第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2023年7月）

入力地震動の位相特性のばらつきが直列ばねシステムの非線形応答に与える影響に関する解析的検討

小林　巧[1]・河村　太紀[2]・石井　洋輔[3]・大住　道生[4]

[1]正会員　修（工）　国立研究開発法人土木研究所　構造物メンテナンス研究センター
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）
[2]正会員　修（工）　国立研究開発法人土木研究所　構造物メンテナンス研究センター
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）
[3]正会員　国土技術政策総合研究所道路地震防災研究室（〒305-0804 茨城県つくば市旭1）
[4]正会員　博（工）　国立研究開発法人土木研究所　構造物メンテナンス研究センター
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

1. はじめに

道路橋示方書（以下，道示）の耐震設計では，レベル2地震動（以下，L2地震動）を考慮する設計状況において，橋の非線形応答が大きくなる位相特性を持つ加速度波形を複数選択し，少なくとも3波形入力することで，加速度波形が持つ様々な位相特性の影響を考慮している[1)]．

しかし，あらゆる構造の種類が存在する中で，それら全ての構造種に対して3波形程度を入力することで，位相特性が構造に及ぼす影響を考慮できるとみなしてよいかは必ずしも明確となっていない．

星隈・運上[2)]は，国内外の道路橋設計基準を比較し，位相特性の影響を考慮するための入力地震動の数や，設計用応答値の決定方法（複数の地震波の最大応答変位の最大値や平均値を用いる方法等）について各基準で記載が異なり，設計用応答値の決定方法の根拠が明確となっていないことについて言及している．その上で，1質点系にモデル化が可能な鉄筋コンクリート橋脚を対象に解析的検討を実施し，位相特性が異なる地震波を少なくとも3波形以上を用いることで，最大応答変位の平均値のばらつきが一定値に収束することを示した．また，入力地震動の数が増加するにつれて最大応答変位の平均値の変動係数が小さくなることも解析的に明らかにした．

また，丸山ほか[3)]は，1質点系でモデル化したRC橋脚及び免震支承を有するRC橋脚に対して検討を行い，許容するRC橋脚の非線形応答を小さく抑えることにより，位相特性のばらつきによる応答の変動を小さくできることを確認している．

しかし，支承部には様々な特性を有する構造が存在しており，主たる塑性化を期待する部材の組合せ方も様々に存在する．それらあらゆる構造に対応が可能な地震動の位相特性の影響を見込む方法について，振幅調整を行った3波形の入力で良いかも含め，標準的な設計プロセスが求められる．

そこで本研究では，3種類の直列ばねシステムに対して，どの波形数であれば，多数の入力地震動で評価した場合と同じ信頼性と言えるかを検討するとともに，それら構造に影響を及ぼす地震動の特徴も調査した．なお，本研究では直列ばねシステムとして，1） RC橋脚の塑性化が先行する，支承部に弾性支承を設置したモデル（以下，弾性支承モデル），2） 免震支承の塑性化が先行する，支承部に免震支承モデル（以下，免震支承モデル），3） 制震装置の塑性化が先行する，支承部に可動支承と制震装置を設置したモデル（以下，制震装置モデル）の3種類を対象とした．

2. 入力地震動の選定

本研究で解析に用いた入力地震動は，1995年以降に我が国で発生した震度6弱以上が観測された地震の内，後述の条件を満たす15地震の49成分である．**表−1**に使用した地震動を示す．

入力地震動の選定には，1) 1995年以降に発生した

表-1　使用した地震動

地震動タイプ	地震発生年月日	地震名	波数
II	1995.1.17	兵庫県南部地震	3
I	2003.5.26	宮城県沖の地震	1
I	2003.9.26	十勝沖地震	3
II	2004.10.23	新潟県中越地震	5
II	2007.3.25	能登半島地震	2
II	2007.7.16	新潟県中越地震	2
II	2008.6.14	岩手・宮城内陸地震	2
II	2009.8.11	駿河湾の地震	1
I	2011.3.11	東北地方太平洋沖地震	7
I	2011.4.7	宮城県沖の地震	1
II	2016.4.16	熊本地震	7
II	2018.9.6	胆振東部地震	4
II	2019.6.18	山形県沖の地震	1
I	2021.2.13	福島県沖の地震	5
I	2022.3.16	福島県沖の地震	5

震度6弱以上が観測された地震動を抽出し，2) 地震の発生メカニズムに応じてタイプI地震動とタイプII地震動に分類し，3) それら地震動の中からII種地盤のL2地震動の標準加速度応答スペクトル[1)]に形が類似している波形を抽出し，4) 周波数が0.2～10Hz（周期が0.1～5秒）の周波数領域における，設計用応答スペクトルと振幅調整前の応答スペクトルの誤差（以下，誤差）が約12%以内の波形を選定し，更に，5) 特に応答が大きくなる0.5～5Hz（0.2～2秒）の周波数領域における誤差が約5%以内であり，6) できるだけ元波形に近い地震動で検討を行うために振幅調整の回数が3回以内で，0.2～10Hz（0.1～5秒）の周波数領域における誤差が3%以内に収まる波形を選出した．これら選定条件を満たす波形が15地震の49成分（タイプI：22波，タイプII：27波）であった．なお，誤差12%と5%の値は，道示[1)]で提示されている標準波形の誤差がおおよそこの範囲に収まっていることを確認し，設定している．

これら地震動に対して，設計用L2地震動の応答スペクトルにフィッティングするように振幅調整を行い，3種類の動的解析モデルに入力した．振幅調整波は，伊津野のプログラム[4)]を参考に，一部コードを改変して波形を作成した．振幅調整の計算は，周波数領域における強震記録の応答スペクトルと設計用応答スペクトルの比を，強震記録のフーリエ振幅スペクトルに乗じて計算しており，足立・運上[5)]の方法と同じである．

3. 動的解析モデルについて

直列ばねシステムとして，本研究では1) 弾性支承モデル，2) 免震支承モデル，3) 制震装置モデルの3種類を作成した．**表-2**に動的解析モデルの諸元を示す．モデルの要素配置は資料6)に準拠しており，橋脚柱基部の非線形のモデル化には，Takedaモデル[7)]を用いた．また，物性や構造細目等は小林ほか[8)]と石井・片岡[9)]のモデルを元に作成した．

表-2　動的解析モデルの諸元

モデル（支承部の条件）	弾性支承	免震支承	制震装置
地盤種別	II		
固有周期(s)	1.06	1.06	1.06
上部構造の重量(kN)	6,963	14,847	14,847
橋脚種	RC橋脚		
柱高(m)	10.0	11.1	11.1
フーチング高(m)	2.2	3.0	3.0
基礎構造	杭基礎		

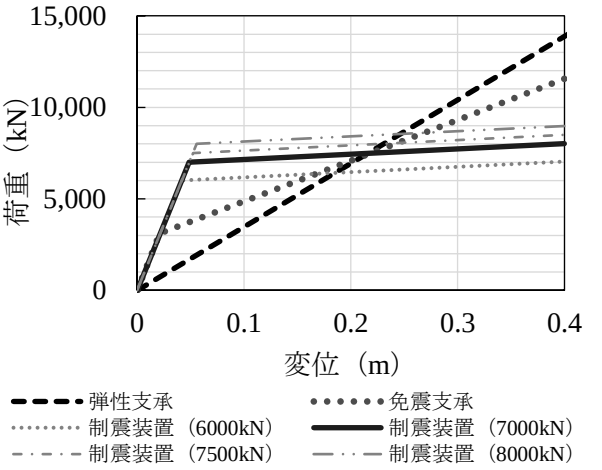


図-1　支承部の骨格曲線

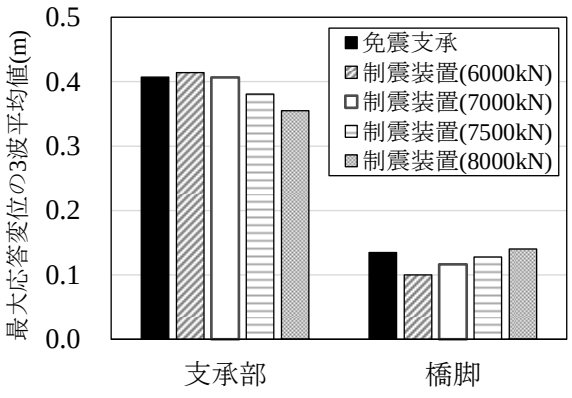
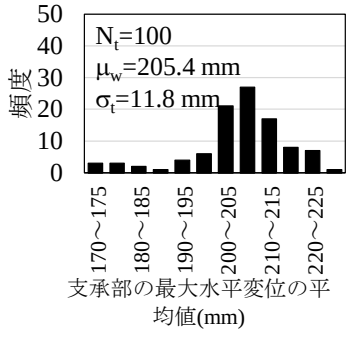
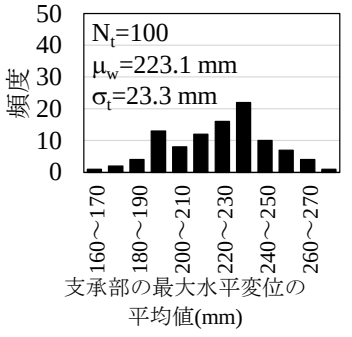
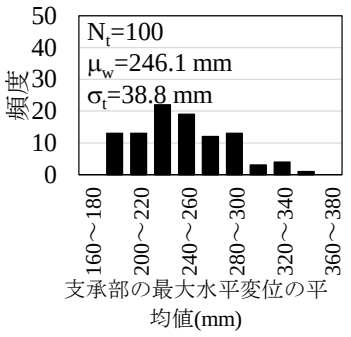
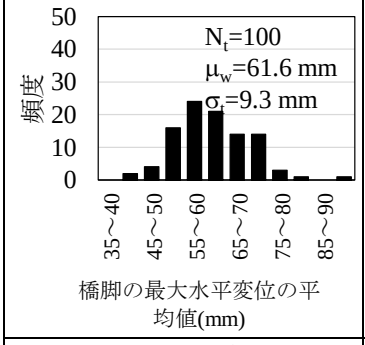
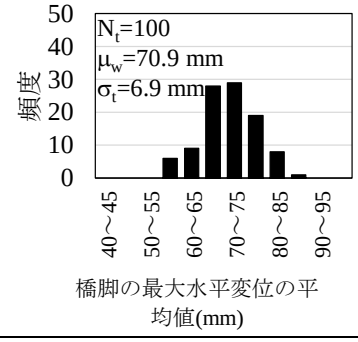
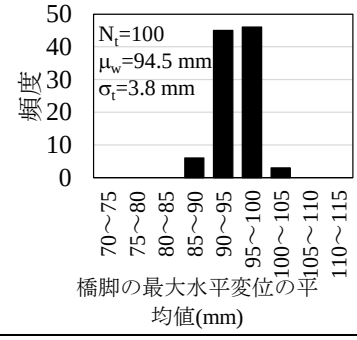
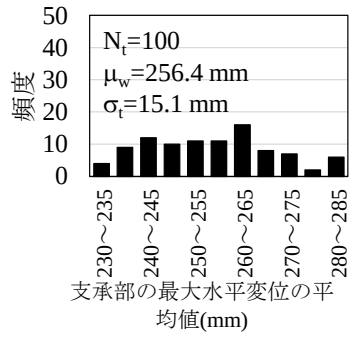
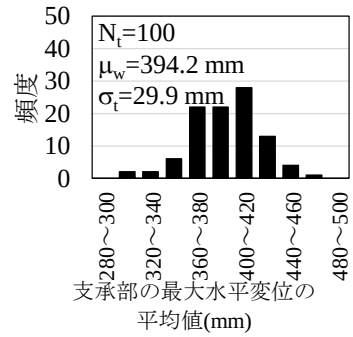
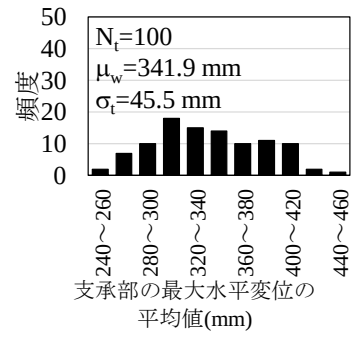
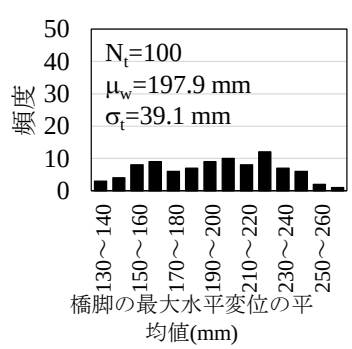
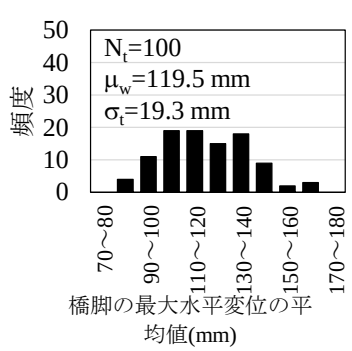
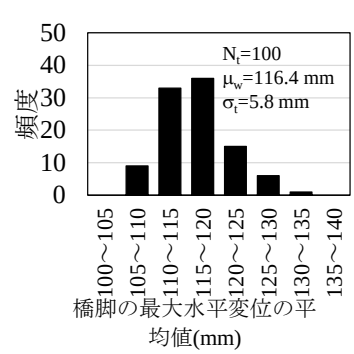


図-2　免震支承モデルと制震装置モデルの支承部と橋脚の最大応答変位の3波平均値の比較

図-1に支承部の骨格曲線を示す．支承部については，弾性支承モデルは線形で，免震支承と制震装置はバイリニアでモデル化した．

また，**図-1**の制震装置の凡例にある荷重は，モデル上の降伏荷重である．**図-2**に免震支承モデルと制

表-3　3波平均を行った支承部と橋脚の最大応答変位の平均値の頻度分布の例

モデル / 地震動	(A) 弾性支承モデル	(B) 免震支承モデル	(C) 制震装置モデル
(I) L2タイプI地震動			
	(A-I-i) 支承部	(B-I-i) 支承部	(C-I-i) 支承部
			
	(A-I-ii) 橋脚	(B-I-ii) 橋脚	(C-I-ii) 橋脚
(II) L2タイプII地震動			
	(A-II-i) 支承部	(B-II-i) 支承部	(C-II-i) 支承部
			
	(A-II-ii) 橋脚	(B-II-ii) 橋脚	(C-II-ii) 橋脚

震装置モデルの支承部と橋脚の最大応答変位の3波平均値の比較を示す．制震装置モデルには，1) 免震支承モデルと同じ橋脚を使用し，2) 支承部以外の減衰特性については，免震支承モデルと同じと仮定し，3) 橋脚と支承部の応答変位が，L2タイプ2地震動の3波平均値に対して，免震支承モデルと制震装置モデルで同等となるように決定した．採用したモデルは，図中の「制震装置（7000kN）」である．このモデルを採用することで，結果的に骨格曲線内の面積が免震支承と制震装置でほぼ同じとなった．なお，制震装置モデルの可動支承の摩擦抵抗はモデルに反映しておらず，制震装置の骨格曲線の2次剛性は，1次剛

性の1/50とした．

4. 地震動の位相特性のばらつきが直列ばねシステムの非線形応答に与える影響

(1) 応答変位のばらつきについて

表-3に3波平均を行った支承部と橋脚の最大応答変位の平均値の頻度分布の例を示す．振幅調整波（計49波）を入力した動的解析結果より抽出した橋脚の最大水平変位と，支承の最大水平変位を統計量とした整理を実施している．全波形（タイプI：22波，タイプII：27波）から，ランダムに3波（5波，7波）を抽出した組合せをN_t =100ケース作成し，その統計量を算出した．

表-3に示されたμ_wは分布群としての平均値（加重平均）で式(2)により求め，σ_tは分布群としての標準偏差であり，式(3)の分布群としての不偏分散U_tから求めた．ここで，n_{tg}は分布群のサンプル数，N_tをサンプル群の数，n_iを各分布のサンプル数，μ_iを各分布の平均値，U_iを各分布の不偏分散とする．

$$n_{tg} = \sum_{i=1}^{N_t} n_i \tag{1}$$

$$\mu_w = \sum_{i=1}^{N_t} \frac{n_i \mu_i}{n_{tg}} \tag{2}$$

$$U_t = \frac{\left\{\sum_{i=1}^{N_t}(n_i - 1)U_i + \sum_{i=1}^{N_t} n_i(\mu_i - \mu_w)^2\right\}}{n_{tg} - 1} \tag{3}$$

今回の検討では，例えば22波から3波を抽出した組合せは100ケース作成したが，3波の組合せそれぞれに対して，平均値と標準偏差等の統計量が存在する．式(2)～(3)は，100ケースの組合せの分布群の平均像としての平均値と不偏分散を求めるものである．

表-3の平均値の分布では，全ての解析結果で正規分布が仮定できる．紙面の都合で分布は3波平均値のみの掲載だが，5波平均でも7波平均でも同様に正規分布となる．3波と比べ，5波，7波と波数が増加するにつれて，平均値のばらつきは小さくなった．

(2) 位相特性のばらつきが応答に与える影響

位相特性のばらつきと応答値の関係を示すために，位相特性を代表する指標として，群遅延時間t_{gr}の標準偏差を計算した．群遅延時間t_{gr}[10]は振動数軸上の位相角の傾きであり時刻歴波形の時間軸方向の重心と広がりに関する情報を提供し，式(4)で定義される．

$$t_{gr} = \frac{\Delta\phi_k}{\Delta\omega} \tag{4}$$

$$\Delta\phi_k = \phi_{k+1} - \phi_k \tag{5}$$

ここで，$\Delta\phi_k$がk次の位相差分（rad），ϕ_kがk次の位相角（rad），$\Delta\omega$が円振動数の増分（rad/s）である．位相角は$\pm\pi$ radの範囲で算定し，位相角が負となる場合に2π radを加え，$\pm\pi$ radとなる時の連続性を確保するように補正した[11]．

図-3に群遅延時間の標準偏差と最大応答値の関係を示す．おおよその傾向として，群遅延時間の標準偏差が大きくなる，即ち，位相角のばらつきが大きくなるほど，応答変位が小さくなる傾向がある．特に線形モデルの弾性支承と，結果として弾性域に応答が留まる応答が多かった制震装置モデルの橋脚では，その傾向が顕著であり相関も良い．制震装置モデルは，免震支承と同様に橋脚の制限値の1/2に収まるように設計したが，その結果，今回の検討の範囲においては，制震装置を設置したRC橋脚の応答が弾性域に留まる傾向となった．

一方，塑性化を先行させた部材（弾性支承モデルの橋脚，免震支承モデルの支承部，制震装置モデルの支承部）は，応答がばらつく様子が確認された．

(3) 統計的有意差の検定

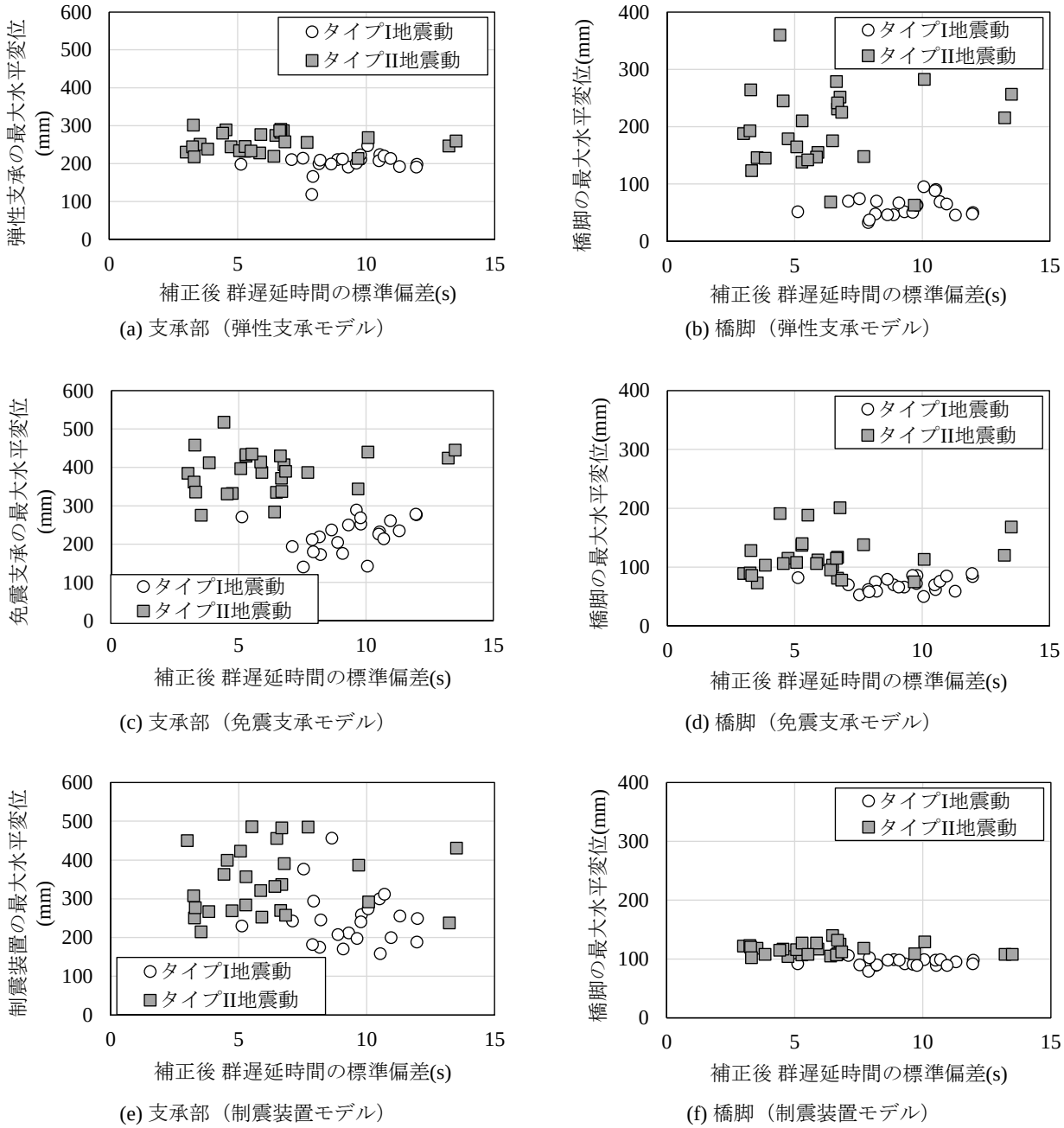
3種類の直列ばねシステムに対して，どの波形数であれば，多数の入力地震動で評価した場合と同じ信頼性の応答値と言えるかを明らかにする目的で，多数の波形（タイプI：22波，タイプII：27波）の応答値の統計量と，抽出した波形（3波，5波，7波）の応答値の分布群としての統計量（式(2),(3)に基づく統計量）を対象に，平均の差の検定を行った．

異なる2群が等分散ではない場合の平均の差の検定であるので，Welchのt検定で統計的有意差の有無を確認した．Welchのt検定における母分散S'は式(6)，標本分散Sは式(7)，自由度υは式(8)で求まる[12]．

$$S' = \frac{(N_A S_A + N_B S_B)}{(N_A + N_B - 2)} \tag{6}$$

$$S = S' \times \left(\frac{1}{N_A} + \frac{1}{N_B}\right) \tag{7}$$

$$\upsilon = \frac{\left(\frac{S_A{}^2}{N_A} + \frac{S_B{}^2}{N_B}\right)^2}{\frac{\left(\frac{S_A{}^2}{N_A}\right)^2}{N_A - 1} + \frac{\left(\frac{S_B{}^2}{N_B}\right)^2}{N_B - 1}} \tag{8}$$



(a) 支承部（弾性支承モデル）　(b) 橋脚（弾性支承モデル）

(c) 支承部（免震支承モデル）　(d) 橋脚（免震支承モデル）

(e) 支承部（制震装置モデル）　(f) 橋脚（制震装置モデル）

図-3　群遅延時間の標準偏差と最大応答値の関係

N_Aは群Aのサンプル数，N_Bは群Bのサンプル数，S_Aは群Aの標本分散，S_Bは群Bの標本分散である．

表-4に全波形（タイプI：22波，タイプII：27波）の統計量を，**表-5**にWelchのt検定結果を示す．**表-5**の3波形の統計量は**表-3**の値と同じである．5波形，7波形の統計量についても，3波形と同様に，式(2)，(3)から算出した．

Welchのt検定における帰無仮説は，「全数（22波，27波）を入力した場合と，3（5,7）波を入力した場合で応答の平均値に差が無い」であり，対立仮説が「全数（22波，27波）を入力した場合と，3（5,7）波を入力した場合で応答の平均値に差がある」である．有意水準は30%から0.1%まで徐々に変化させてt検定を行ったが，有意水準が30%であっても，全ての検討ケースで統計的有意性が確認されなかった．

このことから，今回検討したモデル及び，入力地震動の条件においては，位相特性の影響を考慮した振幅調整波を3波を入力することで，全数（22波，27波）を入力した場合と統計的に差が無いと言える値に収束することが確認された．

(4) 直列ばねシステムの応答に影響を及ぼす地震動特性に関する基礎的検討

ここまでの検討で，今回の検討条件において，少なくとも3波形を入力することで，全波形（タイプI：22波，タイプII：27波）を入力した場合と同等の

表-4 全波形（タイプ1：22波，タイプII：27波）の統計量

統計量の名称		支承部の最大応答変位			橋脚の最大応答変位		
モデル	地震動のタイプ	平均μ	標準偏差σ	波数n	平均μ	標準偏差σ	波数n
弾性支承	I	203.2	24.5	22	60.4	16.9	22
	II	255.5	25.4	27	194.0	67.4	27
免震支承	I	224.3	43.2	22	70.9	11.6	22
	II	388.9	55.3	27	117.6	35.0	27
制震装置	I	246.9	70.8	22	94.2	5.9	22
	II	343.9	84.7	27	116.0	9.7	27

表-5 Welchのt検定結果

		支承部の最大応答変位				橋脚の最大応答変位			
モデル	地震動のタイプ	分布群としての平均μ_w	分布群としての標準偏差σ_t	波数n	全波形の分布との有意差	分布群としての平均μ_w	分布群としての標準偏差σ_t	波数n	全波形の分布との有意差
3波形の統計量及び検定結果									
弾性支承	I	205.4	11.8	3	なし※	61.6	9.3	3	なし※
	II	256.4	15.1	3	なし※	197.9	39.1	3	なし※
免震支承	I	223.1	23.3	3	なし※	70.9	6.9	3	なし※
	II	394.2	29.9	3	なし※	119.5	19.3	3	なし※
制震装置	I	246.1	38.8	3	なし※	94.5	3.8	3	なし※
	II	341.9	45.5	3	なし※	116.4	5.8	3	なし※
5波形の統計量及び検定結果									
弾性支承	I	204.7	10.1	5	なし※	61.6	8.3	5	なし※
	II	255.8	10.8	5	なし※	194.9	26.3	5	なし※
免震支承	I	225.3	19.8	5	なし※	71.1	6.2	5	なし※
	II	390.7	23.6	5	なし※	117.3	14.4	5	なし※
制震装置	I	249.2	30.6	5	なし※	94.6	3.0	5	なし※
	II	342.6	33.8	5	なし※	115.7	4.6	5	なし※
7波形の統計量及び検定結果									
弾性支承	I	202.9	9.5	7	なし※	60.4	6.7	7	なし※
	II	255.9	9.5	7	なし※	195.7	24.4	7	なし※
免震支承	I	222.7	15.0	7	なし※	70.2	4.6	7	なし※
	II	388.9	19.6	7	なし※	117.8	13.0	7	なし※
制震装置	I	249.1	24.6	7	なし※	94.2	2.8	7	なし※
	II	345.2	32.0	7	なし※	115.8	4.2	7	なし※

※ ここでの全波形の分布との有意差「なし」は，有意水準α=30～0.1%まで変化させ，全ての有意水準で統計的有意性が確認されなかったことを意味する．

信頼性で応答値の評価ができることが確認された．

本節ではそれに関連して，主に位相特性に起因する各種地震動の特性について，それが直列ばねシステムの応答に及ぼす影響に関する感度を分析した結果を報告する．

分析方法は重回帰分析であり，目的変数を弾性支承モデルの橋脚の最大応答変位，免震支承モデルの免震支承の最大応答変位，制震装置モデルの制震装置の最大応答変位とした．また，重回帰分析の説明変数として，波形の最大加速度（以下，PGA），波形の最大速度（以下，PGV），波形の最大変位（以下，PGD），群遅延時間の標準偏差，大振幅領域の継続時間，地震動の卓越周期と構造の固有周期の離れ（以下，固有周期の離れ）を設定した．ここで，地震動の特性を表す説明変数のデータは，動解モデルに入力した振幅調整後の波形を対象に収集した．

ここで，群遅延時間の標準偏差は位相特性のばらつきそのものを指す地震動特性であるが，一般的に位相特性がばらつきが大きくなることにより，波形の継続時間が長くなり，位相特性のばらつきが小さくなることにより，波形の最大振幅が大きくなる．そのような観点で，PGA，PGV，PGD，大振幅領域の継続時間は，振幅特性だけではなく，位相特性にも起因する地震動の特性である．固有周期の離れは位相特性とは関係しないが，構造物の応答に影響を及ぼす地震動の特徴として重要な指標である．

表-6 重回帰分析結果

モデル（目的変数）	地震動のタイプ	自由度調整済み決定係数	有意F	回帰式の説明変数の標準化偏回帰係数（()内はt値，［］内はp値）					
				PGA	PGV	PGD	群遅延時間の標準偏差	大振幅領域の継続時間	固有周期の離れ
弾性支承（橋脚の最大応答変位）	I	0.15	0.21	0.0 (-0.7) ［0.48］	-2.3 (-0.6) ［0.54］	-287.3 (-1.8) ［0.09］	4.0 (0.2) ［0.86］	0.1 (0.4) ［0.67］	-2,910.8 (-0.6) ［0.57］
	II	0.27	0.05	0.3 (2.2) ［0.04］	21.7 (1.0) ［0.34］	-1,590.2 (-1.2) ［0.24］	148.2 (1.3) ［0.20］	-9.9 (-2.4) ［0.03］	-25,260.3 (-0.2) ［0.88］
免震支承（支承部の最大応答変位）	I	0.36	0.04	0.0 (1.6) ［0.13］	-17.3 (-0.9) ［0.41］	1,510.3 (1.7) ［0.11］	215.7 (1.6) ［0.13］	1.5 (2.1) ［0.05］	-24,486.5 (-0.9) ［0.40］
	II	-0.11	0.75	0.0 (0.3) ［0.80］	3.9 (0.2) ［0.84］	9.7 (0.0) ［0.99］	103.2 (1.1) ［0.28］	-4.5 (-1.3) ［0.22］	-77,268.1 (-0.6) ［0.57］
制震装置（支承部の最大応答変位）	I	-0.23	0.9	0.1 (0.9) ［0.39］	14.2 (0.2) ［0.85］	-807.5 (-0.2) ［0.81］	37.9 (0.1) ［0.94］	-2.1 (-0.8) ［0.45］	-19,569.3 (-0.2) ［0.86］
	II	0.24	0.07	0.5 (2.4) ［0.03］	-67.5 (-1.9) ［0.07］	3191.3 (1.5) ［0.15］	335.2 (1.9) ［0.08］	11.8 (1.8) ［0.10］	12,370.0 (0.1) ［0.96］

ここで，PGAは加速度時刻歴波形の絶対値の最大値である．

PGV及びPGDは，加速度時刻歴波形に対して周波数領域でカットオフ周波数1.0Hzのハイパスフィルターをかけた後に積分を行い，波形が異常でないことを確認し，波形の絶対値の最大値を収集した．

群遅延時間の標準偏差については，4章(2)による，位相特性のばらつきの程度を代表する指標である．

大振幅領域の継続時間については，加速度波形に対して，そのPGAの1/10以上の振幅の区間を大振幅領域として，その継続時間を収集しており，特に応答に大きな影響を及ぼす波形の継続時間である．

固有周期の離れについては，地震動の卓越周期と各直列ばねシステムの固有周期の差の絶対値を収集した．ここで，「固有周期の差の絶対値」としたのは，重回帰分析では平均値関数を線形と仮定するためである．固有周期等のように，ある範囲で振幅が大きくなり，別の範囲で振幅が小さくなるような変数は重回帰分析の説明変数として適切で無く，単調に増加あるいは減少する傾向の指標を説明変数として設定する必要がある．このような理由で「固有周期の差の絶対値」を説明変数として設定したため，2次の卓越周期等の影響は重回帰分析で考慮できていない．また，地震動の卓越周期は，ウィンドウ幅1.0Hzで平滑化した地震波のフーリエ振幅スペクトルから読み取った．

以上の目的変数と説明変数を対象に，説明変数の目的変数に対する寄与度を知る目的で，重回帰分析を行った結果を**表-6**に示す．係数同士の寄与度を求める検討目的であるため，PGAやPGV，PGDといった互いに相関関係が疑われる説明変数を設定することは適切では無いため，説明変数同士の相関係数も併せて確認した．その結果，タイプII地震動のPGVとPGDの相関係数が0.87であったが，他の説明変数の組合せは，相関係数が0.5以下であった．一般的に相関係数が0.5以下の説明変数の組合せは，多重共線性の観点で問題ないと考えられる．タイプII地震動のPGVとPGDの組合せについては，望ましい説明変数では無いが，そのようなデータもあることを念頭に置いて分析を行うこととした．

表中で灰色で着色した重回帰分析結果は，自由度調整済み決定係数が小さく回帰式の精度が悪い，あるいは，有意Fの値が大きく回帰式の有意性が劣るデータであり，参考値である．ただし，他の灰色で着色している結果の回帰式の決定係数も0.5以下であり，決して大きくはない点に注意が必要である．

また，表中の「()」内の値はt値，「［］」内の値はp値である．自由度によるが目安値として，両側検定の場合，t値が1.7以上，p値が0.05以下であれば，有意水準5%程度の統計的有意性があると言える．

また，回帰式の説明変数間の寄与度を比較する目的から，偏回帰係数は標準化した値を示しており，標準化は以下の式(9)による．

$$\beta = \frac{B \cdot \sigma_x}{\sigma_y} \tag{9}$$

βは標準化偏回帰係数，Bは偏回帰係数，σ_xは説明変数の標準偏差，σ_yは目的変数の標準偏差である．

回帰式が信頼できるデータ（灰色着色箇所以外）の標準化偏回帰係数に注目すると，固有周期の離れ，PGD，群遅延時間の標準偏差の値が大きい．要するに，これら3種の説明変数が，各直列ばねシステムの主たる塑性化部材の応答に，特に大きな影響を及ぼす地震動の特性であることがわかる．ただし，t値が良くはなく，説明変数と目的変数の因果関係の強さまでは説明できていないため，その値の正負の意味の解釈は困難である．

逆に，今回の検討条件では，PGAや大振幅領域の継続時間は標準化偏回帰係数が小さく，t値やP値は良好な数値であった．これら値は相関が良く，統計的有意性はあるが，PGAや大振幅領域の継続時間が応答変位に及ぼす影響は小さい結果となった．

一方，固有周期の離れは標準化偏回帰係数の値が大きいが，t値やp値が良くはない．これは，主として塑性化を期待する部材の応答を大きくする影響が大きい説明変数であるが，固有周期と応答変位の関係が線形では無かったと推察される．

PGDと群遅延時間の標準偏差については，偏回帰係数が大きく，t値とp値がそこそこに良好な数値である．これら説明変数の大小が主として塑性化を期待する部材の応答に影響を及ぼすと同時に，これら説明変数の大小が，応答を大きくする地震動の特徴も表していると考察できる．

5. まとめ

本研究では，3種類の直列ばねシステム（弾性支承，免震支承，制震装置をそれぞれ支承部に配置したモデル）に対して，どの波形数であれば，多数の入力地震動で評価した場合と同じ信頼性と言えるかを検討するとともに，それら構造に影響を及ぼす地震動の特徴も調査した．結果は以下の通りである．

1) 今回の検討条件においては，位相特性の影響を考慮した振幅調整波を3波を入力することで，全数（22波，27波）を入力した場合と統計的に差が無いと言える応答値に収束することが，確認された．
2) 今回の検討条件においては，地震動の卓越周期と構造の固有周期の差，波形の最大変位，群遅延時間の標準偏差が直列ばねシステムの主たる塑性化部材の応答に及ぼす影響が大きい地震動の特性であることが統計的に示された．
3) 入力地震動の特徴として，波形の最大加速度や大振幅領域の継続時間は，直列ばねシステムの塑性化を期待する部材の応答を大きくすることに対する影響は小さいことが示唆された．

謝辞：本研究では，（国研）防災科学技術研究所と国土交通省の強震記録を使用した．また，本研究の地震動の波形処理の一部には，立命館大学　伊津野和行 教授及び，愛媛大学 森伸一郎 特定教授のプログラムを使用した．記して謝意を示します．

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，平成29年11月．
2) 星隈順一，運上茂樹：時刻歴応答解析に用いる入力地震動の数と非線形応答値のばらつき，構造工学論文集，Vol.49A，pp.447-454，2003.
3) 丸山大輔，秋山充良，鈴木基行：地震動の位相特性のばらつきがRC橋脚の弾塑性応答に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，2002.
4) 伊津野 和行：振幅調整波の計算，ソフトウェア，modifyEQ.xlsm，Ver.2.7，防災システム研究室，https://www.ritsumei.ac.jp/se/rv/izuno/software.html.（最終閲覧日：2023年6月5日）
5) 足立幸郎，運上茂樹：地震動のばらつきが免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響，免震・制震コロキウム講演論文集，2，pp.45-50，2000.
6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編に関する参考資料，平成27年3月．
7) Takeda, T. et al.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, Dec. 1970.
8) 小林巧，河原井耕介，大住道生：材料特性や地盤特性のばらつきが道路橋の耐力階層化構造の崩壊シナリオに与える影響に関する解析的検討，土木学会論文集A1（構造・地震工学），No,79，2023.（掲載決定）
9) 石井洋輔，片岡正次郎：入力地震動の違いによる道路橋の地震応答の感度分析，第23回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，pp.273-280，2021.
10) A. Papoulis: “The Fourier Integral and Its Application” McGRAW-Hill, 1962.
11) 和泉正哲，勝倉裕：地震動の位相情報に関する基礎的研究，日本建築学会論文報告集，第327号，pp.20-28，1983.
12) 森真，田中ゆかり：なっとくする統計，講談社，2003.