

論文 耐震補強された低強度コンクリート RC 造柱の等価粘性減衰定数の考察に基づく応答変位予測式と耐震性能の評価手法

伊藤 嘉則*1・楠 浩一*2・毎田 悠承*3・勅使川原 正臣*4

要旨：既往の研究で、曲げ降伏先行型となる RC 造建物の応答変位を簡易に推定できる予測式を提案した。この予測式を耐震補強された建物の応答変位の推定にも利用することを目的に、低強度コンクリート RC 造柱の逆対称曲げせん断実験をもとに補強柱の等価粘性減衰定数を調べた。その結果、実験から得られた補強柱の等価粘性減衰定数は、予測式を提案する際に前提とした等価粘性減衰定数より小さいことがわかった。そこで、提案式で想定している等価粘性減衰定数とは異なる場合など、任意の等価粘性減衰定数に応じて応答変位を推定できる方法を示すとともに、耐震補強された建物の耐震性能の評価手法を述べた。

キーワード：低強度コンクリート、等価粘性減衰定数、耐震性能評価、最大応答変位

1. はじめに

1.1 本研究に関わる筆者らの研究背景

耐震補強法の開発が 1995 年兵庫県南部地震を期に急速に発展した。ただし、コンクリート圧縮強度が 13.5N/mm² 以下の鉄筋コンクリート造建物（以下、低強度 RC 造と略す）は、保有水平耐力が著しく低いため、耐震補強の対象外としている¹⁾。しかし、筆者らは、低強度 RC 造にあっても、変形性能を確保した上で曲げ強度の増大を図れる柱の補強方法を提示した²⁾。それは、既存部の柱断面をグラウトモルタルで拡張させ、その拡張部に高強度の曲げ補強鉄筋を配し、鋼板と繊維シートで全周巻き補強を施すものである。文献2)では、この補強方法の終局曲げ強度の評価手法も明らかにした。

一方、地震後の継続使用性の要求性能を勘案すれば、耐力評価だけではなく、地震時に生じる建物の損傷を把握しておく必要がある。この場合、損傷と工学的に深い関係のある最大応答変位をもとにした耐震性能評価が重要になる。応答変位を推定する手法としては、筆者らは式(1)に示す予測式の提案を行った。その主目的は、1980 年以降、保有水平耐力計算によって曲げ降伏先行型として設計された膨大な棟数を有する RC 造建物の応答変位を、簡易に推定することにある³⁾。

$$\text{pro}\delta_{\max} = F_h \sqrt{\mu_{eq}} \cdot \frac{T_y}{2\pi} \cdot \text{ave}S_v \quad (1)$$

$$\text{ここで、ave}S_v = \frac{1}{0.2T_y} \int_{0.9T_y}^{1.1T_y} S_v(T, h_{0.05}) \cdot dT$$

F_h ：減衰補正係数、 μ_{eq} ：塑性率、 T_y ：降伏点周期、 $S_v(T, h_{0.05})$ ：降伏点周期に応じて求まる減衰定数 5% の速度応答スペクトル

また、これまでの検討結果から³⁾、式(1)中の $F_h \sqrt{\mu_{eq}}$ は概ね 1.0 で簡略化できることを明らかにした。ただし、理論的には、等価粘性減衰定数が、式(2)に示す算定式において $\beta_1 = 0.25$ で把握できることを前提とした。

$$h_{eq} = \beta_1 (1 - 1/\sqrt{\mu_{eq}}) \quad (2)$$

β_1 ：復元力特性の形状によって求まる係数

1.2 本研究の課題と目的

低強度コンクリートによりせん断耐力が不足する柱や曲げ圧縮破壊する柱にあっても、耐震補強により強度の向上と変形性能の改善を図ることができる²⁾。これにより、曲げ降伏先行型の建物となれば、式(1)を利用して想定する地震動に対する応答変位を、陽に推定できる可能性がある。ただし、復元力特性の形状によって求まる式(2)中の係数 β_1 の検討が課題にある。

本研究は、式(1)を耐震補強された建物の応答変位の推定にも利用することを目的とした。目的を達成するために、筆者らの低強度 RC 造柱の逆対称曲げせん断実験をもとに²⁾、補強柱の等価粘性減衰定数を調べた。また、提案式で想定している等価粘性減衰定数とは異なる場合など、任意の等価粘性減衰定数に応じて応答変位を推定できる方法を示した。そして、耐震補強された建物の耐震性能の評価手法を述べた。

2. 実験概要

2 章では、実験概要（試験体、実験方法、履歴曲線）を述べるが、詳細は文献 2) をご参照いただきたい。

2.1 試験体

表 1 に試験体一覧を、図 1 に試験体概要を示す。

*1 東京大学地震研究所 共同研究員（建材試験センター）（正会員）

*2 東京大学地震研究所 教授 博士（工学）（正会員）

*3 東京大学地震研究所 准教授 博士（工学）（正会員）

*4 中部大学工学部建築学科 教授（東京大学地震研究所 客員教授） 工学博士（正会員）

表-1 試験体一覧

試験体 記号	分割鋼板			繊維シート		備考
	材質	厚さ	リブ幅	種類など	巻き数	
LW-N	—	—	—	—	—	無補強
LW-B1.6/25	SE270	1.6mm	25mm	・種類 ポリエチレン ・含浸樹脂 エポキシ系	1層	リブ有 (分割鋼板 ⇒非溶接)
LW-B1.6/00			0mm			リブ無 (分割鋼板 ⇒溶接)

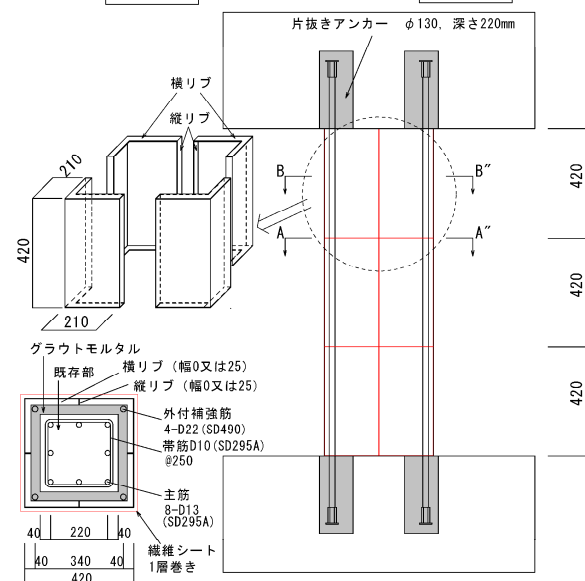
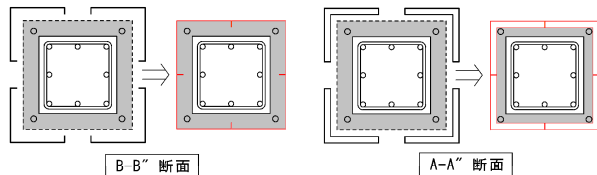


図-1 試験体概要 (LW-B1.6/25 の一例), 単位: mm

試験体は、無補強 1 体および補強 2 体の合計 3 体を検討の対象とした。補強前の柱断面は 300mm×300mm、補強後の柱断面は 420mm×420mm とした。試験体 LW-B1.6/25 は、鋼板を L 字形に折り曲げ、その縦横端部を更に折り曲げてリブ状とし、横方向に 4 個および縦方向に 3 個の計 12 個をブロック状に積み重ねた。試験体 LW-B1.6/00 は、リブ無しの L 字形の鋼板を突合せ溶接とした。どちらの試験体も、鋼板の外周にはポリエチレン繊維シート 1 層を全周に巻き立て、かつ、柱頭・柱脚の両端部 100mm は横拘束を意図して横方向 2 層貼りとした。含浸樹脂は、エポキシ系とした。既存部柱と鋼板の隙間には、無収縮性グラウトモルタルを充填して断面を拡張した。拡張した断面部分には、材質 SD490 の曲げ補強鉄筋 4-D22 を配筋した (図中、外付補強筋)。その定着は、上下スタブに $\phi 130\text{mm} \times 300\text{mm}$ のコア抜きし、鉄筋末端部にプレートナットを取り付けてグラウトモルタルを圧入する方法 (図中、片抜きアンカー) とした。実験時コンクリート圧縮強度は、13.3~14.1N/mm²、グラウトモルタルが約 47N/mm² であり、以降、両者の圧縮強度差は柱断面積に応じて平均化して取り扱うことにした。

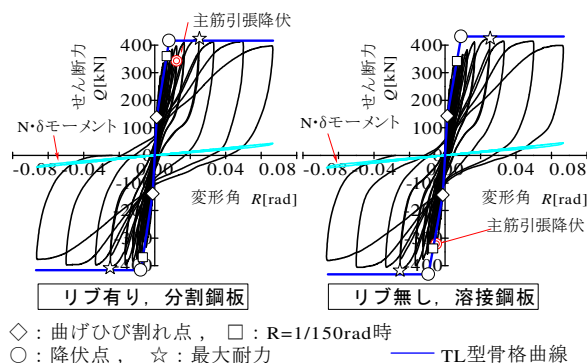


図-2 補強試験体 2 体の履歴曲線

2.2 実験方法

荷重は、建研式加力装置を用いて逆対称モーメントによる正負交番繰返し荷重 (変形角 $R = 1/600\text{rad}$, $1/450\text{rad}$, $1/300\text{rad}$ を 1 回ずつ, $1/200\text{rad}$, $1/150\text{rad}$, $1/120\text{rad}$, $1/100\text{rad}$, $1/80\text{rad}$, $1/60\text{rad}$ を 2 回ずつ, $1/40\text{rad}$, $1/30\text{rad}$, $1/20\text{rad}$ を 1 回ずつ) とした。変位は、上下スタブ間の相対水平方向変位を柱両側面で計測し、その平均値を内法高さ 1260mm で除した値を試験体の変形角 R とした。

軸力は、既存部の柱断面積とコンクリート圧縮強度をもとに一定軸力比 0.5 を設定した。補強後断面とグラウトモルタル圧縮強度に換算した軸力比は、0.123 となる。

2.3 実験結果 (履歴曲線および損傷状況)

図-2 に、補強試験体 2 体の履歴曲線を示す。なお、図中には示していないが²⁾、無補強試験体は変形角 $R = 1/200\text{rad}$ 時に主筋が圧縮降伏した。その後、 $R = 1/60\text{rad}$ サイクルの途中の $R = 1/100\text{rad}$ 時にコンクリート圧壊に起因した材端部帯筋が引張降伏し、柱頭・柱脚部のコンクリート圧壊による曲げ圧縮破壊であった。

補強試験体は、2 体とも主筋が変形角 $R = 1/100\text{rad}$ にかけて引張降伏 (その後も圧縮降伏は生じていない) したが、外付補強筋は未降伏であった。文献 2) では比較用として普通コンクリート強度の実験を行ったが、この試験体は主筋のほかに外付補強筋も引張降伏した。つまり、低強度コンクリートによる外付補強筋のみ未降伏がみられたことになるが、これは定着部の引き抜け破壊が生じたためである。しかし顕著な耐力低下は生じておらず、吸収エネルギーに富んだ履歴性状を示した。

3. トリリニア型の骨格曲線への置換

本研究では、実験から得られる等価粘性減衰定数を塑性率との関係で整理する。そこで、履歴曲線中の降伏点を定義する。降伏点は、履歴曲線から作成される包絡線を 3 折れ線で構成するトリリニア型の骨格曲線 (以下、TL 型骨格曲線と称す) に置換して定義した。置換方法は、補強柱に対する実験結果の整理法として、文献 4) で提案した方法を準用し、次のとおりとした。

第 1 折点は曲げひび割れ点 (Q_c , R_c) とし, Q_c は式 (3) の計算値, R_c は Q_c と包絡線の交点とした。第 2 折点は降伏点 (Q_m , R_y) とした。はじめに曲げひび割れ点と変形角 $R = 1/150\text{rad}$ 時を結ぶ第 2 折れ線を計算し, つぎに後述する終局曲げ強度 Q_m を第 3 折れ線 (2 次剛性は零とする) とし, 第 2 折れ線との交点を R_y とした。

$$Q_c = 2(0.56\sqrt{\sigma_{BG}} \cdot Z_e + ND_2/6)/H \quad (3)$$

ここで, Q_c は曲げひび割れモーメント時のせん断力, Z_e は鉄筋を考慮した補強後の柱断面に対する断面係数である。なお, 第 1 折れ点は, 後述の考察で直接は取り上げないが, 補強後柱の構造特性を平均的に捉えるために, σ_{BG} は補強後柱の断面を考慮した等価圧縮強度となる式 (4) から求めることとした。 B_1 , D_1 および B_2 , D_2 は補強前および補強後の柱幅および柱せい, σ_B , σ_G はコンクリートおよびグラウトモルタルの圧縮強度である。

$$\sigma_{BG} = \{(B_2 D_2 - B_1 D_1) \sigma_G + B_1 D_1 \sigma_B\} / (B_2 D_2) \quad (4)$$

終局曲げ強度 Q_m は, 曲げ略算式を準用した式 (5a) と式 (5b) とした。式 (5a) と式 (5b) の理論的な説明は, 文献 2) に述べてある。式 (5b) 中の η_c は, 外付補強筋の定着部破壊が生じて未降伏となることの低減係数を表し, 定着部破壊が生じない場合となる $\eta_c > 1$ のときは $\eta_c = 1$ とした。ここで, 記号 B_i , D_i において無補強試験体は補強前の断面および補強試験体は補強後の断面を用いて計算する。

$$0 \leq N \leq 0.4N_b : Q_m = Q_{mt} = 2M_{mt}/H \quad (5a)$$

$$M_{mt} = T_{tr} + 0.5ND_i(1 - N/N_b)$$

$$0.4N_b < N : Q_m = Q_{mc} = 2M_{mc}/H \quad (5b)$$

$$M_{mc} = (T_{tr} + 0.12B_i D_i^2 \sigma_{BG})(N_{\max} - N)/(N_{\max} - 0.4N_b)$$

$$T_{tr} = j_t a_t \sigma_t + \eta_c j_r a_r \sigma_r, \quad N_b = B_i D_i \sigma_{BG}$$

$$N_{\max} = \Sigma a_t \sigma_t D_i + \Sigma a_r \sigma_r D_i + B_i D_i \sigma_{BG}$$

j_t , j_r : 主筋と外付補強筋の最外縁鉄筋間距離

a_t , a_r : 主筋と外付補強筋の引張鉄筋断面積

σ_t , σ_r : 主筋と外付補強筋の降伏強度

得られた TL 型骨格曲線を図-2 の履歴曲線中に示す。また, 表-2 に, 終局強度の計算値および TL 型骨格曲線上の降伏変形角など, 構造特性一覧を示す。図-2 の TL 型骨格曲線および表-2 より, 終局曲げ強度の計算値は実験値の最大耐力と概ね一致している。また, 2 種類の補強方法の違いにより終局せん断強度 Q_s が異なり, 目標とする補強後のせん断余裕度 (Q_s/Q_m) に応じて補強方法を選択すればよいといえる。また, TL 型骨格曲線上の降伏変形角 R_y は, $1/145\text{rad} \sim 1/123\text{rad}$ の範囲にある。そこで, 図-3 に示す骨格曲線のモデル化として, 低強度 RC 造柱の R_y は, $1/150\text{rad}$ および $1/125\text{rad}$ の 2 種類を設定することとした。終局変形角は, 無補強柱は実験でコンクリートの圧壊が生じた $R = 1/100\text{rad}$ とし, 補強柱は文献 5) の安全限界変形角を参照して $R = 1/50\text{rad}$ (層間変形角で $1/75\text{rad}$) とした。

表-2 構造特性一覧

試験体 記号	最大耐力時				計算値			
	耐力 [kN]		変形角 [$\times 10^{-3}\text{rad}$]		耐力 [kN]		降伏変形角 [$\times 10^{-3}\text{rad}$]	
	$+Q_{max}$	$-Q_{max}$	$+R_{max}$	$-R_{max}$	Q_m	Q_s	$+R_y$	$-R_y$
LW-N	125	120	8.5	8.4	101	119	4.9	-5.1
LW-B1.6/25	425	417	25.4	25.4	416	477	7.6	-6.9
LW-B1.6/00	424	408	25.2	25.1	431	579	8.1	-8.0

(注) Q_m : 終局曲げ終局で式 (5a) および式 (5b) による。

Q_s : 終局せん断強度で文献 2) を参照。

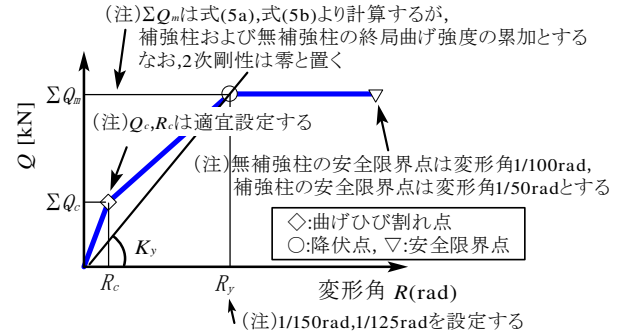


図-3 トリリニア型骨格曲線のモデル化

4. 等価粘性減衰定数

4.1 無補強試験体

図-4 に, 載荷サイクル $1/600\text{rad}$, $1/450\text{rad}$, $1/300\text{rad}$, $1/200\text{rad}$ の正側第 1 象限の履歴曲線および TL 型骨格曲線を示す。主筋の圧縮降伏が生じた変形角 $R = 1/200\text{rad}$ 時までは弾性範囲内と判断するが, 図より弾性範囲においても履歴面積を有している。それを前提に, $R = 1/200\text{rad}$ までの等価粘性減衰定数を式 (6) より算出した。図-5 (a) に, 等価粘性減衰定数と塑性率の関係を示す。塑性率は, 各載荷サイクル時の正負それぞれの経験最大変位を, TL 型骨格曲線上の正負それぞれの降伏変位で除した値とした。

$$h_{eq} = (\Delta W / W) / 2\pi \quad (6)$$

ΔW : 半サイクルの履歴面積

W : 半サイクルのポテンシャルエネルギー

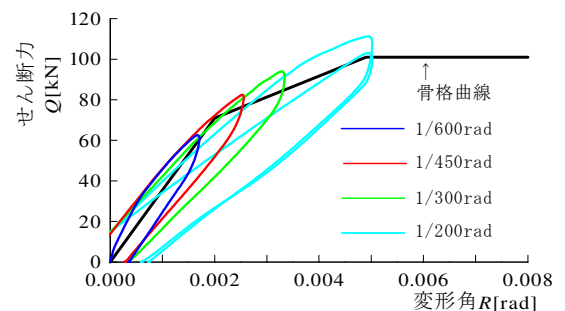
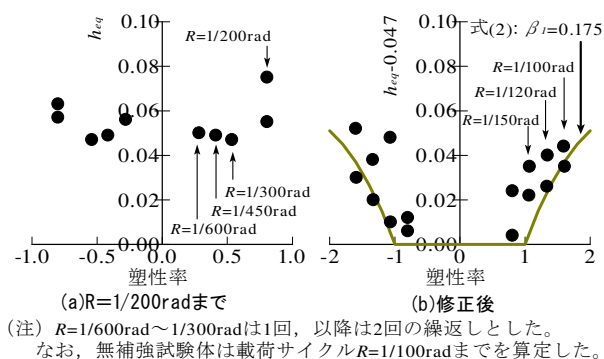


図-4 代表載荷サイクルの履歴曲線 (無補強試験体)



図－5 等価粘性減衰定数（無補強試験体）

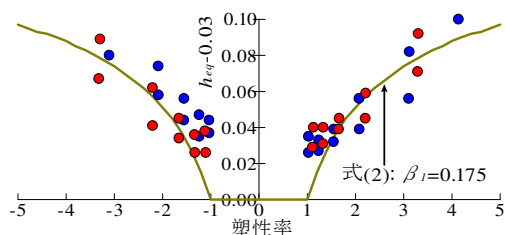
図－5(a)において、静的実験では動的な粘性減衰が発現しないが、弾性範囲内においても約0.05一定の減衰定数にある。これは、実験装置の摩擦の影響^{例え、5)}が含まれていることが原因の一つと考える。図中の TL 型骨格曲線との対比でみると、変形角 $R=1/600\text{rad} \sim 1/450\text{rad}$ 間の耐力は、ひび割れ点の耐力に相当する。降伏までの履歴特性を原点指向型と仮定すれば、ひび割れ点以下では履歴面積を持たないので、この時点で実験装置の摩擦が生じていたと考える。一方、TL 型骨格曲線は、ひび割れ発生から降伏点にかけて履歴面積を有し、静的実験にあっても見掛け上の履歴減衰を得る。しかし、履歴減衰は降伏点以降に発現し、減衰補正係数も塑性率 1 以上のときに 1.0 以下を採る。そのため、降伏点前に履歴減衰を考慮することは、等価線形化法⁵⁾の考え方と異なる。

以上、降伏点より前の履歴面積は無視して、等価粘性減衰定数を算定することとした。なお、履歴特性を原点指向型と仮定し、TL 型骨格曲線の降伏点までの履歴面積から求めた等価粘性減衰定数は、正負それぞれ 0.048 および 0.046 にあった。その平均値 0.047 は図－5(a)と同程度の値であり、これを実験装置の摩擦に相当すると扱い、式(6)から 0.047 を差し引いて等価粘性減衰定数を求めた。図－5(b)に、修正後の等価粘性減衰定数を、全載荷サイクルについて示す。図中には、式(2)の算定式において後述の $\beta_1=0.175$ とする計算値を示したが、計算値は実験結果の傾向を概ね捉えていた。

4.2 補強試験体

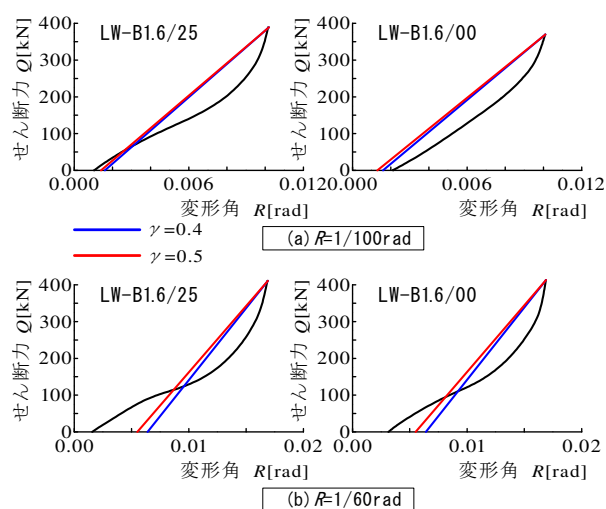
実験装置の摩擦の影響は、試験体の耐力が大きくなるにしたがって小さくなる。事実、TL 型骨格曲線の降伏点までの履歴面積から求めた等価粘性減衰定数は 0.03 であり、無補強試験体の 0.047 より小さい。ただし、補強試験体の等価粘性減衰定数も、式(6)から実験装置の摩擦に相当するとみなした 0.03 を差し引いて求めた。図－6 に、修正後の等価粘性減衰定数と塑性率の関係を示す。図より、2 種類の補強方法による大きな差異はみられない。そこで、図の結果をもとに、低強度 RC 造柱の等価粘性減衰定数を把握するための式(2)中の β_1 を考察する。

なお、筆者ら文献 6)では、復元力特性の除荷剛性を K_y/μ_{eq}^γ で表す際の γ (γ は除荷剛性低下指数、 K_y は降伏点剛性である)と β_1 の関係として、 $\gamma=0.4, 0.5, 0.6$ の順に $\beta_1=0.250, 0.175, 0.050$ が得られた。そこで、補強試験体の除荷剛性低下指数 γ を調べた。図－7 に、除荷曲線（最大変位点から荷重零のときの変位点（以下、除荷時変位とする）までの履歴）の代表例を示す。図中には、 γ を 0.4 および 0.5 とし、TL 型骨格曲線上の降伏点剛性 K_y を用いて計算した除荷剛性を示す。図より、変形角 $R=1/100\text{rad}$ 時は、実験値と $\gamma=0.4$ とする除荷剛性上の除荷時変位の両者が概ね一致している。しかし、 $R=1/60\text{rad}$ 時は明確な傾向がみられない。除荷剛性を 2 つの折れ線でモデル化することは想定できるが、モデル化が目的でもない。そこで、正規分布を仮定して実験結果の 95%下限値（平均値 $+2\sigma$ で、 σ は標準偏差）をもとに、低強度 RC 造柱の等価粘性減衰定数の β_1 は、2 種類の補強方法の違いに依らず $\beta_1=0.175$ と定義した。



●: LW-B1.6/25(リブ有り鋼板), ●: LW-B1.6/00(リブ無し溶接鋼板)

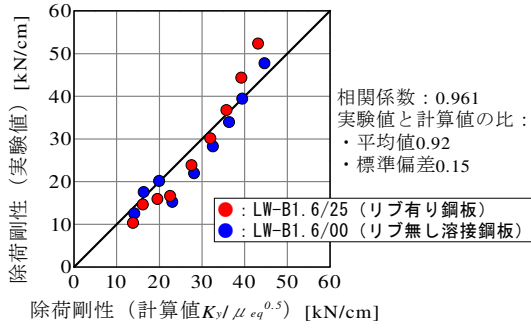
図－6 修正後の等価粘性減衰定数（補強試験体）



図－7 代表載荷サイクル時の除荷曲線（補強試験体）

なお、前述したとおり、 $\beta_1=0.175$ は $\gamma=0.5$ に相当する。そこで、 $R=1/150\text{rad}$ 以降の除荷剛性について、図－8 に示す実験値（最大変位点と除荷時変位点を結ぶ剛性）と計算値（図－7 中の赤実線で示す剛性）の関係を調べた。

図より、 $\gamma = 0.5$ の計算値は実験値の概略を捉えていた。式(1)の提案に当たって復元力特性は、汎用的な Takeda モデルを参照した $\gamma = 0.4$ とする剛性低下型とした。対して、低強度 RC 造柱においては、補強の有無および補強方法の違いに依らず、 $\gamma = 0.5$ に相当する $\beta_1 = 0.175$ で等価粘性減衰定数を把握する必要があることがわかった。



図一8 除荷剛性 (実験値と計算値の関係)

5. 耐震補強後の建物の応答変位に基づく耐震性能評価

5.1 耐震性能評価について

想定する地震動に対して、建物に生じる応答変位が、目標とする限界状態変位より小さいことを確認する耐震性能評価に着目する。なお、文献5)により多層建物を等価1自由度系に縮約できる建物を考える。

耐震性能評価で想定する地震動は、平成12年建設省告示1461号で規定する減衰定数5%に対応する解放工学的基盤の速度応答スペクトル（入力レベルは、極めて稀に起こる地震動）を対象とした⁷⁾。以下、告示スペクトルと称す。表層地盤による増幅特性係数は、略算法（平成12年建告第1457号第7）による第1種、第2種および第3種地盤の3種類とした。

5.2 等価粘性減衰定数に応じた応答変位予測式

減衰補正係数 F_h は、告示式⁷⁾ ($=1.5/(1+10h_{eq})$) で知られるように、一般には等価粘性減衰定数 h_{eq} の関数となる。このとき、1章で述べた $F_h \sqrt{\mu_{eq}} \approx 1.0$ の仮定は、式(2)中の $\beta_1 = 0.25$ を想定しているの、 β_1 が 0.25 未満の時には $F_h \sqrt{\mu_{eq}}$ が 1.0 以上になる。なお、筆者ら文献6)では、 β_1 に応じた $F_h \sqrt{\mu_{eq}}$ の計算値を定式化（記号： φ_γ ）し、 φ_γ と β_1 の関係として式(7)を提案した。この式は、 $\beta_1 = 0.25$ のときに $\varphi_\gamma = 1.0$ となるが、例えば、 $\beta_1 = 0.175$ のときには $\varphi_\gamma = 1.15$ （つまり、 $F_h \sqrt{\mu_{eq}} = 1.15$ ）を与える。

$$\varphi_\gamma = -2.0\beta_1 + 1.5 \quad (7)$$

本研究では式(7)を利用し、式(1)を式(8)に書き換える。ここで、式(1)の構成因子となる速度応答スペクトルの平均値 $aveS_v$ を、 $aveS_v'' = T_y \cdot aveS_v$ で表す。

$$pro\delta_{max} = 0.16\phi_{av} \cdot \varphi_\gamma \cdot aveS_v'' \quad (8)$$

また、式(1)は速度一定領域を対象とし、応答変位点が加速度一定領域に属する場合は式(9)に示す係数 ϕ_{av} を乗じる⁸⁾。ここで、 T_y/T_g は建物の降伏点周期 T_y と告示スペクトルにおける加速度と速度の一定領域の境となる周期 T_g の比、 C_{yb} は建物の降伏せん断力係数である。

$$\phi_{av} = 1.9(T_y/T_g + C_{yb})^{-1.9} \quad (9)$$

5.3 耐震補強後の建物の等価粘性減衰定数の算定方法

耐震補強後の建物の等価粘性減衰定数の算定方法は、文献5)を参照する。つまり、想定する塑性率 μ_{cr} に応じた補強柱および無補強柱（柱本数 i 本と j 本）のポテンシャルエネルギー（ iW_m および jW_n ）を図-3の骨格曲線より計算し、結果、式(10)から求める。補強柱と無補強柱の等価粘性減衰定数（ $i h_m$ および $j h_n$ ）は、式(2)で $\beta_1 = 0.175$ として計算する。

$$all h_{eq}(\mu_{cr}) = \frac{\sum_i (i h_m \cdot i W_m) + \sum_j (j h_n \cdot j W_n)}{\sum_i i W_m + \sum_j j W_n} \quad (10)$$

また、式(7)を計算するためには、 $all h_{eq}(\mu_{cr})$ を β_1 に換算（以下、 $\beta_1(\mu_{cr})$ で表す）する必要があるが、これは式(11)より計算できる。ここで、 $law h_{eq}(\mu_{cri})$ は、 $\beta_1 = 0.25$ および塑性率 μ_{cr} のときの式(2)の計算値である。

$$\beta_1(\mu_{cri}) = 0.25 \{ all h_{eq}(\mu_{cri}) / law h_{eq}(\mu_{cri}) \} \quad (11)$$

5.4 応答変位予測式を用いた耐震性能の評価方法

以上、式(10)から $all h_{eq}(\mu_{cr})$ を、ついで式(11)から $\beta_1(\mu_{cri})$ を、これを式(7)中の β_1 に代入して φ_γ を計算すれば、式(8)より任意の等価粘性減衰定数に応じた応答変位を推定できる。一方、耐震補強後の応答変位を目標とする限界状態変位以下に制御するためには、降伏点時の剛性を大きくすることが補強計画の一つに挙げられる。

そこで、式(8)を利用して、限界状態変位以下に制御するために必要な降伏点時の剛性をもとに判断する耐震性能の評価手法を述べる。なお、式(8)中の $aveS_v''$ と降伏点周期および最大応答変位の関係が、それぞれ図-9(a)および図-9(b)に示す模式図で表せる場合を考える。

点①：建物の降伏点周期 ${}_1T_y$ を式(12)より算出する。 M_u 、 ${}_1K_y$ は、文献5)により等価1質点系に縮約した建物の等価質量および降伏点時の等価剛性である。 ${}_1K_y$ は、終局曲げ強度と降伏点変位（変形角 $1/150\text{rad}$ および $1/125\text{rad}$ の2種類を設定する）をもとに決定する。

$${}_1T_y = 2\pi \sqrt{M_u / {}_1K_y} \quad (12)$$

点②：降伏点周期 ${}_1T_y$ をもとに、告示スペクトルから要求性能を表す式(8)中の ${}_1(aveS_v'')$ を計算する。図-10に、告示スペクトルの要求性能に対応する $req(aveS_v'')$ と T_y の関係を地盤種別ごとに示す。

点③： ${}_1(aveS_v'')$ および別途計算した式(7)の φ_γ を用いて、式(8)より最大応答変位 ${}_1\delta_m$ を計算する。

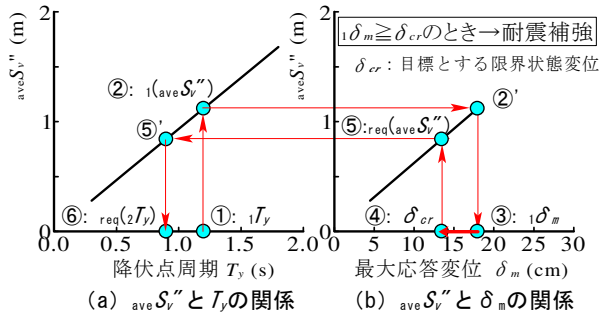


図-9 $\text{ave}S_v''$ と降伏点周期および最大応答変位の関係

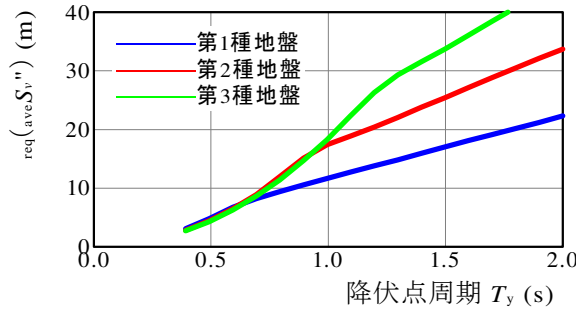


図-10 告示スペクトルに対する要求性能

点④：計算した $1\delta_m$ が限界状態変位 δ_{cr} を超える場合は、応答変位を制御するための耐震補強を施す。

点⑤：目標とする応答変位 δ_{cr} をもとに、式(13)より必要要求性能に相当する $\text{req}(\text{ave}S_v'')$ を逆算する。

$$\text{req}(\text{ave}S_v'') = \delta_{cr} / (0.16\phi_y) \quad (13)$$

点⑥： $\text{req}(\text{ave}S_v'')$ から降伏点周期 $\text{req}(2T_y)$ を計算すれば、目標を達成するために必要な降伏点時の剛性 $\text{req}(K_y)$ が式(14)より推定できる。なお、 M_u は、補強部材の重量を考慮する。

$$\text{req}(K_y) = \{2\pi / \text{req}(2T_y)\}^2 \cdot M_u \quad (14)$$

以上、提案する応答変位予測式を用いて、耐震補強された建物の耐震性能の評価手法を述べた。

6. まとめ

本研究は、既往の研究で提案した応答変位予測式を、耐震補強された建物の応答変位の評価にも利用することを目的とした。目的を達成するために、筆者らの低強度 RC 造柱の実験結果に着目して²⁾、補強柱の等価粘性減衰定数を調べた。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 実験結果から得られた等価粘性減衰定数は、実験装置の摩擦の影響を除去して算出した。その結果、補強柱の等価粘性減衰定数は、2種類の補強方法の違いに依らず $h_{eq} = 0.175(1 - 1/\sqrt{\mu_{eq}})$ による計算値で把握できることを示した。

- 2) 既往の研究で提案した応答変位予測式は、等価粘性減衰定数が $h_{eq} = 0.25(1 - 1/\sqrt{\mu_{eq}})$ で把握できることを前提とした。そこで、提案式で想定している等価粘性減衰定数とは異なる場合など、任意の等価粘性減衰定数に応じて応答変位を推定できる方法を示した。

- 3) 提案する応答変位予測式を用いて、耐震補強された建物の耐震性能の評価手法を述べた。

ここで、文献2)では、既存 RC 造柱のコンクリート強度が低強度であることに起因した曲げ圧縮破壊に対する補強方法に着目し、本研究はその結果をもとにしたケーススタディになる。ただし、本提案手法は、耐震補強後に曲げ引張破壊となれば適用可能であり、そのためコンクリート圧縮強度に対する制限は特設設けない。なお、一般に耐震補強された RC 造柱の多くは実験データを有するので、その結果から補強方法に応じた β_1 を任意に設定することは可能である。

参考文献

- 1) 伊藤嘉則，榎谷栄次，他 2 名：種々の方法で耐震補強された低強度コンクリート RC 柱の補強効果に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 613 号，pp.97-104，2007.3
- 2) 伊藤嘉則，楠浩一：高軸力を受ける低強度コンクリート RC 造柱の曲げ補強効果と曲げ強度の分析，構造工学論文集，Vol.63B，pp.393-406，2017.3
- 3) 伊藤嘉則，楠浩一，勅使川原正臣：中低層 RC 造建物における地震応答変位最大時の減衰性能の考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.44，No.2，pp.157-162，2022
- 4) 伊藤嘉則，榎谷栄次，他 2 名：アラミド繊維と鋼板を併用して耐震補強した RC 造柱の構造特性，日本建築学会構造系論文集，第 671 号，pp.55-64，2012.1
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の等価線形化法に基づく耐震性能評価型設計指針（案）・同解説，2019
- 6) 伊藤嘉則，楠浩一：除荷時の剛性を考慮した中低層 RC 造建物の応答変位予測式，コンクリート工学年次論文集，Vol.42，No.2，pp.685-690，2020
- 7) 国土交通省住宅局建築指導課，他：2020 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2020
- 8) 伊藤嘉則，楠浩一，毎田悠承，勅使川原正臣：加速度一定領域に対する応答変位予測式に関する再考察，日本建築学会学術講演梗概集（構造IV），pp.391-392，2023