強震下における RC 柱のせん断耐力劣化算定手法

武蔵工業大学　学生会員　○阿形　英宏
武蔵工業大学　学生会員　菊池　陽介
武蔵工業大学　正会員　吉川　弘道

１．はじめに

RC 構造物の地震時におけるせん断耐力低下はせん断耐力コンクリート負担分の劣化が主要因である. 本研究では強震時のコンクリートせん断耐力負担分劣化現象を考慮した提案式を用いたせん断劣化過程および劣化程度の評価方法を検討した.

２．動的劣化モデル

２.１　繰返しによる劣化

繰返しに伴うせん断耐力の低下は修正トラス理論を基に Priestley らの提案した劣化係数を用いて**式(1)**に示す. V_{c0} は初期のコンクリートせん断耐力負担分であり劣化係数ζは塑性率μの関数として**式(2)**で表される.

・繰返しによるせん断耐力 V_{uk}

$$V_{yk} = V_s + \zeta V_{c0} \tag{1}$$

・劣化係数ζ

$$\begin{aligned} &\mu_d < 2 : \zeta = 1 \\ &2 \le \mu_d < 4 : \zeta = -0.3275\mu_d + 1.655 \\ &4 \le \mu_d < 8 : \zeta = -0.04325\mu_d + 0.518 \\ &8 \le \mu_d : \quad \zeta = 0.172 \end{aligned} \tag{2}$$

Priestley の劣化係数は正負交番漸増載荷試験により算出されたものでありランダム応答を生じる外力に対して拡張する必要がある. そこで時刻歴応答を, ある応答一波の集合体と考え, 各応答一波に対して劣化係数を算出し(単発劣化係数), それらの累乗として繰返しによる劣化を評価する方法を提案する.

・単発劣化係数 ξ_k

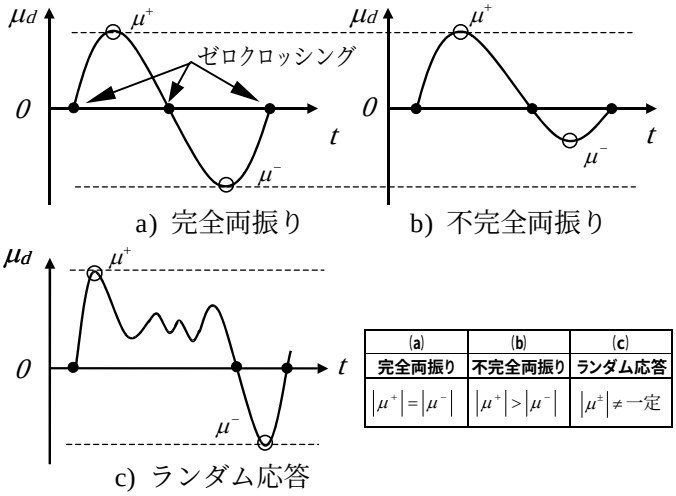
$$\begin{aligned} &\mu_d < 2 : \xi_k = 1 \\ &2 \le \mu_d < 4 : \xi_k = -0.3275 m_{k-1}\mu_d + 0.655 m_{k-1} + 1 \\ &4 \le \mu_d < 8 : \xi_k = -0.04325 m_{k-1}\mu_d - 0.482 m_{k-1} + 1 \\ &8 \le \mu_d \quad : \xi_k = -0.828 m_{k-1} + 1 \end{aligned} \tag{3}$$

・累乗型劣化係数ζ_k

$$\begin{aligned} \zeta_k &= \xi_1(m_0) \cdot \xi_1(m_2) \cdot \xi_2(m_3) \cdots \xi_k(m_{k-1}) \\ &= \prod_{i=1}^{k} \xi_i(m_{i-1}) \end{aligned} \tag{4}$$

２.２　応答一波の定義と変位の認知

既往の研究より応答一波を 2 つのゼロクロッシングで構成される波とした場合, 時刻歴初期においてせん断劣化程度を大きく見積もる傾向がある. そこで応答一波は 3 つのゼロクロッシングで構成される波とした(**図１**).



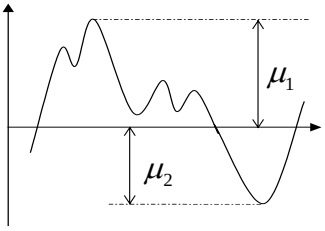
(a)	(b)	(c)
完全両振り	不完全両振り	ランダム応答
$\lvert\mu^+\rvert = \lvert\mu^-\rvert$	$\lvert\mu^+\rvert > \lvert\mu^-\rvert$	$\lvert\mu^\pm\rvert \neq$ 一定

図１　応答波形一波の定義

また応答一波における劣化程度は, 正負頂点での塑性率の交番度も影響すると考え, 劣化係数算出に用いる塑性率は**式(5)**を用いて算出する.

・変位量の認知μ*

$$\mu^* = \frac{1}{2}(|\mu_1| + |\mu_2|) \tag{5}$$



応答変位量	交番度合い	認知変位量
$\lvert\mu_1\rvert < \lvert\mu_2\rvert$	$\chi = \left\lvert\frac{\mu_1}{\mu_2}\right\rvert$ $(0 \le \chi \le 1)$	$\mu^* = \frac{1}{2}(\mu_1 + \mu_2)$ $= \frac{1+\chi}{2}\mu_2$

図２　変位量の認知

キーワード：耐震性能, 靭性評価, せん断破壊
連絡先:東京都世田谷区玉堤 1-28-1, 武蔵工業大学　工学部　構造材料工学研究室,
Tel：03-3703-3111(内線 3243) , Fax：03-5707-1186 , E-mail：g0265001@sc.musashi-tech.ac.jp

３．検討方法

RC 単柱の静的ランダム載荷実験結果と提案した動的劣化モデルとの比較を行い本提案評価方法の適用性について検討する. 載荷実験は片持ち梁形式の試験体(断面 320mm×320mm, 支間 1200mm)を用い, 柱頭に変位制御で載荷した. 載荷地震動は神戸海洋気象台観測波形を用いた. 各載荷ステップに於けるせん断補強筋負担分 V_s, 劣化コンクリート負担分 V_{ck} を算出し, 初期コンクリート負担分 V_{c0} の算出は鉄道構造物等設計標準式を用いた(図 2 参照). 算出した初期コンクリート負担分 V_{c0} と劣化コンクリート負担分 V_{ck} を用いて実験における劣化係数を算出する(**式 6**). 解析では試験体柱頭での応答変位より**式(３)(４)**を用い劣化係数を算出する.

・劣化係数ζ

$$\zeta = V_{ck} / V_{c0} \qquad (6)$$

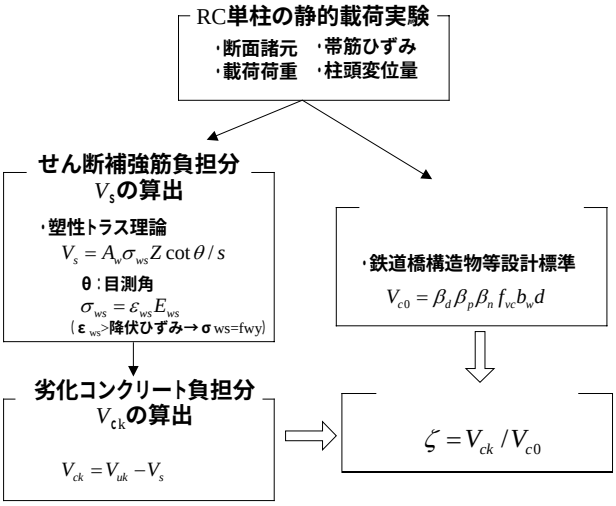


図３　劣化係数算出フロー

４．検討結果

図３に載荷ステップにおけるせん断劣化過程を示す. まず実験において S12-0-R 試験体は塑性率 μ>2 の大変形が繰返し作用している（**図 3a**）. 破壊形態としては曲げ降伏後せん断破壊であった. 次に**図３(ｃ)**劣化係数, **(ｄ)**せん断力の載荷ステップ 200~600 に着目すると, 載荷実験, 解析ともにステップ数 250 から劣化係数の低下が確認でき, 解析値が実験値を追従することが確認できた. せん断力では実験値および解析値ともに劣化せん断耐力がステップ数 280 あたりでせん断力を下回っており, ここからせん断ひび割れ, せん断破壊に移行して行ったと考えられる.

４．まとめ

せん断劣化評価方法に関して以下のような知見が得られた.

・提案したせん断劣化評価は, 今回の静的ランダム載荷実験において, 繰返し大変形でのせん断劣化現象に関してよく追従するものであった.

【参考文献】

・大江 亮二, 吉川 弘道：繰返し大変形を受ける鉄筋コンクリート単柱のせん断強度劣化の評価に関する研究, 土木学会論文集 No.711/Ⅴ-56, 59-71, 2002.8

・吉川 弘道, 青戸 拡起, 高丸 弘美, 大江 亮二：鉄筋コンクリート橋脚の非線形応答解析とせん断劣化を考慮した動的破壊形態, 応用力学論文集 Vol.3, 2000.8

・M.J.N.Priestley,F.Seible,G.M.Calvi,川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂出版, 1998.4

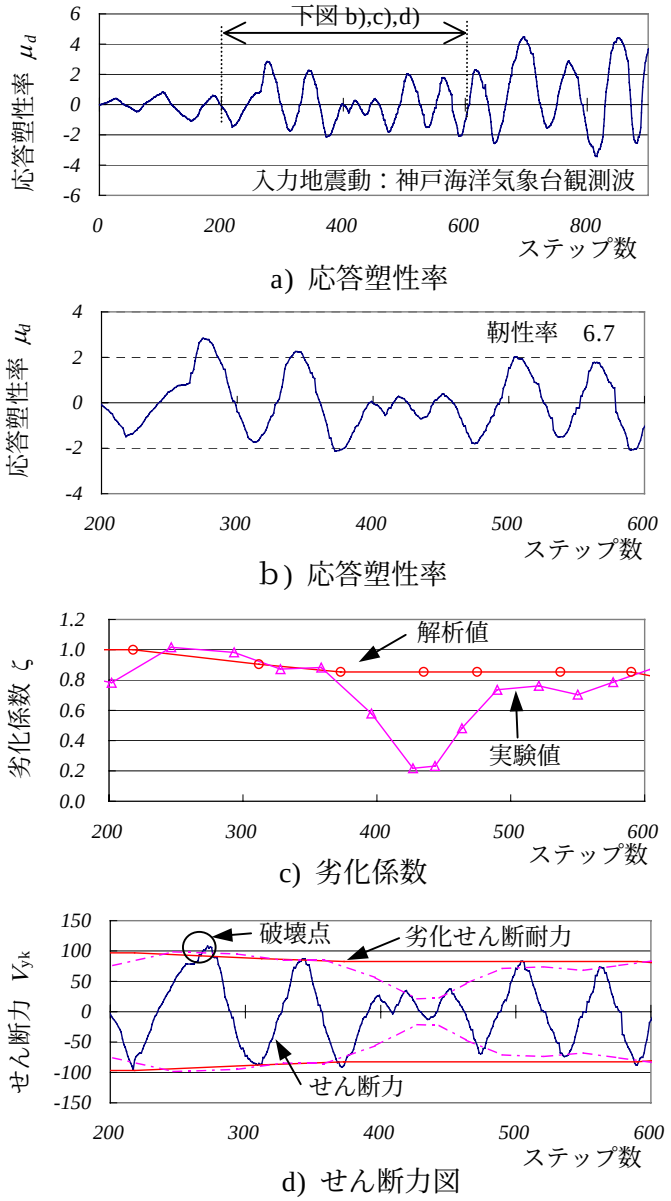


図４　せん断劣化評価