

高性能アンカーの外側耐震補強性能に関する基礎的研究

山田和夫*1 関俊力*2 小野晃*2 神谷隆*3

*1 愛知工業大学 工学部建築学科 (〒470-0392 愛知県豊田市八草町八千草1247)

*2 愛知工業大学 大学院工学研究科 (〒470-0392 愛知県豊田市八草町八千草1247)

*3 矢作建設工業株式会社 地震工学技術研究所 (〒480-1101 愛知県愛知郡長久手町熊張茨ヶ廻間1533-74)

要旨：本研究では、新旧接合面近傍のアンカー筋に鋼管シアキーを固定して断面積を増大させた高性能アンカーの提案、並びにそのせん断抵抗性能を実験的に検討した。その結果、補強部の浮き上がり量は、鋼管シアキーの外径と埋込み深さの増大に従って増大すること、新旧接合部のせん断耐力は、鋼管シアキーの外径と埋込み深さの増大とともに直線的に増大すること、既存部モルタルの支圧強度によって決まる新旧接合部のせん断耐力は、本研究で提案した解析モデルを用いることで合理的に説明できること、高性能アンカーによるせん断抵抗性能を向上させるには、鋼管シアキーの埋込み深さをある値以上に設定する必要があること、などが明らかとなった。

キーワード：外側耐震補強、コンクリート、接合部、せん断耐力、高性能アンカー、鋼管シアキー、支圧強度

1. まえがき

筆者らは、従来からあと施工アンカーによる鋼板内蔵型鉄筋コンクリート部材の外付け耐震補強工法¹⁾に関する基礎的研究^{2), 3)}を行っており、前報⁴⁾では、外側耐震補強コンクリート接合部のせん断滑り特性の解明を目的とした基礎的研究として、耐震補強コンクリート接合部のせん断抵抗を、アンカー筋によるせん断抵抗要素+接合面の凹凸のかみ合わせによるせん断抵抗要素+接合端部の支圧によるせん断抵抗要素とに分類できることを示すとともに、外側耐震補強接合部のせん断耐力とこれらのせん断抵抗要素との関係の定量化を目的とした一連の実験的検討を行った。本研究では、引き続き、アンカー筋によるせん断抵抗性能の更なる向上を目的とした基礎的研究として、新旧コンクリート接合面近傍のアンカー筋に鋼管シアキーを固定して断面積を増大させた高性能アンカーを提案するとともに、そのせん断抵抗性能およ

び有効性について実験的に検討した。なお、本実験では、後述のような小型モデル試験体を用いているため、新旧接合部のせん断滑り特性に及ぼすせん断滑り破壊面の幾何学的非均質性 (D/d: 試験体寸法と粗骨材寸法との比) の影響⁵⁾を低減させるために、粗骨材のかみ合わせによるせん断抵抗力が存在しないモルタルを使用した。

2. 実験方法

2. 1 試験体

本実験では、Fig. 1に示すように、150×282mmの接合面積を有するせん断試験体を使用した。実験要因として

Table 1 Outline of experiment

Specimen No.	W/C *1 (%)	W/C *2 (%)	Anchor bar		Steel tube (shear key)	
			Nominal name	Embedded depth (mm)	Diameter (thickness) (mm)	Length (depth) (mm)
S00-L00	90	40	2D10	100 (10d)	-	-
S15-L20	90	40	2D10	100 (10d)	15(2)	20 (10)
S15-L40	90	40	2D10	100 (10d)	15(2)	40 (20)
S15-L60	90	40	2D10	100 (10d)	15(2)	60 (30)
S15-L80	90	40	2D10	100 (10d)	15(2)	80 (40)
S20-L20	90	40	2D10	100 (10d)	20(2)	20 (10)
S20-L40	90	40	2D10	100 (10d)	20(2)	40 (20)
S20-L60	90	40	2D10	100 (10d)	20(2)	60 (30)
S20-L80	90	40	2D10	100 (10d)	20(2)	80 (40)
S30-L20	90	40	2D10	100 (10d)	30(2)	20 (10)
S30-L40	90	40	2D10	100 (10d)	30(2)	40 (20)
S30-L60	90	40	2D10	100 (10d)	30(2)	60 (30)
S30-L80	90	40	2D10	100 (10d)	30(2)	80 (40)

[Notes] *1 : Water-cement ratio of existing mortar, *2 : Water-cement ratio of reinforcing mortar, d : Nominal diameter of anchor bar.

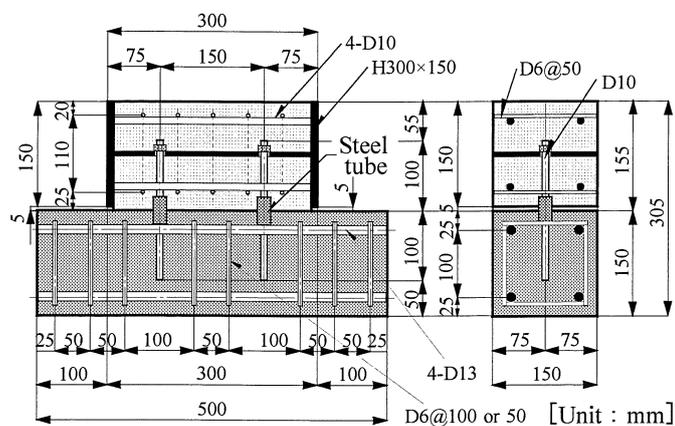
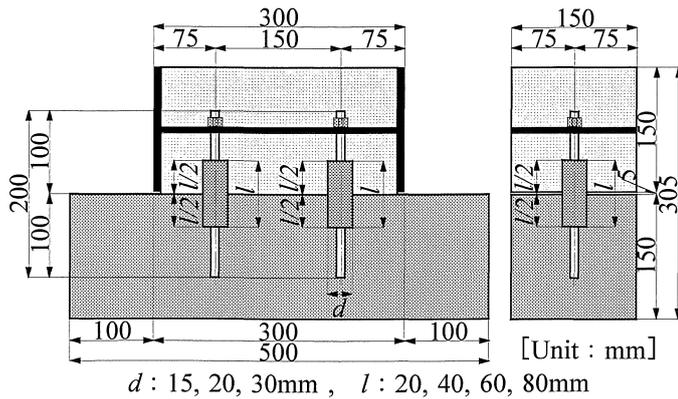


Fig. 1 Detail of specimen



d : 15, 20, 30mm, l : 20, 40, 60, 80mm

Fig. 2 Details of anchor bar and steel tube at placing joint

は、Table 1に示すように、肉厚2mmの鋼管シアキーの外径（15、20および30mmの3種類）および長さ（20、40、60および80mm（既存部への埋込み深さ：それぞれ10、20、30および40mm）の4種類）を取り上げ、鋼管シアキーを設置しなかった試験体（表中のS00-L00試験体）のせん断抵抗性能との比較検討を行った。なお、鋼管シアキーは、アンカー用エポキシ樹脂（圧縮強度：93N/mm²、引張強度：37N/mm²、ヤング係数：3.6×10³N/mm²）をアンカー筋が鋼管の中心となるように充填・固定した。Fig. 2に、鋼管シアキーの設置状況の詳細を示す。なお、既存部には、主筋を4D13、せん断補強筋をD6@50（ただし、アンカー筋埋込み部はD6@100）で配筋し、補強部には、別報³⁾で示した実大のモデル試験体と同様、接合面に作用するせん断力分布を極力一様とするために、モデル内蔵鋼板として載荷板に接触する補強部の両端面を鋼材で補強したフランジ付き鋼板（寸法300×150mmのH形鋼）を使用して、主筋を4D10、補助筋をD6@50で配筋した。また、アンカー筋は、ボルト締めにより鋼板に固定した（Fig. 1およびFig. 2参照）。

2. 2 試験体の作製および養生方法

試験体の作製に際しては、目標フロー値を200±10に設定し、普通ポルトランセメントおよび天竜川の川砂（最大寸法：2.5mm、絶乾密度：2.61g/cm³、表乾密度：2.65g/cm³）を使用して調合を決定した。本実験で用いたモルタルの標準調合表をTable 2に示す。既存・補強接合部モデル試験体は、まず既存部モルタルの打設を行った後に材齢6日で既存部モルタルを脱型し、材齢8日で補強部モルタルの打設を行った。モルタルの打設は、いずれの打設も2層に分けて行い、棒状バイブレータを使用して締固めを十分に行った後、実験実施まで実験室内でシート養生を行った。なお、使用モルタルの力学的性質を調べるために、モルタル打設時にφ10×20cmの供試体を作製し、材齢28日（標準水中養生）、並びに実験の直前および直後の時点（封緘養生）で圧縮および引張強度試験を行った。本実験で用いたモルタルおよび鉄筋に関する材料試験結果を一覧表にしてTable 3に示す。

Table 2 Mix proportion of mortar

W/C (%)	S/C	Unit weight (kg/m ³)			Target flow
		Cement (C)	Water (W)	Sand (S)	
40	1.25	835	334	1,044	200±10
90	4.50	339	305	1,527	

Table 3 Test results of used materials
(a) Mortar of W/C=40%

Age (days)	Curing method	Density (g/cm ³)	Strength (MPa)		Young's modulus (GPa)
			Tension	Compression	
28	Water	2.23	3.27	60.4	—
60	Seal up	2.19	2.41	49.1	25.3
70	Seal up	2.19	3.12	52.5	26.2

[Notes] Age=60 and 70 days : Ages of before and after experiments, respectively.

(b) Mortar of W/C=90%

Age (days)	Curing method	Density (g/cm ³)	Strength (MPa)		Young's modulus (GPa)
			Tension	Compression	
28	Water	2.21	1.18	19.7	—
53	Seal up	2.16	2.26	23.2	17.7
62	Seal up	2.17	2.30	24.1	18.3

[Notes] Age=53 and 62 days : Ages of before and after experiments, respectively.

(c) Steel bars

Kind of steel bar	Nominal name	Yield point (MPa)	Tensile strength (MPa)	Young's modulus (GPa)	Tensile strain (%)
Stirrup	D6	412	491	189	17.3
Anchor	D10	348	469	185	20.2
Main bar	D13	349	487	192	21.6

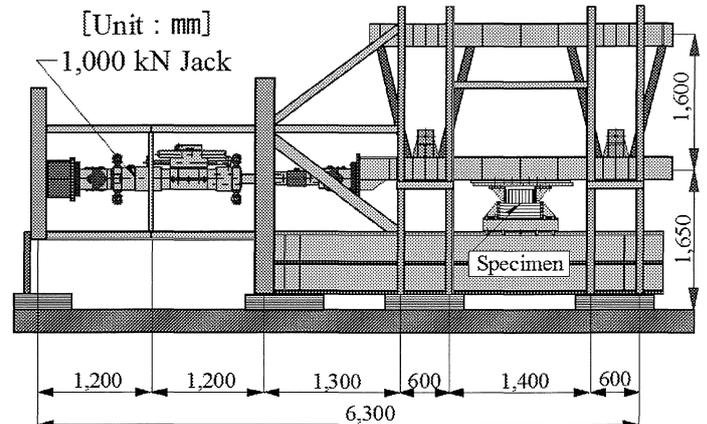


Fig. 3 Pure shear loading apparatus

2. 3 加力および測定方法

本実験では、加力に際してFig. 3に示すように水平加力用として容量1,000kNの静的ジャッキを用いた純せん断加力装置を使用し、せん断滑り開始時点が正確に確認できる程度のスピードで単調漸増せん断載荷を行った。また、Fig. 4に示すように、接合面に垂直な方向の軸力および補強部の回転を極力生じさせないために、補強部左右の両端面と載荷板との間にリニアフラットローラを挿入して密着させるとともに、既存部と補強部との接合

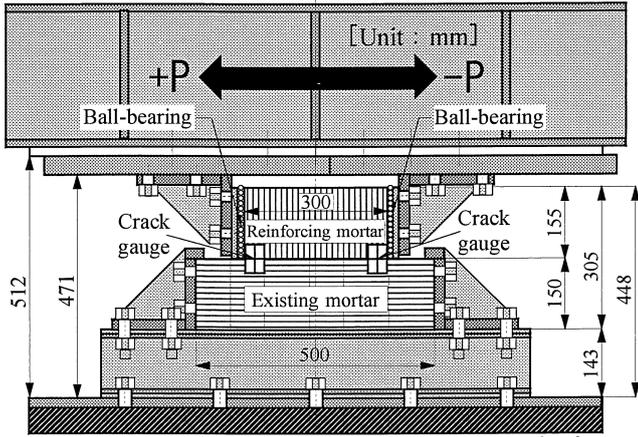


Fig. 4 Loading and measurement method

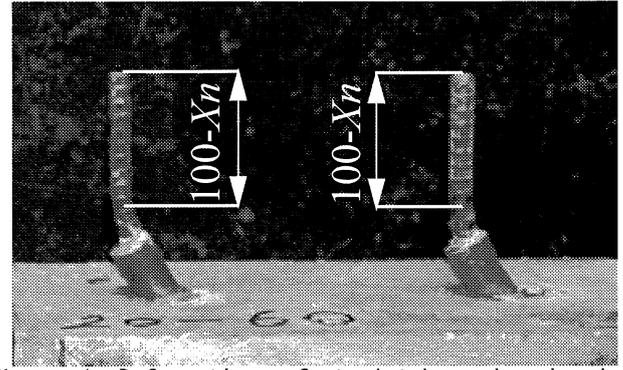
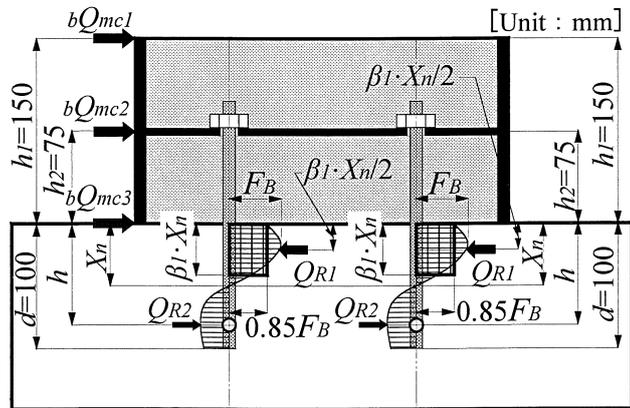


Photo. 1 Deformations of steel tube and anchor bar at final state



F_B : Bearing strength of concrete, β_1 : Stress block factor = 0.85

Fig. 5 Analytical model

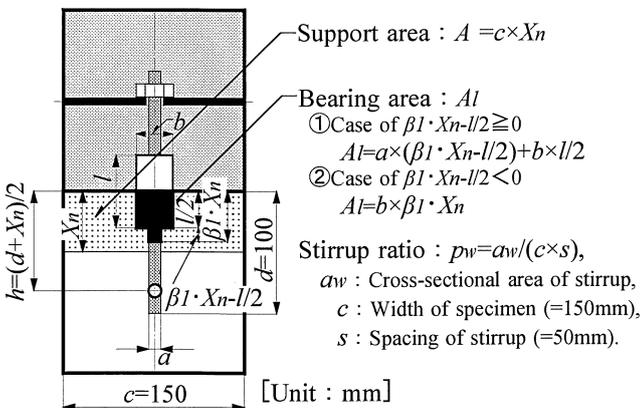


Fig. 6 Calculation methods of support and bearing areas

境界面の前後・左右の4箇所、2軸型亀裂変位計をセットして、せん断荷重-滑り量関係および浮き上がり量-滑り量関係を測定するとともに、載荷中のひび割れ発生状況およびせん断滑り面の破壊状況の観察を肉眼で行った。

3. せん断耐力の算定方法

本研究では、Fig. 5に示す解析モデルを用いて鋼管シアキーによる既存部モルタルの支圧で決まるせん断耐力を求めた。なお、本解析では、せん断加力位置をFig. 5に示す3箇所（せん断滑り面からの距離が $h_1=150\text{mm}$ 、

$h_2=75\text{mm}$ および $h_3=0\text{mm}$ の3箇所）を仮定してせん断耐力の計算を行い、実験結果との比較により実際に近い加力点を採用した。すなわち、Fig. 5の解析モデルに示すように、鋼管シアキーの支圧によって生じる最大せん断耐力時のコンクリートの応力分布（横細線で囲まれた部分）と等価な矩形分布（縦線で囲まれた長方形部分）を仮定し、これを積分して求まる鋼管シアキー1本当たりの支圧力を2倍したものを支圧による最大せん断耐力（ bQ_{mci} ）として、正負の反力成分ごとに Q_{R1} および Q_{R2} に分類した後に、式[1]～式[4]に示す Q_{R2} の支圧力作用点（図中の○印位置）廻りの Q_{R1} とせん断耐力 bQ_{mci} による曲げモーメントの釣合い条件から bQ_{mci} 値を算定した。

$$bQ_{mci} = 2 \cdot Q_{R1} (h - \beta_1 \cdot X_n / 2) / (h_1 + h) \quad [1]$$

$$h = (d + X_n) / 2 \quad [2]$$

$$Q_{R1} = 0.85 F_B \cdot A_I \quad [3]$$

$$F_B = F \cdot (A / A_I)^C \quad [4]$$

ここに、 h_1 : せん断滑り面から加力位置までの距離（ $h_1=150\text{mm}$ 、 $h_2=75\text{mm}$ および $h_3=0\text{mm}$ ）

X_n : せん断滑り面からの中立軸深さ

A : 支承面積（Fig. 6参照）

A_I : 支圧面積（Fig. 6参照）

F_B : 既存部コンクリートの支圧強度

C : 実験定数

F : 既存部コンクリートの圧縮強度

β_1 : ストレスブロック係数（=0.85）

d : アンカー筋の埋込み深さ（ $d=100\text{mm}$ ）

また、上の式[4]中の C 値と F 値としては、それぞれ別報⁶⁾において提案した支圧荷重を受けるコンファインドコンクリートに適用可能な式[5]および式[6]を用いた。

$$C = -0.0044 \sigma_B + 0.0220 P_w \cdot \sigma_y + 0.586 \quad [5]$$

$$F = 1.3899 \sigma_B + 2.304 P_w \cdot \sigma_y - 16.996 \quad [6]$$

ここに、 σ_B : 円柱供試体による圧縮強度

P_w : せん断補強筋比（Fig. 6参照）

σ_y : せん断補強筋の降伏点

なお、中立軸深さ X_n は、Photo. 1に示したせん断滑り

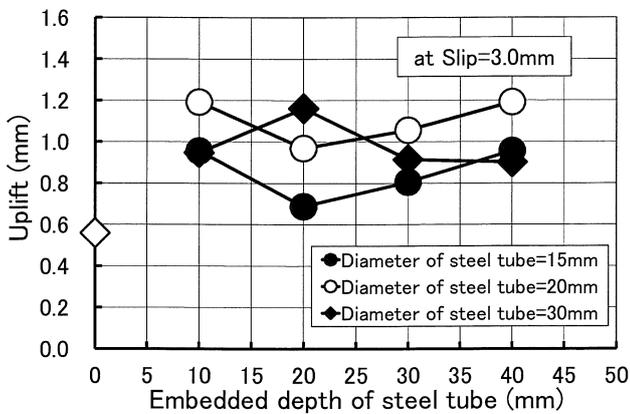
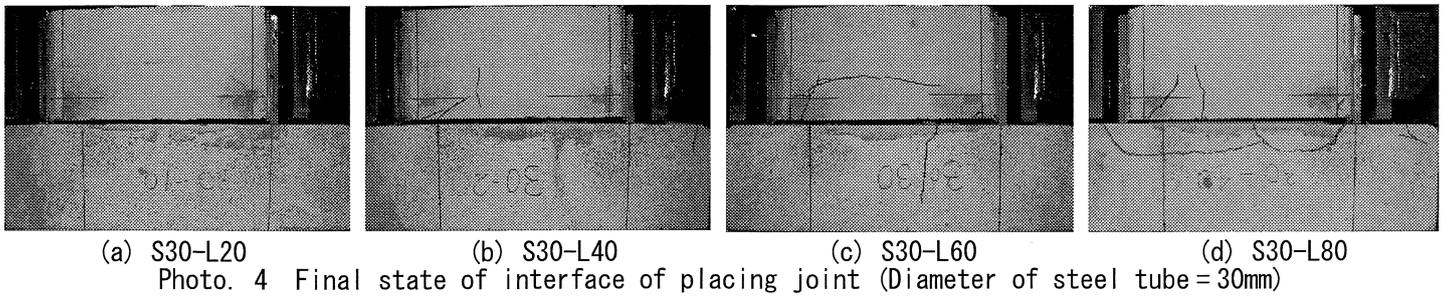
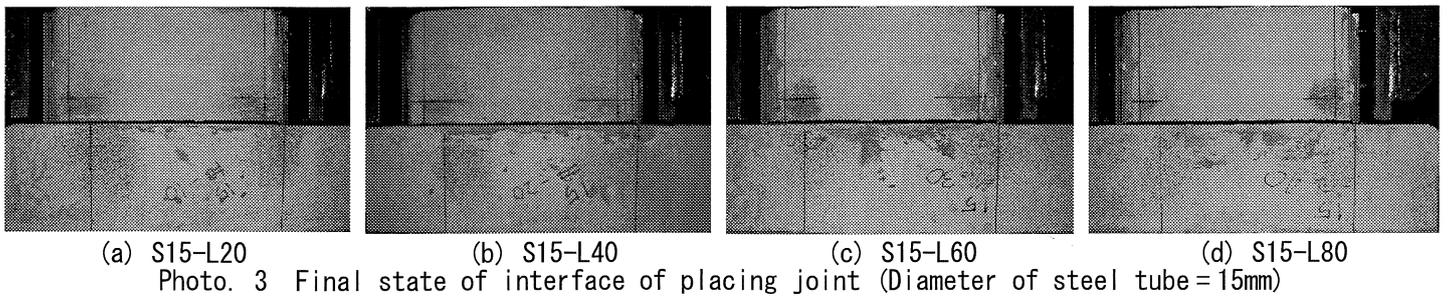
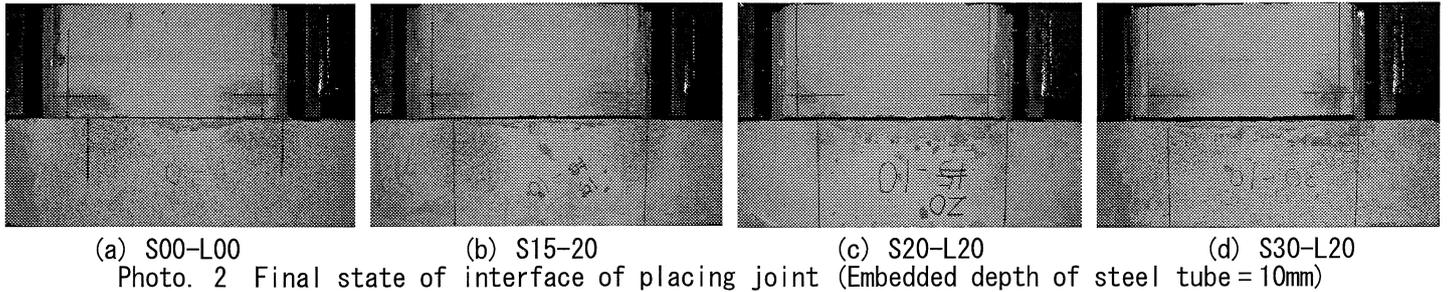


Fig. 7 Relationship between uplift and embedded depth of steel tube

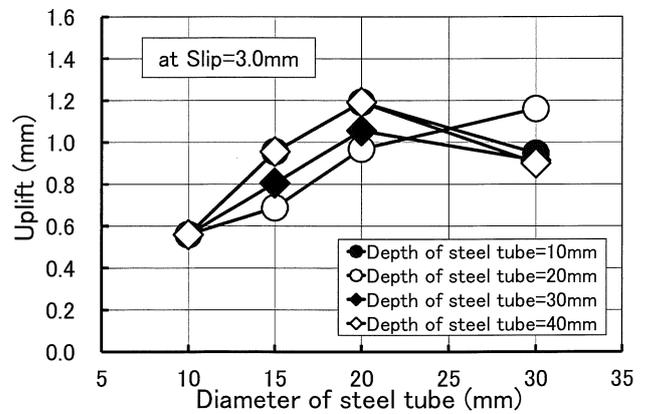


Fig. 8 Relationship between uplift and diameter of steel tube

面から鋼管シアキーおよびアンカー筋がせん断加力によって変形している区間の長さ（直線区間長さ： $d-X_n=100-X_n$ ）と仮定して、実験終了後に解体して実測した。

およびFig. 8に、それぞれ滑り量が3.0mm時（2軸型亀裂変位計取り外し時）における補強部の浮き上がり量に及ぼす鋼管シアキーの埋込み深さおよび外径の影響を示す。これらの写真および図によれば、実験結果のバラツキのためにそれほど明確ではないが、補強部の浮き上がり量は、鋼管シアキーの埋込みが深くなるに従って若干増大する傾向にあるのが認められる。また、補強部の浮き上がり量は、鋼管シアキーの外径が20mmまでの範囲では外径の増大とともにほぼ直線的に増大し、その後一定値に収束する傾向を示している。なお、本実験では、新旧モルタルの接合面がフラット面で、かつせん断滑り開始

4. 実験結果とその結果

4. 1 破壊状況

Photo. 2は、鋼管シアキーの長さが20mm（埋込み深さが10mm）の試験体の加力終了時点の最終破壊状況に及ぼす鋼管シアキーの外径の影響、Photo. 3およびPhoto. 4は、最終破壊状況に及ぼす鋼管シアキーの長さの影響を鋼管シアキーの外径別に示した例である。また、Fig. 7

Table 4 Experimental results of placing joint by outside seismic reinforcement

Specimen No.	Experiment		Calculation			
	Q_i (kN)	Q_m (kN)	Q_{ic} (kN)	Q_{ic}/Q_i	sQ_{mc} (kN)	sQ_{mc}/Q_m
S00-L00	7.1	53.7	98.1	13.90	34.7	0.65
S15-L20	15.1	49.0	98.1	6.50	86.0	1.76
S15-L40	14.4	52.4	98.1	6.81	86.0	1.64
S15-L60	14.1	59.7	98.1	6.96	86.0	1.44
S15-L80	13.0	62.2	98.1	7.53	86.0	1.38
S20-L20	18.3	48.4	98.1	5.37	153.0	3.16
S20-L40	14.6	63.4	98.1	6.73	153.0	2.41
S20-L60	15.2	65.9	98.1	6.46	153.0	2.32
S20-L80	12.2	63.1	98.1	8.06	153.0	2.42
S30-L20	22.7	69.6	98.1	4.32	344.2	4.95
S30-L40	20.3	71.6	98.1	4.82	344.2	4.81
S30-L60	20.1	72.7	98.1	4.89	344.2	4.73
S30-L80	21.2	83.8	98.1	4.62	344.2	4.11

後のせん断抵抗要素が鋼管シアキーとアンカー筋のみであるため、試験体の破壊は、何れの試験体もモルタル強度の低い既存部モルタルの支圧破壊によって決定された。

4. 2 各種せん断耐力

Table 4は、本実験によって得られた既存・補強接合部モデル試験体のせん断滑り開始確認時点のせん断荷重 (Q_i) および最大せん断荷重 (Q_m) に関する実験結果を一覧表にして示したものである。なお、表中には、固着破壊をモード I の微視的な引張破壊と仮定して円柱供試体の割裂引張強度から算定した固着耐力²⁾ (Q_{ic}) および既存・補強接合部モデル試験体のせん断耐力を「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修指針⁷⁾」中に示されている以下の式[7]～式[9]を用いて算定した最大せん断耐力 (sQ_{mc}) に関する計算結果も併示してある。

$$sQ_{mc} = \min\{Q_s, Q_B\} \quad [7]$$

$$Q_s = 0.7\sigma_y \cdot sA_e \quad [8]$$

$$Q_B = 0.3sA_e \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \quad [9]$$

ここに、 Q_s : 鋼材の耐力で決まる場合の鋼管シアキーのせん断耐力

Q_B : 既存部モルタルの支圧強度で決まる場合の鋼管シアキーのせん断耐力

σ_y : 鋼管シアキーの降伏点

sA_e : 鋼管シアキーの断面積

E_c : 既存部モルタルのヤング係数

(1) せん断耐力に及ぼす鋼管シアキーの影響

Fig. 9は、本実験によって得られた最大せん断耐力と鋼管シアキーの埋込み深さとの関係を示したものである。この図によれば、最大せん断耐力は、鋼管シアキーの埋込みが深くなるに従ってほぼ直線的に増大する傾向にあることがわかる。これは、鋼管シアキーの埋込みが深いほど鋼管シアキーの抜け出しに対する抵抗力が大きいためと思われる。また、Fig. 10は、最大せん断耐力と鋼管

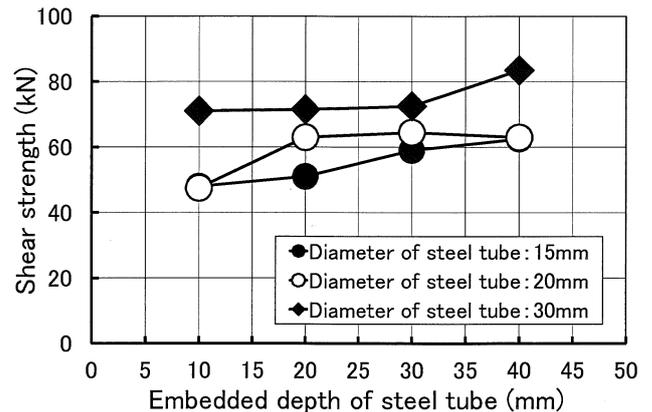


Fig. 9 Relationship between shear strength and embedded depth of steel tube

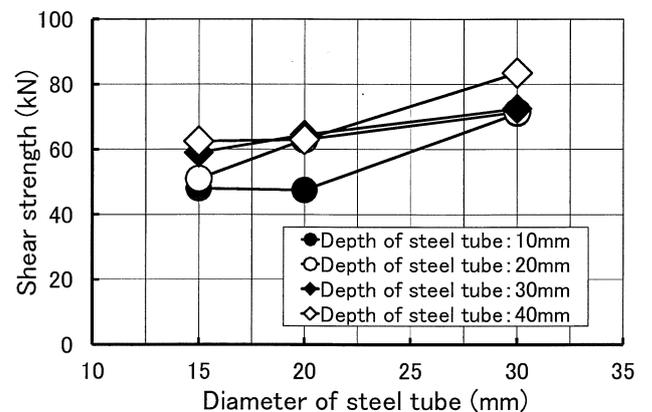


Fig. 10 Relationship between shear strength and diameter of steel tube

シアキーの外径との関係を示したものであるが、図によれば、最大せん断耐力は、鋼管シアキーの外径が大きくなるに従ってほぼ直線的に増大する傾向を示している。

(2) 固着耐力に関する計算結果と実験結果との比較

前掲のTable 4中の円柱供試体の割裂引張強度から算定した固着耐力の計算結果 (Q_{ic}) は、何れも実験結果に比べて著しく大きな値となっている。これは、本実験では、新旧モルタル接合面がフラット面に設定してあるため、載荷初期の段階から接合面で微小な滑りが生じて、明確な固着耐力が観察できなかったためと考えられる。

(3) 「既存RC造建築物の耐震改修設計指針」によるせん断耐力の計算結果と実験結果との比較

前述のように、本実験では、最大せん断耐力は、何れも鋼管シアキーによる既存部モルタルの支圧で決定されたが、Table 4中に示した前掲の式[7]によるせん断耐力の計算結果 (sQ_{mc}) は、何れの試験体も式[9]で表される既存部モルタルの支圧耐力 (Q_B) でなく、式[8]で表される鋼管シアキーの耐力 (Q_s) で決まったため、鋼管シアキーの外径が大きくなるに従って計算結果は危険側の評価となり、最大で実験値の約5倍程度となっているのがわかる。これは、式[9]で表される耐震改修設計指針による支圧耐力の計算結果 (Q_B) が既存部モルタルの支圧状況を十分には反映していないためと思われる。

Table 5 Various predictions for shear strength of placing joint by outside seismic reinforcement

Specimen No.	Experimental results			F_B (MPa)	Analytical results					
	Q_m (kN)	δ_m (mm)	X_n (mm)		bQ_{mc1} (kN)	bQ_{mc1}/Q_m	bQ_{mc2} (kN)	bQ_{mc2}/Q_m	bQ_{mc3} (kN)	bQ_{mc3}/Q_m
S00-L00	53.7	14.70	30.0	122.2	12.3	0.23	18.8	0.35	40.6	0.76
S15-L20	49.0	0.29	34.9	110.7	15.4	0.31	23.5	0.48	49.5	1.01
S15-L40	52.4	10.22	37.9	103.1	17.6	0.34	26.8	0.51	55.9	1.07
S15-L60	59.7	11.11	37.5	96.0	18.4	0.31	28.0	0.47	58.6	0.98
S15-L80	62.2	9.60	38.5	94.9	19.1	0.31	29.0	0.47	60.4	0.97
S20-L20	48.4	8.49	40.6	104.7	18.6	0.38	28.2	0.58	58.3	1.20
S20-L40	63.4	10.55	37.0	90.9	19.0	0.30	28.9	0.46	60.6	0.96
S20-L60	65.9	10.55	40.2	83.8	21.9	0.33	33.3	0.51	68.9	1.05
S20-L80	63.1	10.02	40.6	80.8	22.8	0.36	34.6	0.55	71.5	1.13
S30-L20	69.6	8.11	40.7	93.3	20.4	0.29	30.9	0.44	63.9	0.92
S30-L40	71.6	3.64	40.4	77.7	23.4	0.33	35.5	0.50	73.5	1.03
S30-L60	72.7	10.66	42.2	68.8	26.9	0.37	40.7	0.56	83.6	1.15
S30-L80	83.8	10.51	41.5	64.4	27.9	0.33	42.2	0.50	87.0	1.04

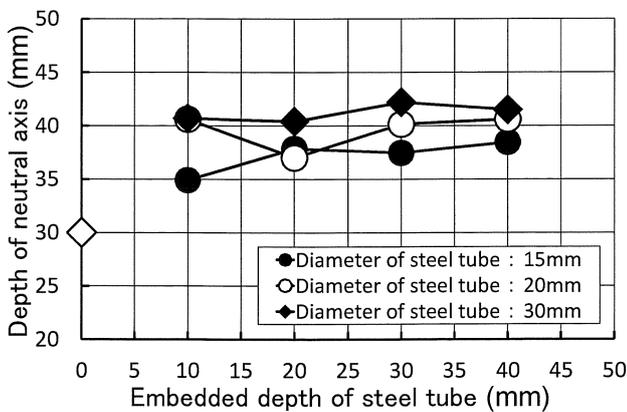


Fig. 11 Relationship between measured value of X_n and embedded depth of steel tube

(4) 既存部モルタルの支圧によって耐力が決まる場合の計算結果と実験結果との比較

Table 5は、最大せん断耐力に関する実験結果 (Q_m) とそれぞれ h_1 、 h_2 および h_3 に設定したせん断滑り面からの距離を式[1]～式[3]に代入して求めた最大せん断耐力の計算結果 (bQ_{mc1} 、 bQ_{mc2} および bQ_{mc3}) との比較を一覧表にして示したものである。なお、表中には、最大せん断耐力時の既存・補強接合部の滑り量 (δ_m) に関する実験結果、中立軸深さ (X_n) の実測値および前掲の式[4]～式[6]を用いて算定した既存部モルタルの支圧強度 (F_B) の計算結果も併示してある。Fig. 11に、中立軸深さ (X_n) の実測値と鋼管シアキーの埋込み深さとの関係を示す。この図によれば、中立軸深さ (X_n) は、鋼管シアキーの有無によって影響を受け、鋼管シアキーを設置することによって5～10mm程度大きくなっており、かつ鋼管シアキーの埋込み深さおよび外径が大きくなるほど若干増大する傾向を示しているのがわかる。また、表中の既存部モルタルの支圧強度の計算結果 (F_B) は、鋼管シアキーの外径が小さく、かつ埋込みが浅い試験体ほど、すなわち支圧面積に対する支承面積の割合が大き

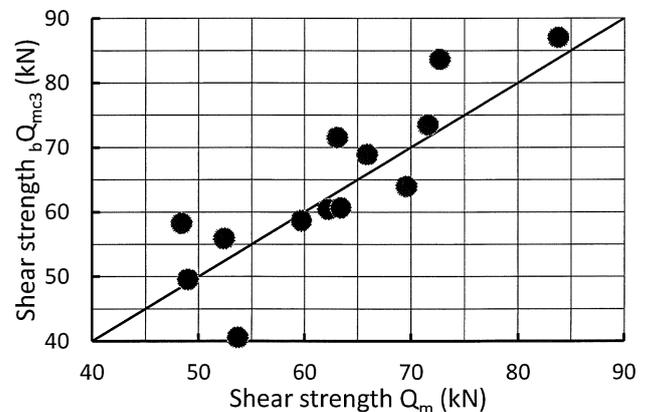


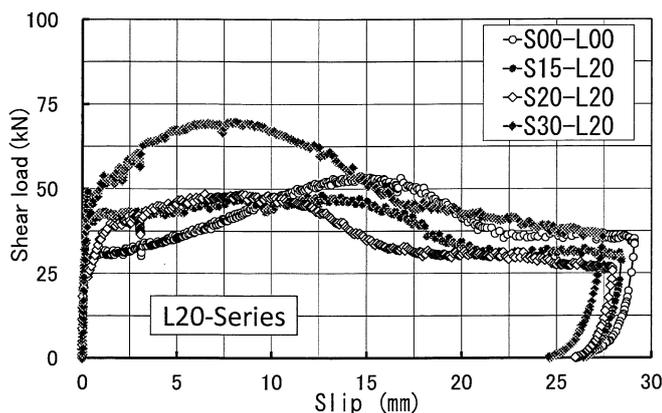
Fig. 12 Relationship between prediction (bQ_{mc3}) and measurement (Q_m) of shear strength

い試験体ほど増大する傾向にあることが認められる。

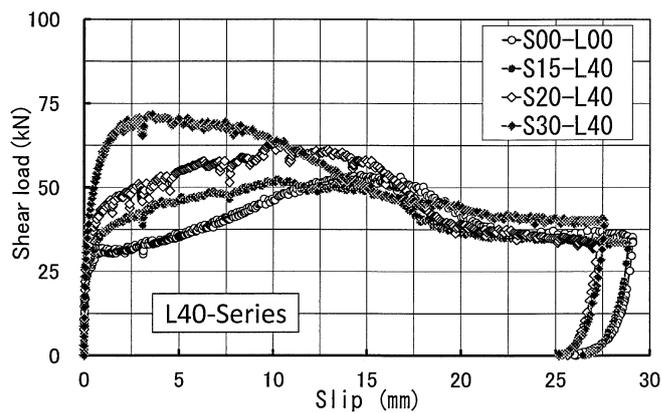
最大せん断耐力に関する実験結果 (Q_m) と式[1]～式[3]による計算結果 (bQ_{mc1} 、 bQ_{mc2} および bQ_{mc3}) に注目してみると、前掲のTable 5および最大せん断耐力に関する計算結果と実験結果とを比較したFig. 12から明らかなように、せん断滑り面からの距離を $h_3=0\text{mm}$ に設定した場合の計算結果 (bQ_{mc3}) が、鋼管シアキーの外径および埋込み深さに関わらず実験結果と比較的良く一致しているのがわかる。このことは、本実験では、加力に伴って発生する可能性のある既存部と補強部との回転を極力生じさせないようにするために、補強部左右の両端面と載荷板の間にリニアフラットローラを挿入して純せん断加力を行った加力条件 (Fig. 4参照) と合致しており、新旧接合部のせん断耐力が鋼管シアキーの支圧による既存部モルタルの支圧強度で決まる場合に対して、本研究で提案した解析モデルが妥当であることを示している。

4. 3 変形特性

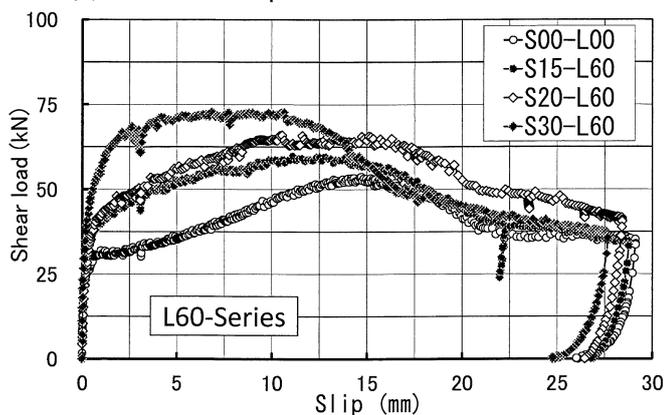
Fig. 13 (a)～(d)は、本実験によって得られたせん断荷重-滑り量関係に及ぼす鋼管シアキーの外径の影響を鋼管シアキーの埋込み深さ別に示したものである。これら



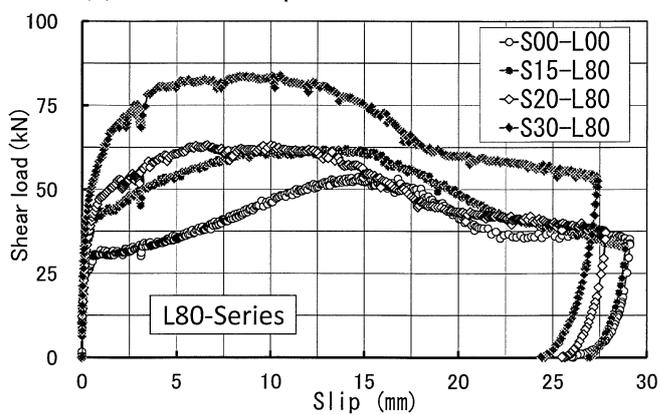
(a) Embedded depth of steel tube = 10mm



(b) Embedded depth of steel tube = 20mm



(c) Embedded depth of steel tube = 30mm



(d) Embedded depth of steel tube = 40mm

Fig. 13 Effect of diameter of steel tube on load-slip relationship

の図によれば、本実験では、せん断滑り面がフラット面で、固着が切れた後のせん断抵抗要素がアンカー筋と鋼管シアキーのみであるため、何れの試験体も極めて延性的な荷重-滑り量関係を示しているのがわかる。また、新旧接合部の荷重-滑り量関係に及ぼす鋼管シアキーの影響は、最大耐力以降の滑り量が15mm以下の範囲で顕著に認められ、最大せん断耐力および最大耐力後の耐荷性能は、鋼管シアキーの外径および埋込み深さの増大とともに向上する傾向を示している。更に、鋼管シアキーの埋込み深さを40mmに設定したL80シリーズの試験体 (Fig. 13(d)参照) では、滑り量が15mm以上の大変形領域においても、鋼管シアキーの外径の増大による荷重-滑り量関係の性能向上が明確に認められる。このことから、新旧接合部近傍のアンカー筋の断面積を鋼管によって増大させた高性能アンカーによるせん断抵抗性能を確実に向上させるためには、鋼管シアキーの埋込み深さをある値以上に設定することが必要であるといえる。

5. 結論

本研究では、せん断滑り面近傍の断面積を部分的に増大させた高性能アンカーを提案するとともに、そのせん断抵抗性能について実験的に検討した。本研究によって得られた結果は、およそ以下のようにまとめられる。

1) 補強部の浮き上がり量は、鋼管シアキーの外径の増

大に従ってほぼ直線的に増大するが、外径が20mm以上になると一定値に収束する傾向を示し、また鋼管シアキーの埋込み量が深くなると若干増大する。

- 2) 新旧接合部の最大せん断耐力は、鋼管シアキーの外径と埋込み深さの増大とともに直線的に増大する。
- 3) 既存部モルタルの支圧強度によって接合部の耐力が決まる場合のせん断耐力は、本研究で提案した解析モデルを用いることによって合理的に説明できる。
- 4) 新旧接合部近傍のアンカー筋の断面積を鋼管によって増大させた高性能アンカーによるせん断抵抗性能を確実に向上させるためには、鋼管シアキーの埋込み深さをある値以上に設定することが必要である。

謝辞：

本実験は、何れも愛知工業大学附属の耐震実験センターで実施したことを付記するとともに、実験準備および加力装置の準備に際して、多大なるご助力を得た耐震実験センター技術員の鈴木博氏に対して謝意を表します。

参考文献：

- 1) 矢作建設工業(株)：ピタコラム工法 設計・施工マニュアル、2006年改訂版
- 2) 榎本将弘ほか：あと施工アンカーによる接合面の固着強度に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文

- 集、Vol.28、No.2、pp.1111- 1116 (2006)
- 3) 山田和夫ほか：外側耐震補強コンクリート接合部のせん断滑り特性に関する実験的研究、セメント・コンクリート論文集、No.63、pp.332 -339 (2009)
- 4) 山田和夫ほか：外側耐震補強コンクリート接合部のせん断抵抗要素に関する基礎的研究、セメント・コンクリート論文集、No.64、pp. 280-287 (2010)
- 5) 谷川恭雄、山田和夫：コンクリートの圧縮強度の寸法効果について、日本建築学会論文報告集、第262号、pp.13-21 (1977)
- 6) 小野晃ほか：コンクリートの支圧特性に及ぼす横拘束形式の影響に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.33、No.1、pp.401-406 (2011)
- 7) 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年改訂版、pp.38-41 (2005)

FUNDAMENTAL STUDY ON VALIDITY OF HIGH PERFORMANCE ANCHOR BAR FOR OUTSIDE SEISMIC REINFORCEMENT

Kazuo YAMADA*¹, Toshikatsu SEKI*², Akira ONO*² and Takashi KAMIYA*³

- *1 AICHI INSTITUTE OF TECHNOLOGY, Department of Architecture, Faculty of Engineering (1247, Yagusa, Yachigusa-cho, Toyota-shi, Aichi 470-0392, Japan)
- *2 AICHI INSTITUTE OF TECHNOLOGY, Graduate School of Engineering (1247, Yagusa, Yachigusa-cho, Toyota-shi, Aichi 470-0392, Japan)
- *3 YAHAGI CONSTRUCTION CO., LTD., Technical Research Laboratory of Seismic Technology (1533-74, Ibaragabasama, Kumabari, Ngakute-cho, Aichi-gun, Aichi 480-1101, Japan)

ABSTRACT: In this study, the high performance anchor bar with the sectional area expanded by the steel tube was proposed for the improvement of shear carrying capacity of the placing joint by outside seismic reinforcement, and the abilities of high performance anchor bar were investigated. In this experiment, three diameters of steel tube with the wall thickness of 2mm (the diameters are 15, 20 and 30mm) and four lengths of steel tube (the lengths are 20, 40, 60 and 60mm) were selected as shown in Table 1 and Fig. 2. The specimen, the loading method and measurement method as shown in Figs. 1 and 4 were used in this experiment. The results obtained by the experiments can be summarized as follows:

- 1) The uplift of the placing joint increases linearly with increasing the diameter of steel tube in the range under 20mm, but is little affected by the diameter of steel tube in the range over 20mm, and increases slightly with increasing the embedded depth of steel tube.
- 2) The shear strength of the placing joint reinforced by the high performance anchor bar increases linearly with the increase of the diameter and embedded depth of the steel tube.
- 3) In the case that the shear strength of the placing joint by outside seismic reinforcement is determined by the bearing strength of the existing mortar with lower strength as compared to the reinforcing mortar, the effects of the diameter and embedded depth of the steel tube on the shear strength of the placing joint can be explained reasonably by using the analytical model proposed in this study.
- 4) In order to improve the shear carrying capacity of the high performance anchor bar, it is necessary to use the steel tube more than a certain embedded depth.

KEYWORDS: Outside seismic reinforcement, Concrete, Placing joint, Shear strength, High performance anchor bar, Steel tube shear key, Bearing strength