

# 外付け R C 耐震補強工法の開発

## 部分架構実験による構造性能の検討

飯塚 崇文\*<sup>1</sup>・谷口 俊恭\*<sup>2</sup>・小室 努\*<sup>2</sup>・成原 弘之\*<sup>1</sup>・是永 健好\*<sup>1</sup>

**Keywords** : seismicretrofitting, outer frame, beam column subassemblage experiment, Post construction anchor

耐震補強, 外付けフレーム, 部分架構実験, あと施工アンカー

### 1. はじめに

中低層ホテル建築物の耐震補強工事では, 一般の事務所建物以上に, 安全・安心に対する信頼性や快適性等のブランド価値を損なうことなく耐震安全性を向上させることが必須条件である。従って, 補強工事に伴う騒音・振動等は従来の耐震補強工法より低減させることが可能で, 建物外観については極力変更することなく, 室内床面積も減少することのない外部補強技術の開発が必要であった。

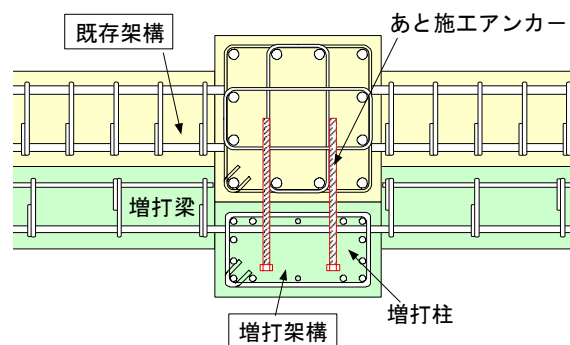
そこで, ホテル建築物等を対象とした建物外側補強法として, 図-1 に示すような既存建物の外壁側の柱梁架構面に, R C 造の増打架構を外付けで一体化させる R C 造耐震補強工法を考案した。補強工法の特徴は, 増打梁を既存柱の一部柱型部分を包含するように設けることで, 梁端部と既存柱の接合面を介して増打架構と既存架構間で一部応力伝達を可能とさせた点である。

本研究では, 外付け R C 造耐震補強架構の構造性能評価を目的として, 補強前の既存架構と補強後架構を模擬した部分架構実験を行い, 増打架構の耐震補強効果について検討を行った。

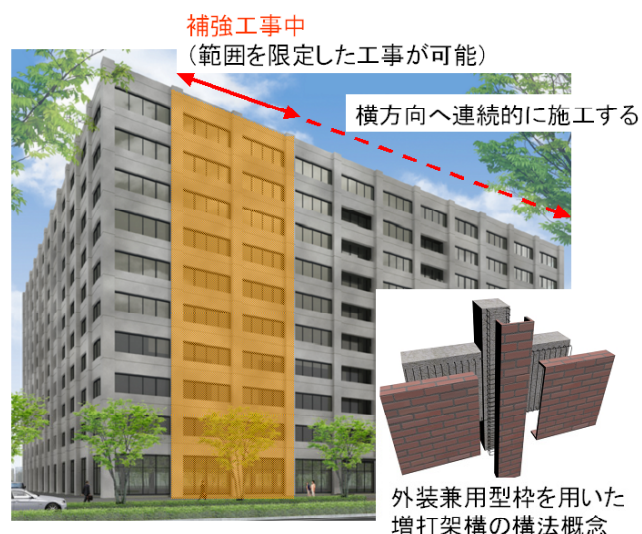
### 2. 実験概要

試験体の形状と配筋詳細を図-2 に, 試験体一覧を表-1 に示す。試験体数は 3 体で, 基本的な試験体形状は, 壁梁タイプの R C 架構を対象とした実大架構を約 3/4 に縮尺した十字型部分架構試験体である。CB1 試験体は, モデル建物の既存架構タイプとして耐力計算結果に基づき梁降伏先行型とし, 補強後架構の CB2 試験体と CB3 試験体はせん断余裕度を 1.2 とした梁曲

げ破壊型で, 既存架構の 1.5 倍以上の保有水平耐力を満足するように試験体を設計した。柱梁接合部近傍には, 既存架構と増打架構が一体として挙動するようにあと施工アンカーを配置した。CB2 試験体と CB3 試験体は, 既存架構と増打架構を共通とし, あと施工アンカーの配置設計のみが異なるものである。CB3 試験体



(a) 既存架構と増打架構の取合い部分



(b) 施工イメージ

図-1 外付け R C 耐震補強工法概念図

Fig. 1 Conceptual diagram of the retrofitting outer

\* 1 技術センター建築技術研究所建築構工法研究室

\* 2 設計本部構造グループ

は、外側耐震改修マニュアル<sup>1)</sup>によるアンカー筋のせん断強度値を用いてD19-24本配置型とし、CB2試験体は前記マニュアルで規定されているせん断変形の許容値制限 $\phi=0.7$ を考慮しない場合で、 $\phi$ を考慮したCB3試験体のアンカー筋量を2/3倍に低減させたD19-16本配置型とした。表-2に鉄筋、表-3にコンクリートの材料試験結果を示す。加力は、柱上部側と柱下部側の柱反曲点位置をピン・ローラ支持し、既存柱断面のみに一定軸力N(2300kN、軸力比:0.3)を与えた状態で、梁端に正負逆対称荷重を変位制御にて繰返し作用させた。載荷履歴は、基本的に層間変形角 $R=2.5, 5, 7.5, 10, 15 \times 10^{-3} \text{rad}$ を各2回繰返した後、 $20 \times 10^{-3} \text{rad}$ にて1回繰返し載荷とした。

各試験体共に、最大耐力は梁曲げ終局耐力計算値 $bQmu^2)$ を上回り、 $15 \times 10^{-3} \text{rad}$ の大変形まで大きな耐力低下も無く、紡錘形の履歴性状を示した。CB1試験体は、 $3.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ で柱梁接合部にせん断ひびわれが発生した後、 $5.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ で梁主筋が曲げ降伏し、 $6 \times 10^{-3} \text{rad}$ 付近で柱梁接合部内に発生していたせん断ひびわれが柱主筋に添って柱材を貫通するまで急激に進展し、最大耐力に至った。補強後架構のCB2試験体とCB3試験体は、 $1.6 \times 10^{-3} \text{rad}$ 付近にて柱梁接合部にせん断ひびわれが発生した後、 $2.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 前後で既存梁と増打梁の梁主筋が各々曲げ降伏し、 $7.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 付近で最大耐力に至った。

表-1 試験体一覧  
Table 1 List of specimen

試験体 (十字形架構)	CB 1	CB 2	CB 3
	既存架構	既存架構+増打架構	
想定破壊形式	梁降伏先行	梁曲げ破壊	
既存 架構	柱断面 ・配筋	B×D=525×525mm 主筋：12-D29, Pt=0.9% 帯筋：井型-D6@160, Pw=0.15%	
	梁断面 ・配筋	B×D=300×1350mm 主筋：4-D22, Pt=0.38% 補強筋：□-D13@140, Pw=0.6%	
増打 架構	柱断面 ・配筋	B×D=300×1350mm 12-D19+2-D16, Pt=1.1% □-D13@200, Pw=0.42%	
	梁断面 ・配筋	B×D=260×1350mm 2-D19, Pt=0.16% □-D13@270, Pw=0.36%	
柱梁接合部 (アンカー筋)	D19-16本		D19-24本

### 3. 実験結果とその検討

#### 3.1 破壊経過および層せん断力-層間変形角の関係

各試験体の柱せん断力-層間変形角関係を図-3に、最終破壊状況を写真-1に示す。

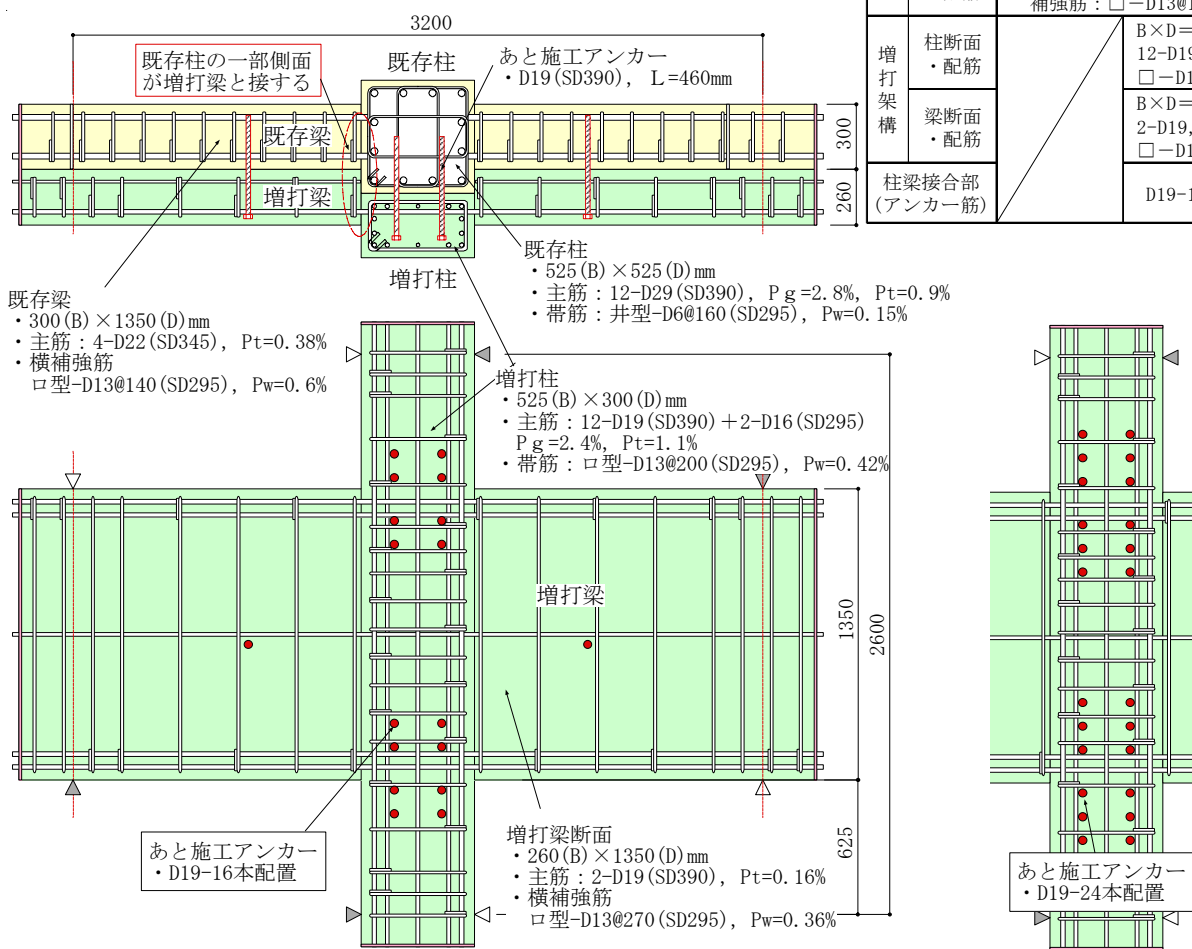


図-1 試験体形状及び配筋 (CB2試験体)

CB3試験体 (部分詳細)

Fig 1 Specimen shape and section

補強後架構の CB2 試験体の最大耐力は、既存架構の CB1 試験体に比べて、約 1.6 倍に増大した。柱梁接合部近傍に配置したあと施工アンカー量の違いが、ひびわれ性状、最大耐力、及び破壊モードに及ぼす影響については、梁曲げ破壊型の CB2 試験体と CB3 試験体では明確な違いは見られなかった。CB1 試験体は、写真-1 に示すように、梁端部の曲げひびわれが拡大した後、最大耐力に達すると同時に、柱主筋に沿って柱に大きなせん断ひびわれが発生した。

CB2 試験体と CB3 試験体では、梁端部の曲げひびわれのみが支配的で、既存梁と増打梁間、及び既存柱と増打柱の各打継ぎ面では、加力終了時までずれ性状や

打継ぎ面を斜めに横切るようなひびわれが発生することはなかった。

図-4 に、柱梁接合部内にあと施工アンカー無しの CB1 試験体とアンカー有りの CB2 試験体のひびわれ性状を示す。既存架構の柱梁接合部のひびわれは、CB1 試験体と CB2 試験体は同様に、柱梁接合部の対角線方向にせん断ひびわれが進展・拡大していき、アンカー筋の影響は認められなかった。しかし、CB2 試験体の増打架構面のひびわれは、既存架構面とは全く異なり、増打架構面では、既存架構を回転拘束するように、柱梁接合部に集約配置したアンカー筋が曲げ抵抗するこ

表-2 鉄筋の力学特性  
Table 2 Material properties of rebar

呼び径(種別)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
D22(SD345)	392	581	21.6	189
D19(SD390)	470	638	19.4	187
D13(SD295)	360	504	22.6	184

表-3 コンクリートの力学特性  
Table 3 Material properties of concrete

試験体	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
	既存架構 (柱・梁)	増打架構 (柱・梁)
CB1	25.1	—
CB2	24.6	54.4
CB3	24.9	58.3

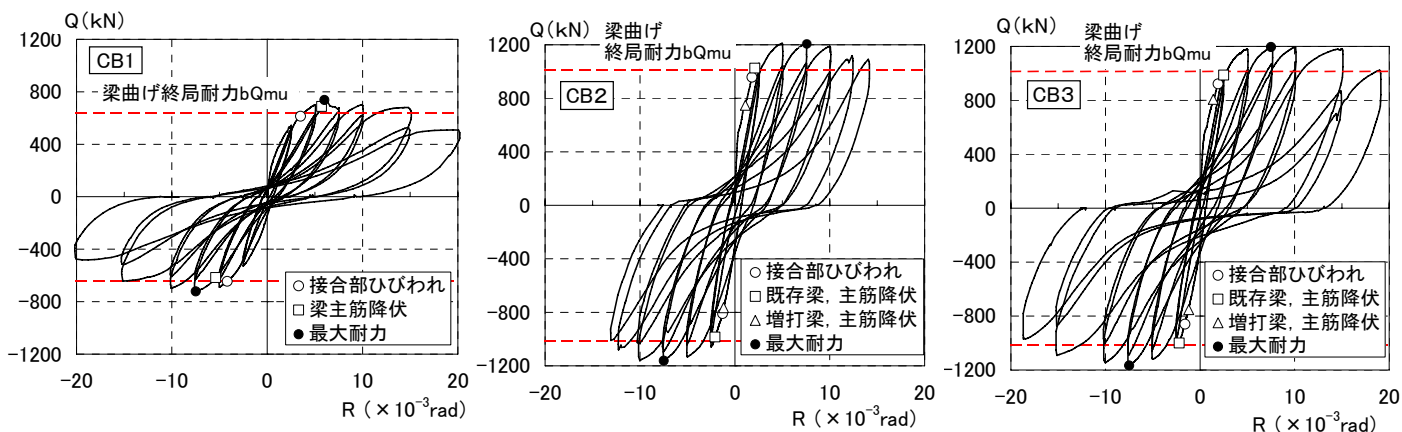


図-3 柱せん断力-層間変形角関係  
Fig. 3 Column shear force—story drift angle relationships

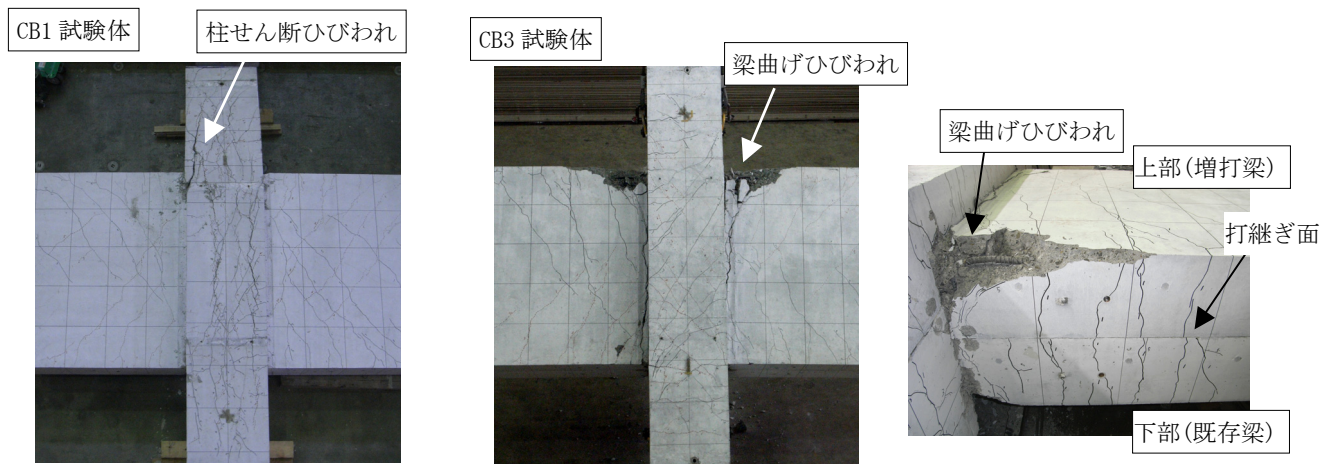


写真-1 最終破壊状況  
Photo 1 Final failure pattern

CB3 試験体(梁端部詳細)

とにより、アンカー筋周りの圧縮束と平行方向にひびわれが多数発生した。

### 3.2 アンカー筋のひずみ分布性状、負担せん断力

CB2 試験体と CB3 試験体では、あと施工アンカーを図-5に示すように柱梁接合部内の梁主筋を跨いで対称となるように配置した。図-5は柱梁接合部の梁上端主筋側を示したものである。アンカー筋の軸ひずみ

分布を図-6に、アンカー筋の負担せん断力の推移を図-7に示す。各図中では、CB2 試験体は最大耐力時の計測値を示した。アンカー筋の軸ひずみは、既存架構と増打架構間の打継ぎ面を境に、1D(19mm)づつ各々の柱梁接合部の中に入ったアンカー筋の表裏面にひずみゲージを貼付け<sup>3)</sup>計測したもので、4点計測値の平均軸ひずみを図中に示した。最大耐力時の平均軸ひ

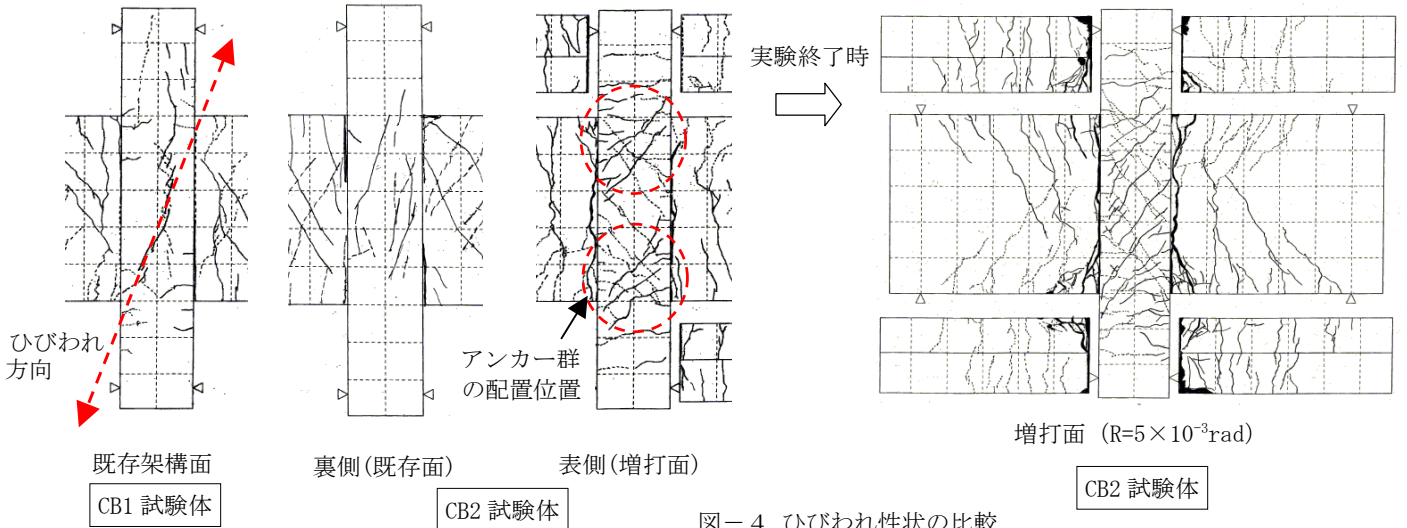


図-4 ひびわれ性状の比較  
Fig.4 Comparison of crack pattern

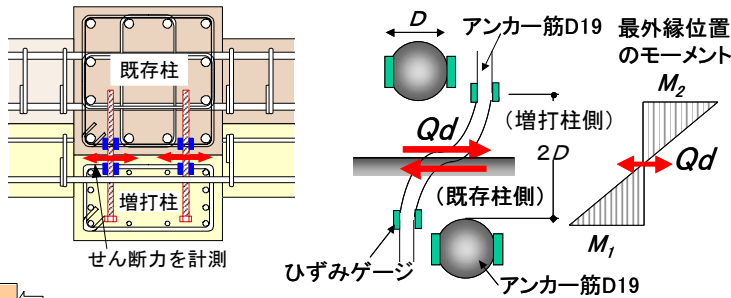


図-5 アンカー筋の配置模式  
(柱梁接合部近傍の部分詳細)  
Fig.5 Layout of later construction anchor

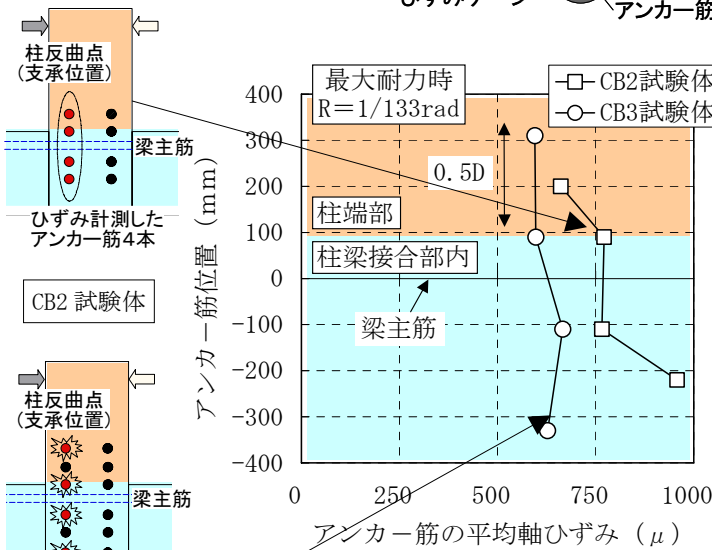


図-6 アンカー筋の平均軸ひずみ分布  
Fig.6 Axial strain distribution of anchors

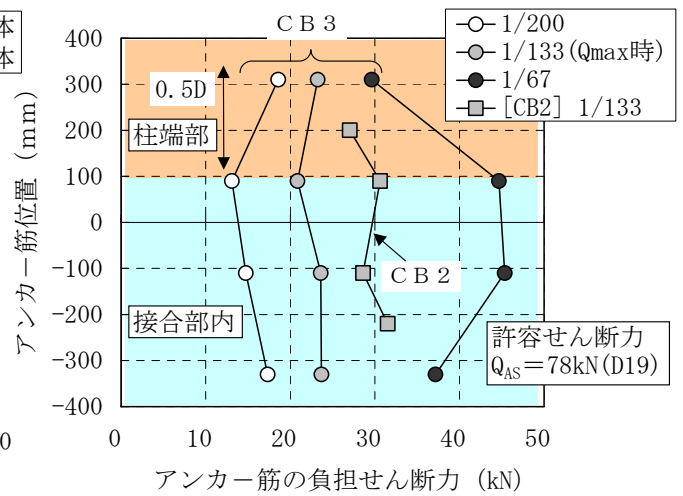


図-7 アンカー筋の負担せん断力の推移  
Fig.7 Shear force distribution of anchors

ずみは、図-6に示すようにアンカー筋量が少ないCB2試験体では750 $\mu$ 程度で、アンカー筋量が多いCB3試験体の場合600 $\mu$ 程度であった。CB3試験体(○印)は、柱梁接合部縁より柱材側に柱せいの1/2入った0.5D位置のアンカー筋を含めた計測値で、最大耐力時では全てのひずみが降伏ひずみ以下で、各平均軸ひずみも同程度であり、柱材側に0.5D入ったアンカー筋も既存架構を回転拘束するように一体としてせん断抵抗していたと推測される。

図-7に示す負担せん断力は、打継ぎ面を跨いだ既存柱側と増打柱側で計測したアンカー筋の各ひずみより曲げモーメントを算出し、材軸方向の計測距離(2D)で除して求めた(図-5)。CB3試験体の場合、最大耐力時(灰塗印)には短期許容せん断力 $Q_{AS}^{2)}$ の約30%程度であったが、 $15 \times 10^{-3}$ radの大変形域(黒塗印)では梁主筋の最も近くに配置したアンカー筋が45kN程度を負担し、 $Q_{AS}$ の約60%程度に達した。アンカー筋の負担せん断力は、最大耐力時までは全てのアンカー筋が一様にせん断抵抗していたが、最大耐力後は、柱梁接合部中央部側のアンカー筋の負担せん断力は低下した。要因として、最大耐力後、接合部中央部側ではひびわれが進展・拡大したために、アンカー筋に十分に反力を与えることが出来るような健全なコンクリートの領域が狭まっていき、その結果、アンカー筋の軸ひずみが減少したと推測される。

### 3.3 増打架構の耐震補強効果

図-8に、既存架構のみのCB1試験体、及び補強後架構のCB2試験体、CB3試験体の柱せん断力Q-層間変形角R関係の包絡曲線を示す。CB2試験体とCB3試験体は、既存架構と増打架構は等しくあと施工アンカーのみ異なるために、Q-R関係の初期剛性や最大耐力、包絡曲線はほぼ同様であった。また、梁曲げ破壊したCB2試験体とCB3試験体は、最大耐力後も急激に耐力低下することなく、 $15 \times 10^{-3}$ rad付近まで安定した包絡曲線を示した。CB2試験体とCB3試験体は、CB1試験体に比べて、最大耐力は1.6倍程度まで増大したが、最大耐力時の変形性能はほぼ等しく、 $7.5 \times 10^{-3}$ rad付近で最大耐力に至った。

図-9に、CB3試験体について、補強後架構のQ-R関係の実験値と増打架構が負担しているQ-R関係の算定値を併せて示す。増打架構のQ-R関係は、CB3試験体の実験値より同一変形時でのCB1試験体のQを差引いた値であり、同一変形に対する柱せん断力として求めた。増打架構のQ-R関係は、 $10 \times 10^{-3}$ rad付近まで紡錘形の性状を示したが、 $15 \times 10^{-3}$ rad前後の加力サイクルでは、逆S字型の履歴ループとなり、荷重が反転する原点付近ではくびれた性状を示した。増打架構は、 $15 \times 10^{-3}$ radの大変形域まで安定した履歴性状を示し、増打架構のみの最大耐力も梁曲げ耐力計算値<sup>2)</sup>を上回り1.2倍程度を示し、期待した耐震補強効果を確認することが出来た。

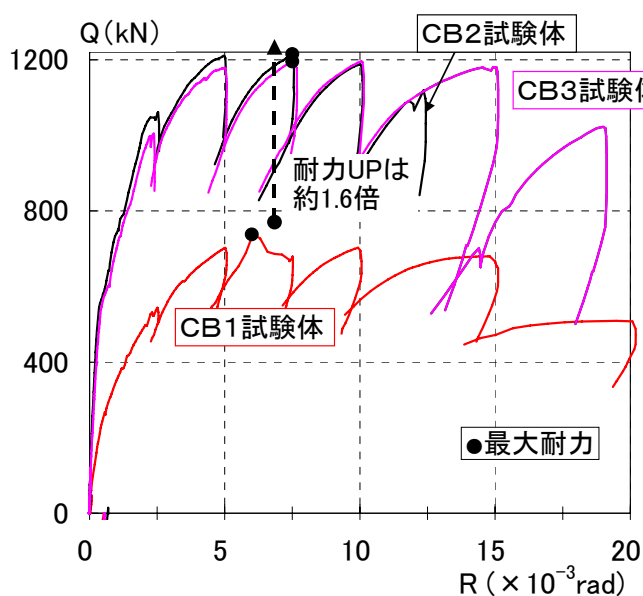


図-8 Q-R関係の包絡曲線の比較  
Fig 8 Comparison of experimental results

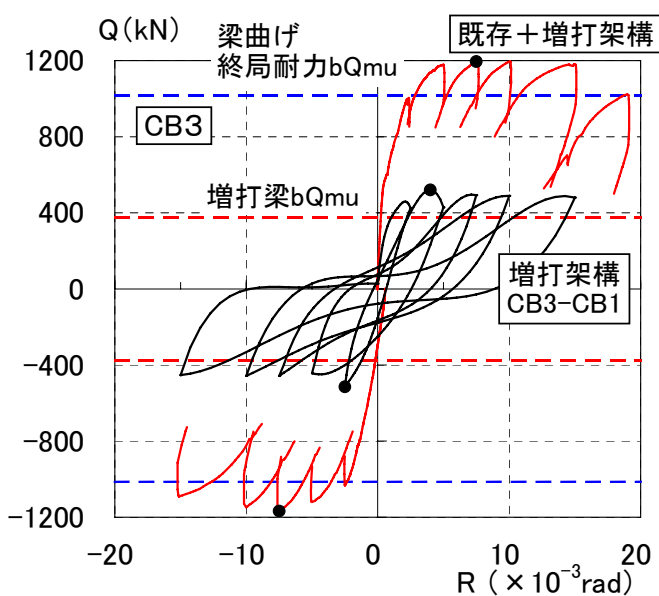


図-9 柱せん断力-層間変形角の関係  
Fig 9 Comparison between retrofitting outer frame and additional frame

#### 4. まとめ

外付けRC造耐震補強架構の構造性能を把握するため、補強前の既存架構と補強後架構を模擬した部分架構実験を行い、増打架構の耐震補強効果について検討した。以下に、主な知見を示す。

- 1) 補強後架構は最大耐力後も安定した履歴特性を示し、補強前の既存架構のみに比べて、最大耐力は約 1.6 倍に増加した。
- 2) 既存柱と増打柱間、及び既存梁と増打梁の各打継ぎ面では、最大耐力後、 $15 \times 10^{-3} \text{rad}$  の大変形域まで顕著なずれ性状やひびわれは生じなかった。
- 3) 既存架構と増打架構の柱梁接合部近傍に配置したあと施工アンカーは、両架構を一体化するのに有効なことを確認した。

#### 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外側耐震改修マニュアル，枠付き鉄骨ブレースによる補強，2002年
- 2) 日本建築学会：RC構造計算規準・同解説，1999改訂版
- 3) 大淵英夫ほか：ずれ変形を考慮したプレキャスト部材接合面におけるせん断伝達に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第491号，pp.97-104,1997.1