

# プレストレストコンクリート桁に対する 部分鋼板補強工法の開発

渡辺 健\* 轟 俊太朗\* 堀 慎一\* 谷村 幸裕\*\*

## Development of Partially Reinforcing Method for Prestressed Concrete Girders

Ken WATANABE Shuntaro TODOROKI Shinichi HORI Yukihiro TANIMURA

The corrosion of tendons will drastically change the mechanical performance of the PC beam and reduce the serviceability and the safety of the structure. If the grout is existed inside the sheath, the stress will be transmitted from tendons to concrete because the bond exists between tendons and grout after the tendons broken by corrosion. This study developed a partial reinforcement method of PC beam by attached steel plates to its bottom surface by using bottom-wide type anchor bolts. This construction method has advantages, such as simple enough reinforcement in limited space. The effect of the method was verified by the experiment using full-scale PC beams.

キーワード：PC 桁，グラウト充填不良，PC 鋼材破断，残存プレストレス，鋼板補強

### 1. はじめに

ポストテンション式 PC 桁はコンクリート打設後に PC 鋼材を緊張する方式であり，鋼材の劣化を防止するためにシーースと PC 鋼材の間をグラウトで充填することが必須となっている。近年，既設の PC 桁においてグラウトの充填不良が散見され，その結果，鋼材が腐食し破断した事例が報告されている。主鋼材が破断すると急速に耐荷力を失い落橋する恐れがあり，実際，道路橋では主鋼材破断による落橋が国内外において報告されている。鉄道橋では幸いにも落橋した事例は無いものの，供用中の PC 桁の主鋼材が腐食・破断した事例が報告されている。

交通量の増加などに対する RC 桁や RC 床版の曲げ耐力を補強する方法として，外ケーブルの導入や，鋼板や連続繊維シート<sup>1)</sup>を貼付する工法が提案されている。PC 桁のグラウト未充填区間において主鋼材が破断した場合，プレストレスが一部の領域で減少するが<sup>2)</sup>，このプレストレスが減少した区間のみを補強することで，PC 桁を経済的に補強することができると考えられる。

本研究では，PC 桁の耐力不足が予測される場合に対して，部分的に鋼板を接着する部分補強工法を開発した(図 1)。本工法は，桁全体にわたって大規模施工が必要となる外ケーブル補強に比べ，狭隘な桁下空間において，必要箇所に焦点を絞って簡易に補強できる利点がある。

この種の補強工法では鋼板と桁の応力伝達が重要となるが，鋼板の取付位置が PC 桁の下面であることを考慮して，耐久性の点で優位な拡底式あと施工アンカーを用いることとし，配置を検討するうえで必要なあと施工アンカーの耐荷力について載荷試験により検証した。また，実物大の試験体を製作し，施工試験や載荷試験を行い，本工法が所定の施工性や補強効果が得られることを確認した。

### 2. 拡底式あと施工アンカーの載荷試験

#### 2.1 拡底式あと施工アンカーの利用

図 2 に，本研究で用いた拡底式あと施工アンカー（以下，拡底式アンカーと称す）を示す。使用する拡底式アンカーは，コンクリートを削孔した後に，専用のドリルビットで底部を拡大することで，コンクリートに定着する構造である。なお，用いた拡底式アンカーは補強用鋼板に対するスリーブの関係を考慮した非貫通型および貫通型の 2 種類である。拡底式アンカーは，金属拡張アン

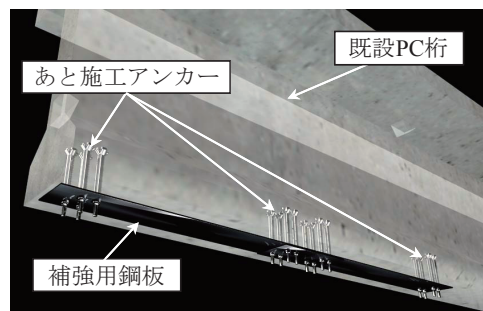


図 1 鋼板補強工法

\* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室

\*\* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室 (現 企画室)

特集：構造物技術

カーと比べ信頼性が高く、疲労荷重作用下において優位であること、接着剤としてモルタルや樹脂を用いたアンカーではひび割れ発生後の機能が期待できないこと、耐久性の試験方法が確立されていないことなど、桁の下面への長期間の設置することに対して懸念があった。

鋼板の定着に使用するアンカーに要求される機能は、鋼板が降伏するまでPC桁と接着していることである。そこで、埋込み長、径、アンカータイプ等を変化させた拡底式アンカーを設置したRC試験体を用意し、既設PC桁下面に設置することを想定して、拡底式アンカーの埋込直角方向より荷重するせん断試験およびせん断疲労試験を行い、破壊耐力、破壊形態、疲労荷重後の力学性能について検討した。

2.2 荷重試験概要

2.2.1 試験体諸元

表1に用いた拡底式アンカーの諸元を示す。本数は計93本である。ボルトの呼び径 $d$ はM12, M16, M24, 有効埋込み長 $l_e$ は $3d, 5d, 8d, 10d$ である。なお、強度は、8.8級(JIS G4053)である。荷重用鋼板は、ボルトのせん断耐力以上の強度となるようにSM490とした。スリーブはSS400, 厚さはM12で4.9mm, M16で6.7mm, M24で8.8mmである。

図3にRC試験体を示す。寸法は幅1200mm, 高さ800mm, 奥行き500mmである。用いたコンクリートの圧縮強度 $f_c$ は、目標値で20, 40, 60N/mm<sup>2</sup>である。コンクリートの収縮などによるひび割れを抑制し、耐力に影響しない程度の量の鉄筋(D13, SD345, 鉄筋比:0.25%)を配置した。拡底式アンカーは、有効埋込み長 $l_e$ を半径と想定した破壊円が重複しない位置に設置した。へりあきは金属拡張系アンカーに対する規定<sup>3) 4)</sup>を参考に60mm以上とし、最小でも230mmとした。

また、有効埋込み長 $l_e=5d, 8d$ , ボルトの呼び径:M24,  $f_c=20.8 \sim 63\text{N/mm}^2$ を用いて、疲労荷重試験を行った。これは、静的荷重試験においてボルトが破断した試験結果を参考に決定したものである。疲労荷重試験の変動荷重は、PC鋼材が破断した既設鉄道PC桁を鋼板接着補強することを想定して拡底式アンカー1本が負担する変動荷重の最大値の約2倍とし、5~20kNの15kNとした。これは、既設の鉄道PC桁(I形断面, T形断面, ボックス形断面, 総数:57橋, しゅん功年:昭和46年~58年, スパン:14.4~44.2m, 桁高:0.90~3.10m, 主桁本数:1~8本)の調査結果に基づき決定したものである。荷重は5Hzで200万回の片振りとした。

2.2.2 荷重方法および測定項目

図4に荷重状況を示す。荷重用鋼板は、厚さ19mmを基本とした。なお、厚さ40mmである荷重用鋼板を用いた試験も行ったが、耐力には影響しないことを確認

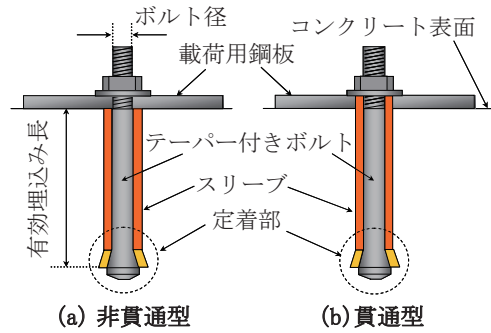


図2 拡底式アンカーの構造

表1 試験体諸元

種別	拡底式アンカー						コンクリート		
	$d$	$A_s$	$l_e/d$	$E_s$	$f_y$	$f_u$	$f_c$	$E_c$	
非貫通型	12	84	3, 5	204	915	1026	19	26.5	
			8.1				20.8	28	
	16	157	3, 5, 8, 10	205	943	1046	20.8	28	
	24	353	3, 5, 8, 10	204	936	1043	19	26.5	
	非貫通型*	12	84	3, 5	204	915	1026	37.1	30.4
				8.1				37.6	31.5
		16	157	3, 5, 8, 10	205	943	1046	37.6	31.5
		24	353	3, 5, 8, 10	204	936	1043	37.1	30.4
	貫通型	12	84	3, 5	204	915	1026	57.9	39.8
				8.1				58.2	40.7
		16	157	3, 5, 8, 10	205	943	1046	58.2	40.7
		24	353	3, 5, 8, 10	204	936	1043	57.9	39.8
非貫通型*		12	84	3, 5	204	915	1026	57.1	37
				8.1				62	40
		16	157	3, 5, 8, 10	205	943	1046	62	40
貫通型		12	84	3, 5	204	915	1026	23.2	27.5
	8.1			22.1				29	
	16	157	3, 5, 8, 10	205	943	1046	22.1	29	
	24	353	3, 5, 8, 10	204	936	1043	23.2	27.5	
	貫通型	12	84	3, 5	204	915	1026	42.7	36.4
				8.1				40.9	34.3
		16	157	3, 5, 8, 10	205	943	1046	40.9	34.3
		24	353	3, 5, 8, 10	204	936	1043	42.7	36.4
	貫通型	12	84	3, 5	204	915	1026	61.4	40.1
				8.1				61.3	41
		16	157	3, 5, 8, 10	205	943	1046	61.3	41
		24	353	3, 5, 8, 10	204	936	1043	61.4	40.1

$A_s$ : 有効断面積 (mm<sup>2</sup>),  $l_e$ : 有効埋込長 (mm),  $d$ : ボルトの呼び径,  $E_s, E_c$ : ヤング係数 (kN/mm<sup>2</sup>),  $f_y$ : 降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $f_u$ : 引張強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $f_c$ : 圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>), \*鋼板厚さ40mm.

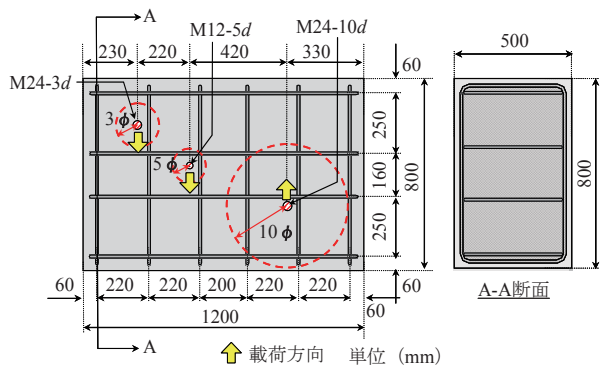


図3 鉄筋コンクリート (RC) 試験体

している。静的載荷試験は最大荷重まで荷重制御とし、速度 14kN/分で行った。摩擦力を低減するために、2枚のテフロン板を RC 試験体と載荷用鋼板の間に挿入した。

測定項目は載荷用鋼板の載荷方向の変位、荷重、拡底式アンカーのひずみである。図 4 にひずみゲージの貼付位置を示す。ボルトの上下面に貼付したゲージを考慮して、スリーブ、載荷用鋼板、ワッシャーに溝を加工したが、この加工が耐力に影響しないことを本試験で確認している。

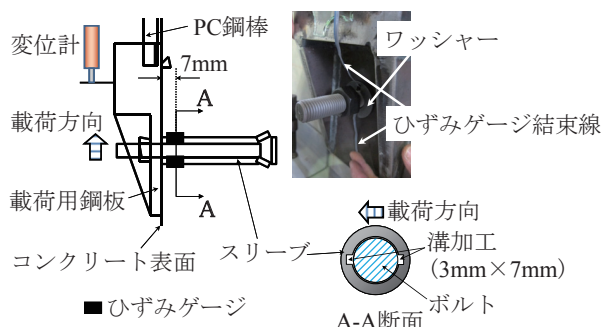


図 4 載荷状況およびひずみゲージ貼付位置

### 2.3 最終的な破壊状況

図 5～7 に、静的・疲労載荷試験による試験体の最終的な破壊状況を示す。静的載荷試験では、有効埋込み長に依存してコンクリートがはく離する破壊（以下、はく離破壊と称す）、あるいは拡底式アンカーの破断が観察された（図 5）。 $f_c=20\text{N/mm}^2$  では、拡底式アンカーの近傍でコンクリートの破壊がやや生じていたが（図 6 (a)）、いずれも定着部における抜出しやひび割れは観察できなかった（図 7）。さらに、疲労載荷試験終了後に、静的な引抜き試験を行ったが、疲労載荷による耐力の差はみられなかった。疲労によるコンクリートの損傷は少なく、拡底式アンカーの性能は疲労載荷後も保持されていると考えられる。

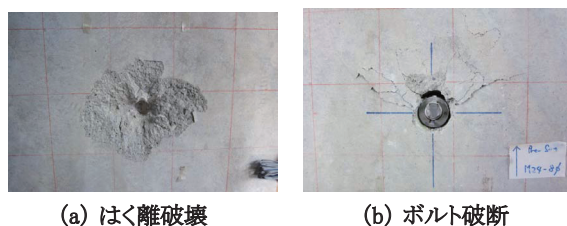


図 5 最終的な破壊状況（静的載荷試験）

図 8 に、非貫通型と貫通型のひずみを示す。ここでは、呼び径  $d=16\text{mm}$ 、コンクリートの圧縮強度  $40\text{N/mm}^2$ 、有効埋込み長  $l_e=10\text{mm}$  である試験結果を示す。非貫通型では拡底式アンカーにはほぼ均等に引張力、圧縮力が上下縁に生じたことから、載荷により拡底式アンカーに曲げが発生したことが分かる。一方、貫通型では約 60kN までは非貫通型と同様に引張力、圧縮力が生じるが、徐々に一様の引張側にひずみが移行する。図 5 の破断面の観察も併せて考慮すると、非貫通型では水平力、貫通型では引抜き力が卓越する破壊形態となったと考えられる。

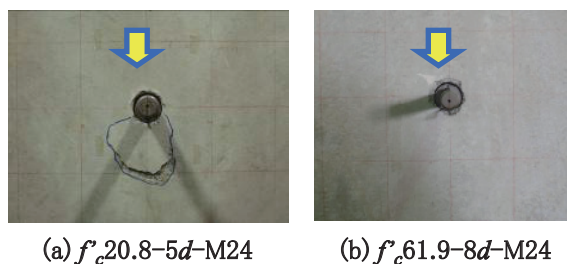


図 6 載荷終了後の状況（疲労試験）

図 9 にボルトが破断した拡底式アンカーの試験値と計算値を、既往<sup>4)</sup>の非貫通型のせん断試験結果も併せて比較する。また、引抜き耐力の算定値 ( $V_{cal1}$ ) およびせん断耐力の算定値 ( $V_{cal2}$ ) を、式 (1)(2) により算定した。

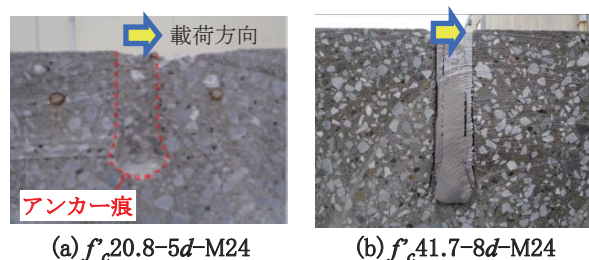


図 7 切断面の変状状況（疲労試験）

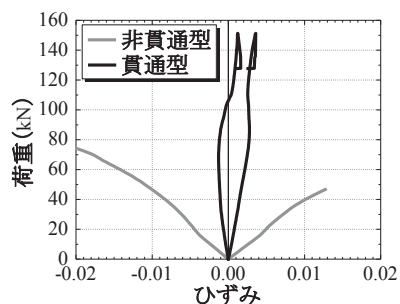


図 8 非貫通型と貫通型のひずみの比較

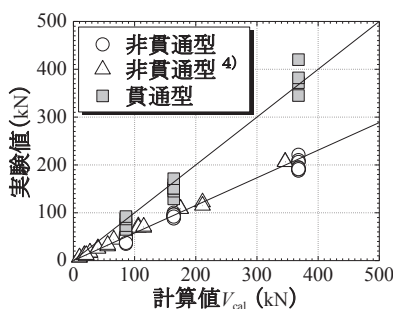


図 9 ボルト破断

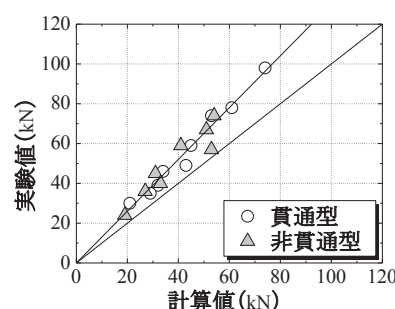


図 10 コンクリートのはく離破壊

特集：構造物技術

$$V_{cal1} = f_u \cdot A_s \quad (1)$$

$$V_{cal2} = 1/\sqrt{3} \cdot f_u \cdot A_s \quad (2)$$

ここで、 $f_u$ ：ボルトの引張強度、 $A_s$ ：有効断面積である。非貫通型の試験値と式(2)の比は平均値0.99、変動係数0.10、貫通型の試験値と式(1)の比は平均値0.95、変動係数0.11であり、試験値と計算値は概ね一致した。

図10に、コンクリートがはく離破壊した拡底式アンカーの試験値と計算値を比較して示す。はく離破壊耐力の計算値は、式(3)<sup>6)</sup>によって算出した。

$$V_{cal3} = k \cdot 10.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot l_c^{1.5} \quad (3)$$

ただし、 $k=1$  ( $l_e < 60\text{mm}$ )、 $k=2$  ( $l_e \geq 60\text{mm}$ )である。いずれも計算値より試験値が大きくなり、試験値/計算値は平均1.31、変動係数0.08であった。式(3)では、アンカーの種類に依存せず、 $k \cdot 10.1$ の係数を決定しており、拡底式アンカーの耐力の平均値を表す算定式として、式(3)を約1.3倍することでも評価できる可能性がある。

### 3. 部分鋼板補強工法の補強効果

#### 3.1 縮小試験体

PC鋼材を切断した試験体、底面を鋼板で補強した試

験体の静的および疲労载荷試験を行い、残存プレストレス力と曲げ耐力の関係を検討した。表2に試験体および使用した材料の諸元を、図11に縮小試験体の概要を示す。PC鋼材には鋼より線SWPR7BL(12T12.7)、軸方向鉄筋には公称直径が6.35mmである異形鉄筋(降伏強度：370 N/mm<sup>2</sup>)、せん断補強鉄筋には公称直径が15.9mmである異形鉄筋(降伏強度：345 N/mm<sup>2</sup>)を使用した。シースは鋼製であり直径は65mmである。シース内部は圧縮強度34.1 N/mm<sup>2</sup>であるグラウトを充填した。

一部の試験体には、厚さ3.3mmである鋼板を拡底式アンカーを使用して貼付した。図12に使用した鋼板の寸法を、図13に鋼板の取付状況を示す。鋼板による補強範囲は支点間の全域を対象としており、使用した拡底式アンカーはM13である。U0-R8ではボルトのせん断強度が鋼板の降伏強度を上回るように一枚の鋼板の片側に8本と決定したが、U0-R2はボルトによる定着性能の限界を確認するために、本数を片側2本にしたものである。

試験体名称には、一方向4点曲げ载荷(U)、PC鋼材の切断割合、鋼板補強(R)および鋼板を固定した拡底式アンカー本数を反映させている。また、試験体に設けた開口部で鋼材を75%破断させたU75では、片側支点より1000mm区間にテープをPC鋼材に巻きつけることで、PC鋼材とグラウトの付着を完全に除去したアン

表2 供試体諸元の一覧

名称	コンクリート 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	有効プレストレス (kN)	PC鋼材 降伏強度 $f_{py}$ (N/mm <sup>2</sup> )	切断 割合	鋼板厚さ (mm)	降伏 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	耐荷力 $P_{max}$ (kN)	計算値 $P_{mu}$ (kN)	$P_{max}/P_{mu}$
縮小試験体	U0	58.1	1213	1849	0.0	—	714	675	1.06
	U75	57.0	1174	1849	0.75	—	600	430	1.40
	U0-R8	53.5	1241	1842	0.0	3.3	843	815	1.03
	U0-R2	53.5	1241	1842	0.0	3.3	750	815	0.92
実物大試験体	53.1	4555	1803	順次	9	339	1244*	1309*	0.95*

\*：鋼材7本切断後

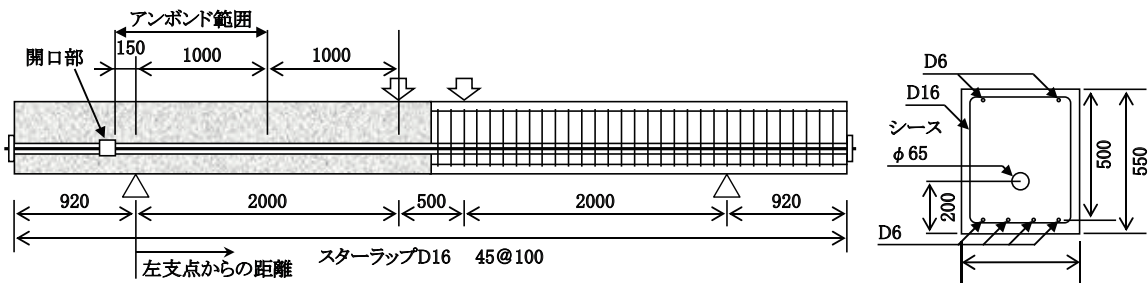


図11 試験体形状 (mm)

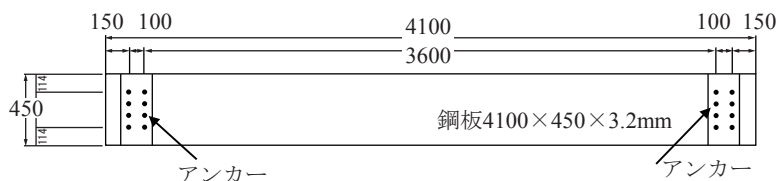


図12 鋼板寸法 (mm)



図13 アンカーによる鋼板取付

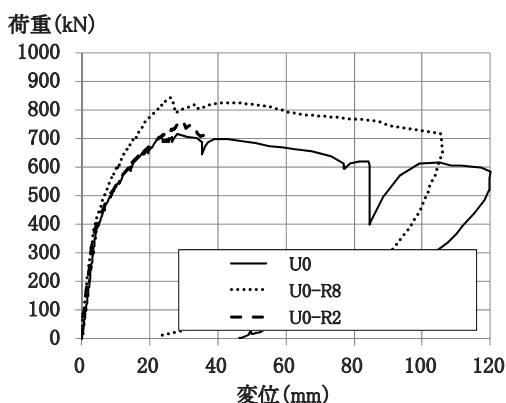


図 14 荷重—変位関係（アンカーの有無）

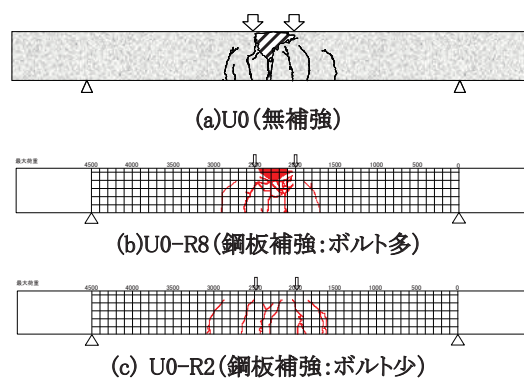
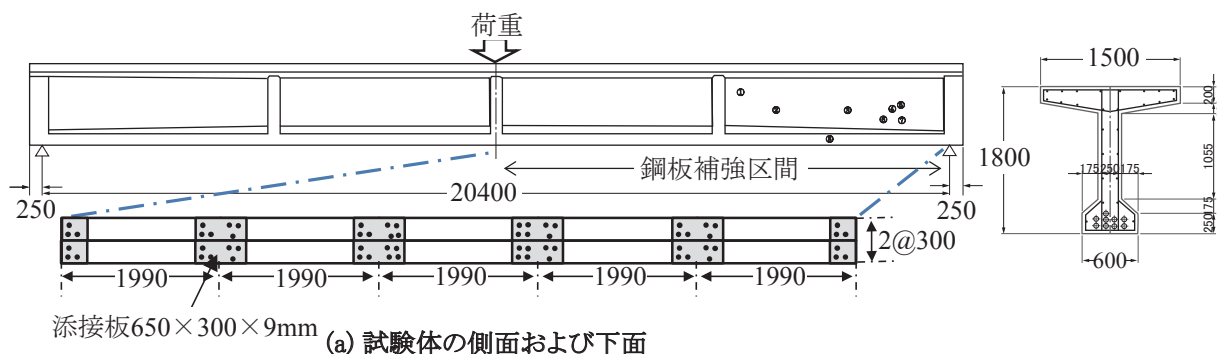
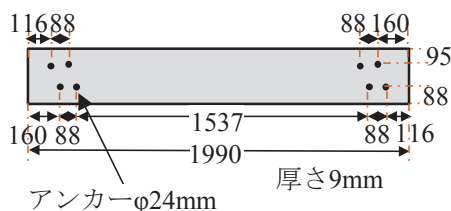


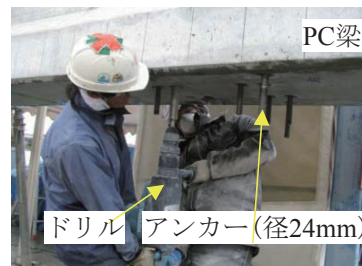
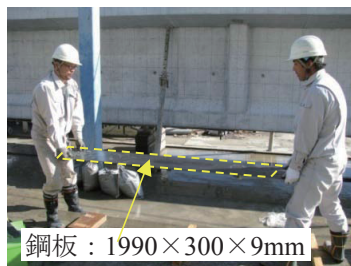
図 15 ひび割れ状況（荷重 = 最大値）



添接板 $650 \times 300 \times 9\text{mm}$  (a) 試験体の側面および下面



(b) 鋼板寸法およびアンカー位置



(c) 施工状況

図 16 鋼板およびアンカーの配置状況（単位：mm）

ボンド区間を設定した。

表 2 に試験結果および計算値を、図 14 および図 15 に載荷試験による試験体の荷重—変位関係および破壊状況を示す。全ての試験体の破壊形態は、試験体の圧縮縁のコンクリートがはく離することで荷重の最大値に至る、曲げ破壊型であった。片側 8 本のボルトにより鋼板を試験体底面に貼付した U0-R8 では、鋼板が降伏することで終局に至った。一方、鋼板固定に対して片側 2 本のボルトを使用した U0-R2 では、ボルトの破断により終局に至った。いずれの試験体も、無補強試験体 (U0) に対して、鋼板接着による PC はりの曲げ破壊に対する補強効果を確認した。

### 3.2 実物大試験体

部分鋼板補強工法の補強効果を検討するため、実物大の PC 桁を製作して載荷試験を行った。試験に先立ち、既設の鉄道橋における PC 桁の構造形式を調査し、比較

的連数の多い支間 20.4m の I 形桁の主桁を 2 体製作した。図 16 に試験体の寸法形状を、表 2 に諸元を示す。使用した PC 鋼材は 9-5S12.7B であり、試験体は右端部から L/4 点までをグラウト未充填区間とした。試験は死荷重と列車荷重等を考慮した 1200kN 載荷および除荷を実施し、PC 鋼材を開口部で順次切断した。ただし、1 体の試験体の底面には、曲げひび割れ発生後、 $1990 \times 250 \times 9\text{mm}$  の鋼板で右側せん断スパンを補強した。これは、1 本破断した PC 鋼材を補完すること、および施工に配慮して鋼板重量を抑えることより決定したものである。鋼板は、軸方向を添接板で接続されており、鋼板の降伏強度は  $339\text{N/mm}^2$  である。図 16 (b) (c) に拮底式アンカーの配置位置および施工状況を示す。鋼板は直径 24mm の拮底式アンカーで固定した。拮底式アンカーは、せん断強度が鋼板の降伏強度を上回るように一枚の鋼板の片側に 4 本配置した。

図 17 に実物大試験体より得られた荷重と I/4 点にお

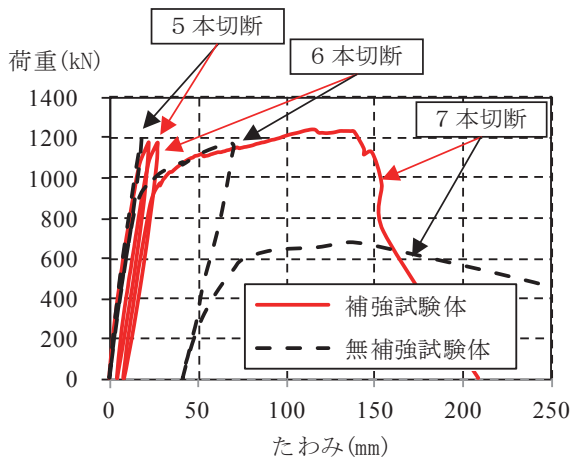


図 17 鋼材破断 PC 桁の鋼板補強効果  
(支間 20m の T 型断面 PC 桁)

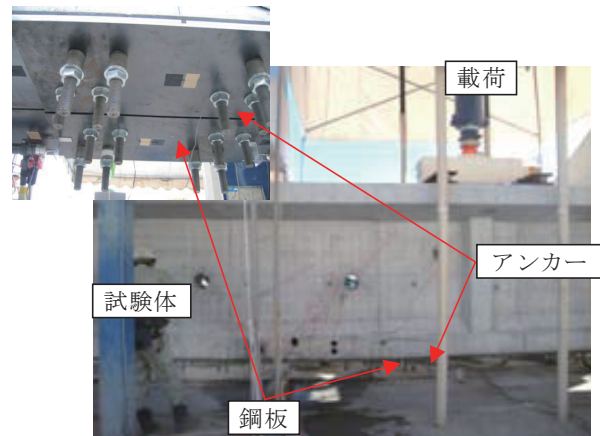


図 18 部分鋼板補強した PC 桁の破壊状況  
(支間 20m の T 型断面 PC 桁)

ける変位の関係を、図 18 に最終荷重サイクル時の試験体の破壊状況を示す。無補強試験体は、9 本配置した PC 鋼材のうち 6 本を切断した際に変位が増大し、7 本切断した後、荷重は所定の 1200kN に達することができずに終局に至った。一方、鋼板補強した試験体では、6 本切断後も変位の顕著な増加はみられず、7 本切断後も所定の 1200kN に達した後に、鋼板が破断して終局に至った。また、鋼板の定着に使用した拡底式アンカーおよび定着部のコンクリートに損傷はみられなかった。すなわち、鋼板を PC 桁下面に拡底式アンカーを用いて固定することで、想定した荷重に対して十分抵抗できることを確認した。

### 3.3 試験結果との比較による算定値の検証

PC 鋼材が破断した PC 部材の曲げ耐力は、平面保持の仮定および断面の力の釣り合い条件から算定した。断面内の釣り合い条件を考慮して、圧縮縁から部材断面の中立軸位置までの距離  $x$  を算出し、曲げ耐力  $M_u$  を算定することとした。ただし、破断した PC 鋼材の有効プレストレスによる PC 鋼材ひずみ  $\epsilon_{pm}$  は、PC 鋼材とグラウトの付着力を考慮することで、すべりが発生した際の鋼材に作用する応力を用いることとした<sup>2)</sup>。

プレストレスが部分的に開放された PC 桁の曲げ耐力の算定は、試験体全長において荷重による作用曲げモーメントが曲げ耐力を上回る位置を破壊断面とし、その際の曲げ耐力として算出した。なお、破壊断面位置は、試験結果におけるコンクリートが圧縮破壊した断面位置とほぼ一致している。表 2 に、鋼材が 7 本切断された、補強した試験体の曲げ耐力の算定値と、荷重試験で得られた荷重の最大値を比較して示すが、概ね曲げ耐力の計算値は試験値に近い値を示した。また、鋼板を貼付した試験体の算出値  $P_{mu}$  に対して、試験値  $P_{max}$  はほぼ一致しており従来の算定法による評価の妥当性を確認した。

## 4. 結論

- (1) 拡底式アンカーの埋込み長と直径の比およびスリーブの非貫通、貫通に依存して異なる耐荷力に対して、コンクリートのはく離破壊およびボルトの破断を想定した評価式で概ね評価可能であった。
- (2) セン断疲労試験により、変動荷重が 15kN、繰返し回数が 200 万回の片振りの場合、拡底式アンカーおよびコンクリートの内部に損傷はなく、引抜き耐力は疲労荷重後も保持されることを確認した。
- (3) 損傷を予測した箇所に、拡底式アンカーを用いて部分的に鋼板を接着する部分補強工法を開発した。本工法は、従来の評価法を踏襲することで、実物大の PC 桁を用いた試験により、所定の補強効果が得られることを確認した。

本研究は、国土交通省の補助金により実施した。

## 文献

- 1) 例えば、土木学会コンクリート委員会：連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，2000.7
- 2) 渡辺 健，田所敏弥，谷村幸裕，轟 俊太郎，前田友章，徳永光宏：グラウト充填不良を有する PC 桁の鋼材破断後の耐力評価法，鉄道総研報告，Vol.25，No.2，pp.11-16，2011
- 3) 鉄道総合技術研究所：あと施工アンカー工法設計施工の手引き，1987.9
- 4) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説，2001
- 5) 日本建築総合試験所：メカニカルアンカーボルトの引き抜きおよびせん断試験，1988.5
- 6) EOTA：Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors For Use in Concrete，2006.11.