

論文 支承取換え技術の開発

大林 敦裕^{*1}・松井 繁之^{*2}・今井 隆^{*3}・小泉 貴宏^{*4}

要旨：過去の基準で建設された中空床版橋の支承や連続橋のパッド型のゴム支承を現行の基準を満たす支承に取換える工事は、アンカーボルトの設置のため、はつり作業等工事規模が膨らむ傾向にある。本研究は既設橋のダメージを少なくし、施工性を向上することに着目した支承取換え技術に関するもので、著者らは支承のアンカーボルトに頭付きスタッドを用いることにより、既設橋のはつり量を少なくし、狭小空間でも設置可能な構造を考案した。はつり後の断面修復用にコンクリートに代ってセメントモルタルを用いることから、モルタルに定着される頭付きスタッドの性能を確認し、支承の設計方法を提案した。

キーワード：支承交換, 頭付きスタッド, 充填, 断面修復用セメントモルタル

1. はじめに

平成8年に改訂された道路橋示方書が適用される以前に建設された連続橋のパッド型ゴム支承を、平成24年道路橋示方書の基準に基づくレベル1およびレベル2地震動による水平力・鉛直力を満足する支承に取換える工事は、今までにいくつか施工されている。T桁タイプの橋梁は、主桁間の空間を利用することにより作業性を確保し、取換え工事が行われた事例があるが、中空床版橋のように作業空間が狭い橋梁については、下部工の上端を大きくはつり取り、鉄筋を切断するなど、既設橋梁に大きなダメージを与える施工となるとともに、工事規模が大きくならざるを得ない場合が多いことから、支承の取換えが先送りになっている傾向にある。

そこで、はつり規模を小さくし、鉄筋切断を極力無くすことを可能とする支承取換え技術確立することを目的として、頭付きスタッド（以下、スタッド）を用いる技術を考案した。

従来の支承構造は、支承取り付け部材であるアンカーボルトが長く、はつり体積や削孔の深さを増大させている。そこで定着長が長いアンカーボルトを用いる代わりにスタッドを用い、既設コンクリートを表面から10数cmウォータージェット（以下、WJ）によりはつり取ることで、交換用支承を設置することを可能とし、既設橋のコンクリートに与えるダメージを極力少なくする支承構造を提案し、その性能を確認した。

また、パッド型ゴム支承から水平伝達機能を有するゴム支承へ変更するには支承自体の高さが増大し、既設の遊間では配置できなくなるため、近年開発された超小型ゴム支承装置に改良を加えることで既設の遊間で交換可能な水平力伝達機能を有した支承を考案した。

本技術は、はつりを行った空間内にスタッドを設置し、断面修復用セメントモルタルを充填して定着する構造としている。従来のスタッドの設計用値は、コンクリートに定着した場合のものであるため、断面修復用セメントモルタルを用いた場合の設計用値に変更する必要がある。また、モルタルの充填が確実にできる方法を確立するため、各種試験を行った。

図-1に開発した取換え支承のイメージを示す。

技術開発に当たりさまざまな試験を行ったが、本稿では下記の4点について記述する。

- 狭く作業性の悪い逆打ち空間への断面修復用セメントモルタル充填方法
- スタッドのせん断強度
- スタッド1本当りの引張強度
- 群配置されたスタッドの引張強度

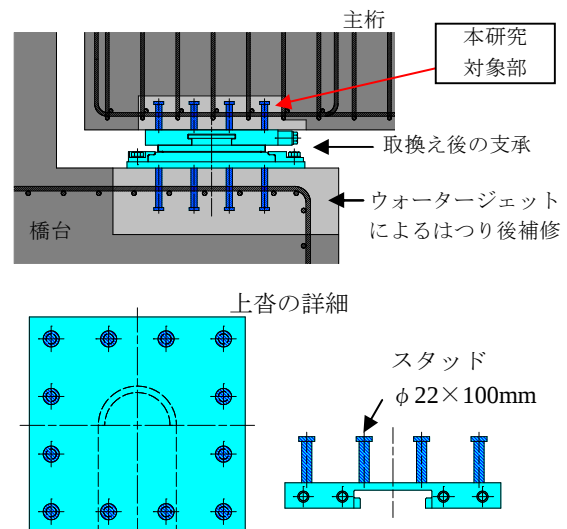


図-1 取換え支承のイメージ図と上沓の詳細図

*1 (株) ピーエス三菱 技術本部技術開発メンテナンスグループ (正会員)

*2 大阪大学 名誉教授 工博 (正会員)

*3 (株) ビービーエム 技術審査管理部 部長 (正会員)

*4 (株) ビービーエム 開発本部 次長

2. モルタル充填方法の確立

2.1 概要

WJにより主桁下面を箱桁形状にはつり取り、そこに支承の上巻を設置する。はつりを行った空間に充填するモルタルは逆打ちとなるため、空気を残留させないことが重要となる。また、狭小空間であるため堅固な型枠を設置することが困難であることから施工試験を行い、充填方法を確立した。

2.2 使用材料

使用する断面修復用セメントモルタルは、表－1の性能を満足するものを使用した。

表－1 断面修復用セメントモルタルの性能

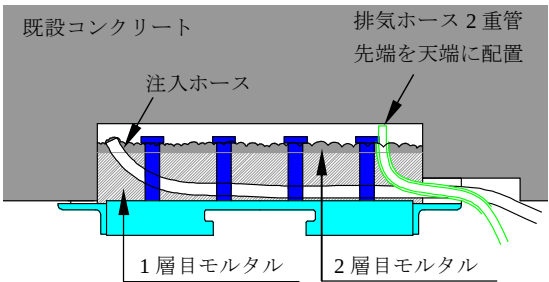
試験項目	規定値	試験方法
流動性	フロー値 280±30 mm	JIS R 5201 準拠 (落下運動なし)
圧縮強度	材齢3日 36N/mm ² 以上	JSCE-G541

2.2 充填方法

充填を以下の4工程で行うことにより空気を残留させずに充填が可能であることを確認した。

- a) モルタルを2層に分けて充填を行った。2層目の充填は1層目に充填したモルタルが硬化したことを確認してから行った。
- b) 2層目の充填時は真空ポンプを用いた。
- c) 排気ホースを2重管とした。
- d) 型枠の代わりにポリウレタン系の止水スポンジを用いた。

図－2にモルタル充填のイメージ図を示す。2層に分けて充填することで、1層目に充填したモルタルが型枠の代わりとなり、2層目のモルタルを充填する際、注入圧を上げてもモルタル漏れを抑制できる。また、真空ポンプを用いた充填作業を実施することで残留空気を減らすことが可能となる。さらに排気ホースを2重管とすることで内側のホースをスライドすることが可能となり、充填部天端にホースの先端を配置することができ、空気をほとんど残さない充填を可能とした。



図－2 モルタル充填のイメージ図

3. スタッ드의せん断強度

3.1 概要

土木学会の複合構造標準示方書¹⁾で示されているスタッドの設計せん断耐力式は、コンクリートに埋め込まれた場合用に提案されたものである。したがって、本技術で使用する断面修復用セメントモルタルを用いた場合にこの式が適用できるのか不明であるため、水平耐力試験を行い、適用性を検討した。

3.2 供試体

供試体一覧を表－2に、供試体形状を図－3に示す。

コンクリート供試体はWJのはつりを模擬したものを作成し、スタッドを溶接した鋼材を所定の位置に配置し、前項に記述した方法を用いてモルタルの充填を行った。スタッドは全て軸径d=22mm、スタッド高H=100mm、材質SS400を片側4本配置した。スタッドの中心間隔は道示に準じて最小間隔の5d=110mmとした。

モルタルとコンクリートの側面における境界面は、WJにより表面のはつりを行った。また、上層における境界面は、WJによるはつりを行わず剥離剤を塗布し付着が無い状態を再現したものと、WJによりはつりを行うものの2種類製作する。さらに、プレミックスである断面修復用セメントモルタルに骨材を追加添加することで、耐力の増加が期待できると考えられたことから、骨材を追加添加したもの・しないものの2種類製作した。追加添加する骨材は、骨材の種類と添加量を変化させたモルタルのポンプによる圧送実験を行い、良好な圧送結果が得られた、モルタル1袋(20kg)あたりに珪砂3号を2kg追加する配合に決定した。

3.3 載荷および計測方法

水平耐力の試験方法は、頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)²⁾を参考にして、各ケースに対して単調載荷と漸増載荷で試験を行った。単調載荷試験では荷重制御で載荷を行い、計測間隔はデータロガーの最小インター

表－2 供試体一覧

Case No.	WJはつり	骨材追加	供試体No.	載荷方法
Case-1	有	無	1	単調
			2	単調
			3	漸増
Case-2	無	無	4	単調
			5	単調
			6	漸増
Case-3	有	有	7	単調
			8	単調
			9	漸増
Case-4	無	有	10	漸増
			11	漸増
			12	単調

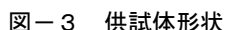


図-4 漸増繰返載荷試験結果の例

実験値との比較を行うために、実際の材料強度試験結果を用いて計算すると(モルタル圧縮強度: 79.4 N/mm^2)骨

Case No.	供試体 No.	$Q_{\max}'$ (kN)	平均值 $Q_{\max}$ (kN)	V_{ssud} (kN)	比率 $Q_{\max}/V_{ssud}$
1	1	1263.2	1349.5	1234.7	1.09
	2	1300.2			
	3	1485.2			
2	4	1404.4	1375.8	1234.7	1.11
	5	1323.8			
	6	1399.1			
3	7	1242.0	1260.0	1234.7	1.02
	8	1189.4			
	9	1348.6			
4	10	1544.3	1463.5	1234.7	1.19
	11	1455.5			
	12	1390.7			

記号 $Q_{\max}$: 最大せん断耐荷力, V_{csud} : 設計せん断耐荷力

実験結果から求めたスタッド1本当りの降伏せん断耐荷力 Q_y は表-4のとおりであり、前述のスタッド1本当りの設計せん断耐力 V_{ssd} との比率を $K\delta$ とする。 Q_y は「頭付きスタッドの押抜き試験方法（案）」²⁾ に示されている0.2mm オフセットで算出した。図-5に Q_y の求め方の参考図を示す。比率 $K\delta$ のばらつきを考慮し、標準偏差-2 σ を求めると表-4に示すとおり0.52となる。

よってレベル2地震時の支承のスタッドの設計に用いる許容せん断力は、設計せん断耐力 V_{ssud} の 1/2 とした。設計せん断耐力 V_{ssud} を 1/2 とすると 77.2kN となり、実験結果から得られた降伏せん断耐荷力 Q_y 以下となる。よってレベル2地震時の許容せん断力 V_s は式(3)とする。

$$V_s = 0.5V_{ssud} \quad (3)$$

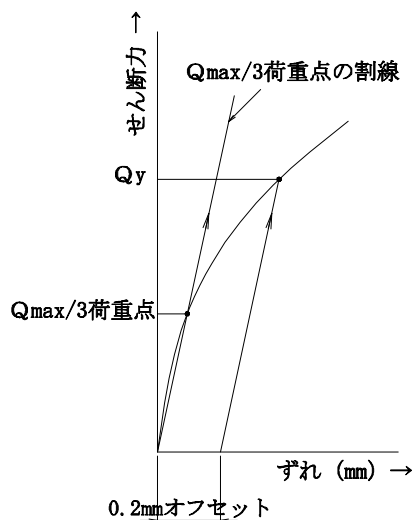
表－4 設計せん断耐力と降伏せん断耐荷力の実測値との比率

Case No.	供試体 No.	Q_y (kN/本)	V_{ssud} (kN/本)	$K\ddot{o} = Q_y/V_{ssud}$
1	1	91.8	154.3	0.60
	2	81.0	154.3	0.52
	3	—	154.3	—
2	4	88.2	154.3	0.57
	5	87.5	154.3	0.57
	6	—	154.3	—
3	7	84.8	154.3	0.55
	8	89.0	154.3	0.58
	9	—	154.3	—
4	10	—	154.3	—
	11	—	154.3	—
	12	95.5	154.3	0.62
標準偏差			平均 μ	0.57
			$\mu - 2\sigma$	0.52
			$\mu + 2\sigma$	0.63

記号 Q_y : 降伏せん断耐荷力の実測値

V_{ssud} : 設計せん断耐力

※上表 Q_y の空欄は漸増繰返し载荷であることから、初期载荷時に最大せん断力の 1/3 荷重点まで到達しなかったため算出できず。



図－5 Q_y の求め方

(頭付きスタッドの押抜き試験方法 (案)²⁾より)

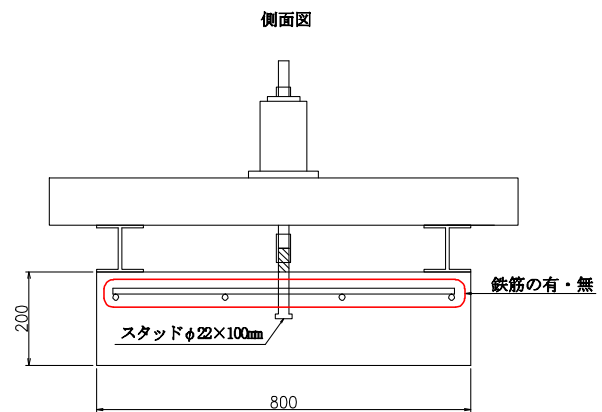
4. スタッド1本の引張強度試験

4.1 概要

本技術の支承の上巻のスタッドは、コンクリートではなくモルタルに定着されることから、断面修復用セメントモルタルの場合とコンクリートの場合の引抜き耐力の違いを確認し、各種合成構造設計指針³⁾におけるスタッドの引張耐力とどのような相関関係を示すかを確認した。また、鉄筋の有無における引抜き耐力の違いについても確認した。

4.2 供試体

供試体は、鉄筋を配置したものとしていないものの2種類、モルタルとコンクリートを使用したものの2種類の計4種類製作した。スタッドは全て軸径 $d=22\text{mm}$ 、スタッド高 $H=100\text{mm}$ 、材質 SS400 とした。供試体の形状を図－6に示す。



図－6 供試体形状図

4.3 载荷および計測方法

载荷方法はネジ切りをされているスタッドをカップラーにて PC 鋼棒に接続し、センターホールジャッキにより PC 鋼棒を引張ることにより行った。

計測は、緊張力 (引張力)、不動点からのスタッド、コンクリート表面の各変位を計測した。

4.4 試験結果および考察

各種合成構造設計指針³⁾におけるスタッドの引張耐力式は以下のとおりである。

$$P_{max1} = {}_s\sigma_{pa} \cdot {}_{sc}a \quad (4)$$

$$P_{max2} = {}_c\sigma_t \cdot A_c \quad (5)$$

2式のうち小さい方

ここに、 ${}_s\sigma_{pa}$:スタッドの引張強度、 ${}_{sc}a$:スタッドの軸部断面面積、 ${}_c\sigma_t$:コンクリートの圧縮強度、 A_c :コーン状破壊面の有効水平投影面積。

表－5に各供試体の引張力の結果と、実圧縮強度 (コンクリート: 56.8N/mm^2 , モルタル: 64.4N/mm^2)、スタッドの実引張強度 $=476\text{N/mm}^2$ を用いて上記式(4)、式(5)

により算出した計算結果を示す。

コンクリートとモルタルの違いによる実験結果では、引張耐力に大きな差は出なかったが、圧縮強度の違いがあるため、引張耐力は表-5の比率 K' を比較して、モルタルの方がコンクリートより若干小さい値であることが確認できた。

よって、モルタルを用いた場合のスタッドの引張耐力はこの比率の差を補正する必要がある。

$$K_{\alpha 2}/K_{\alpha 1}=1.226/1.299=0.9438 \text{ (鉄筋有)}$$

$$K_{\alpha 4}/K_{\alpha 3}=1.159/1.188=0.9752 \text{ (鉄筋無)}$$

よって、補正係数 α を0.9と提案でき、本工法におけるスタッドのコーン状破壊により定まるモルタル部の引張耐力 P_{max2}' は下式(6)で表現できる。

$$P_{max2}'=0.9 \times \sigma_t \cdot A_c \quad (6)$$

表-5 実測値の平均 T_{max} と計算値 P_{max} の比率

Case No.	材料	鉄筋	供試体 No.	実測値最大荷重 T_{max} (kN)	T_{max} 平均値 (kN)	計算値 P_{max} (kN)	計算値との比率 $K'=T_{max}/P_{max}$
1	コンクリート	有	1	109.2	107.3	82.6 (180.9)	$K'1=1.299$
			2	106.3			
			3	106.4			
2	モルタル	有	4	102.7	107.8	87.9 (180.9)	$K'2=1.226$
			5	108.3			
			6	112.5			
3	コンクリート	無	7	88.5	98.1	82.6 (180.9)	$K'3=1.188$
			8	97.8			
			9	108.0			
4	モルタル	無	10	109.6	101.9	87.9 (180.9)	$K'4=1.159$
			11	89.2			
			12	106.8			

上表の計算値 P_{max} の()内の値は、式(4)により算出した P_{max1} の値

5. 群配置されたスタッドの引張強度試験

5.1 概要

前述と同様に群配置されたスタッドについても、引張試験を行い、各種合成構造設計指針³⁾におけるスタッドの引張耐力とどのような相関関係を示すかを確認した。

5.2 供試体

供試体形状を図-7に示す。コンクリート供試体はWJのはつりを模擬したものを製作し、スタッドを溶接した鋼板に配置し、本稿2.に記述した方法を用いてモルタルの充填を行った。スタッドは全て軸径 $d=22\text{mm}$ 、スタッド高 $H=100\text{mm}$ 、材質SS400を4本配置した。スタッドの中心間隔は道示に準じて最小間隔の110mmとした。また、近接配置の影響のない配置とモルタルとコン

クリート両方に影響のある位置にスタッドを配置することを目的として、スタッドとフランジ縁の配置距離を最小の36mmとした場合(スタッド配置間隔:243mm)の供試体も製作した。

本稿3.と同様にモルタルとコンクリートの側面における境界面は、WJにより表面のはつりを行う。また上層における境界面は、WJによるはつりを行わず剥離剤を塗布し付着が無い状態を再現したものと、WJによりはつりを行うものの2種類製作する。さらに、プレミックスである断面修復用セメントモルタルに骨材を追加添加したもの・しないものの2種類製作した。追加添加する骨材は珪砂3号をモルタル1袋(20kg)あたり2kg用いた。

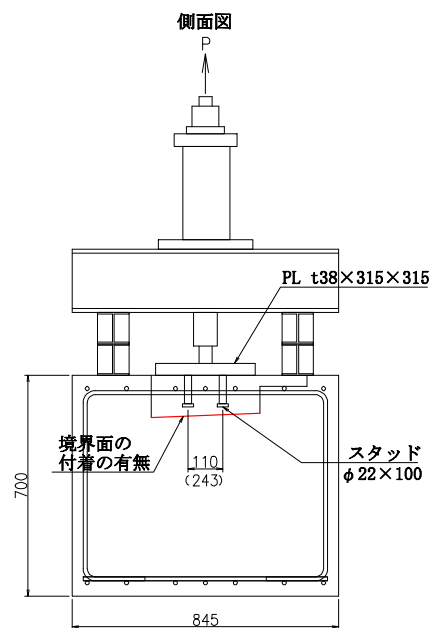


図-7 供試体形状図

5.3 载荷および計測方法

载荷はスタッドを溶接した鋼板に取り付けた接続ボルトとPC鋼棒をカップラーで接続し、センターホールジャッキにてPC鋼棒を引張ることにより载荷を行った。計測は、緊張力(引張力)とスタッドを溶接した鋼板とコンクリート表面の変位を計測した。

5.4 試験結果および考察

各供試体の引張力の結果は表-6のとおりである。実圧縮強度(コンクリート:52.0N/mm², モルタル[骨材追加無]:77.5N/mm², [骨材追加有]:71.2N/mm²), スタッドの実引張強度:406N/mm²を用いて本稿4.4の式(4)と提案した式(6)によりスタッドの群配置による影響を考慮した引張力を算出すると、スタッド間隔が110mmの場合で220.3kN(骨材追加有), 211.2kN(骨材追加無), 243mmの場合で347.2kNとなり、実験結果は計算値より小さいことが分かった。

これは、写真－１の様にモルタルを充填するために注入ホースと排気ホースが配置されており、これらが影響を与えていると考えられる。よって、有効水平投影面積からホースの面積を減ずることにより、引張耐力を算出することとする。ホースは４本配置されており、そのうち３本が鋼板の幅全長、１本が鋼板幅の半分に配置されている。これらの欠損断面積を考慮し、引張耐力を算出し直すと表－６に示す P_{max} となる。

ホースの影響を考慮した計算値と実験値との比率 K_0 は表－６のとおりで 1.03～1.45 となり、安全性が担保されている。

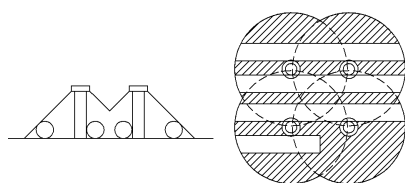


写真－１ ホース配置状況

表－６ 実験値と計算値の比率

Case No.	スタッド間隔 (mm)	WJ はつり	骨材追加	供試体 No.	実測値 最大荷重 T_{max} (kN)	計算値 P_{max} (kN)	計算値との比率 $K' = T_{max} / P_{max}$
1	110	有	有	1	182.3	125.5 (211.2)	1.45
				2	177.6		1.42
				3	179.4		1.43
2	110	無	有	4	163.3	131.0 (220.3)	1.30
				5	148.5		1.18
				6	150.3		1.20
3	110	有	無	7	160.5	131.0 (220.3)	1.23
				8	150.8		1.15
				9	147.0		1.12
4	110	無	無	10	146.3	131.0 (220.3)	1.12
				11	138.1		1.05
				12	149.8		1.14
5	243	有	無	13	282.3	266.4 (347.2)	1.06
				14	273.4		1.03
				15	304.2		1.14

上表の計算値 P_{max} の () 内の値は、ホースの欠損断面積を考慮せずに式(4)、式(6)により算出した場合の P_{max} の値



左図はコーン状破壊とホースの関係、右図はホースの配置を考慮したコーン状破壊面の有効水平投影面

図－８ コーン状破壊面とホースの関係

5. 4 支承のスタッドの設計に用いる許容引張力の提案

レベル 2 地震時の支承のスタッドに用いる許容引張力は、各種合成構造設計指針³⁾を参考にして、短期荷重用の低減係数を用い、これまで系統的に行ってきた実験から、スタッドに用いた本技術の取換え支承の許容引張力 P_a は、式(7)、式(8)で表現できる。

$$P_{a1} = \phi_1 \cdot \sigma_{pa} \cdot s_c \cdot a \quad (7)$$

$$P_{a2}' = \phi_2 \cdot \alpha \cdot \sigma_t \cdot A_c' \quad (8)$$

上記 2 式のうち小さい方

ここに、 $A_c\delta$: コーン状破壊面の有効水平投影面積
(注入ホースの配置面積控除)

ϕ_1, ϕ_2 : 短期荷重用低減係数

$$\phi_1 = 1.0, \phi_2 = 2/3$$

α : モルタルを使用した場合の補正係数=0.9

上記以外の記号については各種合成構造設計指針³⁾と同様である。

6. まとめ

本研究は既設橋のコンクリートに与えるダメージを極力少なくすることを可能とする支承取換え技術を確認することを目的に開発を行い、以下の知見が得られた。

- 1) 支承の上査を設置する際に、逆打ちとなる断面修復用セメントモルタルの空気を残留させずに充填する方法を確立した。
- 2) 支承のアンカーボルトに用いる頭付きスタッドが断面修復用セメントモルタルに定着される場合のせん断耐力と引張耐力の確認を行い、支承の頭付きスタッドが断面修復用セメントモルタルに定着される場合のレベル 2 地震時におけるせん断力と引張力に対する設計方法を提案した。

なお、本技術で用いた断面修復用セメントモルタル以外のものでスタッドを定着する場合は、別途試験を行いその性能を確認する必要がある。

謝辞

本技術の開発に当たり、一般財団法人災害科学研究所 三田村浩氏をはじめ関係各位には多大なるご助力を賜りました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会: 複合構造標準示方書 2009 年制定, 2009.12.
- 2) (社) 日本鋼構造協会: 頭付きスタッドの押抜き試験方法 (案) およびスタッドに関する研究の現状, JSSC テクニカルレポート 35, 1996.11.
- 3) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説 2010 改定, 2010.1