

鉄筋コンクリート造建物の地震時降伏変位の推定と設計への適用

勅使川原 正臣*

Estimation of yield displacement and application to seismic design for reinforced concrete buildings

Masaomi TESHIGAWARA

(Received March 8, 2024)

For the accuracy of estimating seismic response displacement in Limit Response Displacement Design (equivalent linearization method analysis), it is important to accurately determine the relationship between lateral resistance force and the lateral displacement of buildings. Lateral resistance force can be estimated with a high degree of accuracy, as there is a track record of calculating allowable stress and ultimate lateral strength. On the other hand, various methods for estimating lateral displacement have been proposed for RC structural members, but verification of their accuracy is not enough. In addition, methods for estimating yield displacement of buildings consisting of many structural members, which is the key to equivalent linearization analysis, are not established with engineering meaning. The authors have been working on proposing the yield point of members and the yield point of the structure. As part of these efforts, in October 2020, a shaking table experiment was conducted on a 5-story RC building by the full-scale three-dimensional seismic destruction experiment facility (E-Defense) owned by the National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention. This paper describes the verification of a method for estimating the yield displacement of a building consisting of many members, and its application to the seismic design of RC buildings.

Keywords: Limit Response Displacement Design, Yield displacement of buildings, Shaking table test, Full-scale 5-story RC building

1. はじめに

我が国における耐震設計は、1923 年関東大地震の被害を受け 1924 年に市街地建築物法に制定された許容応力度設計¹⁾から始まり、1981 年には建築物の保有水平耐

力を確認する保有耐力計算¹⁾、2000 年に建物の地震時応答変位を検討する限界耐力計算¹⁾が制定された。これらの設計法と並行して地震時の応答を直接応答計算で検

*建築学科 (Department of Architecture)

証する動的耐震設計も高さ 60m を超える建物を主対象として耐震設計に利用されてきた。

許容応力度設計による耐震設計では小さな外力（標準せん断力係数 $C_0=0.2$ ）に対して構造部材に生じる応力度が材料、解析、外力などの様々なバラツキに対する安全率を考慮した許容応力度以下になることを確認する設計法であり、地震力が設計で想定した大きさを超えた場合には、脆い破壊を生じることが多かった。建物の耐力で地震に抵抗する設計法の限界である。それを防ぐために導入制定されたのが保有水平耐力計算である。設定した地震力を超えた場合には、建物を構成する部材の変形能力（靱性能力）により地震エネルギーを吸収し、脆い倒壊を防ごうとする設計法である。しかし、この設計法では、各構造部材が地震エネルギーを吸収する、すなわち損傷を受けることを容認しているため、建物の施主と設計者の認識の違いが生じた。大地震後の建物の継続使用が困難であることが 1995 年兵庫県南部地震の被害で顕在化した。これを受け、大地震時の建物の応答変形がどの程度でどれくらいの損傷を受け、復旧にはどれくらいの費用と時間を要するのかを明示する設計法（性能規定型設計法）が求められ、それに答える形で限界耐力計算が制定された。

限界耐力計算による地震応答変位の推定精度は、建物の水平抵抗力と水平変位の関係（ $Q-\delta$ 関係）をいかに精度よく求めるかが重要である。水平抵抗力は、これまでの許容応力度計算、保有水平耐力計算での実績があり、かなりの精度で推定できるようになってきた。一方、水平変位（降伏変位ならびに終局変位）は、部材に対する様々な推定方法が提案されてきたが、その精度の検証は不足している。また、多くの部材からなる建物の特に限界耐力計算の肝となる降伏変位の推定は非常に重要であるにもかかわらず工学的な裏付けがないまま、 $Q-\delta$ 曲線を 2 折れ線や 3 折れ線に近似した際の第 1 折れ点、第 2 折れ点として評価されてきた。

国土交通省建築基準整備促進事業「S30.鉄筋コンクリート造の限界耐力計算における応答変位の算定精度向上に向けた建築物の振動減衰性状の評価方法の検討」における「鉄筋コンクリート造建築物の限界耐力計算における応答低減係数評価にかかわる降伏点評価に関する調査」調査委員会（委員長：中部大学教授勅使川原正臣）は、平成 30 年度より令和 2 年度までの 3 年間の計画で、1. 部材実験データベースによる検証、2. 部材実験による検証、3. 動的解析による検証、4. 等価線形化法解析による検証、5. 架構の振動実験、を通じて部材の降伏点と架構の降伏点の提案による減衰の精緻化に取り組んできた。

これらの一環として令和 2 年 10 月、国立研究開発法人防災科学技術研究所が保有する実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）において 5 階建て RC 造建物の振



写真 1 5階建て RC 造建物振動実験試験体全景

動台実験を行った。本稿では、多くの部材からなる建物の降伏変位の推定方法の検証結果を紹介する。

2. 限界耐力計算の概要と実験の目的

限界耐力計算は、1 自由度系の応答スペクトルと建物の 1 自由度系に縮約した水平力（せん断力係数）と等価な高さにおける変位を用いて地震時の応答を推定する計算方法である。

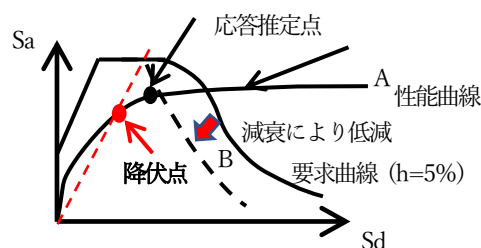


図 1 限界耐力計算の変位推定の図¹⁰⁾

図 1 の実線 A は建物の水平変位（横軸）とせん断力係数（縦軸）の関係を示している。これを建物の性能曲線と呼ぶ。想定した地震の応答は線 B となる。これを地震応答の要求曲線と呼ぶ。要求曲線は建物の減衰性状に応じて小さくなる。地震による建物の応答は、性能曲線と要求曲線の交点として推定され、性能曲線が要求曲線を上回るようにするのが限界耐力計算である。建物の減衰は建物の一部に降伏（損傷）が生じ始めると大きくなる。その降伏に応じて生じる減衰を評価する基準となるのが建物の降伏点である。多くの構造部材からなる建物の降伏点をどのように定めるか重要であり、この後に紹介する実験の最大の目的である。

3. 試験体概要

試験体は地上 5 階建て RC 造の純ラーメン架構(寸法縮尺率 0.8)とした。ただし、スラブ厚は、相似則による付加重量を合わせるために 200mm とした。基礎梁は全長を振動台に固定したため 1 階柱脚は固定端となる。試験体の全景を写真 1 に、基準階伏図を図 1 に、加振方向軸組図を図 2 に、はり・柱の断面リストを図 3、図 4 に示す。なお、コンクリート圧縮強度は軸組図に、鉄筋強度は断面リストに記した。主筋の定着と継手は機械式とし、せん断補強筋は溶接閉鎖型とした。

また、試験体の計画にあたり、災害拠点建築物の設計目標と応答変形(大地震後に構造躯体に機能継続に支障となるような損傷が生じないこと)について考慮し、外周には部材せいを大きくした剛性の高い柱はりを配置し、国土交通省国土技術政策総合研究所研究成果資料第 1004 号「災害拠点建築物の設計ガイドライン(案)」²⁾に定められる耐震ランク II の計画とした。耐震ランク II は、大地震後に大規模の補修を必要とする損傷が生じない状態に留める設計であり、全体崩壊形のみ許容し被害は小破以下でひび割れ幅 2mm 程度以下を目標としている。具体的には、ベースシア係数 0.4 に達する時点の各層の最大層間変形角 1/200 以下、部材塑性率 2 以下を確認するか、限界耐力計算または時刻歴応答解析による場合は各層の最大層間変形角 1/133 以下とするものである。

非構造部材は 1F と 5F に電気通信設備を、2F には ALC 壁を、4F には石膏ボード壁を設置した。

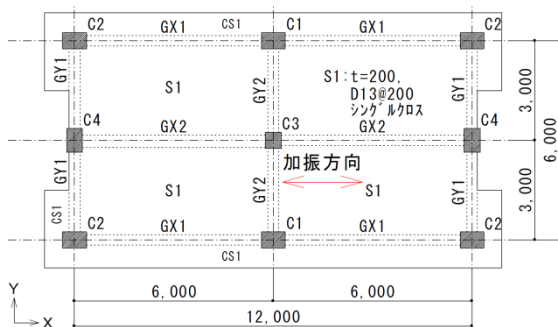


図1 基準階(2F~5F)伏図

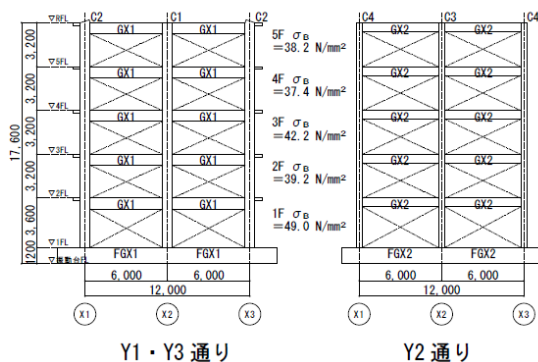


図2 加振方向軸組図

大梁リスト 梁主筋 σ_y (N/mm²) スラブラブ (D10) σ_y (N/mm²)
D19 : 401.2 RF : 383.2, 4.5F : 377.2
2.3F : 368.0

符号	GX1	GX2	GY1	GY2
R階				
b × D	320 × 800	320 × 640	720 × 800	320 × 640
上端筋	2 - D19	2 - D19	6 - D19	2 - D19
下端筋	2 - D19	2 - D19	2 - D19	2 - D19
スラブラブ	2-D10 #200	2-D10 #200	2-D10 #200	2-D10 #200
5階				
b × D	320 × 800	320 × 640	320 × 800	320 × 640
上端筋	3 - D19	3 - D19	2 - D19	2 - D19
下端筋	3 - D19	3 - D19	2 - D19	2 - D19
スラブラブ	2-D10 #200	2-D10 #200	2-D10 #200	2-D10 #200
4階				
b × D	320 × 800	320 × 640	320 × 800	320 × 640
上端筋	6 - D19	4 - D19	3 - D19	3 - D19
下端筋	6 - D19	4 - D19	3 - D19	3 - D19
スラブラブ	2-D10 #200	2-D10 #200	2-D10 #200	3-D10 #150
3階				
b × D	320 × 800	320 × 640	320 × 800	320 × 640
上端筋	8 - D19	4 - D19	4 - D19	3 - D19
下端筋	8 - D19	4 - D19	4 - D19	3 - D19
スラブラブ	2-D10 #200	2-D10 #200	2-D10 #200	3-D10 #100
2階				
b × D	320 × 800	320 × 640	320 × 800	320 × 640
上端筋	8 - D19	4 - D19	4 - D19	4 - D19
下端筋	8 - D19	4 - D19	4 - D19	4 - D19
スラブラブ	2-D10 #200	2-D10 #200	2-D10 #200	4-D10 #100

図3 大梁断面リスト

柱リスト 柱主筋 σ_y (N/mm²) フ-フ (D10) σ_y (N/mm²)
D25 : 396.5 5F : 383.2, 3.4F : 377.2
D22 : 404.2 1.2F : 368.0

符号	C1	C2	C3	C4
5~3階				
b × D	720 × 480	720 × 480	480 × 480	480 × 720
主筋	12-D25 2-D22	16-D22	16-D25	16-D22
フ-フ X方向	2-D10 #75	2-D10 #75	2-D10 #75	3-D10 #75
フ-フ Y方向	3-D10 #75	3-D10 #75	2-D10 #75	2-D10 #75
2階				
b × D	720 × 480	720 × 480	480 × 480	480 × 720
主筋	12-D25 2-D22	16-D22	16-D25	16-D22
フ-フ X方向	2-D10 #75	2-D10 #75	2-D10 #75	3-D10 #75
フ-フ Y方向	3-D10 #75	3-D10 #75	2-D10 #75	2-D10 #75
1階				
b × D	720 × 480	720 × 480	480 × 480	480 × 720
主筋	12-D25 2-D22	16-D22	16-D25	16-D22
フ-フ X方向	2-D10 #75	2-D10 #75	2-D10 #75	3-D10 #75
フ-フ Y方向	3-D10 #75	3-D10 #75	2-D10 #75	2-D10 #75

図4 柱断面リスト

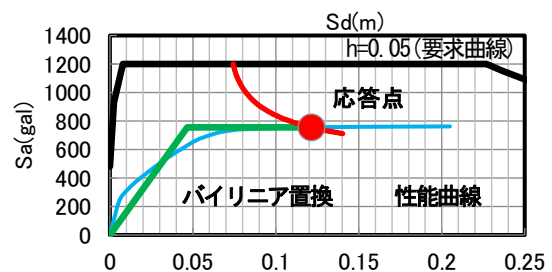


図5 試験体の推定応答値

図5に本試験体の設計時の推定応答値を示す。要求曲線は、第二種地盤Gsとした告示で規定されてる応答スペクトルである。試験体の性能曲線は、増分解析から

青線のようになる。これを面積等価のバイリニアに置換しする。バイリニア置換した「性能曲線」と「要求曲線」の交点が推定応答点として求まる。このとき、履歴減衰の係数は $\gamma_1=0.25$ としている。算定結果は降伏変形47mm、塑性率 $Df=2.42$ 、推定応答値=121mmである。

4. 実験結果^③

4. 1 最大応答

表1に、観察された地震動入力と応答結果を示す。いずれの加振でも2層で最大応答層間変形角が生じ、X軸方向を正方向とすると、R1加振では $1/384$ rad.、R2加振では $1/99$ rad.、R3加振では $1/60$ rad.、R4加振では $1/51$ rad.であった。

4. 2 固有周期

各加振後に行ったホワイトノイズ加振において、最上階のフーリエスペクトルのピーク値から求めた固有周期の推移を図6に示す。入力レベルの増加に伴い固有周期は増大し、R4加振後には加振前の周期(Init.)の2倍(剛性で1/4)程度になった。

4. 3 層せん断力-層間変形角関係

図7に各加振における各層の層せん断力-層間変形角関係を示す。加力方向はX3方向を正とする。図7中には、解析ソフトSNAPによる静的増分解析結果も黒色破線で示す。解析においては、基礎梁を含めた柱梁部材について、材料非線形を考慮してモデル化した。梁端には単軸ばねモデルを、柱端にはマルチスプリングモデルを用いた。梁の降伏耐力の算定においては、上端引張となる部材端において、全スラブ筋を考慮し1)、計測フレーム等の積載物の重量は各階の節点に等分配した。1階の各柱脚はピン支持とし、 A_i 分布により漸増載荷を行った。

図7より、R1加振ではひび割れ発生に伴う若干の剛性低下が下層階において見られ、R2加振では多くの部材で主筋降伏が生じ(文4)の主筋降伏図参照)、大幅に

剛性が低下した。最大応答層間変形角は2階、1階、3階の順で大きくなった。R3加振およびR4加振では概ね最大耐力を維持しながら変形がさらに進行した。各階とも、変形が大きくなっても比較的大きなループを描いており、既往の実験で見られるような顕著なスリップ形状は見られなかった。静的増分解析結果は、剛性が急減するR2加振までは実験結果の包絡線を概ね再現したが、その後の加振で見られた耐力上昇は再現できなかった。この違いは、加力に伴い外力分布形が変化することや、静的増分解析で考慮されない梁の主筋降伏に伴う伸びにより、梁の軸力が増大したことが要因として考えられる。

4. 4 外力分布形

各加振の正負方向における最大応答変形時の外力分布を図8に示す。図中には最大応答変形時とベースシアが一致するときの A_i 分布形も併せて破線で示す。最大応答変形時の外力分布は、変形が小さい場合には比較的 A_i 分布形に近いものの、変形の進行に伴い高さ方向に等分布に近い形状に移行し、 A_i 分布形との差が増大した。これは、塑性化により、2階の最大応答変形が最も大きくなったためであると言える。

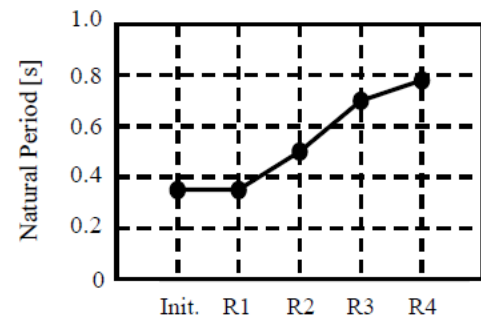


図6 各加振後のホワイトノイズ加振から求めた固有周期の推移

表1 実験における入力・応答のまとめ

入力		応答						
Name	Level	Q_B	C_B	δ_{max}				
				1F	2F	3F	4F	5F
R1	60 %	2344	0.52	1/416	1/384	1/526	1/909	1/1724
R2	100 %	4013	0.88	1/126	1/99	1/136	1/256	1/625
R3	125 %	4173	0.92	1/67	1/50	1/60	1/101	1/250
R4	125 %	4271	0.94	1/60	1/51	1/64	1/104	1/227

A_{max} : Maximum Acceleration [m/s^2], V_{max} : Maximum Velocity [m/s], Q_B : Maximum Base Shear Force [kN], C_B : Base Shear Coefficient, δ_{max} : Maximum Deflection Angle

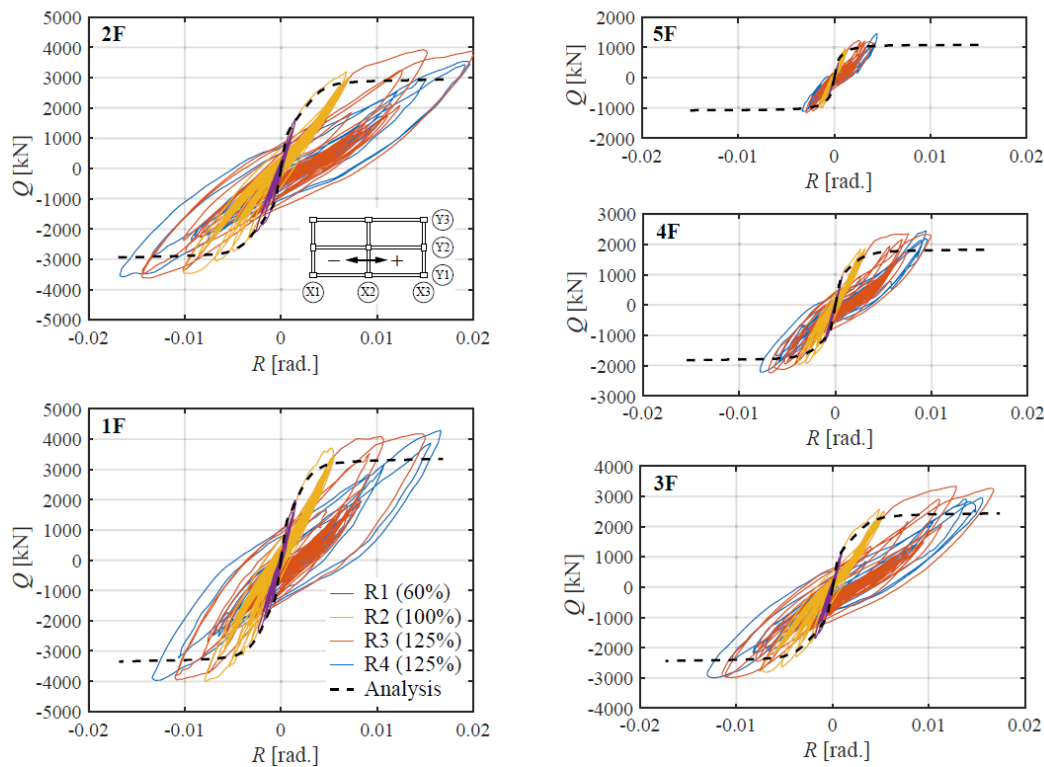


図7 セン断力と層間変位の関係

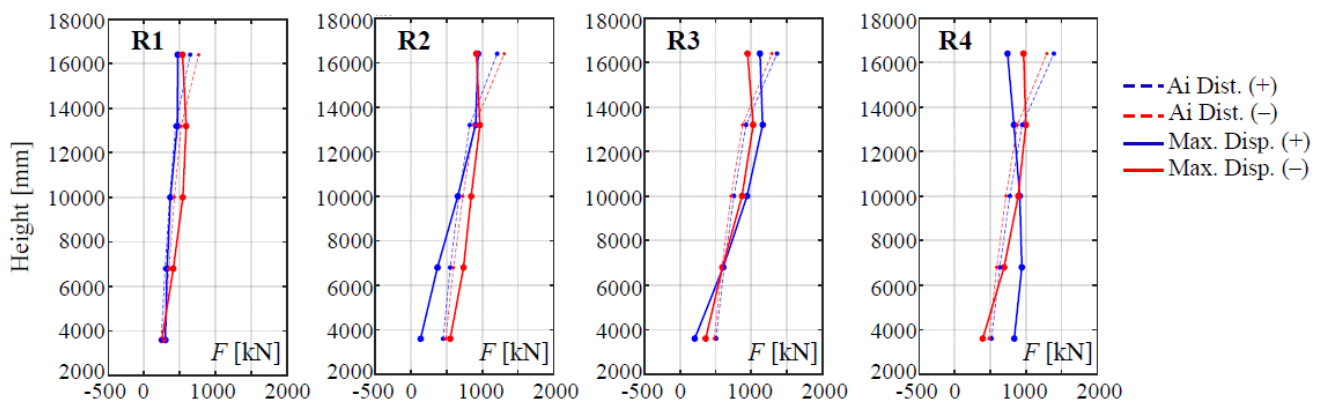


図8 各加振における外力分布形

5. 降伏変形評価手法の提案⁵⁾

縮約系の履歴減衰について、性能曲線を二折れ線もしくは三折れ線に近似して降伏点を定め、それに基づいて求めた塑性率を用いて式(1)により求める簡便手法1、および、部材の履歴減衰定数を足し合わせる精算法、がある。

$$h_{eq} = \gamma(1 - 1/\sqrt{\mu}) \quad (1)$$

前二手法は、最大応答点までのポテンシャルエネルギーを近似前後において等価にするものの、評価された降伏点から式(1)に示す履歴吸収エネルギーが生じる保証はない。後者は、部材間の降伏時期(塑性率)の違いを考慮して比較的実状に応じた履歴減衰を評価できるものの、等価線形化法の実施が比較的煩雑になり、また、建物の

損傷程度や安全性と一般に関連づけられる塑性率を定められない。ここでは、以上の既往手法の課題を解決し得る降伏変形評価手法を提案している。

5. 1 RC 造建物の降伏変形評価手法の提案 提案評価手法の工学的背景

建物は履歴減衰機構である複数の部材端を有し、それらは必ずしも同時に減衰を開始しない。よって、それらの履歴減衰性状を反映した精算法の h_{eq}' (式(2)、部材の履歴減衰定数を足し合わせる精算法、式(1)の縮約系の h_{eq} と区別するためにダッシュ付きで示す)と、それを1つの履歴減衰機構に代表させて(すなわち1つの塑性率を用

いて簡便に評価する h_{eq} (式(1))について、任意の変形時点で一致させる降伏点は一般に存在しない。

$$h_{eq}' = \frac{\sum_{i=1}^{n_y} h_{eq_i} \cdot W_i}{\sum_{i=1}^n W_i} \quad (2)$$

ここで、各記号の意味は文(6)を参照されたい。

仮にある点において $h_{eq} = h_{eq}'$ を満足しても、その後も同様のエネルギー吸収性状が得られる保証はない。例えば、降伏変形時点で $h_{eq} = h_{eq}'$ となるように降伏点を定めたとすると、 $h_{eq} (\mu = 1) = 0$ である一方で $h_{eq}' = 0$ を満たすのは最初の部材端ヒンジ形成までの任意時点であり、その点において十分な履歴エネルギー吸収が開始されているとは言い難い。

そこでここでは、履歴減衰の勾配に着目し、 h_{eq} と h_{eq}' の降伏点($\mu = 1$)における勾配が等しくなる(図9および式(3))ことを仮定して降伏点を評価する手法を提案している。

$$\left[\frac{dh_{eq}}{d\mu} = \frac{dh_{eq}'}{d\mu} \right]_{\mu=1} \quad (3)$$

履歴減衰の勾配が等しいとは、単にその絶対値が等しい場合(先述)とは異なり、履歴減衰が同様に増大することを意味する。降伏点におけるその勾配が等しくても任意時点で同等の減衰性状となる保証はないものの、全体降伏形を目指して設計され、式(1)の適用が妥当な建物であれば、概ね同様の減衰性状を期待し得ると考えられる。

導入仮定

評価手法の導出にあたり、仮定(a)～(e)を導入する。

- (a)履歴吸収エネルギーおよびポテンシャルエネルギーは、各部材端のモーメントと回転角により生じる。
- (b)各部材端ヒンジのエネルギー吸収は降伏点から生じ(降伏点までは0)、降伏後のモーメントは一定である。
- (c)縮約系および部材端ヒンジ i の $h_{eq}(\mu)$ および $h_{eq_i}(\mu_i)$ に対し、縮約系の降伏変形($\mu = 1$)では式(4)を近似できる。

$$\left[h_{eq_i}(\mu_i) \ll \frac{dh_{eq_i}(\mu_i)}{d\mu_i} \right]_{\mu=1} \quad (4)$$

$\mu = 1$ においては、式(4)の左辺は μ_i も1に近いので0に近く、一方で右辺は例えば式(1)では $\gamma/2$ である。

- (d)各部材端 i の履歴減衰定数 h_{eq_i} の傾きは、縮約系の降伏変形($\mu = 1$)では部材端によらず等しいと近似できる。

- (e)縮約系の降伏変形($\mu = 1$)では式(5)を近似できる。

$$\sum_{i=1}^n W_i(\mu_i) \Big|_{\mu=1} \cong \sum_{i=1}^n W_{yi} \quad (5)$$

ここで、 $W_i(\mu_i)$ [kNm]および W_{yi} [kNm]は部材端 i の塑性率 μ_i のときおよび降伏時点のポテンシャルエネルギーを、 n はメカニズム時にヒンジに至る部材端の数を、それぞれ表す。

同式は、全部材端が一斉に降伏する場合に等式となり、一般的な架構でも部材間で極端な降伏タイミングのばらつきが無い限り概ね成立する。

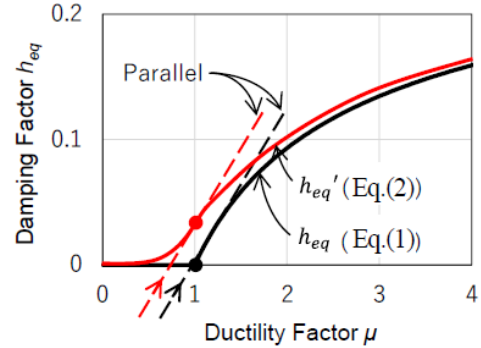


図9 提案評価手法における仮定

提案手法の導出

以上を踏まえ、縮約系の降伏変形の評価手法を導出する。導出においては、式(2)を変換する。部材端 i のポテンシャルエネルギー W_i は仮定(a)および(b)を用いると式(6)により表されるため、同式を式(2)に代入すると式(7)が得られる。

$$W_i(\mu_i) = \frac{1}{2} M_{yi} \theta_i(\mu_i) = \frac{1}{2} M_{yi} \theta_{yi} \frac{\theta_i(\mu_i)}{\theta_{yi}} = W_{yi} \mu_i \quad (6)$$

$$h_{eq}' = \frac{\sum_{i=1}^{n_y} h_{eq_i} \cdot W_{yi} \mu_i}{\sum_{i=1}^n W_i} \quad (7)$$

ここで、 M_{yi} [kNm]および θ_{yi} [rad]は部材端 i の降伏時におけるモーメントおよび回転角を、 $\theta_i(\mu_i)$ [rad]はその塑性率 μ_i のときの回転角を、それぞれ表す。

式(7)の両辺を架構の塑性率 μ で微分し、架構の降伏点($\mu = 1$)のときを考慮して仮定式(4)を適用し、それを式(3)に代入すると式(8)が得られる。

$$\left[\sum_{i=1}^{n_y} \frac{W_{yi}}{\sum_{i=1}^n W_{yi}} \frac{dh_{eq_i}(\mu_i)}{d\mu_i} \frac{d\mu_i}{d\mu} \right]_{\mu=1} = 1 \quad (8)$$

さらに、架構と部材端のポテンシャルエネルギーの関係式(9)に、各部材端の履歴減衰定数を用いて表した式(10)を先述と同様に微分し、架構の降伏点($\mu = 1$)のときを考慮して仮定式(4)および仮定(d)を用いると式(11)を得る。

$$\Delta W_i(\mu) = \sum_{i=1}^n \Delta W_i(\mu_i) \quad (9)$$

$$\left\{ \sum_{j=1}^n p_j \delta_j \right\} h_{eq_i}(\mu_i) = \left\{ \sum_{i=1}^n W_i(\mu_i) h_{eq_i}(\mu_i) \right\} \quad (10)$$

$$\left[\frac{\frac{d/h_{eq}(\mu_i)}{d\mu_i}}{\frac{d/h_{eq}(\mu)}{d\mu}} \cong \sum_{j=1}^n p_j \delta_j / \sum_{i=1}^n W_i(\mu_i) \right]_{\mu=1} \quad (11)$$

式(8)に式(11)および仮定式(5)を代入すると式(12)が得られる。

$$\sum_{i=1}^{n_y} \left\{ \frac{W_{yi}}{\sum_{i=1}^n W_{yi}} \frac{d\mu_i}{d\mu} \right\}_{\mu=1} = 1 \quad (12)$$

同式は、「各部材端ヒンジのポテンシャルエネルギーの寄与分」と、「縮約系の単位塑性率変化に対する各部材端ヒンジの塑性率変化」の積について、降伏ヒンジに関して足し合わせた値が1になるように降伏変形 δy (すなわち塑性率 $\mu = \delta/\delta y$)を評価することを表す。

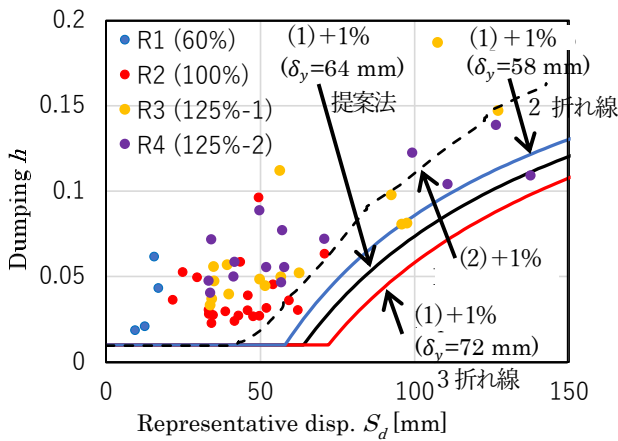


図10 各手法による減衰定数と実験値

5. 2 提案手法の適用⁷⁾

(1) 降伏点および減衰の評価

提案した降伏変形評価式(12)を用いて、本振動実験に用いた5層試験体の降伏変形を求める。同式の適用に必要なパラメータは文(6)で算定しているため、それらを用いて同式を満たす降伏変形を求める。S_d = -64 mmと求める。これを用いて式(1) ($\gamma = 1/\pi$ とする)により履歴減衰定

数を求め、さらに内部減衰1%を加えた結果を図10に黒色実線で示す。同図より、本提案手法による降伏変形を用いた履歴減衰定数は、既往の精算法(2)や折れ線化手法(1)と同様に実験結果の下限包絡線を良好に捉えている。

(2) 限界耐力計算

以上に求めた減衰定数を用いて行った限界耐力計算結果を図11に示す。算定においては、応答の正負の非対称性を考慮し、これまでの議論とは異なり式(1)で $\gamma = 0.25$ とする。図11では、性能曲線を黒色線により、各加振の実最大応答および推定結果をそれぞれ△印および○印により(色分けは加振レベルの違いを表す)、同推定応答時の減衰を用いた要求曲線を色つき実線により示す。同図より、R1 加振(60%)では、コンクリートのひび割れに因る減衰性状を計算では考慮していないためいずれの計算結果も過大評価となっているものの、R2 加振(100%)～R4 加振(125%-2)では、特に二折れ線化手法および提案手法において概ね実験結果と整合している。ただし、折れ線化手法の降伏点評価結果は最大応答点の定め方に依存するため文(7)、その短所を改善したところに本提案手法の優位性の一つがある。

6. 構造設計法への適用性

提案した架構の降伏変形評価手法をの構造設計法への適用性について述べる。RC造部材の降伏変形評価は文(8)による。

6. 1 部材の降伏変形評価

部材の降伏変形評価手法は、既往の経験的回帰式と比較し、力学的根拠に基づくとともに、評価精度も改善している。さらに解析プログラムにも組み込むことが可能である。

6. 2 架構の降伏変形評価

提案された架構の降伏変形評価手法(式(1), (12)), 履歴減衰定数の精算法(式(2))および簡便法(折れ線近似手法)との比較を表2にまとめる。

$$h_{eq} = \gamma(1 - 1/\sqrt{\mu}) \quad (1)$$

$$\sum_{i=1}^{n_y} \left\{ \frac{W_{yi}}{\sum_{i=1}^n W_{yi}} \frac{d\mu_i}{d\mu} \right\}_{\mu=1} = 1 \quad (12)$$

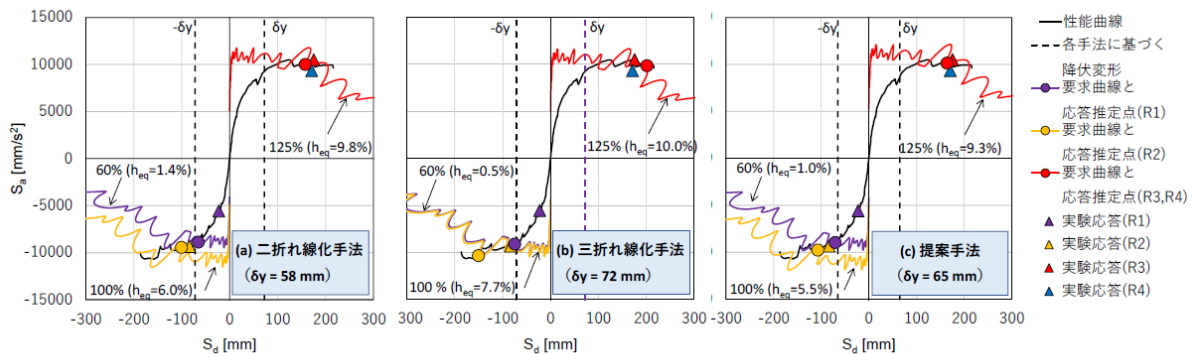


図11 限界耐力計算結果の比較

表2 履歴減衰・降伏変形評価手法の比較

項目	(1) 積み上げ手法	(2) 本提案手法	(3)二折れ線化手法 (4)三折れ線化手法
手法の概要	部材端の履歴減衰定数をポテンシャルエネルギー比率に応じて足し合わせて評価	積み上げ手法による減衰が式(1)による減衰と勾配が等価になるように評価	最大応答点までの面積が等価な二折れ線(三折れ線)に近似しその第一折れ点(第二折れ点)として評価
降伏変形の定義	定義しない	定義する	定義する
履歴減衰の算定に用いるパラメータ	- 部材端モーメント M (全部材端, 任意時点) - 部材端回転角 θ (全部材端, 任意時点) - 架構のポテンシャルエネルギー $\sum P\delta$ (任意時点)	- Sd (任意時点) - 部材端降伏モーメント My (ヒンジ到達部材端のみ) - 部材端回転角 θ (ヒンジ到達部材端のみ, 任意時点)	- Sa-Sd 曲線 - 最大応答点
特徴	- 最も実情に近い結果を得られる精算法だが, 減衰算定および応答算定が比較的煩雑。 - 降伏点を定めないため塑性率を議論できない。	- 手法(1), (3)の中間的な手法。前者と比べると簡便かつ降伏点を定めることができ, 後者より工学的根拠に基づく。 - 降伏点近傍では減衰を過小評価。	- 減衰算定および応答算定が比較的簡便に算定できるが, 折れ点から履歴減衰を開始する工学的根拠に乏しい。 - 降伏点は本来一意に定まるべきだが, 最大応答点によって変動する。

$$h_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{n_y} h_{eq,i} \cdot W_i}{\sum_{i=1}^n W_i} \quad (2)$$

ここで使用される記号は文6)および文7)を参照されたい。同表における「ヒンジ到達部材端」とは, 架構のメカニズム時にヒンジに達する部材端を示す。

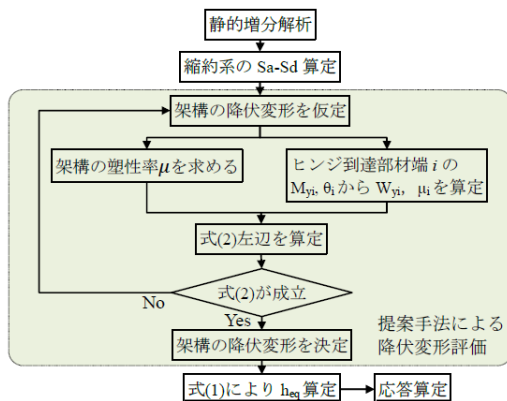


図12 提案手法の適用手順

本提案手法は, 既往の精算法(表2の(1))と簡便法(表2の(3),(4))の中間的な手法であり, 前者と比べると減衰および応答の算定が簡便であり, なおかつ降伏点を定めるため一般に損傷と関連づけて議論される塑性率を算定できる。後者と比べると履歴減衰性状を反映したより工学的根拠に基づく手法であり, さらに最大応答点に依存せず一意に降伏変形を定めることができる。

6. 3 実務設計における提案手法の適用手順

提案手法を設計実務で適用するための手順を図12に示す。降伏変形評価においては, 静的増分解析結果に基づいて部材端の W_{yi} および μ を算定し, それらと縮約系の降伏変形を仮定して算定される μ を用いて式(2)左辺を算定し, その値が1 になる降伏変形 δ_y を求める。

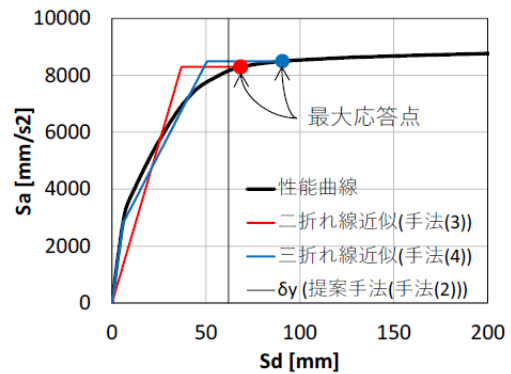


図13 Sa-Sd 曲線の解析結果と折れ線近似

6. 4 5層試験体を対象にした各手法に基づく応答結果の比較

続いて, 表2に示す各手法の実構造設計における違いを比較することを目的に, 各手法に基づく限界耐力計算により5層試験体の地震応答を算定する。なお, 本検討においては, 部材の降伏変形が適切に求まることを前提にしている。検討において, 設計時と比べると, 材料剛性・強度に試験値を用い, 梁耐力に全スラブ筋を考慮¹⁰⁾したフレーム解析を行った。各部材端の降伏は引張側の1段目主筋降伏時と定義した。手法(3), (4)においては, 推定した地震応

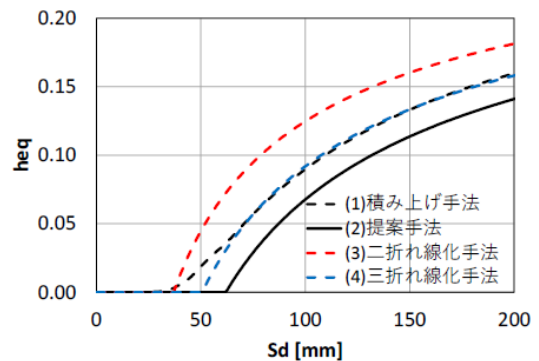


図14 手法間による履歴減衰定数の違い

答点を最大応答点として文(6)と同様に折れ線化近似を行った(図13)。限界耐力計算においては、式(1)で $\gamma=0.25$ とし、それに内部減衰5%を加えた減衰を考慮した。

手法(2)～(4)より求めた降伏変形は、それぞれ62 mm, 37 mm, 51 mm であり、手法(3)の結果が比較的小さい。図14 に、各手法で得られた履歴減衰定数を比較する。手法(1), (4)は概ね同様の結果となり、手法(2)が数%低く、手法(3)が数%大きい値となった。

振動実験では、手法(1)の結果は三折れ線近似より二折れ線近似の結果に近く(文(6)ことは異なる傾向が得られたが、その一因としては、実験では解析と異なり降伏点以降にも顕著な耐力上昇が生じたことが考えられる。

図15に各手法の算定結果を示す。履歴減衰定数の算定結果に応じ、手法(1), (2), (4)では近い結果となり、手法(2)の結果がそれよりもやや小さい結果となった。減衰定数の違いは数%程度と小さいものの、地震応答点が加速度一定領域にあり、さらに性能曲線の勾配も0に近いいため、小さな減衰定数の差が比較的大きな応答結果の違いを生んでいる。

同図では、文(9)に記す告示波(ElCentroNS 位相)の連続波を用い、架構に初期剛性に対する5%の瞬間剛性比例型減衰を考慮した時刻歴応答解析結果も示す。3波目の入力以降、架構の最大応答は97 mm で一定となった。その結果とは、手法(1), (2), (4)と概ね近く、手法(3)の68 mm よりやや大きい結果となった。今後、さらなる実験的・解析的検証を行う必要がある。

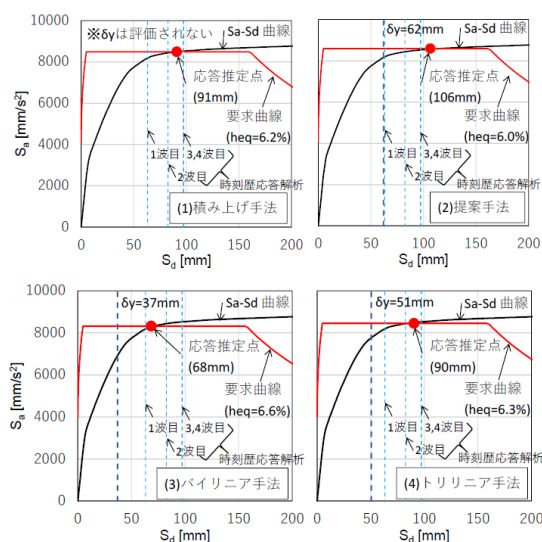


図15 各手法に基づく限界耐力計算結果と時刻歴応答解析結果の違い

7. まとめ

架構の降伏変形を検討するための振動台実験の概要、実験結果を示すとともに、架構の降伏変形評価手法を提

案した。また、提案した架構の降伏変形評価手法について設計への適用性について述べ、実設計手順を想定して限界耐力計算を行い既往手法と比較することで、設計への適用可能性を示した。

試験体は大地震後に大規模の補修を必要とする損傷が生じないように、限界耐力計算ににより各層の最大層間変形角1/133以下とした。

いずれの加振でも2層で最大応答層間変形角が生じ、X軸方向を正方向とすると、R1加振では-1/384 rad., R2加振では-1/99 rad., R3加振では+1/60 rad., R4加振では+1/51 rad. であった。

入力レベルの増加に伴い固有周期は増大し、R4 加振後には加振前の周期(Init.)の2 倍(剛性で1/4)程度になった。

静的増分解析結果は、剛性が急減するR2 加振までは実験結果の包絡線を概ね再現したが、その後の加振で見られた耐力上昇は再現できなかった。この違いは、加力に伴い外力分布形が変化することや、静的増分解析で考慮されない梁の主筋降伏に伴う伸びにより、梁の軸力が増大したことが要因として考えられる。

提案した架構の降伏変位、減衰推定手法は、既往の精算法と簡便法の中間的な手法であり、前者と比べると減衰および応答の算定が簡便であり、なおかつ降伏点を定めるため一般に損傷と関連づけて議論される塑性率を算定できる。後者と比べると履歴減衰性状を反映したより工学的根拠に基づく手法であり、さらに最大応答点に依存せず一意に降伏変形を定めることができる。

謝辞

本研究の実施に当たり、関係各位に謝意を表する。また防災科学技術研究所より多大の支援を頂いた。損傷確認では、中部大学、東京大学地震研究所、名古屋大学、山口大学、オークランド大学の研究員および学生諸氏にご協力頂いた。東京鉄鋼(株)、高周波熱錬(株)、(株)ピーエス三菱、(一社)建設電気技術協会、(株)長谷工コーポレーション、太平洋セメント(株)、岩崎電気(株)、(株)鴻池組より試験体材料や製作への協力を頂いた。ここに関係各位の研究活動支援に謝意を表する。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所、建築研究所：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書、全国官報販売協同組合、2020.11
- 2) 国土技術政策総合研究所、災害拠点建築物の設計ガイドライン(案)、研究成果資料、第1004 号
- 3) 日比野他、RC 造建物の振動減衰性状評価方法の検討その23、日本建築学会大会学術梗概集、2020

- 4) 辻他, RC 造建物の振動減衰性状評価方法の検討
その24, 日本建築学会大会学術梗概集, 2020
- 5) 浅井他, RC 造建物の振動減衰性状評価方法の検討
その27, 日本建築学会大会学術梗概集, 2020
- 6) 長江他, RC 造建物の振動減衰性状評価方法の検討
その26, 日本建築学会大会学術梗概集, 2020
- 7) 太田他, RC 造建物の振動減衰性状評価方法の検討
その29, 日本建築学会大会学術梗概集, 2020
- 8) 王他, RC 造建物の振動減衰性状評価方法の検討
その18, 日本建築学会大会学術梗概集, 2020
- 9) 稲井他, RC 造建物の振動減衰性状評価方法の検討
その22, 日本建築学会大会学術梗概集, 2020
- 10) 壁谷澤寿海, 壁谷澤寿一, Deng Xuan, 福山洋:鉄筋
コンクリート建物の梁耐力に対するスラブの効果に関する
架構実験, 日本建築学会構造工学論文集, Vol. 61B,
pp.103-110, 2015.3
- 11) 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, 2019.3