

論文 接着系あと施工アンカーを用いる低強度 RC 建物の外側耐震補強に関する実験的研究

立花 弘^{*1}・中塚 信^{*2}・寒川 勝彦^{*3}・坂田 博史^{*4}

要旨：外側架構による耐震補強は、(財)日本建築防災協会の「外側耐震改修マニュアル」¹⁾に準拠して行われ、既存建物のコンクリート強度については 18N/mm^2 以上を対象とすると規定されている。しかし実際にはこれを下回る低強度な RC 建物が存在し、かつ耐震補強が望まれる場合も多い。本研究は、このような低強度 RC 建物に対して接着系あと施工アンカーを用いる外側耐震補強の性能を、アンカー筋単体の引抜およびせん断試験、既存建物と補強架構との間にスラブが介在する要素試験体へのせん断伝達試験から調査し、外付けマニュアルの設計手法を $18.0\sim 13.5\text{N/mm}^2$ の低強度 RC 建物に対しても適用可能であることを確認した。

キーワード：低強度コンクリート、接着系あと施工アンカー、引抜耐力、せん断耐力、せん断ずれ変形

1. はじめに

外側架構による耐震補強は「外側耐震改修マニュアル」(以下、外付けマニュアル)に準拠して行われる。補強架構と既存建物とを接着系あと施工アンカー(以下、アンカー筋)によって接合する際、外付けマニュアルでは既存建物のコンクリート強度について 18N/mm^2 以上の場合を対象とするとしている。しかし、実際には 18N/mm^2 に達しない低強度な RC 造建物が存在する。これらの建物に対しても耐震補強を行い利用していくことは、経済面、環境面で非常に大きなメリットがあるため、耐震補強性能の検証は重要な課題である。

本研究は、外付けマニュアルにおける接合面の設計耐力式について、コンクリート強度が $18.0\sim 13.5\text{N/mm}^2$ の場合における適用性と、さらに有効埋め込み長として $10d_a$ とした場合のアンカー筋の性能について調査した。まずアンカー筋単体の性能を引抜試験、せん断試験により調査し、次に既存建物と外側架構との間にスラブを介在させる耐震補強工法について、1 スパン分をモデル化した要素試験体の水平力正負交番載荷試験により、低強度 RC 建物への適用性を明らかにすることを試みた。

2. 引抜試験

2.1 試験概要

接着系あと施工アンカーの基本的な破壊性状である引抜破壊について、荷重-変位関係、引抜耐力および破壊状況を引抜試験により調査した。試験要因はコンクリート強度 F_c ($9.0, 13.5\text{N/mm}^2$)、アンカー筋径 d_a (D16, D19, SD345)、アンカー筋の有効埋め込み長 l_e ($7d_a, 10d_a, 12d_a$) とし、試験体数は各試験要因の組合せごとに3体

ずつとした。試験体記号は、例えば $Fc9.0-D16-7d_a$ の場合、 $Fc=9.0\text{N/mm}^2$ 、アンカー筋径 D16、有効埋め込み長 $7d_a$ を意味する。表-1 に試験時のコンクリート、表-2 にアンカー筋の材料特性を示す。

表-1 低強度コンクリートの材料特性

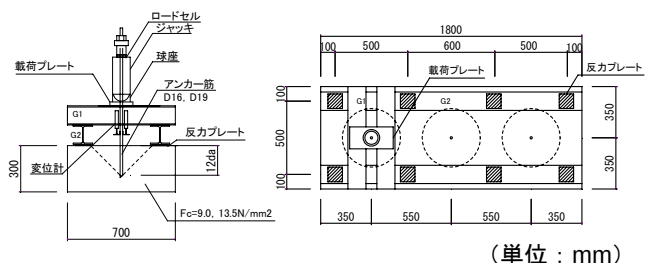
F_c N/mm^2	圧縮強度 N/mm^2	割裂強度 N/mm^2	弾性係数 N/mm^2	材令 日
9.0	8.6	0.9	10600	19
13.5	12.7	1.5	18600	19

表-2 アンカー筋の材料特性

鋼材径	降伏強度 N/mm^2	引張強度 N/mm^2
D16	401.7	582.8
D19	360.5	579.7

2.2 試験体

試験体は $700\times 1800\times 300\text{mm}$ のコンクリートブロックに、異なる埋め込み長をもつ3本のアンカー筋をそれぞれコーン破壊投影面が相互に干渉しない配置間隔で施工したものである。またコンクリートブロックには、製作および運搬時に必要な組立、補強用の鉄筋のみを配筋し、アンカー筋の施工面は無筋とした。図-1 に試験体



(単位: mm)

図-1 試験体および載荷装置図

*1 オリエンタル白石(株) 施工・技術本部 建築統括部 (正会員)

*2 大阪工業大学 工学部空間デザイン学科教授 工博 (正会員)

*3 (株)ピーエス三菱 大阪支店 建築統括部

*4 (株)建研 大阪支店 第一設計部 (正会員)

および載荷装置図を示す。

2.3 載荷方法

載荷はアンカー筋をジャッキにより垂直に単調引抜加力し、ロードセルにより荷重値を、またアンカー筋の相対的抜け出し変位量を、施工面から 30mm の位置でアンカー筋に取り付けた変位計によって計測した。

2.4 試験結果

試験体が引抜破壊に至るまでのパターンを、荷重－変位関係と破壊モードから以下の a) ～d) の 4 種類に大きく分類した。ここで破壊モードは破壊状況から推察した。

- アンカー筋の降伏耐力に達する前にコーン破壊
- アンカー筋が降伏耐力に達し、しばらく変位が増加した後にコーン破壊
- アンカー筋降伏後、硬化域での変位が b) より増加した後に付着破壊またはアンカー筋が破断
- アンカー筋の降伏耐力に達する直前または直後に付着破壊

図-2 に 4 つの破壊パターンについて代表的な荷重－変位関係を示す。また外付けマニュアルの算定式と実材料特性から算出した鉄筋降伏、コーン破壊および付着破壊の各破壊モードで決まる引抜耐力を同図に示す。

上記 a) の破壊パターンはコンクリート強度、アンカー筋径にかかわらず主に有効埋め込み長が 7da と短い場合に見られた。それ以外の破壊パターンは有効埋め込み長が 10da 以上の場合で起きており、アンカー筋が降伏する前に破壊するケースは大幅に減少した。引抜荷重がアンカー筋の降伏耐力に達した後の挙動については、コンクリート強度が低い場合またはアンカー筋径が細い場合にコーン破壊に、コンクリート強度が高い場合またはアンカー筋径が大きい場合に付着破壊、アンカー筋の破断に至る 2 種類の傾向が見られた。3 つの破壊モードによる設計引抜耐力の最小値で決まる想定破壊モードは、b) の過程を経てコーン破壊する場合を除き概ね一致した。表-3 に各試験体の実際の破壊パターンと設計時の想定破壊モードの一覧を示す。一方、最大引抜荷重は Fc13.5-D19-12da の 1 本の試験体で設計引抜耐力に対し 0.94 倍とやや下回ったが、それ以外は平均で 1.5 倍程度上回った。

3. せん断試験

3.1 試験概要

せん断力を受けるアンカー筋単体の荷重－変形関係、せん断耐力および破壊状況をせん断試験により調査した。試験要因、材料特性については引抜試験と同様で、試験体数は試験要因の組合せごとに 3 体ずつとした。

3.2 試験体

試験体は 450×1200×450mm のコンクリートブロッ

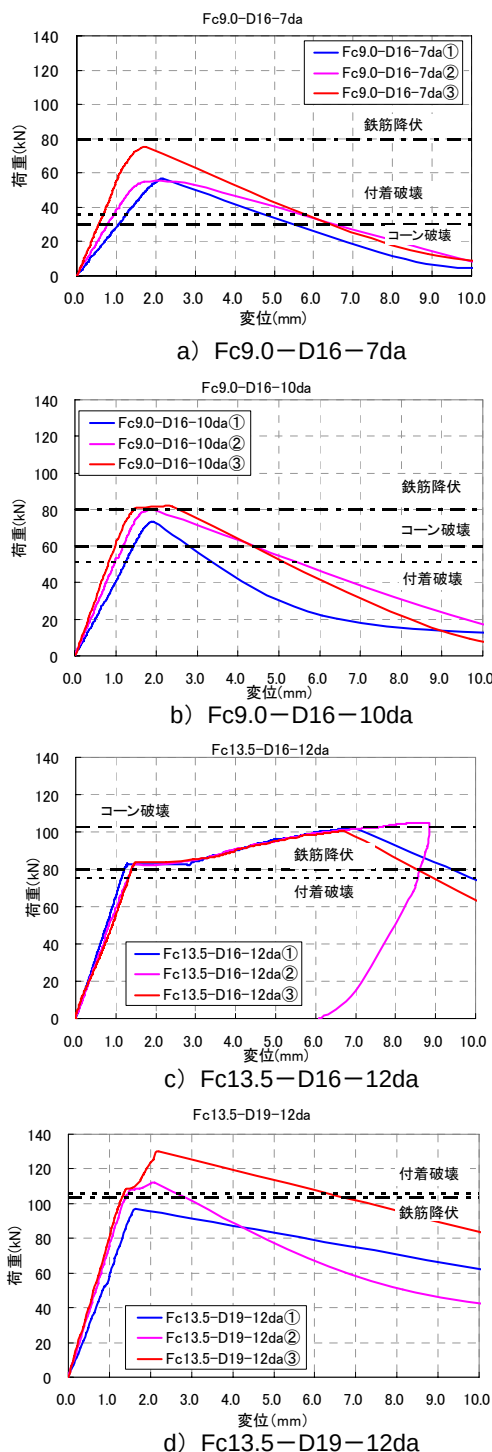


図-2 破壊モードごとの代表的な荷重－変位関係

表-3 破壊モード一覧

	D16						D19					
	7da		10da		12da		7da		10da		12da	
	試験	設計	試験	設計	試験	設計	試験	設計	試験	設計	試験	設計
Fc9.0	a		a		c		a		d		b	
	a	○	d	□	d	□	a	○	a	□	d	□
	a		b		b		a		a		b	
Fc13.5	a		c		c		a		c		d	
	a	○	b	□	c	□	a	○	c	□	c	△
	a		b		c		a		c		c	

○…コーン破壊 □…付着破壊 △…アンカー筋破断

クの側面に同じ有効埋め込み長のアンカー筋を3本ずつ施工したものとした。また引抜試験同様、コンクリートブロックには製作・運搬用の補強および組立鉄筋のみ配置し、アンカー筋の施工面は無筋とした。図-3に試験体および荷重装置図を示す。

3.3 荷重方法

せん断力の荷重は、図-3示すようにアンカー筋とほぼ同径の孔をもつ荷重プレートを介し、ジャッキによる単調加力により行い、ロードセルにより荷重値を、荷重プレート下面に設置した変位計によりコンクリートブロックとアンカー筋との相対変位を計測した。

3.4 試験結果

荷重・計測はコンクリートブロックとアンカー筋との相対変位が25mmに達するまで行い、荷重終了後の試験体の状況を破壊モードとした。また最大せん断荷重は「耐震改修設計指針」²⁾の規定から20mmに達するまでに経験した最大の荷重値とした。

破壊モードは、ほとんどの試験体でアンカー筋周辺コンクリートの支圧破壊となった。ただし、アンカー筋径がD19の太径で、有効埋め込み長が7daと短い試験体では、コンクリート強度に関わらずアンカー筋の支圧力によると推測される割裂破壊となる傾向が見られた。

最大せん断荷重をアンカー筋断面積で除した平均せん断応力度の各試験要因での平均値と各試験要因との関係を図-4a)～c)に示す。図-4a), b) からコンクリート強度の上昇による平均せん断応力度の上昇はさほど見られず、概ね横ばいとなった。一方図-4c)による有効埋め込み長の影響については、D16の試験体では減少したがD19では上昇が見られた。ここで、各試験要因のせん断応力度に及ぼす影響に一貫性が見られなかった要因として、ほとんどの試験体がアンカー筋周辺のみ支圧破壊し、せん断耐力はアンカー筋の降伏せん断耐力を超えて発揮されたこと、つまり最終的にコンクリート強度、有効埋め込み長の影響よりアンカー筋の材料特性による影響の方が顕在化したためと考えられるが、具体的な検証は今後の課題である。

最大せん断荷重と設計せん断耐力との比較を図-5に示す。外付けマニュアルでは設計せん断耐力に低減係数 $\phi s=0.7$ を乗じた算定式を用いるが、本試験結果との比較に用いる設計せん断耐力はこの低減係数を考慮していない($\phi s=1.0$)。試験の結果、全ての試験体において設計せん断耐力を上回り、安全率として1.4程度が見込まれている結果となった。

4. せん断力伝達試験

4.1 試験概要

外側架構による耐震補強のせん断力伝達性能を調べ

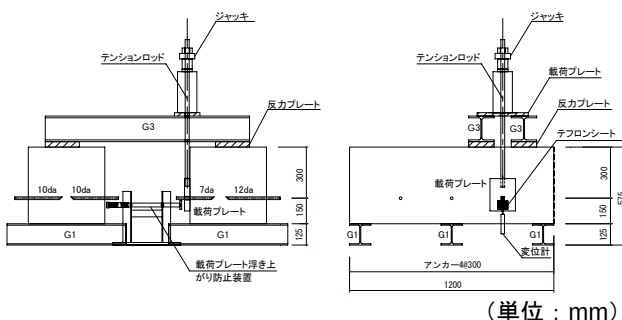
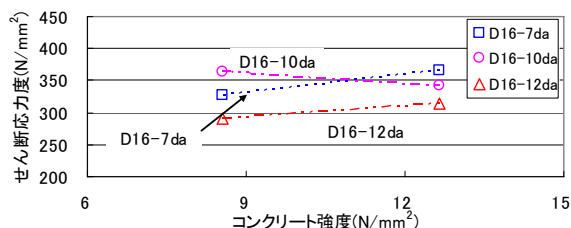
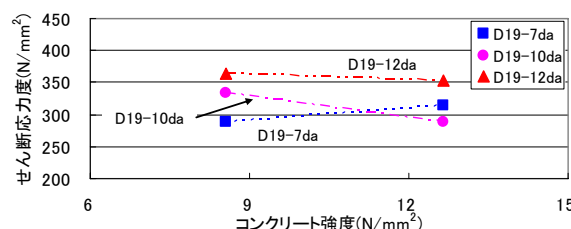


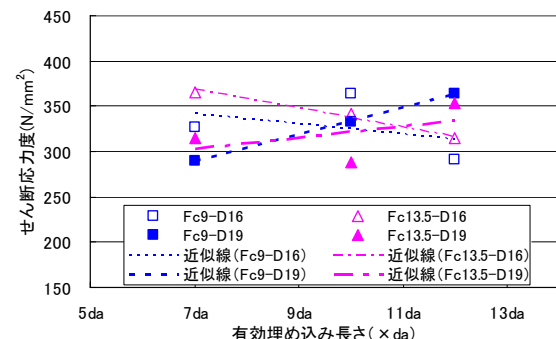
図-3 試験体および荷重装置図



a) コンクリート強度とD16 アンカー筋との関係



b) コンクリート強度とD19 アンカー筋との関係



c) 有効埋め込み長とアンカー筋の関係

図-4 せん断応力度-変位関係

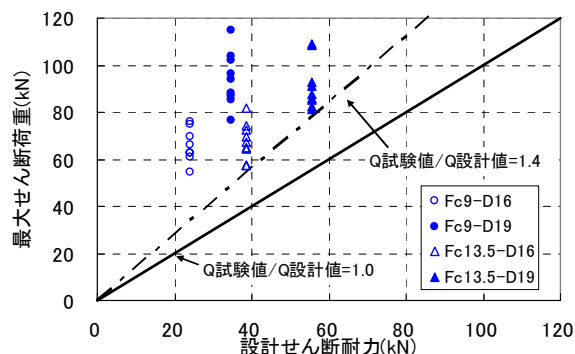


図-5 せん断耐力の実測値と設計値との比較

表-4 試験体組合せとコンクリートの材料特性

試験体 No.	既設建物 Fc N/mm ²	埋め込 み長	コンクリート強度		弾性係数	
			既設建物	スラブ	既設建物	スラブ
			N/mm ²		N/mm ²	
A	9.0	12da	12.3	37.0	18100	29100
B	13.5	12da	12.2	37.9	14700	27000
C	13.5	10da※	12.3	39.0	15900	26200

※スラブ部のみ

るため、既存建物、せん断伝達スラブとスラブ両側に配置した直交梁および外側架構で基本的に構成される 1/2 サイズのモデル試験体に、地震力を想定した水平荷重を正負交番载荷し、荷重-せん断ずれ変形関係、破壊性状などを検討した。試験要因はコンクリート強度 ($F_c=9.0, 13.5\text{N/mm}^2$)、アンカー筋の有効埋め込み長 (10da, 12da) とし、3 体の試験体を製作した。試験体記号と試験要因の組合せ、および試験時におけるコンクリートの材料特性を表-4 に示す。アンカー筋の材料特性については、規格値とした。

4.2 試験体

せん断伝達スラブと既存建物とを接合するため、D13 (SD345) のアンカー筋を 250mm 間隔でスラブ内に 1 段 7 本、直交梁内に 2 段 4 本を配置している。また、接合面は既存建物の建設時を想定し木製型枠面とした。試験体はせん断伝達スラブを挟んで上側を外側架構、下側を既存建物とし、架台を兼ねる既存建物部分と反力床を PC 鋼棒で圧着した。図-6 に試験体形状を示す。

4.3 载荷方法

図-7 に载荷サイクルを示す。载荷サイクルの制御は

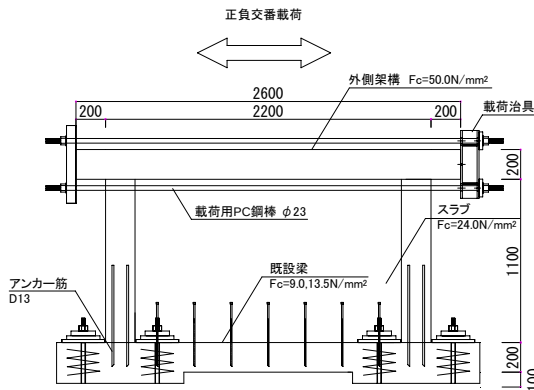


図-6 試験体図 (単位: mm)

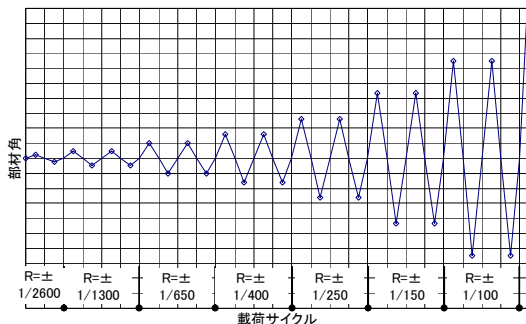


図-7 载荷サイクル

外側架構の中央と既存建物の中央に設置した変位計による水平変位の差を、外側架構、既存建物の芯々間距離 (1300mm) で除した部材角で行い、 $\pm 1/2600$ までは正負 1 回ずつ、その後正負 2 回ずつ载荷した。なお、载荷方向は左から右へ加力した場合を正、右から左へ加力した場合を負とした。(図-6, 8 参照)

4.4 測定項目

測定項目は水平荷重値、外側架構および既存建物の水平変位、せん断伝達スラブおよび直交梁と既存建物の接合面の鉛直・水平方向の相対変位、直交梁内アンカー筋のひずみである。変位計の位置を図-8 に示す。

4.5 試験結果

図-9 a) ~c) に各試験体のせん断荷重-外側架構水平変位関係を、また図-10 a) ~c) に直交梁部鉛直荷重-外側架構水平変位関係を示す。ここで、せん断荷重はアクチュエータによる水平荷重を、直交梁部引抜荷重は外側架構と既存建物との間の偏心量による曲げモーメントを、直交梁の芯々間距離 (2000mm) で除した計算値である。

図中には外付けマニュアルにより算出した、せん断伝達スラブおよび直交梁と、既存建物との接合面におけるせん断および引抜きの各設計耐力を示している。ここで設計耐力は、荷重に対し抵抗するアンカー筋の本数を、引抜荷重に対しては直交梁に配置された 4 本、せん断荷重に対してはスラブおよび圧縮側の直交梁に配置された 11 本と仮定し算出した。さらに設計せん断耐力については、接合面におけるせん断ずれ変形量を 2mm 以下に制限したときに対する低減係数¹⁾を考慮したもの ($\phi_s=0.7$) としていないもの ($\phi_s=1.0$) の 2 種類を評価対象とした。また接合面の相対せん断ずれ変形 ($\delta H3$, 図-8 参照) と外側架構水平変位との関係も示した。

(1) 試験体 A

正方向载荷時において、部材角 $1/1300 \sim 1/650$ にかけて鉛直変位が大きく増加し、 $1/650$ 時に最大荷重を示した。この载荷サイクルにおいて直交梁と既存建物との接合面を、直交梁に配置されたアンカー筋の辺りから载荷

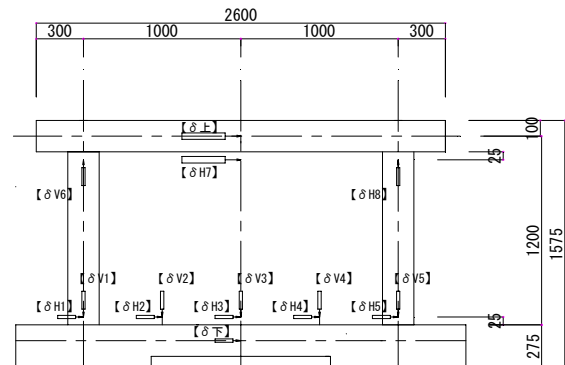


図-8 計測位置 (単位: mm)

方向と反対方向に直線的にひび割れが発生し、さらに直交梁端部で直交梁を囲むように、コーン破壊投影面のような円状のひび割れが発生した。また本論では割愛したが、アンカー筋ひずみは降伏に達していなかった。これらのことから、正方向載荷時には部材角 1/650 時ににおいて直交梁端部でのコーン破壊が発生したと考えられる。一方負方向載荷時には、部材角 1/650～1/400 において正方向載荷時と同様の現象が発生したためコーン破壊はこのサイクルで発生したと考えられる。負方向載荷時の載荷初期において接合面の鉛直、水平変位は正方向載荷時に比べ増加が緩やかであったことから耐力の増加も同様に緩やかであった。また、直交梁端部周辺でのひび割れの発生とほぼ同時期に、既存建物架台部と標準部との境界部から斜めひび割れが発生し、直交梁の引抜破壊以降はこのひび割れ部の開口が進展したがこれは全試験体で見られた傾向である。

せん断荷重値が低減係数 $\phi s=0.7$ を考慮した設計せん断耐力に達した時の接合面のせん断ずれ変計量は、図-9 a)の $\delta H3$ で見られるように 0.01～0.02mm 程度で、設計せん断耐力の指標となる 2mm を大きく下回っている。また最大せん断荷重は、低減係数を $\phi s=1.0$ としたときの設計せん断耐力に対し 1.5～1.6 倍程度の安全率をもって上回り、その時のせん断ずれ変形量も 0.4mm 程度であった。これらのことは既存建物と外側架構との一体性を十分に確保していることを示している。しかし微小なせん断ずれ変形でも大きなせん断耐力を発揮することは、せん断荷重に対する抵抗機構がアンカー筋のダボ抵抗のみではないことを示しており、設計せん断耐力式の根拠となっているせん断ずれ変形は本試験における接合面では発生しなかったことから、従来の設計法の抜本的見直しが必要と考えられる。

最大引抜荷重は、設計引抜耐力に対し 1.5 程度の安全率をもって上回り、引抜試験と同様な傾向を示した。

(2) 試験体 B

試験体 B の設計時での想定破壊モードはコーン破壊であったが、本論では割愛した鉄筋計測データによれば、部材角 1/250 時に直交梁に配置したアンカー筋が降伏したために付着応力度が低下したと考えられる点、また破壊部においてアンカー筋の拔出し状況が目視で確認され、その破壊状況が引抜試験における付着破壊状況に類似する点から実際の破壊モードは付着破壊と判断した。

試験時でのコンクリート圧縮試験から、試験体 A の圧縮強度は 9.0N/mm^2 を上回り結果的に両試験体の条件が一致したが、両者で荷重-変位関係や破壊モードが異なった。この要因として、載荷時に試験体 B では既存建物と直交梁との接合面からのひび割れがあまり発生せず、引抜抵抗へのひび割れの影響が試験体 A に比べ小さかつ

た¹⁾ことが考えられる。これは図-10 b)に示すように、アンカー筋が降伏する 1/250 まで直交梁の鉛直変位がほぼ線形に上昇していることから確認できる。

せん断荷重値が低減係数 $\phi s=0.7$ を考慮した設計せん断耐力に達した時の接合面のせん断ずれ変計量は非常に小さく、既存建物とせん断伝達スラブとの一体性が十分に確保されていた。また最大せん断荷重、最大引抜荷重はひび割れによる引抜抵抗の減少が小さかったことにより、試験体 A に比べ大きくなった。

(3) 試験体 C

正方向載荷時ににおいて、載荷初期の段階から既存建物と直交梁との接合面を載荷方向と反対方向にひび割れが発生した。また、試験体 A と同様に直交梁端部の周囲で円状のひび割れが発生し、接合面が盛り上がるように変形した。これらの変形状況と部材角 1/650 において最大荷重に達したことから、このサイクルにおいてコーン破壊に至ったと考えられる。一方負方向載荷時には、正方向載荷時に比べ接合面の水平・鉛直変位ともやや緩やかな増加傾向が見られたが、部材角 1/400 時にて最大荷重に達しコーン破壊した。

せん断荷重値が低減係数 $\phi s=0.7$ を考慮した設計せん断耐力に達した時の接合面のせん断ずれ変計量は、試験体 A や B と同様に非常に小さく、また最大せん断荷重に対しては 1.7 倍程度、最大引抜荷重に対しては 1.6 倍程度それぞれの設計耐力に対し上回った。このことから、スラブ内に配置したアンカー筋の有効埋め込み長を $10d_a$ としたことによる、既存建物と外側架構との一体性や最大せん断荷重への影響は見られなかった。

5. まとめ

試験結果から得られた知見を以下にまとめる。

(1) 引抜試験

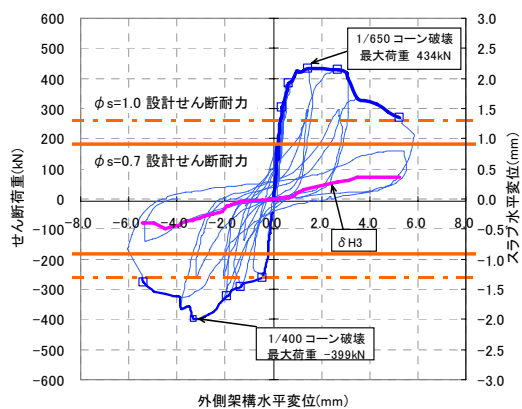
- a) 最大引抜荷重は 1 本の試験体を除き設計引抜耐力を上回り、平均で 1.5 倍程度大きくなった。コンクリート強度が 9.0N/mm^2 の場合でも設計引抜耐力を満足しており、 13.5N/mm^2 以上であれば従来の設計引抜耐力式が適用できることを確認した。
- b) アンカー筋の降伏後に破壊するケースは、有効埋め込み長を $10d_a$ 以上とした場合に多く見られた。

(2) せん断試験

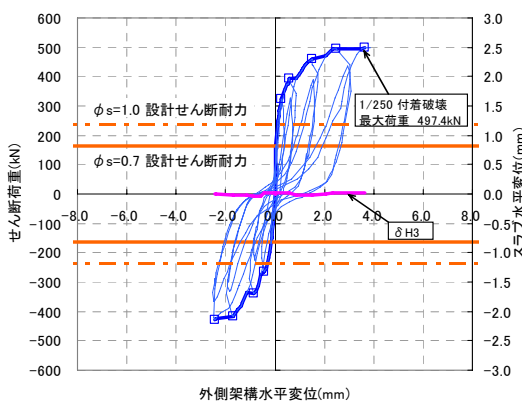
- a) 最大せん断応力度はアンカー筋のせん断降伏耐力に達しており、コンクリート強度、有効埋め込み長による明確な影響は見られなかった。
- b) 最大せん断荷重は、低減係数 $\phi s=1.0$ とした場合の設計せん断耐力を十分に上回った。

(3) せん断伝達試験

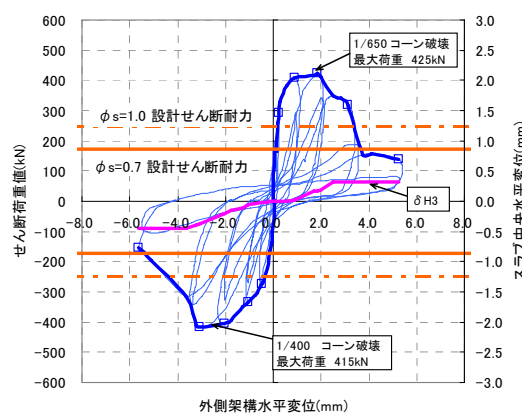
- a) 水平荷重が低減係数 $\phi s=0.7$ を考慮した設計せん



a) 試験体 A

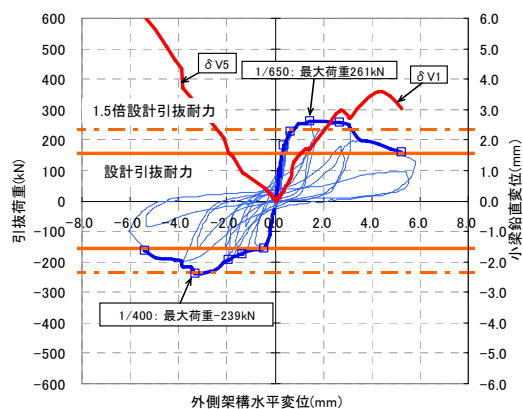


b) 試験体 B

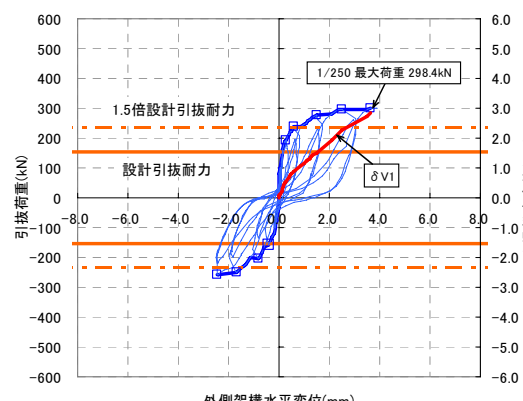


c) 試験体 C

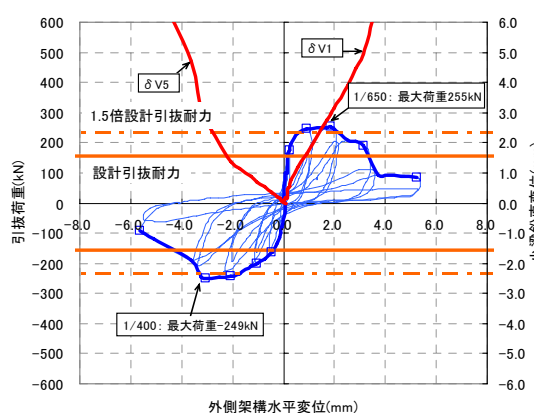
図-9 水平荷重－外側架構水平変位関係



a) 試験体 A



b) 試験体 B



c) 試験体 C

図-10 鉛直荷重－外側架構水平変位関係

断耐力に達した時の、接合面におけるせん断ずれ変計量は 2mm を十分下回り、既存建物と外側架構との一体性が確保されていることを確認した。よってコンクリート強度が 13.5N/mm^2 以上で、従来のせん断耐力式が適用できることを確認した。

- b) 全ての試験体において最大せん断荷重，最大引抜荷重とも設計値に対し十分な安全率で上回った。
- c) スラブ内のアンカー筋の有効埋め込み長を 10da としても，既存建物と外側架構との一体性，せん断および引抜耐力への影響は見られなかった。

謝辞

本研究は大阪工業大学八幡工学実験場にて行った。試験の実施にあたり，大阪工業大学の吉田由美子，内池友香，内藤洋輝，森田真由美の諸君の多大なる協力を得た。ここに深謝の意を表す。

参考文献

- 1) (財) 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，pp.57-77，2003.2
- 2) (財) 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，pp.259-280，2003.5