

論文 観測地震動の位相をシフトさせて作成した模擬地震動を用いた 既存中層 SRC 造建築物の応答推定精度の検証

藤井 賢志^{*1}, 菅野 秀人^{*2}, 西田 哲也^{*3}

要旨：本論文では、観測地震動の位相特性を用い、位相差分は元の観測地震動と同一で位相をシフトさせて局所的な波形形状が異なる模擬地震動を作成し、既存 SRC 造 7 層建築物を対象として等価線形化法による地震応答推定精度を検証する。検討の結果、応答スペクトルならびに位相差分が同一の模擬地震動群であっても、局所的な波形形状の違いにより、最大層間変形角に差が生じることがあることがわかった。加えて、継続時間の長い観測地震動より作成した模擬地震動群では、等価線形化法による推定結果と近い結果となった。
キーワード：既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物、等価線形化法、地震応答評価、位相特性

1. はじめに

近年、既存建築物の耐震性能評価において、新築建築物と同様、想定される地震動に対する対象建築物の地震応答を陽な形で評価できる方法が必要とされている。このための方法として、日本建築学会では、1981 年以前に設計された既存の中層鉄筋コンクリート造ならびに鉄骨鉄筋コンクリート造（以下それぞれ RC 造、SRC 造と表記）建築物を対象として、等価線形化法による地震応答評価の検討が進められている¹⁾。筆者らのうちの一人は、文献 2)において、せん断破壊により変形能力の乏しい挙動をする部材と曲げ破壊により変形能力の高い挙動をする部材の混在した 7 層 SRC 造建築物を対象として、等価線形化法により最大応答が推定可能であることを示した。しかしこの検討は、位相特性をランダムで与えて包絡線を一意的に与えた模擬地震動による解析結果に基づく結論である。加えて、筆者らの既往の検討において、せん断破壊する部材と曲げ破壊する部材が混在した並列 1 自由度系の最大応答変位は、応答スペクトルが同一であっても経時特性の違いにより大きく異なることを確認している^{3), 4)}。従って、応答推定精度の検証として、既往の観測地震動による位相等を用いた検討が不可欠である。

通常、模擬地震動の作成方法として、地震動の経時特性を定める位相差分を何らかの形で与えて、目標とする応答スペクトルに適合するようにフーリエ振幅を調整して収めさせる方法が広く行われている⁵⁾。これに関し木村⁶⁾は、振動数 0 でのフーリエ位相スペクトルの値を変化させることで、地震動の局所的な波形が制御できることを示している。これは、応答スペクトルと位相差分を単一に定めてもこれに適合する模擬地震動は無数に存在することを意味する。従って、地震動の経時特性による等価線形化法の推定精度の違いを論じるには、単一の

位相差分に対し単一の模擬地震動では不十分と考える。

本論文では、観測地震動の位相特性を用い、位相差分は元の観測地震動と同一で文献 6)に倣い位相をシフトさせて局所的な波形形状が異なる模擬地震動を作成し、文献 2)で用いた既存 SRC 造建築物を対象として等価線形化法による地震応答推定精度を検証する。

2. 位相をシフトさせた模擬地震動の作成

2.1 模擬地震動の作成手順

以下に、本論文での模擬地震動の作成手順を記す。

手順 1：観測地震動の加速度 $a_g(t)$ をフーリエ変換し、式(1)における振幅 A_i 、位相 ϕ_i を求める。

$$a_g(t) = A_i \cos(\omega_i t - \phi_i) \quad (1)$$

ここで、 ω_i は i 番目の成分の円振動数である。なお、振動数 0 での振幅 A_0 は 0 である点に留意されたい。

手順 2：位相 ϕ_i を任意の定数 $\Delta\phi_i$ だけシフトさせ、模擬地震動での位相 ϕ_i^* を式(2)で定める。

$$\phi_i^* = \phi_i + \Delta\phi_i \quad (2)$$

手順 3：手順 2 で得られた位相 ϕ_i^* を用いて、フーリエ逆変換により模擬地震動 $a_g^*(t)$ を求める。得られた $a_g^*(t)$ は、振幅 A_i 、位相 ϕ_i^* を用いて式(3)で表される。

$$a_g^*(t) = A_i \cos(\omega_i t - \phi_i^*) \quad (3)$$

手順 4：手順 3 で得られた波形 $a_g^*(t)$ に対する加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）を計算し、各々の周期における目標応答スペクトルとの比を求める。

手順 5：振幅 A_i を手順 4 で得られた比率に応じて修正し、再度フーリエ逆変換して新しい模擬地震動 $a_g^*(t)$ を作成する。以下、模擬地震動に対する応答スペクトルと目標応答スペクトルの差が許容値に収まるまで、手順 4 と

*1 千葉工業大学 工学部建築都市環境学科 教授 博（工）（正会員）

*2 秋田県立大学 システム科学技術学部 建築環境システム学科 准教授 博（工）（正会員）

*3 秋田県立大学 システム科学技術学部 建築環境システム学科 教授 博（工）（正会員）

手順 5 を繰り返す。

2.2 作成した模擬地震動

本論文では、観測地震動として表 - 1 に示す 6 つの観測記録の水平主軸成分を使用した。ここで、表中にある t_{D090} は、元の観測記録での加速度パワーの 5% から 95% までの時間である。なお、模擬地震動 ID の末尾の数字は、後述する位相のシフト分 $\Delta\phi$ を表す。以下では、同一の観測地震動より作成した 1 組の模擬地震動を「模擬地震動群」と称する。

本論文では、告示で規定された極めて稀に生じる地震動（第 2 種地盤）の設計用応答スペクトルに適合するように模擬地震動を作成した。ここで、位相のシフト分 $\Delta\phi$ は、0 から $11\pi/12$ まで $\pi/12$ 刻みで変化させて与えることとした。従って、元の観測地震動 1 波に対し模擬地震動

表 - 1 地震動一覧

元の観測地震動	$t_{D090}(s)$	模擬地震動 ID
K-NET 仙台 2011	115.11	Art-SND00 ~ 11
K-NET 苫小牧 2003	89.12	Art-TOM00 ~ 11
八戸港湾 1968 ⁷⁾	60.18	Art-HAC00 ~ 11
Sylmar 1994	5.28	Art-SYL00 ~ 11
JMA Kobe 1995	9.36	Art-JKB00 ~ 11
Fukiai 1995	6.78	Art-FKI00 ~ 11

12 波、全体では 72 波を作成した。

図 - 1 に、作成した模擬地震動の例として、Art-SYL02 と Art-SYL08 の 2 波を示す。同図(a)と(b)の比較より、両者では位相のシフト分 $\Delta\phi$ の差は $\pi/2$ となっているが、全体的な波形の形状はほぼ同じであることがわかる。そこで両者の局所的な違いを見るため、同図(c)にはピーク近

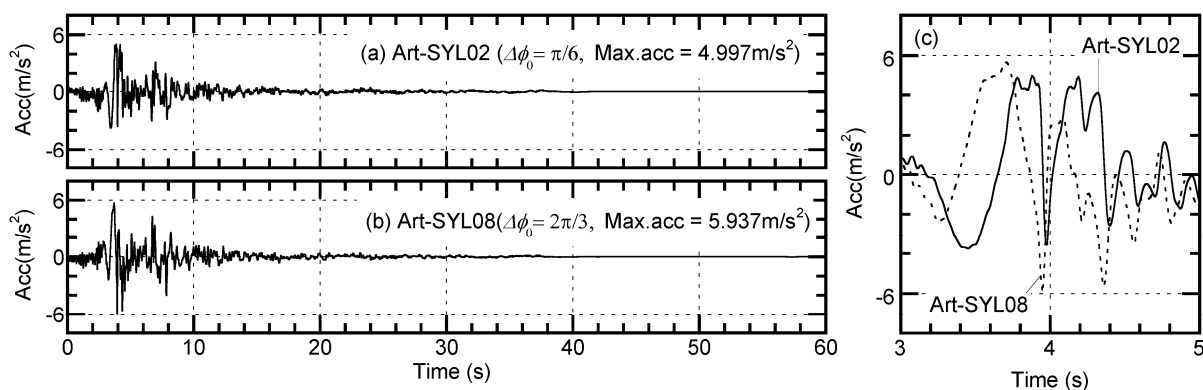


図 - 1 作成した模擬地震動の例 (Art-SYL02, 08)

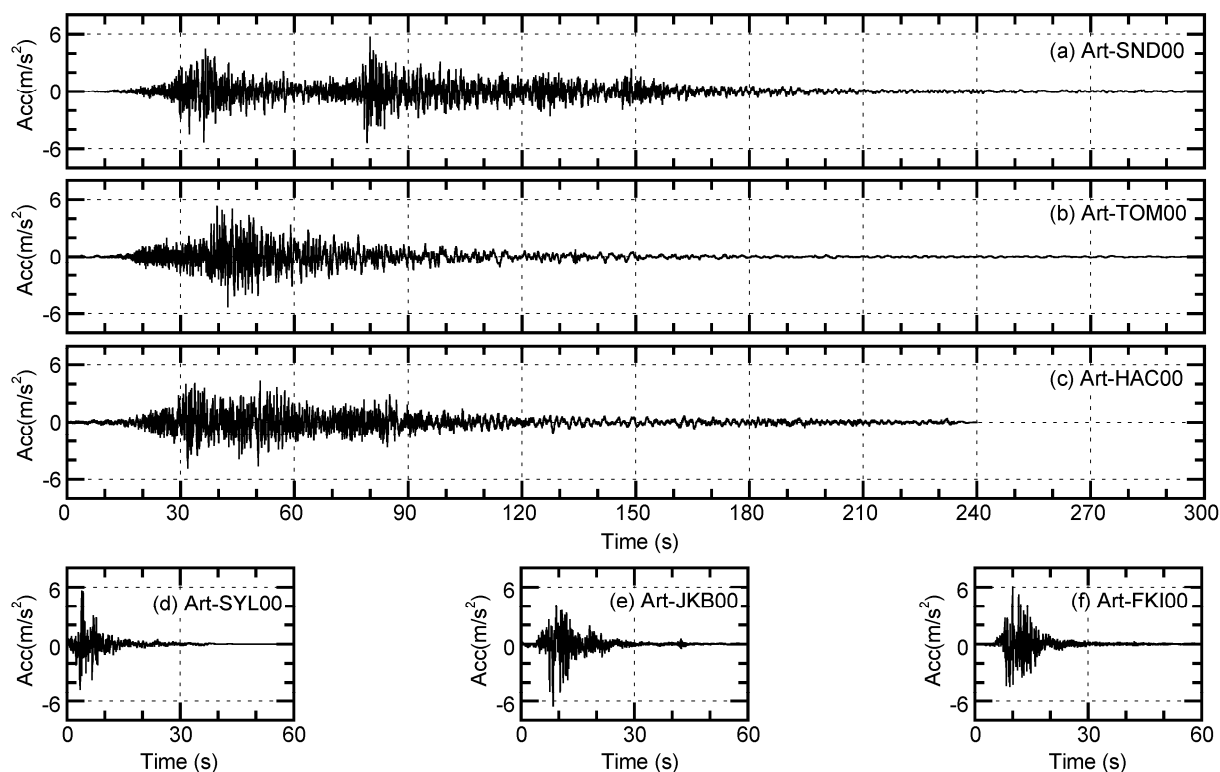


図 - 2 作成した模擬地震動 ($\Delta\phi = 0$)

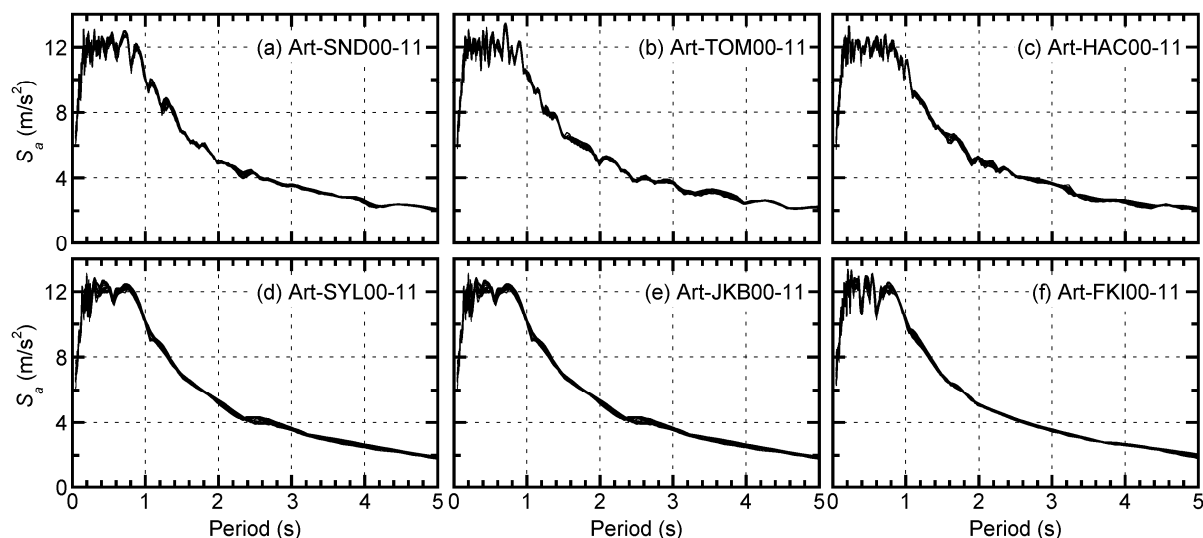


図 - 3 模擬地震動の加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）

傍である 3～5 秒間を拡大して示す。これより、位相をシフトさせることで、局所的な波形形状に違いが生じていることが確認できる。

図 - 2 に、各々の観測記録より作成した模擬地震動 6 波（ $\Delta\phi=0$ ）を示す。同図より、作成された模擬地震動は、元の観測地震動の形状を反映したものとなり、全体的な形状が大きく異なっていることが確認できる。

図 - 3 に作成した全ての模擬地震動 72 波の加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）を示す。

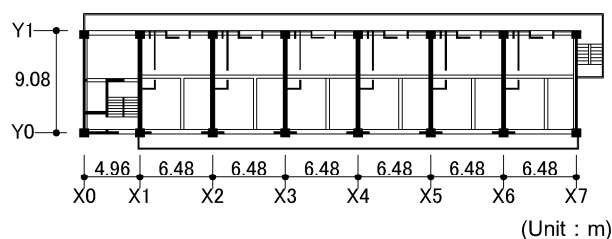
3. 解析対象建築物

3.1 対象建築物の概要

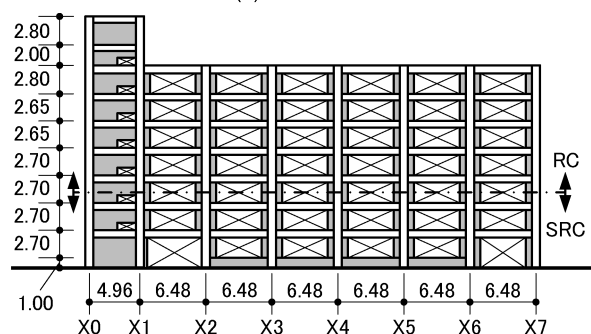
解析対象建築物は、文献 2) の検討で用いた、1978 年度建設（団地管理年度）の地上 7 階建ての集合住宅である。図 - 4(a) に対象建築物の基準階平面図を、同図(b), (c) に桁行方向構面の軸組図を示す。構造形式は、1～2 層が充腹型の SRC 造、3 層以上が RC 造である。

3.2 対象建築物のモデル化

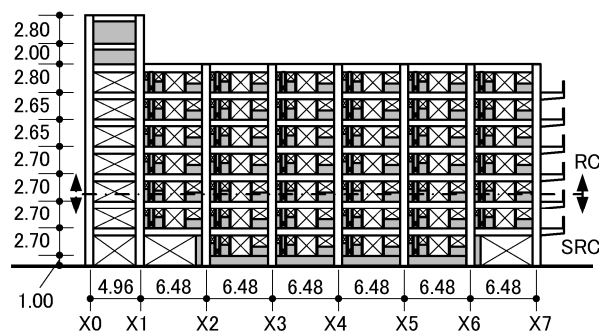
解析モデルは、文献 2) の検討で用いた 3 種類の解析モデルのうち、せん断破壊する部材のせん断破壊後の耐力低下域での負勾配を弾性剛性の -0.02 倍としたモデル（文献 2) での Case 2）のみを検討対象とした。以下、対象建築物ならびにそのモデル化の要点のみ説明する。詳細は文献 2) を参照されたい。解析モデルは平面骨組モデルとし、部材モデルとして材中央にせん断ばねを有する材端剛塑性ばねモデルとしてモデル化した。その際、各部材での終局曲げ強度と終局せん断強度を比較して、「曲げ破壊型」「せん断破壊型」に分類してモデル化した。図 - 5 に各部材の復元力特性を示す。同図(a)に示すように「曲げ破壊型」の梁および一般の柱部材は、その非線形特性を材端の非線形曲げばねで表すこととし、せん断ばねは



(a) 基準階平面図



(b) 軸組図 (Frame Y0)



(c) 軸組図 (Frame Y1)

図 - 4 解析対象建築物

弾性挙動とした。ただし、Y0 構面の袖壁付き柱および耐震壁では、せん断ひび割れによる剛性低下を考慮した。一方、同図(b)に示すように「せん断破壊型」の部材は、その非線形特性を非線形せん断ばねで表すこととし、曲

げばねは弾性挙動とした。なお、せん断ばねのせん断終局後の挙動は、1～2 層の柱部材は充腹型の SRC 造であることを考慮してせん断終局強度を維持するものとし、3 層以上の柱部材では RC 造柱であるので耐力低下が生じるものとした。鉛直部材の軸方向変形は弾性挙動とした。曲げばねの履歴モデルは、文献 8) の Muto モデルにおいて降伏後の除荷剛性が塑性率の 0.5 乗に逆比例して低下するように修正したモデル、せん断ばねの履歴モデルは原点指向型モデルとした。減衰は瞬間剛性比例型とし、弾性 1 次モードに対して減衰定数 5% と仮定した。

4. 解析結果

4.1 等価線形化法による推定

本研究では、文献 2) と同様、2 節で述べた模擬地震動の振幅を 0.6 倍したときの最大応答を推定し、時刻歴応答解析との比較を行った。

ここで、非線形領域での 1 次モード形の変動を考慮した「変位モード強制型静的漸増载荷解析」²⁾により静的漸増载荷解析を実施し、その結果を用いて等価 1 自由度系縮約を行い、等価線形化法により最大応答を推定した。静的漸増载荷解析における n ステップ目での変位ベクトルを ${}_n\mathbf{d}$ 、復元力ベクトルを ${}_n\mathbf{f}_R$ 、質量マトリクスを $\mathbf{M}$ とする。加えて、 n ステップ目での 1 次モードベクトル ${}_n\beta_1\mathbf{\Phi}_1$ が ${}_n\mathbf{d}$ に比例すると仮定すると、 n ステップ目での等価変位 ${}_nD_1^*$ 、等価加速度 ${}_nA_1^*$ は式(4) (5)より得られる。

$${}_nD_1^* = \frac{{}_n\beta_1\mathbf{\Phi}_1^T\mathbf{M}_n\mathbf{d}}{{}_nM_1^*} = \frac{{}_n\mathbf{d}^T\mathbf{M}_n\mathbf{d}}{{}_n\mathbf{d}^T\mathbf{M}_1\mathbf{d}} \quad (4)$$

$${}_nA_1^* = \frac{{}_n\beta_1\mathbf{\Phi}_1^T\mathbf{f}_R}{{}_nM_1^*} = \frac{{}_n\mathbf{d}^T\mathbf{f}_R}{{}_n\mathbf{d}^T\mathbf{M}_1\mathbf{d}} \quad (5)$$

$${}_nM_1^* = \frac{({}_n\mathbf{d}^T\mathbf{M}_1\mathbf{d})^2}{{}_n\mathbf{d}^T\mathbf{M}_n\mathbf{d}} \quad (6)$$

ここで、 ${}_nM_1^*$ は n ステップ目での等価質量、 $\mathbf{1}$ はすべての要素が 1 となるベクトルである。一方、 n ステップ目での等価粘性減衰定数 ${}_nh_{1eq}$ は式(7)より算定した。

$${}_nh_{1eq} = \frac{\sum_k {}_nh_{eqMk} {}_nW_{eMk} + \sum_k {}_nh_{eqQk} {}_nW_{eQk} + \sum_k {}_nh_{eqNk} {}_nW_{eNk}}{\sum_k {}_nW_{eMk} + \sum_k {}_nW_{eQk} + \sum_k {}_nW_{eNk}} \quad (7)$$

ここで、 ${}_nh_{eqMk}$ 、 ${}_nh_{eqQk}$ 、 ${}_nh_{eqNk}$ はそれぞれ n ステップ目での部材 k の曲げばね(M)、せん断ばね(Q)、軸方向ばね(N)の等価粘性減衰定数、 ${}_nW_{eMk}$ 、 ${}_nW_{eQk}$ 、 ${}_nW_{eNk}$ は、それぞれ n ステップ目での各部材の曲げばね、せん断ばね、軸方向ばねのポテンシャルエネルギーである。なお、部材 k の曲げばねの等価粘性減衰定数 ${}_nh_{eqMk}$ ならびにポテンシャルエネルギー ${}_nW_{eMk}$ の評価は、一般の梁と柱部材では曲率分布を逆対称分布、連層耐震壁では対称分布とそれ

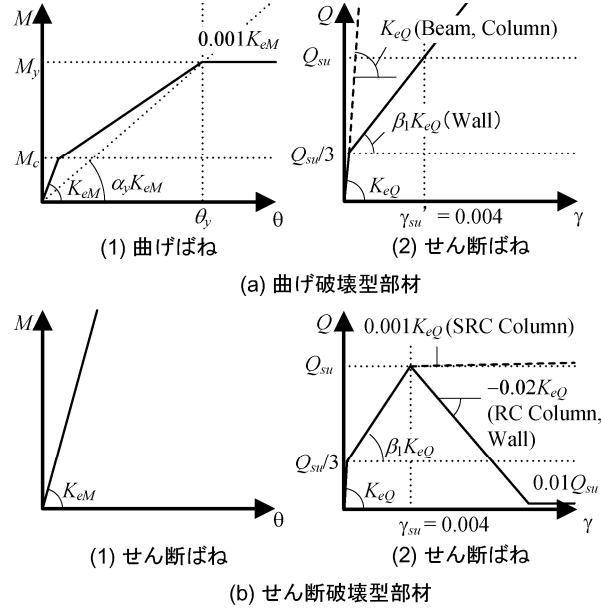


図 - 5 部材の復元力特性

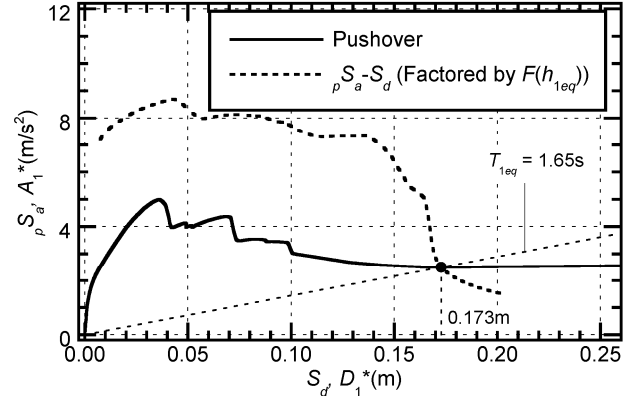


図 - 6 等価 1 自由度系の最大応答の推定

ぞれ仮定したことに対応させて、文献 9) の方法で算定した。一方、せん断ばねと軸方向ばねに関しては文献 2) と同じ方法で算定した。

図 - 6 に、等価線形化法による等価 1 自由度系の最大応答の推定結果を示す。ここで、同図における ${}_pS_dA_1^* - S_dD_1^*$ 曲線は、簡便のため模擬地震動作成時の目標応答スペクトルを用いた。加えて、 ${}_nh_{1eq}$ による応答スペクトルの低減は、限界耐力計算で用いられている式(8)により評価した。

$$F({}_nh_{1eq}) = 1.5 / (1 + 10 {}_nh_{1eq}) \quad (8)$$

同図において、最大等価変位の推定値 D_{1max}^* は 0.173m、このときの等価周期 T_{1eq} は 1.65s、等価粘性減衰定数 h_{1eq} は 0.126 となった。加えて、最大応答点における層間変形角が最も大きくなったのは 4 層で、2.42% となった。

4.2 時刻歴応答解析結果との比較

図 - 7 に、各模擬地震動群ごとに、等価線形化法による最大層間変形角の推定値と時刻歴応答解析結果（模擬地震動 12 波による個々の最大応答とその平均値）を比較して示す。同図(a)～(c)より、模擬地震動群 Art-SND、TOM、

HAC では、時刻歴応答解析結果と等価線形化法による推定結果が概ね良好に対応していることがわかる。これに対し同図(d)～(f)より、模擬地震動群 Art-SYL, JKB, FKI では、時刻歴応答解析結果は等価線形化法による推定結果の半分程度以下となった。すなわち、文献 2) の等価線形化法による推定結果は、継続時間の長い模擬地震動群に関しては時刻歴応答解析結果と良好に対応するものの、継続時間の短い模擬地震動群に対しては、過剰に安全側の評価となった。この両者の違いに関しては、4.3 節にて後述する。

なお、同図(d)より、模擬地震動群 Art-SYL による時刻歴応答解析結果の中には、3～5 層で大きな層間変形が生じるケースとは別に、3～4 層で大きな層間変形となるケースもあることがわかる。これは、位相差分が同じであっても、模擬地震動の局所的な波形形状の違いにより部分崩壊となる層が異なる場合もあることを示している。

4.3 縮約等価 1 自由度系の応答

以下では、模擬地震動群の経時特性の違いによる応答推定精度の違いについて検討するため、文献 10) に倣い時刻歴応答解析結果の動的縮約を行い、得られる 1 自由度系（縮約等価 1 自由度系）の応答を分析する。縮約等価 1 自由度系の等価変位の時刻歴 $D_1^*(t)$ 、等価加速度の時刻歴 $A_1^*(t)$ は式(9)より得られる。

$$D_1^*(t) = \frac{\beta \phi_1^T M d(t)}{M_1^*}, A_1^*(t) = \frac{\beta_1 \phi_1^T f_R(t)}{M_1^*} \quad (9)$$

なお、このときの 1 次モードベクトル $\beta_1 \phi_1$ は、最大等価変位（正負両領域で絶対値の大きい方の値） $D_{1,peak}^*$ に対応するステップを静的漸増載荷解析結果より定め、そのステップでの 1 次モードベクトルを用いた。

図 - 8 と図 - 9 に、模擬地震動群 Art-TOM と Art-SYL において、 $D_{1,peak}^*$ が最大ならびに最小の場合について、縮約等価 1 自由度系の履歴応答を示す。初めに、継続時間の違いが応答に与える影響について述べる。図 - 8 より、継続時間の長い模擬地震動群 Art-TOM では、耐力低下の開始後も変位応答は繰り返しにより徐々に増大し、最大応答に至っていることがわかる。これに対し図 - 9 に示すように、継続時間の短い模擬地震動群 Art-SYL では、耐力低下の開始後の繰り返しによる変位応答の増大は Art-TOM と比べて少なくなることがわかる。文献 3) において、せん断破壊する部材と曲げ破壊する部材の混在した並列 1 自由度系の最大応答は、継続時間の長い地震動の場合には、せん断破壊する部材を予め取り除いた 1 自由度系の最大応答で近似できることが示されている。従って、等価線形化法による推定結果と時刻歴応答解析結果との対応が良好な模擬地震動群 Art-SND, HAC, TOM では、せん断破壊した部材による最大応答への寄与が小さくなり、等価線形化法での推定結果と良好に対応

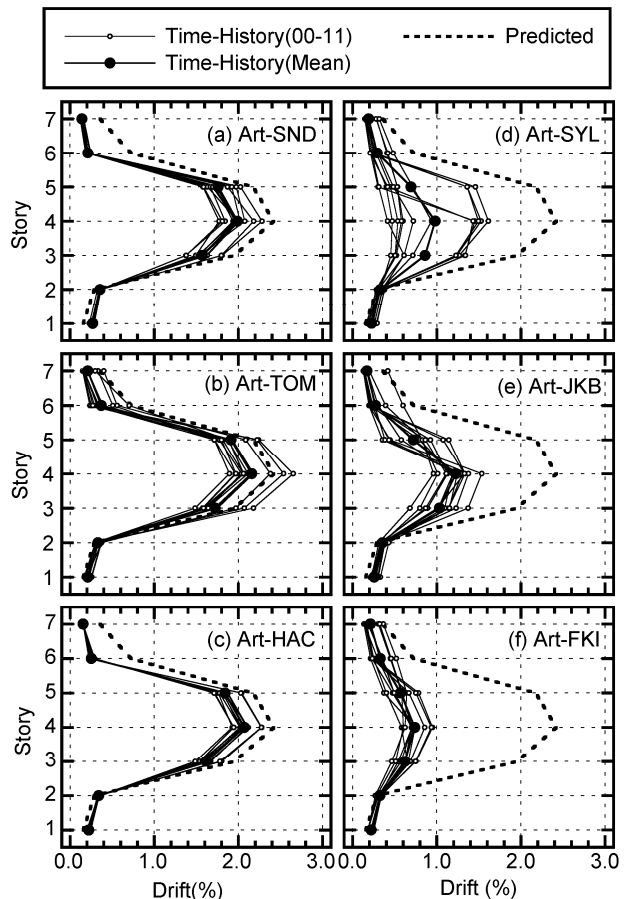


図 - 7 最大層間変形角の比較

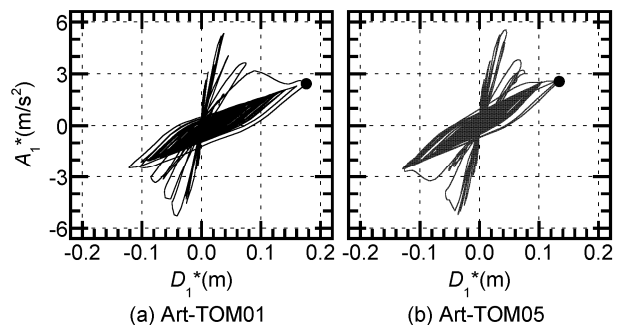


図 - 8 縮約等価 1 自由度系の応答 (Art-TOM01, 05)

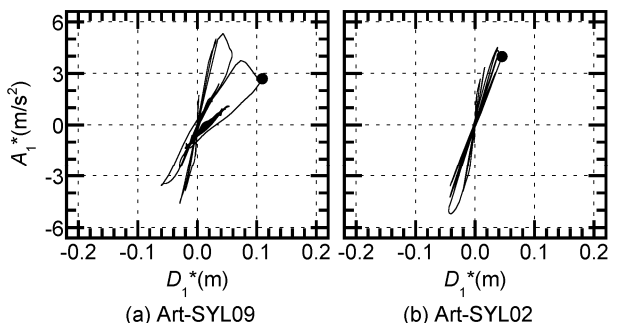


図 - 9 縮約等価 1 自由度系の応答 (Art-SYL09, 02)

したものと考えられる。逆に、継続時間の短い模擬地震動群 Art-SYL, JKB, FKI では、せん断破壊した部材による最大応答への寄与が無視できず、等価線形化法での推定結果と比べ最大応答は小さくなったと考えられる。

次に、同一の模擬地震動群での最大応答の違いについて述べる。図-8(a),(b)の比較より、(a)の方では応答がやや正側に偏っているのに対して(b)の方ではほぼ正負対称に応答していることが確認できる。同様の傾向は模擬地震動群 Art-SYL(図-9)においても確認することができる。従って、同一の位相差分を有する模擬地震動群での最大応答の違いの要因の一つとして、応答の偏りに違いが生じたことが挙げられる。

5. まとめ

本論文では、観測地震動の位相特性を用い、位相差分は元の観測地震動と同一で文献4)に倣い位相をシフトさせて局所的な波形形状を変化させた模擬地震動を作成し、文献2)で用いた既存のSRC造7層建築物を対象として等価線形化法による地震応答推定精度を検証した。結論を以下に記す。

- (1) 本論文の検討範囲では、応答スペクトルならびに位相差分が同一の模擬地震動群であっても、局所的な波形形状の違いにより、最大層間変形角に差が生じた。特に、最大層間変形角が大きくなる層が異なる場合も見られた。
- (2) 本論文の検討範囲では、応答スペクトルが同一の場合、継続時間の長い観測地震動より作成した模擬地震動群では、時刻歴応答解析により得られる最大応答変位が大きくなり、等価線形化法による推定結果と近い結果となった。一方、継続時間の短い観測地震動より得られた模擬地震動群では、時刻歴応答解析による最大応答変位は小さくなり、等価線形化法による推定結果は過大に安全側となった。
- (3) 本論文の検討範囲では、応答スペクトルならびに位相差分が同一の模擬地震動群で最大応答に差異が生じる要因は、局所的な波形形状の違いにより応答の偏りが異なってくるためであると考えられる。

本論文での検討結果より判断する限り、同一の応答スペクトルを有する模擬地震動に対する応答の「ゆらぎ」(ばらつき)は以下の2つに大別できる。すなわち、a) 模擬地震動の位相差分が同一で、局所的な波形形状の違いによるゆらぎ、ならびに b) 模擬地震動の位相差分(経時特性)の違いによるゆらぎ、である。ここで、筆者らはa)によるゆらぎは時刻歴応答解析以外での説明は極めて困難である一方、b)に関しては応答推定手法の改良を進めることにより反映できる可能性があると考えている。

今後、入力地震動の位相差分(経時特性)の違いを考慮して、応答推定手法の改良を検討する予定である。

謝辞

本論文の検討にあたり、日本建築学会構造委員会の既存中層RC建物の耐震性能評価小委員会(委員会主査: 山口大学教授 稲井栄一先生)の静的WGで解析した集合住宅の資料を使用させていただきました。加えて(独)防災科学技術研究所のK-NET観測記録ならびに東京工業大学翠川研究室にて復元された1968年十勝沖地震における八戸港湾の記録をそれぞれ使用させていただきました。また、本研究の実施にあたり、文部科学省科学研究費 基盤研究(C)(課題番号 26420556)の助成を受けました。ここに謝意を示します。

参考文献

- 1) 日本建築学会構造委員会: 既存中層鉄筋コンクリート造建物の等価線形化法を用いた耐震性能評価法, 2014年度日本建築学会大会(近畿)PD資料, 2014.9.
- 2) 藤井賢志: 主題解説(1) 既存建築物の地震応答と静的評価, 既存中層鉄筋コンクリート造建物の等価線形化法を用いた耐震性能評価法, 2014年度日本建築学会大会(近畿)PD資料, pp. 3-20, 2014.9.
- 3) 仲川 峻, 藤井賢志: 地震動の継続時間が既存鉄筋コンクリート造建築物の地震応答に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, No. 21357, 2012. 9.
- 4) 菅野秀人, 櫻井真人, 藤井賢志, 西田哲也: セン断柱と曲げ柱からなる並列1自由度系モデルの疑似動の実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 37, No. 2, pp.673-678, 2015. 7.
- 5) 大崎順彦: 新・地震動のスペクトル解析入門, 1994.5.
- 6) 木村正彦: 模擬地震動作成における波形制御について, 日本建築学会構造系論文報告集, 第367号, pp. 30-36, 1986.9.
- 7) 翠川三郎, 三浦弘之: 1968年十勝沖地震の八戸港湾での強震記録の再数値化, 日本地震工学会論文集, 第10巻第2号, pp.12-21, 2010.5.
- 8) K. Muto, T. Hisada, T. Tsugawa, S. Bessho: Earthquake Resistant Design of a 20 Story Reinforced Concrete Buildings, Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, pp. 1960-1969, 1973.
- 9) 藤井賢志: セン断破壊する部材と曲げ破壊する部材が混在した建築物の等価粘性減衰定数の静的評価に関する検討, 日本地震工学会・大会 - 2015 梗概集, Paper ID P3-5, 2015. 11.
- 10) 倉本 洋: 多層建築物における等価1自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測, 日本建築学会構造系論文集, 第580号, pp.61-68, 2004.6.