

論文 幅広扁平梁を用いた直付けフレームによる耐震補強工法に関する実験的研究

浮田 紳二*1・鴨川 直昌*2・川上 賢一*3

要旨：既存建築物の中間層補強を対象とし、直付けフレームに幅広扁平梁を用いることで既存片持ちスラブを存置可能とした耐震補強工法を提案するとともに、本工法の耐震補強効果を確認することを目的として、既存 RC フレーム及び補強 RC フレームの静的載荷実験を実施した。その結果、本工法による耐震補強により、初期剛性の増大及び変形性能の向上並びに 1.27~1.45 倍の耐力向上が確認され、十分な補強効果が得られた。また、幅広扁平梁のヒンジリロケーション及び幅広扁平梁のスパン中央に設けた排気経路欠損部による影響は小さいことを確認し、増分解析結果との比較により安全側に評価できることを確認した。

キーワード：耐震補強、中間層補強、幅広扁平梁、直付けフレーム

1. はじめに

近年、既存不適格建物の耐震診断、耐震補強が進められており、様々な耐震補強工法が報告されている。特に、枠付き鉄骨ブレースや直付けフレームなどを用いて既存建築物を外側から耐震補強を行う工法が多数報告されている^{例え1)~3)}。

これらは、屋内での作業がないため、既存建築物を使用したまま耐震補強を行うことができ、内部工事も不要であるため、コスト削減などの利点がある。そのため、近年において建築物の使用者への負担が大きかった事務所建築物や集合住宅、商業施設などでの事例が増えてきている。

一方で、従来の直付けフレームによる耐震補強工法では、1 層目より上層へ連続して補強する工法が一般的であるが、下部鉄骨鉄筋コンクリート(以下、SRC という)造から上部鉄筋コンクリート(以下、RC という)造に切り替わる部分といった、既存建築物の中間層の耐震性能が不足する場合の耐震補強において、必ずしも合理的ではない。また、補強フレームを取付けるために片持ちスラブの撤去を前提としており、撤去する際に騒音が大きく、建築物の使用者への負担が大きいのが現状である。

そのような現状を踏まえ、本研究は中間層のみ補強が必要な既存建築物を対象とし、柱幅よりも幅の広い扁平梁(以下、幅広扁平梁という)の研究成果^{4)~5)}及び既往文献^{6)~10)}を基に、直付けフレームに幅広扁平梁を用いることで、既存片持ちスラブを存置可能とした直付け耐震補強工法(以下、本工法という)を提案しようとするものである。

本工法で用いる幅広扁平梁には以下の特徴を有する。
①従来の梁に比べて梁せいを小さくできるため、梁下の

サッシ開口を妨げず、さらに、既存片持ちスラブを残したまま耐震補強が可能である。②柱梁接合部において柱から張り出す部分(以下、張出部という)に所定の補強筋を配筋することにより、柱側面のねじりモーメントとして柱に応力が伝達される。③柱梁接合部周辺の損傷を抑制するため、ヒンジリロケーションを設けている。

本研究では、本工法の耐震補強効果を確認することを目的として、フレーム試験体での静的載荷実験を実施した。そして、その結果から①本工法による破壊状況及び荷重変形関係、②耐震補強効果、③幅広扁平梁に設けたヒンジリロケーション及び排気経路欠損部による影響、④増分解析結果との比較検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1 に試験体形状を示す。試験体は、既存建築物の補強が必要な中間層を対象とし、2.5 層 1 スパンの 1 構面フレームの形状で、実物の 1/2.5 程度の縮尺で計画された既存建築物のみの試験体 1 体及び直付け補強した試験体 2 体の合計 3 体である。

試験体 EF は中間層補強が必要な既存建築物を想定した RC 造ラーメン架構(以下、既存フレームという)のみで、試験体 RF1 は既存フレームの側面に RC 造の幅広扁平梁を用いたラーメン架構(以下、補強フレームという)で直付け補強した試験体である。

試験体 RF2 は、既存建築物の梁に排気用ダクトが設置されている場合を想定し、排気経路を確保するために補強フレームの梁スパン中央付近に、図-2 に示すような排気経路欠損部を設置した試験体である。

試験体の階高は 1100mm、スパンは 2240mm とし、試

*1 (株)長谷工コーポレーション技術研究所 建築構造研究室 (正会員)

*2 (株)長谷工コーポレーション技術研究所 地盤基礎研究室 (正会員)

*3 (株)長谷工コーポレーションエンジニアリング事業部 リニューアル設計室

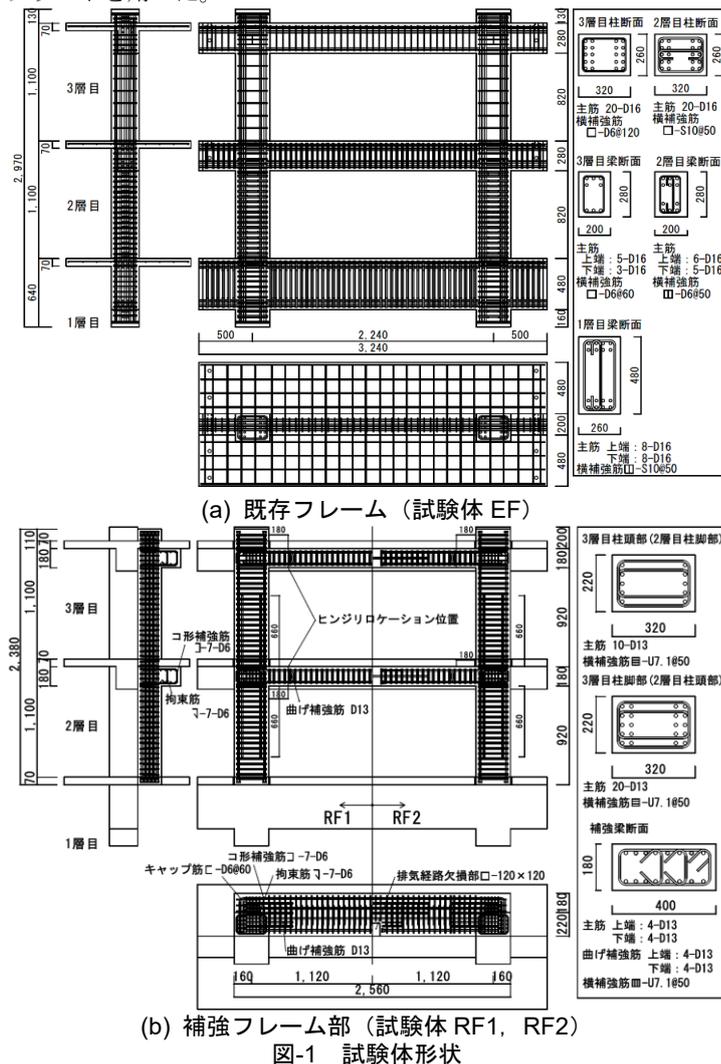
験体の3層目を試験対象区間とした。3層目の柱断面B×Dは、既存部で260×320mm、補強部で220×320mmであり、3層目の梁断面B×Dは既存部で200×280mm、補強部で400×180mmである。

補強フレームに用いる幅広扁平梁には、柱梁接合部周辺の損傷を抑制するため、柱フェイス位置から180mm内側にヒンジロケーションを設定した。また、施工性の向上を図るため、補強柱主筋を半曲点位置でカットオフすることで3層目柱頭部及び2層目柱脚部の主筋量を減らした。2層目補強柱の柱脚部は機械式定着とし、既存フレームと補強フレームは柱及び梁境界面に設置されたあと施工アンカーによって接合した。

破壊形式は、試験体 EF は3層目梁曲げ降伏後の3層目柱せん断破壊型とし、試験体 RF1,RF2 は梁曲げ降伏先行破壊型となるように計画した。

2.2 使用材料

表-1, 2 に使用材料の材料試験結果を示す。コンクリート強度は、既存フレームでは3層目 $F_c=15\text{N/mm}^2$, 2層目 $F_c=21\text{N/mm}^2$, 1層目 $F_c=45\text{N/mm}^2$ となる普通コンクリートを用い、補強フレームでは $F_c=45\text{N/mm}^2$ の普通コンクリートを用いた。



2.3 载荷および測定方法

図-3 に载荷装置を示す。既存フレームの柱頭及び柱脚をピン支持とし、既存フレームの柱に垂直ジャッキにより一定軸力 ($0.1\sigma_B BD$) を加えた状態で、水平ジャッキにより正負交番漸増载荷を実施した。制御方法は、左右の3層目接合部中心位置と2層目接合部中心位置の絶対変位差の平均値を3層目層間変位として制御した。

载荷履歴は、 $R=1/2000\text{rad}$, $1/1000\text{rad}$ を正負1回ずつ繰り返り、 $R=1/500\text{rad}$, $1/250\text{rad}$, $1/150\text{rad}$, $1/100\text{rad}$, $1/75\text{rad}$, $1/50\text{rad}$, $1/33\text{rad}$ を正負2回ずつ繰り返した後、 $R=1/16\text{rad}$ 程度まで载荷した。

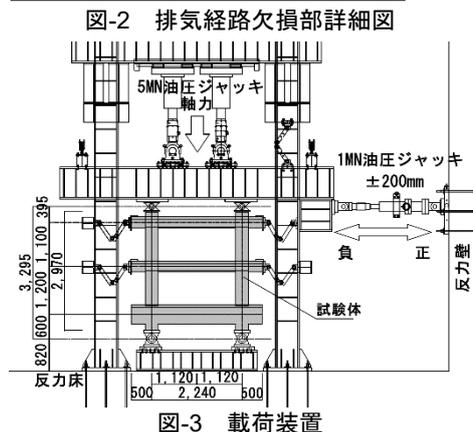
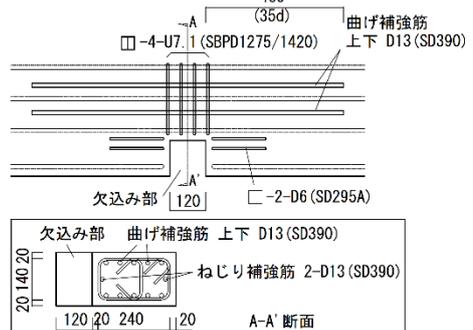
载荷装置に固定した測定用フレームに変位計を取付け、試験体の接合部中心位置での水平方向変位を測定した。また、試験体の鉄筋部の歪みを歪みゲージより測定し、コンクリート部のひび割れは目視により確認した。

表-1 コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

| 種類 | EF | RF1 | RF2 | |
|--------|-----|------|------|------|
| 既存フレーム | 3層目 | 17.9 | 19.2 | 19.2 |
| | 2層目 | 26.5 | 27.4 | 27.7 |
| | 1層目 | 49.6 | 51.0 | 52.6 |
| 補強フレーム | — | 49.1 | 49.8 | |

表-2 鉄筋の材料試験結果

| 呼び名 | 種別 | 降伏強度 (N/mm^2) | 降伏歪 (μ) |
|------|-----------|--------------------------|---------------|
| D6 | SD295A | 440.5 | 2451 |
| D10 | SD295A | 376.5 | 2070 |
| D13 | SD295A | 354.0 | 1854 |
| | SD390 | 426.3 | 2262 |
| D16 | SD295A | 464.9 | 2421 |
| | SD390 | 354.0 | 1916 |
| S10 | KSS785 | 943.6 | 5136 |
| U7.1 | 1275/1240 | 1340.6 | 7203 |



3. 実験結果

3.1 破壊経過

まず、本工法による破壊性状への影響を検証するため、図-4に試験体 EF と試験体 RF1 の最終時ひび割れ図、図-5に荷重変形関係比較を示す。なお、図中には、ひずみ測定及び目視による実験経過を併せて示している。

試験体 EF において、1/250rad.時までには3層目梁曲げひび割れが発生し、1/150rad.時までには3層目柱曲げ及びせん断ひび割れが発生した。その後、1/100rad.サイクル時に3層目梁主筋降伏が発生し、-1/33rad.サイクル時に3層目柱主筋降伏し、最大耐力 Q_{max} に達した。最終変形時に柱の付着割裂破壊が確認された為、試験体 EF の破壊形式は梁曲げ降伏後の柱付着割裂破壊と判断した。

試験体 RF1 において、1/500rad.サイクル時に3層目補強梁の曲げひび割れ、1/250rad.サイクル時に3層目既存梁の曲げひび割れが発生し、1/150rad.サイクル時に3層目既存柱及び3層目補強柱の曲げひび割れが発生した。

その後、1/100rad.サイクル時に3層目既存梁及び3層目補強梁主筋降伏し、1/33rad.サイクル時に3層目補強柱主筋降伏が発生した。最終変形時まで耐力が低下することなく実験を終了した為、試験体 RF1 の破壊形式は梁曲げ降伏と判断した。

試験体 RF2 において、3層目既存梁及び3層目補強梁の主な発生現象の時期は試験体 RF1 と概ね同様の結果となった。3層目既存柱及び3層目補強柱の発生現象の時期は、1/75rad.サイクル時に3層目既存柱及び3層目補強柱の曲げひび割れ、最大変形時に3層目既存柱及び3層目補強柱主筋降伏が発生した。

最大耐力は試験体 RF1 と概ね同程度の結果となっており、試験体 RF2 においても耐力が低下することなく実験を終了した為、破壊形式は梁曲げ降伏と判断した。

3.2 荷重変形関係

図-5より、試験体 EF では1/33rad.サイクル時に最大耐力に達し、その後、緩やかに耐力低下し、最終変形時に約28%低下した。最大耐力は、正加力時で307.0kN、負加力時で306.5kNであった。

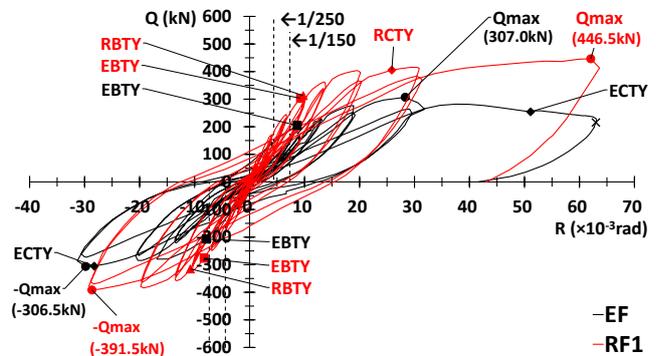
試験体 RF1 では、最終変形時まで耐力が低下しておら

ず、良好な履歴性状を示した。最大耐力は、正加力時で446.5kN、負加力時で391.5kNであった。試験体 RF2 は試験体 RF1 と同様の履歴性状を示し、最大耐力は正加力時で427.0kN、負加力時で404.0kNであった。

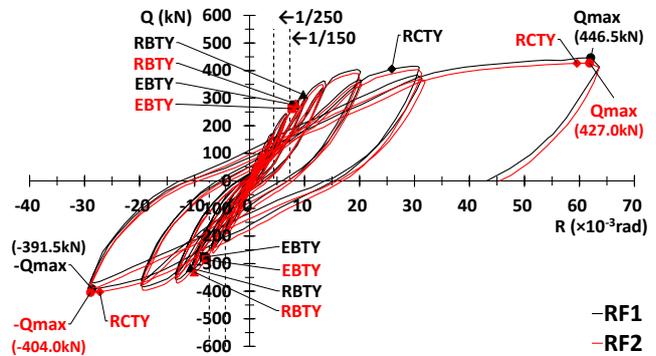
3.3 主筋歪み分布

図-6に3層目既存梁の歪み分布、図-7に3層目既存柱の歪み分布を示す。試験体 EF において、1/150rad.サイクル時において左側柱フェイス位置で梁主筋降伏が発生し、1/100rad.サイクル時に梁両端降伏が確認された。既存柱においては、柱脚部で歪みが增大しているものの、1/33rad.時まで主筋降伏は見られなかった。

試験体 RF1 では、1/100rad.サイクル時に梁主筋降伏が発生し、その後1/50rad.サイクル時に梁両端降伏が確認された。既存柱では、試験体 EF と同様に1/33rad.ま



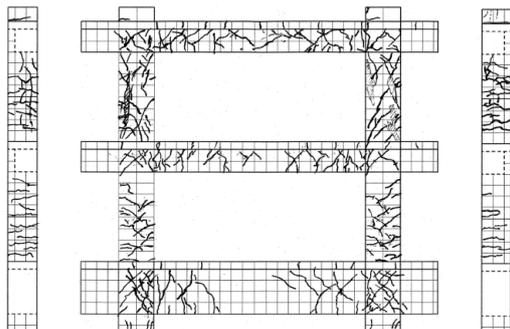
(a) 試験体 EF と試験体 RF1 との比較



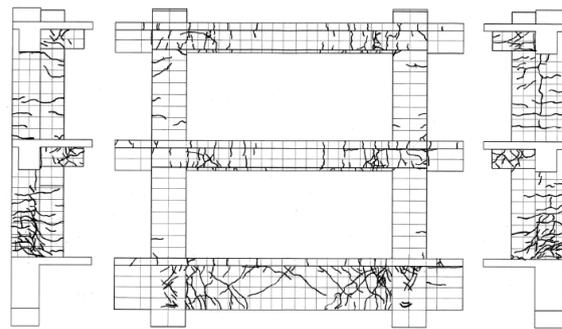
(b) 試験体 RF1 と試験体 RF2 との比較

図-5 荷重変形関係比較

EBTY:3層目既存梁主筋降伏 RBTY:3層目補強梁主筋降伏
ECTY:3層目既存柱主筋降伏 RCTY:3層目補強柱主筋降伏
×:3層目既存柱付着割裂破壊



(a) 試験体 EF



(b) 試験体 RF1

図-4 最終ひび割れ図

で主筋降伏は見られなかった。試験体 RF2 では 1/33rad. 時に梁両端降伏が確認され、既存柱においては、試験体 RF1 と同様に主筋降伏は見られなかった。

図-8 に 3 層目補強梁の平均歪み分布を示す。なお、3 層目の補強梁主筋歪みは、主筋 4 本で測定した歪みゲージの平均値を主筋方向での分布として示している。

試験体 RF1 と RF2 は概ね同様の傾向を示し、正加力時では 1/100rad. サイクル時にヒンジリロケーション位置で主筋降伏が発生し、1/75rad. サイクル時に柱フェイス位置での主筋降伏が確認された。

4. 考察

4.1 補強効果

まず、本工法による補強効果を検証する。図-4, 5 に示す最終ひび割れ図及び荷重変形関係より、3 層目柱及び梁のひび割れが減少しており、破壊形式においても柱割裂破壊から梁曲げ降伏になっている。また、試験体 EF は 1/33rad. 以降に耐力低下しているのに対し、試験体 RF1 は耐力低下しておらず、最大耐力においても 1.27~1.45 倍程度向上していることがわかる。

図-6, 7 に示す 3 層目既存柱及び既存梁の歪み分布より、既存梁主筋は各試験体で同時期に降伏しているもの

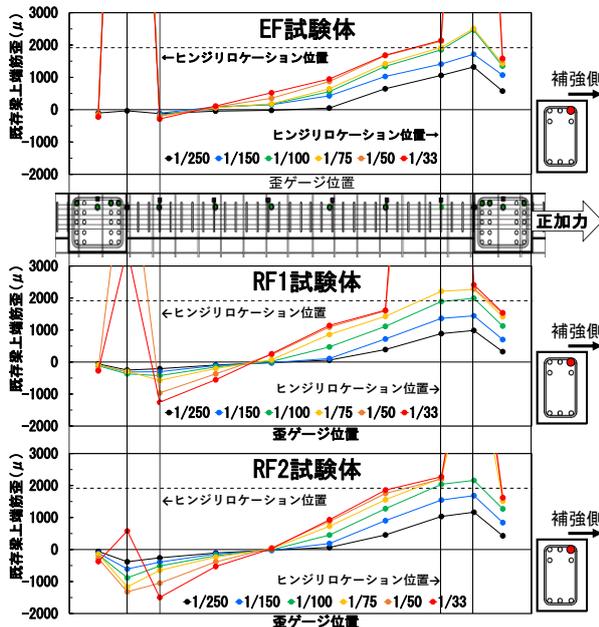


図-6 3 層目既存梁での上端筋歪み分布

の、3 層目既存柱においては歪みが低減されていることがわかる。以上より、本工法による耐震補強により、損傷及び破壊形式、変形性能の改善がみられ、最大耐力においては 1.27~1.45 倍の向上がみられた。

4.2 補強梁ヒンジリロケーションの既存梁への影響

本工法において、補強梁にヒンジリロケーションを設けている為、既存梁と補強梁でヒンジ位置が異なる。そこで、補強梁のヒンジリロケーション形成の有無及びヒンジリロケーションによる既存梁への影響を検証する。

図-8 より、上下の主筋とも 1/100rad. サイクル時にヒンジリロケーションを計画した位置での降伏が柱フェイス位置よりも先行しており、ヒンジリロケーション位置で歪み値が極大になっていることがわかる。これより、ヒンジリロケーション位置での降伏が柱フェイス位置よりも先行しており、ヒンジリロケーションが形成されたものと判断した。

次に、補強梁のヒンジリロケーションによる既存梁への影響を検証する。図-6 に示す既存梁での歪み分布より、試験体 RF1, RF2 とともに、試験体 EF に比べてヒンジリロケーション位置での歪み値は増大しているものの、柱フェイスでの降伏が先行しており、柱フェイス位置で歪み値が極大となっていることがわかる。

また、写真-1 に既存梁及び補強梁のひび割れ発生状況写真を示す。補強梁はヒンジリロケーション位置でひび割れ幅が大きくなっているのに対し、既存梁ではヒンジリロケーション位置よりも柱フェイス位置のひび割れ幅が大きくなっている。これより、既存梁はヒンジリロケーションによる影響は小さく、柱フェイス位置で降伏したと考えられる。

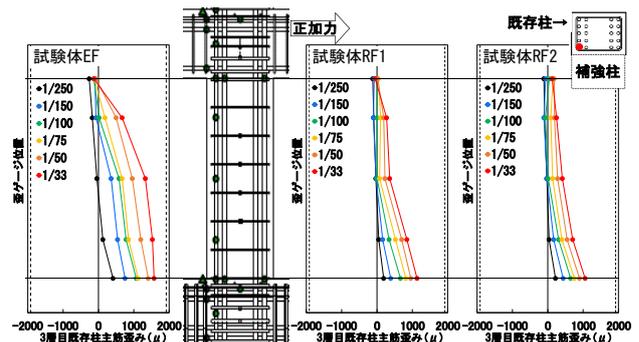


図-7 3 層目既存柱での歪み分布

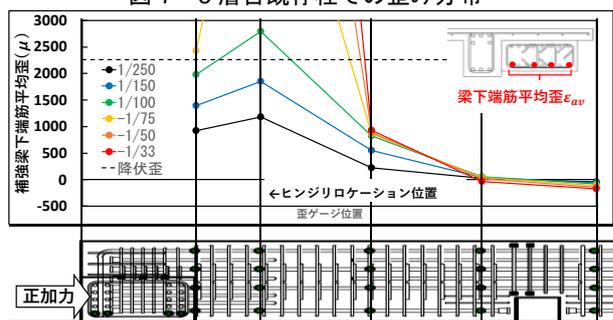
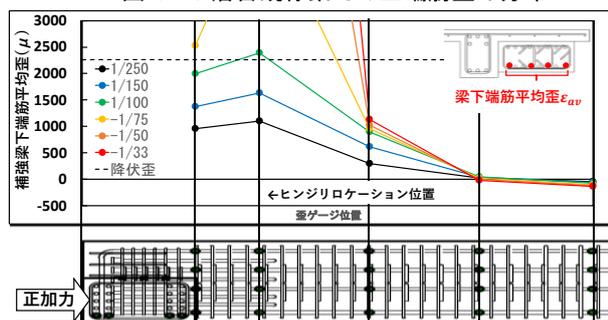


図-8 正加力時における補強梁下端筋 4 本の平均歪み分布 (左: 試験体 RF1, 右: 試験体 RF2)

4.3 補強梁での排気経路欠損部による影響

既存梁に排気用ダクトがある場合に、その排気経路を確保する必要がある。そのため、補強梁スパン中央付近に図-2 に示す排気経路欠損部を設けた場合の構造性能への影響を検証する。

図-5(b)に示す試験体 RF1 と RF2 との荷重変形関係比較において、排気経路欠損部の有無による変形性能への差異は小さい。また、図-8 に示す試験体 RF1 と試験体 RF2 の補強梁主筋の下端筋 4 本の平均歪み分布において、排気経路欠損部での歪み分布に差異は小さい。

次に、排気経路欠損部でのひび割れ状況を検証するため、図-9 に 3 層目梁の最終ひび割れ図を示す。排気経路欠損部でのひび割れは確認されず、試験体 RF1 と RF2 とで最終ひび割れに差異は見られなかった。

以上より、図-2 に示す排気経路欠損部の寸法及び配筋であれば、補強梁スパン中央付近に排気経路欠損部を設けたことによる変形性能やひび割れ等の差異は小さいと考えられる。

5. 増分解析結果との比較検討

増分解析結果との比較検討により、本工法の解析モデルの妥当性を検証するため、図-10 に 1/33rad.までの荷重変形関係の包絡線と増分解析結果のせん断力-変形角関係の比較、表-3 に実験結果と解析結果の最大値を示す。なお、増分解析は構造解析ソフト¹¹⁾を用いて行った。

解析モデルは、柱梁接合部の剛域を D/4 の可撓域考慮とし、ヒンジ位置は既存フレームでは柱フェイス位置、補強フレームではヒンジリロケーション位置とした。また、既存フレームと補強フレームは独立したフレームとして線材置換した立体フレームモデルとし、既存フレームと補強フレームとの柱梁接合部につなぎ梁を設けることで一体化し、4 層目既存柱柱頭位置を載荷点として増分解析を実施した。補強フレームの水平変位及び鉛直変位は、既存フレームと等しいものとして設定した。

復元力特性はひび割れを考慮したトリリニアモデルを用い、第 1 折れ点は曲げひび割れモーメントと初期剛性より算出し、第 2 折れ点は曲げ終局強度と初期剛性に降伏時剛性低下率を乗じた割線剛性より算出した。既存フレーム及び補強柱の曲げ終局強度は、RC 基準¹²⁾に準じて算出し、降伏時剛性低下率は菅野式¹³⁾を用いて算出した。

幅広扁平梁での曲げ終局強度 M_u は、張出部の影響を考慮し、文献 5)より式(1)を用いて算出した。降伏時剛性低下率 α_y は、幅広扁平梁でヒンジリロケーションを設けていない既往試験体 21 体^{4)~10)}における荷重変形関係より α_y の実験値を算出し、 P_{tin} や a/D 等を説明変数とした重回帰分析を実施し、導出された式(2)より算出した。



柱フェイス位置で曲げひび割れ拡大
写真-1 3層目既存梁のひび割れ状況写真

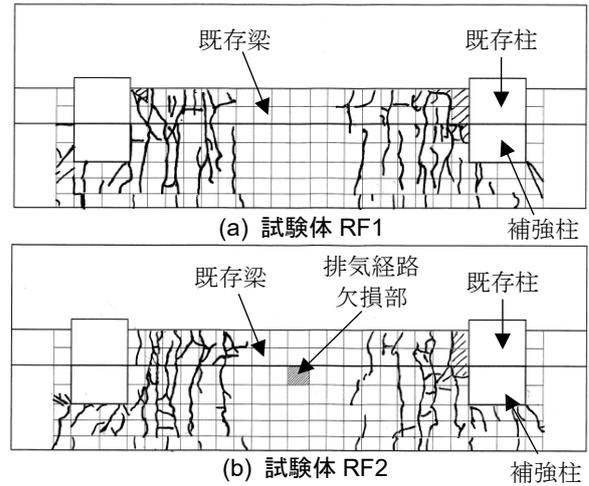


図-9 3層目梁の最終ひび割れ図 (3層目梁見上げ図)

$$\left. \begin{aligned} M_u &= \gamma \cdot 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \\ \gamma &= 1.0 - 0.2 B_a / B_c \quad (0 < B_a / B_c \leq 1.0) \end{aligned} \right\} \dots(1)$$

$$\alpha_y = (0.148 + 0.012 B_a / B_c + 1.81 n \cdot P_{tin} + 0.02 a / D) \cdot (d / D)^2 \dots(2)$$

γ : 低減係数, a_t : 引張鉄筋断面積(mm²),
 σ_y : 降伏時応力度(N/mm²), d : 有効梁せい(mm),
 B_a : 張出部の出幅(mm), B_c : 柱幅(mm), D : 梁せい(mm)
 n : ヤング係数比, a : せん断スパン(mm),
 P_{tin} : 柱内に配筋される梁主筋比 (= $a / (B \cdot D)$)

増分解析結果における初期剛性は、実験結果と概ね一致しており、良好な結果を示し、各試験体における1/33rad.時最大耐力において、実験結果は解析結果の1.13~1.24倍となっている。これより、解析曲線は実験結果を安全側に評価する結果となっていると考えられる。

実験結果と増分解析結果での破壊形状の検証を実施する為、図-11 に増分解析結果によるヒンジ発生状況、図-12 に実験結果によるヒンジ発生状況を示す。図中には曲げ降伏の箇所とヒンジ発生時の変形角を示す。

既存フレームをモデル化した EF モデルは 1/176~1/73rad.で梁曲げ降伏(●印)が先行し、その後、1/34rad.時に柱せん断破壊(▲印)している。補強フレームをモデル化した RF モデルは、EF モデルと同様に、概ね 1/205~1/77rad.で梁曲げ降伏(●印)が先行しているものの、最終変形時まで部材の破壊は確認されず、柱のせん断破壊が改善されている。また、既存フレームでは柱フェイス

位置で降伏しているのに対し、補強フレームでは、ヒンジロケーション位置で降伏する結果となった。

一方で、試験体 EF は 1/150rad. サイクル時に梁曲げ降伏が先行し、最終変形時に柱着割裂破壊 (■印) しており、増分解析結果と概ね一致しているものの、変形において、差異がみられた。試験体 RF1 においては、1/100rad. サイクル時に梁曲げ降伏しており、増分解析結果とおおむね一致している。

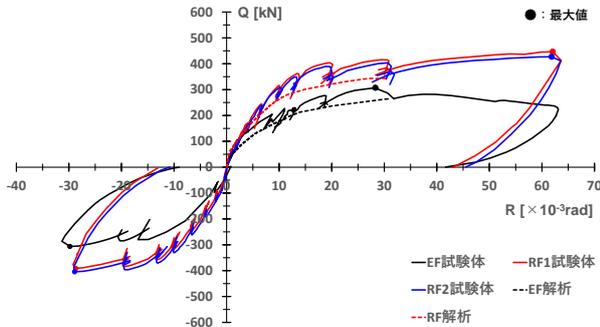


図-10 水平力—3層目変形角関係と増分解析結果比較

表-3 実験結果と増分解析結果との最大耐力比較

| | 1/33rad.時最大耐力 [kN] | | | 1/33Q _{max} /Q _u |
|-----|----------------------|-----------------------|--------------------|--------------------------------------|
| | 1/33Q _{max} | -1/33Q _{max} | 解析値 Q _u | |
| EF | 307.0 | -306.5 | 247.0 | 1.24 |
| RF1 | 411.0 | -391.5 | 357.0 | 1.15 |
| RF2 | 403.5 | -404.5 | 357.0 | 1.13 |

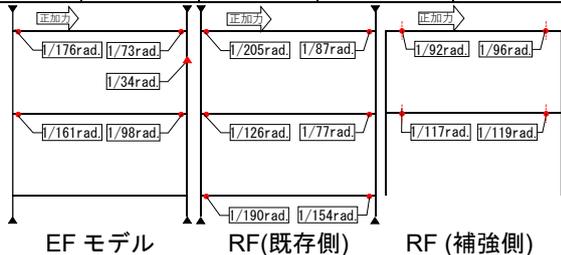


図-11 解析モデルでのヒンジ発生状況

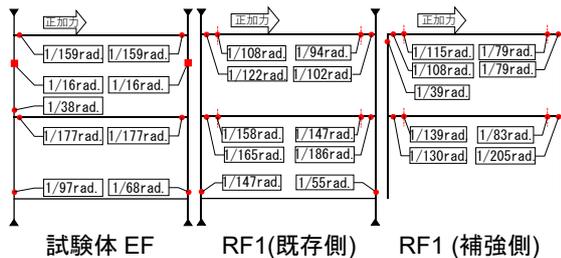


図-12 実験結果におけるヒンジ発生状況

6. まとめ

既存建築物の中間層補強を対象とし、補強フレームに幅広扁平梁を用いた耐震補強工法の補強効果を確認する為、載荷実験を実施し、得られた知見を以下に示す。

- 柱着割裂破壊型である既存フレームを補強フレームで補強した場合、既存フレームは梁曲げ降伏型となり、破壊形式の改善が確認された。さらに、水平耐力が既存フレームのみの場合に対して 1.27~1.45 倍となり、水平耐力及び変形性能の向上も確認された。
- 補強梁にヒンジロケーションを設定した場合において、既存梁のひび割れや主筋歪みへの影響は小さく、

ヒンジロケーションが形成されることを確認した。

- 補強梁に排気経路欠損部を設定した場合においても、本実験での寸法及び配筋であれば、変形性能及び水平耐力、ひび割れへの影響は小さい。
- 増分解析で用いた解析条件や解析モデルによる解析結果は、実験結果と比較して初期剛性及び水平耐力を安全側に評価し、実験結果による構造的状態に概ね対応していること確認できた。

謝辞

本研究を行うにあたり、東京都立大学の北山和宏教授には技術的なご助言を頂いた。ここに謝意を表す。

参考文献

- 乃村 亮他：CES 外付け耐震補強フレームの開発研究 (その 13), 日本建築学会大会学術梗概集, 構造 III, pp.1249-1250, 2011
- 栗田 康平他：鋼繊維補強モルタル製薄型パネルによる外付け補強工法の開発その 2, 日本建築学会大会学術梗概集, 構造 IV, pp.747-748, 2019
- 大上 旭他：既存 RC 造建築物の外付けフレームによる耐震補強工法の研究 その 11, 日本建築学会大会学術梗概集, 構造 IV, pp.367-368, 2018
- 中岡 章郎他：偏平梁架構の構造性能に関する研究, 長谷工技報 No.19, pp.37-43, 2002
- 足立 将人他：幅広扁平梁架構の復元力特性に及ぼす梁主筋配置の影響, GBRC, 39(2), pp.24-32, 2014
- 松崎 育弘他：幅広梁・柱部分架構の復元力特性に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, pp.501-506, 1988
- 別所佐登志他：幅広梁・柱架構の水平加力性状, 日本建築学会大会学術梗概集, 構造 C, pp.481-482, 1989
- 木野本 圭児他：幅広梁・柱部分架構の水平加力性状に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, pp.697-700, 1990
- 西村 康志郎他：鉄筋コンクリート扁平梁構法の開発研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 616 号, 179-186, 2007.6
- 曲げ降伏が先行する RC 造偏平梁柱接合部の実験的研究, 安藤建設技術研究所報, Vol.17, 2011
- Super Build/SS3 ver1.1.1.49 マニュアル, ユニオンシステム株式会社, 2008
- 日本建築学会著：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018.12
- 菅野俊介：鉄筋コンクリート構造物の塑性剛性に関する研究 その 6, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.739-740, 1971.11