

外付け RC フレーム耐震補強『MaSTER FRAME 構法』の開発

茂木 順一・成瀬 忠・堀 伸輔・今野 修^{*1}

Development of Seismic Retrofit Exterior RC Frames 『MaSTER FRAME SYSTEM』

Junichi MOGI, Tadashi NARUSE, Shinsuke HORI, Shu KONNO



図-1 MaSTER FRAME 構法による補強例外観

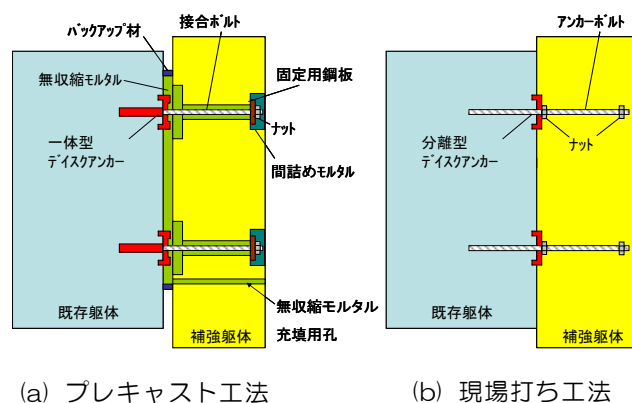


図-2 接合部断面の概要

研究の目的

現在、耐震補強に用いられている主要な補強工法には、「鉄筋コンクリート壁の新設・増設」「鉄骨ブレースの付加」などがある。これらの工法は、既存建物の柱梁架構内での工事となり、室内什器の避難、一時的な引越しなど建物使用が制限されてしまう。また、既存コンクリートを削るため、騒音、振動、粉塵の発生により直接工事をしていない居室に負担をかけることになる。そこで、建物の外側に鉄筋コンクリート製のプレキャスト補強フレームを直接貼付けることにより居ながら補強、工期短縮を可能とした当社独自の耐震補強構法を開発した（図-1）。本構法は、ブレースを必要としないため採光・眺望に優れ、RC造であるため既存躯体と一体感のある外観となる。また、PCa 製作工場では鋼製型枠を使用するため、現場の木製型枠の使用を最小限に抑え、環境に配慮している。

技術の説明

本技術の特徴は、既存躯体に RC 造の柱・梁架構を直接接合することにより、当該層の不足する水平せん断力を補う補強構法である。既存躯体コンクリート強度は、日本建築防災協会の「外側耐震改修マニュアル」の適用範囲が 18N/mm^2 以上であるのに対し、 13.5N/mm^2 以上まで適用できる。また、あと施工アンカーには、新たに開発した「ディスク型アンカー」を用いることにより、アンカー個数を減らすことで振動、騒音の低減を可能とする。ディスク型アンカーには、補強躯体側に埋込む接合ボルトがプレキャスト部材設置後にセットでき、プレキャスト部材の吊込みが容易になる一体型と、現場打ち用の比較的安価な分離型を選択できる（図-2）。

本開発は前田建設工業(株)・東洋建設(株)・サンコーテクノ(株)の3社共同で実施され、2010年3月に(財)日本建築総合試験所の「建築技術性能証明」を取得した。

主な結論

構造実験（1.ディスクアンカー単体せん断実験、2.ディスクアンカー接合部せん断実験、3.架構一体性確認実験）を実施し、提案した各耐力の評価式により安全側に評価できることを確認した。

^{*}1 本店 建築事業本部 リニューアル事業部営業第3グループ

外付け RC フレーム耐震補強『MaSTER FRAME 構法』の開発

茂 木 順 一 成 瀬 忠
堀 伸 輔 今 野 修^{*1}

要 旨

今日までに耐震補強に関する技術や構法が多数開発されている。その中で、著者らは居住者の負担を低減した外付け補強に注目し、工期短縮を図るために補強フレームをプレキャスト化した当社独自の耐震補強構法を開発した。

本研究では、既存建物に鉄筋コンクリート製補強フレームを外側から直付けして補強する構法開発の一環として、3 シリーズの実験を実施した。シリーズ 1 は、既存コンクリート部材に施工されたディスクアンカーのせん断耐力を確認する単体せん断実験、シリーズ 2 は、既存部材と補強部材の打ち継ぎ面でのディスクアンカーを介してせん断伝達力を確認するための接合部せん断実験、シリーズ 3 は、既存柱梁フレームと補強フレームとの一体性および補強設計の妥当性を確認するための架構一体性確認実験である。

各々の実験から構造的検証を行った結果、得られた評価式は耐力を精度良く、安全側に評価できることが確認された。

キーワード 耐震補強／鉄筋コンクリート／ディスクアンカー／構造実験／せん断耐力

目 次

- | | |
|-------------|--------------|
| 1. はじめに | 4. 架構一体性確認実験 |
| 2. 単体せん断実験 | 5. おわりに |
| 3. 接合部せん断実験 | |

DEVELOPMENT OF SEISMIC RETROFIT EXTERIOR RC FRAMES 『MaSTER FRAME SYSTEM』

Junichi MOGI
Shinsuke HORI

Tadashi NARUSE
Shu KONNO

Synopsis:

A lot of techniques and methods for seismic retrofit have been developed today. In this study, we paid attention to external reinforcement supposed to reduce the burden of the residents and developed our original seismic retrofit system consisting of precast reinforcing frames in order to shorten the time for retrofitting.

Three series of experiments are carried out to confirm the performance of the building reinforced externally by attachment of the precast frames to the building via disc anchors. The first series confirms the pure shear strength of the disc anchors. The second series confirms the shear transmission between the disc anchor and the concrete member. The third series confirms the behavior of the whole frame reinforced by the external frame.

Due to the evaluation of the results of each experiment, the calculation methodology is confirmed to be precise and safe.

* 1 本店 建築事業本部 リニューアル事業部第3グループ

1. はじめに

1.1 構法概要

建物の外側に鉄筋コンクリート（以下、RC）製のプレキャスト（以下、PCa）補強フレームを直接貼付けることにより、居ながら補強、工期短縮を可能とした当社独自の耐震補強構法を開発した。本構法は、図-1、図-2 に示すようにブレースを必要としないため採光・眺望に優れており、RC 造であるため既存躯体と一体感のある外観に仕上げられる。また、PCa 工場で鋼製型枠を使用するため、現場の木製型枠の使用を最小限に抑え、環境にも配慮した構法である。

対象建物としては既存の RC 造および非充腹型の鉄骨鉄筋コンクリート造の中低層建築物である。既存躯体のコンクリート強度は、普通コンクリートでは 13.5N/mm^2 以上、軽量コンクリートでは 15N/mm^2 以上の建物を対象としている。

本構法は、既存躯体外側に図-3 に示すサンコーテクノ（株）製のディスクアンカーを取り付け、PCa フレームを補強することで、当該層で不足する水平せん断力を補う補強構法である。また、任意の部位を現場打設とすることも可能である。補強フレームの設計は、柱崩壊メカニズムを原則とする。

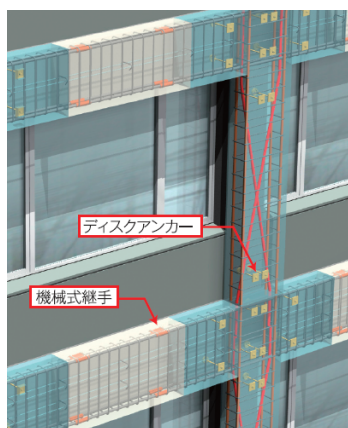


図-1 補強フレームの構造イメージ

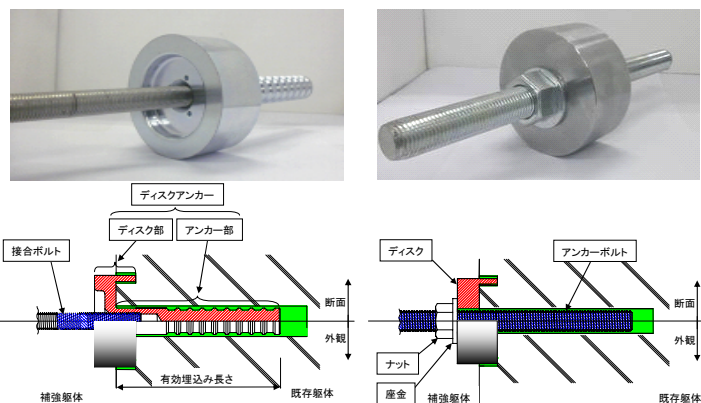


図-2 補強フレームの仕上げイメージ

1.2 ディスクアンカーの概要

本構法の特徴として、通常の異形鉄筋型のあと施工アンカーに比べて、高いせん断剛性と耐力を有するディスクアンカーを用いている。図-3 に一体型と分離型の2種類のディスクアンカー形状を示す。一体型は、主に PCa 補強フレーム用で、ディスク部とアンカー部を一体に製作し、ディスクの上面側にメネジ加工を施している。PCa 補強フレームを躯体外側にセットした後、外側からネジバーを挿入し、メネジ接合できる構造としている（図-4）。また、分離型は、主に補強フレームの現場打設用で、ネジバー自体をアンカーボルトとして使用する。ディス

クの中心の貫通孔にネジバーを通し、ナットでディスクを既存躯体に締付けて固定する（図-4）。両タイプとも、2液混合の有機系接着剤を用いて、ディスクアンカーと既存躯体を固定する。ディスク部の形は、外径 90mm、高さ 40~42mm である。既存躯体側のディスク内側を切削加工して、厚さ 6mm、深さ 19mm の円筒状突起をつくり、既存躯体に埋込む構造としている。これにより、既存躯体を同心円状に溝掘りし、ディスクを固定することで、高いせん断剛性と耐力を発揮できる構造をなしている。一体型および分離型のディスク部の材質は SCM435（規格降伏点 785N/mm^2 以上）である。



(a) 一体型（主に PCa 用） (b) 分離型（主に現場打ち用）
図-3 ディスクアンカー形状

一体型、分離型ディスクアンカーの施工手順をそれぞれ図-4 に示す。どちらの場合にも最初にコアドリルによりアンカー用の穿孔を行い、次にその孔をガイドに同心円上の溝掘りを行う。PCa 工法では、穿孔したアンカー位置を測定して、PCa 部材の製作に反映する。ディスクアンカーと既存躯体の固定には、2液混合の有機系接着材を横向きに注入し、分離型の場合は、第1目目にアンカーボルトのみ固定し、24時間以上経過した後、ディスクを接着し、ナットで外側から締め込むことで固定する。

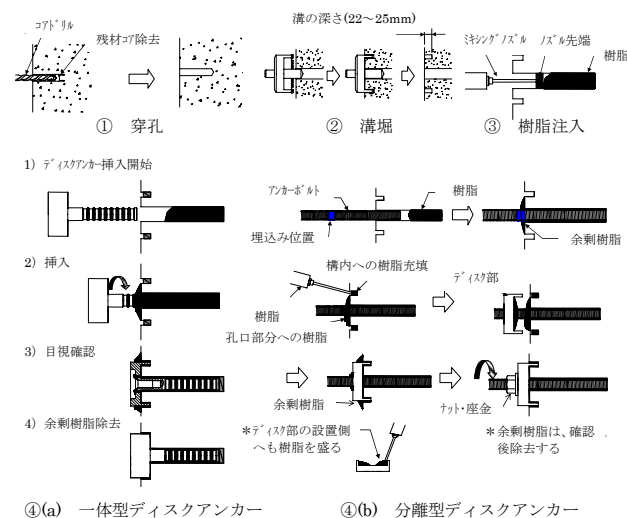


図-4 ディスクアンカー施工手順

図中には文献 1)に規定されているあと施工アンカーのせん断変形許容値 2mm のクライテリアを示した。図-6 より一体型ディスクアンカーは、全ネジ接着系アンカーおよび異形鉄筋アンカーに比べ、剛性、耐力ともに大きくなる。また、分離型と比較して、すべり量 2mm まで剛性低下が見られず、早期に最大耐力を発揮する。図-7 よりコンクリート強度が高くなると、より耐力は高くなる傾向がある。図-8 より普通コンクリートに比べ、軽量コンクリートでは、最大耐力後の耐力低下の割合が大きくなる。図-9 よりアンカー部の埋込み長さが大きいと最大耐力が大きくなる傾向がある。コンクリート強度にかかわらず、10d と 7d ではすべり量 2mm 時に概ね 50kN の差が生じた。図-10 より 1/2 縮尺試験体は実大試験体に対して、すべり量 2mm 時の耐力が概ね 3 割程度になる。



DM-24-16-10

(一体型, 普通, $\sigma B=23.4$)



DP-12-22-07

(分離型, 普通, $\sigma B=17.1$)



CN-24-16-10

(全ネジ, 普通, $\sigma B=23.4$)



CD-24-16-10

(異形, 普通, $\sigma B=23.4$)

写真-1 代表的な最終破壊状況

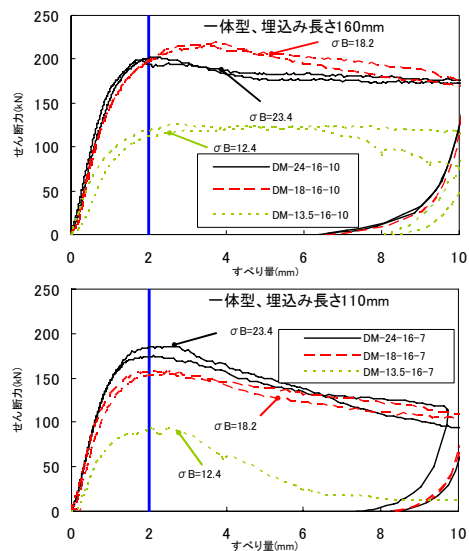


図-7 コンクリート強度による比較

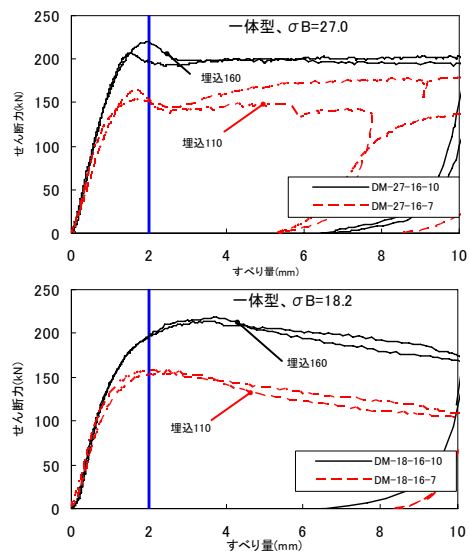


図-9 アンカー一部埋込み長さによる比較

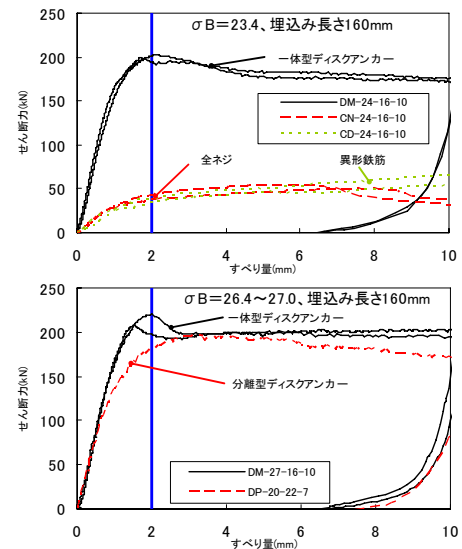


図-6 アンカー種別による比較

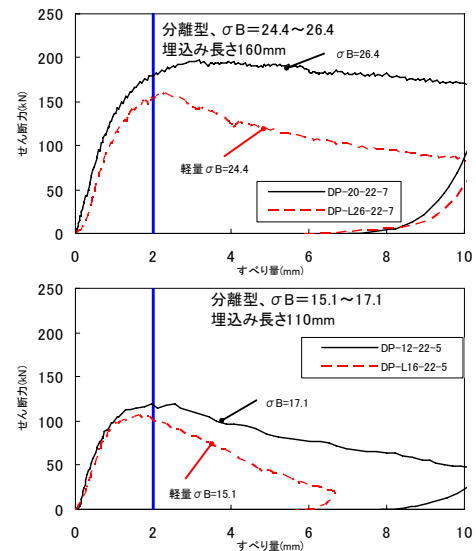


図-8 コンクリート種別による比較

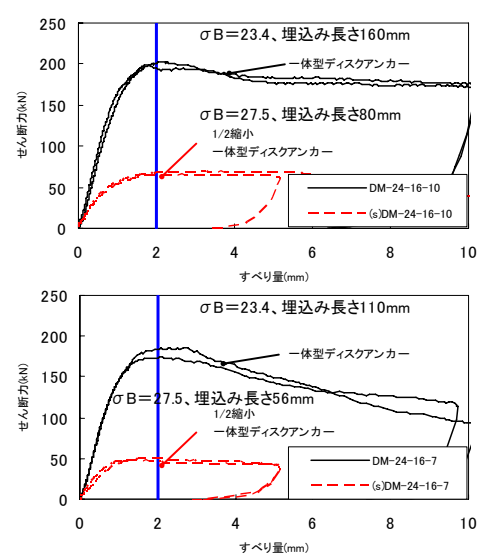


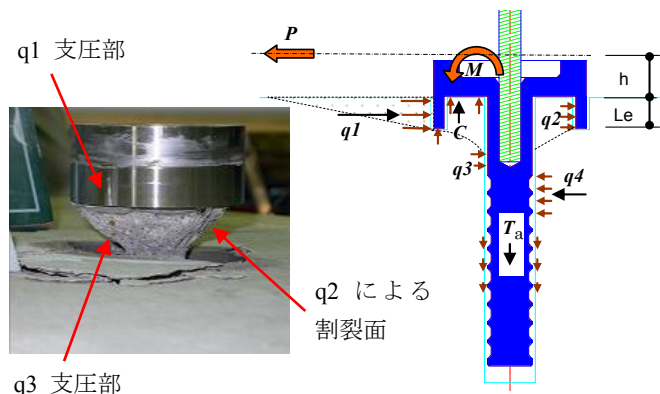
図-10 1/2 縮尺試験体による比較

2.6 ディスクアンカーのせん断耐力評価式の算出

(1) せん断抵抗機構

図-11 にせん断実験後に引き抜いた破壊状況 (DM-27-16-07b) とディスクアンカーのせん断伝達機構の模式図を示す。

図-11(b)で、ディスク上部に水平荷重 P を与えたとき、ディスク外周の側面には支圧力 q_1 、ディスク内側の側面には支圧力 q_2 、ディスク底よりやや下部のアンカー部に支圧力 q_3 が生じる。すべり量が 2mm 時に達するとディスク底から 45° にコンクリート面が割り裂かれることにより q_2 は消滅している。したがって、水平方向反力 q_1 、 q_3 のみが偏心することにより、モーメント M が作用する。この M に対して、ディスク底面の支圧反力 C 、アンカー部の付着力 T_a 、 q_3 より下側の水平方向に支圧力 q_4 が抵抗する。しかし、単体せん断実験より、アンカー部の跳ね出し破壊が見られないことから、 q_4 は小さいと考えられる。そのため、ディスクアンカーでは、偏心モーメント M は考慮せず、接合面を介してせん断力 P に抵抗する力が主に q_1 であると考えられる。



(a) 引き抜き後の破壊状況 (b) せん断伝達機構模式図

図-11 せん断抵抗機構の仮定

(2) 既往文献による支圧耐力評価式

円形断面の鋼材側面に作用する支圧力 (q_1) の耐力式として、文献 2) に示す「プレキャストブロック橋の継目部に設けられる鋼製接合キーの支圧耐力式」を q_1 の耐力式に用いる ([1] 式)。また、その支圧耐力図を図-12 に示す。図-12 によると円筒状の鋼製接合キーの支圧抵抗に有効な面を 90° の扇形として直径に $\cos 45^\circ$ を乗じたものを支圧有効幅 (B) とし、支圧有効幅に対するコンクリートの部材幅 (T) の比を 0.63 乗とすることにより、実験値を良く評価できている。図-13 に単体せん断実験の実験値と(1)式による計算値の比較を示す。実験値と計算値を比較して、ばらつきが大きくなっている。

本報では、[1] 式を基にディスクアンカーのせん断耐力を評価する。

$$q = B \cdot Le \cdot 1.66 \left(\frac{T}{B} \right)^{0.63} \cdot F_c \quad [1]$$

Le : 支圧部有効高さ(mm)

T : 支圧反力幅 (部材幅) (mm)

B : 支圧有効幅 (鋼管の直径 $\times \cos 45^\circ$) (mm)

F_c : コンクリート強度(N/mm²)

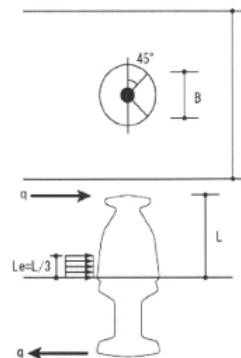


図-12 文献 2 による支圧耐力図

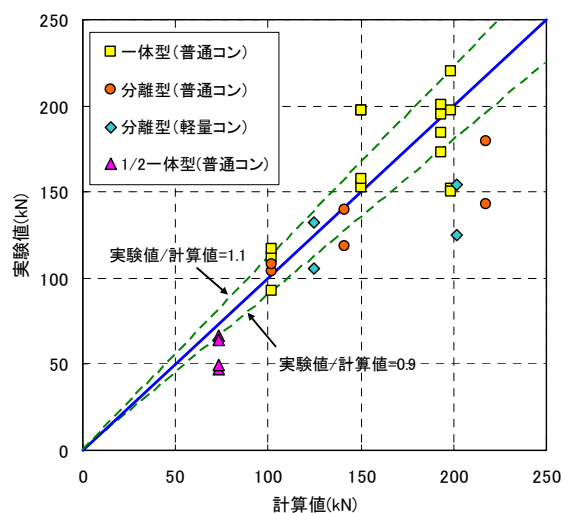


図-13 せん断耐力実験値と〔1〕式による計算値の比較

(3) コンクリート種別による検討

分離型ディスクアンカーのみに着目すると、実験値/計算値の平均値は普通コンクリートでは 0.83、軽量コンクリートでは 0.77 と軽量コンクリートの方が $0.77/0.83 = 0.93$ だけ低くなっている。図-14、図-15 は縦軸に実験値/計算値、横軸にコンクリート強度を示している。図-14 は [1] 式、図-15 は軽量コンクリートによる補正係数 $\gamma = 0.9$ を乗じた [2] 式によるものである。 γ を乗じることにより、コンクリートの種別による違いは認められない。

$$q = \gamma \cdot B \cdot Le \cdot 1.66 \left(\frac{T}{B} \right)^{0.63} \cdot F_c \quad [2]$$

γ : コンクリート種別による補正係数

(1.0 : 普通コンクリート, 0.9 : 軽量コンクリート)

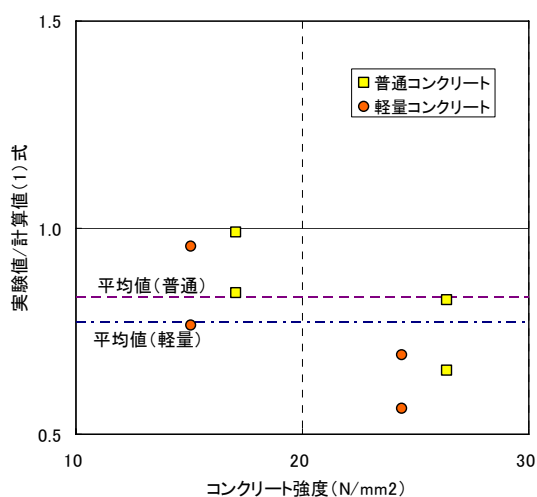


図-14 [1] 式による検討

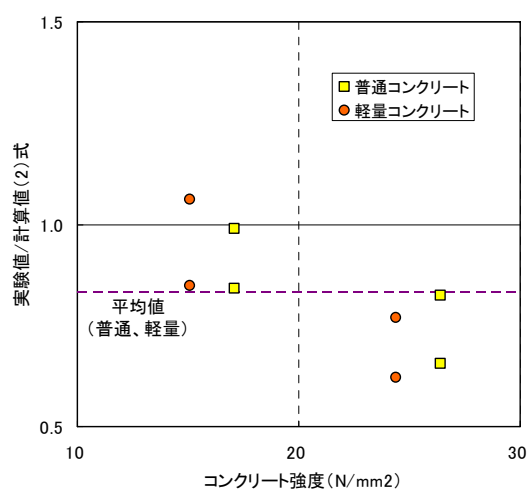


図-15 [2] 式による検討

(4) 支圧有効幅の検討

図-16 に支圧有効幅の模式図を示す。〔2〕式では部材幅 (T) にとくに制限は設けずに実質的に支圧有効幅 (B) ($\leq$ 部材幅) を無限大にとれる式となっている。T/B が大きくなるに従って支圧耐力も大きくなる。しかし、ディスクの支圧抵抗面においてコンクリートが支圧破壊するだけの支圧反力を確保できれば、それ以上支圧有効幅が大きくとれてもディスクの支圧面での支圧破壊で耐力は頭打ちになるはずである。図-17、図-18 は、一体型の試験体の実験値／計算値を縦軸に、部材幅／ディスク外径 (D_a) を横軸にとったグラフである。図-17 は部材幅をそのままとした計算値、図-18 は、〔3a〕式による $T/D_a \leq 7$ で頭打ちとしたものである。 $T/D_a = 10$ のときは、実験値／計算値は小さくなるが、 $T/D_a \leq 7$ とした場合には、 T/D_a の影響はほぼ除去することができる。〔3a〕式は〔3b〕式に変形し、整数に切り上げて 10 以下とした。

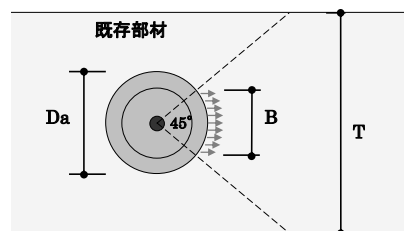


図-16 支圧有効幅の模式図

$$\frac{T}{D_a} \leq 7.0 \quad (D_a: \text{ディスク外径}) \quad [3a]$$

$$\frac{T}{B} = \frac{T}{D_a \cos 45^\circ} \leq \frac{7}{\cos 45^\circ} \doteq 10 \quad [3b]$$

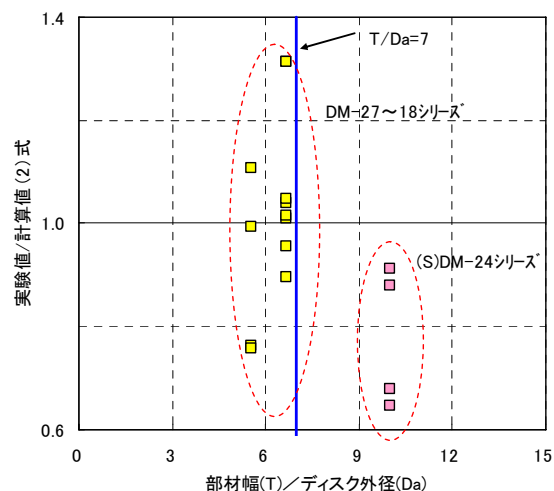


図-17 [2] 式による支圧有効幅の影響

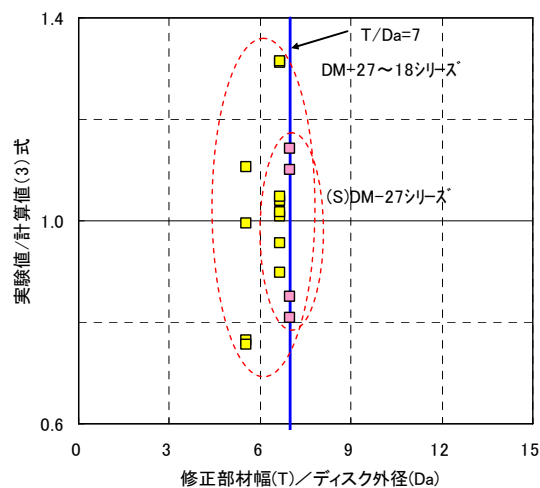


図-18 [3] 式による支圧有効幅の影響

(5) コンクリート支圧強度の検討

図-19 はコンクリート強度のみの影響をみるために、一体型ディスクアンカー試験体の埋込み長さを接続ボルト径の 10 倍と 7 倍に分けてそれぞれ〔2〕式による計算値と実験値の比を縦軸、横軸をコンクリート強度として示した。文献 2) による支圧強度式はプレキャストを想定し

た高強度コンクリートを評価するためにつくられているため、 18N/mm^2 以上の 8 体ではコンクリート強度が高くなるほど実験値／計算値が低くなり、 18N/mm^2 未満の 6 体では逆にコンクリート強度が低くなるほど実験値／計算値が低くなる傾向が見られる．そこで、まず 18N/mm^2 以上の 8 体に着目して、

$$Y = A \times Fc^B \quad [4]$$

とにおいて、回帰分析を行った結果、 $A=8$ 、 $B=0.5$ を得た．これを基に、〔2〕式を次の〔5〕式のように修正した．

$$q = \gamma \cdot B \cdot Le \cdot \left(\frac{T}{B} \right)^{0.63} \cdot 8 \cdot Fc^{0.5} \quad [5]$$

図-20 に〔5〕式と実験値との比を示す． 18N/mm^2 以上では、コンクリート強度と実験値／計算値がほぼ一定となっていることがわかる．ただし、 18N/mm^2 未満では〔5〕式より低く評価している．低強度コンクリートの検討については次項で述べる．

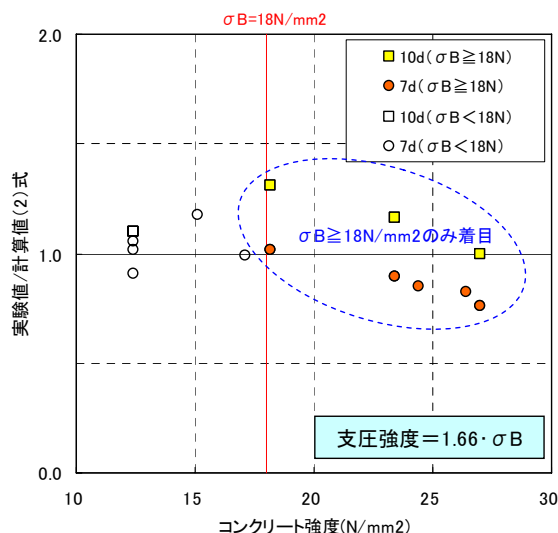


図-19 〔2〕式による支圧強度の影響

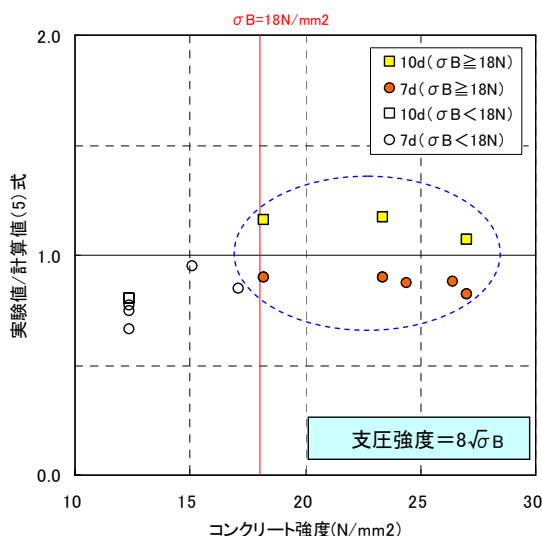


図-20 〔5〕式による支圧強度の影響

(6) 低強度コンクリートの検討

(5)コンクリート支圧強度の検討で、コンクリート強度が 18N/mm^2 未満の 6 体に着目し、 18N/mm^2 で 1.0、 13.5N/mm^2 で 0.8 となる線形の低減係数 α' を〔5〕式に乗じると〔5'〕式を得る．

$$q = \alpha' \cdot \gamma \cdot B \cdot Le \cdot \left(\frac{T}{B} \right)^{0.63} \cdot 8 \cdot Fc^{0.5} \quad [5']$$

$$\alpha' = \min\left(1, \frac{Fc}{22.5} + 0.2\right)$$

図-21 に〔5'〕式と実験値との比を示す．コンクリート強度が $12.4 \sim 27\text{N/mm}^2$ の範囲でコンクリート強度と実験値／計算値がほぼ一定となっていることがわかる．

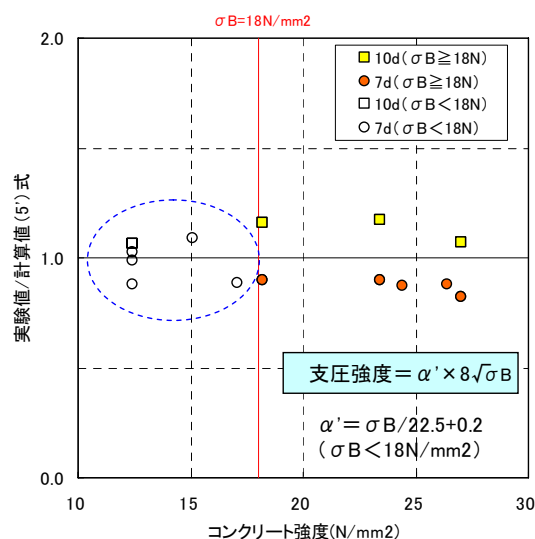


図-21 〔5'〕式による支圧強度の影響

(7) アンカー部埋込み長さの検討

図-22 にアンカー部埋込み長さの模式図を示す．図-23 は、横軸にアンカー部の埋込み長さを取り、縦軸を実験値／〔5〕式による計算値の関係を示した．埋込み長さが長い試験体の方が、計算値に対する実験値の比が大きくなっている．すべり量 2mm 時での付着応力分布が、アンカー部の深さの指数関数として〔6〕式を仮定する．このときディスクの埋込み長さ (L_e) 内のアンカー部は付着には無効とした．

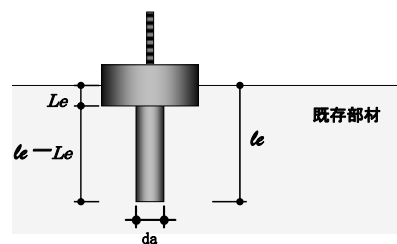


図-22 アンカー部埋込み長さの模式図

$$\ell_e' = (\ell_e - L_e)^\alpha \quad [6]$$

α : 未定定数

アンカー一部埋込み長さによる影響を考慮するために、有効な付着面積を評価する。図-23の実験結果がアンカー部の埋込み長さに関係なく、実験値／計算値の比が一定値になるように未定定数 α を回帰的に算定し、 $\alpha=0.5$ を得た。これを基に、〔5〕式を〔7〕式のように修正し、アンカー付着有効面積の影響を考慮できるようにした。〔7b〕式の分母の数値 285 は、図-24 に示すように〔7〕式を用いて実験値／計算値の平均値が 1.0 となるように定めたものである。

$$q = \alpha' \cdot \gamma \cdot \kappa \cdot B \cdot Le \cdot \left(\frac{T}{B} \right)^{0.63} \cdot 8 \cdot Fc^{0.5} \quad [7a]$$

$$\kappa = \frac{d_a \cdot \sqrt{\ell_e - L_e}}{285} \quad [7b]$$

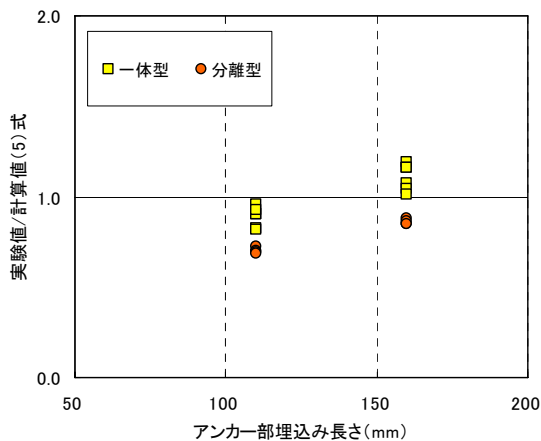


図-23 〔5〕式によるアンカー一部埋込み長さの影響

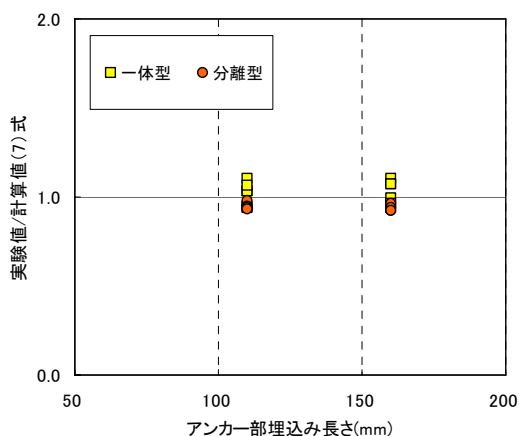


図-24 〔7〕式によるアンカー一部埋込み長さの影響

2.7 セン断耐力評価式の検証

以上のように、本実験結果を踏まえ、ディスクアンカーのせん断耐力評価式として、〔1〕式を修正した〔8〕

式を提案する。

図-25 にすべり量 2mm 時の実験値と〔8〕式による計算値の関係を示す。ディスクアンカー試験体の実験値／計算値は、平均値 1.01 となり、〔8〕式は実験値を精度よく評価していることがわかる。

$$q = \alpha \cdot \gamma \cdot \kappa \cdot B \cdot Le \cdot \left(\frac{T}{B} \right)^{0.63} \cdot 8 \cdot Fc^{0.5} \quad [8]$$

$$\alpha = \min(1, \frac{F_c}{22.5} + 0.2)$$

$$\kappa = \frac{d_a \cdot \sqrt{\ell_e - L_e}}{285}$$

$$\frac{T}{B} \leq 10$$

α : 低減係数

γ : コンクリート種別係数

(1 : 普通コンクリート, 0.9 : 軽量コンクリート)

d_a : 既存架構へのアンカー部の直径 (mm)

ℓ_e : 既存躯体表面からアンカー先端までの埋込み深さ (mm)

L_e : ディスクの既存躯体への埋込み深さ (mm)

B : ディスク部外径 $\times \cos 45^\circ$ (mm)

T : 有効部材幅(mm)(≤ 600 mm かつ片側 300mm 以下)

σ_B : 既存架構のコンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

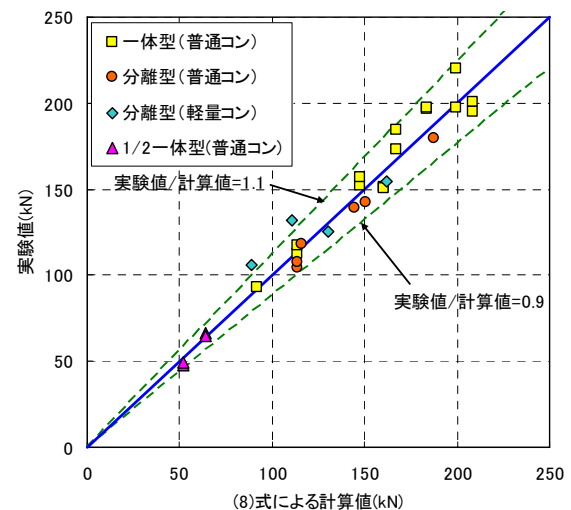


図-25 ディスクアンカーせん断耐力の実験値と計算値

2.8 まとめ

支圧抵抗力が卓越する改良したディスクアンカーのせん断耐力式を提案し、本せん断実験結果を高い精度で評価していることを確認した。

3. 接合部せん断実験

3.1 実験目的

ディスクアンカー単体のせん断実験結果を元に、せん断伝達にディスクアンカーを用いた接合部分を模擬し、接合面に繰り返しせん断力を加力することにより、接合部の構造性能を確認することを目的とし実験を行った。既存躯体と補強躯体の接合方法は、図-26 に示すように、PCa 工法と現場打ち工法の 2 種類とした。PCa 化を想定した試験体では、補強躯体に設けたせん断コッターと充填したグラウトでせん断力伝達を行い、現場打ち工法を提示した試験体では、既存躯体にアンカーを施工し、補強躯体を現場打ちした。

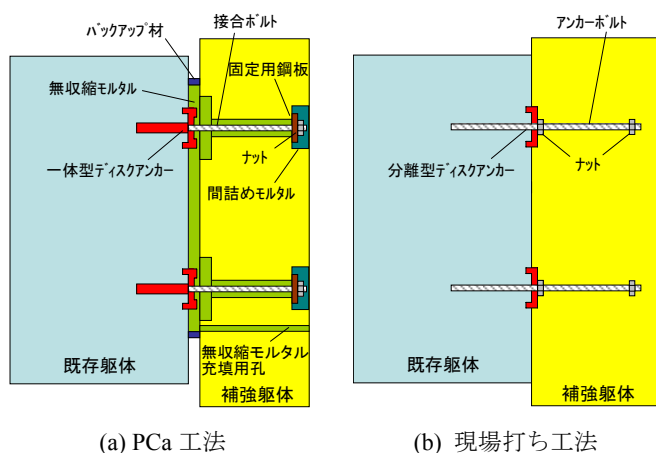


図-26 接合部詳細

3.2 試験体

PCa 工法および現場打ち工法の試験体諸元を表-2、表-3 に示す。また、試験体形状を図-27、図-28 に示す。

試験体は実大スケールを模擬し、実大のディスクアンカーを用いた。PCa 試験体 (No.1~No.6 試験体) は、スタブと一体とした既存躯体と補強躯体とを別々に製作した。既存躯体にアンカーを直列に 3 本施工した後、PCa 補強躯体を設置し、両躯体間にグラウトを充填した。現場打ち試験体 (DN, DL 試験体) は、製作した既存躯体にディスクアンカーを千鳥配置で 6 本施工した後に補強躯体の配筋・型枠・打設の手順で製作した。ディスクアンカーは施工方法に合わせ、PCa 試験体では一体型、現場打ち試験体では分体型を使用した。

実験パラメータは、コンクリート強度、コンクリートの種類 (普通・第 1 種軽量)、補強躯体のコッターの有無、グラウトの充填範囲、アンカーのピッチ、および加力時の接合面鉛直方向への引張軸力の有無である。

PCa 工法の試験体は、接合部のコンクリートは無処理の平滑面とした。また、現場打ち工法試験体は、既存躯体と現場打ちの補強躯体の間にビニールシートを挟みこむことでコンクリート間の付着力を無くし、アンカーによる支圧耐力のみでせん断を伝達させた。

表-2 試験体諸元 (PCa 工法)

		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	
Fc	既存躯体	24				18	13.5	
(N/mm ²)	補強躯体	42					24	
アンカーの ピッチ(mm)		360	315	360			315	
グラウト(mm)		φ250	全面	全面		φ250	全面	
コッター		有 (φ200)			無	有 (φ200)		
共通事項	アンカー：一体型アンカー埋込み長さ160mm (10da)							
	既存躯体：幅260 軸方向鉄筋2-D19 (SD345)							
	せん断補強筋 2-D13 (SD295A) @180							
	補強躯体：幅260mm 軸方向鉄筋2-D22 (SD345)							
		せん断補強筋 2-D13 (SD295) @120						

表-3 試験体諸元 (現場打ち工法)

No.	DN1	DN2	DN3	DL1	DL2
既存躯体	普通			1種軽量	
Fc(N/mm ²)	15	26	26	16	26
補強躯体Fc(N/mm ²)	30				
鉛直変位制御	変位0	-	引張荷重300kN	-	-
共通事項	アンカー：分体型アンカー 埋込長さ160mm(7.3da)、@200千鳥				
	既存躯体：幅750mm 主筋4-D25 (SD345)				
	せん断補強筋 2-φ9 (SR295) @200				
	補強躯体：幅300mm 主筋2-D22 (SD345)				
共通事項	せん断補強筋2-D13 (SD295) @100				
	割裂防止筋 2-D10 (SD295) 2組				

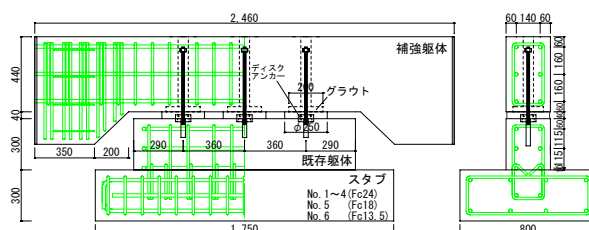


図-27 試験体形状 (PCa)

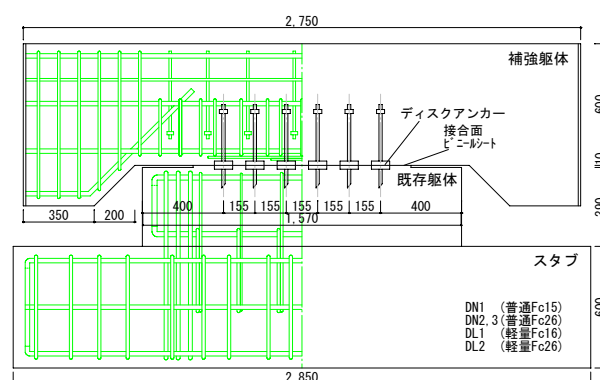


図-28 試験体形状 (現場打ち)

3.3 使用材料

試験体に使用したコンクリート及びグラウトの圧縮強度を表-4に示す。

表-4 コンクリートおよびグラウト
の圧縮強度 (N/mm²)

PCa				現場打ち			
試験体	既存躯体	補強躯体	グラウト	試験体	既存躯体	補強躯体	
No.1	26.2	41.5	56.5	DN1	17.1	30.1	
No.2	26.1	44.2	56.7	DN2	26.4	29.1	
No.3	25.8	42.2	50.5	DN3	26.1	31.2	
No.4	25.5	43	50.5	DL1	17.1	30.2	
No.5	21.3	39.9	40.1	DL2	24.4	31.9	
No.6	10.7	24.9	48.3				

* 斜体は第一種軽量コンクリート

3.4 加力方法および計測方法

加力装置を図-29に示す。加力は、1000kN アクチュエータ1台、もしくは並列に設置した1000kN アクチュエータ2台の加力芯を既存躯体接合面レベルに設置した。補強躯体とアクチュエータをPC鋼棒で挟み、正負交番繰返し加力を行った。また、常に補強躯体が水平を保つように、補強躯体上部の鉄骨梁をPC鋼棒で挟み、鉄骨梁両端を垂直に設置した2台のアクチュエータにより以下の通り制御した。DN1試験体は鉛直方向の変位がゼロとなるように制御し、DN3試験体は一定の鉛直引張力300kN（アンカー1本あたり50kN）を作用させた。その他の試験体は、回転を抑えるアクチュエータ2台の鉛直力の合計がゼロになるように制御した。

水平せん断力はアクチュエータの内部圧力計より、また、水平変位は、既存躯体(下部)と補強躯体(上部)の間に取り付けた変位計の相対変位とした。

加力スケジュールは水平変位量0.1,0.2(2),0.5(2),0.75(2),1(2),1.5(2),2(2),3(2),4(2),6(2),8(2)mmまで繰返したのち、10mmまで加力した。()内の数値は繰返し回数を示す。

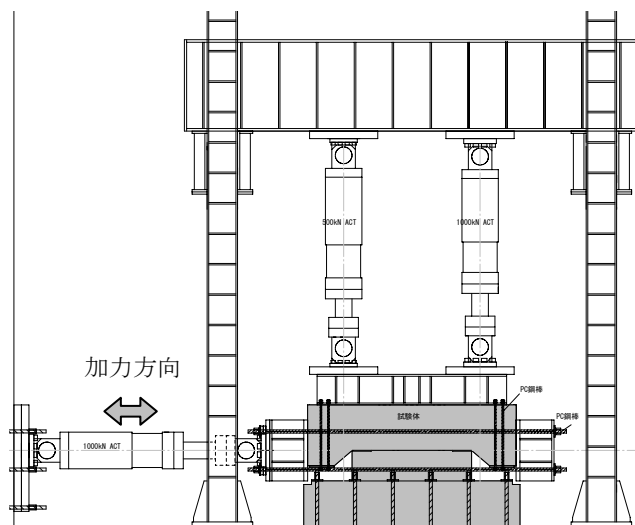


図-29 加力装置

3.5 破壊経過

写真-2に代表的な試験体の破壊状況、写真-3に加力実験終了後に補強躯体を引き上げた打ち継ぎ面の破壊状況を示す。各実験結果について、以下に考察する。

(1) PCa 試験体

No.1, No.5 試験体は、グラウトをディスクアンカーごと $\phi 250$ の円筒状に局部的に充填したため、繰返し加力が進行するに従い、グラウトと既存躯体面がずべることでグラウト部に鉛直のひび割れが発生・拡大した。No.1試験体では、加力時にグラウトのひび割れが開き急激に耐力低下したが、No.5試験体では繰返しにより徐々にグラウトのひび割れが開き耐力低下した。グラウトを全面に充填したNo.2, No.3, No.6試験体では、グラウト部にひび割れが発生する時期は局所充填のNo.1試験体とほぼ同時期である。グラウトを接合面全面に充填することで、グラウトのひび割れ幅の拡大を抑えられた。No.4試験体は、PCa補強躯体にコッターを設けていないために、グラウトと補強躯体の接合面ですべりが生じた。

載荷終了後に2本の鉛直方向アクチュエータで、接合ボルトを引張破断させた接合面の破壊状況からはディスクアンカーとコンクリートに支圧ストラットが形成されていた。また、既存躯体のコンクリートは、ディスクアンカーの加力方向側が支圧破壊しており、ディスクアンカーが支圧力により既存躯体と補強躯体間のせん断力を伝達していたことが確認できる。

(2) 現場打ち試験体

DN1, DN2, DL1, DL2試験体では、変位1.0mm付近から既存部アンカー位置近傍からひび割れが発生し、変位2.0mmを超えると、そのせん断ひび割れの伸展、拡大に伴い、耐力が低下した。それに対しDN3試験体は、一定の鉛直引張力を作用させたため、既存躯体と補強躯体の接合面での水平変形の増大に伴い、接合面が上下に開いていき耐力低下した。終局時には、既存躯体側面に引張軸力による水平ひび割れが発生し、コーン破壊した。

3.6 荷重-変位関係

図-30にPCa試験体、現場打ち試験体の水平せん断力と水平変位関係を示す。図中には文献1)に定められたせん断変形許容値2.0mmを外付け変形クライテリアとして表した。また、併せて2.0mmまでの最大耐力を示した。さらに単体せん断実験によるディスクアンカーのせん断耐力式（〔8〕式）にアンカー数倍（3倍または6倍）とした計算耐力の値、および既存・補強躯体・グラウトのひび割れ発生時を示した。

(1) PCa 試験体

$\phi 250$ mmのコッターを設けたNo.1, No.5試験体は、グラウト部分の支圧力が発揮されず、変位1.0mm付近で最大を示し、早期に耐力低下した。それらに対し、グラウト

トを全面に充填した No.2, No.3 試験体では、変位 1.0mm 以降も耐力低下せず、十分な耐力と変形を示した。既存躯体に低強度コンクリートを用いた No.6 試験体は、変位 2.0mm 直前で若干の耐力低下がみられたが、No.2, No.3 試験体では、変位 2.0mm 以降も耐力上昇し、アンカーピッチの大きい No.3 試験体は耐力低下が緩やかであった。コッターを設けない No.4 試験体は、計算耐力手前で耐力が低下した。

(2) 現場打ち試験体

DN1 試験体では、加力面鉛直方向の変位をゼロとなるグラウト部(接合部)



No.2 -2mm 時

既存躯体のせん断ひび割れ



No.3 最終破壊時

ように制御したために、ひび割れの増加に伴い鉛直方向に圧縮力が生じた。変位 2.0mm 時の圧縮力は、正加力側で 152kN、負加力側で 266kN であった。その後も試験体の破壊に伴い圧縮力は増大した。鉛直変位を制御していない DN2, DL1, DL2 試験体では、変位 1.5~2.0mm で最大耐力となり、計算耐力を上回った。軽量コンクリートによる影響は見られなかった。DN3 試験体では、一定鉛直引張力により、耐力の向上は見られなかった。

補強躯体引き上げ後の破壊状況から、支圧の卓越がみられ、既存コンクリートにせん断力が良く伝達されていることが確認された。



No.2 最終破壊時

グラウト部割裂ひび割れ



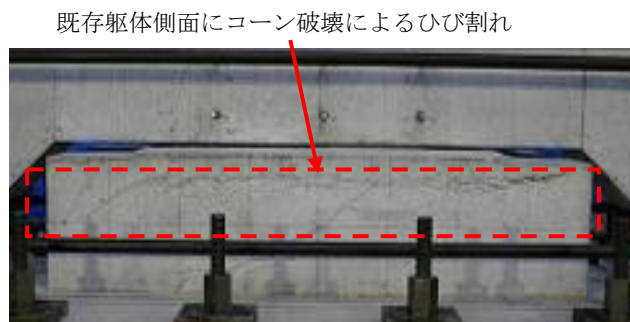
No.5 最終破壊

(a) PCa 試験体



$\delta = +10\text{mm}$ 時 (DN-2)

既存躯体のディスク近傍にひび割れ



$\delta = +4\text{mm}$ 時 2 回目 (DN-3)

既存躯体側面にコーン破壊によるひび割れ

(b) 現場打ち試験体

写真-2 破壊状況



(a) PCa 試験体 (No.5)

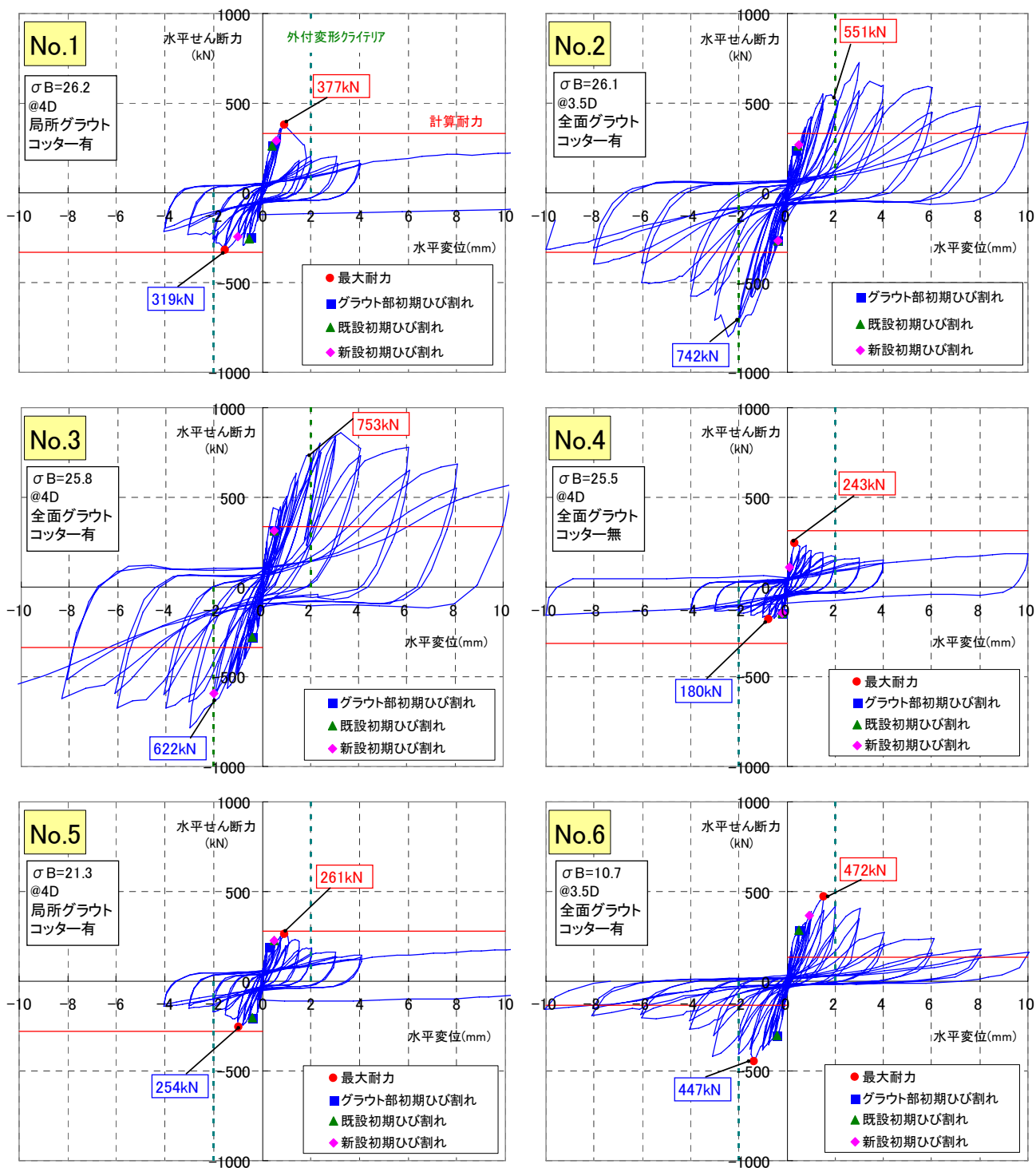


(b) 現場打ち試験体 (DN-2)

割裂ひび割れ

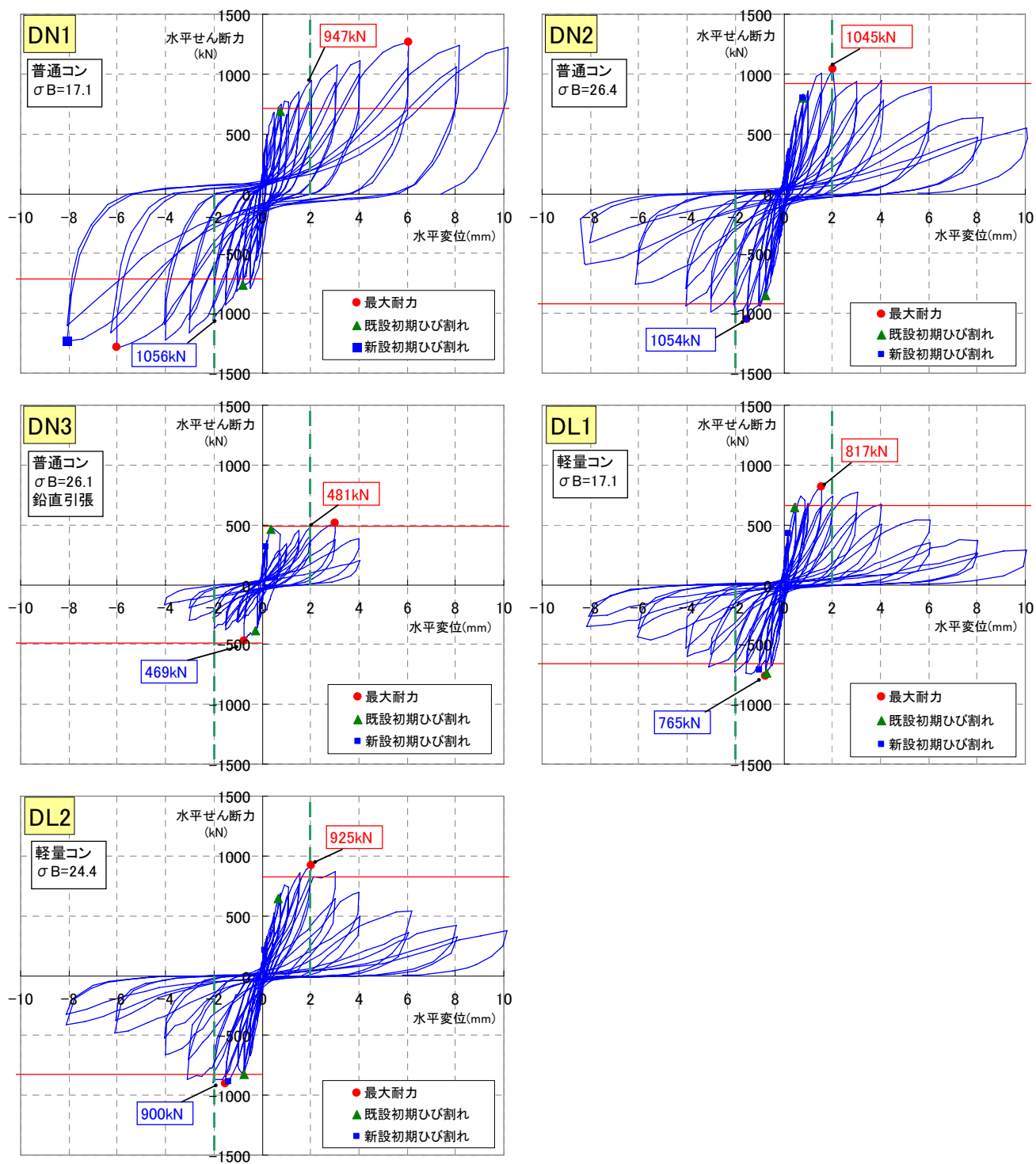
せん断ひび割れ

写真-3 打ち継ぎ面の破壊状況



* 計算耐力=(8)式×3 (アンカー個数)

図-30(a) 水平せん断力-水平変位関係 (PCa 試験体)



* 計算耐力=(8)式×6 (アンカー個数)

図-30(b) 水平せん断力-水平変位関係 (現場打ち試験体)

3.7 実験結果と計算値の比較

アンカー 1 本当りのせん断耐力 Q_{Du} を前述の〔8〕式で算定した。ここで、PCa 試験体 (No.1~No.6) の有効部材幅は試験体幅 260mm とした。現場打ち試験体、千鳥 200mm ピッチ (2.2×ディスクの外径) で配置した場合の有効部材幅を図-31 に示す。ここでの実験値は文献 1) に示されたせん断変形許容値 2mm までの最大耐力とし、正負の大きい方の値とした。表-5 に変位 2mm までの最大耐力と〔8〕式による計算値の比較を示す。

PCa 試験体の補強躯体にコッターを設けなかったために、補強躯体と既存躯体間にすべりが生じた No.4 試験体は、既存躯体での破壊は生じず、計算値を下回る結果となった。また、局所グラウトの No.5 試験体もグラウトの破壊が先行したため、計算値を下回る結果となった。既存躯体においてせん断ひび割れの進行により破壊した試験体は、実験値の計算値に対する割合が、1.12~3.56 となり〔8〕式の計算値以上の耐力を発揮した。

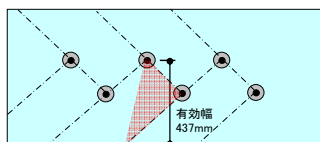


図-31 アンカー千鳥配置の有効幅のとり方

次に DN3 試験体において引張力とせん断力が同時に作用したときの組合せ荷重に対して検討する。文献 3) に示された組合せ応力の関係式を〔9〕式に示す。

$$\left(\frac{p}{p_u}\right)^a + \left(\frac{q}{q_u}\right)^a \leq 1 \quad [9]$$

a :係数, P :引張耐力, q :せん断耐力

p_u :せん断力無しでの引張耐力, q_u :引張力無しでのせん断耐力

ここで、以下の値より係数 a を算出すると $a=1.48$ となる。実験での正負の最大値のプロットと、〔9〕式において原式の値 ($a=2$)、算出した値 ($a=1.48$) を図-32 に示す。

P :一定鉛直引張力 (300kN)

p_u :文献 1) によるディスクアンカー 6 本の引抜耐力 (417kN)

q :実験値によるせん断耐力 (481kN)

q_u :〔8〕式によるディスクアンカー 6 本のせん断耐力 (732kN)

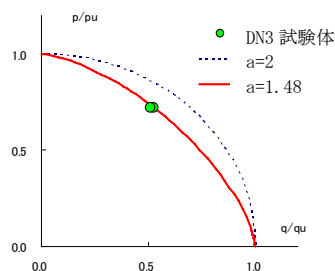


図-32 実験値と組合せ応力計算値の関係

図-30 および表-5 に示すように、接合面全面をグラウト充填した No.2, 3, 6 試験体の実験値は、既存躯体の支圧耐力式を大幅に上回る結果となった。これは、2.6(7)アンカー部埋込み長さの検討に示されたアンカー部埋め込み長さが長くなるほど、付着力 T_a が大きくなりディスクの回転が拘束されることと同様に、グラウト-コッター部の圧縮ストラットの鉛直方向力により、ディスクの回転が抑えられることが要因のひとつと推測されるが、詳細については今後の検討を要する。

表-5 実験結果と計算値

適用工法	試験体名	既存 σ_B (N/mm ²)	$\delta 2\text{mm}$ までの実験値(kN)		計算値 (kN)	実験値 ^{*1} 計算値 ^{*2}
			正	負		
PCa工法	No.1	26.2	377	-319	330	1.14
	No.2	26.1	551	-742	330	2.25
	No.3	27.5	753	-622	339	2.22
	No.4	26.9	243	-180	312	0.78
	No.5	21.3	261	-254	277	0.94
	No.6	10.7	472	-447	133	3.55
現場打ち工法	DN1	17.1	947	-1056	711	1.49
	DN2	26.4	1045	-1054	920	1.15
	DN3	26.1	481	-469	479 ^{*3}	1.00
	DL1	17.1	817	-765	661	1.24
	DL2	24.4	925	-900	823	1.12

*1 実験値は、正負の最大値とした。

*2 計算値の支承幅は PCa 試験体 260mm、現場打ち試験体 437mm とした。

*3 DN3 の計算値は、〔9〕式による鉛直引張力による組合せ応力を考慮した。

3.8 まとめ

- (1)ディスクアンカーの周辺に直径 250mm の円形にグラウトを施した場合、計算値に対する実験値の比は 1.11~1.34 であるが、全面にグラウトを施した場合は計算値に対する実験値の比は 2.22~3.55 であり、より安全側に評価している。
- (2)ピッチが 315mm (3.5×ディスク外径)、360mm (4×ディスク外径) であれば、計算耐力以上の耐力を有する。
- (3)ディスクアンカーを千鳥配置にした場合の支圧有効幅を図-31 のようにとることにより、〔8〕式にて精度良く評価している。
- (4)軽量コンクリートを用いても、コンクリート種別による補正係数を乗じることにより、〔8〕式にて精度良く評価している。
- (5)引張とせん断の組合せ応力については、〔9〕式の組合せ応力式で $a=1.48$ とすることで、〔8〕式にて評価できる。

4. 架構一体性確認実験

4.1 実験目的

架構一体性確認実験では、既存架構と補強架構を種類、配置を変えたアンカーにより接合し、その既存部を繰り返し加力した。その結果、既存架構と補強架構が一体として挙動するかを、破壊モード、耐力式の評価、軸力伝達により確認を行った。

4.2 試験体

試験体は実大の約 1/3 縮尺の 2 層 1 スパン架構とし、5 体製作した。表-6 に試験体概要、表-7 に試験体諸元を示す。また、図-33 に試験体の形状、配筋およびアンカー配置を示し、図-34 にはアンカーの詳細を示す。

No.1 は既存架構単体試験体、No.2 は補強架構単体試験体である。No.3 は現場打ちにより補強架構を既存架構と一体化した試験体である。接合部のアンカーは、M8 のネジバーを用いている。ピッチの平均は柱では 109mm(16da)、梁では 120mm(15da)としてダブルで配置した。埋込み長さは、既存架構側が 80mm(10da)、補強架構側が 120mm(15da)とし、補強架構側の先端にはナットを取り付けた。No.4 試験体は PCa 工法を想定し、既存架構、補強架構を予め製作し、無収縮グラウトを充填して一体化した試験体である。柱の平行筋、X 形配筋のスリーブ継手を柱梁接合部に設け、柱頭部をグラウトした。また、梁主筋はスパン中央にスリーブ継手を設け、梁せい分の区間を後打ちして打継いだ。

既存躯体と補強架構の接合部のアンカーは、縮尺 1/2 の

ディスクアンカーを耐力換算して配置した。PCa 部材の接合面はコッターを設け、目荒しをせずに鋼製型枠面のままとした。No.5 は No.4 の柱部材のディスクアンカーを省略した試験体である。

表-6 試験体概要

試験体名	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
位置付け	既存架構単体	補強架構単体	現場打ちの一体性	PCa工法の一体性	PCa工法で柱接合省略時の一体性
打継ぎ面処理	—	—	既存躯体 金ゴテ仕上げ	既存躯体 金ゴテ仕上げ Pca接合面は鋼製型枠底面	
打継ぎ方法	—	—	コンクリート後打ち	柱・梁グラウト圧入	梁グラウト圧入
アンカー	—	—	金ネジ 接着系アンカー	柱・梁 一体型ディスクアンカー	梁 一体型ディスクアンカー
想定破壊モード	既存柱 せん断	補強柱 曲げ	既存柱 せん断	既存柱 せん断	既存柱 せん断

表-7 試験体諸元

架構(試験体)			既存架構	補強架構
目標強度			24	42
柱	幅(厚さ)×せい	B×D	200×200	150×250
	階高(1F,2F)	H	1160	
	主筋(平行)		6-D13(SD295)	4-D13(SD390)
	X形筋		—	2-D16(SD490)
	軸鉄筋比	p_a	1.91	2.39
	引張鉄筋比	p_t	0.95	1.20
	Hoop		2-φ4(SD295)@150	2-φ6(SD785)@150
梁	せん断補強筋比	p_w	0.087	0.249
	幅×せい	B×D	200×300	150×350
	スパン		1800	
	上端筋		2/2-D13(SD295)	2/1-D19 (SD490)
	下端筋		2/2-D13(SD295)	
	引張鉄筋比	p_t	1.59	1.92
	St.		2-φ6(SD295)@60	2-φ6(SD785)@60
柱梁 接合部	せん断補強筋比	p_w	0.467	0.622
	Hoop (1段)		2-φ4(SD295)	2-φ6(SD785)
	せん断補強筋比	p_w	0.065	0.151
載荷軸力	軸応力度比	σ_0/F_c	0.10	0.00

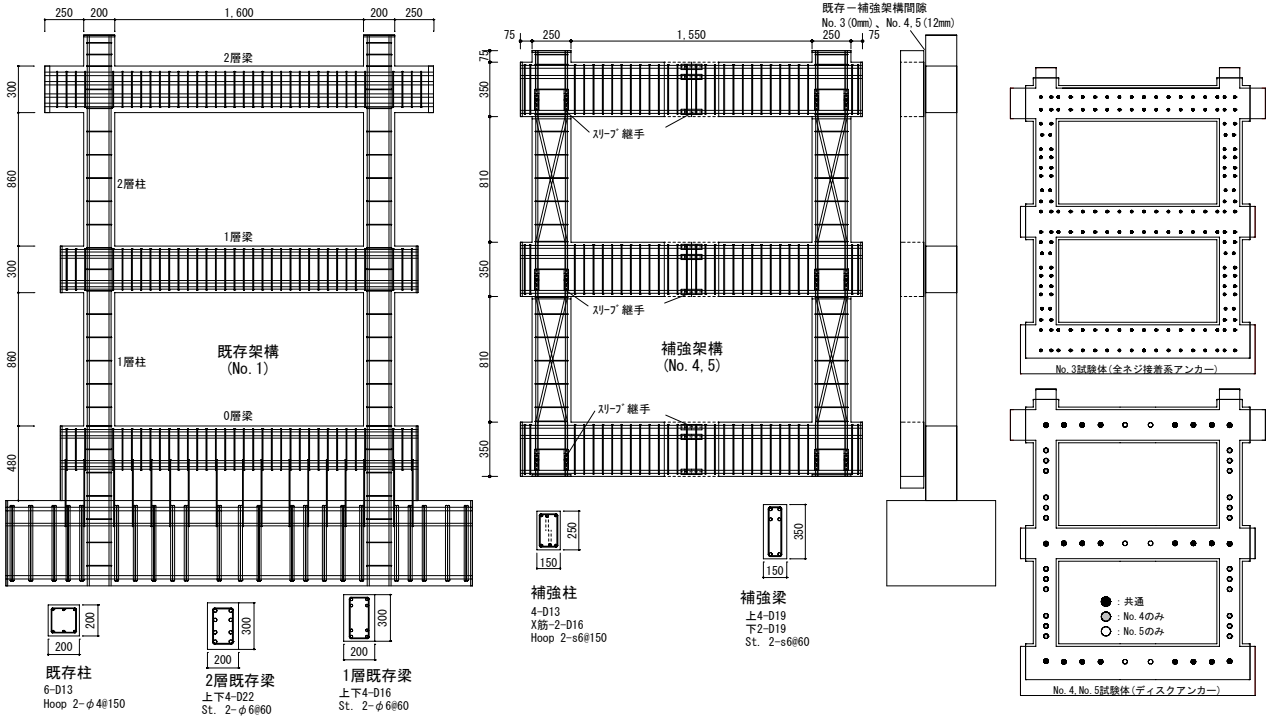
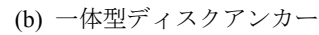
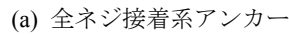


図-33 試験体の形状と配筋とアンカー配置



4.3 使用材料

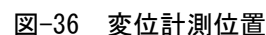
4.4 加力方法

表-8 鉄筋の引張試験結果

★降伏点は0.2%offset法による

表-9 コンクリートおよびグラウトの圧縮試験結果

图-35 加力装置



4.6 破壊経過

写真-4 に各試験体の最終破壊状況を示す。

No.1 試験体は、 $R=\pm 10/1000\text{rad}$ のループで 2 階の 2 本の柱の柱頭側に斜めせん断亀裂が発生して軸力を保持できずにせん断破壊した。

No.2 試験体は、 $R=\pm 20/1000\text{rad}$ のループで 4 本の柱すべての柱頭、柱脚が曲げ降伏した。その後 $R=+50/1000\text{rad}$ まで押し切ったが、ほとんど耐力低下のない柱ヒンジの変形性能を示した。

No.3 試験体は、 $R=\pm 10/1000\text{rad}$ で補強耐力計算値を超え、 $R=+20/1000\text{rad}$ 時に最大耐力に達した。その後、 $R=-20/1000\text{rad}$ ピーク手前で 1 階の既存柱がせん断破壊し、既存柱のフープが複数本破断しながら柱主筋が座屈し、軸力を保持できずに実験を終了した。

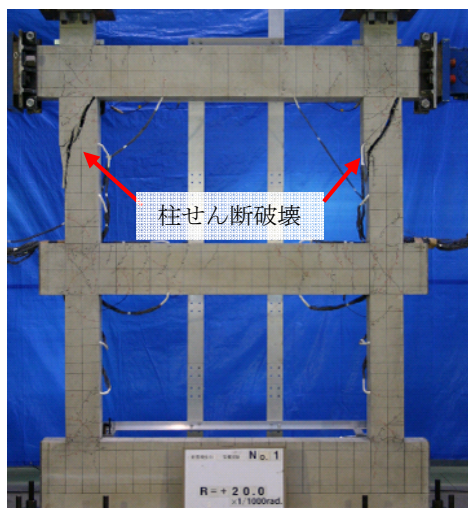
No.4 試験体は、 $R=+10/1000\text{rad}$ で 1 階の既存柱がせん断破壊して耐力低下した。 $R=-20/1000\text{rad}$ のピークに達したときに既存柱が激しくせん断破壊した。

No.5 試験体は、負側のピーク時に 1 階床梁の柱梁接合手前のアンカーが垂直方向にずれ、耐力低下した。 $R=+10/1000\text{rad}$ 2 回目に既存柱がせん断破壊し、軸力を保持できずに実験を終了した。

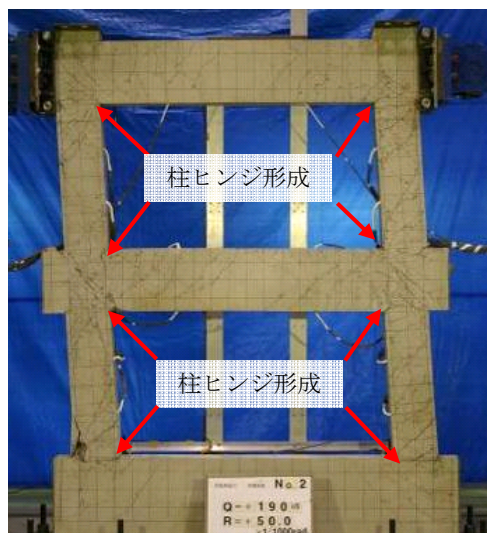
4.7 層せん断力－層間変形角関係

図-37 に各試験体の層せん断力－層間変形角関係を示す。図中の計算耐力は、No.1 試験体では既存柱せん断耐力、No.2 試験体では補強柱曲げ耐力、No.3～5 試験体では補強耐力計算値（既存柱せん断耐力 + $\alpha_m \times$ 補強柱曲げ耐力）で求めた。補強耐力計算値は、曲げ降伏先行により設計された補強柱が、既存架構と一体として挙動することにより、既存架構もしくは補強架構の変形性能を考慮した補強柱のせん断耐力とするものである。ここで、 α_m は文献 4) による既存柱がせん断破壊する場合の曲げ柱の強度寄与率であり、 $\alpha_m=0.734$ とした。算定方法は、4.6 実験結果と計算値の比較(3)に示す。

No.1 試験体は $R=\pm 10/1000\text{rad}$ で、No.2 試験体は $R=+20/1000\text{rad}$ 柱のせん断耐力を超えた。No.3 試験体では $R=\pm 10/1000\text{rad}$ で超え、 $R=+20/1000\text{rad}$ まで耐力は上昇した。このことから、補強架構を外付けすることにより、既存柱と補強柱が一体となり、既存柱が $R=+20/1000\text{rad}$ までせん断耐力を保持していたと想定される。No.4 試験体は、 $R=+10/1000\text{rad}$ で補強耐力計算値に達し、負側でも計算値とほぼ一致した。 $R=-20/1000\text{rad}$ でせん断破壊をしたが、このときの荷重は、負側最大耐力に対する比は 0.85 を保持していた。No.5 試験体は、 $R=+10/1000\text{rad}$ で補強耐力計算値の 0.95 で最大耐力となった。1 階床梁の柱梁接合手前のアンカーが垂直方向にずれは、補強架構が既存架構と一体性を喪失する結果となった。



最終破壊状況(No.1)

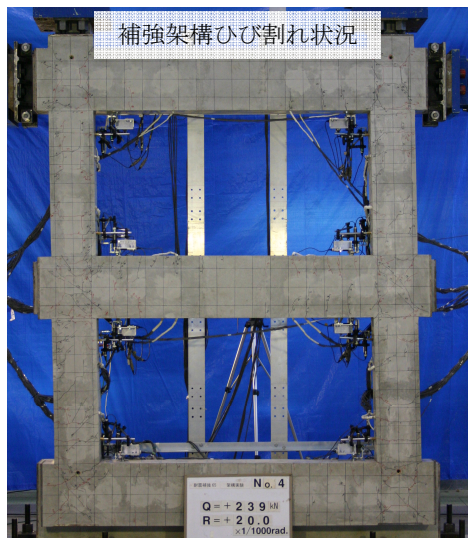


最終破壊状況(No.2)

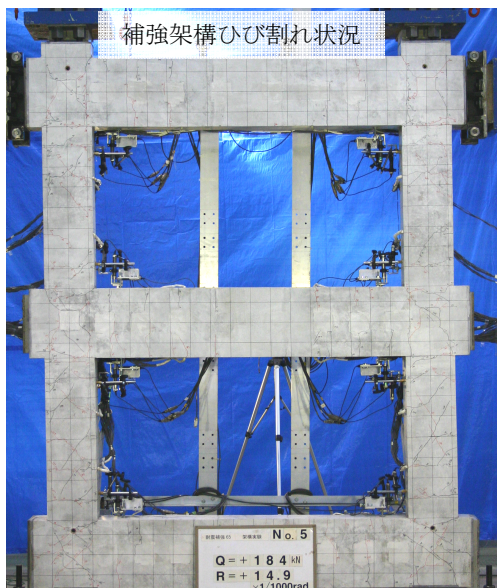
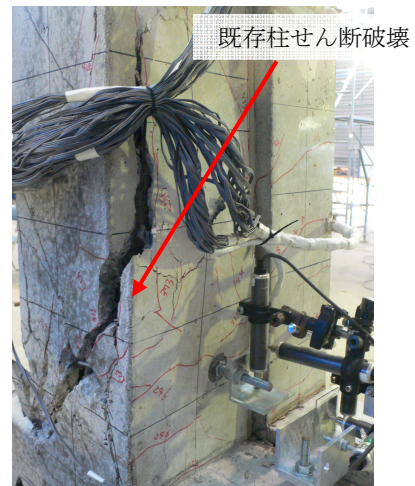
写真-4(a) 破壊状況



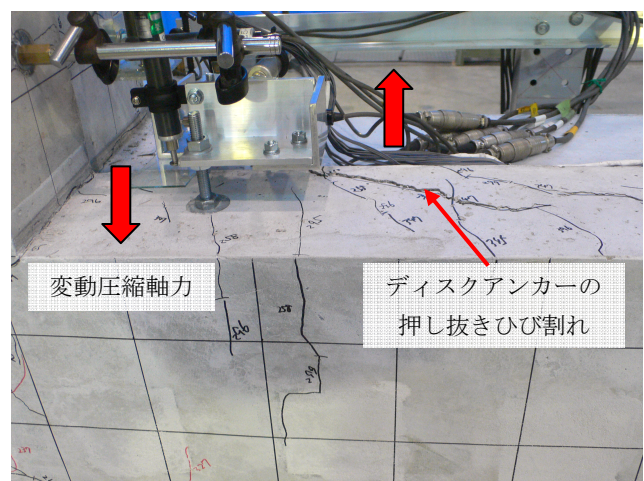
最終破壊状況(No.3)



最終破壊状況(No.4)



最終破壊状況(No.5)



最下階補強梁

写真-4(b) 破壊状況

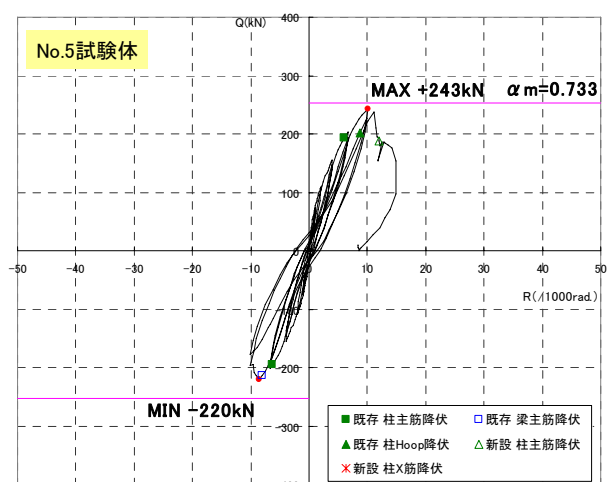
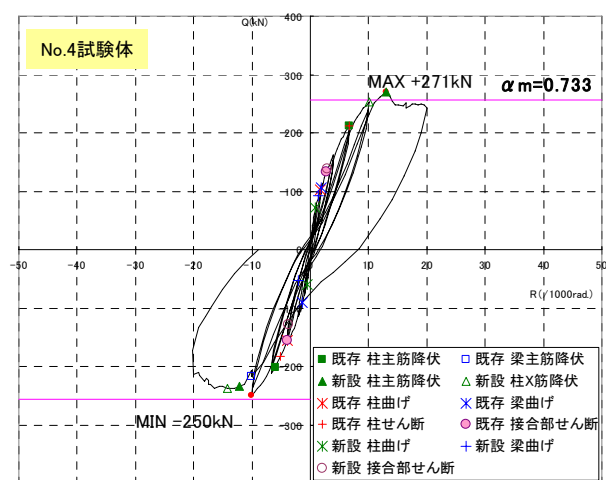
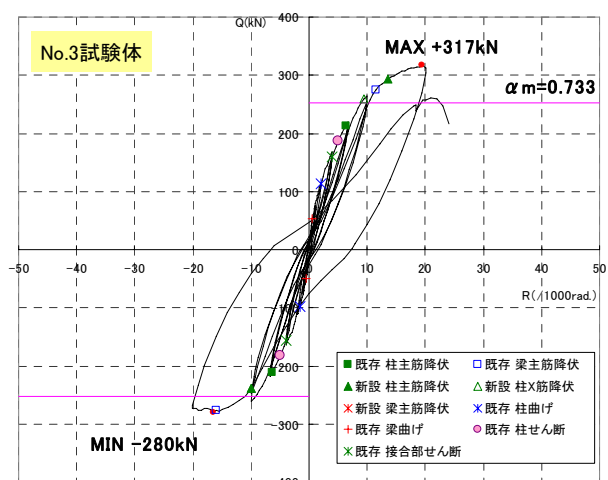
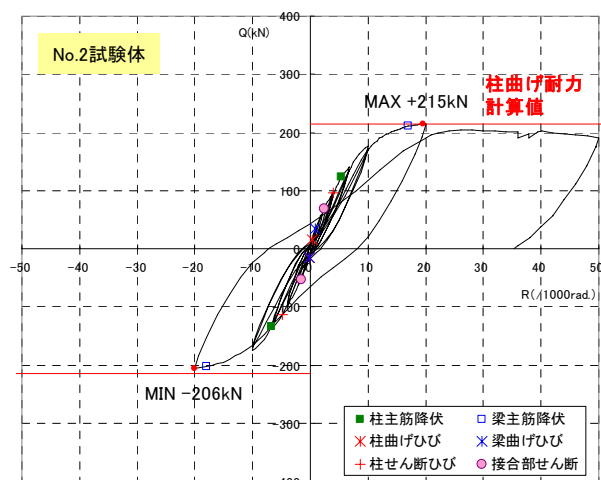
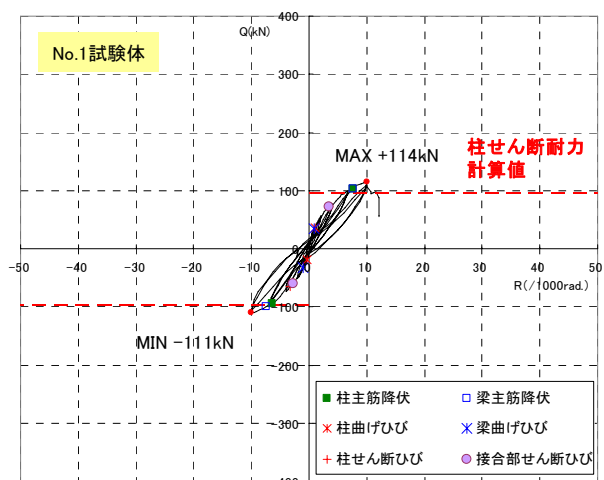


図-37 層せん断力-層間変形角関係

4.8 実験結果と計算値の比較

表-10 に最大耐力時の実験値と計算値の比較を示す。実験値は、正負加力の最大値とした。計算式は、〔10〕式、〔11〕式に示す柱のせん断および曲げ終局耐力式より求めた。また、補強柱の強度寄与係数 α_m は文献 1)に定める強度寄与係数で〔12〕～〔14〕式により求めた。

せん断破壊した既存架構単体の No.1 試験体では、〔10〕式による柱のせん断終局耐力式による計算値の 1.19 倍の実験値を示した。補強架構単体の No.2 試験体では、〔11〕式による柱の曲げ終局耐力式による計算値の 1.01 倍の実験値を示した。No.3 試験体は、補強耐力計算値の 1.24 倍であり、No.4 試験体は補強耐力計算値の 1.07 倍の実験値を示した。

表-10 実験値と計算値の比較

試験体			No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5
破壊形式			柱せん断	柱曲げ	既存柱せん断破壊		
部位			既存	補強	既存	補強	既存 補強
コンクリート強度			F _c	N/mm ²	22.7	40.2	25.5 32.6 25.0 33.5
計算耐力 (層せん断力)	柱	柱曲げ	kN	127	212	311*	311*
	柱せん断		kN	96	270	346*	347*
	梁	梁曲げ	kN	122	226	348*	348*
	梁せん断		kN	136	228	337*	321*
補強耐力			α_m	0.734		255	254
最大耐力実験値			(kN)	114	215	317	271
実験値/計算値			柱曲げ耐力	0.896	1.01	1.02	0.873
			柱せん断耐力	1.19	0.797	0.915	0.781
			補強耐力 ($\alpha_m=0.734$)	—	—	1.24	1.07
			α_m の実験最大値	—	—	1.03	0.813
*補強耐力計算値 = (既存柱せん断耐力) + $\alpha_m \times$ (補強柱曲げ耐力)			$\alpha_m=0.734$				

(1) 柱のせん断終局耐力

柱のせん断終局耐力は文献 6)に基き、荒川 mean 式を用いる。

$${}_c Q_{sw} = {}_c p_w Q_w + {}_{\alpha} Q_m \quad [10]$$

$${}_c p_w Q_w = \left\{ \frac{0.068 {}_c p_t^{0.23} (18 + {}_c F_c)}{\frac{M}{Q_w {}_c p_d} + 0.12} + 0.85 \sqrt{{}_c p_w \cdot {}_c \sigma_w} + 0.1 \frac{{}_c N}{{}_c b \cdot {}_c D} \right\} \times 0.8 {}_c b \cdot {}_c D \quad [10.a]$$

$${}_{\alpha} Q_m = 2 \gamma \cdot {}_{\alpha} A_t \cdot {}_{\alpha} \sigma_y \cdot \sin \theta \quad [10.b]$$

ここで、

${}_c Q_{sw}$: せん断終局強度 (N)

${}_{\alpha} p_w$: 並行筋の各柱断面に対する引張鉄筋比 (%)

${}_c F_c$: コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

$1 \leq \frac{M}{Q_w {}_c p_d} \leq 3$: 平行筋のせん断スパン比

${}_c d$: 有効せい (mm)

${}_c p_w$: せん断補強筋比

${}_c \sigma_w$: せん断補強筋の材料強度 (N/mm²)

${}_c N$: 補強時軸方向力 (N)

${}_c b$: 断面幅 (mm)

${}_c D$: 断面せい (mm)

γ : 反曲点高さ比または、反曲点長さ比による X 形主筋の負担せん断力低減係数で次式により算定する。

$$\gamma = (1 - y) / y$$

ここに、 y : 反曲点高さ比または、反曲点長さ比 (0 より大きく 1 より小さい場合に限る)。 y が 0.5 未満の場合は、 y を $1 - y$ と読み替える。

${}_{\alpha} A_t$: 引張 X 形配筋断面積 (mm²)

${}_{\alpha} \sigma_y$: X 形配筋の材料強度、柱せん断破壊型の場合は F 値 (N/mm²)

θ : X 形配筋が材軸となす角 (radian)

(2) 柱の曲げ終局耐力

$N_{\min} \leq {}_c N < 0$ のとき

$${}_c M_{mu} = 0.8 ({}_c p_w {}_c p_t \cdot {}_c \sigma_y + {}_{\alpha} A_t \cdot {}_{\alpha} \sigma_y) \cdot {}_c D + 0.4 {}_c N \cdot {}_c D \quad [11.a]$$

$0 \leq {}_c N \leq 0.4 \cdot {}_c b \cdot {}_c D \cdot {}_c F_c$ のとき

$${}_c M_{mu} = 0.8 ({}_c p_w {}_c p_t \cdot {}_c \sigma_y + {}_{\alpha} A_t \cdot {}_{\alpha} \sigma_y) \cdot {}_c D + 0.5 {}_c N \cdot {}_c D \left(1 - \frac{{}_c N}{{}_c b \cdot {}_c D \cdot {}_c F_c} \right) \quad [11.b]$$

$0.4 \cdot {}_c b \cdot {}_c D \cdot {}_c F_c < {}_c N \leq N_{\max}$ のとき

$${}_c M_{mu} = (0.8 ({}_c p_w {}_c p_t \cdot {}_c \sigma_y + {}_{\alpha} A_t \cdot {}_{\alpha} \sigma_y) \cdot {}_c D + 0.12 {}_c b \cdot {}_c D^2 \cdot {}_c F_c) \left(\frac{N_{\max} - {}_c N}{N_{\max} - 0.4 \cdot {}_c b \cdot {}_c D \cdot {}_c F_c} \right)$$

ここで、

${}_c p_w A_t$: 平行筋の全鉄筋断面積 (mm²)

$$[11.c]$$

${}_{\alpha} A_t$: X 形配筋の全鉄筋断面積に $\cos \theta$ を乗じた値 (mm²)

${}_c p_t j$: 平行筋のみの圧縮鉄筋と引張鉄筋の重心間距離 (mm)

${}_c d_m$: 柱端部での X 形配筋の架構方向距離 (mm)

(3) 強度寄与係数の算定

α_m は、補強曲げ柱が既存柱がせん断破壊するときの強度寄与係数として算出した。

補強柱の強度寄与係数 α_m の算定方法は以下による。

$$\alpha_m = 0.3 + 0.7 \frac{R_1}{R_{my}} \quad (\leq 1.0) \quad [12]$$

R_1 : 第 1 グループ (F_1) の終局強度時変形で「RC 診断基準」の表 3 (解説表 3.5-1) による。

R_{my} : 補強柱の曲げ降伏時の層間変形角で (4)、(5) 式により算定する。

$$R_{my} = (h_o / H_o) \cdot {}_c R_{250} \geq R_{250} \quad [13]$$

ただし、 $h_o / H_o > 1.0$ のときは $h_o / H_o = 1.0$ とする。

$${}_c R_{my} = \begin{cases} {}_c R_{150} & h_o / D \geq 3.0 \text{ のとき} \\ {}_c R_{250} & h_o / D \leq 2.0 \text{ のとき} \end{cases} \quad [14]$$

中間は線形補完する。

ここで、 h_o : 補強柱の内のり高さ

H_o : 補強梁下から既存床までの柱内のり標準寸法

D : 補強柱せい

${}_c R_{150}$: 基準となる変形角 (柱内のり) で 1/150

${}_c R_{250}$: 基準となる変形角 (柱内のり) で 1/250

R_{250} : 基準となる層間変形角で 1/250

${}_c R_{my}$: 補強柱の曲げ降伏変形角 (柱内のり)

4.9 既存柱から補強柱への軸力伝達

図-38 に各試験体の層せん断力ー層間変形角関係の正加力側での包絡線の比較を示す。No.1 試験体は、 $R=+1/100\text{rad.}$ で柱せん断破壊の進展とともに、軸力を保持できずに破壊した。No.4 試験体は $R=+1/100 \sim 1/50\text{rad.}$ までほぼ耐力を保持していた。これは、既存柱がせん断破壊した後も、No.1 試験体では保持できなかった軸力を接合部から補強架構側の柱に伝達し、負担できていたと考えられる。一方、柱を接合していない No.5 試験体では、梁および柱梁接合部を介して補強架構に伝達された鉛直方向力が、1 層柱脚部直下において既存架構側の接合部鉛直耐力が不足したため接合部が鉛直方向に破壊し、同時に既存柱も No.1 試験体と同様に $R=+1/100\text{rad.}$ で圧縮軸力により破壊し耐力低下したと考えられる。

補強柱の軸力の伝達および上述した傾向を検証するため、図-39 に各試験体の正加力時に圧縮側となる柱の 1 層柱脚付近でのひずみをプロットした。ひずみ値は引張を正、圧縮を負とした。(a)は既存柱の柱主筋、(b)は補強柱の平行筋、(c)は補強柱の X 筋のひずみ計測値の平均を比較した。それぞれの値は、柱脚部の曲げモーメントに対してそれぞれ圧縮、引張側となる 2 本の鉄筋の平均を示した。

既存柱のひずみを比較した(a)では、既存架構単体の No.1 試験体に比較して、No.3, No.4, No.5 試験体は、層間変形の進展とともに、柱主筋ひずみの平均値が引張側に移動している。これは、既存柱から補強柱に圧縮軸力を伝達できていることを示す。補強柱のひずみを比較した(b), (c)では、補強架構単体の No.2 試験体に比較して No.3, No.4, No.5 試験体は、層間変形の進展とともに、柱主筋ひずみの平均値が圧縮側に移動しており、圧縮軸力を伝達している。No.3, No.4, No.5 試験体のすべてにおいて、No.1, No.2 試験体の既存架構、補強架構単体の実験結果と比較することにより、層間変形の増大とともに既存架構から補強架構に軸力が伝達されている傾向が認められた。また、No.5 試験体の結果から、補強架構が負担している軸力を既存基礎に伝達する場合には、十分な接合部耐力を有することが不可欠であると推察される。

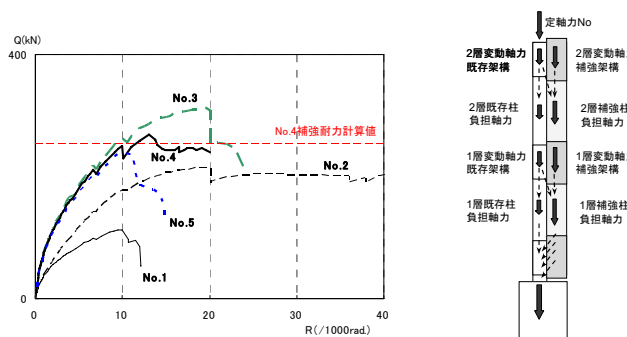


図-38 層せん断力-層間変形角関係包絡線

4.10 まとめ

架構実験により以下の結論を得た。

- (1)せん断破壊した既存架構単体の No.1 試験体は、〔10〕式による柱のせん断終局耐力式による計算値の 1.19 倍の実験値を示した。
- (2)補強架構単体の No.2 試験体は、〔11〕式による柱の曲げ終局耐力式による計算値の 1.01 倍の実験値を示した。
- (3)No.3 試験体は、既存架構の柱せん断終局耐力式と補強架構の柱曲げ終局耐力式を累加した計算値の 1.03 倍の実験値を示した。このとき、補強耐力計算値に対しては 1.24 倍であった。
- (4)本構法の一体型ディスクアンカーを用いて PCa 工法により補強された No.4 試験体の最大耐力は、強度寄与係数 0.734 を用いて計算した補強耐力計算値の 1.07 倍の実験値を示した。
- (5)No.5 試験体は、既存柱のせん断破壊とほぼ同時に最下層圧縮側のディスクアンカーが鉛直方向にずれ、既存柱の軸力が保持できずに耐力低下した。変動軸力に対しては十分な接合部耐力を柱にもたせるように設計する必要がある。

5. おわりに

外付け RC フレーム耐震補強「MaSTER FRAME 構法」の開発に関する、技術概要、構造実験結果および耐力の評価方法について記した。各々の実験結果から得られた評価式は、耐力を精度良く、安全側に評価できることが確認された。これにより、一体型および分離型のディスクアンカーを用いて PCa 部材、現場打ち部分の施工計画における選択肢を広げることができる。

本開発は前田建設工業(株)・東洋建設(株)・サンコーテクノ(株)の 3 社共同で実施され、2010 年 3 月に前田建設工業(株)と東洋建設(株)の 2 社で(財)日本建築総合試験所の「建築技術性能証明」を取得した。

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」,2003
- 2) 建設省土木研究所編:「プレキャストコンクリー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)」,1995
- 3) 日本建築学会:各種合成構造設計指針・同解説(2002)
- 4) (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診断基準・同解説」,2001
- 5) 2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書
- 6) (社)日本建築学会:鉄筋コンクリート X 形配筋部材設計施工指針・同解説(2010)
- 7) (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診断基準・同解説(2001)

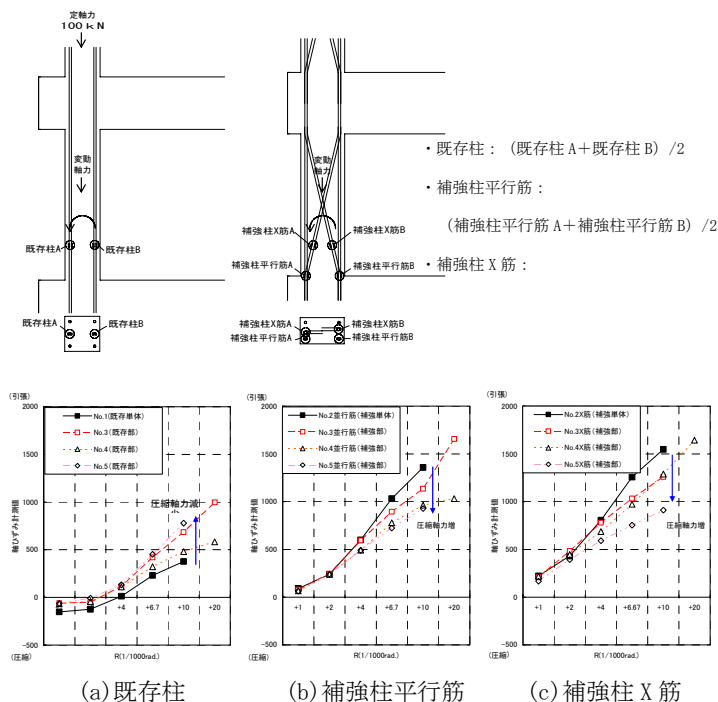


図-39 圧縮側柱 1 階柱脚部の主筋軸歪み平均値
一層間変形角の推移