

拡底式あと施工アンカーのせん断に関する実験的検討

(公財) 鉄道総合技術研究所 修士 (工学) ○轟 俊太郎
 (公財) 鉄道総合技術研究所 堀 慎一
 (公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 博士 (学術) 渡辺 健
 (公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 博士 (工学) 谷村 幸裕

Abstract : When the undercut-anchor is used to fix steel plates on bottom surface of PC beams, the anchor will mainly bear the shear loads. This study made clear the failure-mode and loading capacity of the anchor based on shear-load and cyclic loading tests. The experimental results indicated that the concrete cone failure was observed when embedded anchor length was short. On the other hands, steel failure was observed when embedded anchor length was long. In addition, no failure as well as no change in mechanical properties at the anchor and concrete was observed in the cyclic-loading test with load 15 kN of 2-million.

Key words : Undercut Anchor, Shear Strength, Performance in Cyclic Loads

1. はじめに

既設 PC 桁のグラウト充填不良によって、PC 鋼材の腐食が進行し、さらには破断に至る事例が生じている¹⁾。PC 鋼材の破断割合が増加した場合には、落橋に至る可能性があるため、的確な対処が求められる。そのため、既設 PC 桁を対象とした調査の結果、PC 鋼材の腐食が進行している場合や既に破断している場合には、早期に補修・補強の要否を判定し、適切な措置を施す必要がある。

既設 PC 桁の補修・補強工法の一つとして、図 1 に示す桁下面に鋼板を接着する工法²⁾がある。当該工法では、鋼板の接着は、あと施工アンカーや接着剤等によるが、接着剤の経年劣化が明らかではないため、あと施工アンカーを用いる必要がある。ここで、

PC 鋼材の腐食、破断によりプレストレスが減少した既設 PC 桁下面には、曲げひび割れが発生する可能性がある。そのため、使用するあと施工アンカーは、金属拡張系や樹脂系、モルタルアンカーと比べ、アンカー上にひび割れが生じた場合においても、抜け出す可能性が少ない拡底式あと施工アンカーを用いることが良いと考えられる。しかしながら、金属拡張系アンカー等の引抜き及びせん断耐力に関する試験は多数実施され、評価式の提案^{3),4)}、基準化に至っている^{5),6)}が、拡底式あと施工アンカーを対象とした引抜き及びせん断耐力の検討事例は少ない⁷⁾。特にせん断耐力に関しては、アンカー上のひび割れ有無に関係なく、ほとんど検討されていない。

本研究では、アンカー上にひび割れが無い場合の拡底式あと施工アンカーを対象とし、埋込み長、径、アンカータイプ等をパラメータとして、静的せん断試験およびせん断疲労試験を行い、せん断耐力および破壊形態、繰返し载荷を受けた場合の性能について検討した。

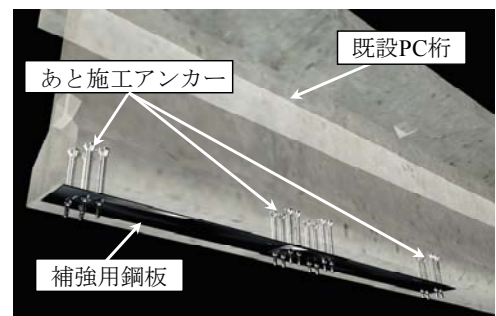


図 1 鋼板補強工法²⁾

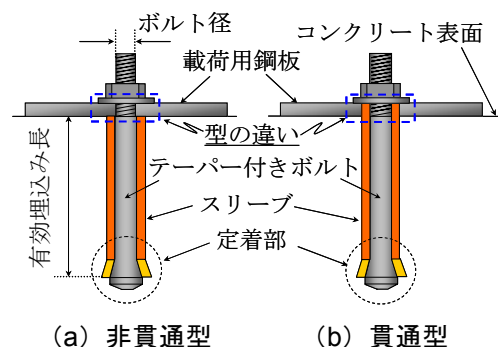


図 2 アンカーの構造

2. 静的せん断試験概要

2.1 試験体諸元

図2に本研究で対象とする拡底式あと施工アンカー（以降、アンカー）を示す。使用するアンカーは、一般的なドリルビットで既設コンクリートを削孔した後に、専用のドリルビットで下穴を掘り、その下穴にアンカー底部を拡張し定着する構造である。なお、アンカーは、載荷用鋼板へのスリーブの貫通有無で非貫通型と貫通型の2種類とした。

表1に試験体諸元を示す。アンカー本数は計93本である。アンカーのパラメータは、ボルトの呼び径 M12, M16, M24, 有効埋込み長 $l_e=3d, 5d, 8d, 10d$ である。ここでは、ボルトの呼び径を d とした。なお、強度は、JIS G4053⁸⁾に示される区分でいずれも 8.8 級である。また、ボルトにはひずみゲージを貼付けることを基本とし、ひずみゲージ有無とした。図2に示す載荷用鋼板は、ボルトのせん断耐力以上の支圧強度となるように M490 とし、厚さは 19mm を基本として、19mm および 40mm とした。なお、様々な厚みの鋼板に対応するため、鋼板厚さの違いによるアンカーの性能を検討することとした。スリーブは SS400 相当、厚さは M12 で 4.9mm, M16 で 6.7mm, M24 で 8.8mm である。

図3にアンカー打ち込み用のコンクリート供試体を示す。コンクリート供試体の寸法は幅1200mm×高さ800mm、奥行きは500mm、圧縮強度は目標値で20, 40, 60N/mm²である。供試体数は計16体である。鉄筋比は、コンクリートの収縮等のひび割れを抑えるため、全断面積の0.25%とした。なお、いずれの鉄筋もD13, SD345である。アンカーの設置は、1200mm×800mmの面に3本とし、コンクリート供試体1体につき2面を使用した。同面に設置するアンカーの位置は、それぞれのアンカーで埋め込み長を半径とし

表1 試験体諸元

種別	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	19.0	26.5
			8.10				20.8	28.0
	16	157	3, 5, 8, 10	205	943	1046	20.8	28.0
	24	353	3, 5, 8, 10	204	936	1043	19.0	26.5
	12	84	3, 5	204	915	1026	37.1	30.4
			8.10				37.6	31.5
			3, 5, 8, 10				37.6	31.5
	24	353	3, 5, 8, 10	204	936	1043	37.1	30.4
	12	84	3, 5	204	915	1026	57.9	39.8
8.10			58.2				40.7	
3, 5, 8, 10			58.2				40.7	
16	157	3, 5, 8, 10	205	943	1046	57.9	39.8	
24	353	3, 5, 8, 10	204	936	1043	57.9	39.8	
非貫通型※1	12	84	3, 5	204	915	1026	57.1	37.0
			8.10				62.0	40.0
	16	157	3, 5, 8, 10	205	943	1046	62.0	40.0
24	353	3, 5, 8, 10	204	936	1043	57.1	37.0	
非貫通型※2	12	84	5	204	915	1026	57.1	37.0
			8.10				60.4	42.6
	16	157	5, 8, 10	205	943	1046	60.4	42.6
24	353	5, 8, 10	204	936	1043	57.1	37.0	
貫通型	12	84	3, 5	204	915	1026	23.2	27.5
			8.10				22.1	29.0
	16	157	3, 5, 8, 10	205	943	1046	22.1	29.0
	24	353	3, 5, 8, 10	204	936	1043	23.2	27.5
	12	84	3, 5	204	915	1026	42.7	36.4
			8.10				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
	12	84	3, 5	204	915	1026	61.4	40.1
8.10			61.3				41.0	
3, 5, 8, 10			61.3				41.0	
16	157	3, 5, 8, 10	205	943	1046	61.3	41.0	
24	353	3, 5, 8, 10	204	936	1043	61.4	40.1	

d : 呼び径 (mm), A_s : 有効断面積 (mm²) l_e : 有効埋込み長 (mm), E_s : ボルトのヤング係数 (kN/mm²), f_y : ボルトの引張降伏強度 (N/mm²), f_u : ボルトの引張強度 (N/mm²), f_c : 圧縮強度 (N/mm²), E_c : ヤング係数 (kN/mm²) ※1 鋼板厚さ 40mm, ※2 ひずみゲージ無し

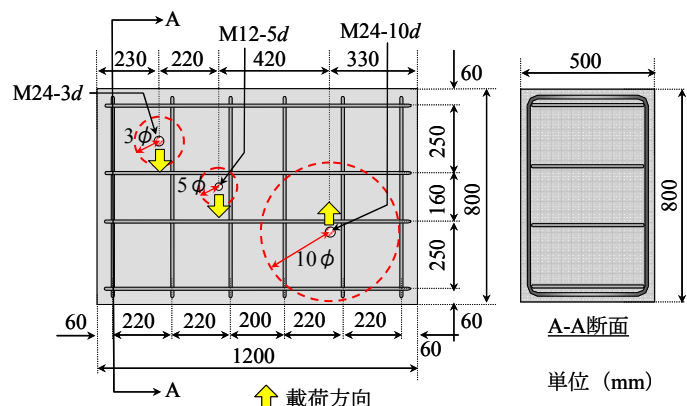


図3 コンクリート供試体

た破壊円を想定し、破壊円が重ならない位置とした。なお、せん断耐力に及ぼす鉄筋の影響は、ボルト破断以外では、ひび割れ発生時点でせん断耐力に至るため、小さいと考えられる。また、へりあきは、金属拡張系アンカーに関する各指針類^{5),6)}を参考に60mm以上とし、最小でも230mmとした。なお、コンクリート供試体の奥行き500mmは、有効埋込み長の最大値である240mmの2倍以上である。

2.2 荷重方法および測定項目

図4に荷重状況を示す。荷重方法は、荷重用鋼板にアンカーを固定し、荷重用鋼板に接続したPC鋼棒をホールジャッキに取付け、静的な単調荷重とした。荷重は最大荷重まで荷重制御とし、14kN/分の荷重速度で行った。また、反力は、コンクリート供試体を2体並べて、その上に荷重梁を設置してとった。ここで、コンクリート供試体と荷重用鋼板間の摩擦力を低減するため、厚さ0.5mmのテフロン板を2枚挟んだ。なお、アンカーの固定は、手締め程度である。測定項目は、荷重用鋼板の荷重方向の変位、荷重、アンカーのひずみである。図5にひずみゲージの貼付け位置を示す。コンクリート表面から7mm以深のボルトに貼り付けた。貼付け方法は、スリーブにひずみゲージの結束線が通るように溝加工して行った。同様に荷重用鋼板、ワッシャーにも溝を設けた。

2.3 最終的な破壊状況

図6に最終的な破壊状況を示す。埋込み長により、破壊形態は、定着部を中心にコンクリートがはく離する破壊（以降、はく離破壊）、コンクリート供試体端部にひび割れが進展する破壊（以降、へりあき破壊）、ボルト破断の3種が観察された。ボルト破断において、ボルトの破断面は、貫通型では30度程度の角度を持った鏡面、非貫通型では角度はなく、ざらざらとした面が観察された。

2.4 実験結果

(1) アンカータイプの比較

図7 (a) に非貫通型、(b) に貫通型の荷重-変位関係を示す。ここでは、ボルトの呼び径 $d=16\text{mm}$ 、コンクリートの目標圧縮強度 40N/mm^2 の場合を示した。いずれも $3d$ はコンクリートのはく離破壊、 $5d\sim 10d$ はボルト破断であった。非貫通型では、初期剛性は $3d\sim 10d$ で概ね同等である。 $3d$ では 50kN 程

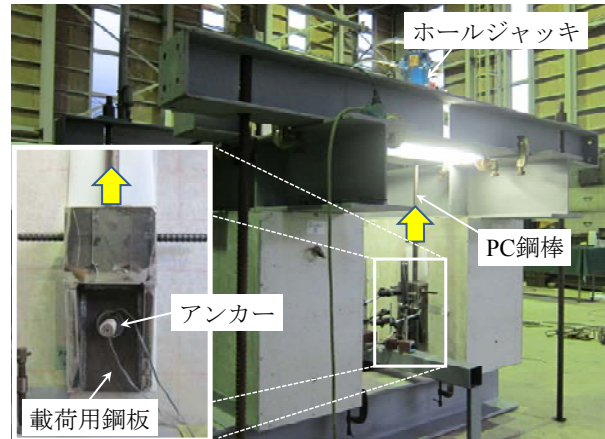


図4 荷重状況

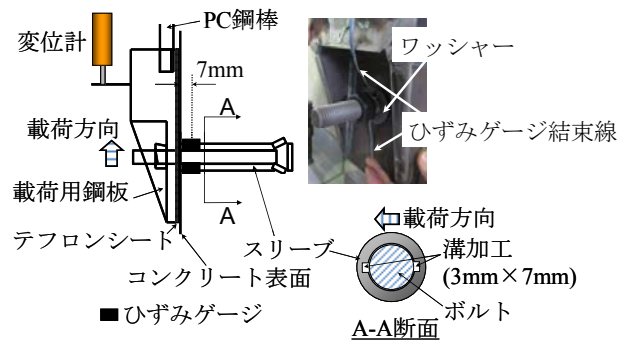
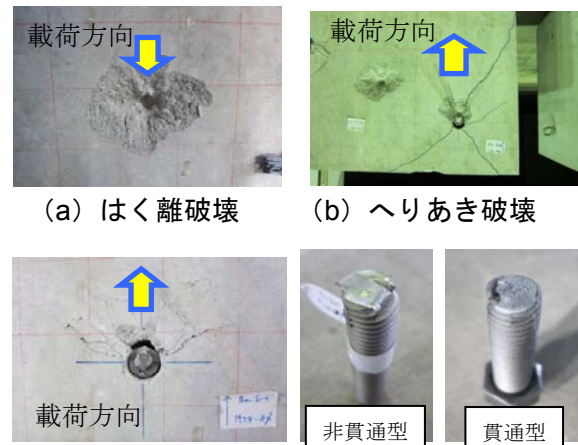
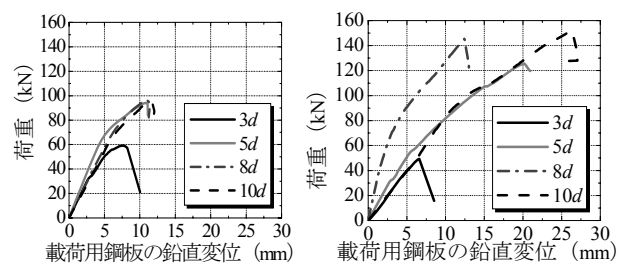


図5 ひずみゲージ貼付け位置



(c) ボルト破断

図6 最終的な破壊状況



(a) 非貫通型

(b) 貫通型

図7 荷重-変位関係

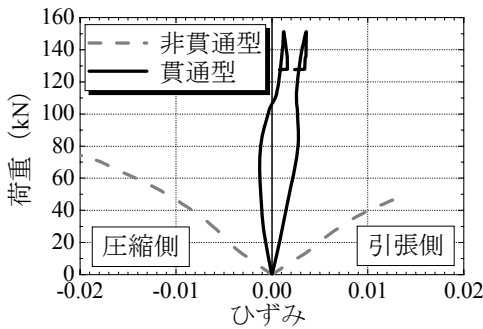


図8 非貫通型と貫通型のひずみ

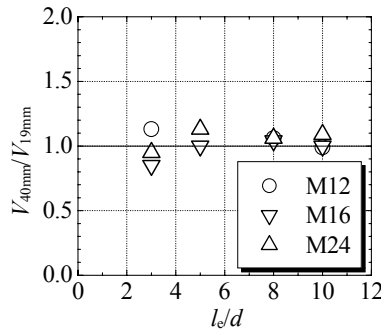


図9 鋼板厚さの影響

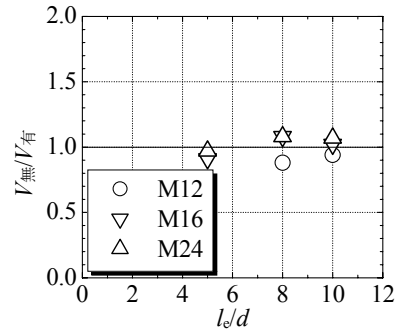


図10 ひずみゲージの影響

度で剛性が低下し、コンクリート表面がはく離するひび割れとともに荷重が急激に低下した。5d~10dでは、70kN程度で剛性が低下し、ボルト破断で終局に至った。剛性低下は、アンカーからの支圧によりコンクリート表面に局部的な圧壊が生じたためと考えられる。貫通型では、8dを除き、初期剛性は同等である。8dの剛性が大きい理由には、摩擦やコンクリート供試体の不陸等の影響が考えられる。非貫通型と貫通型の最大荷重を比較すると、3φの場合には、貫通型のほうが小さい。3φは、コンクリートのはく離破壊であったことから、ばらつきの影響であると考えられる。5d~10dの場合には、非貫通型に比べ、貫通型のほうが最大荷重が大きい。

図8に非貫通型と貫通型のひずみを示す。ここでは、ボルトの呼び径 $d=16\text{mm}$ 、コンクリートの目標圧縮強度 40N/mm^2 、有効埋込み長 $l_e=10d$ の場合を示す。非貫通型では、ほぼ均等に引張・圧縮が生じ、せん断力による曲げモーメントが作用することを示している。一方で、貫通型では、60kN程度まではほぼ均等に引張・圧縮が生じるが、徐々に圧縮であったひずみが引張となる。また、図6のボルト破断面や最大荷重から、非貫通型ではせん断力、貫通型では引抜き力が卓越する破壊形態となると考えられる。

(2) 鋼板厚さの影響

図9に載荷用鋼板厚さ40mmと19mmの最大荷重比 $V_{40\text{mm}}/V_{19\text{mm}}$ と埋込み長 l_e /ボルト呼び径 d の関係を示す。 $l_e/d=3$ では、ばらつきがあるが、コンクリートのはく離破壊であるため、鋼板厚さの影響は明確ではない。ボルト破断である $l_e/d=8,10$ では、影響がない。そのため、鋼板厚さによる影響はないと考えられる。

(3) ひずみゲージの影響

図10にひずみゲージ有無の最大荷重比 $V_{有}/V_{無}$ と埋込み長 l_e /ボルト呼び径 d の関係を示す。いずれもボルト破断である。概ね影響がないため、ひずみゲージ設置用の溝加工の影響はないと考えられる。

(4) 破壊形態別の評価式の検討

図11にボルト破断した場合の実験値と計算値の比較を示す。なお、非貫通型の同一アンカーを用いた既往文献⁷⁾のせん断試験結果も記載した。引抜き耐力式 (1) およびせん断耐力式 (2) を以下に示す。 f_u は引張強度、 A_s はボルトの有効断面積である。

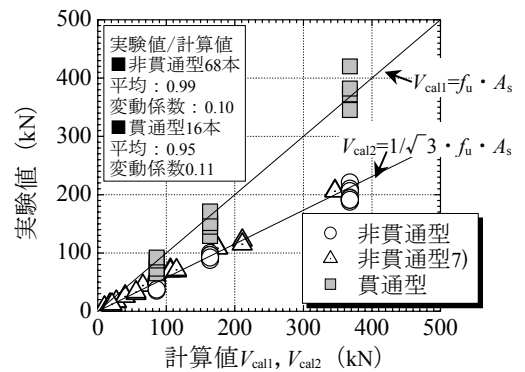


図11 計算値と実験値の比較 (ボルト破断)

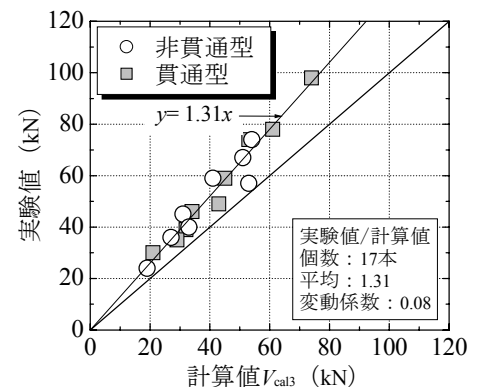


図12 計算値と実験値の比較 (コンクリートのはく離破壊)

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

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

非貫通型の実験値とせん断耐力式を用いた計算値の比は平均値0.99・変動係数0.10, 一方, 貫通型の実験値と引抜き耐力式を用いた計算値の比は平均値0.95・変動係数0.11であった。そのため, 非貫通型はせん断耐力式, 貫通型は引抜き耐力式で評価できると考えられる。

図12にコンクリートのはく離破壊した場合の実験値と計算値の比較を示す。計算値は, はく離破壊に対する式 (3) ⁹⁾によって算出した。

$$V_{cal3} = k \cdot 10.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot l_e^{1.5}$$

$$k = 1(l_e < 60\text{mm}), k = 2(l_e \geq 60\text{mm}) \dots (3)$$

ここでは, すべて $k = 2$ とした。いずれも計算値よりも実験値が大きい。実験値/計算値は平均1.31, 変動係数0.08であった。式

(3) を示す既往文献⁹⁾では, 金属拡張系アンカーも含めアンカー種類によらず, $k \cdot 10.1$ の係数を決定していると考えられる。また, ばらつきも小さいため, 本アンカーに関しては, 式 (3) の1.3倍程度で評価できる可能性がある。

3. せん断疲労試験概要

3.1 試験体諸元

表2に試験体諸元を示す。アンカー本数は, 計6本である。アンカーの有効埋込み長 l_e は静的せん断試験から最終的な破壊がボルト破断先行となる5dおよび8d, ボルトの呼び径はM24のみである。コンクリート供試体は, 図3に示す静的せん断試験と同様である。供試体数は, 計6体である。アンカーの設置は1200mm×800mmの面に1本とし, 設置位置は断面中央とした。他諸元は, 静的せん断試験と同様である。

3.2 荷重方法および測定項目

図13に荷重状況を示す。荷重方法は, コンクリート供試体をH型鋼材で反力床に設置し, アンカーを固定した荷重用鋼板に接続したPC鋼棒をジャッキに取付け荷重した。なお, 変動荷重は, PC鋼材の破断した既設鉄道PC桁を鋼板接着補強²⁾した場合に, アンカー1本が受け持つ変動荷重の最大値の2倍程度とし, +5kN~+20kNまでの15kNとした。繰り返し方法は5Hzで200万回の片振りとした。なお, 調査した既設鉄道PC桁は, 構造形式: PCI, PCT, PCB, 総数: 57橋, しゅん功年: S46年~58年, スパ

表 2 試験体諸元

種別	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	24	353	5	204	936	1043	20.8	26.7
			8				20.8	28.0
			5				39.0	33.5
			8				41.7	33.7
			5				63.0	41.7
			8				61.9	40.4

※ 記号は, 表 1 と同様

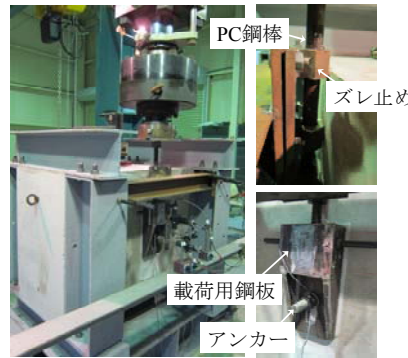


図 13 荷重状況

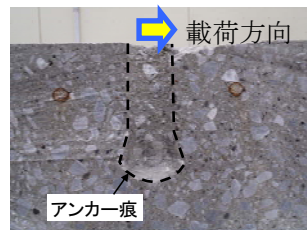


(a) f_c20.8-5d-M24



(b) f_c61.9-8d-M24

図 14 荷重終了後の状況



(a) f_c20.8-5d-M24



(b) f_c41.7-8d-M24

図 15 切断面の変状状況

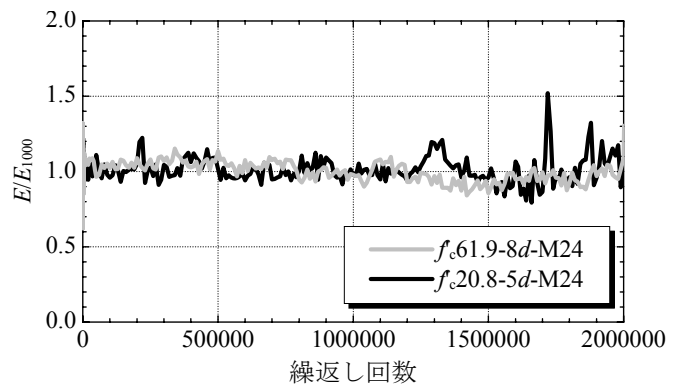


図 16 繰返し回数と剛性の関係

ン：14.4～44.2m，桁高：0.90～3.10m，主桁本数：1～8本である。本研究では，純せん断となるように，PC鋼棒にズレ止めを設置した。コンクリート供試体と載荷用鋼板間に厚さ0.5mmのテフロン板を2枚挟み，アンカーの固定は手締め程度とした。測定項目は，荷重，アンカー天端の変位である。

3.3 繰返し載荷終了後の変状状況

図14に繰返し載荷終了後の変状状況を示す。目視および打音により変状状況を確認した結果，圧縮強度が小さい場合には，アンカーの支圧により狭い領域でコンクリートの圧壊が生じていたが，コンクリートのはく離破壊やアンカーの拔出し等の変状は観察できなかった。一方，圧縮強度が大きい場合には，変状は観察できなかった。また，図15に切断面の変状状況を示す。いずれも定着部での抜け出しやひび割れは観察できなかった。図16に示すように，顕著な剛性の低下はない。なお，ヤング係数は，繰返し回数1000回時のヤング係数で無次元化した。

3.4 繰返し載荷終了後の引抜き試験

コンクリート内部の微細なひび割れやアンカー定着部のコンクリートの圧壊等は，目視や打音で確認することは困難であることから，静的な引抜き試験を行った。試験は，表2に示す $l_e/d=8, f_c=20.8$ (No.1) および $l_e/d=5, f_c=39.0$ (No.2) , $l_e/d=5, f_c=63.0$ (No.3) の3体で行った。いずれも図17に示すようなひび割れが生じ最大荷重に至った。表3に実験値と計算値の比較を示す。なお，計算値は，同一アンカーを用いた既往文献⁷⁾からコンクリートのコーン状破壊耐力式 (4) により算定した。

$$V_{cal4} = 0.37 \cdot \sqrt{f'_{cd}} \cdot A_e \dots\dots\dots (4)$$

式 (1) は変動係数0.22とばらつきが大きいことから，No.1の実験値は計算値より小さいものの，いずれも実験値は概ねと同等であると考えられる。そのため，疲労によるコンクリート内部の損傷はなく，アンカーの性能は繰返し載荷後も保持されていると考えられる。

4. まとめ

- (1) アンカーの埋込み長が短い場合にはコンクリートのはく離破壊，長い場合にはボルト破断となり，既往の評価式で概ね評価可能であった。
 - (2) ボルトのみではなくスリーブにせん断力を負担させる貫通型では引抜き力，ボルトのみの非貫通型ではせん断力が卓越する破壊形態となることを確認した。
 - (3) せん断疲労試験により，変動荷重が 15kN，繰返し方法が 200 万回の片振りの場合，アンカーおよびコンクリートの内部に損傷はなく，引抜き耐力は繰返し載荷後も保持されることを確認した。
- なお，本研究は国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施した。

参考文献

- 1) 日経コンストラクション：相次ぐPCケーブルの破断，第533号，pp.54-58, 2011.12
- 2) 渡辺健，堀慎一，田所敏弥，谷村幸裕：鋼材が破断したPCはりの曲げ補強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.333-338, 2011.10
- 3) 片桐太一，広沢雅也，松崎育弘，清水泰，秋山友昭：金属拡張アンカーの耐力評価式に関する研究（その1）金属拡張アンカーの引抜き耐力，日本建築学会大会学術講演概要集，pp.305-306, 1989.10
- 4) 松崎育弘，川瀬清孝，永田守正，丹羽亮：樹脂アンカーの支持耐力に関する実験研究，第6回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.393-396, 1984
- 5) 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
- 6) 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
- 7) 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
- 8) JIS G4053：機械構造用合金鋼鋼材
- 9) EOTA：Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors For Use in Concrete, 2006.11



図 17 最終的なひび割れ状況 (No.3)

表 3 実験値と計算値の比較

No.	l_e/d	f_c	引抜き耐力 (kN)		
			実験値	計算値	実験値/計算値
1	8	20.8	217	246	0.88
2	5	39.0	174	150	1.16
3	5	63.0	202	190	1.06

※ 記号は，表 1 と同様