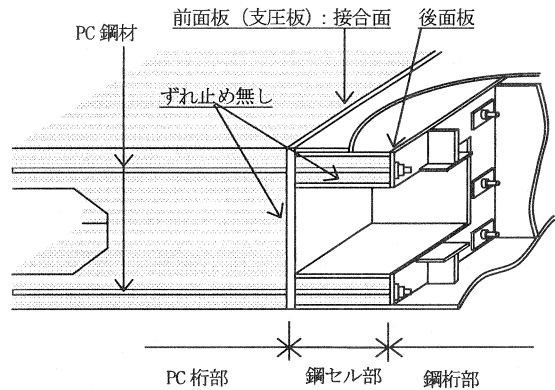


図-1 支圧接合形式の一例

2. 実験概要

2.1 実験供試体

本研究で用いた供試体は、RC桁と内部にコンクリートを充填した鋼桁(CFT構造)を接合した単純ばりである。RC桁と鋼桁の接合面には珪砂接着処理を行い、両者を軸方向のプレストレス力により一体化させている。供試体の形状寸法を図-2に示す。実験変数は、導入プレストレス力と接合面から左右支点までの距離とし、ずれ破壊時の各供試体接合面における圧縮域の深さと圧縮力の合力の大きさが異なるようにしている。表-1に供試体の諸元を示す。供試体は、最初に鋼桁側の接合面に珪砂接着の処理を施した後RC桁側の型枠を連結し、その型枠内にコンクリートを打設して作製した。プレストレス力は試験実施日に導入された。

珪砂接着処理に使用したエポキシ系樹脂接着剤は、主剤としてのエポキシ樹脂と硬化剤としてのポリアミドアミンを5:1で混ぜ合わせたものであるが、室温20°Cで接着剤塗布後3時間以内にコンクリートを打設すれば接着面の曲

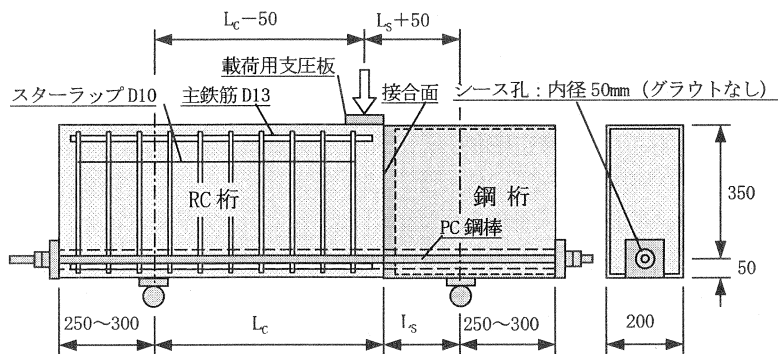


図-2 供試体の外観

げ接着強度は  $5.6 \text{ N/mm}^2$  確保できる。ただし、本供試体の No. 1 と No. 2 に関しては硅砂処理完了の 36 時間後に、No. 3 と No. 4 に関しては 6 日後に RC 桁部のコンクリートを打設した。コンクリートは、早強ポルトランドセメント

および天然骨材を用い、圧縮強度の目標値を  $40 \text{ N/mm}^2$  に設定した。養生期間は 2 週間とし、養生条件は湿布養生である。RC 桁部に使用した鉄筋は、軸方向鉄筋が D13、せん断補強鉄筋が D10 で、規格は SD295A である。鋼桁部に使用した鋼材の規格は SS400A である。PC 鋼棒は、SBPR930/1180 で  $\phi 17\text{mm}$  のものを用いている。

2. 2 実験方法

実験は、1000kN ローゼン・ハウゼン型荷重試験機を用いて実施した。荷重位置は接合面より RC 桁側寄りに 50mm の位置とし、厚さ 50mm の荷重板 (100×200mm) を介して静的に荷重を作用させた(図-2 参照)。荷重点は荷重板の中央である。支持条件は両端ローラー支承とした。また、実験中には 1 軸変位計を用いて接合面の相対ずれ変位の測定を行った。

本実験の供試体は、PC 鋼棒を断面の下側に設置したので、最初に所定のプレストレス力をすべて導入すると、断面上縁に引張力が作用し接合面でひび割れが生じることが予想される。そこで、プレストレスの導入は、上面からの荷重と交互に行い、断面上縁において常に小さな圧縮力(あるいはごく小さな引張力)が生じるように制御しながら行われた。図-3に荷重ステップの一例を示す。No. 1 は、導入プレストレス 5kN で試験を行ったところ、当初の試算によって予想された耐力を大幅に下回ったので、プレストレス力を 20kN に増加させて再荷重を行っている。No. 3 と No. 4 は、No. 2 と同じ荷重ステップで試験が行われた。

3. 実験結果および考察

3. 1 破壊形態

全ての供試体において接合面でのずれが生じて破壊に至った。各供試体とも接合面でのずれが観察される前には、ある荷重で接合面の引張域においてひび割れ(開口)が急激に発生した。その後、再び荷重を続けると No. 1 以外の供試体では荷重は増加し、終局時には供試体の接合面においてずれ変位が生じるとともに脆性的な破壊をした。ずれ破壊時の様子を写真-1に示す。

3. 2 作用せん断力と相対ずれ変位の関係

各供試体の作用せん断力と相対ずれ変位の関係を図-4に示す。全ての供試体にほぼ同様の傾向がみられる。No. 2 を例にとって説明すると、せん断力が 42kN の時に接合面の下縁よりひび割れが生じ作用せん断力が若干低下し、その後、荷重を続けると 55kN の時に接合面でずれ破壊が生じ作用せん断力が大きく低下した。さらに荷重を

表-1 実験変数

供試体名	プレストレス力 Ph (kN)	支点位置: 接合面より	
		RC 桁部 $L_c$ (mm)	鋼桁部 $L_s$ (mm)
No. 1	5	600	200
No. 2	20		
No. 3	12.25		
No. 4	50	500	300

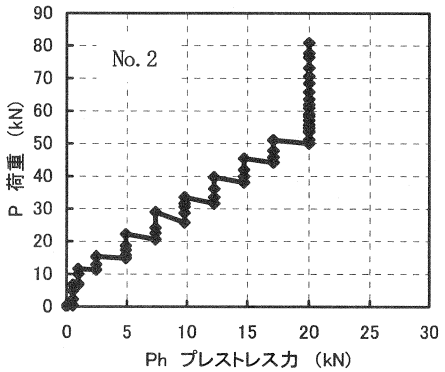
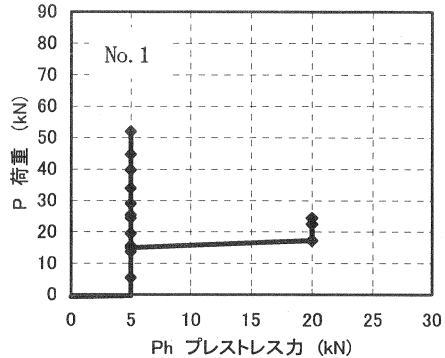


図-3 荷重ステップ

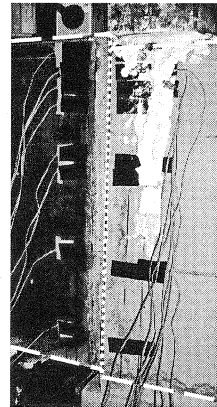


写真-1 接合面のずれ

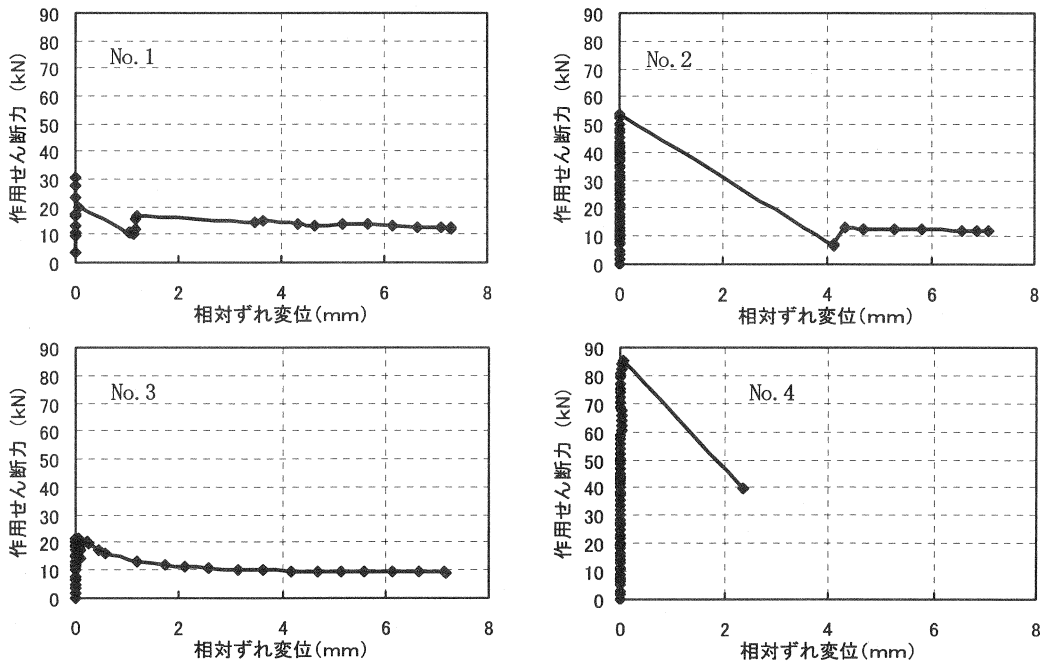


図-4 作用せん断力と相対ずれ変位

続けると、おおよそ 12kN のせん断力を保持したまま、相対ずれ変位が増加していくことが示された。

### 3. 3 接合面のせん断伝達耐力の推定

北郷立体交差技術検討委員会によって行われた実験<sup>1) 2)</sup>により、珪砂接着処理を施した接合面のせん断伝達耐力が調べられている。この実験は接合面の拘束力（支圧力）を変数として行われた二面純せん断試験である。本実験との相違点は、珪砂処理完了の 1ヵ月後にコンクリート打設を行っている点である。実験結果からは、せん断伝達強度と拘束力の関係はほぼ線形関係が成り立つことが示されており、次のような関係が見出されている。

$$\tau_{\max} = \alpha + \beta \cdot \sigma_N \quad (1)$$

ここに、 $\tau_{\max}$  : 最大せん断応力度  
 $\sigma_N$  : 圧着応力度 (支圧応力度)  
 $\alpha, \beta$  : 定数

定数  $\alpha, \beta$  については、実験データから暫定的な近似値が得られているので、本研究の実験供試体のずれ破壊に対する予測に用いることとした。ただし、本研究の実験のように曲げモーメントとせん断力を同時に受ける接合面に対しては、上式をそのまま適用できない。そこで、以下のような仮定を設けて本供試体のせん断伝達耐力の試算を行うこととした (図-5 参照)。

- 1) プレストレス力と曲げモーメントから定まる断面内の圧縮域をずれに対する抵抗領域とする。
- 2) 圧縮域に作用している圧縮力の合力を伝達強度式における支圧応力度に相当するものとする。

断面力の計算にあたっては、断面分割法 (ファイバーモデル) を用いて、水平力のつり合いから中立軸を定め、接合部断面の曲げモーメントを求めた。曲げモーメントから作用荷重を求め、さらに作用荷重から接合面での作用せん断力を求めた。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<sup>3)</sup> に与えら

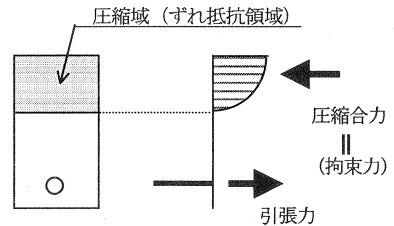


図-5 接合面のせん断抵抗領域

れている材料モデルを用いた。引張側については接合面の接着強度まで応力を伝えることとし、強度に達した以降は応力を全く伝えないカットオフモデルとした。PC 鋼棒に関しては、平面保持と仮定したひずみ分布から求まるひずみに有効緊張応力によるひずみを考慮して、弾性係数 (200 kN/mm<sup>2</sup>) を乗じて応力度を求めている。本実験ではグラウトは行っていないので、本来であればアンボンドPC としての計算が必要となるが、計算が煩雑となることから、通常の付着を考慮した計算を用いた。このような計算仮定が、実際の断面力の状態に対してどの程度異なるかは今後の検討課題としたい。なお、本実験では PC 鋼棒が降伏強度に達するレベルまで載荷は行わないので、PC 鋼棒の応力は弾性範囲内しか考慮していない。

本実験のように曲げとせん断力が作用する場合は、荷重の増加とともに作用せん断力が増加するが、同時に接合部断面に作用する圧縮力が増加するためせん断伝達耐力も増加する。接合面の破壊荷重の推定にあたっては、両者が増加する中で作用せん断力がせん断伝達耐力を上回るときの荷重と仮定した。実験前の計算では、コンクリート圧縮強度を 40 N/mm<sup>2</sup> に、ヤング係数を 31,000 N/mm<sup>2</sup> に仮定し、接合面の接着強度はコンクリートの引張強度 2.7 N/mm<sup>2</sup> とした。

一例として、図-6 に供試体 No. 2 の試算結果を示す。図の横軸は作用荷重を縦軸はせん断力を表している。図中の破線は作用せん断力を、実線は試算によって得られたせん断伝達耐力を表している。実線の急に变化する部分は、接合面の断面下縁の引張応力が引張強度に達したときである。先の仮定に基づき、図中の実線と破線の交点が接合面での

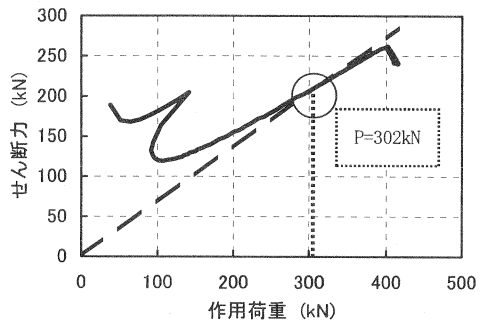


図-6 計算例 (供試体 No. 2)

のずれ破壊が生じる荷重となる。各供試体の試算結果を実験結果と合わせ

表-2 実験結果と試算結果の比較

供試体名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	計算値 (kN)		実験値 (kN)	
		破壊荷重	せん断伝達耐力	破壊荷重	せん断伝達耐力
No. 1	36.9	282	194	32	22
No. 2	38.6	302	207	81	56
No. 3	38.3	303	208	34	24
No. 4	41.4	ずれない	—	124	88

て表-2 に示す。この結果によれば実験値は計算値に比べて小さ

く、純せん断状態におけるせん断伝達強度式をそのまま適用できないことが示されている。したがって、曲げモーメントとせん断力が同時に作用する場合の接合面では、せん断のみが作用する場合の接合面に比べて、せん断伝達耐力は大きく低下するものと考えられる。

曲げが作用する場合、断面圧縮域における圧縮応力分布は、上縁において最大で中立軸に近づくにつれて小さくなっていくこととなり、接合面におけるせん断抵抗に影響を与える支圧力が一様ではない。一方で、曲げを受けるはりの断面高さ方向のせん断応力分布は、弾性体と仮定した場合においては上縁で0であり中立軸付近で最大となる。ひび割れが生じた後の断面では、作用せん断応力の分布は大きく変化すると考えられるが、最も支圧力の大きい上縁でのせん断応力が逆に小さいということは、効率的な拘束効果が得られていないということがいえる。

### 3. 4 接合面の曲げ接着強度

本実験供試体の施工方法による接合面の接着強度 (界面法線方向の強度) は不明であるので、実験で得られたひび割れ発生荷重を基に推定を行うこととする。算定には前項の計算過程において、ひび割れ発生荷重時の断面下縁応力を曲げ接着強度と仮定して求めた。表-3 に各供試体の接着強度の推定値を示す。上記で導かれた各供試体の接合面の接着強度は 0.32~1.00 N/mm<sup>2</sup> で、本来接着剤が有している曲げ接着強度を大きく下回った。これは、本実験供試体の打設が、接着剤の打設有効時間を大きく上回る時間を経過した後に行

われたためであると思われる。なお、供試体ごとの接着強度のばらつきは、供試体の運搬時および架台設置時の衝撃の影響、実験日に予備的に導入したプレストレス量の影響であるものと思われる。

3. 5 曲げを受ける場合のせん断伝達強度

本研究の実験に対して、純せん断実験で得られたせん断伝達強度をそのまま適用できないことが明らかとなったので、各供試体の破壊荷重時における断面圧縮域の平均圧縮応力度と平均せん断応力度を求めてみた。表-4にその結果を示す。断面圧縮域の平均応力度は、ファイバーモデルを用いて計算値を求める過程で、荷重が破壊荷重に等しい値となったの時の圧縮合力および作用せん断力を圧縮域の面積で除した値として求めた。ここでの計算は、コンクリートの圧縮強度およびヤング係数 (25850 N/mm<sup>2</sup>) は、各供試体の実測値が用いられた。曲げ接着強度は、表-3に示した推定値を用いた。

得られた結果は図-7に示すとおりであるが、純せん断試験の実験と同様に線形関係と仮定して近似式を導くと次式になる。

$$\bar{\tau}_{max} = 1.0397\bar{\sigma} + 0.284 \quad (2)$$

ここに、 $\bar{\tau}_{max}$  : 平均せん断伝達強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\bar{\sigma}$  : 平均圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

この結果から、本実験結果のせん断伝達強度は、純せん断実験と同様に支圧応力の増加に伴って大きくなる傾向が見られるが、純せん断状態と比べると大きく低下していることがわかる。

上式には、せん断力に対する相対的な曲げモーメントの影響が含まれていない。この影響を調べるため、直接的に関係づける指標として破壊時の断面の曲率に着目した。

図-8は、ずれ破壊時の曲率とせん断伝達強度低下率の関係を示したものである。せん断伝達強度低下率とは、表-4で与えられている値と(1)式による算定値との比である。すなわち、純せん断伝達強度に対する低下率を表している。曲率が大きくなるとせん断伝達強度の低下が著しくなると予想したが、本実験の範囲内では必ずしもそのような傾向は得られなかった。曲げの影響の度合いについては、その影響を表す変数を広くとった実験を行う必要がある。

3. 6 せん断伝達耐力の検証

本実験供試体に対して、式(2)を用いて接合面のせん断伝達耐力の検証を行った。その結果を図-9に示す。この結果、No. 1 から No. 3 については、接合面でひび割れが生じた後、比較的早い段階で作用せん断力が伝達耐力に達しており、その耐力も概ね実験結果と近い値となっている。No. 4 に関しては、ひび割れ発生後のせん断伝達耐力の値は作用せん断力に漸近するように移動しており、他の供試体に比べて耐力が大きめとなった。これらの試算結果から、接合面でひび割れが生じると中立軸位置が上昇することにより、比較的早い

表-3 接合面の曲げ接着強度

	ひび割れ発生荷重 (kN)	曲げ接着強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No. 1	52	1.033
No. 2	62	0.684
No. 3	34	0.337
No. 4	98	0.910

表-4 平均圧縮応力と平均せん断強度

	平均圧縮応力 (N/mm <sup>2</sup> )	平均せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No. 1	0.95	1.13
No. 2	1.92	2.95
No. 3	0.35	0.47
No. 4	3.10	3.15

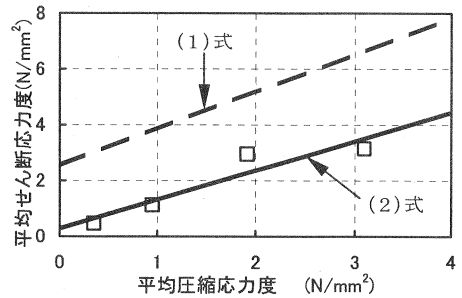


図-7 本実験におけるせん断伝達強度

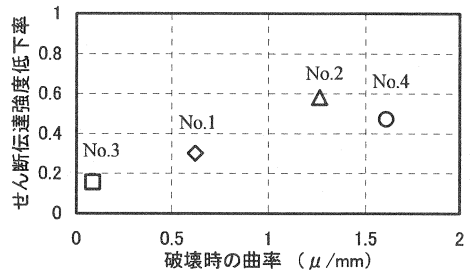


図-8 ずれ破壊時の曲率と強度低下率

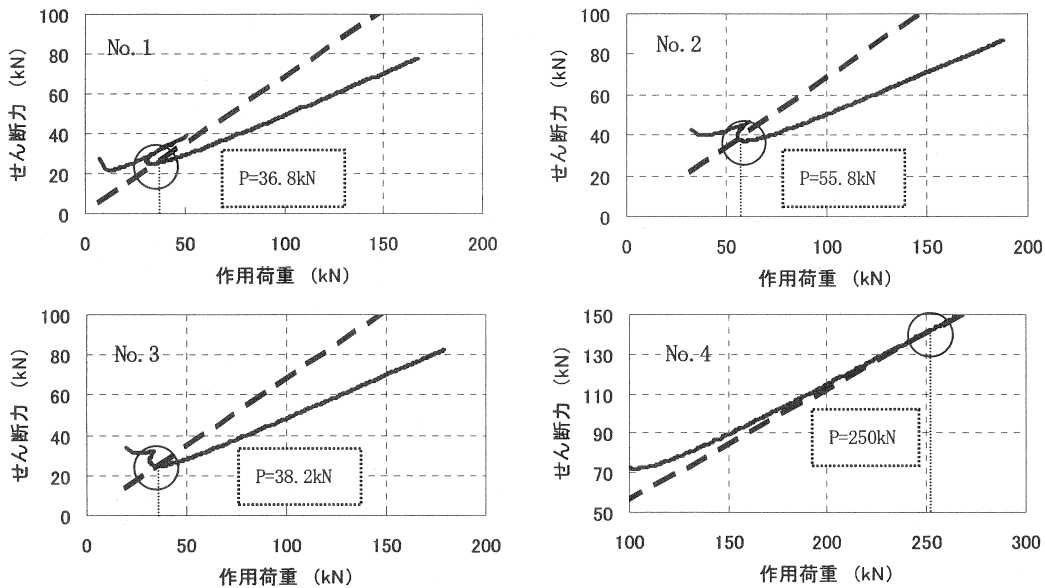


図-9 ずれ破壊荷重の検証

段階でせん断力がせん断伝達耐力に達してしまう場合があることが明らかとなった。したがって、施工方法等の工夫により接合面の曲げ付着強度を大きくすることは、せん断伝達耐力を高める1つの方策であると考えられる。

#### 4. まとめ

本研究の実験結果から、以下の知見が得られた。

- 1) 曲げモーメントとせん断力を同時に受ける場合の接合面のせん断伝達強度は、せん断力のみが作用する場合に比べて低下することが示された。
- 2) 本実験の結果に基づき、曲げモーメントを受ける場合の接合面のせん断伝達強度式を構築した。ただし、曲げモーメントの影響が取り込まれていないので、その影響因子を広く取り入れた実験を行う必要がある。なお、モーメント/せん断力比が本実験と同程度の場合は、本提案式はずれ破壊に対する安全性を検討する際の設計式として用いることが可能であると思われる。
- 3) 本研究の実験結果に対して、提案されたせん断伝達強度式を用いてファイバーモデルを用いてせん断伝達耐力の試算を行ったところ、接合面でのひび割れ発生がせん断伝達耐力の低下に大きく影響していることが示された。

謝辞 本研究を行うにあたり、珪砂接着施工に際しては日米レジン株式会社の大坪賢一氏に多大なるご協力いただきました。また、株式会社ドーコンの田中雄太氏には貴重なご意見を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 札幌市建設局：北郷立体交差技術検討委員会資料，2003
- 2) 田中雄太，皆川昌樹，小泉健治，上田多門：混合橋接合部の縮小模型供試体による実験的研究，第5回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp. 329-334，2003
- 3) コンクリート標準示方書（2002年制定）構造性能照査編，土木学会，2002