

鉄筋コンクリート梁の繰返し载荷による終局変形性能に関する実験

吉田優一朗¹⁾, Trivedi Shubham²⁾, 塩原等³⁾, 田尻清太郎⁴⁾

1) 東京大学大学院 修士課程

e-mail: yoshida@rcs.arch.t.u-tokyo.ac.jp

2) 東京大学大学院 博士課程

e-mail: shubham@rcs.arch.t.u-tokyo.ac.jp

3) 東京大学工学系研究科 教授・工博

e-mail: shiohara@arch.t.u-tokyo.ac.jp

4) 東京大学工学系研究科 准教授・博士 (工学)

e-mail: tajiri@arch.t.u-tokyo.ac.jp

要 約

曲げ降伏型1/3スケールのRC造片持ち梁18体の正負漸増振幅繰返し载荷実験を行い、部材の終局時の挙動に関する基礎的データを得たので報告する。試験体の変数はせん断スパン、引張主筋比、横補強筋比、横補強筋降伏点、コンクリート強度で、ここでは試験体の諸元、加力方法、実験結果および終局変形性能とその影響因子について述べる。耐力低下点の部材角は3~8%程度まで異なる結果が得られ、中でも横補強筋比の影響が大きく、他の変数の影響は相対的に小さかった。既往の終局変形性能の算定式は全体では実験値と平均的に近い値を与え、実験因子を適切に反映していないものが多かったが、実験変数の影響についての妥当な推定ができる算定法もあった。

キーワード： 終局変形, 耐力低下

1. はじめに

梁曲げによる全体降伏型の鉄筋コンクリート造ラーメン架構は、梁端の曲げ降伏ヒンジにおける安定した履歴エネルギー吸収により、設計地震力を超える大地震に対しても一定の倒壊余裕度を有する信頼性の高い構造形式である。しかし、構造物の倒壊現象までを視野に入れた性能設計に必要な損傷の進展に対応した限界変形点や、倒壊余裕度の推定のための地震応答解析のモデルの構築のために必要な耐力低下に関する系統的な実験は少ない。そこで、曲げ降伏する梁の実験変数を系統的に変化させ、大変形に至る静的正負繰返し载荷実験を行う。本報では主に実験結果と、耐力低下点や終局変形性能に及ぼす影響について述べる。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、断面が幅 180mm, せい 240mmの長方形梁で、スケールが1/3, 上端下端同配筋の片持ち梁 18体である。図1に試験体の形状寸法、配筋および歪ゲージの貼付位置を、表1に試験体の諸元を示す。SA1, 3 (SAシリーズ) は主筋径が異なり、SA1は D16, SA3は D10を用いる。SB01~12 (SBシリーズ) は荒川mean式で a) せん断余裕度が 1.1となるようにせん断設計した試験体 SB01を標準として、

表2 鉄筋の材料特性

| シリーズ 試験体 | 使用箇所 | 鉄筋 | 降伏点 MPa | ヤング率 GPa | 引張強度 MPa | 破断伸び % |
|-------------|------|-----------|------------|-------------|-------------|-----------|
| SA1 | | SD345-D16 | 396 | 197 | 578 | 20 |
| SB, SC | 主筋 | SD345-D13 | 372 | 188 | 546 | 25 |
| SA3 | | SD345-D10 | 365 | 181 | 539 | 23 |
| SA, SC | | SD295A-D6 | 348 | 180 | 520 | 32 |
| SB, SC | 横補強筋 | SD295A-D4 | 366 | 182 | 504 | 28 |
| SB | | S45C-φ4 | 749 | 193 | 1062 | 21 |

表3 コンクリートの材料特性

| シリーズ | 呼び強度 MPa | 粗骨材の 最大寸法 (フロー) mm | スランプ (フロー) cm | 水セメン ト比 % |
|------|-------------|-----------------------------|---------------------|-----------------|
| SA | 19.5 | | 17.5 | 64.2 |
| SB | 24 | 13 | 17 | 59.4 |
| | 50 | | 54 | 37.9 |
| SC | 50 | | 51 | 37.9 |

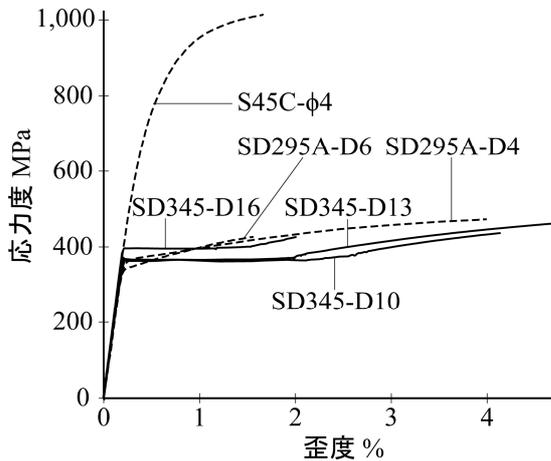


図2 鉄筋の応力度と歪度の関係

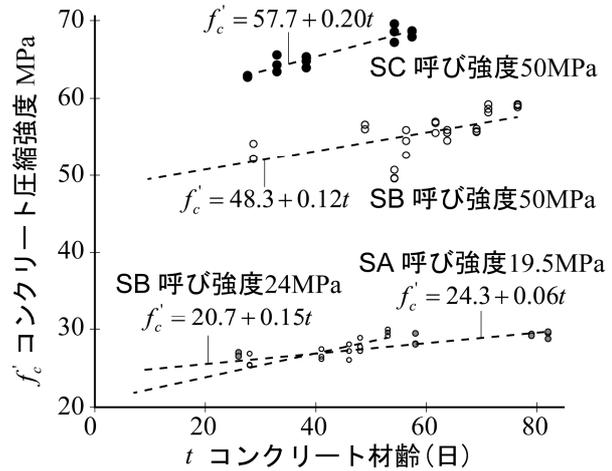


図3 コンクリートの圧縮強度と材齢の関係

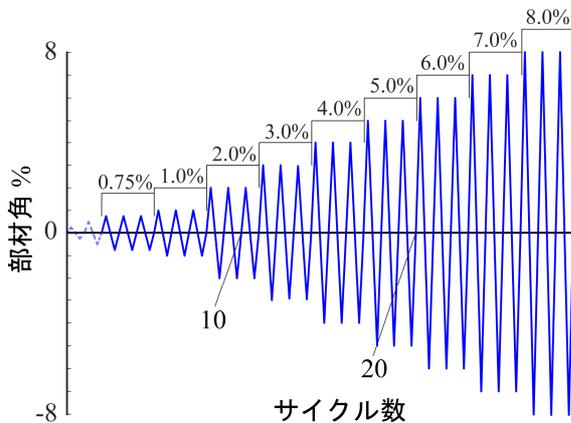


図4 荷重履歴

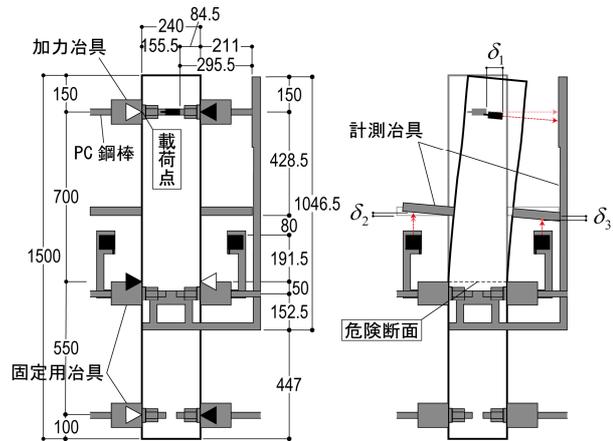


図5 荷重方法と計測方法

SD345の D13の普通強度鉄筋を、横補強筋としては共通に SD295Aの D4, D6の普通強度鉄筋と鋼種 S45Cの丸鋼 φ4をそれぞれ使用した。図2に引張試験で得た応力度と歪度との関係を、表2にその降伏点等の値をそれぞれ示す。横補強筋に用いた D4, D6および φ4に明瞭な降伏棚がなかったため、降伏点は0.2%残留歪耐力の値を示した。コンクリートの呼び強度は、SAシリーズが 19.5MPa、SBシリーズが 24MPaと 50MPa、SCシリーズが 50MPaであり、表3にそれらの特性値を示す。現場封かん養生のシリンドラを用い、各試験体の荷重前日に圧縮試験と割裂試験を行った。図3にそれらの材齢と圧縮強度の関係を示す。図中の破線は各呼び強度ごとに、それらの関係を線形近似したものである。表1に示す各試験体のコンクリートの圧縮強度は、この関係を用い加力当日の値を内挿して求めた値である。

2.3 実験方法

試験体は、PC鋼棒と固定用治具を用いて試験体根元を固定し、片持ち梁先端に加力治具を取り付け、PC鋼棒で正負交番繰返し荷重した。加力は部材角による変位制御で行い、荷重履歴は図4に示すよう

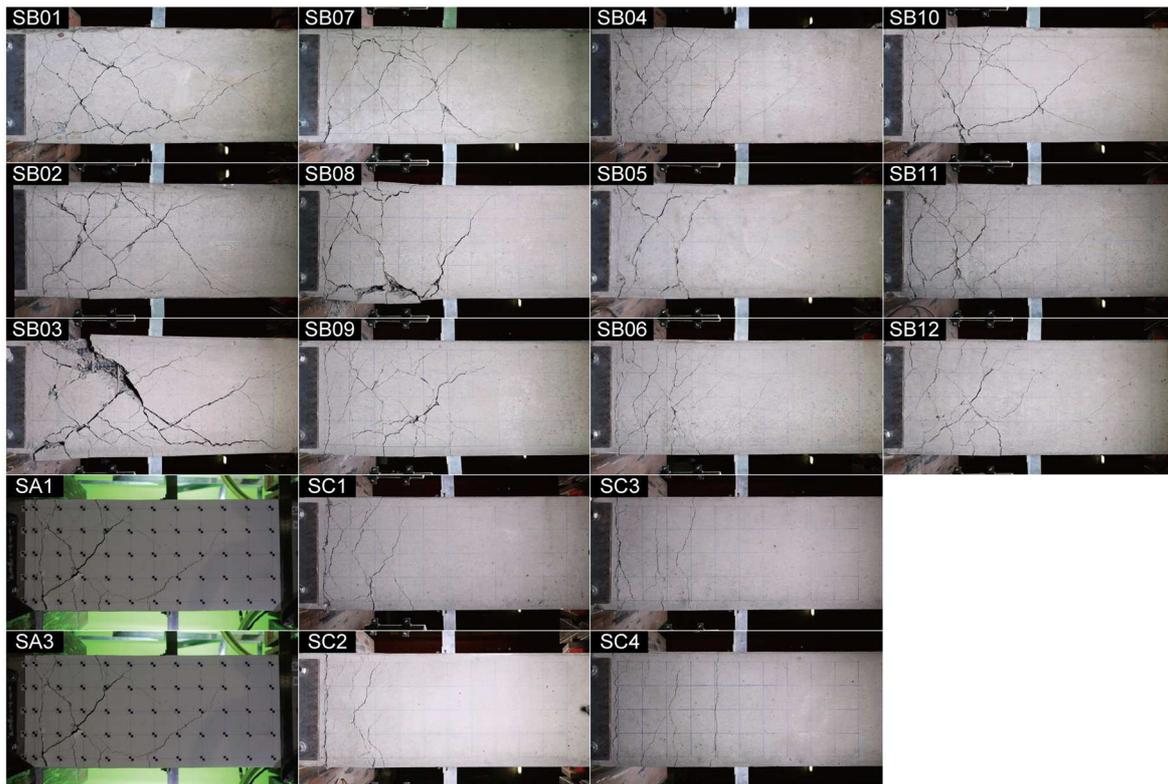


写真 1 部材角 3.0%の加力サイクル載荷終了時

に、部材角 0.25, 0.5% を 1 回ずつ載荷した後、0.75, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 7.0, 8.0% をそれぞれ 3 サイクルずつ同一振幅で正負繰返した。試験体に軸力の載荷はしなかった。載荷中は加力用の PC 鋼棒の引張り力をロードセルにより測定し、片持ち梁のせん断力とした。片持ち梁の変形の計測は図 5 に示すように、危険断面から 50mm 固定側に入った位置のインサートボルトに固定した計測治具を基準として、載荷点に固定したレーザー変位計から計測治具までの距離 δ_1 を測定し、片持ち梁のたわみとした。たわみをせん断スパンで除した値を部材角とした。梁の塑性ヒンジ領域の曲げ回転角は、危険断面から 271.5mm 離れた位置に計測治具を取り付け、危険断面位置の 2 台のレーザー変位計で材軸方向の長さの変化 δ_2 と δ_3 を測定し、変位計間の距離で除して塑性ヒンジ領域の曲げ回転角とした。図 1 に示すように歪ゲージを危険断面位置の主筋に貼付した。また、損傷観察のために試験体に間隔 50mm のグリッドを書き、写真を撮影し記録した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

全試験体の部材角 3.0% 加力サイクル終了時の破壊状況を写真 1 に示す。いずれの試験体も最初に危険断面に沿って曲げひび割れが発生した。次に SA, SB シリーズでは、部材角 1.0% までに試験体中央付近から斜めにせん断ひび割れが発生し、その後せん断ひび割れの拡大、進展が繰り返された。SC シリーズでは、部材角 2.0% 時に危険断面から 10cm 付近の端部から 2 本目の曲げひび割れが発生し、その後多数の曲げひび割れが発生、進展した。加えて SC1, SC2 ではせん断ひび割れが発生した。その後 SC1 はせん断ひび割れの拡大、進展が確認されたが、SC2 は閉じたままであった。最終的にいずれの試験体も主筋の座屈、かぶりコンクリートの圧壊に至った。また、SC シリーズは SB シリーズよりもコンクリートの剥落が少なく、危険断面から 15cm 以内に集中していた。

3.2 試験体の諸強度と力学特性

試験体の諸強度および変形に関して、表 4 に計算値と実験値を示す。計算値は表 2 と表 3 に記した材料強度の実験値に基づいて計算している。曲げ降伏時せん断力、曲げ終局時せん断力は平面保持による

表 4 部材の強度と変形

| 試験体 | 計算値 | | | | 実験値 | | | | | | | | | | |
|----------------|-------------------|-------------------|-----------------|------------|-------|-------|-------|-------|---------|-------|-------|-------|--------|---------------|-------|
| | 曲げ降 伏時せ ん断力 | 曲げ終 局時せ ん断力 | せん断 終局 強度 | せん断 余裕度 | 曲げ降伏時 | | | | 最大せん断力時 | | | | *耐力低下点 | | |
| | | | | | せん断力 | | 部材角 | | せん断力 | | 部材角 | | 部材角 | ヒンジ領域 の回転角 | |
| | | | | | 正 | 負 | 正 | 負 | 正 | 負 | 正 | 負 | (サイクル) | 正 | 負 |
| Q_{my} kN | Q_{mu} kN | Q_{su} kN | Q_{su}/Q_{mu} | kN | | % | | kN | | % | | | | | |
| SA1 | 43.1 | 44.4 | 70.0 | 1.58 | +45.3 | -43.0 | +1.02 | -0.96 | +53.0 | -50.9 | +3.94 | -4.01 | 5(-1) | — | — |
| SA3 | 35.9 | 37.1 | 70.3 | 1.89 | +39.5 | -38.6 | +0.82 | -0.70 | +44.8 | -42.0 | +4.01 | -3.98 | 4(+3) | +2.08 | -3.27 |
| SB01 | 51.9 | 53.3 | 59.7 | 1.12 | +57.1 | -54.4 | +0.85 | -0.69 | +59.4 | -59.3 | +3.01 | -3.01 | 4(-2) | — | — |
| SB02 | 52.7 | 54.9 | 78.9 | 1.44 | +58.1 | -55.0 | +0.76 | -0.72 | +63.3 | -59.7 | +4.01 | -3.01 | 4(+3) | +2.33 | -3.68 |
| SB03 | 70.9 | 78.1 | 84.3 | 1.08 | +79.9 | -75.1 | +0.74 | -0.80 | +81.1 | -77.1 | +2.00 | -2.01 | 3(+2) | +2.73 | -1.14 |
| SB04 | 51.9 | 53.4 | 71.8 | 1.34 | +55.5 | -55.0 | +0.71 | -0.78 | +65.6 | -60.8 | +4.01 | -4.01 | 5(+3) | +2.91 | -4.72 |
| SB05 | 52.7 | 55.0 | 91.1 | 1.66 | +56.2 | -54.8 | +0.68 | -0.43 | +63.6 | -63.3 | +4.01 | -4.02 | 5(-2) | +3.12 | -3.96 |
| SB06 | 71.0 | 78.1 | 96.6 | 1.24 | +74.6 | -77.0 | +0.70 | -0.62 | +84.3 | -86.7 | +4.01 | -4.02 | 4(-3) | +3.95 | -3.18 |
| SB07 | 36.3 | 37.4 | 60.4 | 1.62 | +38.9 | -38.3 | +0.83 | -0.88 | +42.1 | -42.9 | +4.01 | -3.01 | 4(-2) | +4.14 | -1.68 |
| SB08 | 36.9 | 38.5 | 80.8 | 2.10 | +40.1 | -38.2 | +0.75 | -0.66 | +43.2 | -43.5 | +3.00 | -3.01 | 4(-2) | +4.94 | -3.60 |
| SB09 | 49.8 | 54.9 | 86.4 | 1.57 | +54.0 | -54.7 | +0.92 | -0.78 | +57.0 | -60.0 | +3.01 | -3.72 | 4(-2) | +2.70 | -3.93 |
| SB10 | 51.9 | 53.4 | 86.5 | 1.62 | +55.6 | -56.2 | +0.73 | -0.80 | +61.9 | -62.2 | +4.01 | -4.01 | 5(+3) | +4.44 | -3.05 |
| SB11 | 52.7 | 55.0 | 105.7 | 1.92 | +52.7 | -57.7 | +0.84 | -0.65 | +62.4 | -64.7 | +4.02 | -4.01 | 5(+2) | +3.55 | -3.59 |
| SB12 | 73.4 | 78.3 | 111.2 | 1.42 | +78.5 | -77.8 | +0.88 | -0.77 | +84.1 | -87.2 | +4.00 | -4.01 | 5(+2) | +3.51 | -4.20 |
| SC1 | 53.3 | 55.9 | 113.7 | 2.03 | +54.8 | -53.0 | +0.69 | -0.57 | +66.3 | -66.4 | +4.99 | -5.01 | 6(-3) | +3.21 | -3.09 |
| SC2 | 53.3 | 56.0 | 117.0 | 2.09 | +55.3 | -53.8 | +0.64 | -0.54 | +66.6 | -66.5 | +5.01 | -5.01 | 7(-2) | +2.97 | -2.82 |
| SC3 | 28.8 | 30.2 | 116.5 | 3.86 | +28.6 | -29.3 | +0.89 | -0.81 | +38.2 | -40.1 | +6.00 | -5.99 | 7(-2) | +5.68 | -6.01 |
| SC4 | 28.8 | 30.2 | 119.6 | 3.96 | +29.6 | -29.2 | +0.92 | -0.83 | +37.1 | -38.8 | +7.00 | -6.00 | 8(-2) | +6.12 | -6.49 |

断面の曲げ解析により求めた一段目の引張主筋降伏時の曲げモーメント、圧縮縁のコンクリートの最大歪度が0.3%に達した時の曲げモーメントをそれぞれせん断スパンで除した値として求めた。また、荒川mean式を適用してせん断終局強度を求め、せん断余裕度を算出した。せん断余裕度は、標準試験体のSB01で1.12となり、残りの試験体では実験変数により、1.1から4.0の範囲となった。

3.3 復元力特性

図6に実験で得られた部材角とせん断力の関係を、図7に曲げ回転角とせん断力の関係をそれぞれ示す。図中には曲げ降伏と判断した点、最大せん断力時の点、耐力低下点を示している。ここで、曲げ降伏は危険断面の主筋に貼付した歪ゲージの値が降伏歪を超えた点、耐力低下点はサイクルのピークの強度が初めて最大強度の80%を下回る点とした。これらの値は表4にも記している。

実験の結果、全試験体で曲げ降伏型の挙動を確認した。鉄筋に貼付した歪ゲージから、全試験体で梁主筋の降伏が確かめられた。曲げ降伏する部材角は0.4から1.0%の範囲にあった。最大せん断力時の部材角は、SAシリーズは4.0%、SBシリーズは2.0から4.0%、SCシリーズは5.0から7.0%であった。

SAシリーズでは、SA1は部材角が5.0%の1サイクル、SA3は4.0%の3サイクルで耐力低下点が現れた。SBシリーズでは、耐力低下が最も早かったのはSB03で部材角2.0%のサイクルで耐力低下が見られ、部材角が3.0%の2サイクルで耐力低下点が現れた。SB03はせん断余裕度が1.08と全試験体で最も小さく、写真1のように試験体を横切るようにせん断ひび割れが発生し、耐力低下が始まったと推測される。耐力低下点の部材角が、4.0%となったものはSB01, 02, 06, 07, 08, 09の6体で、5.0%となったのはSB04, 05, 10, 11, 12の5体であった。SCシリーズでは、耐力低下点の部材角がSC1は6.0%、SC2とSC3は7.0%、SC4は8.0%であった。

3.4 耐力低下の影響因子

(a) せん断余裕度

図8に試験体の実験変数の関係を示し、図9にせん断余裕度と耐力点の部材角をプロットする。全試験体では2つの値の相関係数は0.81で強い正の相関があることになるが、SCシリーズは、横補強筋比レベルが極めて大きく他の因子を変動させた試験体がないので、これらを除いた試験体群で評価すると、相関係数は0.30となり相関は低くなる。

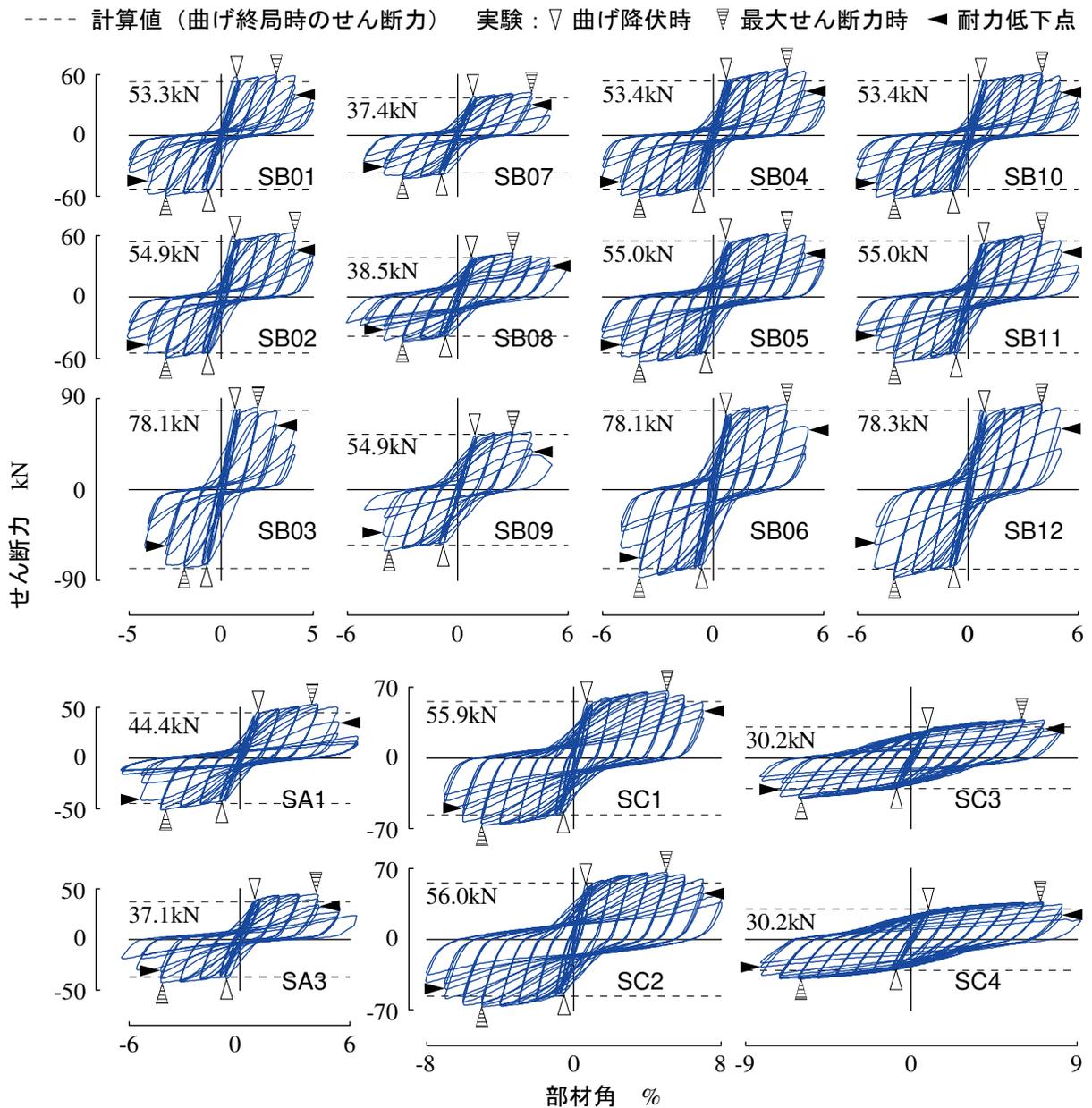


図6 部材角とせん断力の関係

(b) せん断スパン

せん断スパンが 700mm から 1000mm になると、耐力低下点の部材角は SB01 と SB07、および SB02 と SB08 は共に 4.0% であるが、SB03 と SB09 は 3.0% から 4.0% に変動する。700mm から 1300mm になると、SC1 と SC3 は 6.0% から 7.0% に、SC2 と SC4 は 7.0% から 8.0% に変動する。

(c) 引張鉄筋比

引張鉄筋比が 1.31% から 1.96% になると、耐力低下点の部材角は SB02 と SB03 は 4.0% から 3.0% に、SB05 と SB06 は 5.0% から 4.0% に変動し、SB08 と SB09 は共に 4.0%、SB11 と SB12 は共に 5.0% である。

(d) 横補強筋比

横補強筋比が 0.26% から 0.52%, 1.04%, 2.35% になると、耐力低下点の部材角は SB02, SB05, SC1 および SC2 は 4.0% から 5.0%, 6.0%, 7.0% に変動する。0.26% から 0.52% になると、SB01 と SB04 は 4.0% から 5.0% に、SB03 と SB06 は 3.0% から 4.0% に変動する。1.04% から 2.35% になると、SC3 と SC4 は 7.0% から 8.0% に変動する。図 10 に横補強筋と耐力低下点の部材角をプロットす

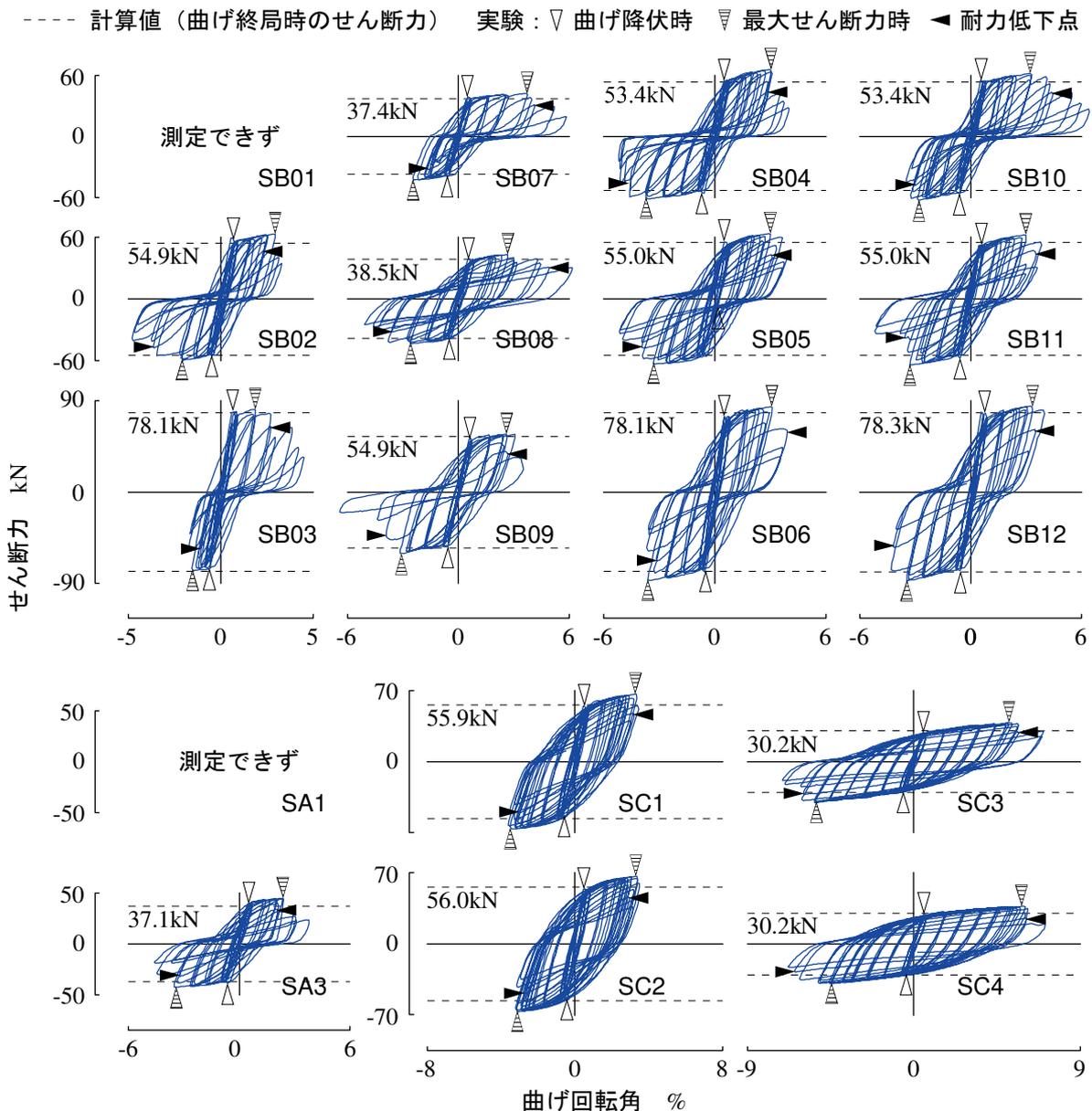


図7 曲げ回転角とせん断力の関係

る. 2つの値の相関係数は0.88となる. SCシリーズを除いた試験体群で評価すると相関係数は0.68に低下するが, せん断余裕度の場合より相関係数は低下しない.

(e) 横補強筋降伏点

横補強筋の降伏点が366MPaから749MPaになると, 耐力低下点の部材角はSB04とSB10, およびSB05とSB11は共に5.0%であるが, SB06とSB12は4.0%から5.0%に変動する.

(f) コンクリート強度

コンクリートの呼び強度が24MPaから50MPaになると, 耐力低下点の部材角はSB01とSB02, およびSB07とSB08は共に4.0%, SB04とSB05, およびSB10とSB11は共に5.0%となる.

以上のように, 耐力低下点の部材角に最も影響を及ぼす因子は横補強筋比であり, 本実験においてはせん断余裕度よりも耐力低下点の部材角との強い相関を示している. またSCシリーズの実験結果から, せん断スパンが大きい場合に限り, 耐力低下点の部材角の影響因子になると推測される. 引張鉄筋比, 横補強筋降伏点, コンクリート強度は耐力低下点の部材角に及ぼす影響はほとんどなかった.

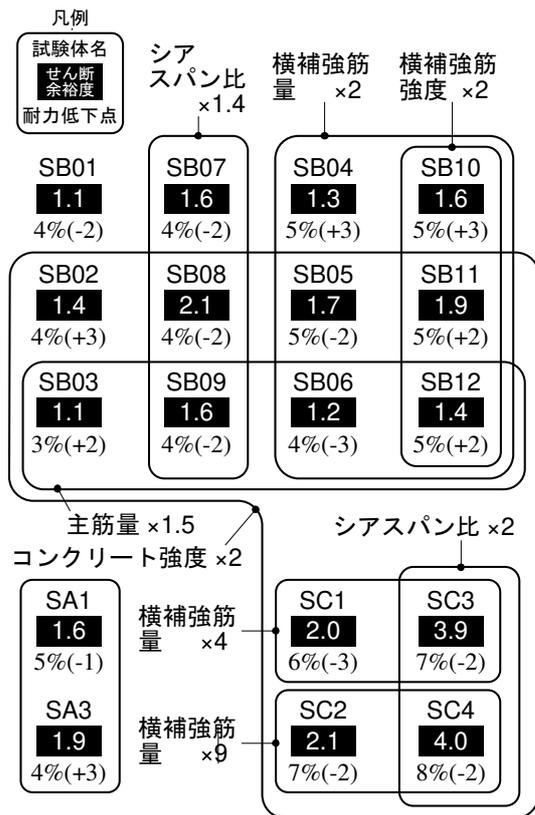


図8 実験変数の関係

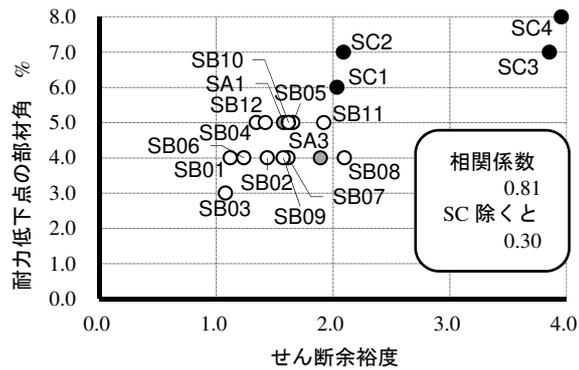


図9 せん断余裕度と耐力低下点の部材角の関係

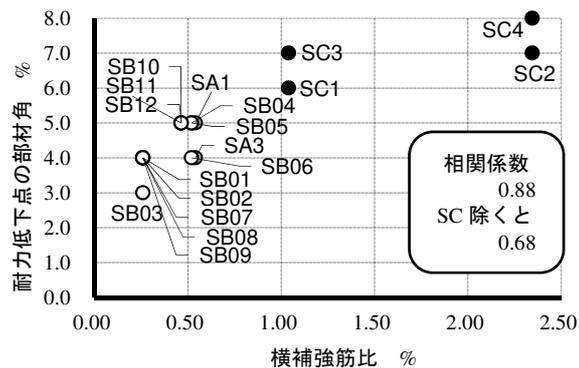


図10 横補強筋比と耐力低下点の部材角の関係

4. 終局変形性能評価の精度

図11に耐力低下点の部材角の実験値(表4)と耐震診断基準りによる計算値(梁)をプロットする。計算値は部材角1/150がF値=1として梁のF値から算出した。実験値/計算値の平均値は1.66、標準偏差は0.56で、実験値が計算値を大きく上回り、実験結果を安全側に包含していた。実験値と計算値の相関係数は0.29でばらつきが大きく、実験変数の値の違いを反映しているとは言えない。

靱性保証型耐震設計指針²⁾の終局限界状態における梁のヒンジ領域の回転角で比較した。図12に実験値とこの推定方法に基づく計算値をプロットする。実験値は耐力点の塑性変形角として、表4の耐力低下点の部材角から曲げ降伏時の部材角を引いた値を用いる。実験値/計算値の平均値は1.18、標準偏差は0.23で、実験結果を安全側に包含していた。実験値と計算値の相関係数は0.71であった。

Fardisら³⁾は633体の繰返し載荷による実験データから、繰返し載荷時の終局部材角 $\theta_{u,cyc}$ を求めるための式(文献3の(9)式)を提案している。図13の左にその式を示す。図14に実験値(表4)と計算値をプロットする。相関係数は0.89で総じて精度よく算定されており、耐震診断基準よりも実験変数の値の違いを反映している。しかし、実験値/計算値の平均値は0.83、標準偏差は0.12で、実験結果を危険側に包含しており、特に横補強筋比が最大のSC2、SC4では値を大きく見積もり過ぎている。

Haseltonら⁴⁾は骨組の倒壊に至る非線形構造解析のための部材のモデル化の方法を提案している。曲げモーメントと部材角の関係を3折れ線でモデル化し、復元力の包絡線とするものとして、曲げ降伏してから耐力低下点までの部材角を $\theta_{cap,pl}$ を求めるための論文の式(文献4の(3.12)式)を提案している。図13の右にその式を示す。図15に実験値と計算値をプロットする。実験値は靱性保証型耐震設計指針と同様に、耐力点の塑性変形角を用いる。相関係数は0.91で総じて精度よく算定されており、靱性保証型耐震設計指針よりも実験変数の値の違いを反映していた。しかし、実験値/計算値の平均値は0.90、標準偏差は0.13で、実験結果を危険側に包含していた。

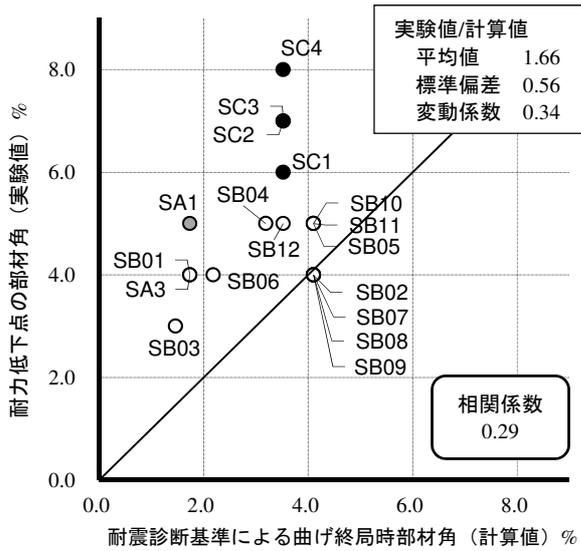


図 11 耐震診断基準による評価

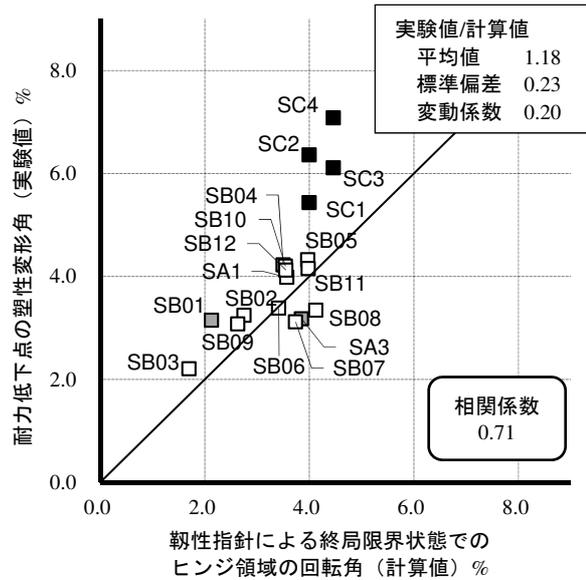


図 12 靱性保証型耐震設計指針による評価

Fardisらの提案式

$$\theta_{u,cyc} (\%) = \alpha_{st,mon} \left(1 + \frac{a_d}{2}\right) (1 - 0.4a_{wall}) (0.2^v) (f'_c)^{0.175} \left(\frac{L_s}{h}\right)^{0.4} 1.1^{100\alpha_{st} \frac{f_u}{f_c}} (1.3^{100\rho_s})$$

$\alpha_{st,cyc}$: 鋼材の種類による係数で、ホットロールによる軟鋼は1.125、熱処理鋼は1.0、冷間加工品は0.8

α : 拘束の程度を表す係数で CEB/FIP モデルコード 90 で採用された値で、次式による。

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_n}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s_n}{2h_c}\right) \left(1 - \frac{\Sigma b^2}{6bh_c}\right)$$

ρ_{sx} : $= A_{sx} / (b_s s_n)$ 加力方向に平行な直交補強筋比

f_{yh} : 直交補強筋の降伏点

ρ_d : 斜め鉄筋の補強筋比 (それぞれの方向)

a_{wall} : 壁の場合には1.0、柱、梁の場合には0とする係数

Haseltonらの提案式

$$\theta_{cap,pl} = 0.12(1 + 0.55a_d)(0.16^v)(0.02 + 40\rho_{sh})^{0.43} (0.54)^{0.01c_{amt} f'_c} (0.66)^{0.1s_n} (2.27)^{10.0\rho}$$

a_d : Fardis らの研究 (2003) と同じで鉄筋の抜け出しの係数で 1または0

$v = N / A_g f'_c$: 軸力比 (圧縮正とする)

ρ_{sh} : 横補強筋比 ($= A_{sh} / sb$)

c_{amt} : 単位換算係数で、MPa の時には 1.0 とし、単位が ksi の時には 6.9 とする。

f'_c : コンクリートの一軸圧縮強度 (MPa)

s_n : 補強筋の屈服係数, $= (s/d_b)(f_y/100)^{0.5}$ f_y の単位は MPa

ρ : 主筋比 (断面の主筋全断面積を bd で除した値)

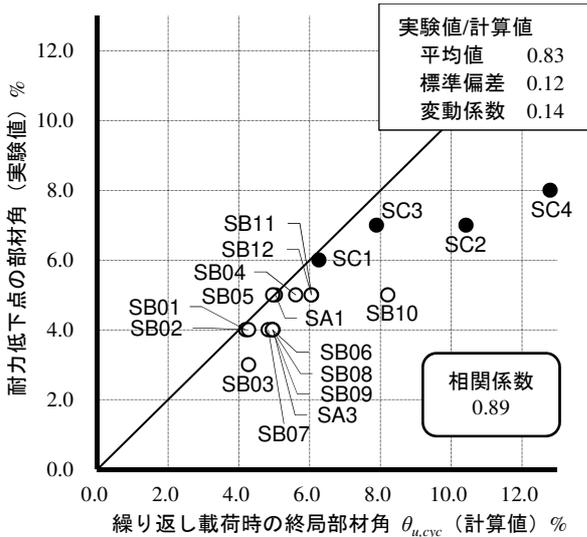


図 14 Fardis らの提案による評価

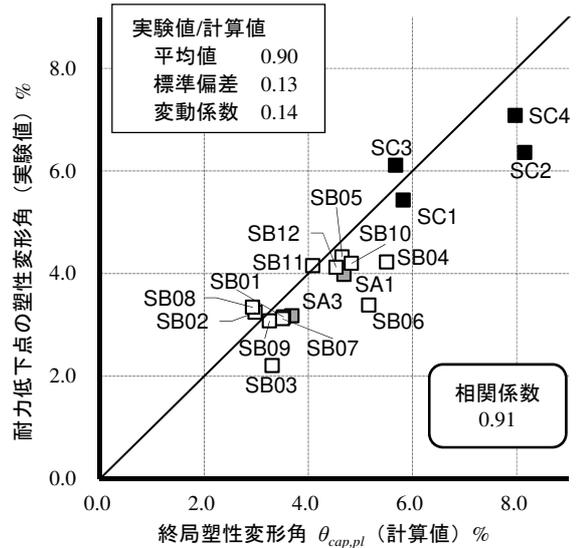


図 15 Haselton らの提案による評価

5. まとめ

- (1) 主筋径を変数とする SA シリーズ, せん断スパン, 引張鉄筋比, 横補強筋比, 横補強筋降伏点, コンクリート強度を変数とする SB シリーズ, およびせん断スパン, 横補強筋比を変数とする SC シリーズの実験概要を述べ, 耐力低下点の部材角に関して検討を行った.
- (2) 横補強筋比の増大とともに耐力低下点の部材角は増大する傾向が見られた. せん断スパンも約 2 倍程度増大する場合に限り, 部材角が増大する傾向があった. 一方, その他の因子による影響は見られなかった.
- (3) 耐力低下点の部材角を各種終局変形性能評価式と比較した. 耐震診断基準¹⁾, 靱性保証型耐震設計指針²⁾では安全側に評価していた. Fardis ら³⁾や Haselton ら⁴⁾の提案式は耐震診断基準, 靱性保証型耐震設計指針よりも耐力低下点の部材角を精度よく算定しており, より実験変数の違いを反映できていると言えるが, 危険側に評価していた.

謝辞

本研究は, 日本学術振興会基盤研究 (B) 16HO4446 (「地震力を受ける鉄筋コンクリート靱性骨組架構の限界変形点の定量化に関する基礎的研究」研究代表者: 塩原等) により実施した. ここに謝意を表する.

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耐震診断基準・耐震改修設計指針・同解説, 2001.
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.
- 3) Panagiotakos, T. B. and Fardis, M. N.: Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate, ACI Structural Journal, Vol. 98, No. 2, March-April 2001, pp. 135-148.
- 4) Haselton, Curt B.; Liel, Abbie B.; Taylor-Lange, Sarah C. and Deierlein, Gregory G.: Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings, PEER Report 2007/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, May 2008, 134pp.

Test on Drift Capacity of RC Beams Subjected to Reverse Cyclic Loading

YOSHIDA Yuichiro¹⁾, TRIVEDI Shubham²⁾, SHIOHARA Hitoshi³⁾

and TAJIRI Seitaro⁴⁾

- 1) Graduate Student, School of Engineering, The Univ. of Tokyo
- 2) PhD. Candidate, School of Engineering, The Univ. of Tokyo, MSc
- 3) Prof., School of Engineering, The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.
- 4) Assoc. Prof., School of Engineering, The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

ABSTRACT

Response of RC beams subjected to reverse cyclic loading was investigated through experiments on one-third scale eighteen specimens designed flexural yielding preceding type in cantilever configuration. Parameters included shear-span, longitudinal reinforcement content, transverse reinforcement content and strength, and concrete strength. Obtained results indicate that transverse reinforcement content has the greatest influence on the drift capacity while other parameters have only limited no influence. Observed drift capacities are compared against various estimation models from the literature. On average, the evaluated capacities are found to represent a close approximation to the experimental results. Some estimation models predict the influence of individual parameters.

Keywords: drift capacity, strength deterioration