# 制振部材および弾性フレームを付加した低耐力 RC 架構の繰返し載荷実験 CYCLIC LOADING TESTS OF SUB-STANDARD RC FRAMES RETROFITTED

WITH BUCKLING RESTRAINED BRACES AND ELASTIC STEEL FRAMES

藤下和浩\*1. バル・アフメット\*2. スッチュ・ファーティフ\*3,松井良太\*4, 寺嶋正雄\*5,チェリック・ジェム・オグゥズ\*6.竹内 衙\*7 Kazuhiro FUJISHITA, Ahmet BAL, Fatih SUTCU, Ryota MATSUI, Masao TERASHIMA, Oguz C. CELIK and Toru TAKEUCHI

Response control retrofit of existing RC buildings with buckling restrained braces (BRBs) assures immediate occupancy performance level after severe seismic events. This method is widely used in Japan and may improve the sub-standard buildings in overseas countries with high building importance factors e.g. school buildings in Turkey. Implementation of BRBs and elastically designed closed-steel frames in seismically deficient such RC frames would provide a much better damage distribution and mitigate the possible residual displacement after an earthquake. This paper describes near full-scale displacement-controlled cyclic testing of five specimens to meet the performance requirements given by the relevant codes in Japan. Special emphasis has been placed on the composite interaction between the RC frame and added elastic frame. Experimental results including hysteretic curves, dissipated energies, crack patterns on the RC elements, and strain histories are promising for the response control retrofit of sub-standard RC buildings located in seismically vulnerable areas.

Keywords: Response Control Retrofit, Sub-standard RC Frames, Buckling Restrained Braces, Elastic Frame, Cyclic Loading Test 制振改修,低耐力 RC 架構,座屈拘束ブレース,付加弾性骨組,繰返し載荷実験

# 1. 序

設計規準における設計用ベースシア係数が日本と比べ低いトルコ などの諸外国の既存 RC 架構は、小断面で扁平な柱梁で構成され耐 震壁も少ないため<sup>1,2)</sup>、その耐震性能が日本と比べ低い場合が多い<sup>3)</sup> (低耐力 RC 架構)。近年こうした地域で地震時の建物倒壊により多 くの死傷者が生じており,既存建物の早急な耐震化が求められてい る。一方日本においては、耐震壁や枠付き鉄骨ブレースなどを用い る強度型の耐震改修に加え、既存 RC 架構に対する靭性型の制振改 修の適用実験 4.5)および施工が数多く行われている 6.7)。制振改修は 付加する制振部材に地震エネルギーを負担させることで地震後の主 架構の損傷を最小限とし,建物の使用継続性を確保できることから, 地震後被災者が生活する避難所としての活用が望まれる公共建築へ の有効性が高く、諸外国における既存の低耐力 RC 架構への適用も 一つの選択肢となる。しかしこういった建物に対する制振改修の設 計法は未だ確立されておらず、海外における既存 RC 架構の耐震改

| * 1 | 東京工業大学  | 建築学系  | 博 | 士課程 | • | 修士(工学) |
|-----|---------|-------|---|-----|---|--------|
|     | (日本学術振興 | 会特別研究 | 員 | DC) |   |        |

\*<sup>2</sup> ナミック・ケマル大学 講師・修士(工学)

- \*4 東京工業大学 建築学系 助教・博士(工学) \*5 新日鉄住金エンジニアリング 修士(工学)
- イスタンブール工科大学建築学科 教授・博士(工学)
- \*7 東京工業大学 建築学系 教授・博士(工学)

修では耐震壁の増設による強度型改修の適用が殆どである。

これに対し筆者らは笠井ら 8.9)の等価線形化法を用いた制振設計 手法を応用することにより、海外の低耐力 RC 架構に対する座屈拘 東ブレース(BRB)と鉄骨フレーム(付加弾性骨組)を用いた制振 改修(図1)における設計法を提案している<sup>10)</sup>。同手法では制振改 修における目標層間変形角を RC 架構の塑性化を許容した 1/150rad (0.67%)程度とし、既存 RC 架構各層の材料非線形性を目標変形ま での割線剛性により評価することで、応答解析を用いずに設計解を 導出している。その際付加弾性骨組を弾性部材とし, RC架構, BRB の目標変形時の履歴ループを幾何学的に推定することで等価減衰定 数を算定しているが、それらの仮定の妥当性は確認されていない。 本論では写真1に示すトルコの既存RC造校舎10の特徴をモデル 化した1スパンのRCフレームに対し、付加弾性骨組とBRBを導入 した制振改修架構の繰返し載荷実験を実施し、提案制振改修構法お よび履歴モデルの有効性を確認する。類似した実験として Wu ら <sup>11)</sup>

Prof., Faculty of Architecture, Istanbul Technical University, Turkey. Dr. Eng. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

<sup>\*3</sup> イスタンブール工科大学土木工学科 助教・博士(工学)

Grad. Stud., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M. Eng. (Research Fellow of the Japan Society for the Promotion of Science) Lect., Vocational School of Technical Sciences, Const. Div., Namik Kemal University, Turkey, M. Eng.

Assist. Prof., Dept. of Civil Eng., Istanbul Technical University, Turkey, Dr. Eng. Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng. Nippon Steel & Sumikin Engineering, M. Eng.

は台湾の低耐力 RC 架構を模した1スパンの RC 架構に対し BRB と 鉄骨フレームを用いた制振改修の実験を実施しているが, RC 架構 と鉄骨フレームは部分的に接合されており,両者の合成効果は顕著 でない。一方本構法では圧入モルタル,アンカーを用いた補強接合 部を有する試験体を想定しており,接合部の挙動はより複雑になる。 本実験では既存 RC 架構,補強接合部,付加弾性骨組の合成効果を 検証するとともに既往の改修設計法<sup>10</sup>における履歴モデルを実験結 果と比較することにより,その妥当性について議論する。

# 2. 実験概要

本実験における試験体は日本国内で製作した BRB と付加弾性骨 組による制振改修部材と、トルコのプレファブリケーション工場で 製作した RC フレームにより構成される。載荷実験はトルコ・イス タンブール工科大学の実験施設にて実施した。

# 2.1 検討試験体

付加弾性骨組と BRB を用いた制振改修における各構成部材の影響を分析するため、対象試験体として R モデル(未改修・RC フレームのみ、図 2)、RS モデル(RC フレーム+付加弾性骨組(内付け タイプ))とともに、制振部材を架構内に配置した RSB モデル(RC フレーム+付加弾性骨組(内付けタイプ)+BRB,図 3)、RSB モデル において Fibre-reinforced Polymer (FRP)補強により RC 柱の靭性を 高めた RSBF モデルを設定する。またトルコの既存 RC 造校舎では、 写真 1 に示すように外周梁が扁平な柱の内側に偏心している事例が 多いため、架構内側に制振部材を設置した RSB モデルに加え、梁の 外側に制振部材を偏心配置することで居ながら改修を実現可能とす る RSBe モデル(RC フレーム+付加弾性骨組(外付けタイプ)+BRB, 図 4)も併せて検討する。

建物ファサード面の1スパンをモデル化した RC フレームの試験 体寸法は、実験設備の規模を踏まえて実大の 4/5 倍程度とする。柱 梁の断面寸法および配筋はトルコ国内の既存建物のおよそ半数が建 設された 1975~1998 年に施行されたトルコの設計指針<sup>12,13)</sup>(設計用 ベースシア係数:0.06程度)に基づいて設定する。改修に先立ち構 造柱と腰壁の間にスリットを入れ主構造体を曲げ崩壊形とすること を想定するため、試験体のモデル化において写真1でみられる梁に 取り付く腰壁は無視する。図2に試験体の配筋を示す。図中灰色に 示す接合部に近接した領域 (Confinement Zone) では, 設計指針<sup>12,13)</sup> に基づいてせん断補強筋のピッチを 100mm と密にすることで架構 の靭性を確保する。表1に鉄筋・鋼材の引張試験および1辺150mm の立方体であるコンクリート・モルタル試験片(28日養生後)の圧 縮試験に基づく材料特性を示す。これらをもとに算定した RC 柱の せん断余裕度(柱のせん断終局強度(修正荒川 min 式) cQsu/曲げ 終局強度(略算式)<sub>c</sub>Q<sub>MU</sub><sup>14)</sup>)は1.83であり曲げ降伏型の架構となっ ている。RC フレームの基礎部は幅広とし、試験体を固定するボル ト用の穴 (ø50) を複数設ける。

## 2.2 改修試験体の設計

日本の耐震改修設計指針<sup>15)</sup>に基づき各改修試験体の諸元を決定す る。付加弾性骨組の柱を構成する部材として、やや降伏点の高い SM490 材を用いた H 形鋼を弱軸方向に設置し、制振改修における目 標層間変形角 0.67%においても弾性を維持するよう設計する。制振 部材として、RSB モデルにおいては施工費が安価でトルコで一般的



な溶接接合部を有する BRB を用い, BRB と付加弾性骨組を工場溶 接した付加部材の現場施工を想定する。一方, RSBe モデルにおい てはボルト接合部を有する BRB を用い,建物外周部に先立って架設 した鉄骨架構への後施工を想定する。溶接接合タイプの BRB は芯材 に溶接した 2 枚のフランジを 2mm のクリアランスを確保したガセ ットプレートの切込みに挿入し,フランジの両側全長を隅肉溶接し 保有耐力接合とする。各試験体において十分な板厚の角型鋼管と低 降伏点鋼材 LYP25 を芯材として用いた表 2 に示す諸元を有する BRB を用いる。また RSBF モデルに関しては補強接合部のアンカー 打設後,図 3(c)に示すように FRP を施工する。指針<sup>15)</sup>に基づき RC 柱隅角部の面取り半径は 30mm とし,弾性係数 38kN/mm<sup>2</sup>程度の炭 素繊維シートを重ね長さ 20mm で巻き,施工を行う。

補強接合部は図5に示すように付加弾性骨組の各箇所2列にスタ ッド溶接したシアスタッドとRCフレームに千鳥配置したあと施工 アンカーボルトをそれぞれ150mm ピッチで交互に配することで, 指針<sup>15</sup>における十分な耐力を有し,接合部破壊を生じないよう設計 する。トルコで調達の難しいスパイラル筋の代わりに,異形鉄筋を 溶接したはしご筋を上下2段に設置することで補強接合部のせん断 補強筋とする。50mm を確保した付加弾性骨組とRC架構のクリア ランスに無収縮モルタルを注入する。モルタルの材料圧縮強度は 80N/mm<sup>2</sup>程度と高く,指針<sup>15</sup>における基準値30N/mm<sup>2</sup>を満たす。

試験体の耐力およびダンパーの剛性  $k_d \geq \mathbb{RC}$ 架構の剛性  $k_f$ の比  $k_d/k_f$ ,  $k_d \geq d$ 加弾性骨組の剛性  $k_{sf}$ の比  $\gamma_s$ の計算値をそれぞれ表 3 に 示す。 $k_d/k_f$ は 2~3 程度と日本の制振改修事例 (1.5 程度以下 <sup>6.16</sup>) に 比べ高い値となっている。既報 <sup>10)</sup>では,弾性要素の比率  $\gamma_s$ は 0.05 以上を満たしていればダンパーの応答低減効果が発揮されることを 示しており,表 3 に示すように本試験体も同値を満たすよう設計し た。試験体の耐力計算値  $Q_{cal}$ は指針 <sup>15)</sup>による式(1)により算出される。

$$Q_{cal} = \min\left({}_{s}Q_{su1} = {}_{s}Q_{u} + Q_{c1} + Q_{c2} - {}_{s}Q_{su2} = Q_{j} + {}_{p}Q_{c} + Q_{c2}\right)$$
(1)

式(1)において付加部材 (BRB+付加弾性骨組)の耐力  $_{s}Q_{u}$ は,鋼材 の素材試験による引張強さ $\sigma_{t}$ と降伏応力 $\sigma_{y}$ , BRB の設置角度 $\theta$ を考 慮し,式(2)により算出する。式(2)において, BRB 芯材の断面積 $A_{core}$ , 付加弾性骨組を構成する柱フランジの切り欠きを考慮した断面係数  $Z_{p}$ ,付加弾性骨組の柱高さ(芯々間) $h_{sf}$ とする。

$${}_{s}Q_{u} = Q_{BRB} + O_{SF} = A_{core} \times \sigma_{t} \times \cos\theta + (2 \times 1.1 \times \sigma_{y} \times Z_{p})/h_{sf}$$
(2)

また RC フレーム柱の耐力 Q<sub>c1</sub>, Q<sub>c2</sub>は, 文献 14)に示されている柱 の曲げ・せん断終局強度式をもとに, 材料試験による鉄筋の降伏強 度, コンクリートの圧縮強度を用いて算出する。Q<sub>j</sub>は補強接合部の 耐力, <sub>p</sub>Q<sub>c</sub>はパンチングシア耐力を表す。接合部破壊を防ぐため表 3 に示すように補強接合部の耐力 <sub>s</sub>Q<sub>su2</sub>が補強部材の耐力 <sub>s</sub>Q<sub>su1</sub>を上回 るよう各試験体を設計する。またアクチュエータの載荷能力 500kN を考慮し,試験体の最大耐力は 400kN 以下となるよう設計する。

# 2.3 載荷·計測計画

本試験の載荷セットアップを図6に示す。反力壁に設置した2基 の最大載荷能力250kNのアクチュエータにより水平載荷を行う。水 平載荷時にアクチュエータによる水平力を試験体全体に伝達させる ため、試験体上部のRC梁側面に配した φ36の鉄棒4本を締め付け てRCフレームの梁に圧縮軸力を導入し、アクチュエータの反対側



に位置する柱にも水平力を伝達する。また試験体側面に配置した基礎治具と試験体上部の鉄骨梁を結ぶ4本の鉄棒に初期張力を加え, RCフレームの柱へ軸力を導入する。鉄棒への張力の導入はロード セルに組み込まれたオイルジャッキにより行う。さらに載荷中にお ける試験体の面外変形を抑制するため,試験体の両側側面に2箇所 ずつ鉄骨架構によるねじれ止めを設置する。

載荷実験においては図6に示すように正負を定義した正負交番漸 増繰返し載荷を、図7に示す載荷計画に基づいて変位制御により行 う。RCフレームをモデル化した解析モデルの増分解析に基づきRC 架構の塑性化時の層間変形角を1/225rad (0.44%)程度と想定し、ま ずその1/3 (0.15%)、2/3 (0.30%)での準備載荷を行う。その後、本 制振改修の目標層間変形角 1/150rad (0.67%)、トルコの耐震規準 (2007年版)<sup>17</sup>において地震後の使用継続性を担保する目安とされ ている層間変形角 1/100rad (1%)に至る載荷を行うことで、制振改 修架構の耐震性能を分析する。さらに層間変形角 2%、3%の載荷を 行うことで大変形時の挙動を把握する。各載荷ステップにおいて 3 サイクルの繰返し載荷を行い、3%では試験体の鉛直支持能力が喪失 するまで載荷を続ける。また既往試験などを踏まえ水平載荷前に柱 へ軸力比 0.15程度の初期軸力 (250kN)を導入する。図8中の実線 は軸力導入に用いる鉄棒の伸びを考慮し算出した軸力の推移を示す が、試験体の水平載荷に伴う変位の増加にしたがい柱への導入軸力 は増大し,最大変形時(3.0%)には初期導入軸力の1.9 倍程度(軸 力比0.29)に達することがわかる。一方,鉄棒の伸びが試験体に加 わる水平力の増加に及ぼす影響は鉛直力の0.3%以下と極めて小さ いため,水平載荷の制御時にはその影響は考慮しない。

載荷時の変位制御において試験体の水平変形は試験体上部梁の中 心線上の高さに設置した2つの変位計測定値の平均値とし,水平力 は2つのアクチュエータロードセルの計測値の和とする。層間変形 角は水平変形を基礎梁天端から上部変位計の設置高さで除した値と する。鉛直載荷に関しては柱と上部鋼梁の間に導入したロードセル により,載荷中の柱への導入軸力の変化を測定する。

試験体各部の変形の測定に関して以下に述べる。まず水平載荷が 適切に行われていることを確認するため,試験体上部の構面外変形 や試験体の土台の移動量を変位計で計測する。RC架構の主筋とせ ん断補強筋や付加弾性骨組の歪は付録1に示すように配置した歪ゲ ージによりそれぞれ計測する。また補強接合部の開き幅はPIゲージ, ずれ変形は変位計を用いて計測する。さらにコンクリートのひび割 れ幅はクラックスケールにより計測する。

#### 3. 実験結果

本章では、各試験体の水平載荷試験の結果について述べる。

# 3.1 試験体の状況

Rモデル(未改修・RCフレームのみ)の荷重変形関係および載荷後(層間変形角4%,3サイクル)の様子を図9(a)に示す。耐震改修における目標層間変形角0.67%においては、柱頭および柱脚に曲げひび割れが最大幅で0.75mm程度(負方向載荷時,3Cycle)生じた。 図には示していないものの1%以降も載荷を続け、3%において計算による耐力値(96.8kN)と同程度の最大耐力106kNを示した。3%での9サイクルの載荷後も水平耐力の低下の兆候がみられなかったため、4%での載荷を行った。4%での載荷終了時には柱脚部において曲げ破壊が進展することで水平耐力が最大耐力の90%程度に低下し、コンクリートが圧壊・剥離し、鉄筋が露出した。

RSモデル(RCフレーム+付加弾性骨組(内付けタイプ))の荷重 変形関係および載荷後(層間変形角 3%,9 サイクル)の様子を図 9(b)に示す。対象架構は優れた靭性を有し,耐震改修における目標 層間変形角 0.67%において,層せん断力は 312kN(計算値の 1.3 倍 程度)となった。同変形時に柱頭および柱脚に最大幅 0.4mm 程度の ひび割れ(負方向載荷時,3Cycle)が,圧入モルタル表面に1mm 程 度のひび割れ(正方向載荷時,3Cycle)がそれぞれ見られた。図に は示していないものの1%以降も載荷を続け,2%においては補強接 合部と付加弾性骨組の部分的な分離や補強接合部のモルタルの剥落 および亀裂破壊がみられた。3%載荷時に445kNとRモデルの4倍 程度の最大耐力を示した。これは各要素の最大耐力を単純和した計 算値の2倍程度の高い値である。3%での繰返し載荷により水平耐力 は最大耐力の60%程度に低下した。載荷終了時にはRCフレーム柱 脚部の曲げ破壊,広範囲での接合部モルタルの剥落,付加弾性骨組 の柱梁のフランジ溶接接合部における割裂破壊がみられた。

RS モデルに対し BRB を導入した RSB モデルの荷重変形関係およ び載荷後(層間変形角 1%, 0.5 サイクル)の様子を図 9(c)に示す。 BRB の芯材は層間変形角 0.15%程度で降伏した後,耐震改修におけ る目標層間変形角 0.67%において安定した紡錘形の履歴性状を示し,



RSB モデルは RS モデルに比べ高いエネルギー吸収性能を示した。 0.3%において RC フレームに最大幅 0.7mm 程度(正方向載荷時, 3Cycle)のひび割れが見られ,0.67%では接合部のモルタルにも最大 幅 0.9mm 程度のひび割れ(正方向載荷時,3Cycle)が生じた。0.67% の載荷時にアクチュエータは載荷能力の9割程度に達したため,同 変形角で予定よりも多い9サイクルの繰返し載荷を行った。その後 層間変形角1%の負方向載荷時に載荷能力を超過し試験を終了した。

BRB を RC 架構に対し偏心配置した RSBe モデルの荷重変形関係 を図 9(d)に示す。耐震改修における目標層間変形角 0.67% でダンパ ーの降伏を伴う紡錘形の履歴性状を示し、同変形角における試験体の水平耐力は RSB モデルと同程度となった。また、0.67%において RC 柱の端部を中心に最大幅 0.5mm 程度のひび割れ(正方向載荷時, 3Cycle)が見られた。0.67%における9サイクルの繰返し載荷を行い,試験体のエネルギー吸収性能を確認した。その後 1%の負方向載荷時に載荷能力の制限から試験を終了した。

制振部材を導入した RSB モデルに FRP 補強を施した RSBF モデ ルの荷重変形関係を図 9(e)に示す。0.67%において RC フレームの梁 端部を中心に最大幅 0.3mm 程度の曲げひび割れ(正方向載荷時, 3Cycle)が生じたものの RC 架構および FRP 表面に顕著な損傷や歪 はみられず,ダンパーの降伏に伴う紡錘形の履歴性状を示した。耐 震改修における目標層間変形角0.67%で15サイクルの繰返し載荷を 行い,試験体のエネルギー吸収性能を確認した。今回の試験体では 柱のせん断破壊が生じなかったため FRP 補強の効果は小さい。

制振改修の目標層間変形角 0.67%におけるコンクリートの最大ひ び割れ幅は制振改修モデルにおいていずれも部材を容易に修復しう る修復限界状態 1<sup>18</sup>を満たす残留ひび割れ幅 1mm 以下となった。

載荷中の柱の軸力推移を表すロードセルの荷重変形関係を図 10 に示す。軸力は水平変形の増大に伴って増加し,図8に示した最大 振幅時の計算値(473kN)に近づいていることがわかる。各試験体 において同様の傾向がみられ,軸力の最大値はRSモデルの3%載荷 時において 578kN(軸力比0.36)と計算値よりやや大きい値となっ たが,概ね想定通りに柱への軸力導入がなされた。

# 3.2 RC架構主筋・付加弾性骨組の歪分布

改修の目標層間変形角 0.67%までの繰返し載荷における付加弾性 骨組各部の最大引張歪, RC架構主筋の最大引張歪を図 11, 12 にそ れぞれ示す。横軸の番号は付図 1 と対応する。図より各試験体にお いて付加弾性骨組を構成する部材の歪は概ね降伏歪以下となってお り,付加弾性骨組は弾性要素として適切に機能していると考えられ る。また RS モデルと RSBe モデルにおいて,図 12 に示す歪ゲージ の値が一部の箇所で降伏歪を超えていることから,RC架構主筋の 一部が局所的に降伏していることが分かる。一方で FRP 補強を RC フレームの柱に施した RSBF モデルは他のモデルに比べ最大引張歪 が低減し,各部において降伏歪以下となっており,FRP 補強の施工 による既存 RC 架構の損傷低減効果が確認できる。

#### 4. 既往の改修設計法における仮定条件の妥当性

4章では繰返し載荷実験の結果を踏まえ,既報<sup>10)</sup>で提案した等価 線形化手法に基づく改修設計法における仮定の妥当性を分析する。

# 4.1 既往の改修設計法における仮定条件

既往の改修設計法<sup>10)</sup>では制振改修に伴う応答低減により系の最大 変形と耐震改修における目標変形  $\delta_{target}$  が一致するという仮定をも とに割線剛性と等価減衰を想定し,応答スペクトル法により改修架 構の応答評価を行っている。応答評価に際し図 13 に示す改修の目標 変形における部材の履歴モデルを想定し,RC架構,BRBの履歴吸 収エネルギー $E_p^f(\vec{x}(3)), E_p^d(\vec{x}(4)), 付加系の等価弾性歪エネルギー$  $<math>E_e^f + E_e^d(\vec{x}(5))$ を求めている。なお,式中入は除荷剛性低下指数(=0.4), pはRC架構の最大変形時の等価剛性  $K_p^f$ の初期剛性  $K_f$ に対する比,  $\gamma_s$ は付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの剛性比  $K_s/K_d$ をそれぞれ表す。 RC架構の履歴モデルにおいて,ひび割れ時の塑性率 $\mu_e=0.1, 2$ 次剛



Fig. 12 Maximum tensile strain of main reinforcement (up to 0.67%)



性比  $\alpha_1=0.22$ ,3 次剛性比  $\alpha_2=0$  とし, RC 架構の降伏変形  $\delta_2$  時の層間 変形角は 1/225rad と仮定する。BRB は完全弾塑性モデルを仮定し, 降伏耐力および初期剛性は鋼材の素材試験による降伏応力,非塑性 化部・塑性化部の断面積及び材長,設置角度 $\theta$ を考慮して求める。

$$E_{\pi}^{f} = \begin{cases} 2K_{f} \left(\mu \delta_{y}^{f}\right)^{2} \frac{p\mu_{c}(1-p)}{\mu_{c}+p\mu} & \left(\mu_{c} < \mu \le 1\right) \end{cases}$$
(3-a)

$$= \left[ 2K_f \left( \mu \delta_y^f \right)^2 \left[ p - \frac{p^2 \left( 1 + \mu_c \right) \mu^\lambda}{\mu_c + p\mu} \right] \qquad (\mu > 1)$$
(3-b)

$$E_p^d = 4K_d \left(\mu_d - 1\right) \left(\delta_y^d\right)^2 \tag{4}$$

$$E_e^f + E_e^d = \begin{cases} \frac{1}{2} K_f \left(\mu \delta_y^f\right)^2 \left( \left(1 + \gamma_s\right) \frac{K_d}{K_f} + p \right) & \left(\mu_c < \mu \le \frac{\delta_y^d}{\delta_y^f}\right) \end{cases}$$
(5-a)

$$= \left[\frac{1}{2}K_{f}\left(\mu\delta_{y}^{f}\right)^{2}\left(\left(1/\mu_{d}+\gamma_{s}\right)\frac{K_{d}}{K_{f}}+p\right)-\left(\frac{\delta_{y}^{d}}{\delta_{y}^{f}}<\mu\right)\right]$$
(5-b)



Fig. 14 Hysteresis loops at target story drift angle 0.67%

| Cycle   |   | Dissipated Energy (kNmm) |      | Elastic Strain Energy (kNmm) |       |      | Equivalent Damping Ratio |       |      |            |
|---------|---|--------------------------|------|------------------------------|-------|------|--------------------------|-------|------|------------|
|         |   | Calc.                    | Exp. | Exp./Calc.                   | Calc. | Exp. | Exp./Calc.               | Calc. | Exp. | Exp./Calc. |
| RC      | 1 | 546                      | 266  | 0.49                         | 389   | 367  | 0.95                     | 0.11  | 0.06 | 0.51       |
|         | 2 |                          | 195  | 0.36                         |       | 347  | 0.89                     |       | 0.04 | 0.40       |
|         | 3 |                          | 227  | 0.42                         |       | 329  | 0.85                     |       | 0.05 | 0.49       |
| BRB     | 1 | 5985                     | 4596 | 0.77                         | 915   | 1130 | 1.24                     | 0.52  | 0.32 | 0.62       |
|         | 2 |                          | 4295 | 0.72                         |       | 1192 | 1.30                     |       | 0.29 | 0.55       |
|         | 3 |                          | 5141 | 0.86                         |       | 1211 | 1.32                     |       | 0.34 | 0.65       |
| Steel   | 1 | 0                        | 2187 |                              | 551   | 2016 | 3.66                     | 0.00  | 0.09 |            |
| Frame + | 2 |                          | 1737 |                              |       | 1939 | 3.52                     |       | 0.07 |            |
| Mortar  | 3 |                          | 1614 |                              |       | 1861 | 3.38                     |       | 0.07 |            |
| Total   | 1 | 6531                     | 7049 | 1.08                         | 1855  | 3514 | 1.89                     | 0.28  | 0.16 | 0.57       |
| (RSB    | 2 |                          | 6227 | 0.95                         |       | 3478 | 1.87                     |       | 0.14 | 0.51       |
| Model)  | 3 |                          | 6982 | 1.07                         |       | 3401 | 1.83                     |       | 0.16 | 0.58       |

Table 4 Equivalent damping ratio and dissipated energy (0.67%)

次に式(6),(7)により RC 架構の減衰定数  $h_{pf}$ ,制振改修架構の等価 減衰定数  $h_{eq}$ を求める。静的繰返し載荷実験の結果を分析対象とす るため,減衰定数算定の際にランダム振幅の影響は考慮しない。ま た,非構造部材が減衰に与える影響は考慮しない。

$$h_{p}^{f} = \frac{E_{p}^{f}}{4\pi E_{e}^{f}}$$
(6) 
$$h_{eq} = \frac{E_{p}^{f} + E_{p}^{d}}{4\pi \left(E_{e}^{f} + E_{e}^{d}\right)}$$
(7)

既報<sup>10</sup>の改修設計法では図13の履歴モデルを仮定した式(6),(7)によ る等価減衰定数に基づいて改修架構の応答を評価し,改修の目標変 形を満足するために必要なダンパー量を決定している。

## 4.2 各構成要素の履歴モデルにおける実験値と計算値の対応

各部材の吸収エネルギーおよび等価減衰定数は図 13 の履歴モデ ルの形状に依存しており、まずそれらの履歴モデルと実験結果の整 合性を確認する。各構成要素の荷重変形関係を分析するため、制振 改修の目標層間変形角 0.67%での載荷実験における各試験体の履歴 曲線から RC 架構(Rモデル)、付加弾性骨組と補強接合部(RSモ デルとRモデルの差分),BRB(RSBモデルとRSモデルの差分) の履歴曲線をそれぞれ抽出する。差分の計算にあたっては実験の計 測値を3次スプライン補間法により補間した履歴曲線を用いる。

図 14 に各構成部材の実験における履歴形状と改修設計法における履歴モデルを比較する。履歴モデルにおける RC フレームと付加 弾性骨組のせん断初期剛性は柱梁断面の断面二次モーメント *I<sub>c</sub>*, *I<sub>b</sub>* 



をもとに,式(8)に示すピン柱脚を有する1スパンラーメン骨組のせん断剛性の計算式<sup>19)</sup>(高さ $h=1/2h_{f,sf}$ スパン $l=l_{f,sf}$ )を応用して算出する。計算では付録2に示したモデルを仮定する。

$$k = \frac{1}{\left(\frac{h^{3}}{6EI_{c}} + \frac{h^{2}l}{12EI_{b}}\right)}$$
(8)

図 14(a), (b)より層間変形角 0.67%における RC 架構, BRB の最大 せん断力は実験値と計算値で概ね対応することがわかる。一方図 14(c)には実験における付加弾性骨組とモルタル接合部の履歴と,式 (8)において鉄骨部材の断面のみを考慮し水平剛性を算出した付加 弾性骨組の履歴モデルを比較する。剛性・耐力ともに実験値が計算 値に比べ大幅に高くなっている。これは実験において接合部の圧入 モルタルの付加曲げ剛性・耐力や部材の合成効果が試験体の剛性・ 耐力の上昇に寄与したためと考えられる。これに伴い,図 14(d)に示 す RSB モデルの履歴も実験値と計算値で大きな差異を生じている。

次に式(3)~(7)による各部材の吸収エネルギー,等価減衰定数の妥 当性を確認する。表4に目標層間変形角0.67%における各部材のエ ネルギー吸収量,等価弾性歪エネルギー,等価減衰定数の実験値と 計算値を比較する。表よりRC架構とBRBのエネルギー吸収量は, 実験値が計算値を下回っているものの,付加弾性骨組のエネルギー 吸収がそれらを相殺し,制振改修架構(RSBモデル)のエネルギー 吸収量は実験値と計算値で概ね対応していることが分かる。一方, 等価弾性歪エネルギーはRC架構とBRBで概ね計算値と実験値が対 応しているものの,表に灰色で示したように付加弾性骨組において 実験値が計算値の3倍以上となっている。系全体の等価弾性歪エネ ルギーおよび等価減衰定数も実験値と計算値で差が大きい。

#### 4.3 構成部材の合成効果を考慮した再現解析

付加弾性骨組の剛性に関して実験値が計算値を大幅に上回った原 因を考察するため,既存 RC 架構と付加弾性骨組および圧入モルタ ルの合成効果に着目した解析的検討を行う。図 15 に示す構成部材の 状態に着目した 3 つの力学モデルを検討する。全部材が断面保持さ れた一体部材とみなすモデル a の場合耐力は上限値をとり,圧入モ ルタルを考慮せず付加弾性骨組と RC 架構のみが独立して曲げに抵 抗するモデル c の場合耐力は下限値となると考えられる。実験時の 試験体の状態はその間にあると考えられ,モデル b のように付加弾 性骨組と圧入モルタルが断面保持されたモデルを想定する。以上の ケースを想定した静的増分解析による解析値を実験値と比較するこ とにより,実験結果を適切に評価する力学モデルを検討する。

まず解析モデルにおける合成部材の終局曲げモーメントおよび初 期剛性を算定する。柱軸力は 250kN を想定し,図 15 に仮定した曲 げ終局時の断面応力分布に基づく近似的な数値積分により中立軸を 決定し,中立軸まわりの終局曲げモーメント,断面二次モーメント を算定する。応力分布に関して,RC 柱側が圧縮となる場合(外曲 げ)には,コンクリートの圧縮縁最大歪  $\varepsilon_{cu}$ を 0.3%<sup>20</sup>と仮定して得 た歪勾配をもとに導出し,RC 柱側が引張となる場合(内曲げ)に は各部材の全塑性時の応力分布を考慮する。コンクリート,モルタ ルの圧縮強度はそれぞれ  $\sigma_c=20$ ,  $\sigma_m=80$ N/mm<sup>2</sup>とし,引張強度は無視 する。付加弾性骨組と鉄筋の降伏強度は引張試験における降伏応力 の平均値  $\sigma_{s}=402$ N/mm<sup>2</sup>, $\sigma_{c}=526$ N/mm<sup>2</sup>を 1.1 倍したものを用いる。以 上により算出した解析モデルの終局曲げモーメントを表5に示す。

図 16 に示すように構築した解析モデルの静的増分解析を汎用構 造計算ソフト<sup>21)</sup>により行う。図中に太線で示す BRB の非塑性化部 およびガセットプレート,付加弾性骨組のガセットプレート付属部, RC フレームにおける柱梁接合部および付加弾性骨組の柱梁部材の 交差部に隣接する領域を剛域とする。モデル a (図 15(a), 16(a)) は 全部材を,モデル b (図 15(b), 16(b)) は付加弾性骨組と圧入モルタ ルをそれぞれ合成断面とみなし一つの非線形ばねで表現する。

補強接合部における RC 架構と付加部材の間の応力伝達は、文献 22)を参考にして付加部材による RC 架構へのパンチング状態を表現 する圧縮弾性の軸ばねと補強接合部のせん断抵抗を表現する剛塑性 のせん断ばねによりモデル化する。補強接合部のせん断抵抗要素は 解析モデル隅部に集約した 2 組の軸・せん断ばねによりモデル化す る。そのため1つのせん断ばねのせん断耐力は、考慮する部材に付 随する全アンカーボルトのせん断耐力  $Q_p^{15}$ の 1/2 とする。RC 部材は RC 規準 <sup>23</sup>における降伏曲げモーメントの略算値を極値とし $a_1=0.22$ ,  $a_2=0.001$ としたトリリニアの材端曲げばねにより、鉄骨部材および 合成部材は表 5 に示す全塑性モーメントを折れ点としたバイリニア の材端曲げばねによりモデル化する。BRB は実験結果をもとに鋼材 のエネルギー吸収と降伏後の歪硬化を考慮したバイリニアの復元力 特性(歪硬化率 $\beta=0.05$ )を有する軸ばねによりモデル化し、芯材の 降伏耐力を引張試験の降伏応力度  $F_p=235N/mm^2$ をもとに設定する。 非塑性化部は剛に近い梁要素でモデル化する。

図17に解析モデルの静的増分解析による骨格曲線(黒色)と実験 における荷重変形関係(灰色)を比較する。図より層間変形角1% 程度までの範囲では、各ケースにおいて付加弾性骨組と圧入モルタ ルを一体とみなしたモデルbと実験値の骨格曲線が最もよく対応し ており、モデルbが実験結果を概ね再現するといえる。これは付加 弾性骨組とモルタルの境界面(φ13×2のシアスタッド)に比較して やや耐力の低い RC 架構とモルタルの境界面(φ16のアンカーボル ト)が先に滑りを生じたためと考えられる。

#### 4.4 合成効果を考慮した試験体の等価減衰定数の算定

図 18 に付加弾性骨組と圧入モルタルの合成効果を考慮したモデ



ル b を想定した履歴ループと実験における荷重変形関係を比較する。 圧入モルタルとの合成効果を考慮した付加弾性骨組の弾性剛性は、 無収縮モルタルの弾性係数  $E_c=30766$ N/mm<sup>2</sup>,鋼材の弾性係数  $E_s=205000$ N/mm<sup>2</sup>を用い、4.2節の式(8)により算出する。図よりモデ ル b を想定した場合、合成効果により増加した付加弾性骨組の剛性 をほぼ適切に評価し、制振改修を行った RSB モデルの履歴ループも 仮定モデルと実験値で概ね対応することが分かる。

また改修の目標変形における等価弾性歪エネルギーおよび等価減 衰定数は部材のせん断剛性・耐力に大きく依存する。そのため,合 成効果による部材のせん断剛性の割り増しを既往の改修設計法<sup>10</sup>に おいて考慮することで付加系の等価減衰定数の評価精度が向上する と考えられる。そこで、付加弾性骨組の剛性割増率 $a_c$ (付加弾性骨 組と補強接合部の載荷履歴(RSモデル-Rモデル)における各載荷 振幅時の割線剛性/付加弾性骨組のせん断剛性の計算値 $K_{sf}$ )を導入 する。さらに BRB の歪硬化率 $\beta$ を導入すると、 $\delta_s^{d}\delta_s^{f} < \mu$ のとき付加 系の等価弾性歪エネルギーは式(5)を変形した式(9)で表せる。

$$E_e^f + E_e^d = \frac{1}{2} K_f \left(\mu \delta_y^f\right)^2 \left( \left( \left( \left(\mu_d - 1\right)\beta + 1\right) \right) / \mu_d + a_c^{\text{target}} \gamma_s \right) \frac{K_d}{K_f} + p \right)$$
(9)

実験における付加弾性骨組の剛性割増率  $a_c$ の推移を図 19, 20 に それぞれ示す。図より  $a_c$ は載荷振幅の増大に伴って低下し,改修の 目標層間変形角 0.67%における剛性割増率  $a_c^{target}$ は概ねモデル b を 考慮した剛性割増率  $a_b^{cal}$ と整合することが分かる。図 15, 16 に示し たモデルbの形状・部材断面に基づく計算値  $a_b^{cal}$ はそれぞれ 3.3 (RSB model), 2.8 (RSBe model) となる。その後の載荷ステップにおいて  $a_c$ は緩やかに低下し,補強接合部付近に亀裂破壊が見られた層間変 形角 2% (RS モデル載荷時)においては, $a_c$ は合成効果を考慮しな いモデル c に基づく剛性割増率  $a_c^{cal}$  (=1)に近い値となっている。

図 21 に各サイクルにおける試験体のエネルギー吸収量と等価減 衰定数を示す。BRBを用いた制振改修架構(RSB, RSBe, RSBFモ デル)の等価減衰定数,エネルギー吸収量はともに層間変形角0.3% 程度から耐震改修における目標層間変形角0.67%にかけて未改修モ デルに比べ大きいことから,BRBの導入による試験体の減衰性能の 向上が確認できる。目標層間変形角0.67%における制振改修架構の エネルギー吸収量と等価減衰定数の実験値と計算値の対応を図22 と表6に示す。式(9)において*a*<sup>clarget</sup>=*a*<sup>fcd</sup>とし得られた等価弾性歪エ ネルギーを式(7)に代入することで,等価減衰定数の計算値を算出す る。図より各改修試験体において付加弾性骨組と圧入モルタルの合 成効果を考慮することで,既往設計法における評価式により制振改 修架構のエネルギー吸収量および等価減衰定数を±25%以内の精度 で概ね評価できるといえる。さらに各載荷振幅における*a*<sup>c</sup>(図20) の平均値を考慮した,0.3%および0.44%載荷時における計算値と実 験値(RSBモデル)を図23に示すが,同様によい対応を示す。

## 5. 結

本論では,諸外国の低耐力 RC 架構を対象としたダンパー主架構 剛性比 k<sub>d</sub>/k<sub>f</sub>が 2~3 程度と高い制振改修架構の繰返し載荷実験を実施した。以下に検討により得られた知見を示す。

- 1)架構の内外に設置した制振改修架構に導入された片流れの弾塑性 ダンパーは耐震改修における目標層間変形角 0.67%において優れ たエネルギー吸収性能を発揮すること,付加弾性骨組は弾性状態 を保つことを確認し,提案制振改修構法の妥当性を示した。0.67% までの載荷において RC 架構のひび割れ幅の最大値はいずれも文 献 18)の修復限界状態 I を満たす 1mm 以下となった。実験時の試 験体の耐力は,部材降伏により決まる計算値,Q<sub>sul</sub><sup>15</sup>を上回った。
- 2)RC架構の柱にFRP補強を施工したRSBFモデルにおいては、他の試験体と比べRC架構における主筋の最大歪が減少し各部において降伏歪以下となり、構造躯体の損傷がやや低減した。層間変形角0.67%までFRP表面にも顕著な歪や損傷は生じなかった。





-1582-

要素の単純和を大幅に超過するが、付加弾性骨組と圧入モルタル の合成効果を考慮した部材剛性および終局曲げモーメントを用い た線材モデルにより概ね評価できる。同部材の合成効果による付 加弾性骨組の耐力上昇を付加系の等価弾性歪エネルギーの簡易評 価式における係数として考慮することにより、各変形における改 修架構の等価減衰定数を手計算で概ね評価できる。

#### 付録1 試験体における歪ゲージの配置

試験体における付加弾性骨組及び鉄筋の歪を計測するために貼付した歪ゲ ージの位置を示す。付加弾性骨組の歪ゲージは、RSB・RSBF モデルにおいて は付図1(a)に, RSBeモデルにおいては付図1(b)に示す位置にそれぞれ貼付し, 鉄筋表面の歪ゲージはコンクリート打設前に付図 1(c)に示す位置に貼付した。 図中の番号(S-,R-)は本文中図 11, 12 のグラフの x 軸と対応する。

#### 付録2 付加弾性骨組と RC フレームのせん断剛性の算出手法

付図2の中央に示すように柱脚剛のラーメンフレームの曲げモーメント反 曲点高比が 0.5 程度と仮定し, RC フレームと付加弾性骨組のせん断剛性を算 定する。想定するラーメンフレームは付図2右に示す柱脚ピンのラーメンフ レームと同様とみなし、式(8)を適用する。式(8)に用いる h と l の寸法は RC フレームにおいては  $h=1/2h_f$ ,  $l=l_f$ , 付加弾性骨組においては  $h=1/2h_{sf}$ ,  $l=l_{sf}$  と 設定し、検討試験体における値は本文図3、4中にそれぞれ示す。

#### 参考文献

- 1) Cizmecioglu, F.T.: ComparingColumn + Shear Wall Cross-Sectional Area Ratios in Seismically Retrofitted School Buildings Before and After Retrofitting, Istanbul Technical University (ITU), Institute of Science and Technology, MS Thesis, Istanbul, 2007 (Thesis Supervisor: Oguz C. Celik)
- 2) 日比野陽,渡邊秀和,楠浩一,田才晃:2011年トルコ・ワン地震で被災 したRC造建物の耐震性能,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-2分冊, pp.215-216, 2013.8
- 3) Takashi Kaminosono, Fumitoshi Kumazawa, Yoshiaki Nakano : QUICK INSPECTION MANUALFOR DAMAGED REINFORCED CONCRETE BUILDINGS DUE TO EARTHQUAKES Based on the Disaster of 1999 Kocaeli Earthquake in Turkey, National Institute of Land and Infrastructure Management, 2002.3
- 4) 小谷野一尚,大家貴徳,大竹誠寛,每田悠承,坂田弘安,岩田衛:座屈 拘束ブレースを制振部材として用いる損傷制御 RC 構造の実験的研究 そ の 1, 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.1587-1590, 2013.8
- 5) 澤木講治郎,毎田悠承,笠井和彦,坂田弘安:摩擦ダンパー付きブレー スを組み込んだ RC フレームの繰り返し載荷実験 その 1,2,日本建築 学会大会学術講演梗概集, B-2 分冊, pp.867-870, 2013.8
- 6) 竹内徹, 安田幸一, 湯浅和博, 岡山俊介, 宮崎健太郎, 岩田衛: 統合フ ァサードによる既存不適格建物の改修,日本建築学会技術報告集, No.24, pp.161-166, 2006.12

fĒ

٦c

сſ

с

f-f

- 7) 北嶋圭二,鈴木信二,築井英昭,池尾正詩:集合住宅への制振補強工法 の適用事例, コンクリート工学, Vol.42, No.2, pp.54-60, 2004.2
- 蒲武川, 笠井和彦: 弾塑性ダンパーを用いた多層 RC 構造の地震応答制 8) 御設計法, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 685 号, pp.461-470, 2013 3
- 9) 笠井和彦, 伊藤浩資: 弾塑性ダンパーの剛性・降伏力・塑性率の調節に よる制振構造の応答制御法、日本建築学会構造系論文集、第 595 号、 pp.45-55, 2005.9
- 10) 藤下和浩, スッチュ・ファーティフ, 松井良太, 竹内徹: 損傷配分に着 目したトルコにおける多層 RC 建物の制振改修,日本建築学会構造系論 文集, Vol.79, No.699, pp.661-669, 2014.5
- 11) An-Chien Wu, Kuan-Yu Pan, Keh-Chyuan Tsai, Chao-Hsien Li, Pao-Chun Lin, Kung-Juin Wang and Chi-Hsuan Yang : Seismic Performance of RC Structure Retrofitted with Steel Buckling-Restrained Braced Frame, 8th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas, pp.1006-1013, 2015 7
- 12) Turkish Standards Institute : TS500-Requirements for Design and Construction of Reinforced Concrete Structures, 1975 and 1984
- 13) Turkish Ministry of Public Works and Settlement : Specification for Structures to be Built in Disaster Areas 1975
- 14) 国土交通省国土技術政策総合研究所他編: 2015 年度版建築物の構造関係 技術基準解説書,全国官報販売協同組合,2015.6
- 15) 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 2001 年改訂版, p.204, 2001.10
- 16) (社)日本建築構造技術者協会:構造レトロフィット 特殊耐震・免震・ 制振改修の事例,建築技術,2001.6
- 17) Ministry of Public Works and Settlement : Specification for Buildings to be Built in Seismic Zones, 2007
- 18) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解 説, 2004.2
- 19) 清田清司,高須治男:新建築土木構造マニュアル, p.214, オーム社, 2015.7
- 20) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同 解説, 1999.8
- 21) (株)構造システム: SNAP Ver.5 テクニカルマニュアル, 2009.8
- 22) 日本建築学会構造委員会,既存中層鉄筋コンクリート造建物の等価線形 化法を用いた耐震性能評価法,2014年度日本建築学会大会(近畿)構造 部門(RC構造)PD資料, p.78, 2014.9
- 23) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説-許容応力度設 計法-, p.170, 2010.6







# CYCLIC LOADING TESTS OF SUB-STANDARD RC FRAMES RETROFITTED WITH BUCKLING RESTRAINED BRACES AND ELASTIC STEEL FRAMES

# Kazuhiro FUJISHITA<sup>\*1</sup>, Ahmet BAL<sup>\*2</sup>, Fatih SUTCU<sup>\*3</sup>, Ryota MATSUI<sup>\*4</sup>, Masao TERASHIMA<sup>\*5</sup>, Oguz C. CELIK<sup>\*6</sup> and Toru TAKEUCHI<sup>\*7</sup>

 \*1 Grad. Stud., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M. Eng. (Research Fellow of the Japan Society for the Promotion of Science)
\*2 Lect., Vocational School of Technical Sciences, Const. Div., Namik Kemal University, Turkey, M. Eng.
\*3 Assist. Prof., Dept. of Civil Eng., Istanbul Technical University, Turkey, Dr. Eng.
\*4 Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
\*5 Nippon Steel & Sumikin Engineering, M. Eng.
\*6 Prof., Faculty of Architecture, Istanbul Technical University, Turkey, Dr. Eng.
\*7 Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

# 1. Introduction

Response control retrofit of existing RC buildings with buckling restrained braces (BRBs) assures immediate occupancy performance level after severe seismic events. This method is widely used in Japan and may improve the sub-standard buildings in overseas countries with high building importance factors *e.g.* school buildings in Turkey. Implementation of BRBs and elastically designed closed-steel frames in seismically deficient such RC frames would provide a much better damage distribution and mitigate the possible residual displacement after an earthquake. This paper describes near full-scale displacement-controlled cyclic testing of five specimens to meet the performance requirements given by the relevant codes in Japan. Special emphasis has been placed on the composite interaction between the RC frame and added elastic frame. Experimental results including hysteretic curves, dissipated energies, crack patterns on the RC elements, and strain histories are promising for the response control retrofit of sub-standard RC buildings located in seismically vulnerable areas.

#### 2. Outline of Experiments

For the experimental part of this work, near full-scale RC frames have been manufactured in Turkey representing a sub-standard school building. Retrofit members have been manufactured in Japan and shipped to Turkey. The proposed retrofit method requires an elastically designed steel frame installed in the RC frame and then buckling restrained braces (BRBs) are attached through the steel frame. All tests are carried out in the Earthquake and Structural Engineering Laboratory (STEEL) of Istanbul Technical University (ITU). The target was to obtain a more ductile RC frame behavior with minimum seismic damage. Experimental program includes testing of five specimens as follows: R model (bare frame), RS model (RC frame with inner steel frame only), RSB model (RC frame with concentrically attached BRB and steel frame), RSBe model (RC frame with eccentrically attached BRB and steel frame).

## 3. Results of Experiments

R model slightly cracked at the retrofit target story drift angle (0.67%) and showed a good ductile behavior until 3% story drift. Base shear strength increased by approximately four times in RS model, compared to that of the R model. This reveals that the composite interaction between steel and RC frames was apparent. RSB and RSBe models displayed a superior energy dissipation performance up to the retrofit target story drift mainly due to the BRBs. Moreover, when FRP is applied on the columns of the RC frame (RSBF Model), strains on RC frame main reinforcements decreased and the amount of dissipated energy is slightly increased. For each specimen, the residual crack width after loading was smaller than 1mm.

#### 4. Verification of Proposed Damper Design Method for Structural Retrofit

With the given assumed model for each element, the authors proposed a retrofit design method for sub-standard RC buildings in Turkey. First, experimental results are compared with previously proposed simple hysteretic models where the composite interaction of the frames or strain hardening effects in the BRB is neglected. To improve the agreement between the proposed model and experiments, push over analyses for three types of composite interaction cases are carried out. It is found that the skeleton curve of the analysis model which considers the partial composite interaction of steel frame and mortar zone shows a reasonable agreement with the experimental results. A new parameter for design,  $a_c$  is proposed as the stiffness ratio between secant stiffness of steel frame (RS model - R model) on each step of experiment to the predicted stiffness of steel frame. Also, by the proposed parameter and method, equivalent damping ratio at target retrofit story drift can be successfully determined.