

論文

金属系あと施工アンカーの軸引張耐力に与える曲げひび割れと側方圧縮力の影響

三木 朋広*1, 尾崎 由菜*2, 小林 学*3

Influence of Flexural Cracks of Concrete and Lateral Pressure on Axial Tensile Capacity of Post-installed Mechanical Anchors

Tomohiro MIKI*1, Yuna OSAKI*2 and Manabu KOBAYASHI*3

要旨：金属系あと施工アンカーの軸引張耐力を実験的に把握するため、ブロック型供試体と RC 梁供試体を用いて、圧縮荷重または曲げ荷重を行いながら、あと施工アンカーの引張試験を実施した。引張試験によって、ひび割れや側方圧縮力、アンカー種類が破壊モードや最大耐力、荷重変位関係に与える影響を把握した。側方圧縮力を受ける場合、金属拡張アンカーで鋼材破断、金属拡張アンカーで割裂破壊が見られた。また、RC 梁における曲げひび割れの影響として、アンカー種類によらず、破壊モードが割裂破壊となることがわかった。

キーワード：金属系アンカー、軸引張耐力、曲げひび割れ、側方圧縮力、破壊モード

1. はじめに

あと施工アンカー工法は、耐震補強、橋梁上部構造の落橋防止装置のほか、コンクリート構造物への遮音壁や照明設備等の付帯設備の取付けなどに使用される。この工法では、コンクリートが硬化した後、所定の位置に穿孔し、母材となるコンクリートにあと施工アンカーを固着して設備等を固定する。このとき、付帯設備等に作用する力はあと施工アンカーを介してコンクリートに確実に伝達される必要がある。土木学会では、コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工・維持管理指針(案)¹⁾が 2022 年に改訂された。この指針(案)では、金属系、接着系のあと施工アンカーの設計方法等が示されている。

本研究では、金属系アンカーを対象とした検討を行う。このうち金属拡張アンカーは、図-1 に示すように、あらかじめ穿孔された孔の中にアンカーを打ち込む等によって、あと施工アンカー先端の拡張部を孔壁に押しつけて摩擦力を高めて母材のコンクリートに固着するものである¹⁾。一方、金属拡張アンカーは、穿孔された孔の先端部を専用機材によって大きな直径となるように成形して、主に拡張部からコンクリートに伝達する支圧力による機械的な噛み合い作用によって母材に固定するものである¹⁾。

本研究では、固着の原理が異なる金属系アンカーを対象として、繰返し荷重を受けるあと施工アンカーの軸引張耐力を把握することを試みた。載荷実験

では、ブロック供試体と RC 梁供試体を用いて、あと施工アンカーの軸直角方向から圧縮力が作用する場合と、曲げひび割れが生じた場合を想定し、単調引張荷重、または繰返し荷重を受けるあと施工アンカーにおいて、引張荷重-変位関係、ならびにコンクリートに生じたひび割れがあと施工アンカー部の軸引張耐力に与える影響について検討した。

2. 実験方法

載荷試験には、ブロック供試体 16 体、RC 梁供試体 4 体を使用した。ブロック供試体は 1 辺 200mm の無筋コンクリート立方体とした。また、RC 梁供試体は断面 200 mm×200 mm、長さ 2000 mm であり、引

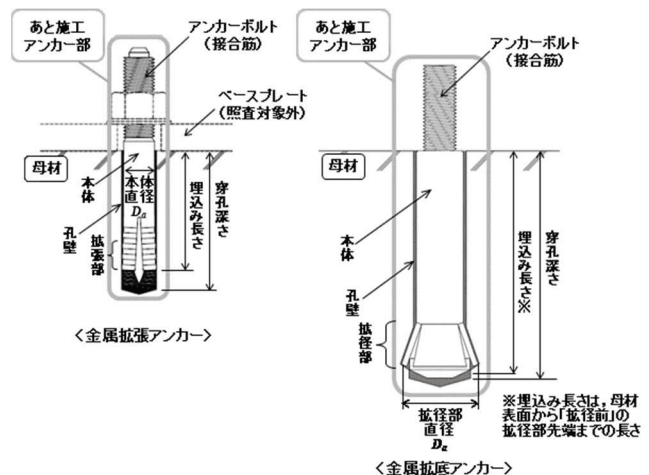


図-1 金属系アンカーの固着の原理¹⁾

*1 神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻 准教授

*2 神戸大学工学部市民工学科

*3 (株) ケー・エフ・シーファスナー事業部耐震営業部 技術担当

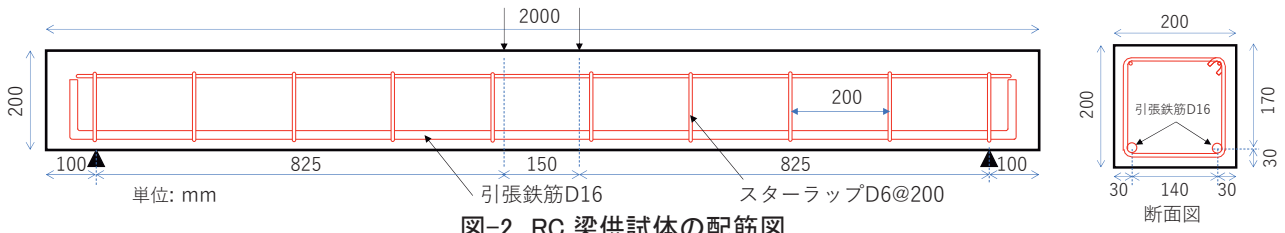


図-2 RC 梁供試体の配筋図

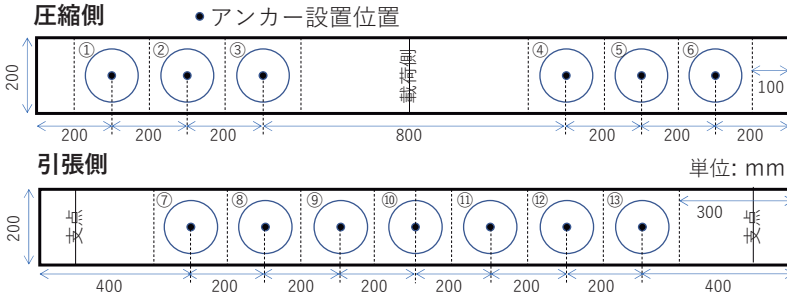


図-3 RC 梁供試体におけるアンカーの設置位置(No.1~No.13)

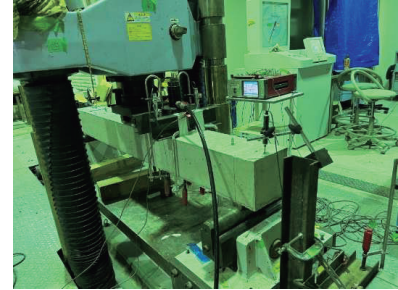


図-5 曲げ載荷試験の様子



(a) 金属拡張アンカー (b) 金属拡底アンカー
図-4 使用した金属系アンカー

張鉄筋として D16 を 2 本，スターラップとして D6 を 200 mm 間隔で用いた．図-2 に RC 梁供試体の配筋図を示す．いずれの供試体にも同じ配合のコンクリートを用いた．円柱供試体を用いた強度試験によると圧縮強度 37.3 N/mm²，静弾性係数 24800 N/mm²，引張強度 2.74 N/mm²であった．

あと施工アンカーは，ブロック供試体では荷重軸直交方向の両側面のコンクリートに荷重試験前に設置した．また RC 梁供試体では，図-3 に示すように，曲げ圧縮側 6 箇所 (No.1~6) と曲げ引張側 (No.7~13) にそれぞれ所定の箇所に設置した．

あと施工アンカーの引張試験は，ブロック供試体では鉛直方向から所定の圧縮力 (840, 600, 300, 60 kN) を作用した状態で，側面に設置したあと施工アンカーに引張力を荷重した．荷重方法は，単調荷重は引張力を漸増荷重し，繰返し荷重ではアンカーボルト降伏直前の 35 kN を上限に 10~30 回荷重し，その後最大荷重後，変形が大きくなるまで荷重した．

RC 梁供試体においては所定の曲げ荷重 (60, 45 kN) を作用した状態で引張力を荷重した．この場合，曲げ圧縮側に設置したあと施工アンカーは，曲げ応力曲げモーメントの分布に従い異なる大きさの圧縮力

を側方から受ける状態であり，引張側では曲げモーメントの分布に従い，生じた曲げひび割れ幅と長さが異なる状態で引張力を受けることになる．

3. 実験結果と考察

3.1 耐力算定式による試算

土木学会の指針案¹⁾に従って，設計降伏耐力 T_{yd} は式(1)から，設計コンクリートコーン状破壊耐力 T_{cd} は式(2)からそれぞれ求めた．算定結果を表-1 に示す．

$$T_{yd} = K_t T_y / \gamma_b \quad (1)$$

ここで， T_y ：降伏耐力= $a_o f_{ysd}$ ， f_{ysd} ：アンカーボルトの素材の設計引張降伏強度 (N/mm²)， a_o ：アンカーボルトの最小断面積 (mm²)， K_t ：使用期間の長さの影響を表す係数 (= 1.0)．

$$T_{cd} = K_t \alpha A_c \sqrt{f'_{cd}} / \gamma_b \quad (2)$$

ここで， $K_t = 1.0$ ， α ：アンカー種類を表す係数，

表-1 あと施工アンカー一部の引張耐力算定結果

	拡張アンカー	拡底アンカー
f'_{ck} N/mm ²	37.3	37.3
f'_{cd} N/mm ²	28.7	28.7
γ_c	1.3	1.3
a_o mm ²	84.3	84.3
f_y N/mm ²	235	235
f_{ysd} N/mm ²	213.6	213.6
γ_s	1.1	1.1
l_e mm	42.7	48.1
l mm	60.0	48.1
D_a mm	17.3	31.7
T_{yd} kN	16.4	16.4
K_t	1.0	1.0
T_y kN	18.0	18.0
γ_b	1.1	1.1
T_{cd} kN	8.4	12.5
K_t	1.0	1.0
α	0.31	0.31
A_c mm ²	8048.8	12058.6
$\sqrt{f'_{cd}}$	5.36	5.36
γ_b	1.6	1.6
破壊モード	コーン状破壊	コーン状破壊

表-2 実験結果(ブロック供試体, 金属拡底アンカー)

ID	側圧 (kN)	荷重方法	P_{max} (kN)	P_{max} 時の変位(mm)	破壊モード
1A	840	単調	50.1	9.0	鋼材降伏
1B	840	単調	49.9	10.1	鋼材降伏
2A	840	繰返し	50.8	9.4	鋼材降伏
2B	840	繰返し	50.7	8.5	鋼材降伏
3A	600	単調	50.4	9.2	鋼材破断
3B	600	単調	51.5	8.3	鋼材破断
4A	600	繰返し	50.8	11.7	コーン状破壊
4B	600	繰返し	49.3	8.0	鋼材破断
5A	300	単調	51.7	10.3	鋼材破断
5B	300	単調	51.5	9.0	コーン状破壊
6A	300	繰返し	51.0	8.5	鋼材破断
6B	300	繰返し	51.1	9.5	鋼材破断
7A	60	単調	46.8	7.0	割裂破壊
7B	60	単調	47.2	6.5	コーン状破壊
8A	60	繰返し	36.4	4.6	割裂破壊
8B	60	繰返し	41.9	5.2	コーン状破壊

表-3 実験結果(ブロック供試体, 金属拡張アンカー)

ID	側圧 (kN)	荷重方法	P_{max} (kN)	P_{max} 時の変位(mm)	破壊モード
1A	840	単調	48.1	5.3	鋼材破断
1B	840	単調	49.4	4.7	鋼材降伏
2A	840	繰返し	48.6	4.9	鋼材破断
2B	840	繰返し	48.3	5.4	鋼材破断
3A	600	単調	39.7	9.2	割裂破壊
3B	600	単調	50.6	14.9	鋼材破断
4A	600	繰返し	50.1	5.9	鋼材破断
4B	600	繰返し	50.1	7.0	鋼材破断
5A	300	単調	49.8	6.1	鋼材破断
5B	300	単調	38.7	5.4	割裂破壊
6A	300	繰返し	48.9	10.3	鋼材破断
6B	300	繰返し	49.8	6.7	鋼材破断
7A	0	単調	30.7	1.1	鋼材降伏
7B	0	単調	9.6	2.0	割裂破壊
8A	60	繰返し	34.6	4.8	割裂破壊
8B	60	繰返し	35.7	5.1	割裂破壊

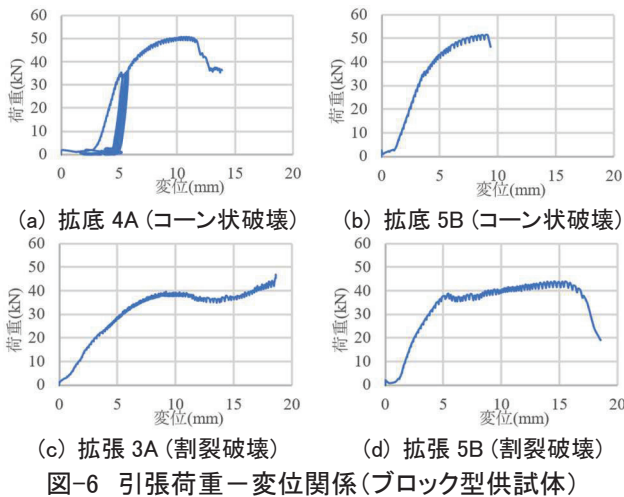


図-6 引張荷重-変位関係(ブロック型供試体)

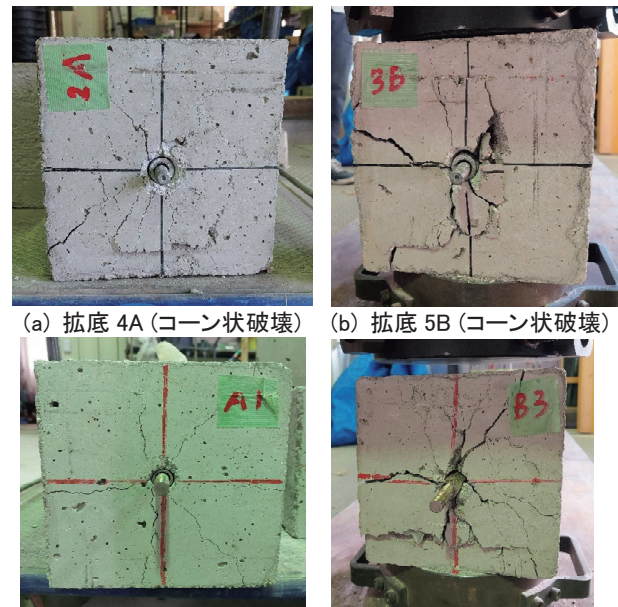


図-7 試験後の様子の例(ブロック型供試体)

A_c : 母材のコーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm^2) = $\pi l_e (l_e + D_a)$, l_e : 有効埋込み長さ. 有効埋込み長さは, 金属拡張アンカーでは $l_e = l - D_a$, l : 埋込み長さ (mm), D_a : アンカー本体の直径 (mm) であり, 金属拡底アンカーでは $l_e = l$, D_a : アンカー拡径後の拡径部の直径 (mm) である.

表-1 に示すように, 設計降伏耐力 T_{yd} はいずれのあと施工アンカーも 16.4 kN であり, 設計コンクリートコーン状破壊耐力 T_{cd} は, 拡張アンカーでは 8.4 kN であり, 拡底アンカーでは 12.5 kN であった.

3.2 ブロック型供試体

ブロック供試体を対象とした試験結果の一例として, 図-6 に引張荷重-変位関係を示し, 図-7 に試験後の供試体の様子を示す. また, すべての結果を表-2, 表-3 にまとめて示す. ここでは荷重試験で得られた最大荷重 P_{max} , P_{max} 時の変位, ならびに破壊モードを示す. 破壊モードは, アンカーボルト近傍のコンクリートが円すい形に破壊した場合をコーン状破壊, 供試体にアンカーボルトから放射状にひび割れが生じ破壊した場合を割裂破壊, アンカーボルト

が降伏した場合を鋼材降伏, 降伏後, 破断に至った場合を鋼材破断と定義した.

ブロック供試体の荷重試験では, あと施工アンカーが圧縮強度の 56% (840 kN) を上限に, 40% (600 kN), 20% (300 kN), 4% (60 kN) に相当する圧縮力を軸直交方向から側圧として受け, かつ圧縮力によるコンクリートの損傷がほぼない状態における引張耐力を測定した. 試験結果をみると, 側圧が大きい場合, 単調荷重の結果と比べて 10~30 回程度の繰返し引張荷重による挙動の違いは見られなかった. 破壊モードは, 側圧が大きい場合は鋼材降伏であったが, 側圧が小さい場合は割裂破壊やコーン状破壊であった.

3.3 RC 梁供試体

RC 梁供試体に曲げ荷重として 60 kN もしくは 45 kN を作用させたときに生じたひび割れの側面から

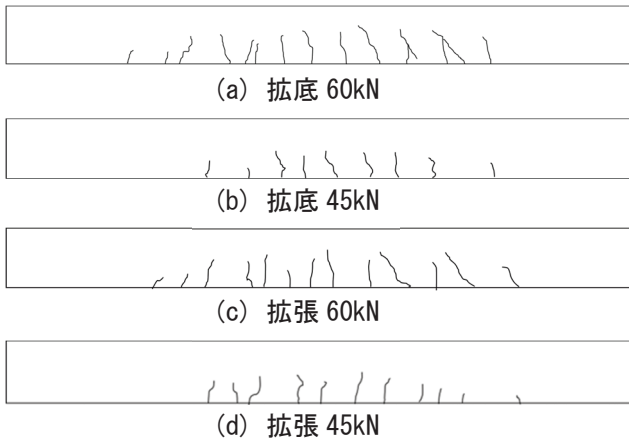


図-8 曲げ荷重による曲げひび割れ (RC 梁側面)

見た様子を図-8に、曲げ荷重載荷時のひび割れ長さとして曲げ引張縁からひび割れの先端位置までの長さとして最大ひび割れ幅を表-4に示す。今回の載荷条件では、60 kN 載荷時において、等曲げモーメント区間の圧縮縁でコンクリートが圧縮ひずみ 1000 μ 程度 (圧縮応力度で 25 N/mm²相当) の圧縮力を側圧として受けた状態での軸引張力を測定した。一方、曲げ引張側においては45 kN 載荷時には0.15 mm程度、また60 kN 載荷時には0.31~0.54 mmの幅の曲げひび割れが等曲げモーメント区間に生じていた。また、あと施工アンカーの埋込み長さは拡底アンカーが約

表-4 引張試験時の RC 梁におけるひび割れ

RC 梁	最大ひび割れ長さ (mm)	最大ひび割れ幅 (mm)
拡底 60	139	0.306
拡底 45	99	0.144
拡張 60	133	0.543
拡張 45	98	0.154

48 mm, 拡張アンカーが60mmであったが、スパン中央では埋込み長さより深い位置まで曲げひび割れは達していた。なお、本実験におけるあと施工アンカーの設置位置と曲げひび割れ位置の関係は、スパン中央(No.10)ではほぼ同じ位置であり、それ以外はアンカーの設置位置近傍にひび割れが生じていた。

RC 梁供試体を対象とした実験結果を表-5~表-8に示す。表中の No.は図-3におけるアンカーの設置位置に相当する。また、表中 () で示す結果は、引張試験装置の制限から終局状態まで載荷できなかったケースであり、載荷終了時の荷重と変位を示す。

曲げ圧縮側では、いずれの場合も破壊モードが鋼材破断か鋼材降伏であったが、表-5に示すように60 kN 載荷時の金属拡底アンカーでは、側圧が小さい No.5 や No.6 ではコーン状破壊となった。

RC 梁供試体における引張荷重-変位関係の一例を図-9、図-10に示す。また、試験後のコンクリー

表-5 実験結果(RC 梁 60kN, 金属拡底アンカー)

No.	繰返し回数	Pmax (kN)	Pmax 時変位(mm)	破壊モード
1	2	35.4	3.0	割裂破壊
2	12	50.0	8.7	鋼材降伏
3	11	51.2	7.1	鋼材降伏
4	12	50.0	7.3	鋼材破断
5	10	47.1	5.1	コーン状破壊
6	6	37.5	4.5	コーン状破壊
7	2	35.3	6.17	割裂破壊
8	1	28.7	5.2	割裂破壊
9	1	25.4	3.7	割裂破壊
10	1	33.5	4.7	割裂破壊
11	1	31.7	6.7	割裂破壊
12	1	34.8	3.6	割裂破壊
13	1	34.2	8.7	割裂破壊

表-6 実験結果(RC 梁 60kN, 金属拡張アンカー)

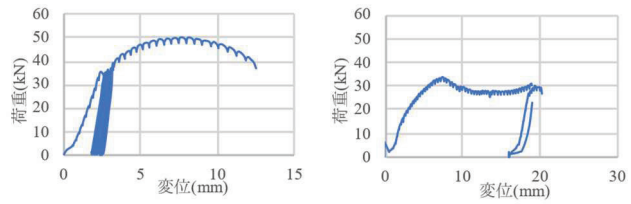
No.	繰返し回数	Pmax (kN)	Pmax 時変位(mm)	破壊モード
1	10	42.0	6.6	割裂破壊
2	2	34.2	7.47	割裂破壊
3	10	34.3	6.8	割裂破壊
4	10	(48.8)	(7.10)	(最終計測無)
5	10	47.5	6.3	割裂破壊
6	1	31.1	4.9	割裂破壊
7	1	38.7	16.4	割裂破壊
8	1	31.5	23.1	割裂破壊
9	1	21.7	8.5	割裂破壊
10	1	26.5	12.2	割裂破壊
11	1	25.9	17.0	割裂破壊
12	1	31.7	18.0	割裂破壊
13	1	30.3	18.3	割裂破壊

表-7 実験結果(RC 梁 45kN, 金属拡底アンカー)

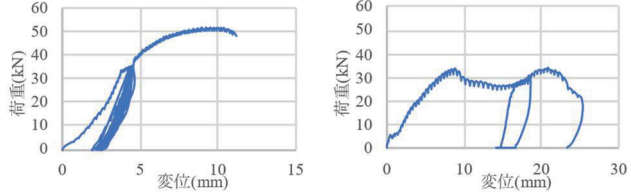
No.	繰返し回数	Pmax (kN)	Pmax 時変位(mm)	破壊モード
1	10	51.2	9.7	鋼材破断
2	10	52.0	8.9	鋼材破断
3	10	51.4	10.7	鋼材破断
4	10	51.6	10.1	鋼材破断
5	10	(43.3)	(5.4)	(最終計測無)
6	10	(46.3)	(5.9)	(最終計測無)
7	1	47.7	7.5	割裂破壊
8	1	34.1	3.7	割裂破壊
9	1	34.7	4.5	割裂破壊
10	1	24.4	3.9	割裂破壊
11	1	29.2	4.6	割裂破壊
12	1	35.1	4.5	割裂破壊
13	1	44.9	7.4	割裂破壊

表-8 実験結果(RC 梁 45kN, 金属拡張アンカー)

No.	繰返し回数	Pmax (kN)	Pmax 時変位(mm)	破壊モード
1	1	30.2	4.2	割裂破壊
2	2	34.4	9.3	割裂破壊
3	2	33.2	7.6	割裂破壊
4	10	40.6	5.8	割裂破壊
5	10	40.6	8.7	割裂破壊
6	2	34.5	8.1	割裂破壊
7	1	(39.1)	(14.7)	(最終計測無)
8	1	33.7	14.0	割裂破壊
9	1	34.1	22.7	割裂破壊
10	1	26.0	9.5	割裂破壊
11	1	40.4	26.8	割裂破壊
12	1	33.3	20.6	割裂破壊
13	1	29.5	6.6	割裂破壊

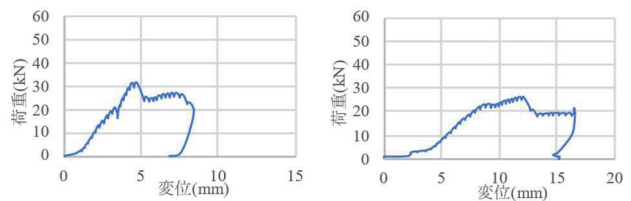


(a) 拡底 60 No.2 (割裂破壊) (b) 拡張 60 No.2 (割裂破壊)

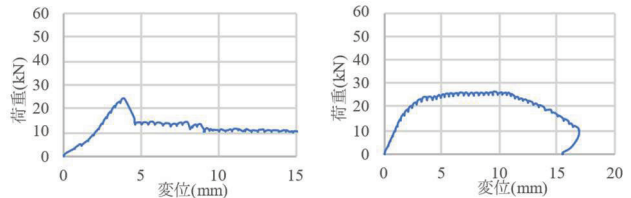


(c) 拡底 45 No.2 (鋼材破断) (d) 拡張 45 No.2 (割裂破壊)

図-9 引張荷重－変位関係(RC 梁供試体, 圧縮側)



(a) 拡底 60 No.10 (割裂破壊) (b) 拡張 60 No.10 (割裂破壊)



(c) 拡底 45 No.10 (割裂破壊) (d) 拡張 45 No.10 (割裂破壊)

図-10 引張荷重－変位関係(RC 梁供試体, 引張側)

トの様子を例を図-11、図-12 にそれぞれ示す。

RC 梁供試体の拡底 60 の圧縮側では、鋼材破断したアンカーの荷重－変位関係は拡底 45 と同様の挙動を示した。ただし、No.1 や No.2 では割裂破壊であったが、No.5, 6 ではコーン状破壊が生じた。

RC 梁供試体の拡底 45 の圧縮側は、計測できた全てのアンカーが鋼材破断しており、アンカーの位置によらず、荷重－変位関係はアンカーが降伏するまで比例関係に近い形で増加し、引張荷重が 35～40 kN 程度で鋼材降伏した。鋼材降伏から最大荷重に達するまでの間にアンカーは 5～10 mm 程度変位が生じ、最大荷重到達後、鋼材破断した。

RC 梁供試体の拡張 60 の圧縮側は、いずれの位置においてもアンカーが 7 mm 程度変位が生じると最大荷重に達した。その後荷重が 30 kN 程度まで減少すると、アンカーは引き抜けながら荷重を保持するような挙動を示し、割裂破壊した。

曲げ引張側では、曲げひび割れの影響がみられた。RC 梁引張側の拡底アンカーでは、最大荷重に達すると、10 kN 程度荷重が減少し、その後、緩やかに減少するという特徴が共通していた。また、アンカーの設置位置がスパン中央の No.10 では、曲げひび



(a) 拡底 60 No.2 (割裂破壊) (b) 拡張 60 No.2 (割裂破壊)

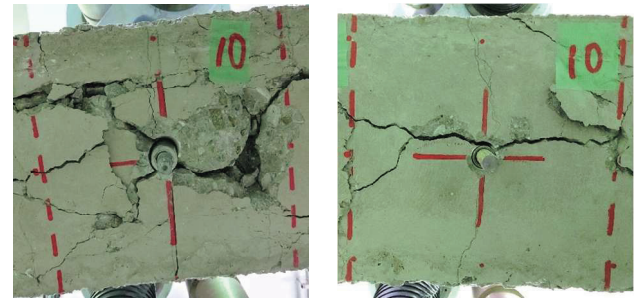


(c) 拡底 45 No.2 (鋼材破断) (d) 拡張 45 No.2 (割裂破壊)

図-11 試験後の様子の例(RC 梁供試体, 圧縮側)



(a) 拡底 60 No.10 (割裂破壊) (b) 拡張 60 No.10 (割裂破壊)



(c) 拡底 45 No.10 (割裂破壊) (d) 拡張 45 No.10 (割裂破壊)

図-12 試験後の様子の例(RC 梁供試体, 引張側)

割れの影響があり最大荷重は小さくなったが、0.15～0.5mm の範囲ではひび割れ幅によらず最大耐力は同程度であった。表-5、表-7 に示すように、最大荷重時の変位量は 4 mm 程度と小さいこともわかる。

一方、拡張アンカーについては、曲げひび割れの影響を受けて最大荷重は低下したが、拡底アンカーと同様に 0.15～0.5mm では曲げひび割れ幅によらず、最大耐力はほぼ同程度であった。RC 梁供試体の拡張 45 のように変位量が大きくなった段階で最大荷重に達し、荷重を保持した状態で変形量が大きくなる点が拡底アンカーと異なる挙動であった。

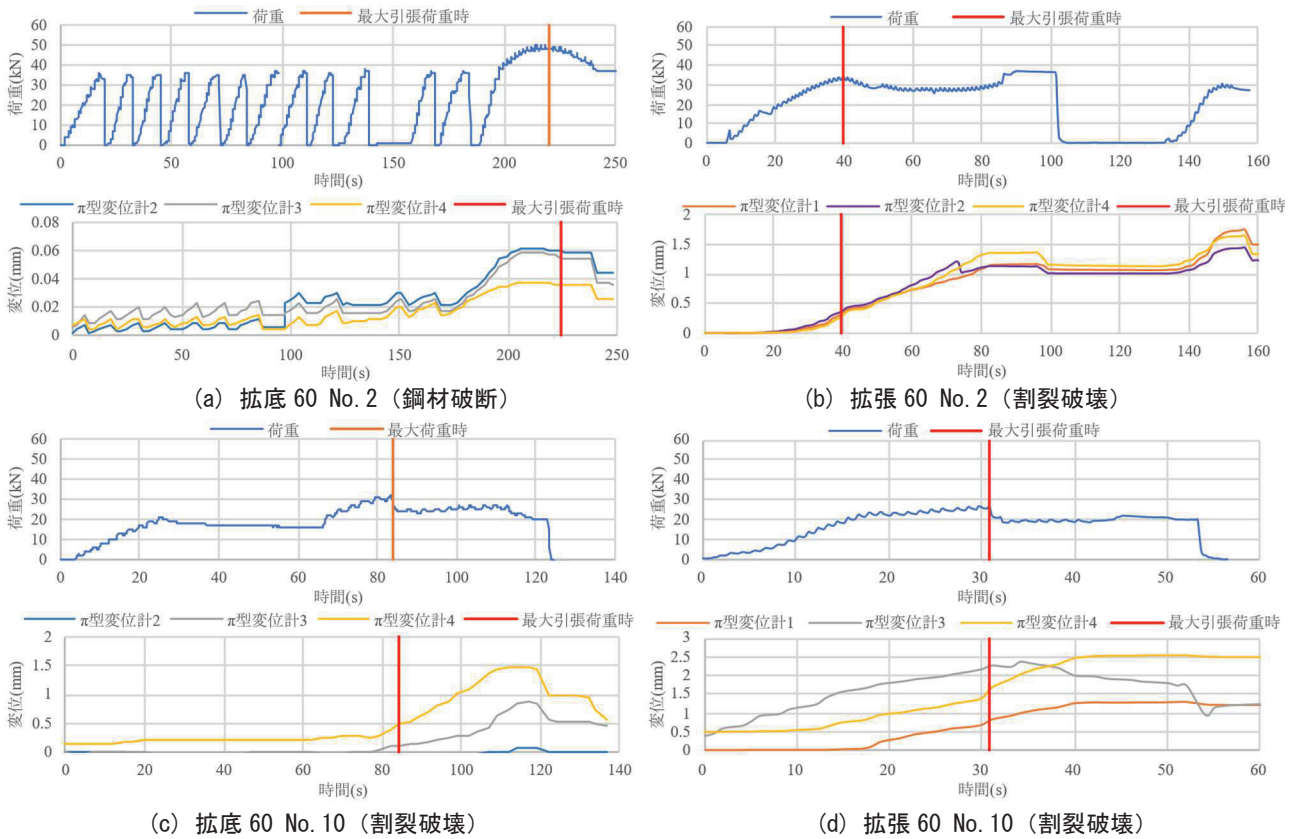


図-13 RC梁の曲げ載荷作用時における引張荷重とひび割れ幅の推移

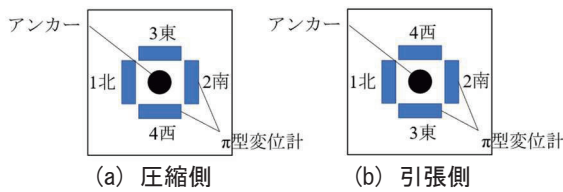


図-14 π 型変位計の設置位置

あと施工アンカーの引張試験において、 π 型亀裂変位計を用いて曲げひび割れ幅を計測した。図-13にRC梁の拡張60と拡張60の引張荷重と、同時に計測したひび割れ幅の時間推移を例示する。計測に用いた亀裂変位計は、図-14に示す位置に設置した。

拡底アンカーでは、図-13(a)に示すように最大荷重時のひび割れ幅が小さいことがわかる。図-13(b)に示す拡張アンカーでは、引張荷重の増大に伴いひび割れ幅は増加するが、最大荷重後もひび割れ幅が増加し続けたことがわかる。

一方、RC梁の引張側では、引張試験前の曲げ載荷により曲げひび割れが生じていたが、その曲げひび割れ幅の拡大に加えて、軸方向のひび割れが開口する様子がわかる。図-13(d)を見ると、最大荷重に達する前に曲げひび割れの開口変位 (π 型変位計3と4)が増加したが、軸方向のひび割れの開口変位 (π 型変位計1)も増加しており、あと施工アンカーから放射状にひび割れが生じて、引張力に抵抗しながらそれらのひび割れが開口することがわかった。

4. まとめ

本研究で得られた結論は以下のとおりである。

- 1) ブロック型供試体では、金属拡張アンカーにおいて、側圧が大きい場合、破壊モードは鋼材破断と割裂破壊であり、側圧が小さいと割裂破壊であった。一方、拡底アンカーでは側圧が大きいとき鋼材破断とコーン状破壊がみられ、側圧が小さいと割裂破壊とコーン状破壊であった。
- 2) RC梁供試体において曲げひび割れが生じた領域におけるあと施工アンカー部の引張耐力は、ひび割れの影響で最大耐力が低下したが、0.15~0.5mm程度ではひび割れ幅によらず最大引張耐力はほぼ同程度であった。ただし、最大荷重後の変形挙動については、あと施工アンカーの種類による違いがみられた。

謝辞

本研究におけるあと施工アンカーの引張試験の実施に株式会社トラストにご協力いただきました。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工・維持管理指針(案)，コンクリートライブラリー160，2022