

一定引張応力を受けながら繰り返しせん断応力を受ける 接着系あと施工アンカーの力学挙動と仕事量

MECHANICAL BEHAVIOUR AND WORK OF ADHESIVE POST-INSTALLED ANCHORS SUBJECTED TO CYCLIC SHEAR FORCE AND CONSTANT TENSILE FORCE

高瀬裕也*¹, 和田俊良*², 池田隆明*³, 篠原保二*⁴, 溝口光男*⁵

*Yuya TAKASE, Toshinaga WADA, Takaaki IKEDA,
Yasuji SHINOHARA and Mitsuo MIZOGUCHI*

A seismic retrofitting method that uses a newly-expanded frame has recently gained popularity. The joint in these structures are subjected to shear and tensile force during an earthquake. But, the behavior of post-installed anchors under combined forces remains unclear. Therefore, we conducted the shear tests subjected to tensile force constant. As a result, the shear force was decreased and the joint opening was increased as the tensile force increased. However, we found that the total work was almost constant even at varying tensile force. In addition, we proposed an estimation formula of the total work.

Keywords: Post-installed anchor, Seismic retrofitting, Combined force, Work
あと施工アンカー, 耐震補強, 組合せ応力, 仕事量

1. はじめに

既存建築物の耐震補強¹⁾は、付加する耐震要素を既存架構の構面内に取り付ける内付け補強と、構面外に取り付ける外付け補強に大別される。耐震補強構造物において、両工法ともに補強部材と既存部材の接合が重要な要素の一つとなる。

外付け補強の例を Fig. 1 に示す。Fig. 1 から理解できるように、外付け補強構造物では、既存架構に対する補強部材の偏心が大きいため、この接合部は、地震時にせん断応力だけでなく、比較的大きな曲げモーメントが作用する。これにより、接合部は引張応力または圧縮応力を受けながら繰り返しせん断応力を負担することになる。一般的な接合部では、接着系あと施工アンカー（以下、本論文で記述する「あと施工アンカー」は接着系あと施工アンカーを意味する）が使用される。あと施工アンカーが引張応力を受けることで、せん断抵抗性能が低下すると考えられるが、組合せ応力下の力学挙動に関する知見が少ないのが現状である。実際の外付け補強の接合部では、せん断応力に起因する偏心モーメントにより、接合部に引張応力が作用するため、せん断応力に応じた変動軸応力が作用する。このため白井ら²⁾や森下ら³⁾は、アンカー筋を斜め方向に加力する実験を行っている。しかし、これらの実験だけでは、アンカー筋径、コンクリート圧縮強度、さらには載荷履歴などの諸条件が限定され、組合せ応力下のあと施工アンカーの力学的性質を論じるには不十分なように思われる。

そこで本論文では、まずは組合せ応力下における基礎的な力学的

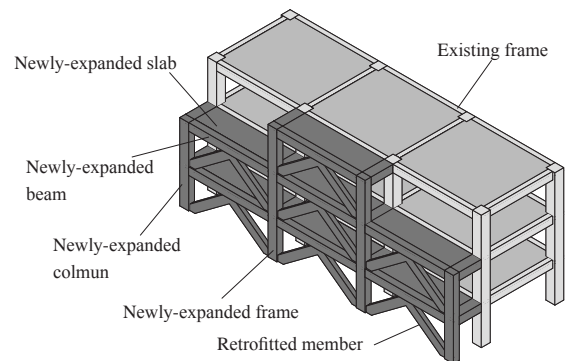


Fig.1 Image of seismic retrofitting method using newly-expanded frame

性質を把握するため、アンカー筋に一定引張応力を与えながら、正負交番の繰り返しせん断応力を与える実験を行う。また本研究の大きな目的の一つに、組合せ応力を受けるあと施工アンカーのせん断応力と引張応力、およびずれ変形と目開き量の関係を結ぶ構成則を構築することがある。そのため、これを達成する一つの手法として、あと施工アンカーが負担し得る仕事量に着目し実験結果を考察する。

2. 本実験の概要

Fig. 2 にせん断応力を受けるあと施工アンカーのせん断応力伝達機構を示す。本実験で明らかにしたいのはせん断応力 Q 、引張応力 T 、ずれ変形 δ_s 、および目開き量 δ_N の 4 成分の相互関係である。本 2 章では、

*¹ 室蘭工業大学大学院工学研究科くらし環境系領域
准教授・博士(工学)

*² 北海道職業能力開発大学校建築科 特任教授・博士(工学)

*³ 長岡技術科学大学環境社会基盤工学専攻 教授・博士(工学)

*⁴ 東京工業大学未来産業技術研究所 准教授・博士(工学)

*⁵ 室蘭工業大学大学院工学研究科くらし環境系領域
教授・博士(工学)

Assoc. Prof., College of Environmental Technology, Muroran Institute of
Technology, Ph. D.

Prof., Dept. of Architecture, Hokkaido Polytechnic College, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Civil and Environ. Eng., Nagaoka University of Technology, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Laboratory for FIRST, Tokyo Insititute of Technology, Dr. Eng.

Prof., College of Environmental Technology, Muroran Insititute of Technology,
Dr. Eng.

これらを明らかにするための本実験の詳細を記述する。また、このせん断応力 Q は、柱や梁の主筋のダウエル効果のようなメカニズムによって生じる応力、つまりアンカー筋の曲げ応力やコンクリートの支圧応力が複合して生じるものであるが、本論文ではこれらの水平方向の応力をせん断応力と呼称する。

2.1 試験体パラメータ

Table1 に試験体パラメータを示す。本論文では全 13 体の試験体の載荷実験を行う。試験体パラメータは、1) アンカー筋径 ϕ 、2) 一定引張応力 σ_N (引張荷重をアンカー筋の有効断面積で除した値)、3) コンクリート圧縮強度 σ_B である。アンカー筋は、実際の耐震補強でよく使用される D13、D16、D19 の 3 種類の異形棒鋼 (頂部のみネジ加工を施したものであり材質は全て SD345 である) とし、一定引張応力 σ_N は 0 N/mm^2 に加え、アンカー筋の降伏強度 σ_y のおよそ 1/3、2/3 倍の 3 段階とする。以後、引張応力を示す指標として、 σ_N の σ_y に対する引張応力比 r_N (σ_N/σ_y) を用いる。 σ_B は $10 \sim 30 \text{ N/mm}^2$ の範

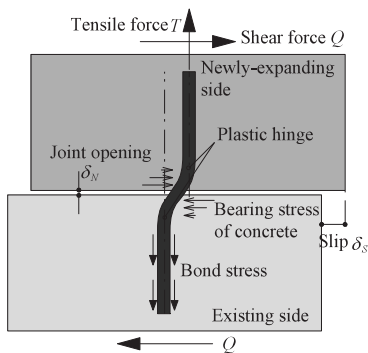


Fig.2 Shear stress transfer mechanism of post-installed anchor

Table 1 Specimen parameters

Specimen No.	ϕ (mm)	r_N	F_c (N/mm^2)	L_e (mm)	Grouting mortar
D13-T000-20	13	0	20	10ϕ	Property-1
D13-T033-20	13	0.33	20	10ϕ	Property-1
D13-T066-20	13	0.66	20	10ϕ	Property-1
D16-T000-10	16	0	10	10ϕ	Property-2
D16-T056-10	16	0.56	10	10ϕ	Property-2
D16-T000-20	16	0	20	10ϕ	Property-1
D16-T033-20	16	0.33	20	10ϕ	Property-1
D16-T066-20	16	0.66	20	10ϕ	Property-1
D16-T000-30	16	0	30	10ϕ	Property-2
D16-T056-30	16	0.56	30	10ϕ	Property-2
D19-T000-20	19	0	20	10ϕ	Property-1
D19-T033-20	19	0.33	20	10ϕ	Property-3
D19-T066-20	19	0.66	20	10ϕ	Property-1

ϕ : Diameter of anchor bolt, r_N : Ratio of σ_N and σ_N , σ_y : Yield strength, σ_N : Tensile stress, F_c : Design compressive strength of concrete, E_c : Young's modulus of concrete, L_e : Embedded length of anchor bolt

围で 3 段階に設定する。なお、 σ_B が 10 N/mm^2 と 30 N/mm^2 を目標とした試験体については、試験体数の関係から r_N を 2 段階にしか設定できなかったため、 $r_N=0$ と、0.33 および 0.66 のおそ中間の $r_N=0.56$ とした。試験体名は、始めに ϕ を、次に r_N (033 は $r_N=0.33$ を意味する) を、最後に目標とする σ_B を意味する数値を組合せて構成される。アンカー筋の有効埋め込み深さは全て 10ϕ である。

また、大きく 3 期間に分けて載荷実験を行っていることから、Table1 には、グラウトの材料特性として各載荷期間に応じ、Property-1~3 の 3 種類を示している。

2.2 試験体形状

Fig.3 に試験体の諸元寸法を、Table2 にコンクリートとグラウトの材料特性を、Table3 にアンカー筋の機械的性質を示す。Table2 に示している 3 種類のグラウトは、Table1 の Property-1~3 にそれぞれ対応している。

本試験体は、外付け補強のうち鉄骨枠付きブレースを用いた直付け工法⁴⁾における、既存躯体から接合部までの一部を模擬したものである。既存躯体に相当するコンクリート部分は、幅 400mm、長さ 440mm、高さ 250mm、接合部に相当する増設側は、幅 160mm、長さ 350mm、高さ 170mm である。コンクリート部分にアンカー筋を定着した後に、接合面にグリスを塗布し、2- $\phi 19$ のスタッドを溶接した鋼板と割裂防止筋として鉄筋籠を設置し、接合面と鋼板の間にグラウトを圧入する。グリスを塗布する理由は、引張応力導入時のグラウトとコンクリートの付着 (または接着) 応力の影響や、せん断載荷時の接合面の摩擦抵抗の影響を出来る限り小さくするためである。

近年の耐震補強工事では、建物を使用しながらの施工が要求されることが多いため、あと施工アンカーの施工に際し、穿孔工具に湿式コアドリルを使用し、エポキシ系の注入型接着剤でアンカー筋を定着する工法を採用する。文献5) では、本試験体で採用している工

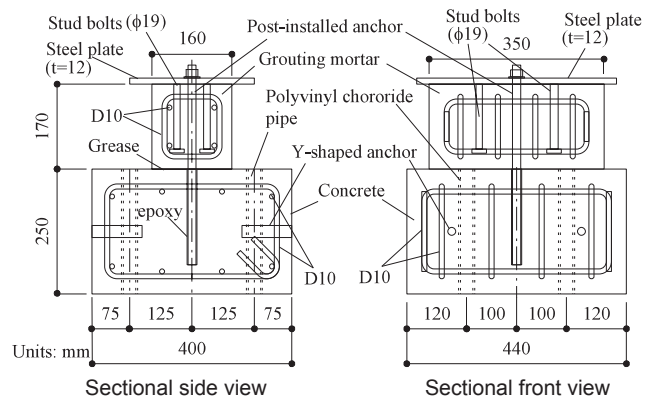


Fig.3 Details of specimen

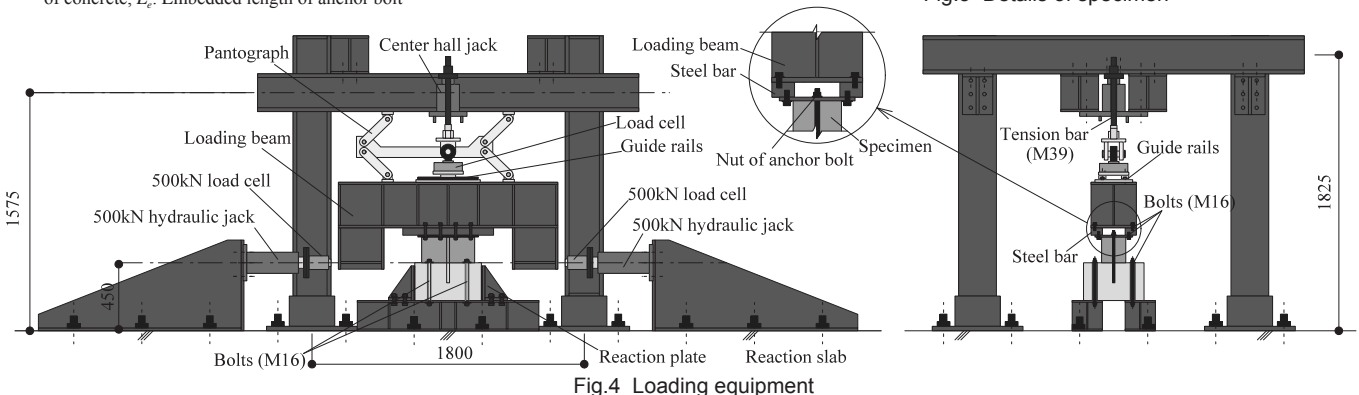


Fig.4 Loading equipment

法と同様のあと施工アンカーを対象とした付着実験の結果が報告されている。この付着実験の結果を観察すると、一般的な工法（ハンマードリルによって穿孔し、カプセル型の接着剤を用いて定着^{例えば6)}する工法）と比べ、特段に大きな違いがないように判断される。このため著者らは、以下に展開する論述を一般的な工法にも適用し得ると考えているが、工法の違いによる影響は今後の課題としたい。

また増設部へのアンカー筋の定着方法として、鋼板からアンカー筋に確実に引張応力が伝達するよう、鋼板に孔を設けアンカー筋をナット締めする。さらに全てのアンカー筋には、せん断応力方向前後の断面2箇所²に2mm×2mmの溝を設けひずみゲージを貼る。ゲージを貼り付ける高さは、接合面およびそこから上下に2φの位置であり、加力方向の前後に各2枚、計6箇所²で主にひずみを計測する。なお、D13-T033-20 および D19-T033-20 の2体のみ、ゲージ枚数の都合からひずみを計測していない。

2.3 加力方法

Fig. 4 に本実験の加力装置を示す。加力装置には、せん断載荷用に2本の500kN油圧ジャッキを、引張載荷用にセンターホールジャッキを用いる。センターホールジャッキに挿入するPC鋼棒の下端にロードセルを設置し、これをガイドレールを介してコの字型加力ビーム（Loading beam）に固定する。またコの字型加力ビームを、平行クランク（Pantograph）を用いて加力フレームに固定することで、せん断載荷時に出来るだけ平行に変位するように配慮する。加力ビームと平行クランクの総重量は3.88kNであり、 $r_N=0$ の試験体にはこの分だけ圧縮荷重が作用する。

試験体に引張応力とせん断応力を与えるため、試験体上部に設置した鋼板を、コの字型加力ビームにボルト締めする。ここで、アンカー筋頂部のナットが干渉しないように、Fig. 4の中央上部に示す

通りコの字型加力ビームと鋼板の間に、M16のタップを切った厚さ50mmの鉄板（Steel bar）を挟み、高力ボルトを用いて連結している。試験体のコンクリート部分には、4本の塩ビ管を埋め込んでおり、ここにM16の高力ボルトを通して、試験体を加力フレームに固定し、引張応力に対する反力を得る。

Fig. 5に載荷サイクルを示す。外付け補強の設計で一般に用いられる指針⁹⁾によれば、「接合部のずれ変形 δ_s を2mm以内に抑えること」とされている。本実験では、この許容値の3倍となる $\delta_s=6\text{mm}$ までを主たる実験対象範囲とすることで、構造物に過大な外力が作用する（過大な変形が生じる）場合に対しても、適切に評価できるように配慮する。そこで、 $\delta_s=0.5\text{mm}$ 以下で正負1回づつ、その後、 $\delta_s=4.0\text{mm}$ まで2サイクルづつ載荷し、 $\delta_s=6.0\text{mm}$ を1サイクル、最後は正側に押し切る載荷サイクルとする。

2.4 計測方法

Fig. 6に本実験の計測方法を示す。試験体の既存側コンクリートの高さ中央の位置に、インサートを2箇所埋め込み、これに50mm×50mmのアンクルを固定する。ここにマグネットスタンドを用いて変位計を固定し、グラウトに設置したターゲットの相対水平変位と相対鉛直変位を2箇所づつ計測し、それぞれの平均値をずれ変形 δ_s と目開き量 δ_N とする。引張荷重は、PC鋼棒に取り付けたロードセルの値とし、せん断荷重も水平方向に配置した油圧ジャッキに取り付けたロードセルの値として計測する。

3. 実験結果

3.1 せん断応力-ずれ変形曲線

Fig. 7(a)～(m)に、各試験体のせん断応力 Q -ずれ変形 δ_s 曲線を示す。アンカー筋のひずみを計測した試験体については、白丸で降伏ひずみに達した点を示している。ここでは、6枚のゲージのうち、いずれか最初に降伏ひずみに達した点をプロットしている。

はじめに、 $\phi=13\text{mm}$ としたFig. 7(a)～(c)の実験結果に着目する。Fig. 7(a)に示す $r_N=0$ であるD13-T000-20の Q - δ_s 曲線を観察すると、 $\delta_s=+0.75\text{mm}$ で一度ピークに達し、その後はやや応力が低下するが、この応力を維持しながら変形が進展する。最終ステップの押し切り載荷において、再び応力が増加する。これに対し一定引張応力を与えた、Fig. 7(b)のD13-T033-20、および同図(c)のD13-T066-20の Q - δ_s 曲線も、全体的な傾向はD13-T000-20と同様である。しかしながら、せん断応力は引張応力が大きい試験体ほど低下する。

続いて、 $\sigma_B=20.1\text{N/mm}^2$ で、 $\phi=16\text{mm}$ および19mmとしたFig. 6(f)～(h)および(k)～(m)の実験結果を観察する。Fig. 6(f)および(k)に示す、 $r_N=0$ としたD16-T000-20およびD19-T000-20において、それぞれ $\delta_s=+0.75\text{mm}$ と $\delta_s=+1.5\text{mm}$ の載荷ステップで、一度ピークに達し、その後やや応力低下するが、その後ずれ変形の増大に伴い応力が再び増加する傾向は、先に触れたD13-T000-20と同様である。また、 r_N の増大につれ、せん断応力が小さくなる特徴も同じである。

アンカー筋が降伏する条件について、正側または負側のどちらで降伏するかは、明快な規則性はないようであるが、 $r_N=0$ では $\pm 0.75\text{mm}$ 前後、 $r_N=0.56\sim 0.66$ の場合は、 $\pm 0.5\text{mm}$ 以内の小さい変形領域で降伏ひずみに達している。

最後に、 $\phi=16\text{mm}$ でコンクリート圧縮強度 σ_B を12.5、20.1および30.5 N/mm^2 と3段階に違えた試験体の結果を観察する。これを検

Table 2 Material properties of concrete and grouting mortal

	σ_B (N/mm^2)	E_c (kN/mm^2)	σ_t (N/mm^2)
$F_c = 10 \text{ N/mm}^2$	12.5	18.1	1.43
$F_c = 20 \text{ N/mm}^2$	20.1	23.8	1.93
$F_c = 30 \text{ N/mm}^2$	30.5	25.9	1.93
Grouting mortal-1	59.1	23.6	3.30
Grouting mortal-2	70.7	24.6	3.00
Grouting mortal-3	72.6	23.4	3.28

σ_B : Compressive strength, E_c : Young's modulus, σ_t : Splitting strength

Table 3 Material properties of anchor bolts

ϕ (mm)	σ_y (N/mm^2)	σ_u (N/mm^2)	E_s (kN/mm^2)	δ (%)
13	375	582	193	26
16	396	582	194	24
19	402	600	189	23

ϕ : Diameter of anchor bolt, σ_y : Yield strength, σ_u : Ultimate strength, E_s : Young's modulus of anchor bolt, δ : Elongation after fracture

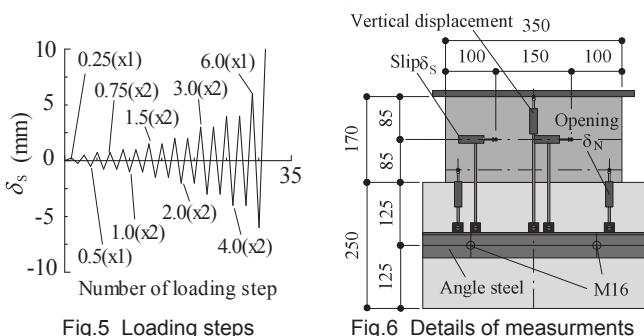


Fig.5 Loading steps

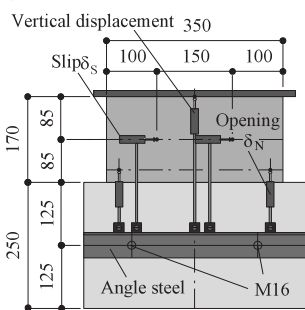


Fig.6 Details of measurements

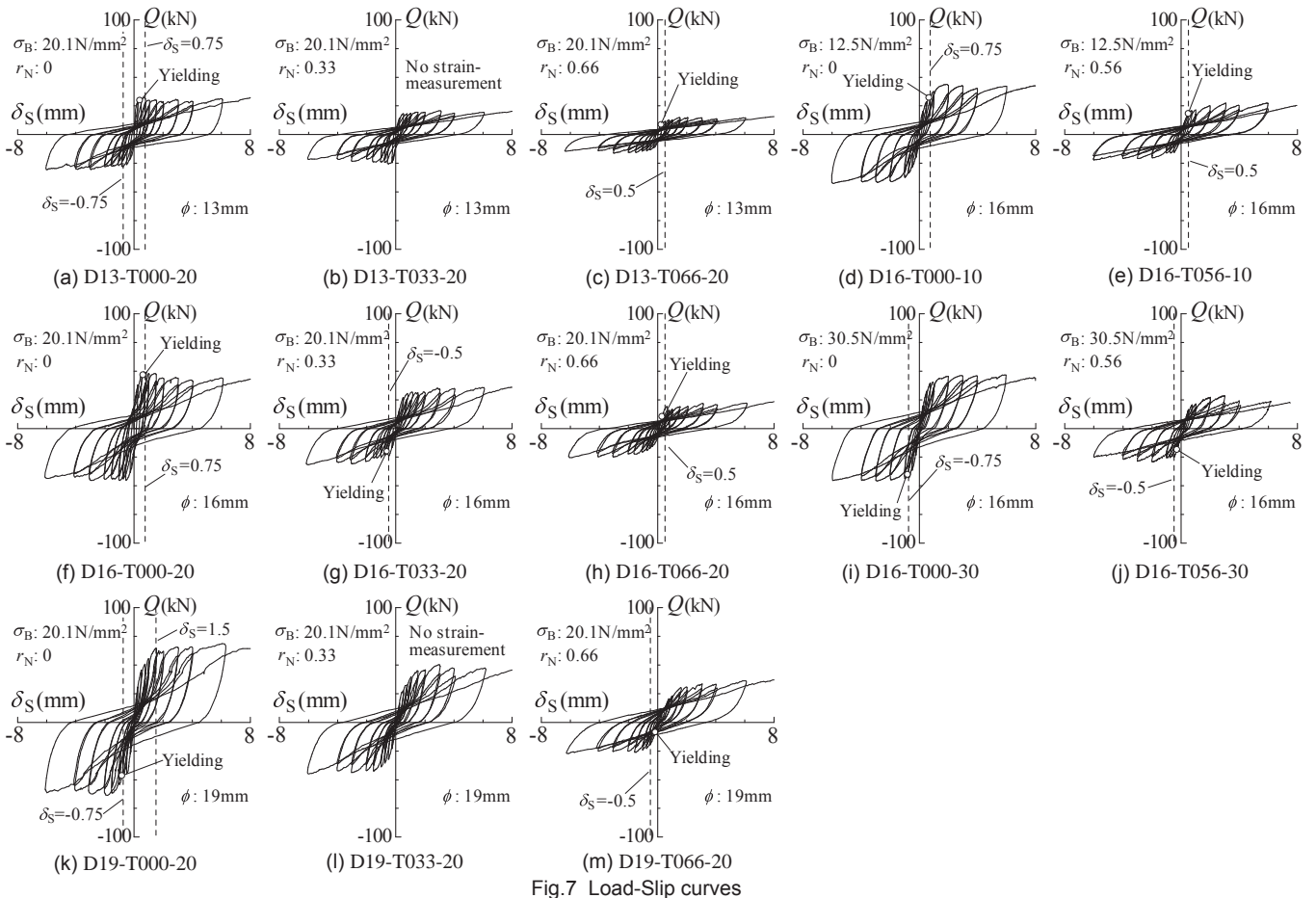


Fig.7 Load-Slip curves

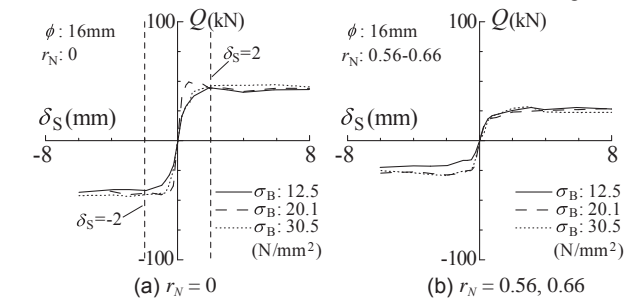


Fig.8 Comparison of envelope curves in specimens of different σ_B

証するためには、Fig. 7(d), (e), (f), (h), (i) および (j) を観察すれば良いが、より容易に σ_B による違いを比較できるよう、Fig. 8 にこれらの試験体の包絡曲線を比較した結果を示す。Fig. 8(a) には $r_N=0$ 、Fig. 8(b) には $r_N=0.56, 0.66$ の試験体の結果を示している。Fig. 8(a) より、 $\delta_S = -2.0 \sim 2.0\text{mm}$ の変形領域で、 $\sigma_B = 20.1\text{N/mm}^2$ の試験体のせん断応力がやや高めている以外、全体的な傾向としては、 σ_B が大きい方がせん断応力の値も大きくなっている。しかしながら、その大きさの違いは僅かなものである。次に Fig. 8(b) を観察すると、正側については、3 試験体ともほとんど同じような挙動を示しており、負側については $\sigma_B = 12.5\text{N/mm}^2$ の試験体がやや小さいせん断応力となっている。したがって、Fig. 8 に示した結果を総じて述べれば、本論文における $\sigma_B = 12.5 \sim 30.5\text{N/mm}^2$ の範囲では、せん断応力に対し顕著な違いは見られなかったと言えよう。

3.2 目開き量の推移

Fig. 9(a) ~ (m) に、各試験体の目開き量 δ_N - ずれ変形 δ_S 曲線を示す。また Fig. 7 と同様にアンカー筋のひずみを計測した試験体につ

いては、白丸で降伏ひずみに達した点を示している。

はじめに、 $\phi = 13\text{mm}$ とした Fig. 9(a) ~ (c) の δ_N - δ_S 曲線に着目する。これらの図を観察すると明らかなように、引張応力が大きい試験体の方が目開き量も大きくなる。 $r_N = 0$ である D13-T000-20 では、 $\delta_S = \pm 6\text{mm}$ まで载荷しても、目開き量は 1mm 程度に納まる。しかし、 $r_N = 0.33$ とした D13-T033-20 では、 $\delta_S = +3\text{mm}$ で δ_N が 1mm を超え、 $r_N = 0.66$ とした D13-T066-20 においては、 $\delta_S = +2\text{mm}$ 手前で 1mm を超える。また δ_N の挙動に着目すると、D13-T000-20 と D13-T033-20 では、 δ_S が小さい範囲で、せん断荷重の除荷時に、 δ_N がある程度元に戻る（目開きが閉じる）挙動が確認され、 δ_S （または δ_N ）がある値を超えると、除荷時の δ_N の残留が大きくなり、その後は漸増的に目開いていく。これに対し、D13-T066-20 は、 δ_S が小さい範囲から、除荷時の δ_N の残留が大きく、繰り返しせん断载荷とともに δ_N が大きくなっていく。さらに、D13-T066-20 を詳細に観察すると、同変形時であっても、2 回目のサイクルの方が、目開きが大きくなっている。この傾向は、 ϕ を 16mm および 19mm とした試験体でも同じである。したがって、引張応力下における接合部の目開き量は、ずれ変形量、引張応力比および载荷サイクル数に依存する。ただし、载荷サイクル数の影響については、より多くの繰り返し载荷を与える実験を行うなど、検討の余地があり、今後の研究課題としたい。

次に、改めて $\sigma_B = 20.1\text{N/mm}^2$ で、 ϕ を 16mm および 19mm とした Fig. 9(f) ~ (h) および (k) ~ (m) の実験結果を観察する。これらの図より、 ϕ が異なっても、基本的な傾向は $\phi = 13\text{mm}$ とした試験体の結果と同じであり、また目開き量の値自体も、各アンカー筋径で多少の違いはあるが、 r_N に応じてほぼ同程度の値を示している。

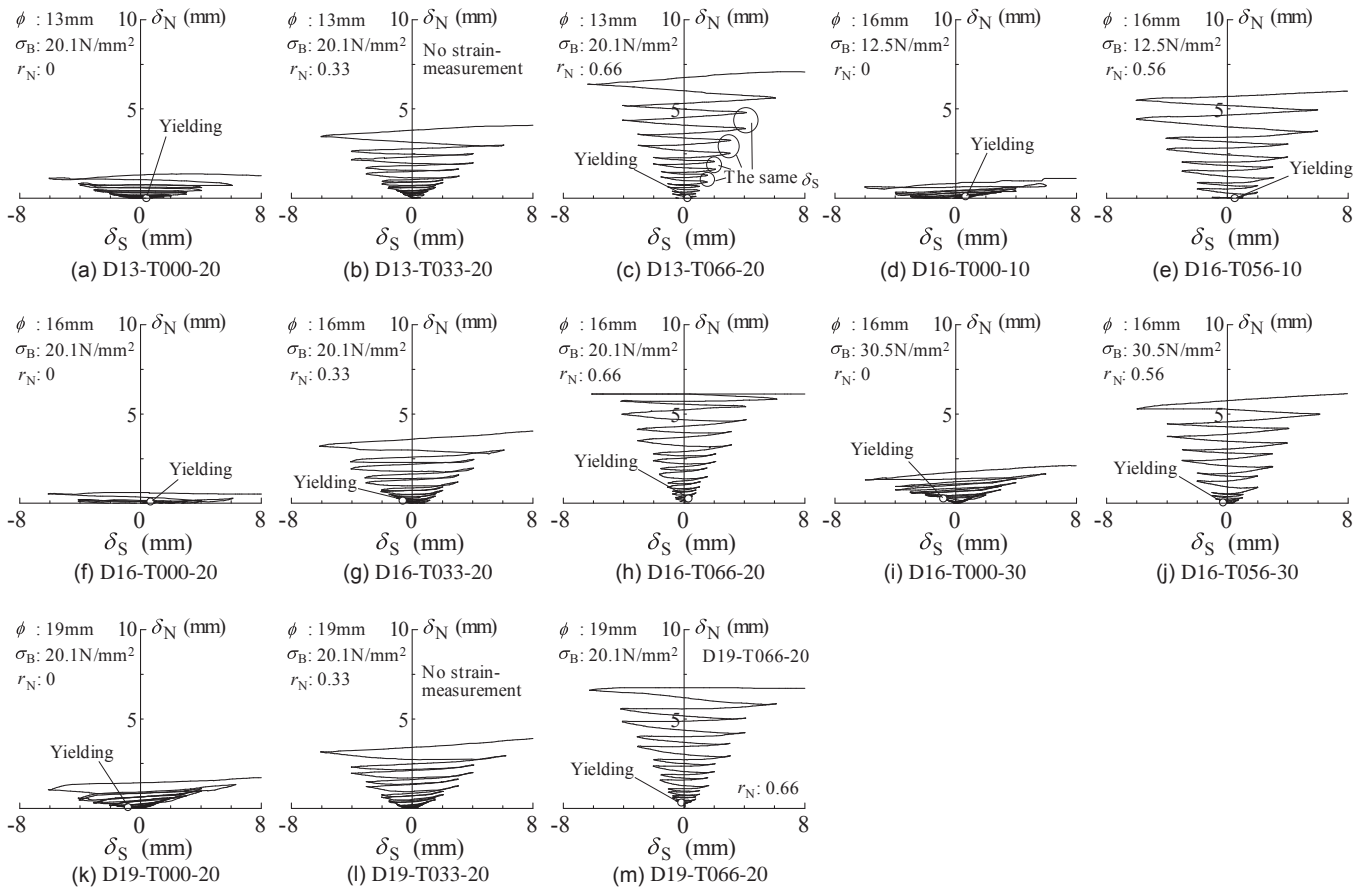


Fig.9 Joint opening-Slip curves

続いてφ=16mmで、σ_Bが異なる試験体の結果を示したFig.9(d), (e), (f), (h), (i)および(j)のδ_N-δ_S曲線に着目する。r_N=0では、σ_B=30.5N/mm²の試験体がやや大きめのδ_Nを示すが、残りの2体はほぼ同じ値を示している。しかし、r_Nが0.6程度の試験体では、いずれも同程度の推移を示している。以上から、前項のQ-δ_S曲線と同様に、δ_N-δ_S曲線についても、σ_B=12.5~30.5N/mm²の範囲ではσ_Bの違いによる顕著な相違は確認されない。

またr_N=0の試験体でも目開きが確認される。この理由として、ずれ変形によるアンカー筋の曲げひずみや付着による抜け出しの影響等が考えられるが、この現象の解明は今後の研究課題としたい。

3.3 引張応力がせん断応力に及ぼす影響

Fig.10に、軸応力比-せん断応力比関係を示す。

組合せ応力を受ける延性材料を評価する際の代表的な方法の一つとして、Mises 応力による評価が挙げられる。しかしながら、既述したように本論文で論じているせん断応力は、純粋なせん断応力ではなく、アンカー筋の曲げ応力や、コンクリートおよびグラウトの支圧応力を含む複合的な応力である。また、白井らの論文に対する討論^{7,8)}においても、同様の応力場がMises 応力を適用するための境界条件と異なることが議論されており、本実験結果の評価にMises 応力を適用するのは困難なように思われる。そこで本論文では、一般に組合せ応力を受ける構造部材の設計で用いられる式(1)^{例えは4)}から、本実験結果を考察する。

$$\left(\frac{T}{T_a}\right)^\alpha + \left(\frac{Q}{Q_a}\right)^\alpha = 1 \quad (1)$$

ここにαは係数であり1~2の間に設定される。TとQは、それぞ

れ組合せ応力下において負担可能な引張応力とせん断応力である。また、T_aはQ=0kNにおける許容引張応力、Q_aはT=0kNにおける許容せん断応力である。T_aはアンカー筋が引張降伏する際の強度となることから、次式によって求められる^{注1)}。

$$T_a = \sigma_y \times A_s \quad (2)$$

ここにA_sはアンカー筋(異形棒鋼)の有効断面積である。

またQ_aについては、通常は上記の通りT=0kNの許容せん断応力であり、換言すればQ_aはせん断耐力である。しかし、本論文で対象としているδ_S=6mmまでの範囲では、せん断耐力に達しない可能性があり、また(引張降伏強度と異なり)せん断耐力は実験値と計算値のばらつきが大きい。そこで、本論文ではQ_aの代わりに_{exp}Q₀として、r_N=0とした試験体におけるQの値を用いる。これにより、r_N=0の試験体と引張応力を与えた試験体の実験結果を直接比較することで、r_Nの大きさによるQの低下量を定量的に評価できる。Fig.10には、δ_S=0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0および6.0mmにおける軸応力比(T/T_a)とせん断応力比(Q/_{exp}Q₀)の関係を示している。加えて同図にはα=0.75, 1, 1.2および1.5とした式(1)による曲線も併記している。

Fig.10より実験条件の違いによりバラツキはあるものの、α=0.75~1.5とすることで、組合せ応力時の負担せん断応力と負担引張応力を凡そ評価できる。また、一概には言えないが、δ_S=0.25mmや0.5mmの小さい変形領域ではα=0.75~1の間に、反対にδ_S=1.0mmを超えた範囲ではα=1~1.5の間に実験値が納まることが確認される。仮に、組合せ応力時でも、負担し得る応力が変わらないとすれば、Fig.10において、原点を中心としT/T_a=1とQ/Q₀=1を結ぶ円(α=2)の近傍に実験値がプロットされることになる。しかしながら、上記の通り、

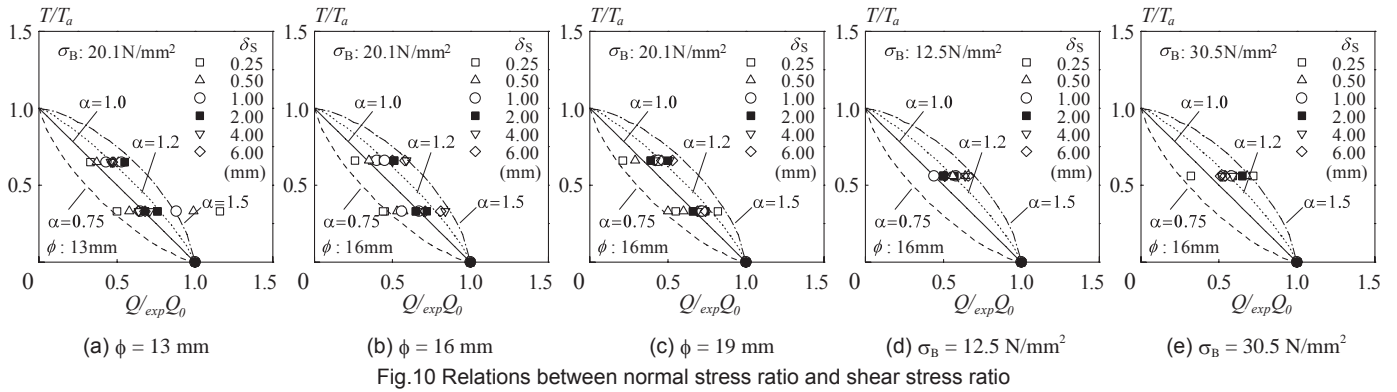


Fig.10 Relations between normal stress ratio and shear stress ratio

α の値は 1.5 以下となり、組合せ応力が作用することで、負担し得る応力が小さくなったと判断される。

以上を鑑みると、一般に外付け耐震補強の設計⁴⁾で採用されるようなずれ変形の範囲 ($\delta_s=1\sim 2\text{mm}$) では、既往の設計方法と同様に $\alpha=1\sim 1.5$ とすることで、組合せ応力時の引張応力とせん断応力の負担割合を評価できる。

4. 組合せ応力を受けるあと施工アンカーの仕事量

組合せ応力を受けるあと施工アンカーの構成則を構築する際に、4成分 (変位量 δ_s , δ_N と応力 Q , T) のうち、2つの既知の値 (本実験では δ_s , T) から、残りの未知数 (δ_N , Q) を求めるためには、最低でも2つの条件式が必要である。前3章では、式(1)に示すように軸応力比とせん断応力比の関係について検証したが、もう一つ別の視点による考察が必要である。既往の研究において、望月ら⁹⁾が仕事量を用いてプレキャスト接合部の耐力式を構築していることから、著者らもこれを参考にして、仕事量の観点から本実験結果を観察する。

4.1 接合部における仕事量の定義

Fig. 11 に接合部が負担する仕事量の定義を示す。本実験では、引張荷重とせん断荷重の2種類の外力があることから、仕事量もそれぞれについて定義される。せん断荷重による仕事量を W_S 、引張荷重による仕事量を W_N とすると、それぞれ次式により表される。

$$W_S = \int Q d\delta_s \quad (3)$$

$$W_N = \int T d\delta_N \quad (4)$$

また、せん断力方向と引張力方向は、目開き量およびずれ変形と各々直交するため、全仕事量 W はこれらを加算して得られる。

$$W = W_S + W_N \quad (5)$$

本論文では、まずは組合せ応力を受けるあと施工アンカーの基礎的な力学挙動について論じることとし、処女載荷時の挙動に着目する。そのため、せん断方向の仕事量は、Fig. 11(a) に示すように、 Q - δ_s の包絡曲線、および δ_s 軸で囲まれた領域の面積となる。 δ_N も処女載荷時の値を用い、 δ_s と δ_N の関係は前傾の Fig. 9 の通りである。

4.2 各試験体の仕事量

Fig. 12(a) ~ (m) に各試験体の仕事量 - ずれ変形 δ_s 関係を示す。はじめに、Fig. 12(a), (d), (f), (i) および (k) に示す、 $r_N=0$ の試験体の仕事量を観察すると、これらの試験体は $T=0$ kN であるため、当然ながら $W_N=0$ kN \cdot mm であり $W=W_S$ となる。また Fig. 12(b), (g) および (l) に示す、 $r_N=0.33$ とした試験体では、引張応力の導入によ

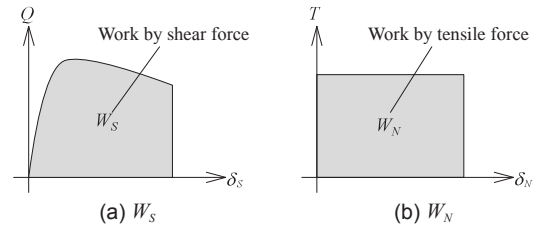


Fig.11 Image of work

W_N が生じるが、 W_S の方が支配的である。しかしながら、 r_N を 0.56~0.66 に設定した Fig. 12(c), (h) および (m) の試験体の結果を観察すると、 W_S よりも W_N の割合が大きくなる。この傾向は、 σ_B を変えた Fig. 12(e) と (j) の試験体の結果を観察しても同様である。

次に各試験体の W の値に着目する。Fig. 12 を網羅的に眺めると、 ϕ が同じであれば、 r_N を 0.6 前後とした試験体が、 W が最も大きい。ここで、全仕事量を評価することに焦点を当てることから、変位についてもせん断力方向と引張力方向の総和として捉える必要があると考え、次式で表される変位ベクトルの大きさ $|\delta|$ を使って、各試験体の W を比較する。

$$|\delta| = \sqrt{\delta_s^2 + \delta_N^2} \quad (6)$$

Fig. 13 に、 W - $|\delta|$ 関係を示す。 $|\delta|$ は絶対値であるため、負の値にはならないが、同図では便宜的に負側の挙動において、 x 軸の値を反転して表示している。Fig. 13 より、 $|\delta|$ を基準にして W の推移を観察すると、 W はほぼ $|\delta|$ に比例していることが分かる。また Fig. 13(a) ~ (c) より、 W の値は大きい方から $r_N=0.66$, $r_N=0$, $r_N=0.33$ の試験体の順となっており、 r_N の大小関係による定性的な傾向は窺えない。しかし、その大きさに顕著な差異は認められない。したがって、 W は引張力の値に抛らず概ね同じ値を示すと捉えても、特段に大きな問題はなさそうである。この特徴は、 σ_B を変えた Fig. 13(d) から理解できる。即ち、あと施工アンカーが負担し得る仕事量は、 $|\delta|$ が同じ大きさであれば負担する引張応力が異なっても、ほとんど変わらないと言う事実が明らかになった。

なお、 Q および T を合成して負担応力もベクトル表記し、この絶対値と $|\delta|$ を用いて W を算出することも可能である。しかしながら本研究の次のステップにおいて、力学モデルを構築する際に、 W の積分を展開する作業が予測され、できるだけ簡便な式であることが望ましいことから、本論文では Q と T を分けて W を算出している。

4.3 全仕事量 W の推定

前4.2節の検証の結果から、組合せ応力を受けるあと施工アンカーの全仕事量 W は、式(7)に示すように、単純な一次関数で表すこと

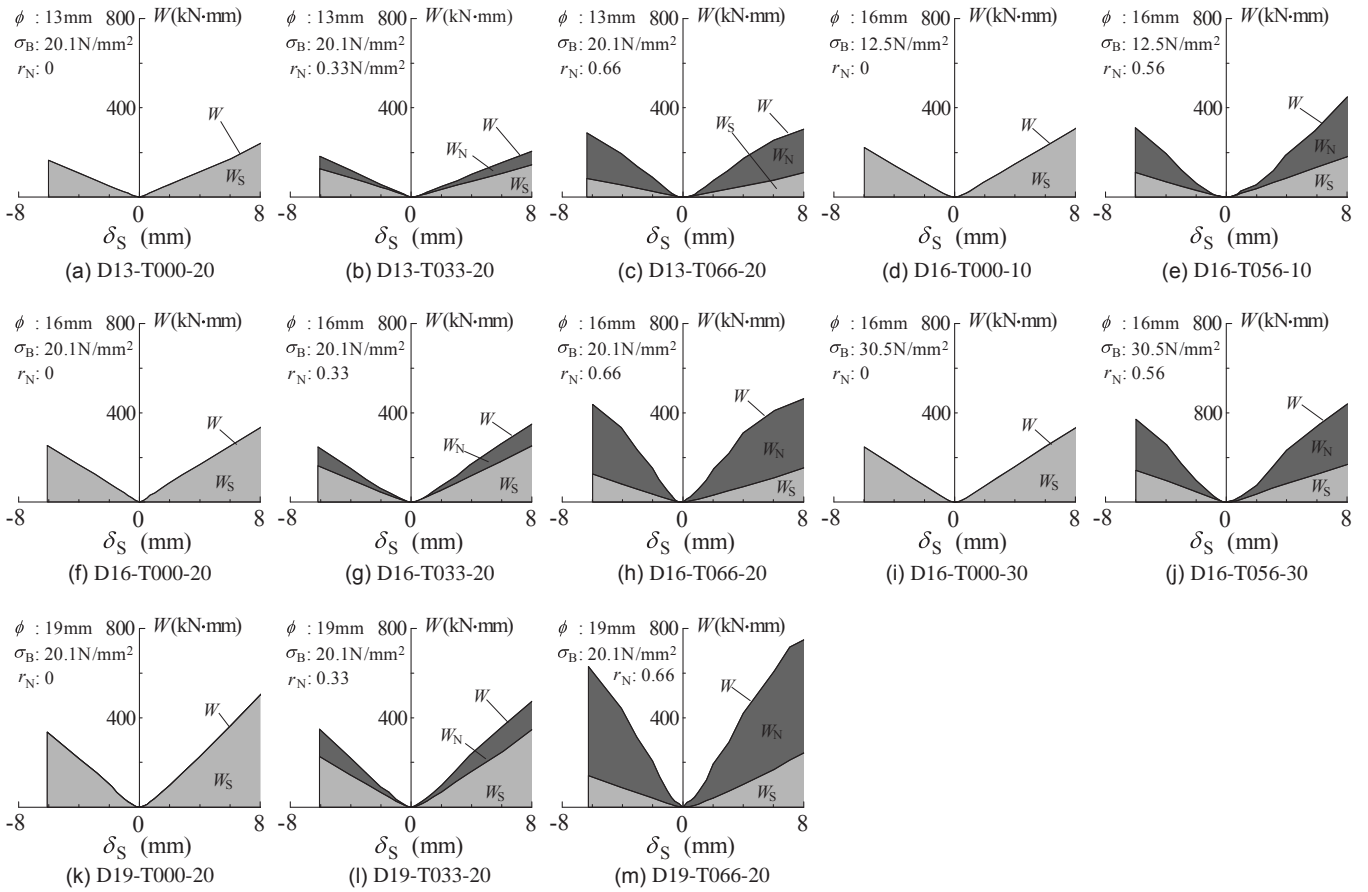


Fig.12 Energy-Slip curves

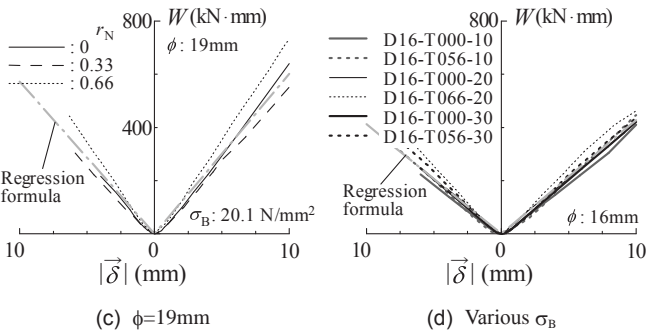
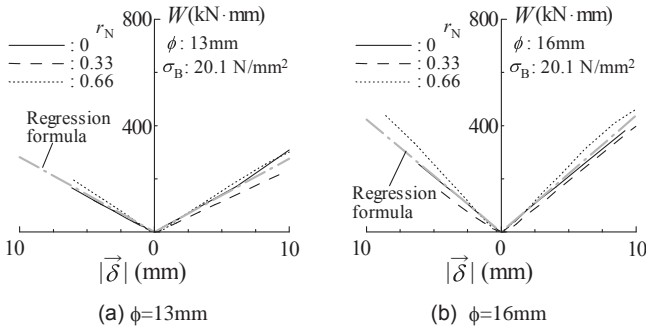


Fig.13 Energy- $|\vec{\delta}|$ curves

が可能である。

$$W = K_W \times |\vec{\delta}| \quad (7)$$

ここに、 K_W は変位ベクトルの絶対値を仕事量に換算するための実験係数であり、Fig.13における回帰直線の傾き(回帰係数)に相当

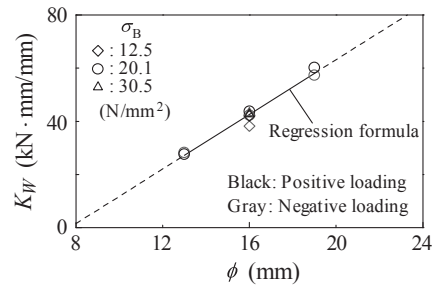


Fig.14 Relation between K_W and ϕ

する。さらにFig.14に、 K_W と ϕ を比較した結果を示す。Fig.14より、 K_W は ϕ とも、一次直線で結ばれ得ることが理解できる。そこで、最小二乗法を用いて、 K_W を ϕ の一次関数で表すと下式が得られる。

$$K_W = 5.1 \times \phi - 40 \quad (13\text{mm} \leq \phi \leq 19\text{mm}) \quad (8)$$

この式(8)は、 $\sigma_B=20.1\text{N/mm}^2$ の試験体を対象に分析した結果である。しかし、3.1節および3.2節の考察およびFig.13(d)の結果より、本実験の範囲では σ_B による顕著な違いが見られなかったため、 σ_B が異なった場合でも、同じ式で K_W を表し得るものと判断する。

ここで、上述してきた式(3)~(8)を整理すると、下式が導かれる。

$$W = \int Qd\delta_S + \int Td\delta_N = (5.1\phi - 40)\sqrt{\delta_S^2 + \delta_N^2} \quad (9)$$

この式(9)は、端的に言えば組合せ応力を受けるあと施工アンカーの負担応力(Q 、 T)と変位量(δ_S 、 δ_N)の関係を結ぶ方程式である。加えて、式(1)より、 T および Q のみの関係も明らかである。要するに、 Q 、 T 、 δ_S 、 δ_N の4成分を結びつける構成則を構築することを最終的

な目標の一つに掲げ、本実験結果を考察してきたが、その結果として、本論文では2つの条件式を提示したことになる。これらにより、いずれか2つの値が既知となれば、残りの未知の値を求めることが可能であると理解される。そこで後続の研究では、著者らが既に提案している純せん断状態 ($T=0$) のモデル^{10),11)}を改良し、組合せ応力を受けるあと施工アンカーの力学モデルを構築したいと考えている。

5. 結論

本論文では、一定引張応力を与えた接着系あと施工アンカーの正負交番繰返しせん断荷重実験を行い、組合せ応力下における接着系あと施工アンカーの力学的性質について考察した。以下に、本論文で得られた知見を列記する。

- 1) あと施工アンカーに作用する引張応力 T が大きくなるほど、せん断応力 Q が低下し、目開き量 δ_N が大きくなる。
- 2) 軸応力比 (T/T_a) とせん断応力比 (Q/Q_a) の総和関係を示す本論文の式 (1) において、 $\alpha=0.75 \sim 1.5$ とすることで、組合せ応力下における負担応力を評価できる。また、 δ_s が 1mm 以上の領域では、概ね $\alpha=1.0 \sim 1.5$ の範囲に納まる。
- 3) 引張応力比 r_N が 0.33 程度であれば、せん断応力方向の仕事量が支配的であるが、 r_N が 0.6 程度になると、引張応力方向の仕事量が支配的となる。
- 4) 包絡曲線を対象とした全仕事量 W は、変位ベクトルの大きさ $|\delta|$ とほぼ比例関係にあり、また引張応力 T に関わらず、概ね一定の値となる。また、本実験で用いたアンカー筋の材質は全て SD345 であるが、この条件において、 W はコンクリート圧縮強度 σ_B (およそ $10\text{N/mm}^2 \leq \sigma_B \leq 30\text{N/mm}^2$) に対しても、それほど大きな影響を受けない。
- 5) 上記 4) で述べた W と $|\delta|$ の比例関係において、この比例定数 K_W をアンカー筋径 ϕ ($13\text{mm} \leq \phi \leq 19\text{mm}$) の一次関数で表し得ることを示した。加えて、負担応力 (Q, T) と変位量 (δ_s, δ_N) の関係を結ぶ方程式 (本論文の式 (9)) を提案した。

本論文における考察より、仕事量の概念を導入することで、組合せ応力下における接着系あと施工アンカーの力学挙動を論じられる可能性が高いことが明らかになった。また、本論文では限定された工法の接着系あと施工アンカーを対象に検証を行ってきたが、アンカー筋と既存躯体の定着部の付着特性を考慮することで、工法を違えたあと施工アンカーや先付けアンカーにも応用できると考えている。今後、著者らは本論文で得られた知見に基づいて、組合せ応力を受けるあと施工アンカーの力学モデルを構築するとともに、多数回繰返しした場合や、定着部の付着特性の影響などについても検証し、本研究をさらに発展させる予定である。

謝辞

本研究の一部は、東京工業大学フロンティア材料研究所の平成 28 年度共同利用研究、および科学研究費 (代表: 高瀬裕也, 課題番号: 16K18195) において実施しました。また本実験は、筆頭著者が飛鳥建設株式会社技術研究所に在籍している際に、同施設を利用して行いました。最後に、本研究の実施に際し、室蘭工業大学・平成 28 年度卒論生の市川大稀君には、多大なるご協力を賜りました。ここに、深い感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会: 2001 年改定版 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. 9. 1 (2001 年改定版第 7 刷)
- 2) 白井佑樹, 山田哲, 坂田弘安, 島田侑子, 吉数祥一: 組合せ荷重を受けるアンカーボルトと周辺コンクリートの力学挙動に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.80, No.717, pp.1735-1744, 2015. 11
- 3) 森下泰成, 大谷恭弘, 宮野鼻一裕, 宮川和明, 奥田香二: 外付け耐震補強工法における間接接合部の組合せ荷重かでの剛性評価とモデル化, 平成 19 年度日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.345-348, 2007
- 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」- 枠付き鉄骨ブレースによる補強 -, 2009. 10. 20 (初版 3 刷)
- 5) 瀬戸口英恵, 阿部隆英, 高瀬裕也, 佐藤眞一郎, 高橋宗臣, 佐藤貴志: 湿式コアドリル工法によるあと施工アンカーの性能確認実験 (その 2) 注入式アンカーを用いた付着性能実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.149-150, 2010
- 6) 中野克彦, 松崎育弘, 杉山智昭: 接着系あと施工アンカーの基本平均付着強度に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.149-150, 2009
- 7) 瀧口克己: 「組合せ荷重を受けるアンカーボルトと周辺コンクリートの力学挙動に関する実験的研究」に対する討論, 日本建築学会構造系論文集, Vol.81, No.725, pp.1173-1174, 2016. 7
- 8) 白井佑樹, 山田哲, 坂田弘安, 島田侑子, 吉数祥一: 瀧口克己の討論に対する回答, 日本建築学会構造系論文集, Vol.81, No.725, pp.1175-1176, 2016. 7
- 9) 望月重, 横谷栄次, 永坂具也: 壁式プレキャスト構造鉛直接合部のせん断耐力 ダウエル効果および圧縮拘束力を考慮した場合, 日本建築学会構造系論文報告集, No.424, pp.11-22, 1991. 6
- 10) 高瀬裕也, 和田俊良, 池田隆明, 篠原保二: 繰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, No.682, pp.1926-1935, 2012. 12
- 11) 高瀬裕也, 和田俊良, 篠原保二: 多数回繰返しせん断力を受ける接着系あと施工アンカーの力学挙動に関する考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.913-918, 2015
- 12) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針, pp.258-259, 2010. 11 (第 2 版第 1 冊)

注

注 1) Table A-1 に本試験体で用いた接着系あと施工アンカーの引張耐力を示し、以下に、ここで用いた耐力式¹²⁾を記述する。

$$p_1 = s\sigma_{pa} \times sc^a \quad (\text{A-1})$$

$$p_3 = 10\sqrt{F_c/21} \times \pi \times d_a \times l_{ce} \quad (\text{A-2})$$

ここに p_1 はアンカー筋の降伏で決まる耐力, p_3 は接着剤の付着破壊で決まる耐力である。また、 $s\sigma_{pa}$ はアンカー筋の降伏強度 (N/mm^2), sc^a はアンカー筋の有効断面積 (mm^2), F_c はコンクリートの設計基準強度 (ここでは、 σ_B と読み替える) (N/mm^2), d_a はアンカー筋の軸部径 (mm), l_{ce} は強度算定用埋め込み長さ ($l_e - 2d_a$) である (mm)。

Table A-1 から理解できるように、引張耐力は全てアンカー筋の降伏で決まっており、このことから本論文の式 (2) において、 T_a の値として p_1 に相当する式を用いることが妥当である。

Table A-1 Tensile strength of post-installed anchors used in the tests

d_a (mm)	l_e (mm)	σ_B (N/mm^2)	σ_y (N/mm^2)	p_1 (kN)	p_3 (kN)
13	10 d_a	20.1	375	47.5	83.1
		12.5			99.3
		20.1	396	78.7	125.9
19	10 d_a	30.5			155.1
		20.1	402	115.2	179.3

d_a : Diameter of anchor bolt, l_e : Embedded length of anchor bolt, σ_B : Compressive strength of concrete, σ_y : Yield strength

MECHANICAL BEHAVIOUR AND WORK OF ADHESIVE POST-INSTALLED ANCHORS SUBJECTED TO CYCLIC SHEAR FORCE AND CONSTANT TENSILE FORCE

Yuya TAKASE^{*1}, *Toshinaga WADA*^{*2}, *Takaaki IKEDA*^{*3},
Yasuji SHINOHARA^{*4} and *Mitsuo MIZOGUCHI*^{*5}

^{*1} Assoc. Prof., College of Environmental Technology, Muroran Institute of Technology, Ph. D.

^{*2} Prof., Dept. of Architecture, Hokkaido Polytechnic College, Dr. Eng.

^{*3} Prof., Dept. of Civil and Environ. Eng., Nagaoka University of Technology, Dr. Eng.

^{*4} Assoc. Prof., Laboratory for FIRST, Tokyo Insutitute of Technology, Dr. Eng.

^{*5} Prof., College of Environmental Technology, Muroran Insutitute of Technology, Dr. Eng.

A seismic retrofitting method that uses a newly expanded frame has recently gained popularity. For the joints of structures used in seismic retrofitting, post-installed adhesive anchors are generally used. For rigidly connecting such a newly expanded frame to an existing frame, a design of the joint is very crucial because the joints are subjected to shear and tensile forces during an earthquake. However, the behavior of the anchors under combined forces remains unclear. To address this issue, herein, we conducted cyclic shear loading tests on 13 anchor bolt specimens under constant tensile force.

In Chapter 2, the details of the test plan are explained. The test parameters considered were as follows: the anchor bolt diameter ϕ of 13 - 19 mm as well as tensile force T and concrete compressive strength σ_B of 10 - 30 N/mm². We used the tensile force ratio r_N (σ_N/σ_y) as an index of the tensile force, and it ranged from 0 to 0.66. σ_N and σ_y are the tensile stress and the yield strength of the anchor bolts.

In Chapter 3, the test results are described. First, we observed the relations of shear force Q and joint opening δ_N with slip δ_S . The results indicated that the shear force reduces and the joint opening increases as the tensile force increases.

Second, we investigated the allowable tensile and shear forces under the combined force using Equation (S1) which is used for a structural design⁶⁾.

$$(T/T_a)^\alpha + (Q/Q_a)^\alpha = 1 \quad (S1)$$

Where, T is the allowable tensile force, Q is the allowable shear force, T_a is the allowable tensile force when $Q = 0$ kN, Q_a is the allowable shear force when $T = 0$ kN and α is a coefficient, usually ranging 1 - 2. According to the test results, the range of α was 0.75 - 1.5.

In Chapter 4, we use the test results to investigate the work of post-installed anchors. We found that the total work was almost constant even at varying tensile force. In addition, we proposed an estimation formula of the total work, given by the equation (S2).

$$W = \int Q d\delta_S + \int T d\delta_N = (5.1\phi - 40) \sqrt{\delta_S^2 + \delta_N^2} \quad (S2)$$

In Chapter 5, the conclusions were described. Findings obtained in this study were as follows:

- 1) The shear force was decreased and the joint opening increased as the tensile force increased.
- 2) For the relation between T/T_a and Q/Q_a , the test results were reasonably estimated by choosing α in the range 0.75 to 1.5.
- 3) W_S was dominant in the case of $r_N=0.33$, but W_N was higher than W_S in the case of $r_N=0.56 - 0.66$.
- 4) The total work was proportional to the absolute value of the displacement vector and was not significantly influenced by the concrete compressive strength in this tests.
- 5) A formula for estimating the energy absorption of post-installed anchors under a combined force was proposed.

Improvements to the proposed model in future studies will focus on considering bond stress-slip behavior of adhesives.

(2016年10月10日原稿受理, 2017年4月25日採用決定)