

省アンカーアウトフレーム耐震補強工法の拡充

ー連結鋼管を用いた新設スラブと既存スラブの接合方法ー

Development of an Anchor-saving Out-frame Seismic Retrofit Method - Method of Connecting Additional Slabs with Existing Slabs Using Steel Pipes -

岸本 剛* 河野政典* 服部晃三** 山口敏和**

要 旨

建物の外部に新たにフレームを増設する耐震補強工法において、既存建物と増設フレームの一体化に、あと施工アンカーと連結鋼管を併用する耐震補強工法「省アンカーアウトフレーム耐震補強工法」を開発した。あと施工アンカーが負担する地震時せん断力の一部を連結鋼管に負担させることで、あと施工アンカーの本数を減らすことができることを実験により確認した。本工法を耐震補強工事に適用することにより、騒音、振動を発生させるアンカー工事期間を減らし、居住者の負担を低減できるようになった。

キーワード：耐震補強、連結鋼管、既存スラブ、あと施工アンカー

1. まえがき

耐震補強工事では、建物の継続使用の観点から、既存建物を使用しながらの工事が可能な工法への要望が大きい。既存建物の外側に新たなフレーム（以下、補強架構）を構築する耐震補強工法は、この要望を満たすと共に、既存建物の内部空間の機能を損なわずに耐震補強できる工法である^{1)・2)}。このような耐震補強工法では、既存建物の外周にバルコニー等のスラブ（以下、既存スラブ）がある場合、補強架構は既存スラブの外側に設置され、補強架構と既存建物は既存スラブの下部に新設されたスラブ（以下、新設スラブ）により接合される。

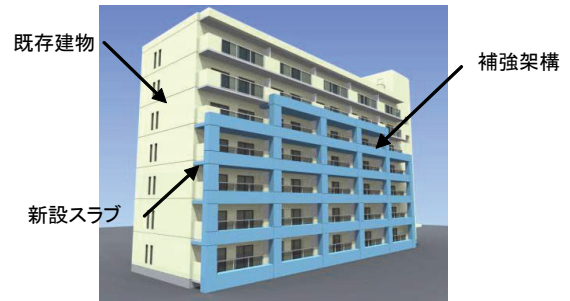
補強架構に設計上必要な補強効果を発揮させるには、既存建物と一体となって挙動し、地震力に抵抗できる機構とする必要がある。そのためには、既存建物に補強架構を剛に接合する必要があり、通常それには、あと施工アンカー（以下、アンカー）が用いられ、補強架構の終局耐力に応じ本数が決定される³⁾。

しかし、補強架構の終局耐力が大きいと必然的にアンカーの本数が多くなり、新設スラブ内に必要な本数が配置できないことがある。加えて、アンカーの取り付け時には騒音や振動が発生するため、本数が多いほど居住者への負担が大きくなる。

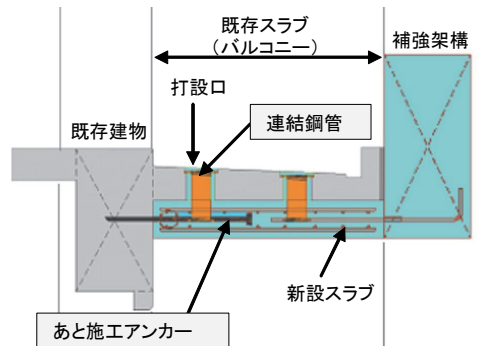
これらの問題を解決するため、図-1に示すように、既存スラブと新設スラブの接合部に地震時のせん断力の伝達が可能な鋼管（以下、連結鋼管）を設置し、アンカーの本数を減らすことができる接合方法「省アンカー

アウトフレーム耐震補強工法」（以下、本工法）を考案した。

一般に新設スラブは既存スラブより下に位置するため、新設スラブのコンクリート（以下、新設コンク



(a) 補強架構を構築する耐震補強のイメージ図



(b) 補強架構と既存建物の接合部断面

図-1 工法概要図

リート)は既存スラブに設けた打設口より打設される。本工法は、その打設口に連結鋼管を設置し、新設スラブと既存スラブを接合する工法である。一般的な工法では補強架構と既存建物は、アンカーにより接合されるが、本工法ではアンカーと連結鋼管により接合される。その結果、アンカーと連結鋼管の双方で地震時のせん断力を伝達することができるので、一般的な工法と比較して、アンカーの本数を減らすことができ、騒音・振動の大きいアンカー打設工事期間を短縮できる。

ここで、連結鋼管を耐震補強に用いるためには、耐力評価方法を明らかにする必要がある。文献⁴⁾によると、コンクリートの接合面に埋め込まれた鋼製シアキーのせん断力は、その周囲のコンクリートの支圧抵抗により伝達されるとしている。しかし、支圧抵抗による耐力評価方法は、50N/mm²程度の高強度のコンクリートを対象としたものであるため、一般に補強設計で対象とするような20N/mm²以下の低強度のコンクリートへの適用性については検討する必要がある。

そこで、低強度のコンクリートまで適用できる支圧耐力式を導出するため、せん断実験を実施した。併せて、連結鋼管とアンカーを用いた場合の新設スラブと既存スラブの接合部のせん断終局耐力を評価するため、接合部実験を実施した。本報では工法概要と実験結果、および耐力評価方法について報告する。

2. 連結鋼管のせん断実験

2.1 実験概要

表-1に試験体一覧を、表-2に鋼材の材料試験結果を、図-2に試験体形状を示す。連結鋼管のせん断耐力は、コンクリート強度や支圧面積の影響を受けることが指摘されている⁴⁾。また、連結鋼管に地震時のせん断力を伝達させるには、新設スラブと既存スラブ間の仕上げ層や配置される連結鋼管数が耐力に与える影響を確認しておく必要がある。実験では、連結鋼管径、新設スラブと既存スラブのコンクリート強度、新設スラブと既存スラブ間の仕上げ層の有無、連結鋼管のへりあき寸法、連結鋼管の数、形状をパラメータとした。

各試験体とも、連結鋼管の既存スラブと新設スラブへの埋め込み長さは既往の研究⁴⁾を参考に、それぞれ1D(D:鋼管径)とした。B-3では仕上げ層として既存スラブと新設スラブとの間に、厚さ10mmのスタイロフォームを挿入した。既存スラブ内の連結鋼管の周囲および内部は、実施工と同様に新設スラブに使うコンクリート(新設コンクリート)を打設した。ただし、Bh-7は連結鋼管周りの充填材によるせん断耐力への影響を確認するため連結鋼管の周りをモルタルで充填した。また、既存スラブと新設スラブの接合面には摩擦抵抗、および固着抵抗を除去するためグリースを塗布した。加力は、

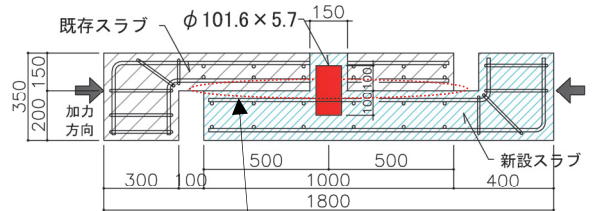
表-1 試験体一覧

試験体	スラブ厚		圧縮強度		仕上げ層	鋼管形状		
	既存スラブ	新設スラブ	既存スラブ	新設スラブ		鋼管数	鋼管サイズ	へりあき寸法
	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²				
B-1	基準試験体		19.8		無	1	φ101.6×5.7	400
B-2	既存Con強度小		16.0	33.7				
B-3	仕上げ層有(10mm)		19.8					
Bh-1	基準試験体		18.3	31.9	無	1	φ48.6×2.3	250
Bh-2	へりあき小							150
Bh-3	鋼管2個(並列)							250
Bh-4	鋼管2個(直列)		9.3	30.8	無	2	φ48.6×2.3	250
Bh-5	既存Con強度小							
Bh-6	新設Con強度大							
Bh-7	モルタル充填		16.0	49.5	1	φ48.6×2.3	250	

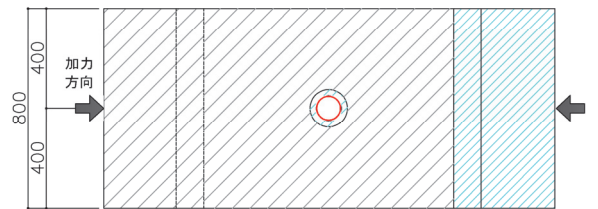
表-2 材料試験結果

試験体	配筋		降伏強度σ _y (N/mm ²)
	既存スラブ	新設スラブ	
B-1~B-3	上筋: D13@200 下筋: D10@200	上筋: D13@200 下筋: D13@200	D10: σ _y =382, D13: σ _y =345, 鋼管: σ _y =385
Bh-1~Bh-4	上筋: D6@100 下筋: D4@100	上筋: D6@100 下筋: D6@100	D4: σ _y =384, D6: σ _y =357, 鋼管: σ _y =444
Bh-5~Bh-7	上筋: D6@100 下筋: D4@100	上筋: D6@100 下筋: D6@100	D4: σ _y =384, D6: σ _y =357, 鋼管: σ _y =356

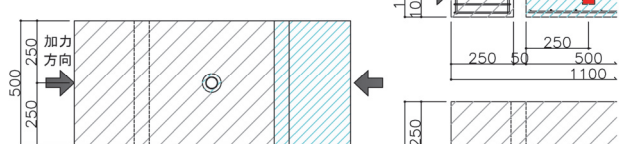
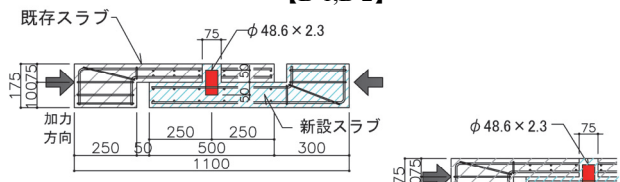
* Bh-7のモルタル圧縮強度は52N/mm²



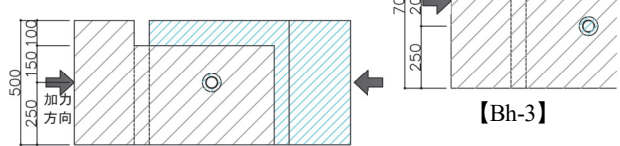
B-3はスラブ間に10mmの仕上げ層があり



【B-1,B-2】



【Bh-1,Bh-5,Bh-6,Bh-7】



【Bh-3】

【Bh-2】

図-2 試験体形状

油圧ジャッキによる一方向単調荷重とした。加力方向は新設スラブ、既存スラブの接合面にせん断力が作用するように図-2に示す矢印の方向とした。

2.2 実験結果

表-3に各試験体の最大荷重を示す。ここで、連結鋼管を2個配置した試験体については1個あたりの耐力としている。また、写真-1に試験体B-1の最終破壊状況を、図-3に連結鋼管のせん断力と、新設スラブと既存スラブの相対水平変位の関係を示す。破壊形式は実験終了後の破壊状況から決定するものとした。

B-1~B-3の破壊形式は、いずれも既存スラブ側、新設スラブ側共にコンクリートの支圧破壊であった。既存スラブのコンクリート（以下、既存コンクリート）の強度の違いによる最大荷重への影響はみられなかった。それは、既存スラブ内の支圧破壊が、既存コンクリートではなく主に連結鋼管周囲の新設コンクリートで生じたためと考えられる。また、仕上げ層があると、無い場合に比べ最大荷重が約10%低下した。

Bh-1~Bh-7の破壊形式も既存スラブ側、新設スラブ側共にコンクリートの支圧破壊であった。へりあき寸法の違いによる影響はみられなかった。また、連結鋼管を2個配置した場合、1個の場合より最大荷重が約10%低下した。また、Bh-1とBh-5を比較すると、既存スラブのコンクリート強度が小さいBh-5の方が最大荷重が低い結果となった。連結鋼管の周りをモルタルで充填した影響はみられなかった。

2.3 支圧耐力式の評価

支圧耐力の評価式として、文献⁴⁾では式(1)を提案している。式(1)は、鋼製接合キーの支圧耐力における支圧有効面積を鋼製接合キーの直径の45°成分とした支圧有効幅(B)と、鋼製接合キーの埋め込み長さ(L)の1/3とした支圧有効長さ(L_e)により求め、支圧強度を部材幅(T)、支圧有効幅(B)、コンクリート圧縮強度(F_c)の関数で与えている。

$$Q = B \cdot L_e \cdot 1.66 \cdot \left(\frac{T}{B}\right)^{0.63} \cdot F_c \quad (1)$$

B: 支圧有効幅(mm)、L_e: 支圧有効長さ(mm)、T: コンクリート幅(mm)、F_c: コンクリート強度(N/mm²)

本工法では連結鋼管のせん断耐力を、式(1)を基に実験結果より式(2)に修正した。記号は図-4による。

$$Q = k \cdot \alpha \cdot \beta \cdot B \cdot L_e \cdot 1.66 \cdot \left(\frac{T}{B}\right)^{0.63} \cdot \kappa \cdot F_{c2}^{0.5} \quad (2)$$

$$\alpha = \min\left(1, \frac{B_o \cdot F_{c1}^b}{B \cdot F_{c2}^b}\right) \quad (3)$$

$$\beta = 1.0 - \eta \cdot (e_s / D) \quad (4)$$

試験体	Q _{max}	δ _{max}
	kN	mm
B-1	268	5.08
B-2	281	5.08
B-3	239	3.19
Bh-1	80	3.77
Bh-2	79	1.83
Bh-3	72	2.75
Bh-4	71	2.54
Bh-5	56	2.53
Bh-6	79	2.28
Bh-7	75	2.93

表-3 各試験体の最大荷重

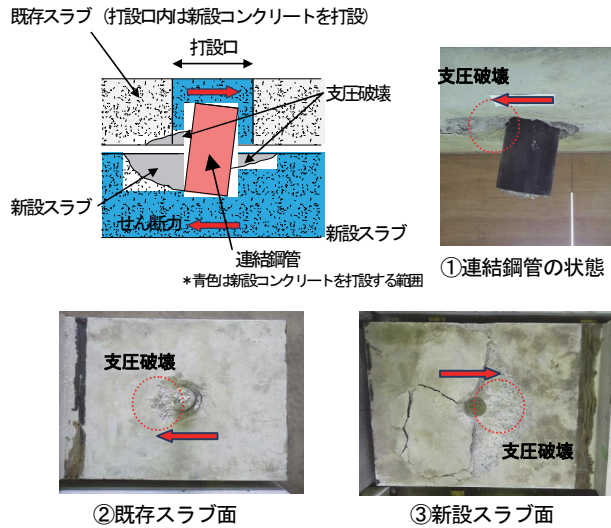


写真-1 破壊状況の一例（支圧破壊）

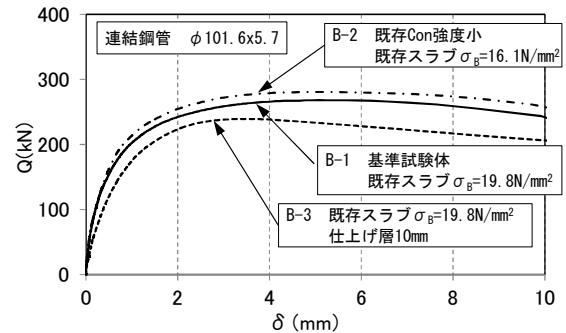


図-3 せん断力と変位の関係

k: 安全率で 0.9、α: 既存スラブ内の鋼管周囲の新設コンクリートと既存コンクリートの強度差による影響係数、β: 仕上げ層の厚さによる低減係数、B: 連結鋼管の支圧有効幅(mm)、B_o: 打設口の支圧有効幅(mm)、L_e: 支圧有効長さ (L_p/3) L_p: 鋼管埋め込み長さ(mm)で D (D: 鋼管径) 以上の場合は D とする、T: 支圧に影響を及ぼすコンクリートの幅(mm) (T/B ≤ 6)、F_c: コンクリート圧縮強度(N/mm²)で既存コンクリートを F_{c1}、新設コンクリートを F_{c2}、κ: 本実験により定めた定数 κ=3.6、e_s: 既存スラブと新設スラブの間隔(mm)、η: コンクリートの圧縮強度ごとの係数で、F_c13.5 の時 η=4.8、F_c21 の時 η=3.6、F_c30 の時 η=2.5、F_c42 の時 η=1.7 とする (それ以外の場合は直線補完)。

ここで、既存スラブ内の連結鋼管の周りに打設される新設コンクリートと、打設口より外側の既存コンクリートの強度差による影響係数 α は実験結果を元に式(3)で評価した。式(3)は、新設コンクリートよりも既存コンクリートの強度が十分小さい場合には支圧破壊位置が連結鋼管周囲の新設コンクリートではなく、打設口より外部の既存コンクリートであった実験結果から導いた式である。

図-5 に新設コンクリートの圧縮強度が約 30N/mm^2 の5体の試験体の既存コンクリート圧縮強度と実験時の最大荷重の関係を示す。既存コンクリートの圧縮強度が 16.0N/mm^2 以上では連結鋼管の断面が同じ場合、最大荷重に大きな差はみられなかった。しかし、既存コンクリートの圧縮強度が 9.3N/mm^2 と低い Bh-5 では、Bh-1、Bh-2 と比較して最大荷重は小さい結果となった。これらの破壊状況を比べると、Bh-2 では主に打設口内の新設コンクリートで支圧破壊していたのに対し、Bh-5 では主に打設口外側の既存コンクリートで生じていた。このことから、新設コンクリート強度に比べ既存コンクリート強度が 20N/mm^2 程度小さい、つまり強度差が大きいと、既存スラブ内のコンクリートの支圧破壊位置は、連結鋼管周囲の新設コンクリートではなく、その外側の既存コンクリートとなると考えられる。

そこで、連結鋼管のせん断耐力を求める際の支圧有効幅は、式(2)では連結鋼管の支圧有効幅 (B) としているが、コンクリートの強度差が大きい場合には、打設口より外部の既存スラブのコンクリートが支圧破壊する結果を考慮し、式(3)に示した支圧破壊位置による影響係数 α により、せん断耐力を低減することとした。

図-6 に、コンクリート強度と実験時最大荷重の関係を示す。文献⁴⁾ではコンクリート強度が約 50N/mm^2 の結果を基にコンクリートの支圧強度は F_c に比例するとしているが、コンクリート強度を $9.3\sim 33.7\text{N/mm}^2$ とした今回の範囲では、 $\kappa \cdot F_c^{0.5}$ とした方が実験値を制度よく評価していた。そこで、コンクリートの支圧強度は $F_c^{0.5}$ に比例するとした。

式(2)による支圧耐力式による計算値と実験結果の比較を図-7に示す。実験値/計算値の平均値は1.24であった。

3. 接合部実験

3.1 実験概要

実験目的は、接合部のせん断耐力の評価をアンカーと連結鋼管のせん断耐力の累加で評価できることを確認すること、さらに、連結鋼管が設置される既存スラブのせん断耐力が接合部のせん断耐力に与える影響を把握することである。試験体一覧を表-4に、試験体形状を図-8に示す。試験体は既存梁と既存スラブから構成される

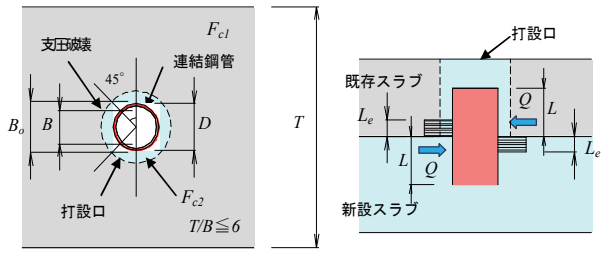


図-4 支圧耐力式の諸元

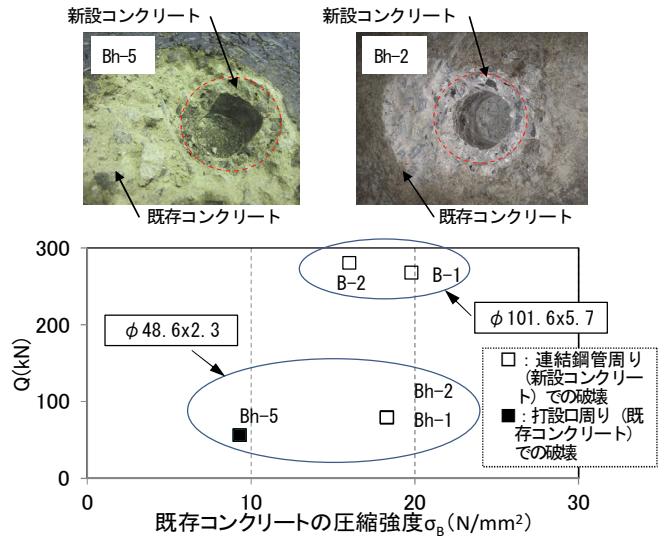


図-5 既存コンクリート圧縮強度と最大荷重の関係

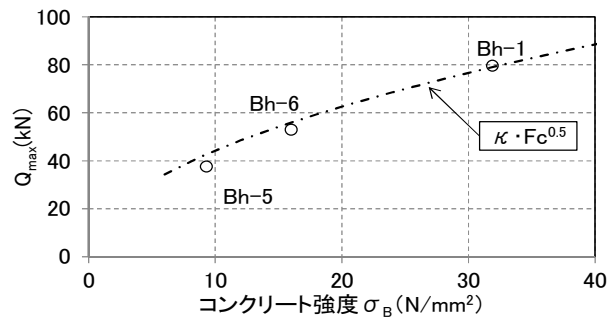


図-6 コンクリート強度と実験時最大荷重の関係

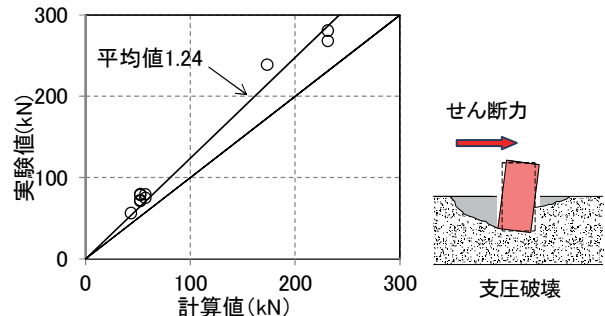


図-7 支圧耐力評価式と実験結果の比較

既存部、新設梁と新設スラブから構成される新設部、既存部と新設部との接合部の3要素で構成される。接合部にはアンカーや連結鋼管を設置した。

試験体は1/2縮尺モデルで、図-1に示した工法概要

図において新設梁が上方となるように設置した。試験体数は5体で、実験では連結鋼管の数、および配置間隔、既存スラブの仕様（コンクリート強度、配筋、下端筋の既存梁への定着条件）、および新設スラブ幅をパラメータとした。連結鋼管、およびアンカーの負担せん断耐力が同等となるようにそれぞれを配置した試験体がA-2で（せん断耐力式は表-5参照）、これを基準試験体とした。これに対し、A-1は連結鋼管が無くアンカーのせん断耐力を確認する試験体、A-3は既存スラブでの破壊を想定し既存スラブのせん断耐力を低下させた試験体、また、A-4では連結鋼管数を、A-5では新設スラブ幅、および連結鋼管の配置間隔を基準試験体とそれぞれ変えている。連結鋼管にはφ48.6x2.3を使用し、連結鋼管の既存スラブと新設スラブへの埋め込み長さはそれぞれ1D（D:鋼管径）とし、連結鋼管と既存スラブの間にはモルタルを充填した。アンカーの既存梁への埋め込み長さは13d_a（d_a:鉄筋径）、新設スラブへの定着長さは20d_aとした。また、既存スラブと新設スラブの接合面、および新設スラブと下スタブ（既存梁）の接合面にはグリースを塗布し、摩擦抵抗および固着抵抗を除去した。

本実験は、押し引き型油圧ジャッキを用いて、新設梁の中心軸に水平方向のせん断力を与えた。载荷は、補強架構と既存建物の相対変形角R（図-9参照）が(0.625、1.25、2.5、5、10、15、20、30、40)×10⁻³radでそれぞれ2サイクルの正負繰り返しを行った後、正加力方向へ単調载荷とした。

3.2 実験結果

図-9に各試験体の荷重変形角関係を示す。A-2では、R=0.04×10⁻³rad時に新設スラブと既存梁の接合面に沿うひび割れが発生した。その後、アンカーの抜け出しに起因する同接合面の浮き、連結鋼管の変形、およびその周囲のコンクリートの損傷に起因する既存スラブと新設スラブとの間の開きが拡大し、R=10.2×10⁻³rad時に最大荷

重に達した。以降、新設スラブ側面のひび割れが発生して進展するとともに、水平接合部の界面の浮きならびに両スラブ間の開きが顕著となり、荷重が徐々に低下した。以上より、破壊形式は連結鋼管周囲の既存コンクリートの損傷、およびアンカーの抜け出しであった。A-4とA-5はA-2と同様の破壊性状を示した。

これに対しA-3は、既存スラブの面外方向への倒れにより、新設スラブとの間の開きがR=2.5×10⁻³rad以降拡大して剛性が徐々に低下し、R=5.2×10⁻³rad時に最大荷重に達した。以降、両スラブ間の開きが增大して連結鋼管の既存スラブからの抜け出しが大きくなるとともに、水平接合部の界面の浮きが進展し荷重が低下した。破壊モードは連結鋼管周囲のコンクリートの破壊、連結鋼管の既存スラブからの抜け出し、アンカーの抜け出しであった。

3.3 接合部せん断耐力の評価

今回の実験では、連結鋼管数が多くなるほど最大荷重は大きくなったことから、アンカーと連結鋼管のせん断耐力を足し合わせることが確認できた。また、既存スラブのせん断耐力が大きいほど最大荷重は大きくなった。そこで、新設スラブと既存スラブの接合部せん断耐力(Q_{cal})は、新設スラブから連結鋼管を介して既存スラブに伝達されるせん断力と、新設スラブからアンカーによって既存梁に伝達されるせん断力の和として評価した。接合部のせん断耐力式を式(5)に示す。

$$Q_{cal} = \min(Q_p, Q_s) + Q_a \tag{5}$$

ここで、Q_pは連結鋼管の負担せん断力、Q_sは既存スラブが伝達できるせん断力、Q_aはアンカーの負担せん断力である。試験体の実験値と計算値との比較を表-5に示す。計算値に対する最大耐力実験値の比Q_{max}/Q_{cal}は1.30~2.17となり、提案するせん断終局耐力式により実験結果を安全に評価していることを確認した。

表-4 試験体一覧

試験体	呼称	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5
連結鋼管	鋼管数	-	3個×2列		3個×1列	3個×2列
	間隔(mm)	-		700		400
アンカー	配筋		D13@175			D13@100
	厚さ(mm)	-	90	75		90
既存スラブ	配筋	-	D6@60	D6@100		D6@60
	下端筋定着	-	有	無		有
新設スラブ	厚さ(mm)		140			175
	幅(mm)		1800			1200
	配筋		D13@100			D13@80

【材料強度】

- 鉄筋D13: σ_y=353N/mm², D6: σ_y=456N/mm²
- 連結鋼管φ48.6x2.3: σ_y=365N/mm²
- 既存コンクリート圧縮強度: 23.6N/mm² (A-3以外)、14.9N/mm² (A-3)
- 新設コンクリート圧縮強度: 41.0N/mm² (全試験体)
- モルタル圧縮強度: 58.8N/mm² (全試験体)

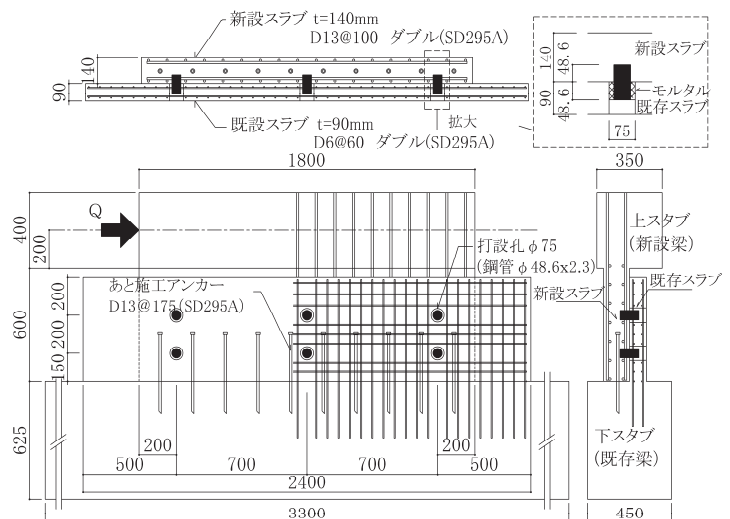


図-8 試験体形状 (A-2)

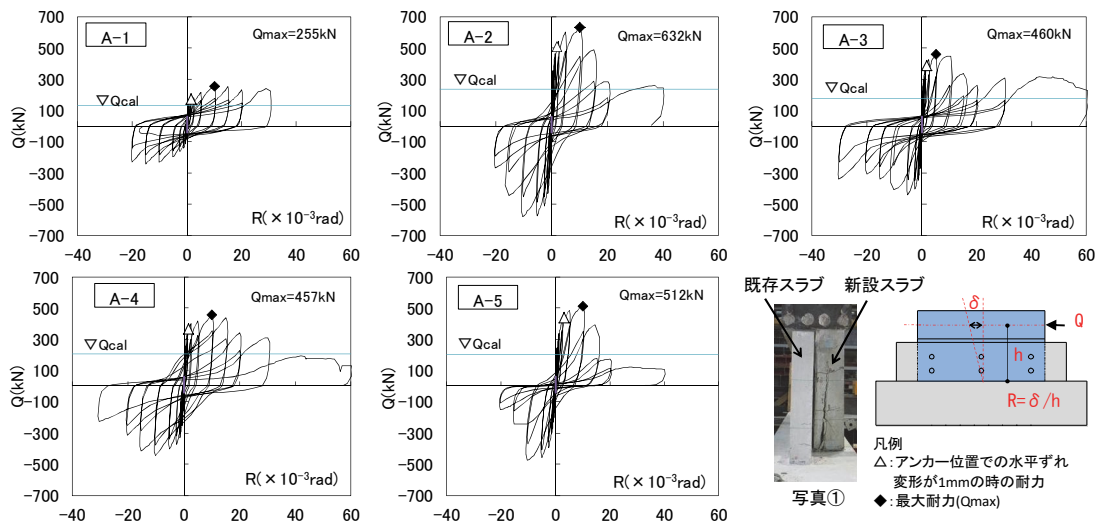


図-9 荷重変形角関係

4. まとめ

実験により以下の知見を得て、連結鋼管とアンカーを併用する本工法は、アンカー本数を減らすことができる工法であることを確認した。

- i. せん断実験における連結鋼管の破壊モードはいずれもコンクリートの支圧破壊であり、支圧耐力は文献⁴⁾を修正した耐力式により安全に評価できる
- ii. 既存建物と補強架構との間で伝達可能なせん断力は連結鋼管の設置数が多いほど大きくなる
- iii. 既存建物と補強架構との間で伝達可能なせん断力は既存スラブのせん断耐力の影響を受け、本実験の範囲では既存スラブのせん断耐力の低下に伴い小さくなる
- iv. 接合部のせん断耐力は、連結鋼管と既存スラブのせん断耐力のいずれか小さな値と、アンカーのせん断耐力の累加で求めた耐力式により安全側に評価できる

5. あとがき

今回開発した工法は、耐震補強工法として有効であることが確認できた。実物件で適用できるよう努めていきたい。

【参考文献】

- 1) 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指針・同解説」、2001
- 2) 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診断基準・同解説」、2001
- 3) 日本建築防災協会、「既存鉄筋コンクリート建築物の外側耐震改修マニュアル」、2002
- 4) 建設省土木研究所、「プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリート道路橋設計・施工指針(案)」、

表-5 実験値と計算値の比較

	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	
Q_{exp} kN	172	509	387	367	440	
Q_{cal} kN	132	238	178	207	202	
Q_{exp}/Q_{cal}	-	1.30	2.14	2.17	1.77	2.17

Q_{exp} : 実験値で、アンカー位置での水平ずれ変形が1mm時の耐力 (1mmは文献³⁾での許容値2mmを試験体縮尺1/2を踏まえ1/2とした値)

Q_{cal} : 計算値で以下による

$$Q_{cal} = \min(Q_p, Q_s) + Q_a$$

ここに、 Q_p : 連結鋼管の負担せん断力

Q_s : 既存スラブが伝達できるせん断力

Q_a : アンカーの負担せん断力

$$Q_p = \min(Q_{p1}, Q_{p2})$$

ここに、 Q_{p1} : 支圧破壊による連結鋼管のせん断耐力で式(2)による。なお、モルタルの圧縮強度を用いて評価した。

Q_{p2} : 連結鋼管の降伏によるせん断耐力

$$Q_{p2} = \sigma_s \sqrt{3} \cdot A/2 + F_c/10 \cdot A_c$$

ここに、 σ_s : 連結鋼管の降伏強度、 A : 連結鋼管の断面積、 F_c : 連結鋼管に充填されるコンクリートの圧縮強度、 A_c : 連結鋼管内部のコンクリートの断面積

$$Q_s = \tau_k \cdot L_c \cdot t_k$$

ここに、 τ_k : 既存スラブの短期許容せん断応力度、 L_c : せん断力を負担する既存スラブ長さで文献¹⁾に倣い接合部の中央0.6Lの範囲とした、 t_k : 既存スラブのスラブ厚、 L : 接合部の長さ

$$Q_a = \phi_s \cdot n \cdot q_u$$

ここに、 ϕ_s : 文献¹⁾に倣い、せん断変形を許容値 (2mm) 以下に制限するための低減係数で0.7、 n : 接合部の中央0.6Lの範囲のアンカーの本数、 q_u : アンカー1本あたりのせん断耐力