

論文 先付けとあと施工の違いを考慮した組合せ応力下のアンカー筋のダウエルモデル

松永 健也*1・菊地 成美*1・高瀬 裕也*2・溝口 光男*3

要旨：RC 構造物では、鉄筋のダウエル効果によって、応力が伝達されることがある。一般に、新設構造物やプレキャスト構造物では先付けアンカーが、既存構造物の補修・補強ではあと施工アンカーが用いられる。地震時にはアンカー筋に組合せ応力が作用するが、このような場合の力学挙動については、未だ検証の余地が残されているように思われる。そこで、本論文では、組み合わせ応力を受ける先付けアンカーとあと施工アンカーのせん断耐力実験を行い、両者の挙動を統一的に評価できるように、既往の提案モデルの拡張を試みた。その結果、提案モデルでは、実験結果を妥当な精度で再現することができた。

キーワード：外付け耐震補強, ダウエル効果, 組合せ応力下, あと施工アンカー, 先付けアンカー

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造物（以下、RC 構造物と略記する）では、鉄筋のダウエル効果によって、部材と部材の間、もしくはひび割れを介して分離した部材間で応力が伝達されることがある。一般に、新設構造物やプレキャスト構造物では先付けアンカーが、既存構造物の補修・補強ではあと施工アンカー（以下、後付けアンカーと呼ぶ）が用いられる。

図-1 および図-2 に先付けアンカーと後付けアンカーの適用例を示す。図-1 はプレキャスト梁-スラブ界面の接合筋におけるダウエル効果を示しているが、この他にも基礎スラブへの柱主筋の定着や、壁筋の梁への定着なども想定される。また、各種合成構造設計指針¹⁾によれば、せん断荷重に対しては、先付けアンカーも後付けアンカーも、同じ耐力式が適用される。しかし、図-1 および図-2 に示すように、両者とも純粋なせん断力が作用するだけでなく、曲げ（または偏心）モーメントにより、引張力や圧縮力も同時に受けることがあり、このような組合せ応力を受ける場合には、接着剤の有無による付着特性の違いによって、せん断抵抗性能も影響を受ける可能性が考えられる。

著者らは既往の研究²⁾において、一定引張力を受ける、接着系後付けアンカーの力学挙動を評価可能なダウエルモデルを提案している。このモデルは後付けアンカーを対象としたものであるが、ダウエル効果と言う観点からは、先付けアンカーにも応用できる可能性が高い。

そこで本論文では、一定引張力とせん断力による、組み合わせ応力を受ける先付けアンカーと後付けアンカーのせん断耐力実験を行い、両者の挙動を統一的に評価できる

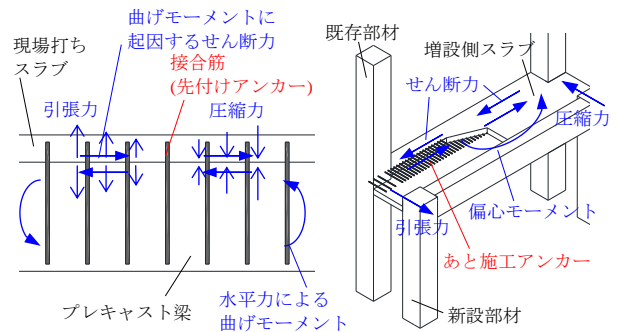


図-1 先付けアンカーの適用例 図-2 後付けアンカーの適用例

表-1 試験体パラメータ

試験体名	躯体	施工法	引張応力比 T_N
N-D16-0.00	Concrete-1 Grout-1	先付け	0.00
N-D16-0.33			0.33
N-D16-0.66			0.66
E-D16-0.00	Concrete-2 Grout-2	後付け	0.00
E-D16-0.33			0.33
E-D16-0.66			0.66

表-2 コンクリート・グラウトの材料特性

材料	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)
Concrete-1	23.4	18.1	1.6
Grout-1	66.7	26.5	3.2
Concrete-2	26.9	18.4	1.9
Grout-2	67.8	25.2	3.3

表-3 アンカー筋の機械的性能

鉄筋径 (mm)	降伏強度 (N/mm^2)	最大強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	伸び (%)
16	375.8	570.2	174	19.2

表-4 接着材の機械的性能

接着材	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
エポキシ系接着剤	228	3.67	50.8

※メーカーより引用

*1 室蘭工業大学 大学院工学研究科 環境創生工学系専攻 環境建築学コース (学生会員)

*2 室蘭工業大学 大学院工学研究科 もの創造系領域 准教授 博士(工学) (正会員)

*3 室蘭工業大学 大学院工学研究科 もの創造系領域 教授 博士(工学) (正会員)

よう、既往の提案モデルを拡張することを目的とする。

2. 実験概要

2.1 試験体の諸元と実験パラメータ

表-1 に試験体パラメータを示す。まず、定着方法のパラメータとして、先付けアンカーとエポキシ系接着材を使用した後付けアンカーの2種類を用意した。一定引張力は、引張応力比 r_N が0.00, 0.33, 0.66の3種類であり、計6体でせん断載荷試験を行った。ここで、引張応力比 r_N は、実験時に加える一定引張応力のアンカー筋の降伏強度に対する比率である。試験体名は施工法(E:後付け, N:先付け)、アンカー筋径、引張応力比 r_N の順に示す。また、表-2 にコンクリート及びグラウトの材料特性、表-3 にアンカー筋の機械的性能を、表-4 に接着材の機械的性能を示す³⁾。

本実験はこれまでの著者らの研究をベースとするため、耐震補強接合部を模擬して試験体を製作する。一般的な耐震補強では、既存躯体と新設側の補強部材(鉄骨ブレースなど)は間接接合部を介して接合され、この接合部には補助鉄筋を配し、グラウトを圧入する。図-3 に試験体の諸元寸法を示す。施工の手順は最初に既存部を打設し、アンカー筋を埋めこむ。その後、グラウトを用いて新設部を作成した。アンカー筋の埋め込み方法の詳細を、図-4 に示す。先付けは(1)型枠に穴をあけアンカー筋を固定、(2)既存部を打設、(3)脱型、(4)向きを変える。後付けの手順は(1)既存部を作成、(2)試験体の向きを変えて湿式コアドリルを用いて穿孔(穿孔径は22mm)、(3)接着剤を注入、(4)アンカー筋を定着する。また、外付耐震改修マニュアル⁴⁾によれば引張力に有効に働く付着長さは 10ϕ 以上と定められていることから、アンカー筋の既存部側への埋め込み深さはその最低限の長さである 10ϕ (160mm)とする。コンクリートとグラウトの接合面には摩擦の影響を最小限に抑えるためにグリスを塗布している。

2.2 載荷および測定方法

図-5 に加力装置図を示す。加力装置は、軸方向は最大荷重150kNのスクリージャッキを2本、せん断方向に最大荷重500kNの油圧アクチュエータを使用する。3つのジャッキを加力梁に接続し、この加力梁に試験体上部を固定する。試験体の新設部側は、インサートを埋め込んでおり、これに加力梁をボルト締めすることで新設部側のグラウトとアンカー筋に引張力を与えられる。軸力は自動制御し、アクチュエータで正負交番繰り返しせん断載荷する。引張反力として、既存側の塩ビ管を通して台座に試験体をボルト締めする。せん断方向は、試験体を直接反力用固定治具で挟むことで反力を取る。

図-6 に載荷サイクルを示す。 $\delta s=0.25\text{mm}$ で1回、

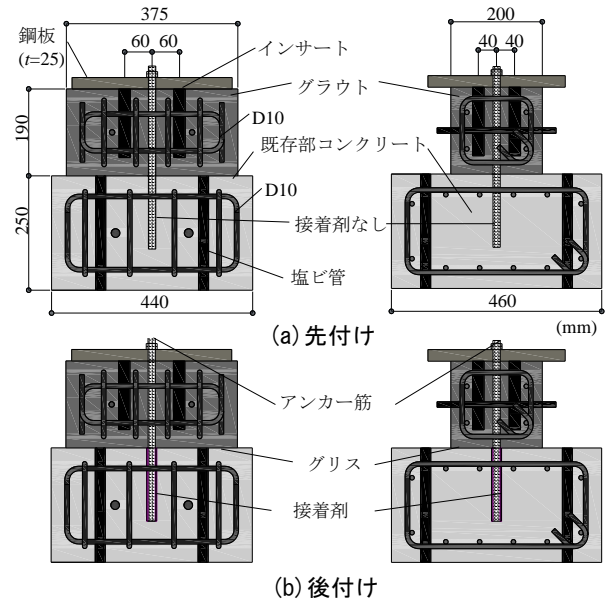


図-3 試験体の諸元寸法

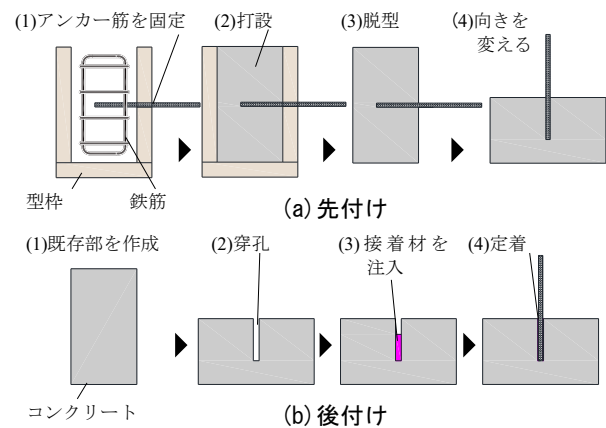


図-4 アンカー筋の定着方法

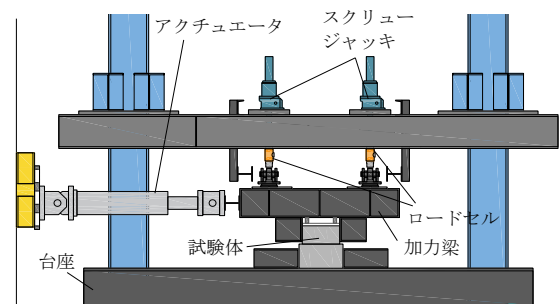


図-5 加力装置図

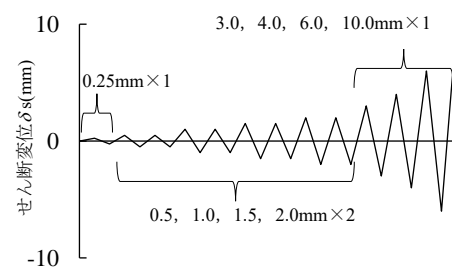


図-6 載荷サイクル

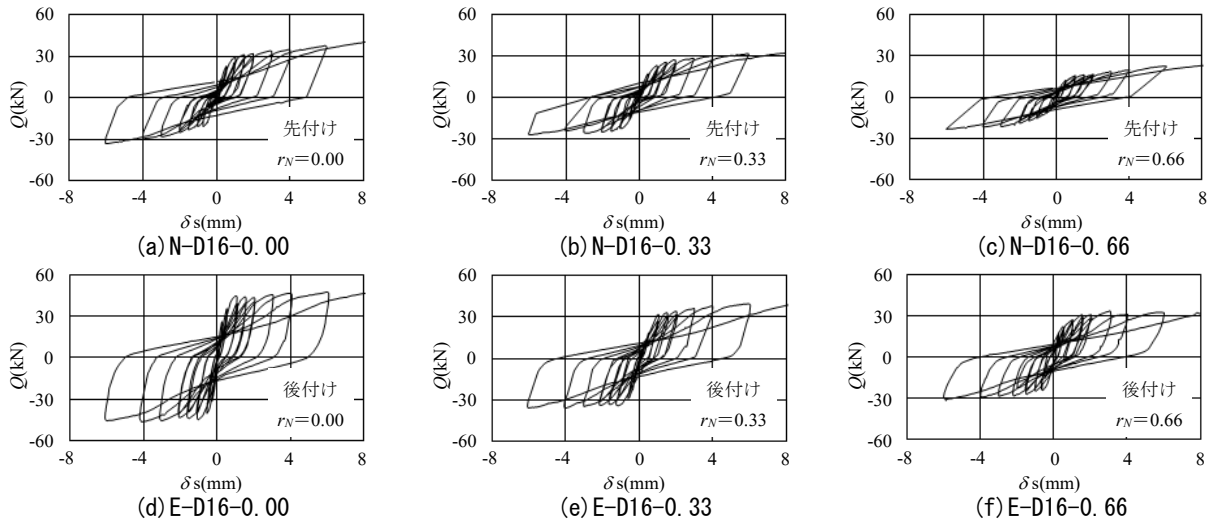


図-7 せん断力 Q -せん断変位 δ_s 関係

$\delta_s=0.5, 1.0, 1.5, 2.0\text{mm}$ で2回ずつ, その後 $\delta_s=3.0, 4.0, 6.0, 10.0\text{mm}$ で1回, 最後は正側に押し切る。

2.3 せん断荷実験結果

せん断荷実験より, せん断力 Q -せん断変位 δ_s 関係を図-7に示す。既往の実験と同様に一定引張力が作用することでせん断力が低下する傾向が見られ, $r_N=0.00$ の試験体と比較すると, $r_N=0.33$ の試験体では $r_N=0.00$ の約8割, $r_N=0.66$ の試験体では $r_N=0.00$ の約6割までせん断力が低下した。また, 後付けの方が先付けよりも高いせん断力を示し, せん断変位 δ_s が小さい範囲において, その傾向が顕著であった。

3. 提案モデルの拡張

3.1 評価方法

提案モデルと実験結果の評価はエネルギー吸収量 (以下, En) を用いる。 En の定義を図-8に示す。本論文で用いる En は, 垂線と包絡曲線, X軸で囲まれた部分の面積とする。既往の指針⁴⁾においてアンカー筋の許容ズレ変位が 2mm 以下とされている。本実験では構造物の安全性の観点から, 塑性後の挙動も追えるように, $\delta_s=10.0\text{mm}$ まで荷重を行っているが, δ_s が大きい範囲の方が, せん断力が大きいため En に与える影響も大きくなる。そこで本論文ではアンカー筋の許容ズレ変位の2倍である $\delta_s=4.0\text{mm}$ までの範囲の En を用いて評価を行う。表-5に実験値の En を計算したものを示す。加えて, 力学挙動の整合性を判断するため, 実験値と解析値の包絡曲線を重ね合わせ, 目視による判断も行う。

3.2 モデルの概要

一般に鉄筋のダウエル効果の評価する際には, 杭の理論や弾性床上梁の理論が応用される。これらはコンクリートと鉄筋が弾性状態で変形が極めて小さい場合に適用されるが, 後付けアンカーの設計ではアンカー筋の塑性後の領域も考慮する場合がある。また, 既往の研究⁵⁾よ

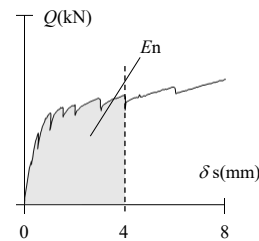


図-8 本論文で用いるエネルギー吸収量概念

試験体名	En
N-D16-0.00	123.7
N-D16-0.33	88.5
N-D16-0.66	68.5
E-D16-0.00	154.0
E-D16-0.33	123.8
E-D16-0.66	101.0

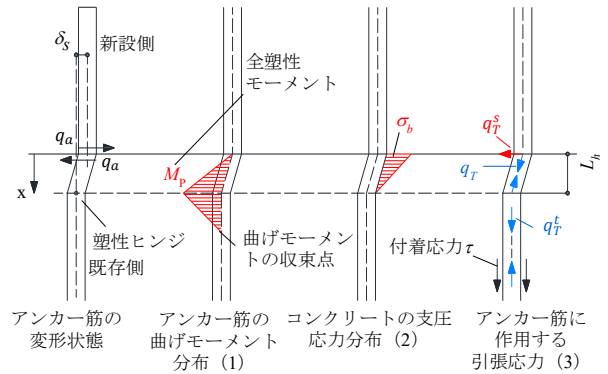


図-9 アンカー筋のダウエル効果のモデル化

り新設側のグラウトの強度が既存側のコンクリートの強度の2倍以上と十分に大きい場合は, 新設側の変形の影響は少ないと報告されている。これを考慮し, 塑性域の挙動を扱えるよう図-9に示すよう簡便化しモデル化する。モデルでは, モーメントが最大となる位置に塑性ヒンジ点が形成され, この点からアンカー筋が接合面に向かって直線的に変形すると仮定し, さらに, アンカー筋の変形に伴いコンクリートには支圧応力が発生し, アンカー筋にはせん断変位の増加に伴い引張応力が作用する。これらより, アンカー筋が担うせん断力 q_a は, (1)塑性ヒンジ点での曲げ抵抗力 q_s , (2)コンクリートに作用する支圧抵抗力 q_B , (3)アンカー筋に作用する引張応力の水平成

分 q_T^* ，を足し合わせた値となる。

$$q_a = q_s + q_B + q_T^* \quad (1)$$

q_a を算出するための既往モデルについては，基本的には別紙²⁾にて報告済みである。また，先付けアンカーに拡張する上で，塑性ヒンジの位置は変わらないと仮定すると， q_s と q_T^* は後付けアンカーと同じ値となる。そこで本論文ではモデルを修正するに当たって検討したコンクリートの支圧抵抗力 q_B について記述する。

3.3 コンクリートの支圧抵抗モデルの検討

コンクリートの支圧抵抗力 q_B は式(2)で表される^{2),5),8)}。

$$q_B = \frac{\pi\phi}{2} \int_0^{L_h} \sigma_b(x) dx \quad (2)$$

$\sigma_b(x)$ は深さ x における支圧応力であり， $\sigma_b(x)$ を接合面から塑性ヒンジ点までの範囲で積分したものにアンカー筋の半周の長さに乗じることで求められる。ただし本実験では，先付け，後付けのどちらもD16のアンカー筋を使用しているが，後付けでは径22mmで穿孔していることから，この違いを考慮する必要がある。コンクリートの支圧破壊の概念図を図-10に示す。(a)に示す先付けはアンカー筋からの直接的な応力により支圧破壊が起こるのに対し，(b)に示す後付けはアンカー筋の応力が接着剤を介してコンクリートに伝わる。表-4で示した通り接着剤の圧縮強度はコンクリートに比べ十分に大きいため，支圧破壊は穿孔径の範囲まで拡大して発生すると考えられる。よって，式(2)の ϕ に，先付けの場合はアンカー筋径 ϕ_a を，後付けの場合は穿孔径 ϕ_h を適用する。

アンカー筋周りのコンクリートの支圧応力は，アンカー筋の変形量により変化する。図-9に示すようにアンカー筋が塑性ヒンジ点の周りで直線的に変形すると仮定していることから，変位 $\delta(x)$ は式(3)で表される。

$$\delta(x) = \delta(0) - \frac{\delta(0)}{L_h} x \quad (0 \leq x \leq L_h)$$

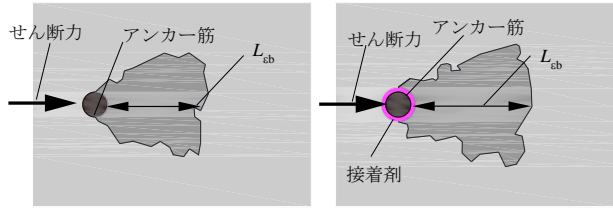
$$\delta(x) = 0 \quad (L_h < x) \quad (3)$$

ここで， L_h は塑性ヒンジ点が形成される位置， x は接合面からの深さである。また本研究では，コンクリートのひずみとして平均ひずみを用いる。

$$\varepsilon_b(x) = \delta(x)/L_{eb} \quad (4)$$

ここに， L_{eb} は有効ひずみ化長さであり，アンカー筋位置からひずみがほぼゼロに収束する点までの長さのことである。既往の研究⁹⁾より，本実験の定着長さに対しては， $L_{eb}=10\phi$ としている。

図-11にコンクリートの支圧抵抗の力学挙動を示す。 E_{b0} はヤング係数， E_{bc} は原点と最大応力時の点を結ぶ直線の勾配， f_{bc} が最大支圧応力で， ε_{bc} がその時のひずみである。コンクリートの支圧抵抗は，局所的な圧縮挙動と見なすことができるため，最大支圧応力までの挙動は，既往の構成則⁷⁾を適用している。



(a) 異形筋先付け (b) 異形筋後付け

図-10 コンクリートの支圧破壊の概念図

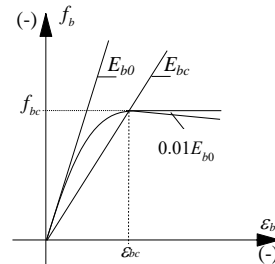
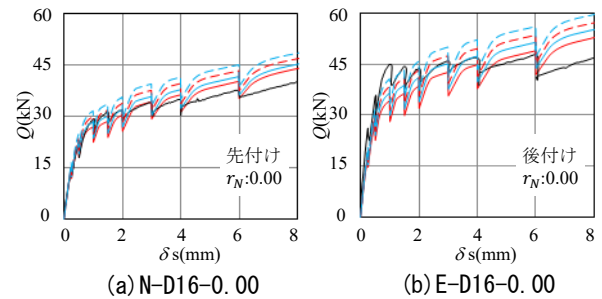


図-11 コンクリートの支圧抵抗モデル

表-6 支圧係数 β の検討

	β	11	12	13	14
N-D16-0.00	En	111.4	117.4	123.4	129.4
	Cal./Exp.	0.900	0.948	0.996	1.046
E-D16-0.00	En	139.9	148.2	156.4	164.5
	Cal./Exp.	0.908	0.962	1.016	1.068
Ave Cal./Exp.		0.904	0.955	1.006	1.057



— Exp. — $\beta=11$ — $\beta=12$ - - $\beta=13$ - - $\beta=14$

図-12 解析値と実験値の比較

$$f_b = \frac{E_{b0} \cdot \varepsilon_b}{1 + \left(\frac{E_{b0}}{E_{bc}} - 2\right) \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bc}}\right) + \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bc}}\right)^2} \quad (5)$$

また，最大支圧応力 f_{bc} は，以下の式を用いる。

$$f_{bc} = \beta^4 \sqrt{f_c} \quad (6)$$

ここで， β は支圧強度を表す係数（以下，支圧強度係数）であり，後付けアンカーを対象とした，既往のモデル⁸⁾では $\beta=20$ としていたが，先付けアンカーにも拡張することから再調整する。そこで， $\beta=11, 12, 13, 14$ として検討する。表-6にN-D16-0.00，E-D16-0.00でEnの比較を行ったものを示す。同表の最下段を見ると理解できるように， $\beta=13$ の時が最も実験値に近い値を示した。また，実験値と解析値の包絡曲線を比較したも

のを図-12に示す。(a)では初期勾配も含め、実験値をよく再現できている。(b)において $\delta s=1\sim 1.5\text{mm}$ の範囲で解析値が実験値を下回ったものの、変位の進展とともに緩やかに荷重増加する傾向を、再現できている。以上から、本論文において、 $\beta=13$ と再定義する。

3.4 引張応力比-せん断応力比関係

文献より、組合せ応力を受ける後付けアンカーのせん断力と引張力の関係は、次式で表される。

$$\left(\frac{Q}{Q_0}\right)^\alpha + \left(\frac{T}{T_0}\right)^\alpha = 1 \quad (7a)$$

$$Q = \sqrt[\alpha]{1 - r_N^\alpha} Q_0 \quad (7b)$$

α は組合せ応力係数、 Q_0 は純せん断載荷時における許容せん断力、 T_0 は純引張載荷時における許容引張力、 Q と T は組合せ応力下において負担するせん断力と引張力である。 T_0 はアンカー筋が引張降伏する際の強度となることから、式(8)によって求められる。

$$T_0 = \sigma_y \times A_B \quad (8)$$

ここに、 A_B はアンカー筋の有効断面積である。また、 Q_0 の大きさは評価する δs の値に依存することから、本論文では $r_N=0.00$ の解析で得られた、各変位に応じたせん断力 Q を Q_0 として用いる。式(7)から理解できる通り r_N が大きくなるほどせん断力は低下するが、低下の度合いは α に依存する。また、 α は1.0~2.0の間で設定されることが多く、表-7に、 $\alpha=1.2, 1.3, 1.4, 1.5$ で E_n を示す。 $r_N=0.00$ の実験で得られたせん断力 Q を Q_0 として使用しているため、ここでは $r_N=0.00$ の結果は省略する。 $\alpha=1.4$ とした時が平均的に見て最も実験値に近い値を示した。また、全ての α においてE-D16-0.66での過小評価と、N-D16-0.33での過大評価が見られたが、 $\alpha=1.4$ ではその差が $\pm 20\%$ 以内に収まった。続いて、実験値と、各 α での解析値の包絡曲線を比較したものを図-13に示す。(b)、(c)は E_n の比較結果通り、実験結果を精度良く評価出来

ている。また、 E_n の比較で過大に評価していた(a)は、実験値の包絡曲線を概ね捉えているため、高い再現性を示した。一方で、 E_n の比較で過小に評価していた(d)は、せん断変位が小さい範囲で、実験値と解析値が乖離した。そこで、(d)での乖離が比較的少なく、かつ(a)、(b)、(c)

表-7 組合せ応力係数 α の検討

		α	1.2	1.3	1.4	1.5
N-D16-0.33	E_n		95.6	100.3	104.1	107.3
	Cal./Exp.		1.080	1.133	1.176	1.212
N-D16-0.66	E_n		56.6	63.0	68.8	74.0
	Cal./Exp.		0.826	0.920	1.004	1.080
E-D16-0.33	E_n		121.1	127.1	131.9	135.9
	Cal./Exp.		0.978	1.027	1.065	1.098
E-D16-0.66	E_n		71.8	79.9	87.2	93.7
	Cal./Exp.		0.711	0.791	0.863	0.928
Ave Cal./Exp.			0.899	0.968	1.027	1.080

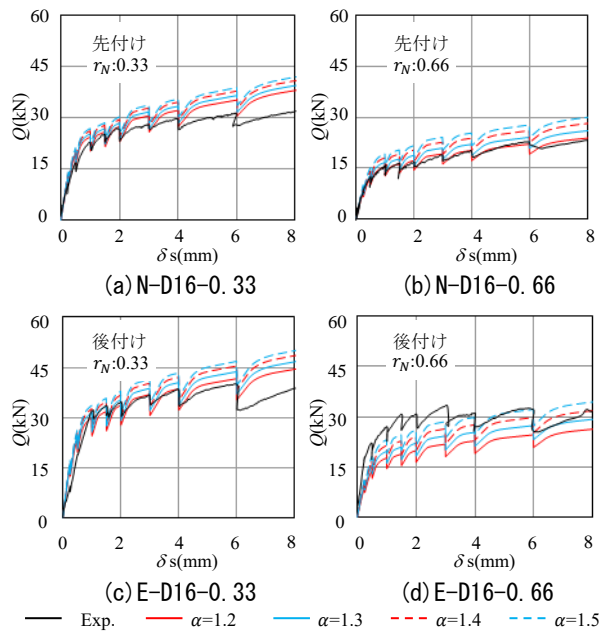


図-13 解析値と実験値の比較

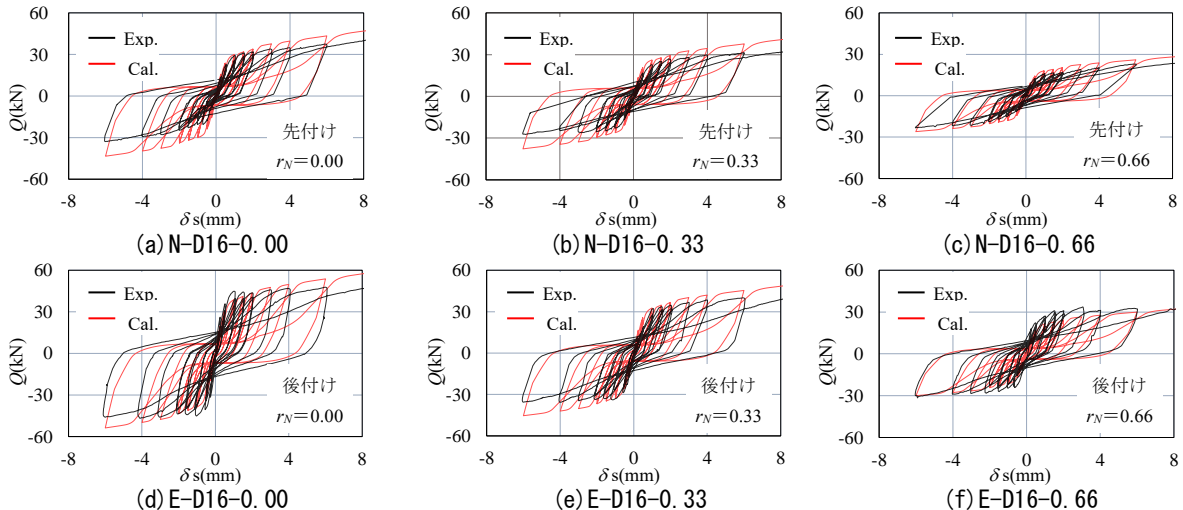


図-14 解析値と実験値の比較

においても概ね精度良く評価可能な $\alpha=1.4$ とするのが最適であると判断した。

4. 実験結果に対する修正モデルの適合性

図-14 に $\beta=13$, $\alpha=1.4$ とした場合の解析結果と実験結果のせん断力 Q -せん断変位 δs 関係を示す。 $\delta s=0\sim 2\text{mm}$ での挙動を観察すると(a), (b), (c), (e)では、かなり精度良く実験結果を再現できているが、(d), (f)では解析値が、実験値に比べて小さい値をとった。また、 $r_N=0.00$, 0.33 である(a), (b), (d), (e)では $\delta s=2\text{mm}$ を過ぎたあたりから解析値が実験値よりも大きくなり、 δs の増加に伴い差が広がってゆく傾向があった。本論文では、穿孔径の影響のみによって、先付けアンカーと後付けアンカーに適用できるよう修正を行ったが、この他にも付着特性の違いも影響している可能性がある。初期勾配や除荷時に関する力学挙動は概ね再現できている。また、(a), (b), (d), (e)の実験結果において、負側のせん断力が正側のものとは比べ下がる現象が見られた。本モデルではコンクリートの支圧抵抗 q_B を正側と負側でそれぞれ独立して計算している。そのため、正側と負側で同じ結果となるが、実際には、正側載荷時に発生した支圧破壊が負側に影響を及ぼし、結果に差異が乗じている可能性がある。この現象については今後、負側に低下率を導入するなど、修正を行う予定である。

5. まとめ

本論文では組合せ応力下でのアンカー筋の力学挙動をアンカー筋の定着方法の違いも考慮した上で再現できるよう、既往のモデル²⁾の修正を試みた。実験時には様々な要因が関与するため、実験結果を完全に再現することはできなかったが、提案モデルを用いることで妥当な精度で力学挙動を評価することができた。

本研究で得られた知見は、以下の通りである。

- 1) 引張応力比にかかわらず、後付けアンカーの方が先付けアンカーよりも大きなせん断力となった。
- 2) コンクリートの支圧抵抗 q_B の算定において、先付の場合はアンカー筋径 ϕ を、後付けの場合は穿孔径 ϕ_h を用いることで、概ね良好に実験結果を再現できた。
- 3) 引張応力比 r_N を 0.33 , 0.66 まで増加させると、せん断力はそれぞれ約 8 割、約 6 割にまで減少する。提案モデルでは、式(7)における組合せ応力係数 α を 1.4 とすることで組合せ応力下におけるせん断力を概ね精度良く評価することができた。

今後は、定着部の付着特性にも着目し、鉄筋形状が異なる場合や、後付けアンカーにおいて、接着剤の種類を変えた場合、さらには定着長さ、定着方法による影響についても検討を行う予定である。

謝辞

本研究の一部は、科学研究費(19K04684)および東京工業大学科学技術創生研究院フロンティア材料研究所・共同利用研究の補助を受け実施しました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010
- 2) Takase Yuya：Testing and modeling of dowel action for a post-installed anchor subjected to combined shear force and tensile force, Engineering Structures, Vol 195, pp.551~558, 2019.9
- 3) 日本ヒルティ株式会社：材料企画書 参照，https://www.hilti.co.jp/medias/sys_master/documents/he9/hbe/9485957496862/Specification-Text-ASSET-DOC-LOC-7248537.pdf (閲覧日：2020年3月30日)
- 4) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の「外側耐震改修マニュアル」，日本建築防災協会，2003
- 5) 高瀬裕也，和田俊良，篠原保二：繰り返しせん断力を受ける接着系あと施工アンカーの力学モデル，日本建築学会構造系論文集，Vol.44, No.682, pp.1915-1924,2013.6
- 6) 菊地成美，窪田凌平，奥山祐希恵，高瀬裕也：多数回繰り返しせん断載荷を受ける複合応力下の接着系あと施工アンカーのせん断抵抗性能，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，19巻，pp.503~508, 2019.10
- 7) Desayi P. and Krishnan S: Saenz, L. P.: Discussion of Equation for Strain-Strain Curve of Concrete, ACI Journal, V. 61, No. 9, pp. 1227~1239, 1983.7
- 8) 安達拓真，高瀬裕也：複合応力下における接着系あと施工アンカーのための力学モデルの拡張，コンクリート工学論文集，第30巻，pp.45~52, 2019