

振動特性の異なる橋台に対する簡易な地震時応答評価手法 の適用性に関する検討

藤岡 健祐¹・谷本 俊輔²・廣江 亜紀子³・大住 道生⁴

¹正会員 （国研） 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

²正会員 （国研） 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員（同上）

³正会員 （国研） 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員（同上）

⁴正会員 （国研） 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員（同上）

1. はじめに

橋台は上部構造を支持するとともに、背面土砂の流出を防止する役割をもつ構造である。このため、橋台は常に背面土からの偏土圧を受けており、地震時において主として一方向への繰返し载荷を受ける。

このような構造的特徴を有する橋台に対して、平成29年道路橋示方書・同解説¹⁾（以下「道示」という）において、一部の条件に該当する場合を除き、レベル1地震動を考慮する設計状況に対する照査を満足する場合、レベル2地震動を考慮する設計状況に対して、応答値の算出等の計算による照査を省略してもよいとされている。これは、①既往の被災事例より、地盤に液化が生じていない場合は、大きな被害が生じた事例は少ないこと、②橋台は、橋脚と比較して背面土の挙動の影響が大きく、橋台自身の慣性力の影響が相対的に小さいこと、③通常、橋台は前面に押し出される方向に変位することから、橋台に過大な損傷が生じた場合であっても落橋に至る可能性が少ないこと、等が考慮されたものである。

一方で、性能規定型照査体系に則った設計法の構築、橋台を含めた橋全体系の応答評価における精度向上等を進めるにあたっては、橋台と背面土の動的相互作用、一方向に変位が累積する履歴特性等を考慮した実挙動に即した設計手法の確立が求められる。

鉄道構造物等設計標準・同解説〔耐震設計〕²⁾では、抗土圧橋台に対して地震時に支配的となる前面方向（主働方向）への変形の累積性に着目した簡易的な動的解析手法として、正負非対称の抵抗特性を考慮した1自由度系の履歴特性モデルによる時刻歴

非線形動的解析法（以下「等価一自由度モデル」という）が示されている。一般的な鉄道橋の橋台においては、本手法を用いて簡易的に橋台の地震時の変位増分を算定している。一方で、本手法は構造を単純化した模型及び正弦波を用いた重力場における振動台実験により妥当性が検証されたものであり³⁾、地震動特性や地盤条件の違いによる挙動の変化など、未解明な点も多く残っている。

このような背景を踏まえ、本研究では、道路橋の橋台の地震時挙動を適切に考慮した実務的なレベル2地震動に対する設計法の確立に向けた基礎データの取得を目的として、既往の遠心模型実験及び動的FEM解析の結果に対して、等価一自由度モデルを用いた解析による再現性の検証を行った。本稿では、橋台の振動特性が異なる複数のケースを対象に、不規則な地震動波形に対する応答加速度及び残留変位の再現性に着目し、等価一自由度モデルによる応答評価の適用性を検証した結果を報告する。

2. 既往の動的遠心模型実験概要⁴⁾

(1) 実験模型概要

解析の対象とした実験は、1径間の単純桁の道路橋のうち固定支承側の橋台を対象とした1/50縮尺模型に対して、50Gの遠心力場の下で行われたものである。図-1に模型実験の概要を示す。以降に示す数値は、特記しない限り実物スケールに換算した値である。

構造模型は、杭基礎の逆T式橋台模型、土槽に剛結した橋脚模型及び上部構造（桁）模型から構成さ

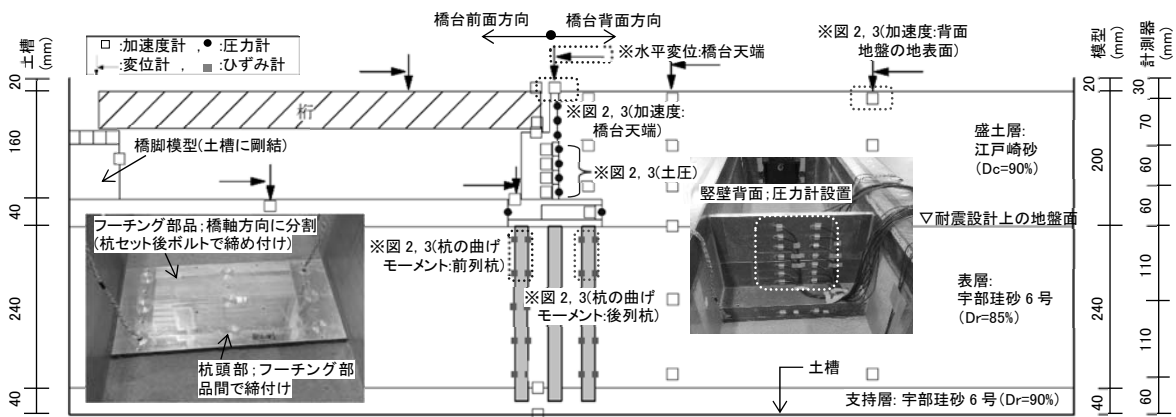


図-1 実験模型概要（寸法は模型スケール）

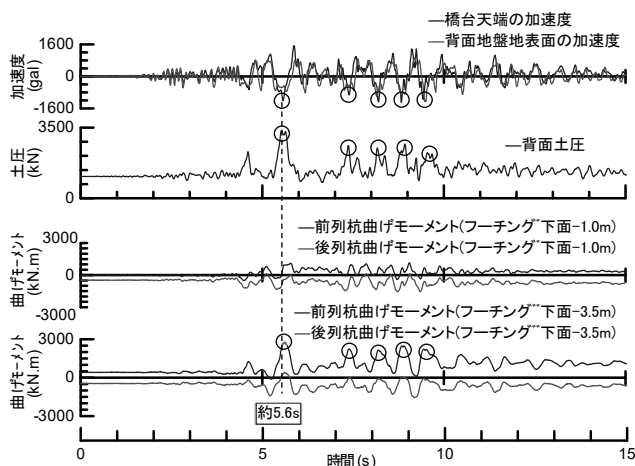


図-2 着目した各応答の時刻歴

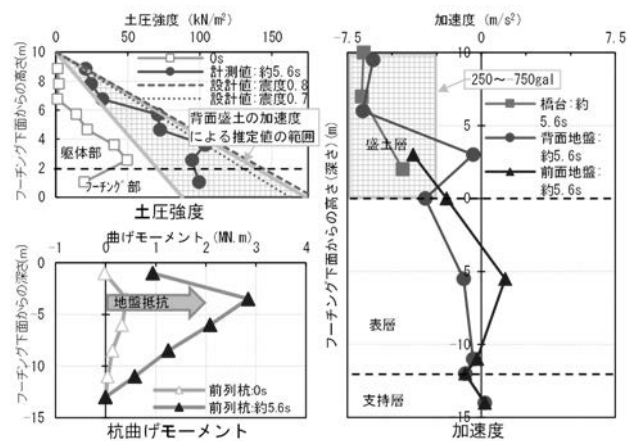


図-3 着目した各応答の深度分布

れ、いずれもアルミニウム製である。上部構造の支持条件は、橋台側がピン固定、橋脚側が可動条件とされている。地盤模型は、実際に橋台が建設される状況を踏まえて、相対密度 $Dr=90\%$ の宇部珪砂6号による支持層、 $Dr=85\%$ の宇部珪砂6号による表層、締固め度 $Dc=90\%$ の江戸崎砂による盛土層の3層構成である。加振には、道示に規定されるL1地震動（昭和53年宮城県沖地震 開北橋周辺地盤LG成分）とL2地震動（タイプⅡ_平成7年兵庫県南部地震 神戸海洋気象台地盤上NS成分）を基盤面に引き戻した波が連続して土槽底面に入力された。

(2) 実験結果概要

図-2に、橋台天端及び背面地盤面の加速度（橋台前面側が正）、土圧（圧縮側が正）、杭の曲げモーメント（背面側引張が正）の時刻歴を示す。橋台天端と背面地盤の加速度時刻歴は概ね一致しており両者は一体に近い挙動といえる。橋台背面の土圧がピークを示す時刻は、橋台天端の加速度に負側のピークが出現する時刻、すなわち、橋台の前面方向の慣性力がピークを示す時刻と概ね一致している。また、杭の曲げモーメントはフーチング下面-1.0mよりも-

3.5mで大きくなる傾向があり、フーチング下面-3.5mにおける曲げモーメントは橋台天端の加速度と概ね同一時刻にピークを示している。杭頭付近で曲げモーメントが小さい要因としては実験における杭頭部の結合度による影響が考えられる。

図-3に各応答がほぼ最大となる5.6s時点の土圧、杭の曲げモーメント、背面地盤の加速度の深度分布を示す。土圧分布図には、道示に規定される設計水平震度を用いて算出した地震時主働土圧（ここでは設計値という）及び背面地盤盛土層の加速度（ $-250 \sim -750 \text{ gal}$ ）を用いて算出した地震時主働土圧（ここでは加速度による推定値という）の範囲を示す。なお、地震時主働土圧は修正物部・岡部の方法を用いて算出している。土圧は、計測値に比べて設計値が大きく、設計で考慮される地震時主働土圧は安全側となっている。また、計測値は、加速度による推定値の範囲となっている。

以上のように、本実験では、橋台と背面地盤が一体に近い挙動となり、背面土圧は修正物部・岡部による地震時主働土圧と概ね一致することが確認された。また地上部の作用が最大となる時刻において、杭の曲げモーメントが最大となることが確認された。

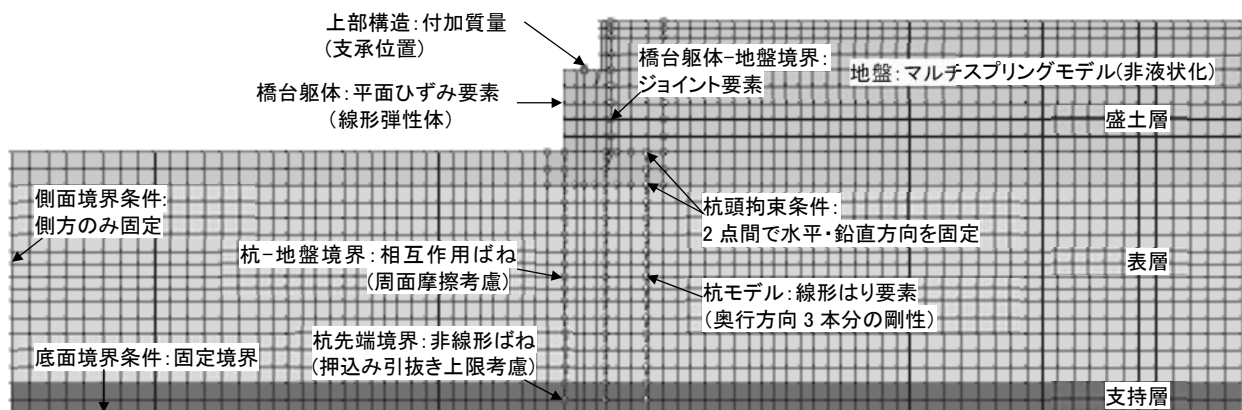


図-4 解析モデル図（動的FEM解析）

表-1 橋台構造物性値一覧

名称	要素	ポアソン比 ν	せん断剛性 G (kN/m ²)	質量密度 ρ (t/m ³)	断面積 A (m ²)	断面2次 モーメント I (m ⁴)	有効せん断 面積率 EFA
杭	線形はり	0.340	2.61E+07	2.70	0.44768	0.05064	0.500
縦壁、 フーチング	線形平面	0.340	7.0E+07	3.087	-	-	-

表-2 上部構造物性値一覧

名称	要素		X方向 並進質量 XM (t)	Y方向 並進質量 YM (t)
上部 構造 (橋桁)	節点 集中質量	case①	699.3	349.7
		case②	0.0	349.7
		case③	1398.6	349.7

表-3 地盤物性値一覧（マルチスプリングモデル）

高さ (m)	層厚 (m)	名称	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	相対密度 Dr (%)	基準となる 平均有効拘束圧 σ'_{v0} (kN/m ²)	基準となる 初期せん断剛性 G_{s0} (kN/m ²)	基準となる 初期体積剛性 K_{s0} (kN/m ²)	粘着力 C (kN/m ²)	内部 摩擦角 ϕ (度)	パラ メータ mG, mK	最大 減衰 hmax
24.0	10.0	江戸崎砂(Dr=90%)	16.4	90.0	61.3	96142	250723	2.2	34.5	0.500	0.240
2.0	12.0	宇部珪砂6号(Dr=85%)	15.6	85.0	193.0	116281	303244	8.4	46.5	0.500	0.240
0.0	2.0	宇部珪砂6号(Dr=90%)	15.9	90.0	275.3	145809	380247	0.0	41.4	0.500	0.240

表-4 杭-地盤相互作用ばね要素

杭軸直交方向の杭と地盤 の相互作用(横抵抗)			杭軸方向の杭と地盤の相互作用(摩擦)					
杭の直径 D	杭間隔比 n	ばね力に 乗ずる係数 PFACT	せん断 方向 初期剛性 Ks	粘着力 CJ (kN/m ²)	摩擦角 ϕ J (度)	摩擦係数 等 に 乗ずる 係数 FACTJ	粘着力に 乗ずる係 数 J α	tan ϕ Jに 乗ずる係 数 J β
1.000	5.700	3.000	1000000	8.400	46.500	1.653	1.000	1.000

表-5 橋台背面ジョイント要素

位置	粘着力 C (kN/m ²)	摩擦角 ϕ (度)
縦壁・フーチング 側面	自重解析時 0.0	0.0
	応答解析時 0.0	15.0
フーチング 底面	共通 0.0	31.0

3. 動的FEMによる解析

(1) 解析概要

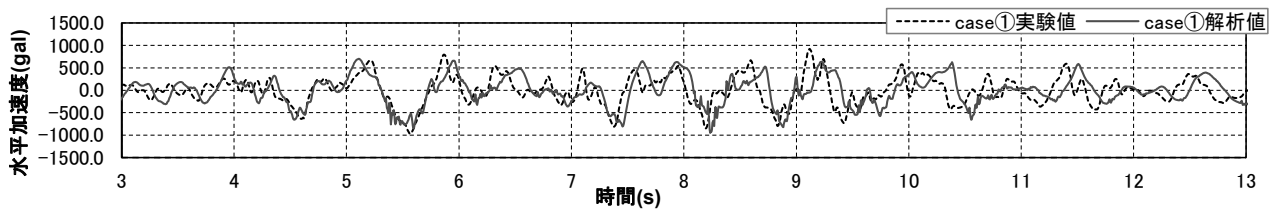
まず、実験の再現解析によりFEM解析の再現性を確認するとともに、橋台の振動特性に影響を与える上部工の水平質量を変化させたパラメータスタディを実施し、後述する等価一自由度モデルを用いた解析による再現性を評価する上での比較基準とする。対象とするケースは、実験と同条件であるcase①、上部構造の支持条件を可動（上部構造の水平質量=0）としたcase②、上部構造の水平質量を実験の2倍としたcase③の3ケースとした。

FEM解析は非線形時刻歴解析法によるものとし、2次元解析モデルを用いた。解析モデルは遠心模型実験の相似則に基づき、縮尺模型を実物スケールに換算したものを用いた。また、解析モデルの奥行幅

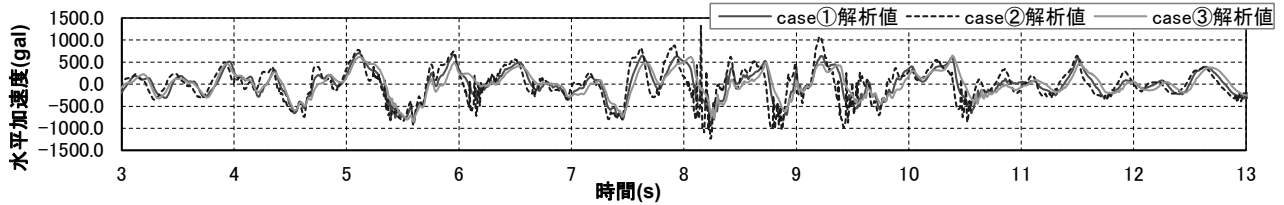
は、フーチング幅（14.5m）とした。モデル化の対象は、土槽内の地盤、上部構造、下部構造、基礎構造とした。メッシュは図-4のとおり分割した。

地盤は平面ひずみ要素とした。杭は線形はり要素とした。橋台躯体は平面ひずみ要素により、線形弾性体としてモデル化した。上部構造は、橋台上に上部構造質量相当の付加質量を付与することでモデル化した。

各部の物性値を表-1、表-2に示す。地盤にはマルチスプリングモデル（非液状化）を適用し、その材料パラメータは室内土質試験データより設定した（表-3）。杭と地盤は、杭・地盤間相互作用ばね要素により接続した（表-4）。杭先端には押込み支持力の上限值および引抜き抵抗力の上限值を持つ軸方向の非線形ばねを設定した。その他の構造部材と地盤の境界面にはジョイント要素を設けた（表-5）。

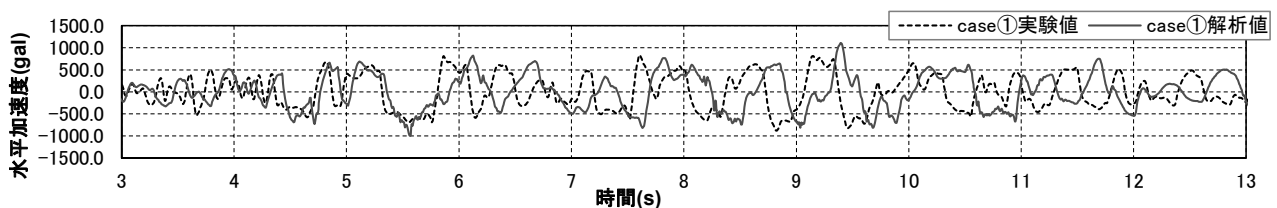


(a) case①における実験値と解析値の比較

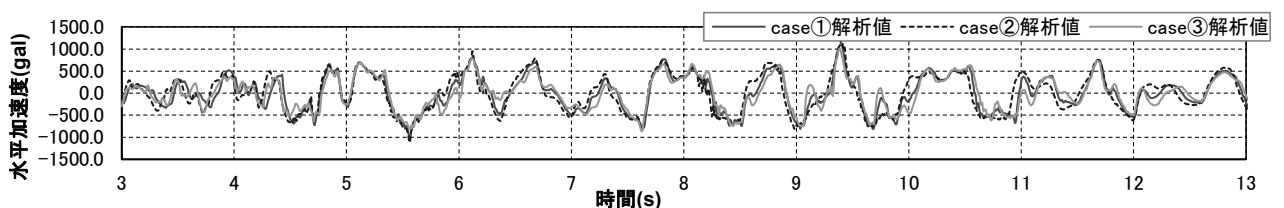


(b) FEM 解析における case①～③の比較

図-5 橋台天端応答水平加速度



(a) case①における実験値と解析値の比較



(b) FEM 解析における case①～③の比較

図-6 背面地盤地表面応答水平加速度

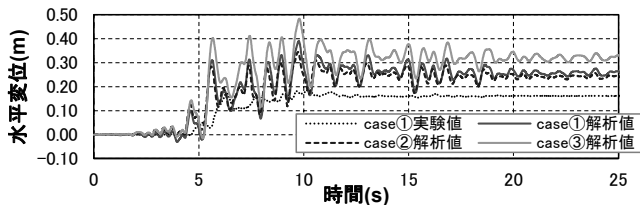


図-7 橋台天端水平変位時刻歴

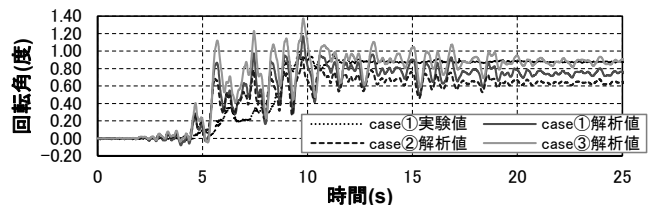


図-8 橋台縦壁回転角時刻歴

時間積分法にはWilsonの θ 法を用い、時間積分間隔は0.005秒とした。Rayleigh減衰は剛性比例型とし、1次モードの減衰定数が1.0%となるように設定した。解析に使用するソフトはFLIP ROSE（一般社団法人FLIP コンソーシアム）とした。底面境界を剛基盤としたうえで、入力地震動は、実験において土槽底面に設置された加速度計の計測値を用いた。

(2) 解析結果

橋台天端及び背面地盤地表面における応答水平加速度時刻歴をそれぞれ図-5及び図-6に示す。実験の再現性確認のため、case①における実験値と解析値の比較を図-5(a)、図-6(a)に示す。応答水平加速度は

橋台天端、背面地盤地表面ともに、応答が増加する6秒付近以降で位相差が生じるが、振幅は全体で概ね一致する。位相差が生じた原因としては、大きなせん断ひずみが生じた後の地盤せん断剛性の低下の程度が実験と比較して大きいことが考えられる。また、FEM解析におけるcase①～③の比較を図-5(b)、図-6(b)に示す。図-5(b)より、橋台天端の応答水平加速度は桁質量が小さいケースほど、高周波数成分に対する応答に顕著に現れているが、これを除く低振動数成分は振幅、位相ともに大きな差異はない。また、図-6(b)より、背面地盤地表面の応答水平加速度はcase①～③でほとんど差異はない。これは、橋台の応答が、構造系（上部構造、橋台躯体、基礎）の

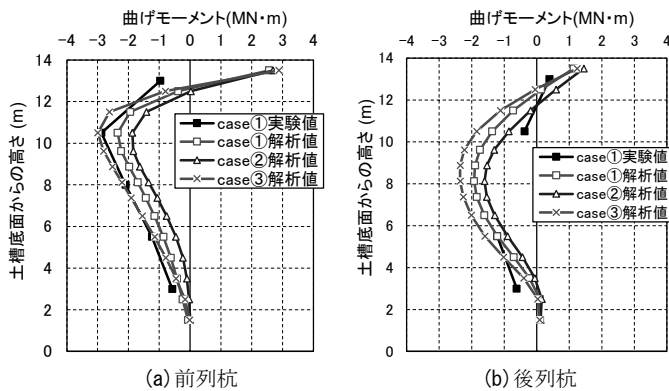


図-9 杭の曲げモーメント分布（最大応答時：5.6s）

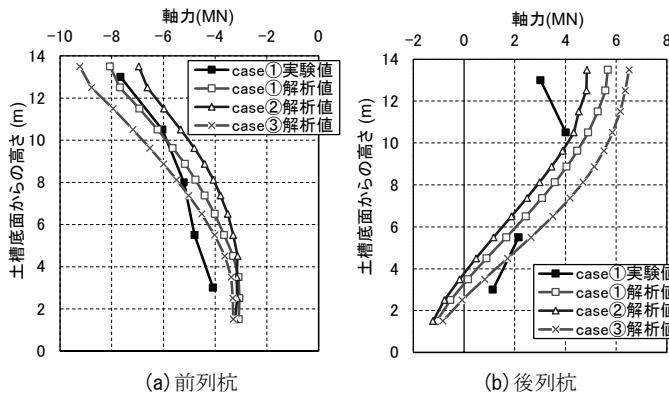


図-10 杭の軸力分布（最大応答時：5.6s）

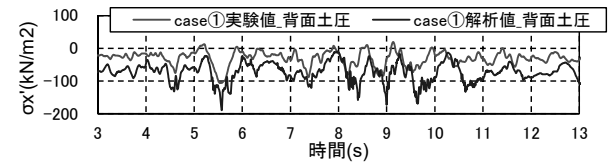
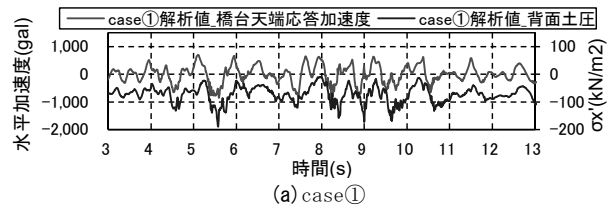
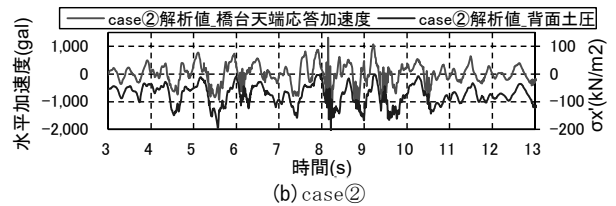


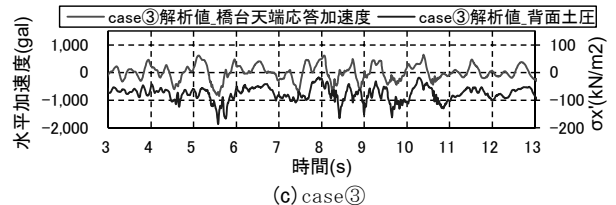
図-11 case①における背面土圧



(a) case①



(b) case②



(c) case③

図-12 背面土圧と橋台応答加速度の位相比較

振動特性による影響を受けにくく、橋台背面土の応答に支配されていることを示唆している。

図-7に橋台天端の水平変位時刻歴、図-8に橋台堅壁の回転角時刻歴を示す。case①の実験値と解析値の比較より、残留変位は解析値が実験値の約1.7倍、残留回転角は解析値が実験値の約0.9倍となった。また、実験値は、8秒付近から回転角が急増し、一方で水平変位の増加が小さくなっている。なお、水平変位、回転角ともに全体で実験値と解析値の波形形状は一致しないが、これは実験時の変位計の固定治具の振動が影響した可能性が考えられる。FEM解析におけるcase①～③の比較より、波形形状は各ケースでほぼ同様であるが、桁質量が大きいケースほど累積する水平変位及び回転角は大きくなる。

図-9に最大応答時（6.0s）における杭の発生曲げモーメント分布を示す。case①における実験値と解析値の比較より、杭中間部において解析値は実験値より若干小さい。また、杭頭部において解析値は前面引張方向の曲げが生じているのに対し、実験値ではほぼ曲げは発生しておらず、実験において杭頭の剛結度が低かった可能性が示唆される。図-1の写真に示すとおり、杭頭部はフーチング部品との摩擦抵抗により固定されており、杭頭部とフーチング間でずれが生じ、曲げモーメントの伝達が弱まったと考えられる。FEM解析におけるcase①～③の比較より、

杭中間部の曲げモーメントは桁質量が大きいケースほど大きくなるが、杭頭部の曲げモーメントは各ケースでほとんど差異はない。図-10に最大応答時（6.0s）における杭の軸力分布を示す。全ケースにおいて、前列杭では圧縮側、後列杭では引張側の軸力が作用している。case①における実験値と解析値の比較より、前列杭では概ね一致するが、後列杭では杭頭部において実験値が小さい値を示す。FEM解析におけるcase①～③の比較より、杭頭～杭中間部にかけては桁質量が大きいケースほど軸力が大きくなり、杭下端では各ケースでほとんど差異はない。

図-11にcase①における実験値と解析値の橋台堅壁の背面土圧を示す。ここで、解析における堅壁背面土圧は堅壁背面に設けたジョイント要素の垂直応力とし、着目位置は橋台天端から深さ5.35mの位置とした。堅壁背面土圧は実験値と解析値で初期値に差があるが、最大応答値が現れる時刻は概ね一致する。橋台にかかる慣性力と背面土圧の位相差を確認するため、図-12にFEM解析におけるcase①～③の背面土圧と橋台応答加速度を示す。各ケースとも、橋台天端応答加速度と背面土圧のピーク時刻は概ね一致する。土圧の最大値は各ケースで大きな差異はなく、約200kN/m²となった。以上より、今回対象としたケースでは橋台にかかる慣性力と背面土圧がほぼ同位相で発生することを確認した。

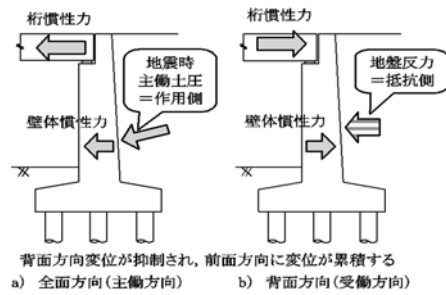


図-13 橋台の地震時挙動の特徴³⁾

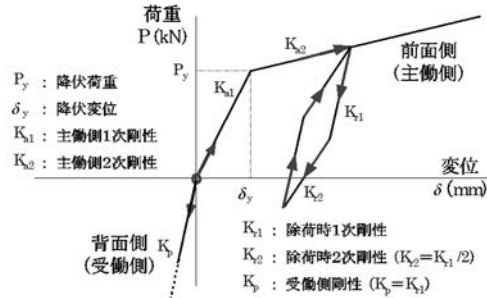
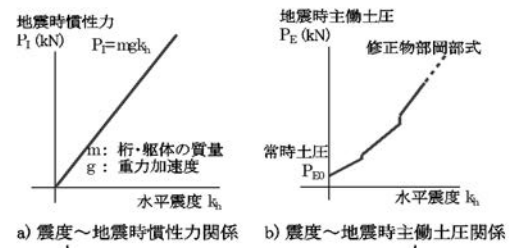
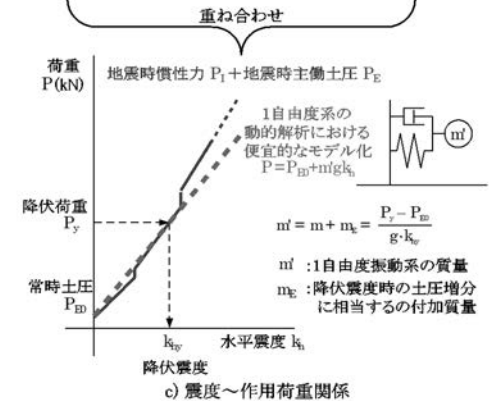


図-14 橋台の抵抗特性のモデル化の考え方³⁾



a) 震度～地震時慣性力関係 b) 震度～地震時主働土圧関係



c) 震度～作用荷重関係

表-6 等価一自由度モデルのパラメータ

ケース	躯体+上部工重量 (kN)	降伏震度時の主働土圧合力 (kN)	静止土圧の合力 PEO (kN)	一自由度系モデル質量 m' (t)	降伏震度 Ky	降伏変位 delta_y (mm)	Ka1 (kN/m)	Ka2 (kN/m)	Kp=Kr1 (kN/m)	Kr2 (kN/m)	主働側 Teqr (s)	受働側 Teqr (s)	減衰係数 c
case①	19924.4	8475.2	5945.0	4238.8	0.540	0.045	498990	74230	1773270	886635	0.58	0.31	17340
case②	13071.2	11125.1	5945.0	2624.7	0.709	0.051	359346	56647	3752611	1876306	0.54	0.17	19849
case③	26795.7	7117.2	5945.0	6286.9	0.453	0.058	485819	79582	1646065	823033	0.71	0.39	20346

4. 等価一自由度モデルによる再現解析

(1) 解析概要

簡易な橋台の地震時応答評価手法として、渡辺ら³⁾は、正負非対称な骨格曲線により橋台前面方向への変形の累積性を考慮した等価一自由度モデルによる解析手法を提案している。ここでは、同モデルを用いて、既往実験及びFEM解析の各ケース (case①～③) に対する再現解析を行った。

橋台の地震時挙動の特徴として、図-13に示すように、橋台前面方向 (主働方向) において、桁と橋台躯体の慣性力及び地震時土圧による作用に対して、橋台躯体及び基礎の抵抗力により抵抗する。一方で、橋台背面方向 (受働方向) においては、桁と橋台躯体の慣性力による作用に対して、橋台躯体及び基礎の抵抗力とともに背面からの地盤反力により抵抗する。等価一自由度モデルでは、この抵抗特性を正負非対称の骨格曲線 (図-14) により考慮し、1自由度系の履歴特性モデルとして時刻歴非線形動的解析を行う。各種の剛性及び降伏荷重は、基礎から上部構造までを一体とした骨組み解析モデルによる静的非線形解析から得られた荷重-変位関係より設定した。

振動系の質量としては、図-15に示すとおり、降

伏震度における地震時土圧に相当する質量分を付加質量として考慮するものとし、次式により算出した。

$$m' = m + m_E = \frac{P_y - P_{E0}}{gK_{a1}} \quad (1)$$

m : 桁・橋台躯体の質量

m_E : 降伏震度時の土圧増分に相当する付加質量

P_y : 降伏荷重で、桁・橋台躯体に作用する慣性力と主働土圧の合力の和

P_{E0} : 常時土圧の合力

K_{a1} : 主働側一次剛性

g : 重力加速度

動的解析に必要な減衰は、ダッシュポットによりモデル化するものとし、減衰定数 h を橋脚と同様の周期依存型として設定した。ダッシュポットの減衰係数 c は次式より算出した。

$$h = \frac{0.04}{T_{eqr}} \quad (0.1 \leq h \leq 0.2) \quad (2)$$

$$T_{eqr} = 2.0\pi\sqrt{m'/K_{r1}} \quad (3)$$

$$c = 2h\sqrt{m'K_{r1}} \quad (4)$$

h : 減衰定数 T_{eqr} : 履歴内等価固有周期

K_{r1} : 除荷時剛性 c : 減衰係数

表-6に本解析に用いたパラメータを示す。等価一

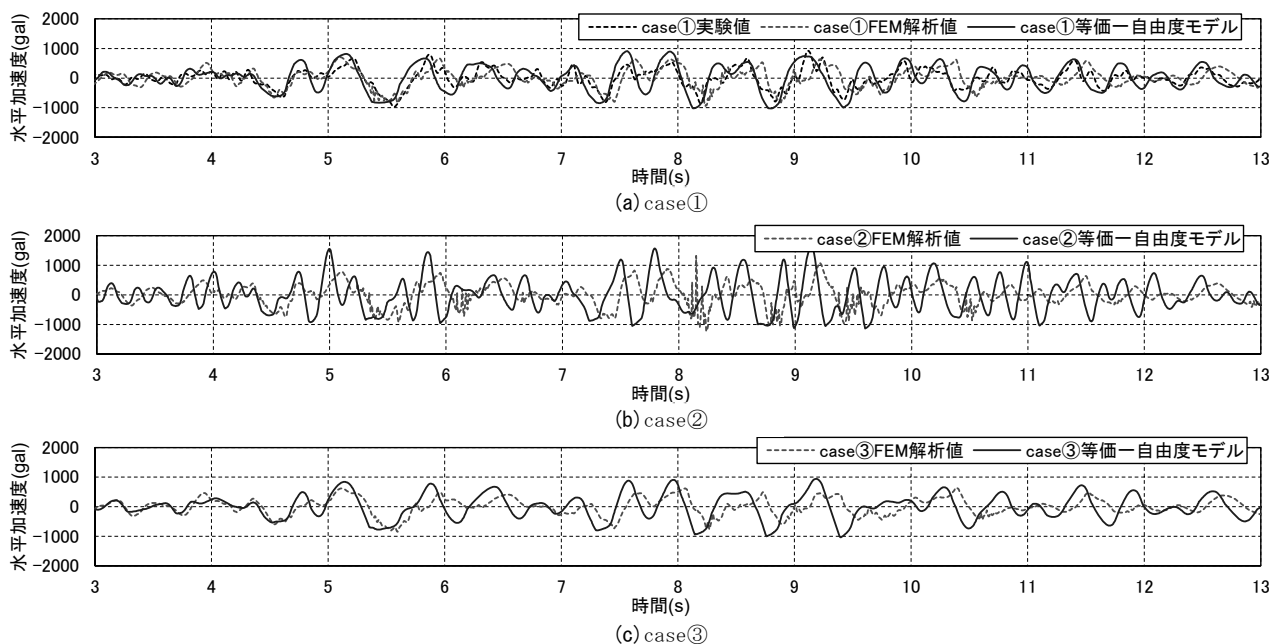


図-16 応答水平加速度時刻歴

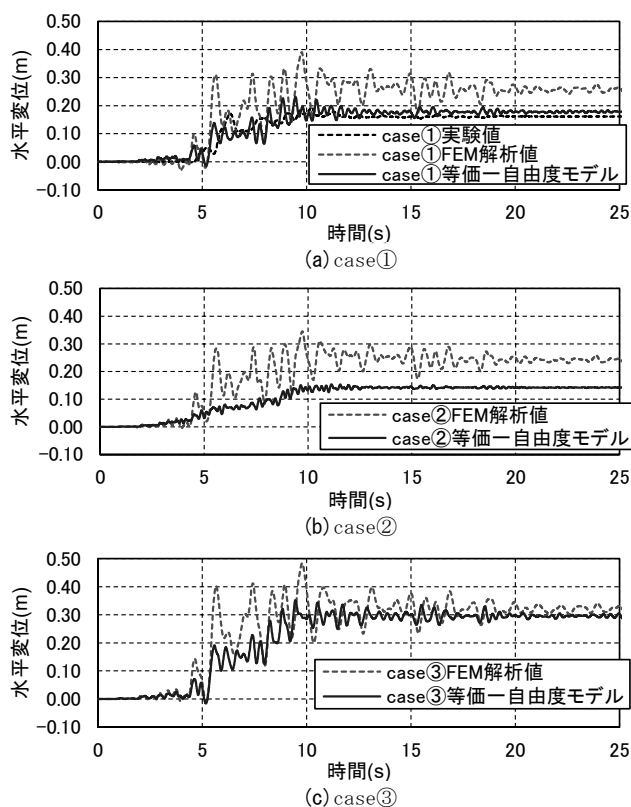


図-17 水平変位時刻歴

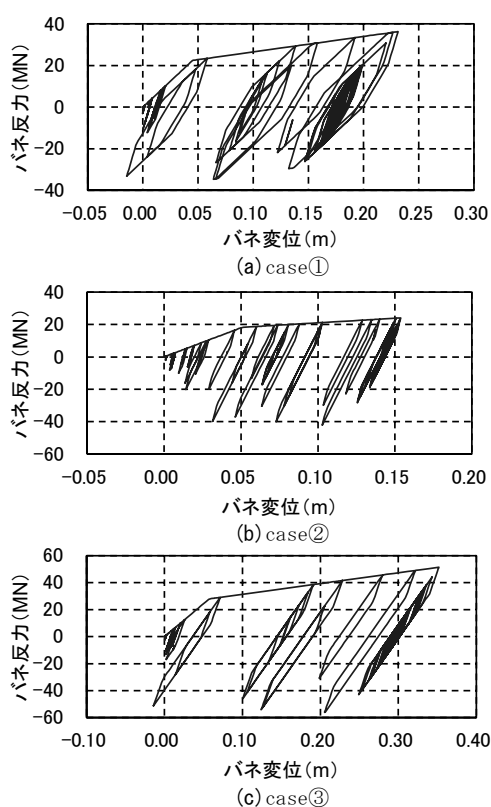


図-18 ばね反力-変位履歴図

自由度モデルに入力する地震動は、橋台前面地盤地表面のL2加振時の応答加速度とし、case①においては実験値、case②③においてはFEM解析値を用いた。なお、実験とcase①におけるFEM解析の前面地盤地表面の応答加速度は概ね一致することを確認した。

(2) 解析結果

各ケースの応答水平加速度時刻歴を図-16に示す。

case①において、等価一自由度モデルによる解析値は、実験値と振幅、位相ともに概ね一致する。FEM解析値とは、6秒付近までは概ね一致するが、それ以降で位相差が生じる。case②において、等価一自由度モデルとFEMの解析結果で波形形状が大きく異なる。case③においては、両者は6秒付近までは概ね一致し、それ以降で若干位相差が生じる。以上より、等価一自由度モデルとFEMの解析結果の比較では、

桁質量が大きいケースほど応答加速度が一致する傾向である。また、各ケースともにFEMに比べて等価一自由度モデルの方が応答加速度が大きくなる傾向であり、さらに、ケースによる応答加速度波形の差異が大きい。

図-17に水平変位時刻歴を示す。ここで、FEM解析値は橋台天端位置の水平変位を示す。等価一自由度モデルによる解析値において主働方向（橋台前面方向）に累積する変位が再現されており、図-18のばね反力-変位履歴図より主働側で降伏に達することにより変位が増大するのが確認できる。

さらに、等価一自由度モデルとFEM解析の応答変位波形を比較すると、全ケースにおいて、等価一自由度モデルは振幅が小さく、周期が短い傾向である。また、いずれのケースもFEMに比べて等価一自由度モデルの応答変位は小さい。これは、FEM解析において、地盤のせん断剛性低下に伴う橋台基礎の剛性低下により、橋台の応答が長周期化するとともに、変位が大きくなったためと考えられる。

また、図-17より、等価一自由度モデルの残留変位はFEMの解析値と比べ、**case①**では約0.70倍、**case②**では約0.59倍、**case③**では約0.92倍小さく、桁質量が大きいケースほど残留変位が一致する傾向である。また、**case②**と**case③**の残留変位の比較より、等価一自由度モデルでは、約2.1倍の差があるのに対して、FEM解析では約1.3倍の差であり、等価一自由度モデルでは上部構造質量の変化が応答に与える影響が大きいことが確認できる。

以上より、等価一自由度モデルにおいては、構造系（上部構造、橋台躯体、基礎）の振動特性が橋台の応答に大きく影響することがわかる。一方で、実験及びFEM解析の結果より、本研究で対象とした橋台の地震時応答は橋台背面土の挙動が支配的であり、構造系の振動特性の違いが応答に与える影響は比較的小さいと考えられる。よって、構造系の振動特性に対する感度の差が、等価一自由度モデルによる再現性低下の原因となることが考えられる。

5. まとめ

本研究では、橋台の地震時挙動を適切に考慮した実務的なレベル2地震動に対する設計法の確立に向けた基礎資料を得るため、橋台の振動特性が異なる複数のケースを対象に、等価一自由度モデルによる応答評価の適用性を検証した。

検証結果より、等価一自由度モデルでは、今回対象としたケースにおいて、桁質量が大きい場合は、加速度、変位に対して一定の再現性を持つことが確

認できた。一方で、FEM解析結果より、橋台の地震時応答は橋台背面土の挙動が支配的であり、各ケースの応答の差異は比較的小さかったが、等価一自由度モデルによる解析では構造系の振動特性に大きく影響を受け、桁質量が小さいほど、再現性が低くなることがわかった。

今後は、地盤条件や地震動特性などその他の条件が橋台の地震時応答に与える影響について、データを蓄積するとともに、解析による応答評価の適用性を確認し、実務的な橋台のレベル2地震動に対する設計法の確立に向けて引き続き検討を進める予定である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，pp.243.250，2017.11
- 2) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，pp.150-152，2012
- 3) 渡辺健治，西岡英俊，神田政幸，古関潤一：動的応答特性の違いを考慮した擁壁および橋台の耐震設計法，鉄道総研報告，Vol.25，No.9，pp.31-38，2011.
- 4) 有馬俊，澤田守，谷本俊輔，大住道生：地盤と橋台の地震時応答に関する動的遠心模型実験，土木技術資料，第62巻，第9号，pp.20-23，2020