

外付け RC フレーム耐震補強『MaSTER FRAME 構法』の適用範囲拡大

茂木 順一^{*1}・成瀬 忠^{*1}・堀 伸輔^{*1}・今野 修^{*2}

Extending the Application Range of Seismic Retrofit Exterior RC Frame 『MaSTER FRAME SYSTEM』

Junichi MOGI, Tadashi NARUSE, Shinsuke HORI, Shu KONNO



図-1 増設工法による補強外観例

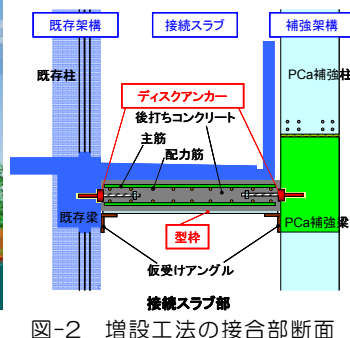


図-2 増設工法の接合部断面

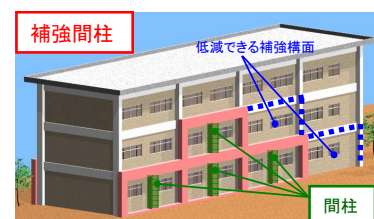


図-3 補強間柱の配置例

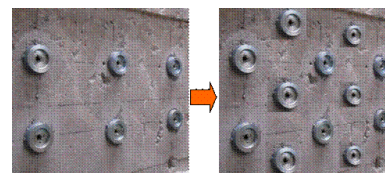


図-4 接合部のせん断耐力の増強例

研究の目的

「MaSTER FRAME 構法」は、中低層の RC および SRC 造建築物を対象とした外付け RC フレーム耐震補強構法である。本構法は 2010 年 3 月に建築技術性能証明（(財)日本建築総合試験所）を取得し、これまでに学校校舎、宿舎、研究所などへの採用実績がある。しかし、本構法を実物件に適用していく上で、新たに以下のニーズが出た。(1)外部廊下やバルコニーがある建物では補強架構を既存建物に直付けできない。(2)比較的長スパンでは補強構面が足りない場合がある。(3)アンカー配置間隔の制限により、構面当たりの補強可能耐力に限界がある。これらの課題を解決すべく、(1)片持ちスラブ付き対応工法（以下、増設工法）（図-1、図-2）、(2)補強架構のスパン中央への補強間柱の設置（図-3）を考案した。さらに、(3)ディスクアンカーの高密度化による既存躯体と補強架構の接合部でのせん断耐力の増加（図-4）を目指した。本研究ではこれらの検討課題を検証するために構造実験を実施し、補強効果および設計式の妥当性を確認することを目的とした。

技術の説明

本構法は既存躯体と RC 造の柱・梁補強架構を、高いせん断剛性とせん断強度を有する「ディスクアンカー」で接合し、当該層の不足する水平せん断力を補う耐震補強工法である。既に開発済みの直付け工法は、既存躯体と外付け補強架構を直接ディスクアンカーで一体化する工法である。今回開発した増設工法は、片持ちスラブの外側に独立した補強架構を設け、接続スラブと直交梁を介して既存梁と補強梁それぞれをディスクアンカーで接続する工法である（図-2）。既存梁が比較的長い場合には、補強架構に設置した補強間柱に水平せん断力を負担させることもできる。また、ディスクアンカーの高密度化（従来の約 2 倍の配置）により、接合部で伝達できるせん断力を増加させることができる。補強間柱の設置、ディスクアンカーの高密度配置により補強構面数の低減を可能とした。

主な結論

押抜きせん断実験・接合部せん断実験により、既存梁と接続スラブの接合部の性能、ディスクアンカーの高密度配置によるせん断耐力への影響を確認した。さらに増設工法および補強間柱の効果を確認するために架構実験を行い、補強効果および設計式の妥当性を確認した。また、これらの結果をもとに 2012 年 2 月に建築技術性能証明（(財)日本建築総合試験所）を改定した。なお、本構法は前田建設工業(株)・東洋建設(株)の共同開発である。

*1 本店 建築事業本部・建築技術部 技術開発グループ

*2 本店 建築事業本部・建築技術部 技術営業グループ

外付け RC フレーム耐震補強『MaSTER FRAME 構法』の適用範囲拡大

茂 木 順 一^{*1} 成 瀬 忠^{*1}
堀 伸 輔^{*1} 今 野 修^{*2}

要 旨

外付けRCフレーム耐震補強構法「MaSTER FRAME構法」は、既存躯体とRC造の補強架構を高いせん断剛性とせん断強度を有する「ディスクアンカー」で接合し、当該層の不足する水平せん断力を補う構法である。本報ではさらなる改良として、①片持ちスラブ付き対応工法（以下、増設工法）、②補強間柱の設置、③ディスクアンカーの高密度配置を可能とし適用範囲を拡大した。各種構造実験により補強効果および設計式の妥当性を確認した。これらの結果をもとに2012年2月に(財)日本建築総合試験所の建築技術性能証明を改定した。

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／接続スラブ／間柱／せん断耐力／柱曲げ耐力／構造実験

目 次

- | | |
|--------------------|------------------------|
| 1. はじめに | 4. アンカー高密度配置による補強耐力の増加 |
| 2. 片持ちスラブ付き建物への適用 | 5. おわりに |
| 3. 補強間柱への水平せん断力の伝達 | |

Extending the Application Range of Seismic Retrofit Exterior RC Frame 『MaSTER FRAME SYSTEM』

Junichi MOGI
Shinsuke HORI

Tadashi NARUSE
Shu KONNO

Synopsis:

“MaSTER FRAME SYSTEM”, the seismic retrofit exterior RC Frame, is marked by Disk-anchor, which shows a remarkable strength and stiffness, connecting existing frame and MaSTER FRAME. This paper reports that this system has extended the application range, as below ①Counter cantilever- slab system, ②Installing Stud-Column, ③Place in high density of Disk-anchor. Confirmed the effects of each type by structural experiments, we have acquired the amendment of the “Assessment of Technology for Building Construction” by GBRC, in Feb 2012.

* 1 本店 建築事業本部 建築技術部 技術開発グループ

* 2 本店 建築事業本部 建築技術部 技術営業グループ

1. はじめに

1.1 現行の構法概要

2008 年より外付け RC フレーム耐震補強構法「MaSTER FRAME 構法」を開発¹⁾し、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。

本構法は、図-1 に示すように建物の外側に RC 造の補強架構を直付けすることにより、居ながら補強ができ、ブレースを必要としないため、採光・眺望に優れていることを特徴としている。また、通常の異形鉄筋型のあと施工アンカーに比べて、高いせん断剛性とせん断強度を有するサンコーテクノ(株)製のディスクアンカー(図-2)を用いることで、アンカー量を削減した。さらに一体型ディスクアンカーを開発することでプレキャスト工法が可能となり、RC で課題となっていた工期を短縮することが可能となった。



図-1 MaSTER FRAME 構法による補強イメージ

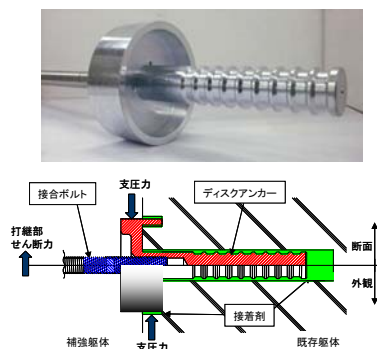


図-2 一体型ディスクアンカー形状

1.2 研究目的

<①片持ちスラブ付き建物への適用>

住宅・学校などでは建物外面に外部廊下やバルコニーが付いており、現行の「MaSTER FRAME 構法」をスラブ付き建物に採用する場合、施工が困難になる。そこで、既存躯体の外側に独立した新設の補強架構を設け、既存梁と補強梁を接続スラブと直交梁で一体化する増設工法を開発する。図-3 に増設工法による補強イメージ、図-4 に増設工法による接合部断面の概要を示す。本研究では、既存梁と新設の接続スラブの打継ぎ面でのせん断伝達性能の把握、増設工法としての補強効果を確認することを目的とする。



図-3 増設工法による補強イメージ

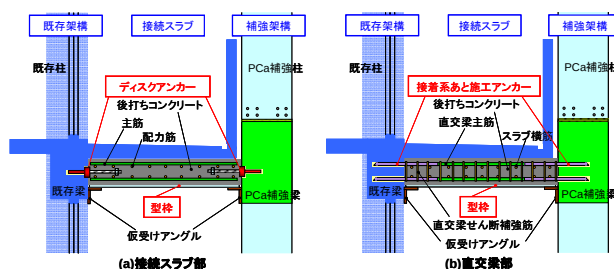


図-4 増設工法による接合部断面の概要

<②補強間柱への水平せん断力の伝達>

公立学校では標準スパンを 9m とする自治体が数多くあり、既存架構に沿った補強架構だけでは補強量に限界がある。本研究の第 2 の目的は、直付け工法における補強間柱の効果を確認することである。図-5 に直付け工法による間柱補強イメージを示す。



図-5 直付け工法による間柱補強のイメージ

<③アンカー高密度配置による補強耐力の増加>

現行のディスクアンカーの最小間隔を狭め、高密度配置を可能とすることで部材単位長さ当りのせん断伝達力を高めることを第 3 の目的とする。図-6 にディスクアンカー高密度配置のイメージを示す。

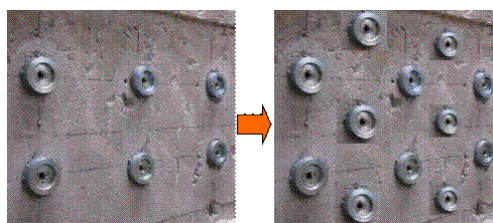


図-6 ディスクアンカー高密度配置のイメージ

2. 片持ちスラブ付き建物への適用

2.1 実験目的

既存梁と接続スラブはディスクアンカーによるせん断伝達により一体化される。押抜き実験ではディスクアンカー周囲の補強仕様の決定、接合部せん断実験では繰返し载荷によるアンカーピッチの影響を確認した。さらに実構造物を模擬し、接続スラブを介することによる既存架構と補強架構の一体性、補強効果を確認するために架構実験を実施した。

2.2 押抜きせん断実験

(1) 試験体

試験体諸元を表-1、試験体形状を図-7に示す。試験体は、接続スラブを既存梁部が両側から挟み込む2面せん断の実大形状とした。製作は両端の既存梁を打設後、打継ぎ面にビニールシートを貼り絶縁し、中央の接続スラブを打設した。ディスクアンカーは片側2本をシングルで配置し、樹脂系の接着材を横向きに注入して施工した。既存梁は、幅300mm、せい350mm、コンクリート目標強度 21N/mm^2 とし、主筋はD19(SD345)、スターラップはD10(SD295A)@100を配置した。接続スラブは、厚さ200mm、幅350mm、コンクリート目標強度 24N/mm^2 とし、接続スラブ下端部に、曲げひび割れ防止筋としてコ型のD16(SD345)を配置した。

No.1 試験体はディスクアンカーの埋込み長さを $12da$ (192mm) (da : 接合ボルトの外径、以下省略)、ピッチ $3.5D$ (315mm) (D : ディスクの外径 90mm、以下省略)で片側2箇所配置した。スラブ主筋はダブルD10(SD295A)@200、配力筋はD10(SD295A)を中央に1列とし、支圧補強筋は配置しない。No.2 試験体はNo.1 試験体に支圧補強筋として、コイル筋D6(SD295A)を外径80mm@50で連続配置した。No.3 試験体は配力筋をD13(SD345)にして既存梁両側の直近に配置し、支圧補強の役割も兼ねさせる。配力筋は主筋より外側に配筋する。No.4 試験体はNo.1 試験体に支圧補強筋として、2-D13 (SD345) をディスクを上下から挟むように配置した。No.5 試験体は支圧補強筋を配置せず、接続スラブの配力筋D10 (SD295A) を既存梁両側の直近に配置した。またディスクアンカーの埋込み長さを $10da$ (160mm)、ピッチ $3.0D$ (270mm)で片側2箇所配置した。No.6 試験体はNo.5 試験体のディスクアンカーピッチを $2.5D$ (225mm)とした。

表-1 試験体諸元

試験体名	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
アンカー ピッチ	@315 (3.5D)				@270 (3.0D)	@225 (2.5D)
アンカー 埋込み長	192 (12da)				160 (10da)	
支圧補強筋	なし	コイル筋 D6	配力筋 2-D13	2-D13	配力筋 2-D10	
共通事項	アンカー: ディスクアンカー、接合ボルト: M16(SS400) コンクリート目標強度: 既存梁21N/mm ² 、接続スラブ24N/mm ² 接続スラブ: 厚さ200mm×スパン長さ350mm					

D: ディスク外径、da: 接合ボルト外径

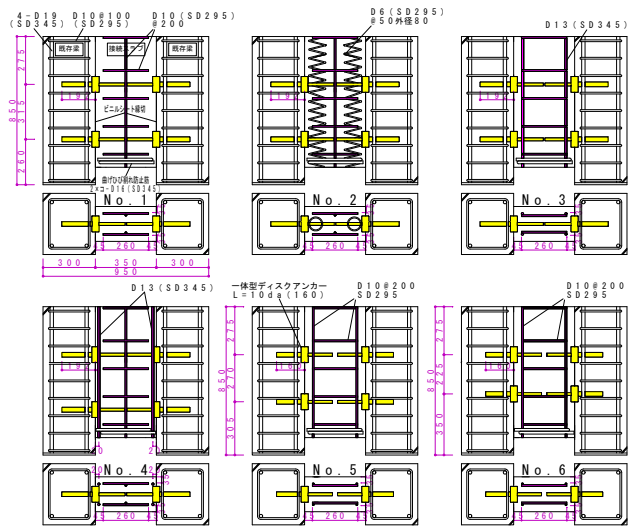


図-7 試験体形状

(2) 使用材料

表-2 にコンクリートの圧縮試験結果、表-3 に鋼材の引張試験結果を示す。

表-2 コンクリートの圧縮試験結果

試験体	部位	圧縮強度 σ_B (N/mm^2)	ヤング係数 E_c (kN/mm^2)	割裂強度 σ_t (N/mm^2)
No.1	既存梁	25.4	26.5	2.55
	接続スラブ	31.8	29.1	2.44
No.2	既存梁	26.3	26.8	2.49
	接続スラブ	32.0	29.3	3.24
No.3, No.4	既存梁	26.6	27.2	2.35
	接続スラブ	32.6	29.4	3.01
No.5	既存梁	19.3	25.2	1.97
	接続スラブ	21.3	25.0	2.00
No.6	既存梁	19.5	25.4	2.00
	接続スラブ	21.8	25.3	1.94

表-3 鋼材の引張試験結果

鉄筋径 (材質)	使用箇所	降伏点 σ_{sy} (N/mm^2)	引張強度 σ_{su} (N/mm^2)	降伏ひずみ度 ϵ_{sy} ($\times 10^{-3}$)	ヤング係数 E_s (kN/mm^2)
M16★ (SS400)	ディスクアンカー接合ボルト	374	454	2148	174
D6 (SD295)	スパイラル筋	332	479	1840	180
D10 (SD295)	スラブ主筋	379	537	2118	179
D10 (SD295)	既存梁スターラップ	366	519	2104	174
D13 (SD295)	支圧補強筋	363	549	2025	179

★降伏点は0.2%offset法による

(3) 加力および計測方法

図-8 に载荷装置および変位計測位置を示す。加力点はピン、既存梁底面はピン、ローラー支持とし、一方向単調载荷した。また、加力点と支点の偏心曲げによる底面の開きを拘束するために、外側から上下2箇所4本のPC鋼棒で挟み、PC鋼棒1本当たり1kNを载荷前に導入した。変位計測は、電気式変位計により、ディスクアンカー位置での鉛直ずれを4箇所 (D1~D4) 測定し、その平均値を打継ぎ部ずれ量とした。

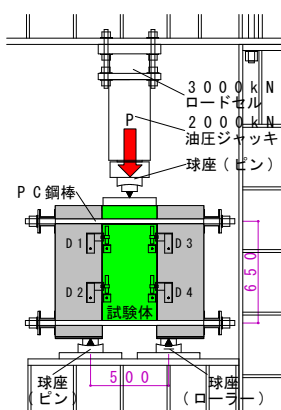


図-8 荷重装置および変位計測位置

(4) 破壊経過

写真-1 に打継ぎ部ずれ量が 2mm 時の破壊状況, 写真-2 に実験終了時の破壊状況を示す. No.1~No.3 試験体は, 最大耐力までに下部アンカー位置から水平ひび割れが発生し, 最大耐力に達すると鉛直ひび割れが発生した. その後, 上部アンカー位置から鉛直ひび割れが発生し, ひび割れの進展とともにコンクリートがはらみ出した. No.4 試験体は No.1~No.3 試験体とほぼ同じ破壊経過を示したが, 上部アンカー位置からの鉛直ひび割れが早期に起こった. No.5 試験体はひび割れが発生することなく最大耐力に達した. その後, 接続スラブに鉛直ひび割れ, アンカー位置からの水平ひび割れが顕著になった. No.6 試験体は接続スラブを割くように下部アンカー位置からの水平ひび割れが発生し, 最大耐力に達した. その後, アンカー位置からの水平ひび割れおよび鉛直ひび割れが顕著になっていった.

全ての試験体における最終破壊は, 接続スラブにおけるディスクアンカーの支圧による割裂破壊であった.

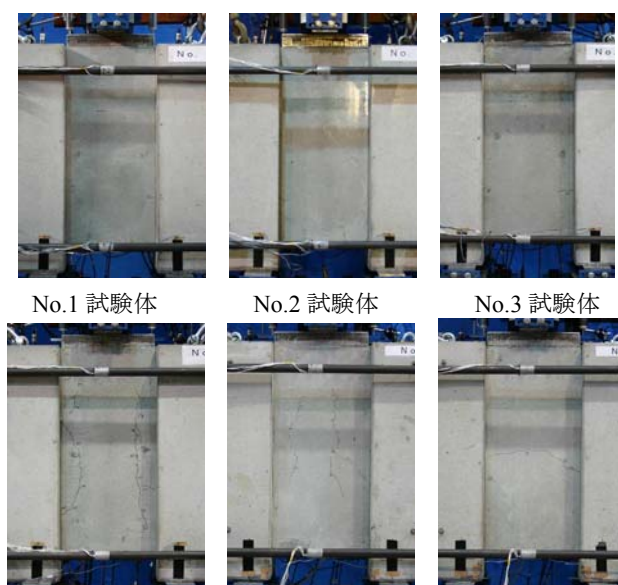


写真-1 打継ぎ部ずれ量 2mm 時の破壊状況

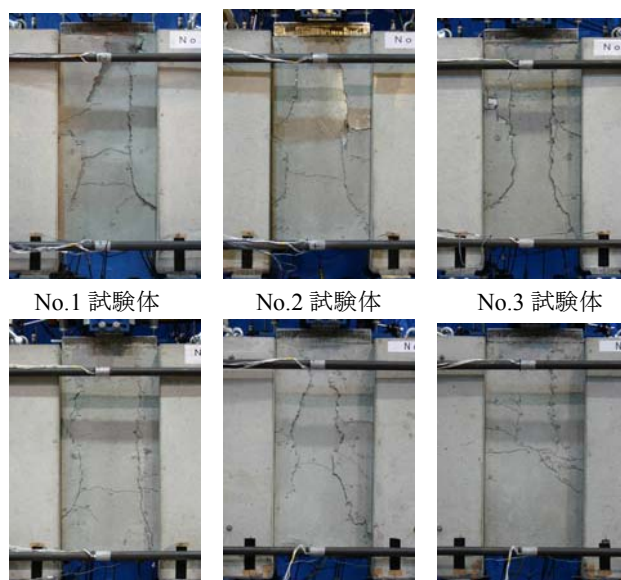


写真-2 実験終了時の破壊状況

(5) 荷重-変位関係

図-9 に荷重-打継ぎ部ずれ量(δ)関係を示す. 図中には計算値とあと施工アンカーのせん断変形許容量 2mm^2 までの各試験体の最大耐力($Q_{\max}$)を記した. No.1 試験体は $\delta=1.48\text{mm}$ で $Q_{\max}=776\text{kN}$ に達し, その後耐力が低下した. No.2 試験体は $\delta=1.17\text{mm}$ で $Q_{\max}=760\text{kN}$, No.3 試験体は $\delta=1.05\text{mm}$ で $Q_{\max}=711\text{kN}$ に達し, その後, 緩やかに耐力が低下した. No.4 試験体は $\delta=2.00\text{mm}$ で $Q_{\max}=805\text{kN}$ に達したが, その後も耐力は上昇し続け, $\delta=4.77\text{mm}$ で 868kN に達し, 耐力が低下した. No.5 試験体は $\delta=1.92\text{mm}$ で $Q_{\max}=584\text{kN}$, No.6 試験体は $\delta=1.76\text{mm}$ で $Q_{\max}=554\text{kN}$ に達し, その後耐力が低下した.

No.4 を除く全ての試験体において, $\delta=1.05\sim1.92$ の範囲で最大耐力に達し, 急激に耐力低下することはなかった. No.4 試験体は, ディスクを上下から挟んだ支圧補強筋により $\delta=2\text{mm}$ 以降も耐力が上昇した.

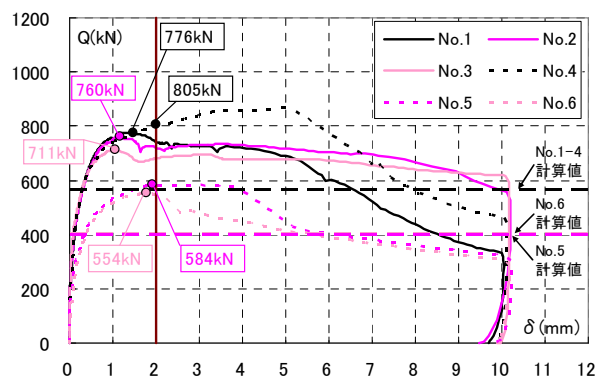


図-9 荷重-打継ぎ部ずれ量(δ)関係

(6) 実験結果と計算値の比較

表-4 に $\delta=2\text{mm}$ における実験値と計算値の比較を示す。計算値は現行の設計指針³⁾によるディスクアンカーのせん断耐力式(式[1])より算出した。計算値に対する実験値は1.30～1.48倍となり、安全側に評価できることを確認した。

表-4 計算値と実験値の比較

試験体名	実験値 (kN)	計算値 (kN)	実/計
No.1	776	539	1.44
No.2	760	540	1.41
No.3	711	545	1.30
No.4	805	545	1.48
No.5	584	398	1.47
No.6	554	403	1.37

*実験値はせん断変形許容量2mmまでの最大値

＜ディスクアンカーのせん断耐力式＞

$$q = \alpha \cdot \gamma \cdot \kappa \cdot B \cdot L_e \cdot (T/B)^{0.63} \cdot 8 \cdot \sigma_B^{0.5} \quad [1]$$

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

γ : コンクリート種別係数 (1: 普通, 0.9: 軽量)

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

l_e : アンカー埋込み長さ, L_e : 支圧部有効高さ

$$T/B \leq 7$$

T: 部材幅

B: 支圧有効幅 (ディスクの外径 $\times \cos 45^\circ$)

(7) まとめ

増設工法における押抜きせん断実験により以下の結論を得た。

- (1) 各試験体ともに既存梁と接続スラブの打継ぎ部ずれ量は急激に耐力低下することはない。
- (2) 最終破壊モードは全ての試験体で、接続スラブにおけるディスクアンカーの支圧による割裂破壊であった。
- (3) アンカーピッチ、支圧補強筋の有無、形状に関わらず、実験値は式[1]による計算値の1.30～1.48倍の最大耐力を示し、安全側に評価できた。
- (4) ディスクアンカーの支圧補強筋として配置したコイル筋、スラブ配力筋による補強効果はほとんど見られなかった。
- (5) ディスクアンカーの支圧補強筋として、D13の直筋をディスクアンカーの上下に挟むことにより、打継ぎ部ずれ量5mmまで耐力上昇した。

2.3 接合部せん断実験

(1) 試験体

試験体諸元を表-5、試験体形状を図-10に示す。埋込み長10da(160mm)のディスクアンカーを既存梁にシングルで4箇所配置した。接合ボルトはM16(SS400)を接続スラブ側に12da(192mm)定着し、頭ナット付きとした。既存梁は幅315mm、梁主筋は2-D25(SD345)、せん断補強筋は2-D13(SD295A)@200mmとした。接続スラブは厚さを200mmとし、スラブ筋はD10(SD295A)@200mmでダブル配筋する。コンクリート目標強度は既存梁は18N/mm²、接続スラブは24N/mm²とし、既存梁の接合面は目粗しせずビニールシートを貼り絶縁した。

No.1試験体はアンカーピッチ3.0D(270mm)、No.2試験体はアンカーピッチ2.5D(225mm)とした。また、両者共通で、接続スラブのへりあきは1.11D(100mm)、はしあきは1.5D(135mm)とした。

表-5 試験体諸元

試験体名	No.1	No.2
配置	シングル配置 4本	
ピッチ	3.0D(270mm)	2.5D(225mm)
ゲージ	—	—
へりあき	1.11D(100mm)	
はしあき	1.5D(135mm)	
接続スラブ	コンクリート目標強度: Fc24N/mm ² 、スラブ厚200mm 主筋: D13(SD295A)@200mm 配力筋: D10(SD295A)@200mm	
共通事項	既存梁 ディスクアンカー: 埋込み長さ10da、接合ボルトM16(SS400) 頭ナット付き(定着長12d) コンクリート目標強度: Fc18N/mm ² 、梁幅315mm 主筋: 2-D25(SD345) St.: 2-D13(SD295A)@200mm	

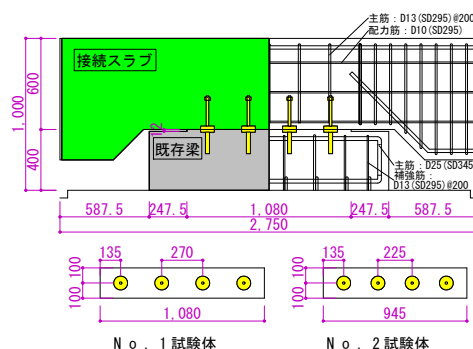


図-10 試験体形状

(2) 使用材料

表-6 にコンクリートの圧縮試験結果、表-7 に鋼材の引張試験結果を示す。

表-6 コンクリートの圧縮試験結果

試験体	使用部位	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度 $\epsilon_{cu}(\times 10^{-4})$	ヤング係数 E_c (kN/mm ²)	ポアソン比 ν	割裂強度 σ_t (N/mm ²)
No.1	既存躯体	26.2	1850	26.0	0.160	2.35
	接続スラブ	23.9	1840	23.8	0.170	2.46
No.2	既存躯体	25.3	1670	27.1	0.193	2.19
	接続スラブ	23.7	1710	25.0	0.191	2.39

表-7 鋼材の引張試験結果

鉄筋径 (材質)	使用箇所	降伏点 σ_{sy} (N/mm ²)	引張強度 σ_{su} (N/mm ²)	降伏ひずみ度 ϵ_{sy} ($\times 10^{-3}$)	ヤング係数 E_s (kN/mm ²)
M16★ (SS400)	ディスクアンカー-接合ボルト	374	454	2148	174
D10 (SD295)	接続スラブ: 配力筋	366	519	2104	174
D13 (SD295)	接続スラブ: St. 主筋 既存: せん断補強筋	363	549	2025	179

★降伏点は0.2%offset法による



No.1 試験体

No.2 試験体

写真-3 $\delta = -2.0\text{mm}$ 時破壊状況

(3) 加力および計測方法

図-11 に荷重装置および変位計測位置を示す。加力は、補強躯体を PC 鋼棒で挟み込み、片側からアクチュエータにより正負交番繰返し载荷した。また、常に補強躯体が水平を保つように垂直に設置した 2 基のアクチュエータで変位を制御し、軸力の平均値が 0 となるようにした。加力スケジュールは、変位制御により変位量 0.1mm, 0.2mm (2), 0.5mm (2), 0.75mm (2), 1.0mm (2), 1.5mm (2), 2.0mm (2), 3.0mm (2), 4.0mm (2), 6.0mm (2), 8.0mm (2) まで繰返したのち、10mm まで载荷した。() 内の数値は繰返し回数を示す。

水平荷重はアクチュエータの内部ロードセルにより計測した。水平変位は、既存梁と接続スラブ両端部の水平方向のずれ量の 2 箇所 (D1, D2) で計測し、その平均値を制御用の変位とした。

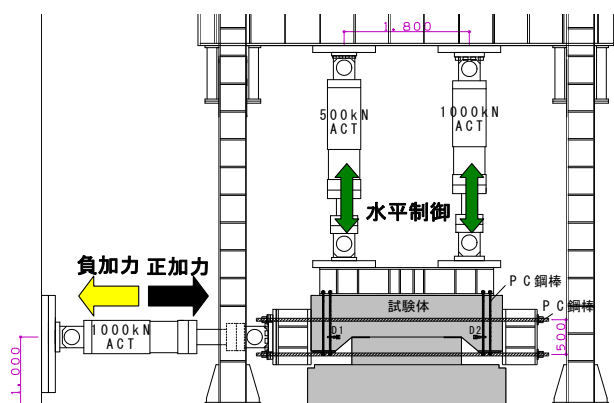


図-11 荷重装置および変位計測位置

(4) 破壊経過

写真-3 に $\delta = -2.0\text{mm}$ 時の破壊状況、写真-4 に $\delta = +10.0\text{mm}$ 時の破壊状況を示す。No.1 試験体は、 $\delta = -2.0\text{mm}$ まではアンカー位置から接続スラブ側と既存梁側にひび割れが発生した。それ以降は、接続スラブにおいて、ディスクアンカーの支圧により発生したコンクリートのはらみ出しにより最終破壊に至った。No.2 試験体は、 $\delta = +0.75\text{mm}$ でアンカー位置から接続スラブ側にひび割れが発生し、 $\delta = -2.0\text{mm}$ で割裂ひび割れが発生し始めた。それ以降は、No.1 試験体と同様の最終破壊状況となった。



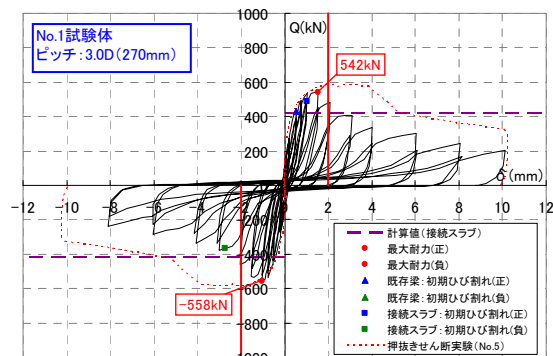
No.1 試験体

No.2 試験体

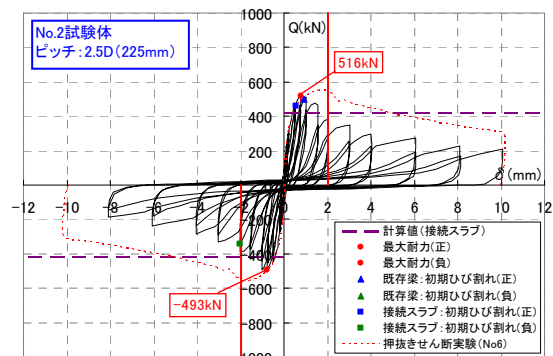
写真-4 $\delta = +10.0\text{mm}$ 時破壊状況

(5) 荷重-変位関係

図-12 に荷重-変位関係を示す。図中には計算値と $\delta = 2\text{mm}$ までの各試験体の最大耐力($Q_{\max}$)を記した。また、各試験体と同じピッチで一方単調载荷した押抜きせん断実験の No.5 試験体、No.6 試験体の荷重-打継ぎ部ずれ量関係を破線で示した。No.1 試験体は、 $\delta = -1.0\text{mm}$ で $Q_{\max} = -558\text{kN}$ に達し、No.2 試験体は、 $\delta = 0.75\text{mm}$ で $Q_{\max} = 516\text{kN}$ に達した。押抜き実験と比較して、両試験体ともに最大耐力に達するまでは繰返し载荷による影響はほとんどなく、ほぼ同じ剛性を維持した。最大耐力は低目であるが、それ以降は緩やかに耐力が低下した。



(a) No.1 試験体



(b) No.2 試験体

図-12 荷重-変位関係

(6) 実験結果と計算値の比較

表-8 に $\delta=2\text{mm}$ における実験値と計算値の比較を示す。 $\delta=2\text{mm}$ までの最大耐力で、正負の大きい方の値とした。また、計算値は接続スラブ側で評価し、式[1]にアンカー個数を乗じて算出した。各試験体の計算値に対する実験値の比は No.1 試験体は 1.33 倍、No.2 試験体は 1.23 倍となり、安全側に評価できることを確認した。

表-8 計算値と実験値の比較

試験体名	実験値 (kN)	計算値 (kN)	実/計
No.1	558	421	1.33
No.2	516	420	1.23

* 実験値はせん断変形許容量2mmまでの最大値

(7) まとめ

増設工法における接合部せん断実験により以下の結論を得た。

- (1) 各試験体ともに既存梁と接続スラブの打継ぎ部ずれ量 2mm までに最大耐力に達した。
- (2) 最終破壊モードは全ての試験体で、接続スラブにおけるディスクアンカーの支圧による割裂破壊であった。
- (3) アンカーピッチを 2.5D としても、実験値は式[1]による計算値の 1.23 倍の最大耐力を示し、安全側に評価できた。

2.4 架構一体性確認実験

(1) 試験体

試験体は実大の約 1/2 縮尺の 1 層 2 スパンの立体架構とし、3 体製作した。コンクリート目標強度は、既存架構は 18N/mm^2 、補強架構は 42N/mm^2 、接続スラブは 24N/mm^2 とした。既存架構、補強架構ともに柱曲げ降伏先行型として計画した。

No.1 試験体は、既存架構単体の試験体で、既存柱は $B \times D=400 \times 280\text{mm}$ 、内法高さ 1200mm、既存梁は幅 400mm、せい 320mm、柱芯間距離 1500mm の 2 スパンとした。No.2 試験体は、No.1 試験体の層せん断耐力と同等の補強耐力を有する補強架構を接続スラブにより接続した増設工法試験体である。補強柱は幅 250mm、せい 280mm、補強梁は幅 250mm、せい 320mm とし、厚さ 100mm の接続スラブとスラブ両端に設けた幅 200mm、せい 100mm の直交梁で既存架構に接合した試験体である。既存梁、補強梁ともに打継ぎ面は目粗し無しとした。接続スラブの主筋は既存梁、補強梁に定着はせず、1/2 縮尺模型のディスクアンカー（接合ボルト：M8(SS400))を用い、埋込み長 $10d_a(80\text{mm})$ 、定着長さ $12d_a(96\text{mm})$ の頭ナット付きとした。また、直交梁は異形鉄筋アンカーを用い、定着長さ $12d(192\text{mm})$ とした。ただし、アンカーは既存柱および補強柱に埋設した状態で打設した。No.3 試験体は No.2 試験体と比べ、補強架構の耐力を 1.7 倍程度とした。試験体諸元を表-9、試験体形状を図-13 に示す。

表-9 試験体諸元

試験体名		No.1	No.2	No.3	
既存 架構	柱	幅×成	400×280	←	←
		階高(内法)	1520(1200)	←	←
		主筋	6-D16 (SD345)	←	←
	梁	Hoop	3-D6@75 (SD295)	←	←
		幅×成	400×320	←	←
		柱芯スパン	2×1500	←	←
補強 架構	柱	主筋	上下4-D16 (SD345)	←	←
		St.	4-D6@150 (SD295)	←	4-D6@100 (SD295)
		幅×成	250×280	←	←
	梁	主筋	4-D19 (SD490)	8-D19 (SD490)	←
		Hoop	2-D6@75 (KSS785)	2-D10@75 (KSS785)	←
		幅×成	250×320	←	←
接統 部	スラブ	主筋	上下3-D19 (SD490)	上下3/1-D19 (SD490)	←
		配力筋	2-D6@150 (KSS785)	2-D10@100 (KSS785)	←
		床厚	100	←	←
	直交梁	主筋	D6@100 (SD295)	←	←
		配力筋	D6@150 (SD295)	←	←
		幅×成	200×100	←	←
直交梁	主筋	上下2-D16 (SD345)	上下2-D19 (SD345)	←	
	St.	2-D6@150 (SD295)	←	←	

長さ単位: mm

長さ単位: mm

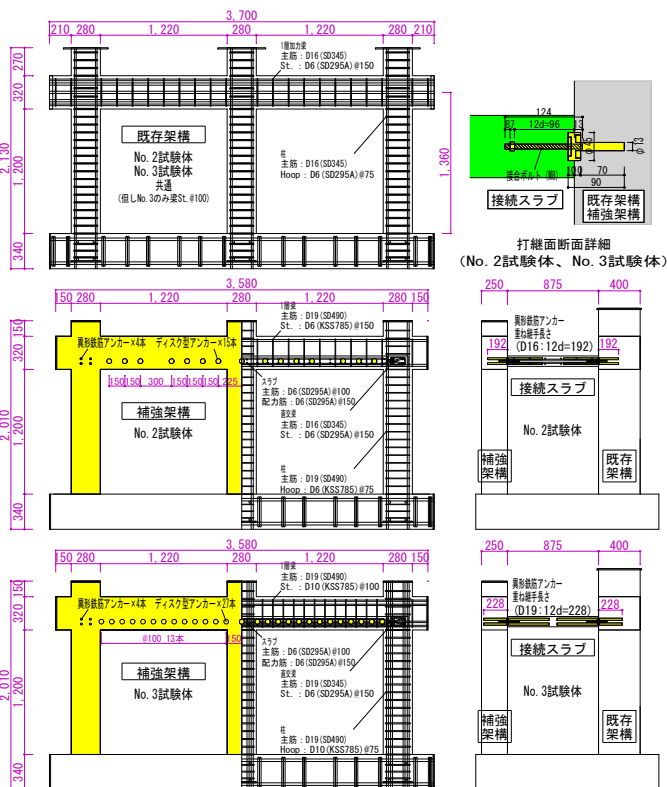


図-13 試験体形状

(2) 使用材料

表-10 にコンクリートの圧縮試験結果、表-11 に鋼材の引張試験結果を示す。

表-10 コンクリートの圧縮試験結果

試験体	使用部位	圧縮強度 σ_B (N/mm^2)	ヤング係数 E_c (kN/mm^2)	ポアソン比 ν	割裂強度 σ_t (N/mm^2)
No.1	既存架構	19.0	22.4	0.198	1.94
	補強架構	20.1	21.7	0.224	1.72
No.2	補強架構	38.3	28.9	0.187	2.97
	接続スラブ	18.8	20.6	0.175	2.01
No.3	補強架構	39.2	28.5	0.195	3.17
	接続スラブ	19.8	20.4	0.190	2.03

表-11 鋼材の引張試験結果

鉄筋径 (材質)	使用箇所	降伏点 σ_y (N/mm^2)	引張強度 σ_{su} (N/mm^2)	ヤング係数 E_s (kN/mm^2)
D16 (SD345)	既存柱梁主筋, 直交梁主筋(No.2)	369	523	180
D6 (SD295)	既存Hoop, 既存St., スラブ筋	297	455	165
D19 (SD490)	補強柱梁主筋	558	768	182
D6 (KSS785)★	補強Hoop(No.2), 補強St.(No.2)	872	1063	153
D10 (KSS785)★	補強Hoop(No.3), 補強St.(No.3)	1050	1171	183
D16 (SD345)	直交梁主筋(No.3)	370	554	178
D6 (SD295)	直交梁St.	302	439	165
D16 (SD345)	異形鉄筋アンカー(No.2)	361	526	178
D19 (SD345)	異形鉄筋アンカー(No.3)	385	553	185

★降伏点は0.2%offset法による

(3) 加力および計測方法

図-14 に載荷装置、図-15 に変位計測位置を示す。3 本の既存柱頂部に一定軸力 $0.1 \sigma_B BD$ を与えた。水平力は、アクチュエータを左右の既存梁芯レベルに設置して加力を行った。加力スケジュールは、層間変形角 $R=1/1000$ (1), $1/500$ (1), $1/250$ (2), $1/150$ (2), $1/80$ (2), $1/50$ (2) (rad.) まで正負交番繰返し載荷を行った後、 $1/30\text{rad.}$ まで正加力方向への単調載荷とした。ただし、No.3 試験体の単調載荷は $1/20\text{rad.}$ までとした。() 内の数値は繰返し回数を示す。水平荷重は左右のアクチュエータの内部ロードセルにより計測した。

制御用水平変位は、既存梁両端の柱梁接合部中心位置での水平変位 (EX-1, EX-2) の平均値 (δ) とした。また、層間変形角 R は δ をスタブ上面から既存梁中心までの高さ 1360mm で除して算出した。

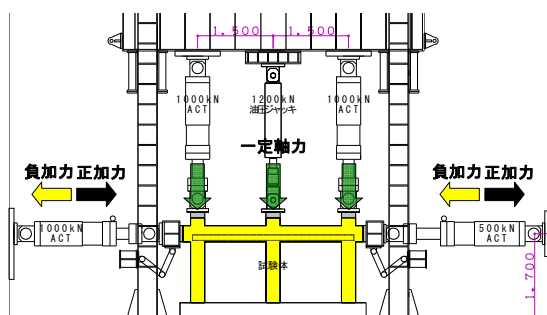


圖-14 載荷裝置

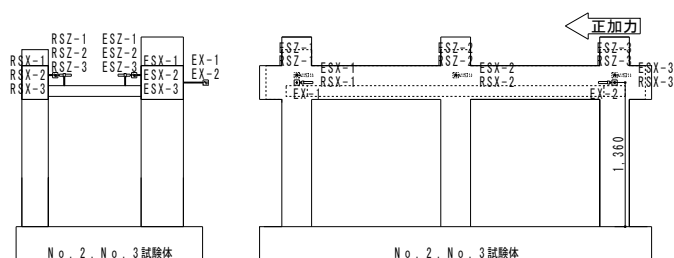


図-15 変位計測位置

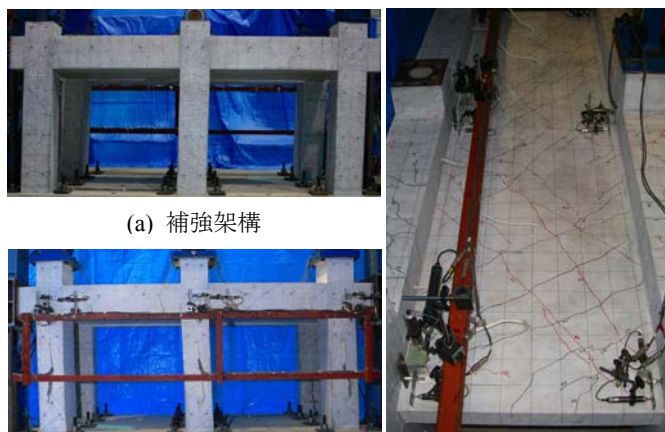
(4) 破壞經過

写真-5 に No.1 試験体, 写真-6 に No.3 試験体の破壊状況 ($R=1/30\text{rad}$.時)を示す. No.1 試験体は, $R=1/500\text{rad}$.で柱頭柱脚および梁より曲げひび割れが発生し, $R=1/150\text{rad}$.で柱頭柱脚および接合部にせん断ひび割れが発生

した。その後は繰返し載荷によるひび割れの進展と増加に伴い、最終破壊に至った。破壊モードは柱の曲げ破壊である。No.2 試験体は、 $R=1/500\text{rad}$.で柱頭柱脚および既存梁より曲げひび割れ、接続スラブ中央にせん断ひび割れが発生した。さらに $R=1/250\text{rad}$.で補強架構の接合部にせん断ひび割れ、 $R=1/150\text{rad}$.から $R=1/80\text{rad}$.にかけては既存および新設架構の柱頭柱脚、梁、既存接合部にせん断ひび割れが発生した。破壊モードは既存、補強架構ともに柱の曲げ破壊である。No.3 試験体は、 $R=1/500\text{rad}$.で柱頭柱脚および既存梁より曲げひび割れ、接続スラブの新設架構側にせん断ひび割れが発生し、 $R=1/250\text{rad}$.で既存架構の柱頭柱脚部、補強架構の接合部にせん断ひび割れが発生した。さらに $R=1/150\text{rad}$.で既存架構の梁および接合部、 $R=1/50\text{rad}$.で補強架構の柱頭柱脚および梁にせん断ひび割れが発生した。破壊モードは既存、補強架構ともに柱の曲げ破壊である。



写真-5 最終破壊状況 (No.1 試験体)



(b) 既存架構

(c) 接続スラブ

写真-6 破壊状況 (No.3 試験体)

(5) 荷重-変位関係

図-16 に各試験体の層せん断力-層間変形角関係を示す。図中には計算値を破線で示した。No.1 試験体は、 $R = \pm 1/150\text{rad}$ で計算値に達したのち、 $R = +1/30\text{rad}$ まで耐力低下は見られず、最大荷重は 381kN であった。No.2 試験体は、 $R = \pm 15/1000\text{rad}$ 付近で既存架構と補強架構の計算値に達した。 $R = +1/30\text{rad}$ まで耐力低下は見られず、最大荷重は 759kN であった。No.3 試験体は、 $R = +23/1000\text{rad}$ 付近で既存架構と補強架構の計算値に達した。 $R = +1/20\text{rad}$ まで耐力低下は見られず、最大荷重は 1034kN であった。

モルタルを圧入した。コンクリート目標強度は、既存架構は 18N/mm^2 、補強架構は 42N/mm^2 とした。試験体は、既存架構、補強架構ともに柱曲げ降伏先行型として計画した。試験体諸元を表-13、試験体形状を図-18 に示す。なお、加力方法、計測方法は「2.4 架構一体性確認実験」と同じとした。

表-13 試験体諸元

	既存架構	補強架構
柱	幅×成	400×280
	階高(内法)	1520(1200)
	主筋	6-D16 (SD345)
	Hoop	3-D6@75 (SD295)
梁	幅×成	400×320
	柱芯スパン	1×3000
	主筋	上下4-D16 (SD345)
	St.	4-D6@150 (SD295)

長さ単位:mm

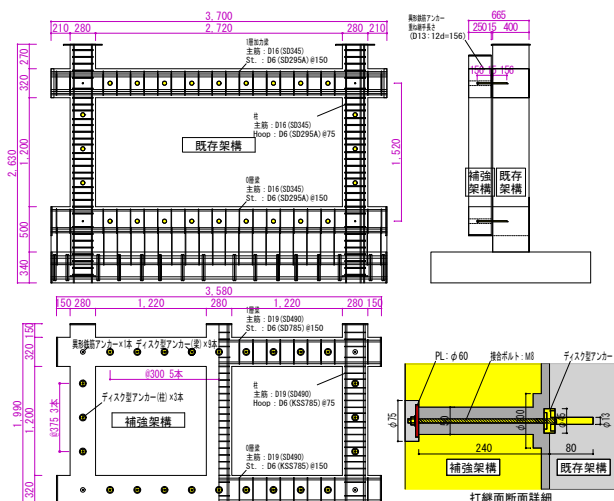


図-18 試験体形状

3.3 使用材料

表-14 にコンクリートの圧縮試験結果、表-15 に鋼材の引張試験結果を示す。

表-14 コンクリートの圧縮試験結果

使用部位	圧縮強度 σ_B (N/mm^2)	ヤング係数 E_c (kN/mm^2)	ポアソン比 ν	割裂強度 σ_t (N/mm^2)
既存架構	20.4	22.0	0.196	1.93
補強架構	38.9	28.2	0.183	3.19
グラウト	67.6	23.3	-	-

表-15 鋼材の引張試験結果

鉄筋径(材質)	使用箇所	降伏点 σ_{sy} (N/mm^2)	引張強度 σ_{su} (N/mm^2)	ヤング係数 E_s (kN/mm^2)
D16 (SD345)	既存柱梁主筋	369	523	180
D6 (SD295)	既存Hoop, 既存St.	297	455	165
D19 (SD490)	補強柱梁主筋	558	768	182
D6 (KSS785)★	補強Hoop, 補強St.	872	1063	153
D13 (SD345)	異形鉄筋アンカー	361	524	178

★降伏点は0.2%offset法による

3.4 実験結果

(1) 破壊経過

写真-7 に試験体の最終破壊状況 ($R=1/30\text{rad}$.時) を示す。試験体は、 $R=1/500\text{rad}$.で柱頭柱脚および梁より曲げ

ひび割れが発生し、 $R=1/250\text{rad}$.で間柱を含む補強架構の接合部にせん断ひび割れが発生した。その後 $R=1/150\text{rad}$.から $R=1/80\text{rad}$.にかけて、間柱位置の既存架構の接合部にせん断ひび割れが発生した。破壊モードは既存架構、補強架構ともに柱の曲げ破壊である。



(a) 補強架構

(b) 既存架構

写真-7 最終破壊状況

(2) 荷重-変位関係

図-19 に層せん断力-層間変形角関係を示す。図中には計算値を破線で示した。 $R=+1/80\text{rad}$.付近で既存架構と補強架構の耐力計算値に達した。 $R=+1/30\text{rad}$.まで耐力低下は生じなかった。

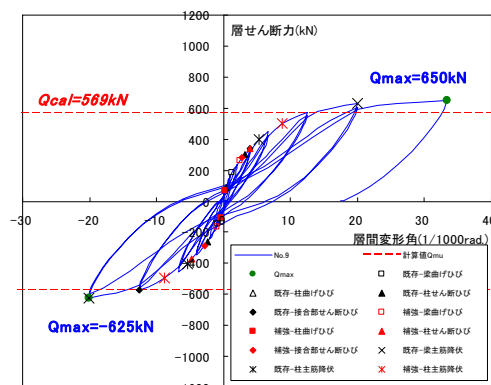


図-19 層せん断力-層間変形角関係

3.5 実験結果と計算値の比較

表-16 に実験値と式[2]による計算値の比較を示す。計算値に対する実験値は1.14倍となり安全側に評価できた。

表-16 計算値と実験値の比較

架構	既存	補強
コンクリート強度 (N/mm^2)	20.4	38.9
最大耐力	実験値 (kN)	650
	計算値 (kN)	242 329
		571
	実験値/計算値	1.14

3.6 実験結果と解析結果の比較

図-20 に解析モデル、図-21 に文献⁴⁾による靱性指標F値を表記した層せん断力-層間変形角関係および立体弾塑性フレーム解析結果を示す。解析モデルは梁を材端パネモデル、柱をマルチスプリングモデルとし、既存架構と

補強架構は節点の変位と回転を共有させ、最下層の補強梁は両端節点のみ固定した。実験値の荷重は解析値に比べ高めになり最後まで上昇傾向にあった。

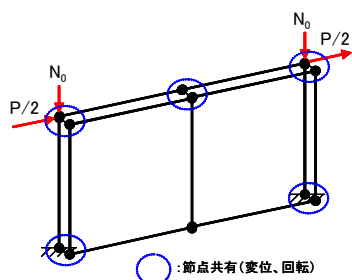


図-20 解析モデル

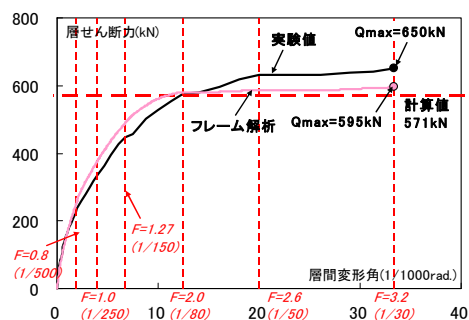


図-21 層せん断力-層間変形角関係

3.7 まとめ

補強間柱における架構一体性実験により以下の結論を得た。

- (1) 既存架構および補強架構は柱曲げ破壊であった。
- (2) 式[2]による計算値に対する実験値の比は 1.14 倍の最大耐力を示し、補強設計で想定した補強効果を確認した。

4. アンカー高密度配置による補強耐力の増加

4.1 実験目的

ディスクアンカーの最小間隔を狭めても現行のせん断耐力式で安全側に評価できることを目的として押抜きせん断実験と接合部せん断実験を実施した。

4.2 押抜きせん断実験

(1) 試験体

試験体諸元を表-17、試験体形状を図-22 に示す。ディスクアンカーは埋込み長さ $10d_a$ (160mm) をピッチ 2.5D (225mm)、ゲージ 1D で左右のせん断打継ぎ面に互い違いに千鳥配置し、樹脂系の接着材を横向きに注入して施工した。既存躯体は、幅 350mm、せい 315mm とし、主筋は D25(SD345)、スターラップは D13(SD295A)@200 を配置した。補強躯体は、幅 300mm、せい 350mm、コンクリート目標強度 36N/mm^2 とし、主筋は D22(SD345)、スターラップは D13(SD295A)@125 を配置した。

実験は既存躯体のコンクリート目標強度を変数として 3 体実施した。DA18-N 試験体は 18N/mm^2 の普通コンクリ

ート、DA13.5-N 試験体は 13.5N/mm^2 の普通コンクリート、DA15-L 試験体は 15N/mm^2 の軽量コンクリートとした。なお、加力方法、計測方法は「2.2 押抜きせん断実験」と同じとした。

表-17 試験体諸元

試験体名		DA18-N	DA13.5-N	DA15-L
既存躯体	コンクリート種類	普通	普通	1種軽量
	F _c (N/mm ²)	18	13.5	15
共通事項		アンカー: ディスクアンカー、接合ボルト: M16(SS400)		
		コンクリート目標強度: 補強躯体 36N/mm ²		
		既存躯体: 幅 350mm×せい 315mm、補強躯体: 幅 300mm×せい 350mm		

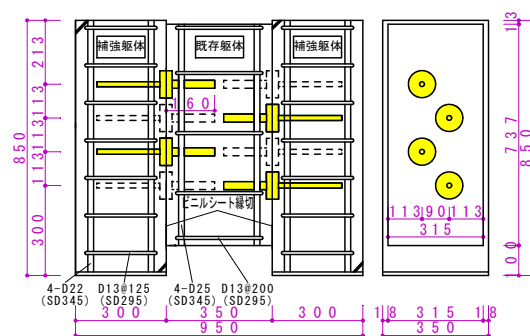


図-22 試験体形状

(2) 使用材料

表-18 にコンクリートの圧縮試験結果、表-19 に鋼材の引張試験結果を示す。

表-18 コンクリートの圧縮試験結果

試験体	部位	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (kN/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)
DA18-N	既存躯体	19.3	24.5	2.17
	補強躯体	36.9	29.1	3.24
DA13.5-N	既存躯体	13.6	22.0	1.61
	補強躯体	39.6	29.2	3.39
DA15-L	既存躯体	11.4	15.1	1.19
	補強躯体	37.8	29.2	3.46

表-19 鋼材の引張試験結果

鉄筋径 (材質)	使用箇所	降伏点 σ_{sy} (N/mm ²)	引張強度 σ_{su} (N/mm ²)	降伏ひずみ度 ϵ_{sy} ($\times 10^{-3}$)	ヤング係数 E_s (kN/mm ²)
M16★ (SS400)	ディスクアンカー接合ボルト	374	454	2148	174
D25 (SD345)	既存梁主筋	372	571	2113	176
D22 (SD345)	補強梁主筋	400	593	2168	184
D13 (SD295)	既存梁St., 補強梁St.	355	509	2030	175

★降伏点は0.2%offset法による

(3) 破壊経過

写真-8 に $\delta=2\text{mm}$ 時の破壊状況、写真-9 に実験終了時の破壊状況を示す。DA18-N 試験体は計算値を超えるとアンカー位置から水平ひび割れが発生し、最大耐力に達した。その後、7mm 付近で鉛直ひび割れと補強躯体の曲げひび割れが発生した。DA13.5-N 試験体および DA15-L 試験体は計算値を超えるとアンカー位置から水平ひび割れと鉛直ひび割れが発生し、最大耐力に達した。その後、3mm 付近から微小な鉛直ひび割れが多数発生し始め、最終的に既存躯体を割くような水平ひび割れと鉛直ひび割れが発生した。



DA18-N 試験体 DA13.5-N 試験体 DA15-L 試験体
写真-8 打継ぎ部ずれ量 2mm 時の破壊状況



DA18-N 試験体 DA13.5-N 試験体 DA15-L 試験体
写真-9 実験終了時の破壊状況

(4) 荷重-変位関係

図-23 に荷重-打継ぎ部ずれ量(δ)関係を示す。図中には計算値と $\delta=2\text{mm}$ までの各試験体の最大耐力($Q_{\max}$)を記した。DA18-N 試験体は載荷開始から耐力は増加し、 $Q_{\max}=1431\text{kN}$ に達した。その後、荷重は上昇したが、 $\delta=7\text{mm}$ 付近から緩やかに低下していった。DA13.5-N 試験体は載荷開始から耐力は増加し、 $Q_{\max}=1136\text{kN}$ に達した。その後、 $\delta=2.5\text{mm}$ 付近でアンカーが降伏し始めたが、耐力は上昇し続け、 $\delta=10\text{mm}$ に達したため載荷を終了した。DA15-L 試験体は載荷開始から耐力は増加し、 $Q_{\max}=1000\text{kN}$ に達した。 $\delta=2.8\text{mm}$ 付近でアンカーが降伏し始めたが、耐力は緩やかに上昇し続け、 $\delta=10\text{mm}$ に達したため載荷を終了した。

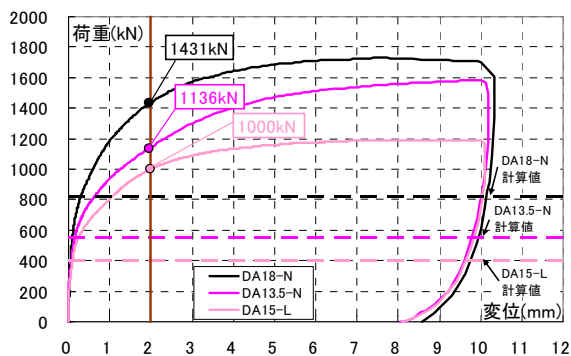


図-23 荷重-打継ぎ部ずれ量(δ)関係

(5) 実験結果と計算値の比較

表-20 に $\delta=2\text{mm}$ における実験値と計算値の比較を示す。計算値は式[1]より算出した。計算値に対する実験値は1.75～2.50倍でとなり、安全側に評価できることを確認した。

表-20 計算値と実験値の比較

試験体名	実験値 (kN)	計算値 (kN)	実/計
DA18-N	1431	818	1.75
DA13.5-N	1136	552	2.06
DA15-L	1000	400	2.50

*実験値はせん断変形許容量2mmまでの最大値

(6) まとめ

ディスクアンカー高密度配置における押抜きせん断実験により以下の結論を得た。

- (1)各試験体ともに既存躯体と補強躯体の打継ぎ部ずれ量はせん断変形許容量 2mm まで急激に耐力低下することはなかった。
- (2)最終破壊モードは全ての試験体で、既存躯体におけるディスクアンカーの支圧による割裂破壊であった。
- (3)ディスクアンカーを既存躯体に千鳥配置（ピッチ 2.5D）した場合、既存躯体が 13.5N/mm^2 の低強度コンクリートの実験値は式[1]による計算値の 2.06 倍、 15N/mm^2 の低強度軽量コンクリートは 2.50 倍の最大耐力を示し、安全側に評価できた。

4.3 接合部せん断実験

(1) 試験体

試験体諸元を表-21、試験体形状を図-24 に示す。埋込み長 10da (160mm) のディスクアンカーを既存躯体に千鳥で 6 箇所配置した。接合ボルトは M16(SS400)を接続スラブ側に定着長さ 15d (240mm) で頭ナット付きとし、ナットの内側までの定着長さは 12d (192mm) とした。既存躯体は幅 315mm、主筋は 2-D25 (SD345)、せん断補強筋は 2-D13 (SD295A) @200mm とした。補強躯体は幅 315mm、主筋は 2-D22 (SD345)、せん断補強筋は 2-D13 (SD295A) @150mm とした。コンクリート目標強度は既存躯体は 18N/mm^2 、補強躯体は 24N/mm^2 とし、既存躯体の接合面は目粗しせずビニールシートを貼り絶縁した。No.1 試験体はアンカーピッチ 2.5D (225mm)、ゲージ 1.5D (135mm)、へりあき 1.0D (90mm)、はしあき 1.5D (135mm) とした。No.2 試験体は、ゲージ 1.0D (90mm)、へりあき 1.25D (112.5mm) とし、アンカーピッチおよびはしあきは No.1 試験体と同じとした。なお、加力方法、計測方法は「2.3 接合部せん断実験」と同じとした。

表-21 試験体諸元

試験体名		No.1	No.2
ディスクアンカー	配置	千鳥配置 6本 2.5D(225mm)	
	ピッチ		
	ゲージ	1.5D(135mm)	1.0D(90mm)
	へりあき	1.0D(90mm)	1.25D(112.5mm)
	はしあき	1.5D(135mm)	
共通事項	補強躯体	コンクリート目標強度:Fc24N/mm ² 、幅315mm 主筋:2-D22(SD345) St.:2-D13(SD295A)@150mm	
	既存躯体	ディスクアンカー: 埋込み長さ10da、接合ボルトM16(SS400) 頭ナット付き(定着長12d) コンクリート目標強度:Fc18N/mm ² 、幅315mm 主筋:2-D25(SD345) せん断補強筋:2-D13(SD295A)@200mm	

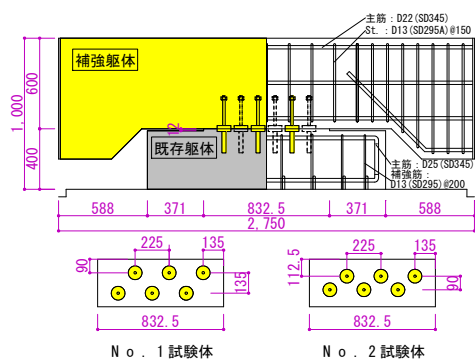


図-24 試験体形状

(2) 使用材料

表-22 にコンクリートの圧縮試験結果、表-23 に鋼材の引張試験結果を示す。

表-22 コンクリートの圧縮試験結果

試験体	使用部位	圧縮強度 σ_B (N/mm^2)	圧縮強度時 ひずみ度 $\epsilon_{cu}(\times 10^{-6})$	ヤング係数 E_c (kN/mm^2)	ポアソン比 ν	割裂強度 σ_t (N/mm^2)
No.1	既存躯体	23.5	1720	26.4	0.182	2.55
	補強躯体	22.9	1680	24.0	0.174	2.30
No.2	既存躯体	27.1	1840	26.7	0.178	2.71
	補強躯体	23.6	1940	23.6	0.175	1.99

表-23 鋼材の引張試験結果

鉄筋径(材質)	使用箇所	降伏点 σ_{sy} (N/mm^2)	引張強度 σ_{su} (N/mm^2)	降伏ひずみ度 ϵ_{sy} ($\times 10^{-5}$)	ヤング係数 E_s (kN/mm^2)
M16★(SS400)	ディスクアンカー接合ボルト	374	454	2148	174
D13 (SD295)	補強: St., 主筋 既存: せん断補強筋	363	549	2025	179

★降伏点は0.2%offset法による

(3) 破壊経過

写真-10 に $\delta = -2.0\text{mm}$ 時の破壊状況、写真-11 に $\delta = +10.0\text{mm}$ 時の破壊状況を示す。No.1 試験体の既存躯体のひび割れは $\delta = -0.2\text{mm}$ 、補強躯体のひび割れは $\delta = +0.4\text{mm}$ でアンカー位置から発生した。No.2 試験体の既存躯体のひび割れは $\delta = +0.2\text{mm}$ 、補強躯体のひび割れは $\delta = +1.5\text{mm}$ でアンカー位置から発生した。両試験体ともに概ね 2.0mm までは既存躯体のせん断ひび割れが支配的となり、それ以降は補強躯体のはらみ出しによる割裂ひび割れが顕著になり、最終破壊に至った。



No.1 試験体

No.2 試験体

写真-10 $\delta = -2.0\text{mm}$ 時破壊状況



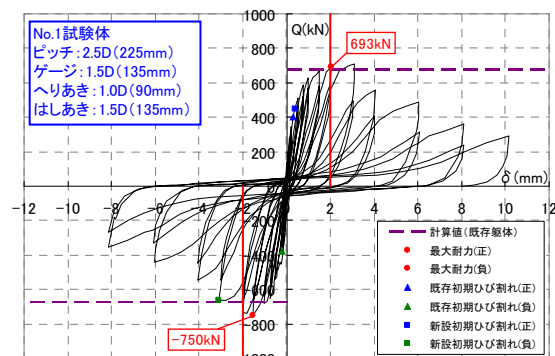
No.1 試験体

No.2 試験体

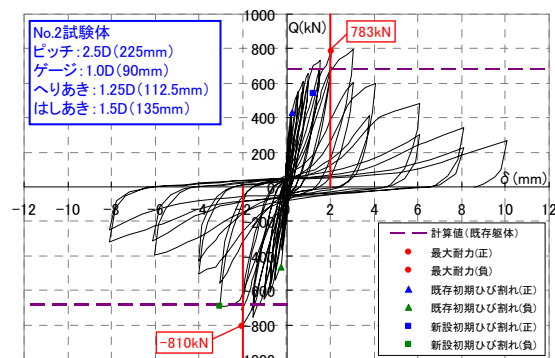
写真-11 $\delta = -10.0\text{mm}$ 時破壊状況

(4) 荷重-変位関係

図-25 に荷重-変位関係を示す。図中には計算値と $\delta = 2\text{mm}$ までの各試験体の最大荷重($Q_{\max}$)を記した。No.1 試験体は、 $\delta = -1.5\text{mm}$ で $Q_{\max} = -750\text{kN}$ に達し、No.2 試験体は、 $\delta = -2.0\text{mm}$ で $Q_{\max} = -810\text{kN}$ に達した。No.1 試験体の負側で $\delta = 2.0\text{mm}$ に達する前に若干耐力が低下したが、それ以外は $\delta = 2.5\text{mm}$ まで耐力は上昇し続けたことから繰返し载荷による影響はほとんどなかった。また、ゲージおよびへりあき間隔を狭めた影響も見られなかった。



(a) No.1 試験体



(b) No.2 試験体

図-25 荷重-変位関係

(5) 実験結果と計算値の比較

表-24 に $\delta = 2\text{mm}$ における実験値と計算値の比較を示す。式[1]による計算値に対する実験値の比は No.1 試験体は 1.11 倍、No.2 試験体は 1.19 倍となり、安全側に評価できることを確認した。

表-24 計算値と実験値の比較

試験体名	実験値 (kN)	計算値 (kN)	実/計
No.1	750	675	1.11
No.2	810	678	1.19

* 実験値はせん断変形許容量2mmまでの最大値

(6) まとめ

ディスクアンカー高密度配置における接合部せん断実験により以下の結論を得た。

- (1)各試験体ともに既存躯体と補強躯体の打継ぎ部ずれ量 2mm までに最大耐力に達した。
- (2)最終破壊モードは全ての試験体で、補強躯体における ディスクアンカーの支圧による割裂破壊であった。
- (3)ディスクアンカーを既存躯体に千鳥配置した場合、ピッチ 2.5D、ゲージ 1.0D、へりあき 1.0D、はしあき 1.5D としても、実験値は式[1]による計算値の 1.11～1.19 倍の最大耐力を示し、安全側に評価できた。

5. おわりに

外付け RC フレーム耐震補強「MaSTER FRAME 構法」の適用範囲を拡大することを目的とした開発の概要と結果について報告した。各々の実験結果から実験値は改定前の設計式で十分安全に評価できることが確認された。これにより、スラブ付き建物では増設工法、長スパン建物では補強間柱を設置することで本構法を適用することができる。また、補強間柱の設置やディスクアンカーを高密度配置することで、部材単位長さ当りのせん断伝達力を高め、補強構面数を低減し、コストダウンを図ることが可能となった。

本開発は前田建設工業㈱・東洋建設㈱の 2 社共同で実施した。

参考文献

- 1) 茂木順一，成瀬 忠，堀 伸輔，今野 修：前田建設技術研究所所報「外付け RC フレーム耐震補強『MaSTER FRAME 構法』の開発」，VOL.51,2010
- 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「外側耐震改修マニュアル」，2003
- 3) (財)日本建築総合試験所：「MaSTER FRAME 構法設計施工指針」，2010 年 3 月
- 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) 戸辺 勉，成瀬 忠，今野 修，細川洋治：高性能あと施工アンカーのせん断強度に関する研究(その 1)，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2，pp155-156,2010.9
- 6) 成瀬 忠，戸辺 勉，今野 修，細川洋治：高性能あと施工アンカーのせん断強度に関する研究(その 2)，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2，pp157-158,2010.9
- 7) 成瀬 忠，今野 修，荒金直樹，戸辺 勉，宮澤 茂：ディスク型あと施工アンカーの耐力評価に関する研究(その 3)，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2，pp613-614,2011.8
- 8) 荒金直樹，今野 修，戸辺 勉，細川洋治：高性能あと施工アンカーを用いた打継ぎ面接合部性能に関する研究(その 1)，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2，pp159-160,2010.9
- 9) 茂木順一，成瀬 忠，戸辺 勉，荒金直樹：高性能あと施工アンカーを用いた打継ぎ面接合部性能に関する研究(その 2)，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2，pp161-162,2010.9
- 10) 宮澤 茂，成瀬 忠，茂木順一，荒金直樹：高性能あと施工アンカーを用いた耐震補強 RC 架構の補強効果に関する研究(その 1)，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2，pp537-538,2010.9
- 11) 堀 伸輔，成瀬 忠，今野 修，荒金直樹：高性能あと施工アンカーを用いた耐震補強 RC 架構の補強効果に関する研究(その 2)，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2，pp539-540,2010.9