

地盤－橋全体系の地震応答解析による 性能照査に関する基礎的研究

石井 洋輔¹・片岡 正次郎²

¹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番地）

²正会員 博（工）国土技術政策総合研究所 道路地震防災研究室長（〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地）

1. はじめに

橋梁の基礎構造物の耐震設計および耐震補強設計は、地盤との動的相互作用を性能照査に取り入れることで、合理的な設計が可能となるものがある。これは、橋梁の基礎構造物に地震動が作用する際、入力損失効果が確認されており¹⁾、基礎構造物と地盤の動的相互作用が働くことで、構造物に作用する地震動が低減する効果を期待するものである。

橋梁の基礎構造物と地盤の動的相互作用を考慮できる解析手法の一つに、周辺地盤と構造物を一体のモデルとし、工学的基盤面に地震動を入力する解析手法²⁾（以下、「地盤－橋全体系の地震応答解析」という。）がある。この解析手法は、入力損失の特性が自動的に考慮され³⁾、より合理的な設計が可能になると考えられる。しかし、道路橋では、地盤－橋全体系の地震応答解析を行った事例は少なく、地盤と橋を全体系でとらえた際の基礎構造物や地盤の応答の再現性は、必ずしも検証されていない。

地盤－橋全体系の地震応答解析は、一般に不確実性が多いとされている地盤を対象とすることから、得られる地震応答の再現性が不明瞭であると考えられる。平成29年道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁴⁾では、動的解析の中でも、特に非線形時刻歴応答解析を行う場合は、適切にモデル化を行うことが求められており、モデル化が適切であるかどうかを確認するのが良いとされている⁴⁾。動的解析を行うためには、解析に用いるモデルの再現性を確認した上で解析結果を吟味することが重要である。動的解析手法の再現性を確認する方法として、地震応答記録を用いる手法がある⁵⁾。この手法は、地震応答記録という正值をもとに再現性の確認ができることから、一定の精度でモデルの再現性が確認できると考えられる。

本検討は、まず、地盤－橋全体系の地震応答解析の再現性を確認するため、解析対象となる道路橋で得られた地震記録を入力地震動とした地震応答解析

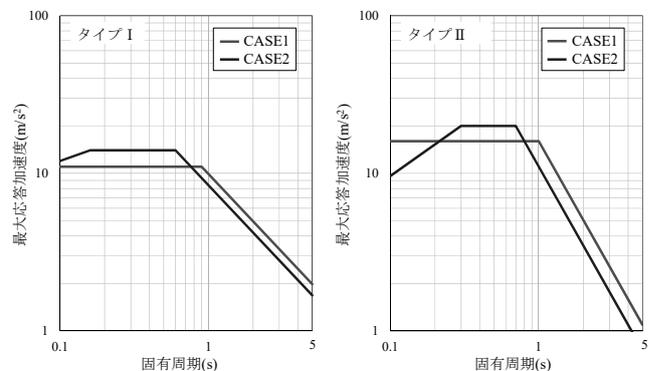


図-1 検討対象とした地震動の加速度応答スペクトル

を行い、構造物の応答値と解析値を比較することで再現性を確認した。

その後、解析モデルに非線形性を考慮し、基盤面にレベル2地震動相当の地震動を入力する地盤－橋全体系の地震応答解析を実施した。解析より、杭や上部構造の応答値、周辺地盤の最大せん断ひずみを算出した。地盤－橋全体系の地震応答解析の結果を踏まえ、地盤－橋全体系で耐荷性能の照査を行う際の留意点を考察した。

2. 入力地震動

地盤－橋全体系で解析を行う際に、レベル2地震動相当の地震動を基盤面から入力するため、検討用の地震動の加速度応答スペクトルを設定した。本検討で取り扱う地震動の加速度応答スペクトルを図-1に示す。CASE1は、過去の地震で、耐震設計上の基盤面⁴⁾で得られた波形の加速度応答スペクトルより設定したものである。CASE2は、基盤面の地震動として実務で地盤の解析を行う際にもしばしば用いられている、道路橋示方書⁴⁾の標準加速度応答スペクトル（I種地盤）を用いた。

入力地震動のもととなる強震記録は、2011年東北

表-1 入力地震動の諸元

	地震	強震記録	名称
タイプ I	2011年東北地方太平洋沖地震	開北橋EW	C1:KAI C2:KAI
	2011年東北地方太平洋沖地震	山崎震動観測所NS	C1:YAM C2:YAM
タイプ II	1995年兵庫県南部地震地震	神戸海洋気象台NS	C1:KOB C2:KOB
	1995年兵庫県南部地震地震	大阪ガス葺合NS	C1:GUS C2:GUS

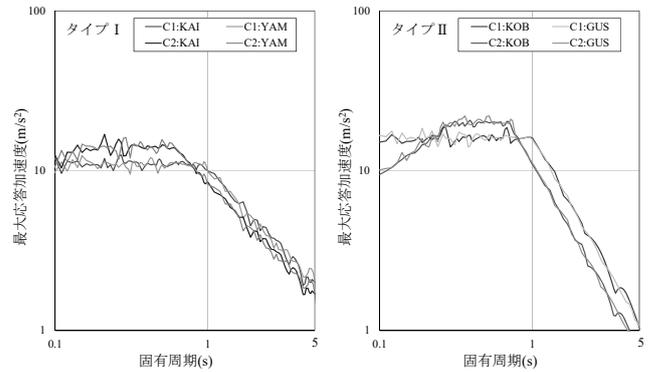


図-2 入力地震動の加速度応答スペクトル

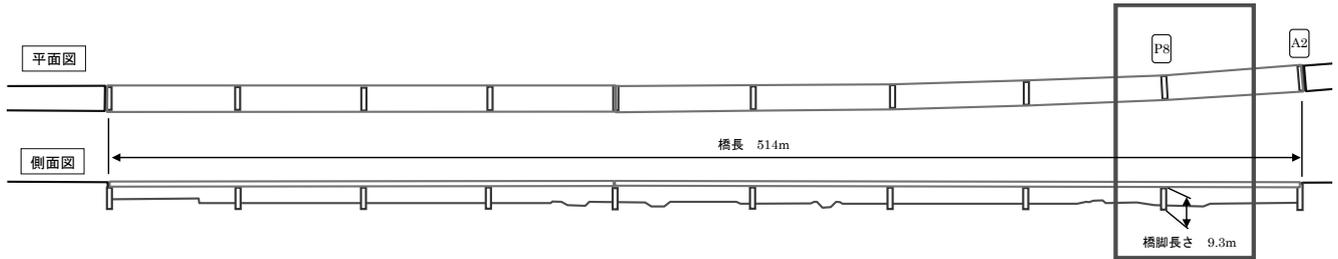


図-3 検討対象とした道路橋の概要図

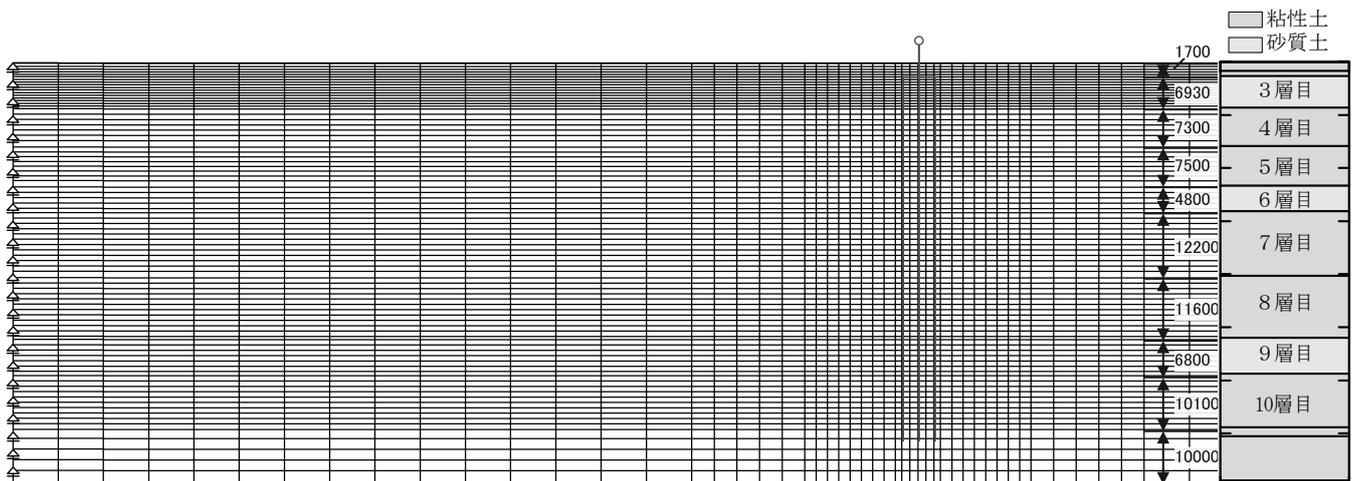


図-4 地盤-橋全体系の地震応答解析に用いる解析モデル (右側省略)

地方太平洋沖地震と1995年兵庫県南部地震の強震記録を対象とした。対象とした強震記録の諸元を表-1に示す。基盤面の入力地震動を作成するため、まず、表-1に示した地震動を改良FDEL⁹⁾を用いて耐震設計上の基盤面⁴⁾である $V_s=300(\text{m/s})$ 以上の地盤まで引き戻した。作成した基盤面の地震動をCASE1および2にスペクトルフィッティングさせ、解析に用いる入力地震動を作成した。作成した地震動の加速度応答スペクトルを図-2に示す。本検討は、表-1に示したレベル2地震動タイプI (以下、「タイプI」という。)の2波、レベル2地震動タイプII (以下、「タイプII」という。)の2波をそれぞれ図-1の加速度応答スペクトルにフィッティングさせた8波の地震動を対象とした。入力地震動は、フィッティングさせた加速度応答スペクトルを踏まえ、表-1の名称とした。

表-2 対象とした道路橋の諸元

橋梁形式	鋼5径間連続鋼床版2主桁橋
地盤種別	III種地盤
供用開始	2003年
P8橋脚の構成	
支承	積層ゴム支承
橋脚	RC橋脚
基礎構造	場所打ち杭
解析条件	
上部構造重量	4,820 (kN)
橋脚柱重量	1,791 (kN)
フーチング重量	3,457 (kN)
支承条件	固定

3. 対象構造物および周辺地盤のモデル

本検討は、解析手法の再現性を確認するため、強

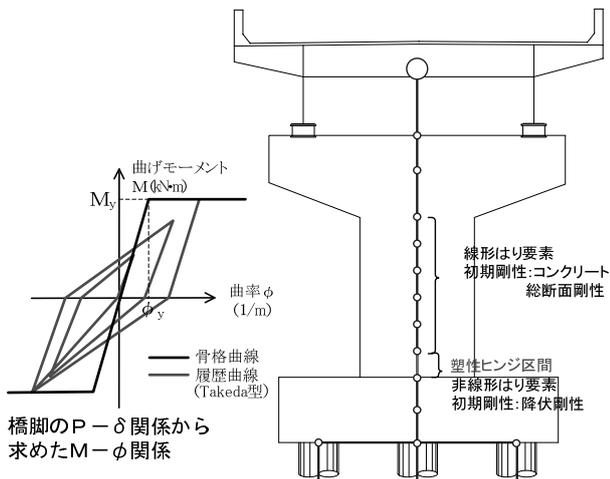


図-5 橋脚のモデル化

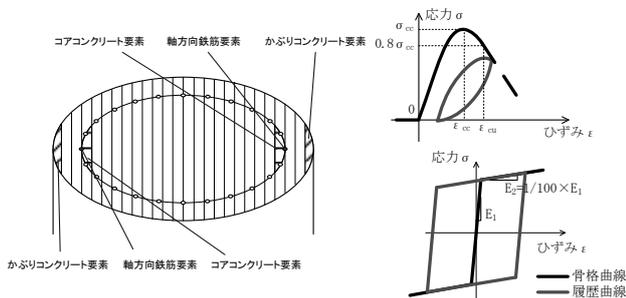


図-6 杭のモデル化

震観測を実施しており、杭基礎を有する鋼5径間連続鋼床版2主桁の道路橋を対象とした。この道路橋の地盤と橋脚で同時に地震観測を実施しているP8橋脚を地盤一橋全体系の地震応答解析の対象とした。対象とした道路橋の概要図を図-3に示し、道路橋の諸元を表-2に示す。このP8橋脚を対象に、周辺地盤一基礎構造一橋脚一上部構造系の動的解析モデル（以下、「解析モデル」という。）を作成した。解析モデルを図-4に示す。解析モデルは、地盤は平面ひずみ要素でモデル化し、地盤の広がりには基盤面までの深さの2倍とした。橋の上部構造は線形はり要素、フーチングは線形はり要素、杭は耐震設計で使用頻度の高いファイバー要素でモデル化した。なお、解析モデルは2次元であり、橋軸直角方向を検討対象方向とした一方向入力である。支承は、固定であり、橋軸直角方向を対象としたためモデル化をしなかった。

対象とした道路橋は、耐震設計上の地盤種別⁴⁾でⅢ種地盤に分類される地盤に架橋されており、P8橋脚に位置する地質の分類は、図-4に示すとおりである。3層目、6層目、9層目に砂質土に分類される軟弱地盤の層が確認されている。基盤面は11層目の底面に位置し、約80m付近でN値50を示している。

図-5に非線形性を考慮した橋脚のモデルを示す。橋脚の非線形性は、初降伏を超過する応答が生じることが予想されるため、平成14年道路橋示方書・同解説V耐震設計編の参考資料⁷⁾に記載された、式(1)～(3)を基にモデル化した。具体的には、P-delta関係

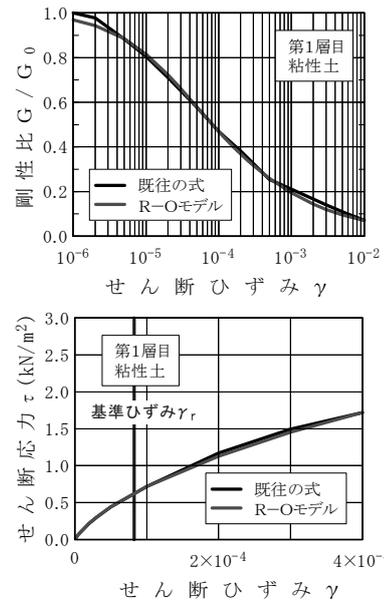


図-7 R-Oモデルのフィッティングの例

から求められるM-phi関係を塑性ヒンジ部に考慮し、塑性ヒンジ部以外はコンクリート総断面剛性の2次元線形はり要素とした。塑性ヒンジ長は、既設橋であることを踏まえ、平成14年道路橋示方書⁷⁾の算出方法で求めた。なお、橋脚柱部の塑性ヒンジ区間の非線形性は、完全バイリニア型のTakedaモデルを用いた。

$$M_y = P_y \left(h - \frac{L_p}{2} \right) \quad (1)$$

$$\phi_y = \left(\frac{\delta_{py}}{h - L_p/2} \right) / L_p \quad (2)$$

M_y : 非線形はり要素中央の降伏曲げモーメント (N・mm)

P_y : 橋脚の降伏水平耐力 (N)

h : 橋脚基部から上部構造の慣性力作用位置までの距離 (mm)

L_p : 塑性ヒンジ長 (mm)

ϕ_y : 非線形はり要素中央の降伏曲率 (1/mm)

δ_{py} : 降伏変位のうち塑性ヒンジ領域の弾性変形によって上部構造の慣性力作用位置に生じる水平変位 (mm)

$$\delta_{py} = \delta_y - \delta_{ey} \quad (3)$$

δ_y : 降伏水平変位 (mm)

δ_{ey} : 塑性ヒンジ区間以外の脚中部の弾性変形によって上部構造の慣性力の作用位置に生じる水平変位 (mm)

図-6に非線形を考慮した杭のモデルを示す。杭は、ファイバー要素を用い、コアコンクリートとかぶりコンクリート、軸方向鉄筋の3要素に分けてモデル化した。なお、コンクリートの応力度-ひずみ関係は、通常の設計での考え方と同様に考え、かぶり・コアコンクリート共に拘束効果の影響を考慮した応

表-3 各層の地盤のパラメータ

		初期せん断 弾性係 G_0 (kN/m ²)	基準ひずみ γ_r	最大減衰 定数 h_{max}
第1層	粘性土	1.531E+4	8.2242E-5	0.200
第2層	粘性土	2.033E+4	2.2399E-4	0.200
第3層	砂質土	3.175E+4	2.6900E-4	0.290
第4層	粘性土	2.842E+4	1.2886E-3	0.200
第5層	粘性土	3.895E+4	1.6358E-3	0.200
第6層	砂質土	3.585E+4	6.1249E-4	0.280
第7層	粘性土	6.168E+4	2.1821E-3	0.200
第8層	粘性土	9.075E+4	2.5061E-3	0.200
第9層	砂質土	8.003E+4	1.1001E-3	0.270
第10層	粘性土	9.402E+4	2.9052E-3	0.200
第11層	粘性土	1.561E+5	9.5639E-4	0.264

力-ひずみ関係を用いた。コンクリートの応力度-ひずみ関係は、六車モデルを履歴則とした指数関数型、軸方向鉄筋の応力度-ひずみ関係は、バイリニア型とした。軸方向鉄筋の1次勾配は、一般的に用いられる値と解析安定性を考慮し、1次剛性の1/100とした。

地盤の非線形性を考慮するため、地盤の動的変形特性は、N値より既往文献^{8)~12)}で提案されている算出式で求めた値を用いた。地盤の非線形性を示すモデルは、R-Oモデルを用いた。R-Oモデルは、初期せん断弾性係数 G_0 と基準ひずみ γ_r 、最大減衰定数 h_{max} を入力することでモデル化を行うものであり、対象地盤の各層の $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線、 $\tau \sim \gamma$ 曲線と、R-Oモデルをフィッティングさせ、それぞれの値を算出した。対象とした地盤の第1層目でフィッティングした例を図-7に示す。また、各層の初期せん断弾性係数 G_0 と基準ひずみ γ_r 、最大減衰定数 h_{max} を表-2に示す。なお、初期せん断弾性係数 G_0 は、各層内の分布を式(4)より考慮した¹³⁾。

$$G_0 = A \times \sigma_m^{0.5} \quad (4)$$

G_0 : 初期せん断弾性係数
 A : 係数 (沖積砂礫土:831, 沖積粘性土:448)
 σ_m : 有効拘束圧

4. 実測記録を用いた地震応答解析

地盤-橋全体系の地震応答解析の再現性を確認するため、対象橋梁で実測された強震記録を入力地震動とした地震応答解析を行った。なお、解析モデルは、3.と同様のモデルを用いているが、実測記録を用いた解析では、計測震度3相当の地震動を入力するため、初降伏相当の応答は生じていないと考えられる。そこで、橋脚に非線形化は生じないと考え、図-5の橋脚の塑性ヒンジ区間は考慮せず、橋脚柱全体を2次元線形はり要素でモデル化した。

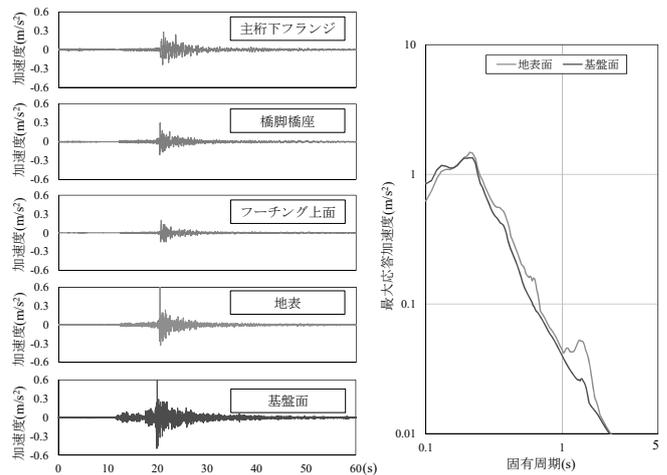


図-8 対象橋梁で得られた実測値と基盤面の記録

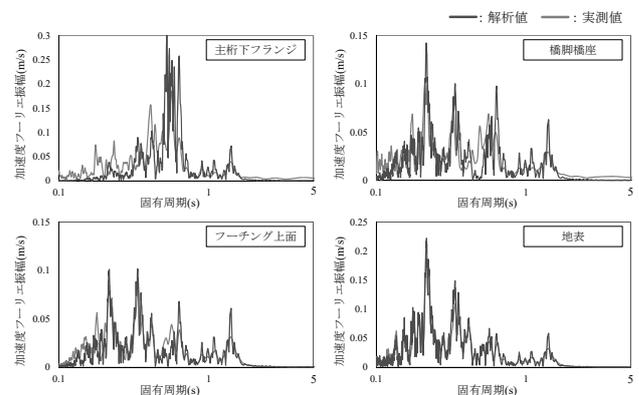


図-9 それぞれの解析値と実測値のフーリエスペクトルの比較

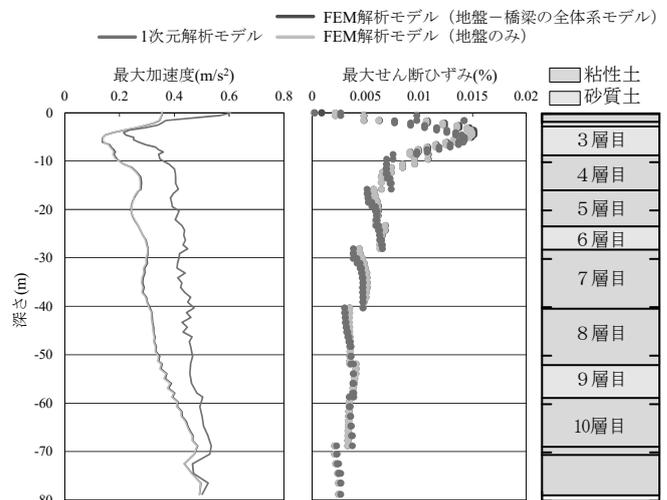


図-10 地盤の最大加速度と最大せん断ひずみ

(1) 入力地震動

対象とする地震動は、2017年11月11日 1:38の宮城県沖を震源とした地震(気象庁マグニチュード4.7)で観測された波形を用いた。解析モデルに入力するため、地表面で得られた波形を等価線形化法を用いて、対象地盤の基盤面まで引き戻した。対象とした道路橋の周辺地盤や橋脚等の4地点で得られた波形と基盤面まで引き戻した波形、地表と基盤面まで引

き戻した波形の加速度応答スペクトルを図-8に示す。地表面の波形は、パルス状であり、構造物の応答波形も同様の傾向がみられている。図-8より、基盤面の波形は、地表面波よりも短周期成分が大きく、固有周期1秒付近では小さくなる傾向が見られる。実測記録を用いた解析は、この基盤面の地震動を解析モデルに作用させた。

(2) 実測記録を用いた地震応答解析

解析手法の予測精度の確認として、対象とした道路橋で実際に観測された地震記録（実測値）と解析値を比較した。図-9は、主桁下フランジ、橋脚橋座、フーチング上面、地表面の解析値と実測値の加速度フーリエスペクトルを比較したものである。地表面のフーリエスペクトルは、実測値と解析値がほぼ一致しており、解析結果を十分に再現できている。地表面以外では、フーチング上面は、0.2秒付近のピークが無くなっていることや、主桁下フランジではピークが現れる周期帯がずれているなど、地表面と比較して再現性が良くない。しかし、実測値と多少のずれはあるものの、ピークの周期を捉えていることから、本検討で構築した地盤一橋全体系のモデルは、おおむね再現性があることが考えられる。

図-10は、周辺地盤の深さ方向の解析結果である。解析モデルで行った解析結果を、構造物を無視した自由地盤のみの解析結果、および1次元波動伝播解析結果と比較した。図-10より、地盤内の最大加速度分布は、1次元波動伝播解析結果とそれ以外で差がある結果となった。これは、地表面で観測した強震記録に見られた、パルス状の波形が原因と考えられる。ただし、地盤の最大せん断ひずみ分布は3つの解析手法で差はほとんどなく、線形域の地盤一橋全体系の解析では、地盤の全体系の挙動を捉えることができていると考えられる。

5. 地盤一橋全体系の地震応答解析

2. で示した基盤面の地震動と、3. で作成した解析モデルを用いて、地盤一橋全体系の地震応答解析を実施した。

図-11は、解析より得られた地表面の加速度応答スペクトルである。タイプI、タイプIIの地表面の加速度応答スペクトルは、短周期成分が小さく、長い周期が大きくなっている。タイプIIは、タイプIと比較して固有周期1秒付近で卓越している。設定した加速度応答スペクトルのCASE1と2で大きな差はみられていない。一方、図-2に示した入力地震動より全体的に小さいスペクトルになっている。この理由として、III種地盤を対象としていることから、軟弱地盤により地震動が低減し、地震動が比較的長い周期になったことが考えられる。これより、レベル2地震動を解析モデルに入力すると、軟弱地盤の影響を大きく受けることが考えられる。

図-12は、橋脚柱基部の曲げモーメントを示して

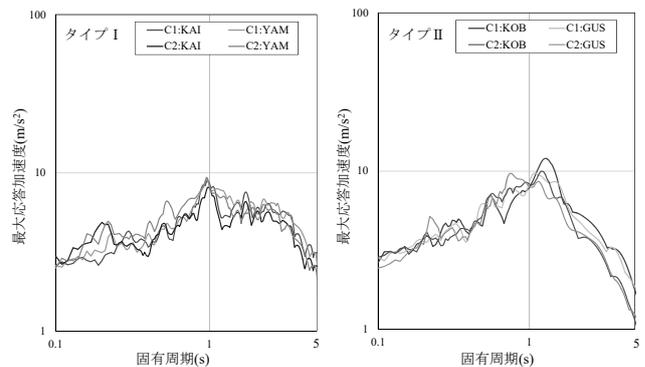


図-11 解析より得られた地表面の加速度応答スペクトル

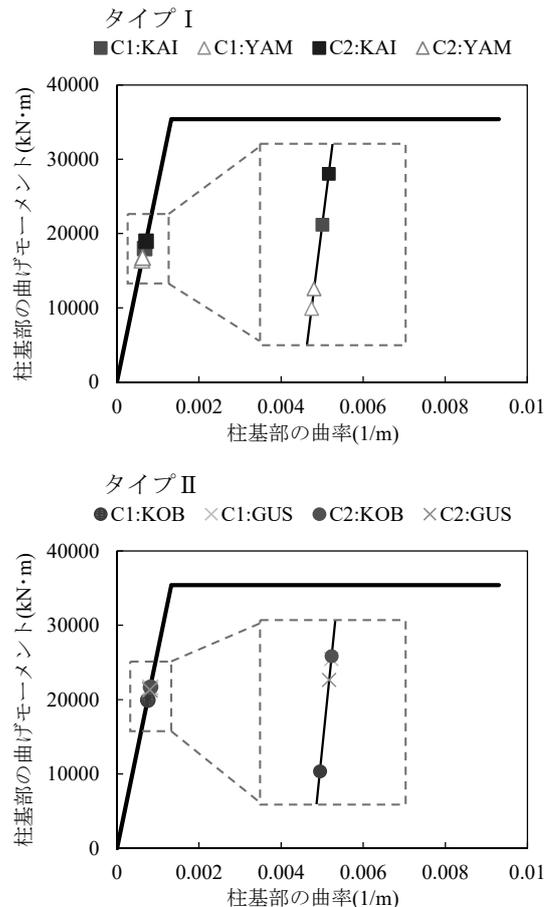


図-12 橋脚柱基部の曲げモーメント

いる。図の黒線は、橋脚柱基部の降伏曲げモーメントを示している。図-12より、本解析で実施した結果は、降伏はしておらず、限界状態にも至っていないことが分かる。これは、タイプIの波形、タイプIIの波形を入力した場合でも同様の傾向がみられ、入力地震動によっても変わらなかった。タイプIの波形による応答は、CASE1にフィッティングさせた地震動を入力した解析結果の方が小さい傾向にあり、タイプIIの波形は、CASE2にフィッティングさせた地震動を入力とした解析結果の方が小さい傾向がある。

図-13、-14は、それぞれの波形を入力した際の上部構造の応答である。タイプIの波形を入力した結

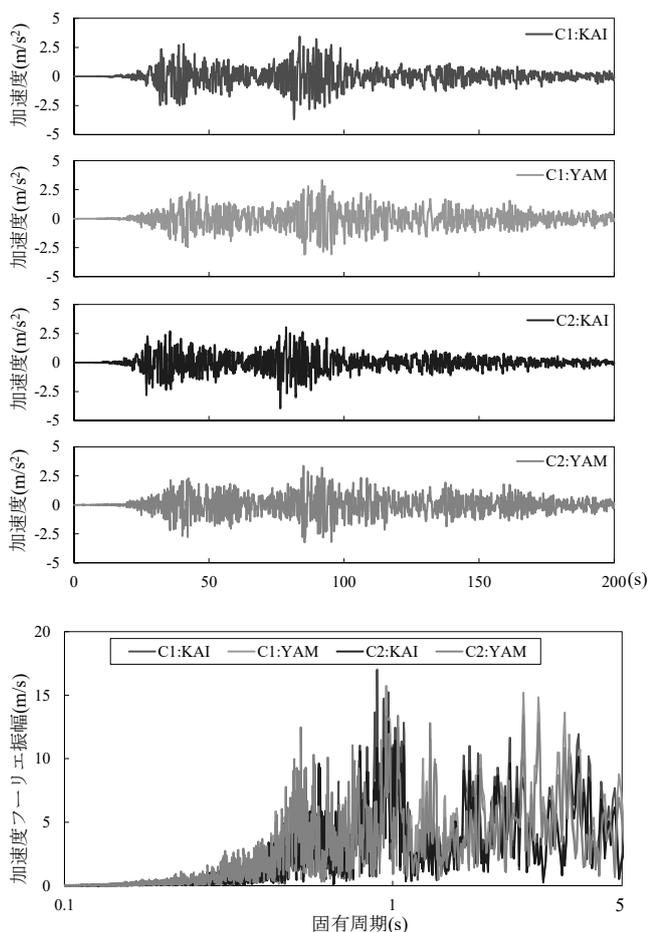


図-13 上部構造の応答と加速度フーリエスペクトル (タイプI)

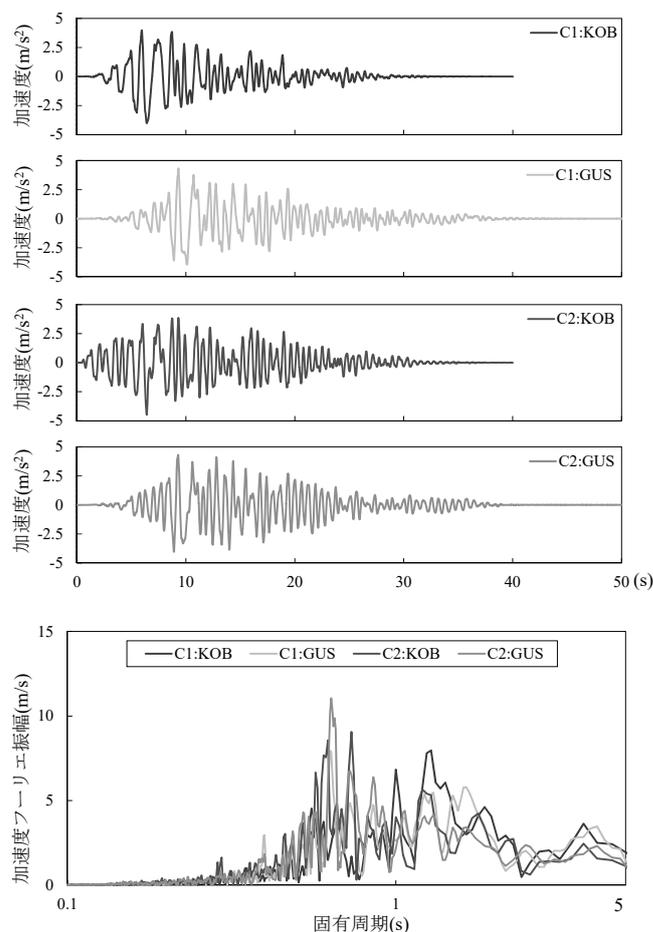


図-14 上部構造の応答と加速度フーリエスペクトル (タイプII)

果を図-13に示し、タイプIIの波形を入力した結果を図-14に示す。解析結果は、タイプI、タイプIIとも最大加速度が 5m/s^2 未満であり、レベル2地震動相当が作用したと考えると、比較的小さい応答が得られている。タイプIIのGUSの波形を入力した解析結果は、波形が10秒付近で乱れていることが分かり、地盤が滑るような波形が得られている。加速度フーリエスペクトルは、卓越する周期が入力地震動ごとの違いは現れず、ほぼ同じ結果となった。

図-15、-16は、地盤一橋全体系の解析より得られた杭と周辺地盤の応答である。タイプIの波形の解析結果を図-15、タイプIIの波形の解析結果を図-16に示す。タイプIの結果とタイプIIの結果を比較すると、全体的にタイプIIを作用させた方が地盤の最大加速度と最大せん断ひずみが大きな値となっている。杭の応答は大きな差がみられていない。フィッティングした加速度応答スペクトルの違いに着目すると、地盤の最大せん断ひずみと杭の応答は、CASE1にフィッティングさせた地震動が比較的大きな値を示している。

杭のせん断力に着目すると、タイプI、タイプIIとも、3、6、9層目で比較的大きくなっており、それ以外の地層では 500kN 未満である。杭の曲率も同様の傾向がみられるが、こちらは6層目で大きくなっており、せん断力と比較すると顕著な変化を示してい

る。杭の応答が軟弱地盤の層で大きくなる現象は、地盤の最大せん断ひずみが原因であると考えられる。地盤一橋全体系の地震応答解析を用いた性能照査は、地盤の最大せん断ひずみが杭の解析結果に大きく影響を与えることが考えられ、この影響を精度よく考慮できることが重要である。

地盤の最大加速度は、地表になるにつれて全体的には減少している。タイプIIの解析結果に着目すると、基盤面に近い層では、最大加速度に差がみられていたが、地表に近い層になるにつれて加速度の大きさに差がなくなる傾向にある。また、地盤の最大せん断ひずみは、3、6、9層目の砂質土の層で大きくなっている。この結果から、軟弱地盤の層で地盤の最大せん断ひずみが大きくなる影響より、地震動が伝達できない現象を表現していることが考えられる。図-13、-14で示した上部構造の加速度が小さくなっている現象は、軟弱地盤によって地震動が低減したことが原因であると考えられる。一方、レベル2地震動相当の地震動が作用したにもかかわらず、上部構造の最大加速度が 5m/s^2 未満とは考えにくい。本検討で構築したモデルは、レベル2地震動相当が作用した際の応答を十分に再現できていない可能性があり、特に地盤の非線形性の再現に課題があることが考えられる。

地層ごとの地盤の最大せん断ひずみの変化に着目

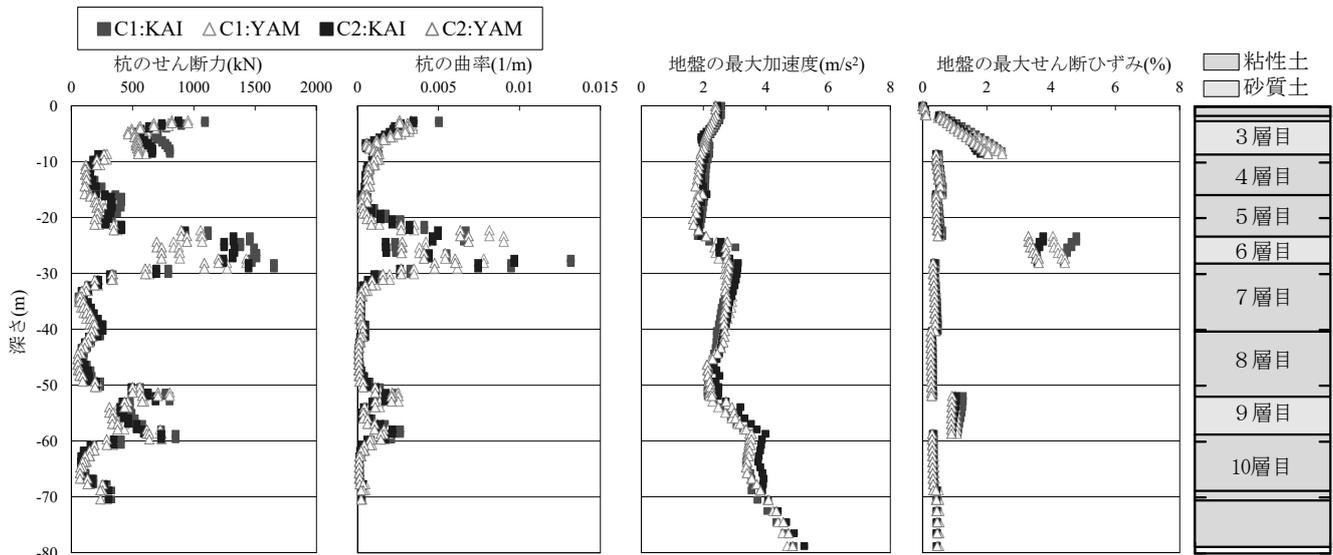


図-15 杭のせん断力・曲率と地盤の最大加速度・最大せん断ひずみ (タイプI)

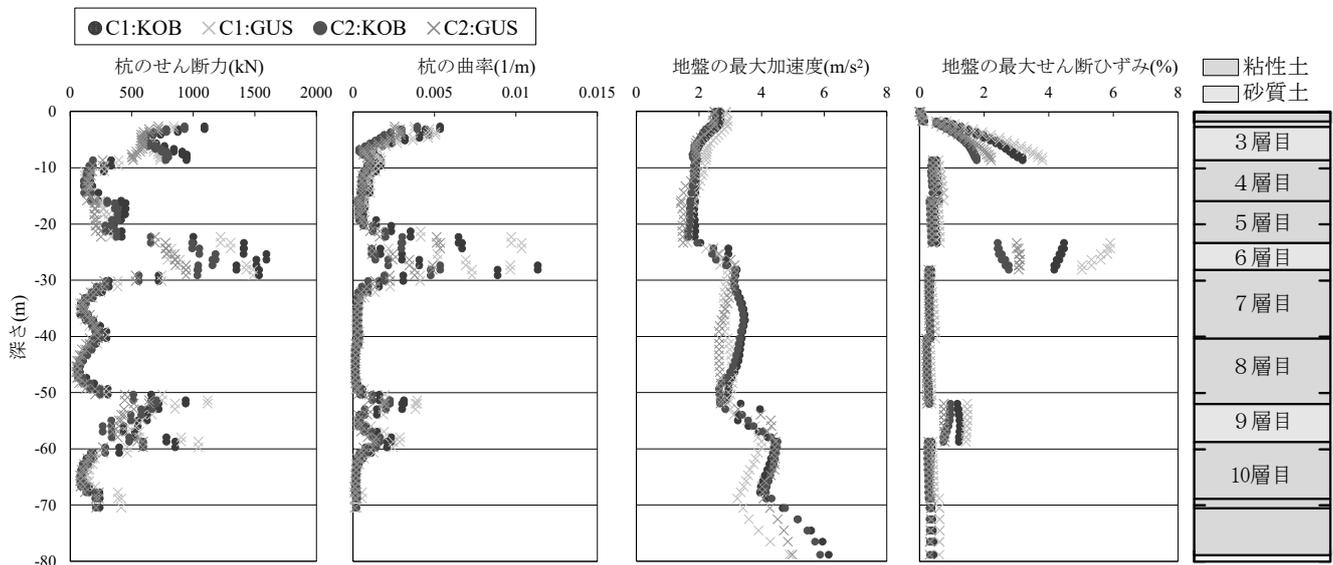


図-16 杭のせん断力・曲率と地盤の最大加速度・最大せん断ひずみ (タイプII)

すると、軟弱地盤の層で値が急に変化している。実際の地盤の状況は、層境界で地盤の物性が一転することは考えられないので、実現象をモデル化できていないことが考えられる。軟弱地盤を含む地盤-橋全体系の地震応答解析を行う場合は、地盤の非線形性を示す動的解析モデルの設定やメッシュの粗度、層境界の設定に課題があることが考えられる。

- ① 地盤の非線形性を精度よく再現できるようにする動的解析モデルの設定
- ② ①を踏まえた地盤-橋全体系の照査に用いる地盤パラメータの設定および設定に必要な地質調査の内容
- ③ 解析手法を適用できる道路橋の確認
- ④ 実務に用いた場合の影響の把握

6. 今後の課題

今後、地盤-橋全体系の地震応答解析の再現性を検証する。具体的には、地盤のデータが十分に得られており、地震で基礎構造物が被災した橋梁を対象に再現解析を実施し、実際の被災状況と照らし合わせることで、再現性を検証する予定である。地盤-橋全体系の地震応答解析を用いた性能照査の提案に向け、以下の検討を実施する。

参考文献

- 1) 中尾吉宏, 片岡正次郎: 道路橋杭基礎における地震動の入力損失効果の基礎的検討, 第19回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 423-428, 2016
- 2) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計基準・同解説 耐震設計, 2012
- 3) 寶地雄大, 室野剛隆: 杭基礎による入力損失効果の実務的評価手法の提案, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 73, No. 2, 473-482, 2017

- 4) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2017
- 5) (公社)土木学会：性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会活動報告書，2018
- 6) 末富岩男，吉田望：周波数依存型地盤応答解析におけるパラメータの最適化のための一検討，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol. 72, No. 4（地震工学論文集第35巻），I_177-I_187, 2016
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002
- 8) 建設省土木研究所：地盤の地震時応答特性の数値解析法-SHAKE:DESRA-，土木研究所資料第1778号，1982
- 9) 岩崎敏男，龍岡文夫，高木義和：地盤の動的変形特性に関する実験的研究(Ⅱ)，土木研究所報告，Vol.153-2，1980
- 10) 岩崎敏男，龍岡文夫，高木義和：地盤の動的変形特性に関する実験的研究(Ⅱ)，土木研究所報告，Vol.153-2，1980
- 11) 岩崎敏男，常田賢一，吉田清一：沖積粘性土の動的変形・強度特性について，土質工学研究所発表会，Vol.15,pp.625-628，1980
- 12) 横田耕一郎，龍岡文夫：不攪乱洪積粘土のせん断変形係数について，土木学会年次学術講演概要集，Vol.32,pp.257-258，1982
- 13) 吉田望：1995年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析，地盤工学会誌，土と基礎，pp.49~54, 1995