繰返し大変形を受ける RC 単柱のせん断劣化

*武蔵工業大学大学院　○学生会員　小林 真樹
武蔵工業大学工学部　正会員　吉川 弘道
**東急建設技術研究所　正会員　服部 尚道
東急建設技術研究所　正会員　宮城 敏明

1. はじめに

地震時の繰返し大変形により，鉄筋コンクリート（以下 RC）部材のせん断耐力が低下（以下せん断劣化）することが指摘されている[1]．これは，せん断耐力のコンクリート負担分 V_c の低下が主な要因である．本研究では，単柱形式の静的載荷実験に関するデータベースを用いて，終局時における劣化程度の評価を行うものである．

2. せん断劣化の概念

図 1 は RC 部材のせん断耐荷メカニズムを模式的に示したものである．せん断力 P が作用すると，RC 部材はせん断補強筋とコンクリートにより負担することでこれに抵抗する．初期段階においては，せん断力の増加に伴い，そのほとんどをコンクリートが負担する．しかし，主鉄筋が降伏し，コンクリートにひび割れが発生すると，コンクリート負担分 V_c の比率が減少し，せん断補強筋の負担分 V_s が増加していく．さらに，せん断力が増加すると，ひび割れ幅の増大により骨材のかみ合わせが徐々に消滅していき，コンクリート負担分 V_c は最大耐力以降，次第に劣化していく．

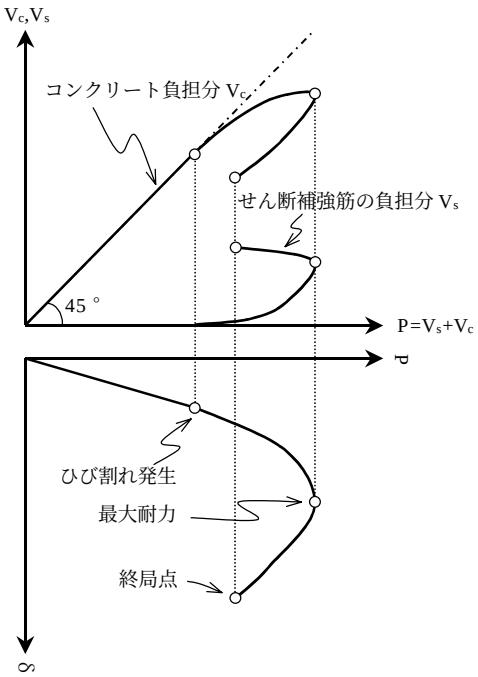

図 1 RC 部材のせん断耐荷メカニズム

3. 実験概要

3.1 対象試験体の諸元[2]

表 1 に試験体諸元，**表 2** に材料試験結果を示す．曲げせん断破壊を想定して設計した S12 試験体を 2 体，S15 試験体を 5 体用いた．また，曲げ破壊を想定して設計した US20 試験体を 2 体用いた．ただし，US20 シリーズは高強度材料を使用しており，US20-1 はせん断補強筋と主鉄筋，US20-2 は鉄筋とコンクリートに高強度材料を使用した試験体である．

表 1 試験体諸元

試験体名	試験体数	断面 B×H (mm)	せん断スパン La (mm)	主鉄筋 種類	本数	p_s (%)	せん断補強筋 種類	配筋間隔 S (mm)	p_w (%)	曲げせん断耐力比 Vu･La/Mu
S12	2体	320×320	1200	SD295A-D13	20本	2.68	SD295A-D4	ctc135	0.06	1.2 (曲げせん断破壊)
S15	5体							ctc45	0.19	1.5 (曲げせん断破壊)
US20-1	1体			USD685A-D10	16本	1.20	USD785-D6	ctc120	0.16	2.0 (曲げ破壊)
US20-2	1体									

表 2 材料試験結果

試験体名	主鉄筋 種類	降伏強度 f_{sy} (N/mm^2)	弾性係数 E_s (N/mm^2)	降伏ひずみ ε_{sy} (μ)	せん断補強筋 種類	降伏強度 f_{wy} (N/mm^2)	弾性係数 E_s (N/mm^2)	降伏ひずみ ε_{wy} (μ)	コンクリート 圧縮強度 f_c' (N/mm^2)
S12	SD295A-D13	387	1.95×10^5	1890	SD295A-D4	267	1.83×10^5	1322	23.8～24.0
S15									19.6～24.7
US20-1	USD685A-D10	711	1.93×10^5	3680	USD785-D6	1070	1.86×10^5	7760	25.5
US20-2									81.1

キーワード：せん断劣化，コンクリート負担分 V_c，せん断補強筋の負担分 V_s，せん断劣化係数 ζ
連絡先：*〒158-0087 東京都世田谷区玉堤 1-28-1 TEL：03-3703-3111（内線：3241） FAX：03-5707-1165
**〒229-1124 神奈川県相模原市田名字曽根下 3062-1 TEL：042-763-9507 FAX：042-763-9503

3.2 V_c の算出方法と劣化程度の評価方法 [3)]

V_c は，作用せん断力 P から V_s を差し引いて求めた．V_s の算出は，以下の順序で行った．まず，ひび割れ角度 θ を測定し，せん断ひび割れ通過区間 ℓ を求めた．次に，この区間内のせん断補強筋において，最大ひずみ量 ε_{ws}^{max} をとった断面を代表断面とし（**図 2** 参照），測定された応力 σ_{ws} に帯鉄筋の断面積と本数を乗じることにより，V_s を算出した（式 (1) 参照）．ただし，帯鉄筋降伏後は，σ_{ws} の代わりに降伏強度 f_{wy} を用いて V_s を算出するものとした（式 (2) 参照）．

$$V_s = nA_w \sigma_{ws} \quad (1)$$

$$\sigma_{ws} = E_s \varepsilon_{ws}^{max} \leqq f_{wy} \quad (2)$$

n：せん断ひび割れ区間 ℓ におけるせん断補強筋の本数

A_w：せん断補強筋の断面積 [mm²]，σ_{ws}：せん断補強筋の応力 [N/mm²]

E_s：せん断補強筋の弾性係数 [N/mm²]，ε_{ws}^{max}：せん断補強筋の最大ひずみ

f_{wy}：せん断補強筋の降伏強度 [N/mm²]

さらに，V_c を最大値 V_{c0} で正規化することにより，せん断劣化係数 ζ を算定し，これによって劣化程度の定量的評価を行った．

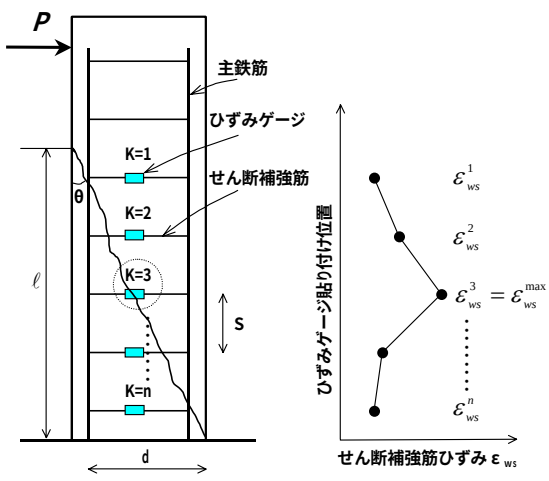

図 2　せん断補強筋ひずみの代表断面の決定

4. 算定結果

図 3 に各試験体の終局時におけるせん断劣化係数 ζ と靭性率 μ_{duct} との関係を示す．S12，S15 試験体および高強度材料を用いた US20 シリーズともに靭性率 μ_{duct} が大きいものほど，終局時の ζ が低下し，Priestley らが提案したせん断劣化曲線と同様な傾向が認められた．また，$\mu_{duct} \geqq 5$ においては，ζ が 0～0.3 程度まで低下した．つまり，作用せん断力に対し，そのほとんどをせん断補強筋が負担していると考えられる．

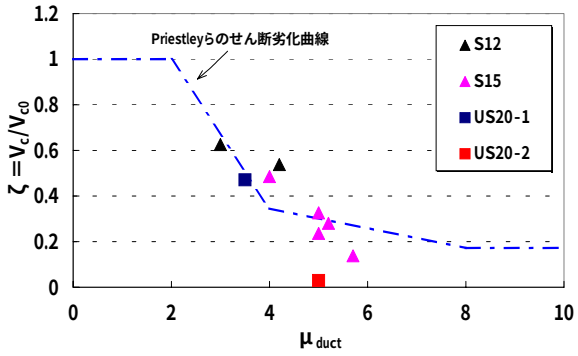

図 3　終局時におけるせん断劣化係数 ζ

5. JCI データベースによるせん断劣化評価

JCI データベース（破壊形態：いずれも曲げせん断破壊－45 体）[4)] を基に，終局時の ζ を算定した(**図 4** 参照)．ここでは，ひび割れ角度 θ には，Kim & Mander による変角トラスモデルを用い，コンクリート負担分の最大値 V_{c0} には，鉄道構造物等設計標準式を用いるものとした．算定結果を見ると，まず，実験データ群のばらつきがやや大きいことが認められた．これは，JCI データベースにおける各試験体の形状，諸条件が異なっており，それらの影響によるものと推測できる．また，Priestley らのせん断劣化曲線は，概ね実験データ群の下限値となり，安全側の評価を与えることが確認できた．

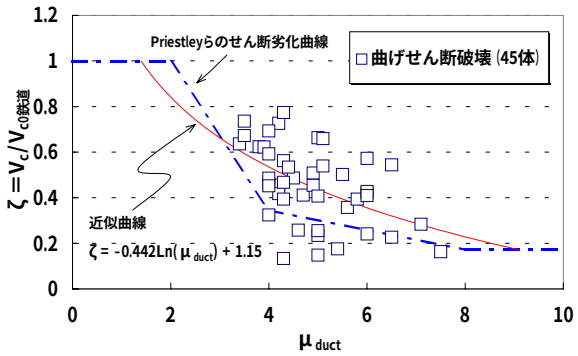

図 4　JCI データベースによるせん断劣化係数 ζ

6. まとめ

(1) コンクリート負担分 V_c の終局時における劣化程度は靭性率に依存し，靭性率が大きいものほど劣化が大きい．

(2) $\mu_{duct} \geqq 5$ では，V_c が大幅に低下し，作用せん断力に対し，そのほとんどをせん断補強筋が負担する．

(3) Priestley らのせん断劣化曲線は，概ね実験データ群の下限値となり，安全側に評価している．

【参考文献】

1)Priestley, M. J. N and Paulay, T. ：Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, 1995.10, 2)岡本，佐藤ら：高強度材料を用いた RC 部材の変形性能について，コンクリート工学年次論文集　Vol.23, No.3, pp781～786, 2001, 3)大江　亮二：繰返し大変形を受ける鉄筋コンクリート単柱のせん断劣化と靭性評価，平成 12 年度　武蔵工業大学修士学位論文, 4)社団法人　日本コンクリート工学協会　コンクリート構造物の靭性評価研究委員，コンクリート構造物の靭性とその評価方法に関するコロキウム第Ⅰ編委員会報告書，pp129～136, 1988.3