

科学研究費補助金研究成果報告書

平成 24 年 5 月 18 日現在

機関番号：22604

研究種目：基盤研究(B)

研究期間：2009～2011

課題番号：21360269

研究課題名(和文) 鉄筋コンクリート造「極脆性柱」及び「せん断柱」の
靱性指標と残存軸耐力に関する研究研究課題名(英文) REASSESSMENT OF DUCTILITY INDEX AND RESIDUAL AXIAL LOAD CAPACITY FOR
"SHORT SHEAR COLUMN" AND "SHEAR COLUMN" OF R/C BUILDINGS

研究代表者

芳村 学 (YOSHIMURA MANABU)

首都大学東京・都市環境科学研究科・教授

研究者番号：20210768

研究成果の概要(和文)：既存鉄筋コンクリート建物を対象として、耐震診断基準における「極脆性柱」及び「せん断柱」の靱性指標と残存軸耐力の再評価を行った。主要な成果は次のとおりである。1)せん断破壊する柱の靱性指標 F を論理的に求める手法を提案した。この方法により、より精密な靱性の評価が可能となる。2)せん断破壊する柱の残存軸耐力の評価式を提案し、その妥当性を示した。3)柱の軸力減少を考慮した場合、軸力減少の度合いが大きいほど崩壊水平変形が大きくなることを示した。

研究成果の概要(英文)：Ductility Index and Residual Axial Load Capacities of shear columns were studied. The major findings from the study are as follows. 1. The analytical method to determine Ductility Index was proposed, which would lead to its more reasonable evaluation. 2. The analytical method to determine Residual Axial Load Capacities was proposed, and its validity was examined. 3. It was experimentally revealed that columns for which axial load was decreased below the initial level showed larger collapse drift than columns for which axial load was kept constant.

交付決定額

(金額単位：円)

	直接経費	間接経費	合計
2009年度	6,000,000	1,800,000	7,800,000
2010年度	6,200,000	1,860,000	8,060,000
2011年度	1,500,000	450,000	1,950,000
総計	13,700,000	4,110,000	17,810,000

研究分野：工学

科研費の分科・細目：建築学，建築構造・材料

キーワード：鉄筋コンクリート柱，せん断破壊，崩壊，靱性指標，残存軸耐力，軸力減少

1. 研究開始当初の背景

柱の軸力保持能力喪失(崩壊)およびそれが引き金となって起こる階の崩落(落階)は、既存の古い鉄筋コンクリート(RC)建物に生じるもっとも危険な破壊形態である。人命の安全が直接脅かされるからである。しかし古い建物はいまでも相当数存在しており、将来の大地震により倒壊(落階を含む)あるいは大破といった大きな被害を受ける危険性が高い。したがってこれらに対しては補強などの対策を講じなければならないのであるが、その前段として、現状での耐震性をできるだ

け正確に、具体的には柱の最大荷重以降崩壊に至るまでの挙動(崩壊挙動)を考慮した形で評価しておくことが、適切な対策を取るうえで重要となる。しかし、柱の崩壊挙動に関する研究は過去わずかしかなされておらず、いまだ上記目的を達成するには至っていない。そのため、古い建物の耐震性を評価しようとしても、結局のところ、診断基準を適用するくらいしか方法がないのが実情である。しかも、現行診断基準には以下のような問題が残されている。

(1)古い建物に多い「極脆性柱」，「せん断柱」

の靱性指標に関して、診断基準策定時点では最大荷重以降の挙動が不明であったことが理由であるが、これを考慮せずに、その値を各々0.8と1~1.27という狭い範囲に設定している。しかし近年、これらの柱の崩壊までの挙動には大きな幅があることがわかってきた。もし最大荷重以降の挙動を考慮した形で靱性指標を定めることができれば、ほぼ一律な値に定められている現状よりはるかに合理的であり、診断基準の大きな改善になる。(2)「極脆性柱」、「せん断柱」の残存軸耐力に関するも同様である。データがほとんどないという事情から、現状では大まかな値として定められているのであるが、それをデータに基づく合理的な方法により定めることができれば、こちらも診断基準の改善になる。(3)せん断破壊型柱の最大荷重以降の挙動を評価する上で、周辺柱への軸力移動による当該柱の軸力減少を考慮することが必要であるが、これに関する実験データがない。

本研究は以上のような問題意識を背景としたものである。

2. 研究の目的

「極脆性柱」、「せん断柱」に対する靱性指標と残存軸耐力の再検討を行うことにより診断基準の精度を高めること、それが本研究の目的である。前述した(1)から(3)についてそれぞれの研究目的を示す。

(1) 靱性指標の再評価

現行の耐震診断基準における柱の靱性指標Fの算定方法は、曲げ型の柱では地震応答と結び付けて論理的に組み立てられているのに対して、せん断型の柱に関してはその算定方法を根拠づける明確なロジックがない。つまり、せん断柱のF値は1.0~1.27という狭い範囲に限定し、極脆性柱のF値は0.8の一定値とする、という便宜的な方法である。しかしながら現実には、せん断型の柱からなる既存RC建物について、同等の I_s 値であっても地震被害の程度は大きく異なることが知られている。これは I_s 値を決定する因子の一つであるF値の算定を、上記のように狭い範囲に限定していることが原因の一つと考えられる。また、柱の最大強度以降の挙動が考慮されていないこと、F値が地震応答と結び付けて算定されていないこと、など、現行のせん断型の柱のF値の算定方法には検討すべき点が多い。そこで、これらのことを踏まえながら、せん断型の柱のF値を論理的に算定する方法論と、その適用結果を示す。このようにして求めたF値を以後便宜的に、F'値と呼ぶ。ここでは、せん断柱と極脆性柱を統一的に扱う。

(2) 残存軸耐力の再評価

残存軸耐力とは柱が破壊後、崩壊に至るまでの過程において、柱に残っている軸耐力の

ことである。RC診断基準では残存軸耐力を柱の変形に応じて定めている。その値は、破壊形式、横補強筋比、クリアスパン比の違いについては考えられているが、影響を与えると考えられる主筋比、受けている軸力については考えられてはいない。また、論理的に導かれたものではない。そこで、破壊形式がせん断型である柱について、まず、横補強筋比、クリアスパン比、主筋比、受けている軸力の影響を考慮した上で破壊曲面縮小の概念に基づき残存軸耐力を定式化する。次に、その式をせん断破壊型柱の具体例に適用して、診断基準において定められた値との比較を行う。

(3) 軸力減少する柱の崩壊実験

過去の大地震では、柱がせん断破壊して激しく損傷したにもかかわらず、崩壊を免れた事例が見られた。これは、柱にかかる軸力が周辺の柱へ移動し、結果的に軸力が減少したためだと考えられる。柱にせん断破壊が生じて鉛直変形が増大すると、その柱にかかる軸力は梁を介して周辺の健全な柱へ移動するのである。既往の研究において、一定軸力下におけるせん断破壊型RC柱の崩壊実験は多数行われてきた。しかし、軸力の減少を考慮したRC柱の崩壊実験は過去に行われていない。そこで、耐震診断基準における極脆性柱とせん断柱を対象として、軸力の減少度合をパラメータとした崩壊実験を行い、軸力が一定の場合との比較を行うこととした。

3. 研究の方法

以下、三テーマに分けて、研究結果を含む研究方法の概要を述べる。

(1) 靱性指標の再評価

①基本方針

診断基準によれば、F値は「保有する変形性能を地震応答と結び付けて表した指標である」と定義した上で、その算定方針として、1)構造物の限界変形の大きさと塑性域におけるエネルギー吸収能力を破壊形式に応じて評価する、2)靱性指標Fと強度指標Cの組み合わせで同じ E_o 値が得られる二つの建物が同じ地震動を受けたときには、共にその構造物の限界変形に対して同程度の応答変位が生じる、という二点を挙げている。しかし、現行のせん断型の柱のF値算定においては、この本来の定義や一連の算定方針が活かされていない。本研究におけるF'値の算定は、上記の診断基準で挙げられているF値の定義、及び算定方針に従って行うこととする。

②最大強度以降の挙動

柱の崩壊水平変形を求めるために、横補強筋比 p_w 、主筋比 p_g 、軸力比 η をパラメータとして作成された既往の推定式を用いる。

③クライテリアの設定

形状指標と経年指標を1.0とする。これによ

り、 E_0 値は I_s 値に等しくなり、前述の診断基準の F 値の算定方針2)は、「 I_s 値が同じである建物が同じ地震動から受ける被害の程度は同じである」ということになる。これに関連して、「基準となる I_s 値」を0.6、「地震動の大きさ」を最大速度50cm/s、「被害の程度」を崩壊危険率30%（崩壊危険率とは崩壊変形に対する地震時に生じる最大応答の割合である。被害の程度を表すのに崩壊危険率を用いる）と設定した。すなわち、「 I_s 値が0.6の建物が最大速度50cm/sの地震動を受けたときに、崩壊危険率30%の被害を受ける」という設定である。

このような設定をした上で、いくつかの地震動に対して C 値をパラメータとした地震応答解析を行い、崩壊危険率30%を超えないために必要な C 値（これを必要 C 値と呼ぶ）を求める。クリテリアとして設定した「0.6 という I_s 値」=必要 C 値・ F' 値の関係より、 F' 値を求めるのである。

④解析モデル

解析対象はRC3層建物とし、等価質点系でモデル化した。各層階高は3600mmとした。復元力特性のスケルトンカーブは最大荷重後の耐力低下を考慮できるものとした。解析パラメータはクリアスパン比 h_0/D 、崩壊部材角 R_u 、入力地震動の三つである。

クリアスパン比 h_0/D ：2、3、4の3種とした。

崩壊部材角 R_u ：クリアスパン比が2、3、4のそれぞれのモデルごとに、 R_u を変化させて解析を行った。解析範囲は $R_u=1.5\sim 9.0\%$ である。前述の推定式において、算出される R_u の範囲は1.5%~8.9%となる。このことから R_u の範囲を1.5%~9.0%と定め、その区間を1.5%刻みに計6種のモデルについての検討を行った。

入力地震動：入力地震動は、El Centro NS波（ELC, 1940年）、神戸海洋気象台NS波（JMA, 1995年）、八戸市役所NS波（HCO, 1994年）、涌谷町EW波（WAK, 2003年）の4種を最大速度50cm/sに基準化して用いた。

各モデルに対して、 C 値を0.2~1.0の範囲で0.01刻みに変化させて、地震応答解析を行った。減衰は初期剛性比例型とし、減衰定数は2%とした。各層の初期剛性は、 $C=0.4$ のときの一次固有周期を0.216秒（建物高さ[m]×0.02）としてそのときの初期剛性を決定し、それを基準として他の場合の初期剛性は C 値に比例させて定めた。ここで、各層の初期剛性や強度は同一とした。解析の結果、1層の応答変形が最大となった。

⑤解析結果

必要 C 値：一例として、崩壊部材角が1.5%、4.5%、9.0%の場合の崩壊危険率と C 値の関係を図1に示す。図中のモデル名は左から入力地震動のイニシャル、クリアスパン比、崩壊部材角を示している。E2-1.5の必要 C 値は1.0、E2-4.5では0.75、E2-9.0では0.65となる。

こうして得られた必要 C 値の例としてELCの必要 C 値を図2に示す。ここで、E2-1.5、E3-1.5に関しては、 C 値を解析範囲の上限値である1.0としても崩壊危険率30%以内の応答に収まらなかったため必要 C 値を1.0としてある。 F' 値の算定：次に、上記で得られた必要 C 値から F' 値を算定し、入力地震動ごとにまとめた。例として、ELCの F' 値を図3に示す。必要 C 値が1.0を上回った場合は、便宜的に必要 C 値を1.0として計算したため F' 値は0.6となっているが、実際の F' 値は0.6より低い値である。

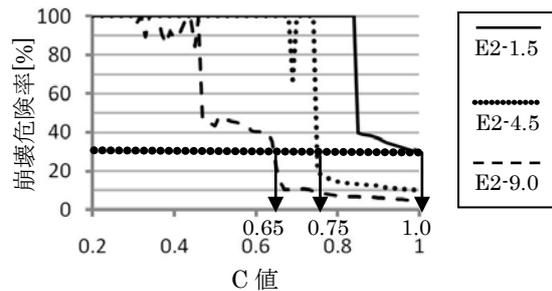


図1 崩壊危険率-C値関係

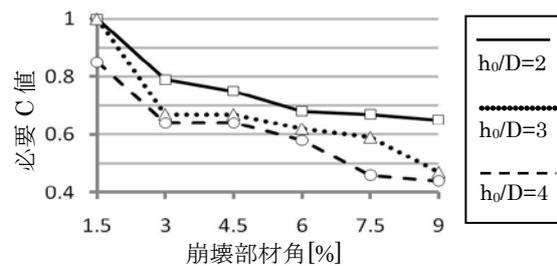


図2 必要 C 値 (FIC)

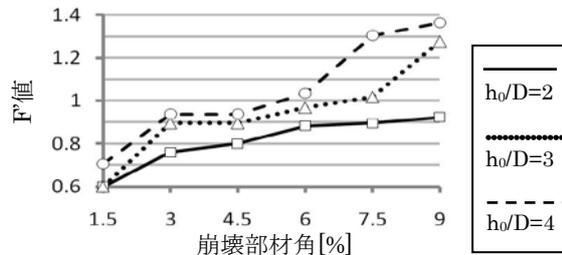


図3 F' 値 (ELC)

⑥考察

現行診断基準におけるせん断型の柱の F 値は、せん断柱では1.0~1.27という狭い範囲に限定され、極脆性柱では0.8となる。しかし、図3より、崩壊部材角 R_u が大きいほど F' 値が高くなっている。つまり、本研究の方法によれば、柱の変形能力に合わせて F' 値を定めることができる。

(2) 残存軸耐力の再評価

①定式化の流れ

残存軸耐力を柱の変形に応じて定めるため「残存軸耐力 N_R - 部材角 R 関係」の式 ($N_R=h(R)$) を導く。まず図4で示すスケルトン

カーブより「水平力 P—部材角 R 関係」の式 ($P=f(R)$) を定める。次に、図 5 に示した破壊曲面より「残存軸耐力 N_R —水平力 P 関係」の式 ($N_R=g(P)$) を定める。最後に、この 2 式を組み合わせるにより「残存軸耐力 N_R —部材角 R 関係」の式 ($N_R=h(R)$) を定める。

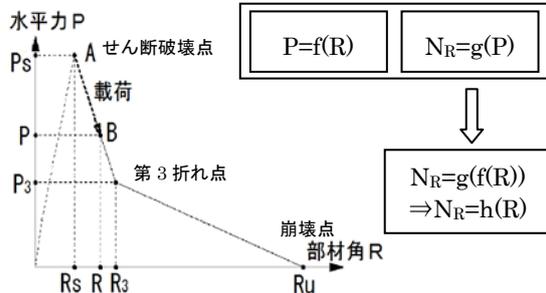


図 4 水平力—部材角関係

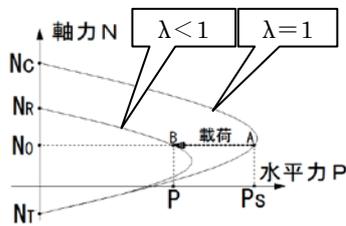


図 5 破壊曲面の縮小

②水平力 P—部材角 R 関係

既往の文献に従い求めた水平力—部材角関係のスケルトンカーブを図 4 に示す。せん断破壊以降せん断破壊点 (R_s, P_s)、第 3 折れ点 (R_3, P_3) を経て崩壊点 (R_u, P_u) へ達する。なお、 $R_3=0.3R_u$ 、 $P_3=0.4P_s$ である (R_s, P_s, R_u, P_u については後述する)。図 4 のスケルトンカーブの式を以下に示す。

・せん断破壊点～第 3 折れ点 ($R_s \leq R \leq 0.3R_u$)

$$P = -\frac{0.6P_s}{0.3R_u - R_s}(R - R_s) + P_s \quad (1)$$

・第 3 折れ点～崩壊点 ($0.3R_u \leq R \leq R_u$)

$$P = \square \frac{0.4P_s - P_u}{0.7R_u}(R - 0.3R_s) + 0.4P_s \quad (2)$$

ここで、 P_s ：荒川 mean 式より算出する。 P_u ：崩壊時の水平力でゼロとする。 R_s ：2.4 残存軸耐力—部材角関係の項目で述べる。 R_u ：既往の文献で定式化されており、 $R_u=62.2 \cdot p_w - 51.9 \cdot \eta + 6.07 \cdot p_g - 9.91 \geq 1.5$ である。なお、 p_w ：横補強筋比、 p_g ：主筋比、 η ：軸力比である。

③残存軸耐力 N_R —水平力 P 関係

既往の文献に従い残存軸耐力—水平力関係についての破壊曲面を図 5 に示す。初期破壊曲面を初期圧縮点 ($0, N_c$)、引張耐力点 ($0, N_t$) およびせん断破壊点 (P_s, N_0) を通る 2 次曲線と考える。ここで、 N_c ：コンクリートと鉄筋を考慮した圧縮強度、 N_t ：鉄筋のみを考慮した引張強度、 N_0 ：受けている軸力、である。

なお、初期破壊曲面とは軸力と水平力の組み合わせ応力がそこに達したときに破壊が始まるという曲面である。

せん断破壊後に図 4 の A→B のように載荷を継続すると、破壊曲面は図 5 の A→B のように縮小する。この縮小の程度を λ で表し、初期破壊曲面を $\lambda=1$ の破壊曲面とすると、縮小した破壊曲面は $\lambda < 1$ の破壊曲面となる。 $\lambda < 1$ のときの破壊曲面の式は以下となる。

$$N_R = -\frac{P_s(N_c - N_t)(N_0 - N_t)}{P(N_c - N_0) - P_s(N_c - N_t)} + N_t \quad (3)$$

④残存軸耐力 N_R —部材角 R 関係

以上の過程より (3) 式に (1) 式または (2) 式を代入することで残存軸耐力—部材角関係の式が定められた。これによって残存軸耐力を部材角から定めることができる。

ここで、診断基準では部材角ではなく層間変形角で残存軸耐力を表しているため、実際の柱に式を用いる際には (1) 式～(3) 式における部材角 R 、 R_s 、 R_u を、階高を考慮した層間変形角 sR に直す必要がある。

⑤実際の柱への適用

旧基準 RC 造建物のせん断破壊型柱のモデルとして、階高 $H_0=3600\text{mm}$ 、柱断面寸法 $b \times D=600 \times 600\text{mm}$ 、軸力比 $\eta=0.2$ 、主筋比 $p_g=2.0\%$ の柱を設定した。パラメータとしてクリアスパン比 h_0/D を 2, 3, 4 とし、内法高さ h_0 を 1200mm, 1800mm, 2400mm に設定した。横補強筋比 p_w は 0.11%, 0.21% とした。また、以下の仮定を設けた。1) コンクリート強度を 21N/mm^2 とし、鋼材の降伏強度は SD345 を仮定し診断基準に従って 49N/mm^2 を加え 394N/mm^2 とする。2) 柱の有効せい d および応力中心間距離 j は $d=D-50\text{mm}$ 、 $j=0.8d$ とする。3) 引張鉄筋比 p_t は主筋比 p_g の 35% とする。

⑥残存軸耐力—層間変形角関係

以上の条件より「残存軸耐力—層間変形角関係」をグラフ化した例が図 6 である。なお、この図における縦軸はコンクリートと鉄筋を考慮した圧縮強度 N_c との比とした。これより残存軸耐力はクリアスパン比が大きいほど大きくなり、層間変形角が大きくなるにつれて小さくなるのが論理的に示された。

⑦診断基準との比較

診断基準と比較できる点は図 7 における 4 点であり、その 4 点における層間変形角は診断基準により各々の靱性指標と対応している。また、比較する際には診断基準と合わせるため、算出した残存軸耐力 N_R を診断基準の η_r に変換する必要がある。 η_r とは残存軸耐力 N_R をコンクリートの面積 A_c 及びコンクリート強度 F_c で除したものである ($\eta_r = N_R / A_c \cdot F_c$)。 η_r を縦軸、靱性指標 F を横軸として表したものが図 8 である。ここではせん断柱 ($h_0/D=4$) の $p_w=0.11\%$ と $p_w=0.21\%$ についての比較を行う。

$p_w=0.11\%$ において、診断基準の η_r は $F=1, 1.27, 2, 3$ のときそれぞれ $0.4, 0, 0, 0$ である。それに対して算出した η_r は $0.42, 0.31, 0, 0$ となり、靱性指標が $1, 2$ のときは近い値を示し、 $2, 3$ のときは診断基準で定められている値と 0 で一致した。同様に $p_w=0.21\%$ においては診断基準の η_r はそれぞれ $0.5, 0.3, 0.1, 0$ である。それに対して算出した η_r は $1.4, 0.76, 0.39, 0.27$ となり、診断基準で定められている値より 0.25 以上大きな値を示した。

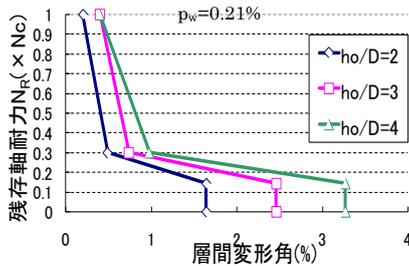


図6 残存軸耐力－層間変形角関係

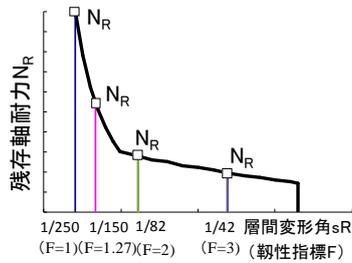


図7 診断基準の値への変換

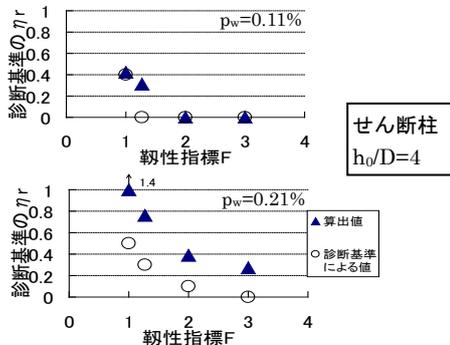


図8 診断基準の値と算出値との比

(3) 軸力減少する柱の崩壊実験

①2009 年度実験

試験体は計9体であり、柱断面は $450\text{mm} \times 450\text{mm}$ 、クリアスパン比 h_0/D は 2.0 で共通とした。主なパラメータは、主筋比 p_g : $1.13\%, 1.70\%, 2.30\%$ 、せん断補強筋比 p_w : $0.11\%, 0.21\%, 0.42\%$ 、軸力比: 一定軸力, 減少軸力, 軸力履歴: 単調軸力, 繰り返し軸力, 繰返し軸力, である。軸力を減少させる試験体においては、減少させる大きさは同じであるが、減少させる点を2種類考慮した。

実験結果の例として、軸力一定と軸力減少の水平力－水平変形関係の比較を図9に示す。

試験体 B4 は軸力一定 (軸力比 0.16) である。試験体 B5 は図9の▲の点で軸力を半分に減少させた (軸力比 $0.16 \rightarrow 0.08$)。崩壊水平変形は試験体 B4 で 3.68% 、B5 で 8.46% であり、後者の崩壊水平変形は前者より 4.8% 大きかった。軸力を減少させた柱は、一定軸力の試験体に比べ大きな水平変形まで軸力を保持できるといえる。

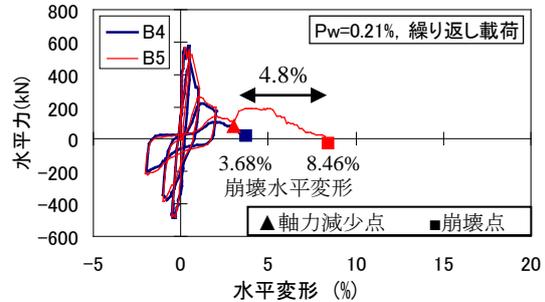


図9 水平力－水平変形関係

②2010 年度実験

試験体はシリーズ S (5 体) とシリーズ L (4 体) の2種類、計9体とした。柱断面は $450\text{mm} \times 450\text{mm}$ 、主筋比 p_g は 1.70% で共通とし、実験パラメータは、1) 柱内法高さ h_0 ($900\text{mm}, 1400\text{mm}$)、2) クリアスパン比 h_0/D ($2.0, 3.1$)、3) せん断補強筋比 p_w ($0.21\%, 0.16\%$)、4) 軸力比 η (シリーズ S: 0.18 の一定軸力, $100\% \rightarrow 60\%$ に減少, $100\% \rightarrow 40\%$ に減少, $100\% \rightarrow 20\%$ に減少, シリーズ L: 0.18 の一定軸力, $100\% \rightarrow 75\%$ に減少, $100\% \rightarrow 50\%$ に減少) とした。軸力履歴は繰返し軸力とし、軸力を減少させる試験体では、一定軸力とした基準試験体 (S100, L100) の崩壊に近い点で軸力を減少させた。

実験の結果、軸力減少割合が大きいほど、軸力減少後の水平力の減少と鉛直変形の増加が緩やかになり、崩壊水平変形が大きくなった。基準試験体に対する崩壊水平変形の増加倍率を図10に示す。図中の記号は試験体名で、数字は軸力の減少割合を示す (例えば

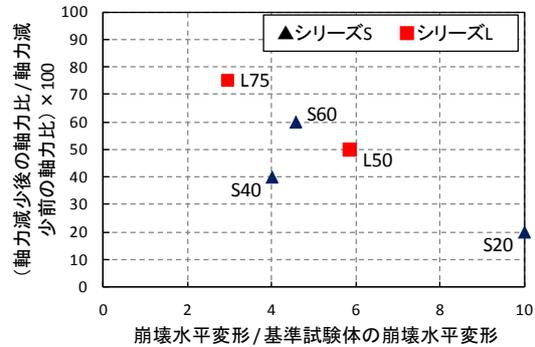


図10 基準試験体に対する崩壊水平変形の増加倍率

60 であれば基準試験体の 60% の軸力に減少)。

図 10 から、S60 と S40 については逆転しているものの、シリーズにかかわらず軸力の減少割合が大きいほど崩壊水平変形が大きくなっていることがわかる。もとの軸力の 75%まで軸力を減少させると崩壊水平変形は 3 倍程度となり、50%程度 (60%~40%) まで軸力を減少させると 5 倍程度となり、20%まで軸力を減少させると 10 倍程度となった。

4. 研究成果

以上、三テーマに分けて研究の概要を示した。得られた成果を以下にまとめる。

(1) せん断型の柱のF値を論理的に求める方法論とその適用結果を示した。F' 値は、診断基準によるF値の算定方針を参考にした上で、地震応答解析をすることで算定したものである。つまり、横補強筋比、主筋比、軸力比といった柱の諸元から崩壊部材角Ruを推定する既往研究を元に、F' 値を算定した。このことは柱の諸元からF値を推定することが可能であることを示している。ここで求めたF' 値は、柱の変形能力と相関性を持つものであり、Ruが大きくなるほどF' 値は大きく評価される。また本方法によれば、極脆性柱とせん断柱の区別なくF' 値を評価することができる。

(2) せん断破壊型 RC 柱の残存軸耐力についてクリアスパン比、横補強筋比だけでなく、受けている軸力、主筋比などの影響を考慮した式を定めることができた。その式を用いて実際の柱の残存軸耐力を算出したところ、同じ変形時における残存軸耐力はクリアスパン比が大きいほど大きくなり、想定する靱性指標 (柱の変形レベル) が大きいほど小さくなることが論理的に示された。また、診断基準と比較したところ、クリアスパン比に関わらず p_w が 0.1% くらいのときは診断基準と近い値であるのに対して、 p_w が 0.2% くらいのときは診断基準よりも大きな値を示した。

(3) 軸力を減少させた柱は、一定軸力の柱に比べ、大きな水平変形まで軸力を保持することができる。また、軸力を減少させる割合が大きくなるほど、軸力減少後の水平力の減少、鉛直変形の増加が緩やかになり、崩壊水平変形が大きくなる。

以上の成果は、鉄筋コンクリート造「極脆性柱」及び「せん断柱」の靱性指標と残存軸耐力の再評価に資するところ大と考えている。

5. 主な発表論文等

(研究代表者、研究分担者及び連携研究者には下線)

[雑誌論文] (計 2 件)

- 1) 洪市克彦, 芳村 学, 中村孝也: せん断破壊する鉄筋コンクリート柱の靱性指標の算定方法に関する研究, コンクリート工学年

次論文集, 第 33 巻, 査読有, 2011, pp. 139-144

- 2) 中村孝也, 芳村 学, 鹿野直樹: せん断破壊型鉄筋コンクリート柱における荷重低下領域での変形と崩壊時変形の関係, コンクリート工学年次論文集, 第 33 巻, 査読有, 2011, pp. 193-198

[学会発表] (計 7 件)

- 1) 伊東和宏, 芳村 学, 中村孝也: 旧基準による鉄筋コンクリート柱の崩壊水平変形に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 査読無, 2011 年 8 月 25 日, pp. 163-164, 東京
- 2) 伊藤 祥, 武藤 哲, 中村孝也, 芳村 学: 軸力の減少を考慮した鉄筋コンクリート柱の崩壊性状 その 1 実験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 査読無, 2011 年 8 月 25 日, pp. 175-176, 東京
- 3) 武藤 哲, 伊藤 祥, 中村孝也, 芳村 学: 軸力の減少を考慮した鉄筋コンクリート柱の崩壊性状 その 2 実験結果とその検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 査読無, 2011 年 8 月 25 日, pp. 177-178, 東京
- 4) 磯上卓哉, 芳村 学, 中村孝也: せん断破壊型鉄筋コンクリート柱の残存軸耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 査読無, 2010 年 9 月 10 日, pp. 251-252, 富山
- 5) 武藤 哲, 城石和寛, 芳村 学, 中村孝也: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊性状 -軸力が一定の場合と減少する場合の比較- その 1 実験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 査読無, 2010 年 9 月 10 日, pp. 337-338, 富山
- 6) 城石和寛, 武藤 哲, 芳村 学, 中村孝也: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊性状 -軸力が一定の場合と減少する場合の比較- その 2 実験結果とその検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 査読無, 2010 年 9 月 10 日 pp. 339-340, 富山
- 7) 洪市克彦, 芳村 学, 中村孝也: 診断基準における極脆性柱の靱性指標に関する検討, 日本地震工学会大会梗概集, 査読無, 2009 年 11 月 13 日, pp. 50-51, 東京

6. 研究組織

(1) 研究代表者

芳村 学 (YOSHIMURA MANABU)

首都大学東京・都市環境科学研究科・教授
研究者番号: 20210768

(2) 研究分担者

中村 孝也 (NAKAMURA TAKAYA)

新潟大学・大学院自然科学系・准教授

研究者番号: 50305421

(3) 連携研究者

なし