

簡易組立式仮設橋梁の液状化時の耐震性に関する検討

清宮理¹・小林博之²・古川哲哉²・安同祥³

¹フェロー会員 早稲田大学名誉教授、ジェコス(株) (〒103-0007東京都中央区日本橋浜町2-31-1)

E-mail : k9036@waseda.jp

²ジェコス (株) 橋梁事業部 (〒103-0007東京都中央区日本橋浜町2-31-1)

E-mail : hi-kobayashi@ma.gecoss.co.jp

²正会員 ジェコス (株) 橋梁事業部 (〒103-0007東京都中央区日本橋浜町2-31-1)

E-mail : t-furukawa@ma.gecoss.co.jp

³正会員 泰福 (株) (〒169-0073 東京都新宿区百人町 1-13-27-2039)

E-mail : antongxiang@ybb.ne.jp

橋の架替工事期間中に設置する簡易組立式仮設橋梁（以後、仮設橋梁とする）の耐震設計は、設置期間が短いことから、設計水平震度 K_h を0.2として静的照査法により行ってきた。都市部の鉄道や高速道路に隣接する仮設橋梁は、地震による損傷が交通網に大きな影響を与えると思われる、高い耐震性能の照査が求められる場合がある。そこで現在一般的に使用される仮設橋梁を対象に、道路橋示方書¹⁾に示される計算法を用いて液状化時の耐震性能の検討を行ったので計算結果について報告する。

Key words: temporary bridge, dynamic response analysis, liquefaction, damage level

1. 研究の背景と目的

老朽橋の架替工事期間中に設置する迂回路でよく使われる簡易組立式仮設橋梁の設計における耐震性能の照査は、設置期間が限定かつ短いことから、設計水平震度 K_h を 0.2 として静的照査法により行ってきた。その中で跨線橋、跨道橋や高規格道路の代替路（迂回路）として使われる仮設橋梁では、地震による仮設橋梁の損傷が周囲に大きな影響を与える可能性があり、高い耐震性能の照査が求められる事が考えられる^{2) 3) 4)}。筆者は一般的に使用される仮設橋梁モデルに設定し、道路橋示方書に示される動的照査法を用いて非液状化時の耐震性能を照査したところ、レベル1地震動において主部材の降伏等はみられず、落橋には至らない計算結果となった^{5) 6)}。またレベル2地震動においては主部材の損傷はないものの基礎杭に損傷を受ける計算結果となった。本報告では同じ計算モデルを使用し、表層の砂地盤が液状化を生じた場合の計算を行い影響について調べた。

2. 解析条件

(1) 対象とする仮設橋梁

本検討での簡易組立式仮設橋梁の設置状況を図-1に示す。仮設橋梁は、橋梁の架け替え、工事車両用、災害時の緊急用などに使用される。仮設橋梁のユニットは会社⁷⁾が保有し現地に搬送して簡易に組み立てられる。今回計算の対象とした仮設橋梁は図-2に示すように桁長24m、有効幅員9m、桁下空間4.8mの鋼製で上部工重量は約72 tである。主桁形式は鉸桁でその構造を図-3に示すが主桁は5本で2m間隔に配置している。

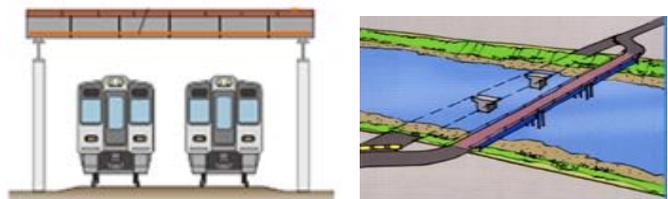


図-1 仮設橋梁の設置状況(跨線橋と迂回路)

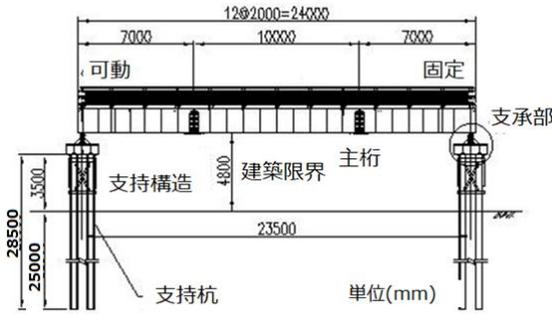


図-2 対象とする仮設橋梁の構造

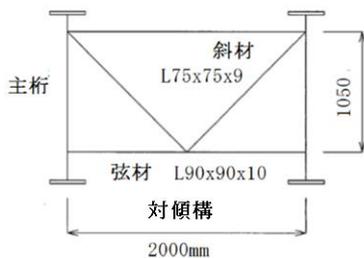
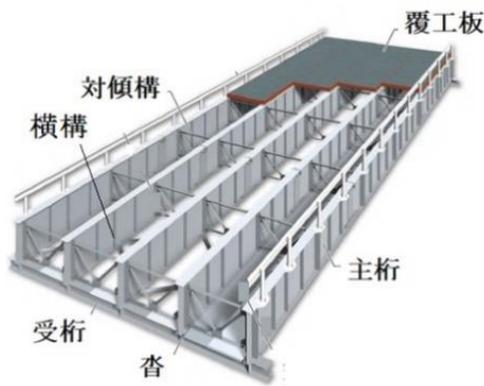


図-3 仮設橋梁上部工の構造

上フランジ、下フランジの幅は300mmで板厚が17-28mm、腹板は高さ1459mmで板厚が11mmである。対傾構は弦材がL90x90x10で斜材がL75x75x9であり、3.75mあるいは4.0m間隔に配置されている。横構はL100x100x10で2組配置されている。主桁の材質はSM490Yで横構などの他の部材の材質はSM400Aである。上部工は杭で両端が支持されており、片側8本

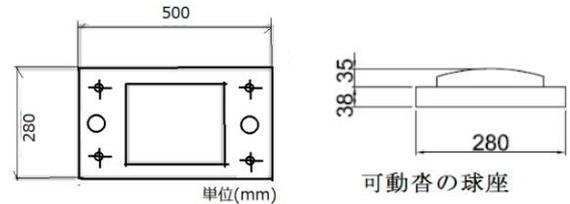
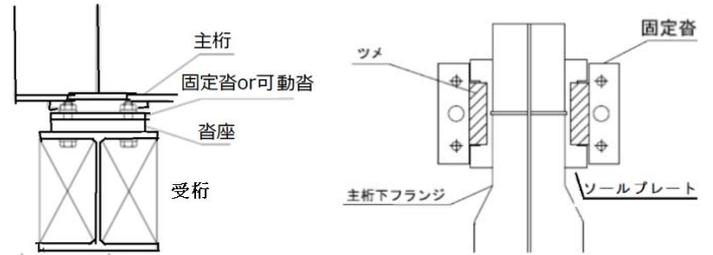


図-4 支承構造の概要

のH形鋼(H400x400x13x21)による骨組み構造である。各桁はブレース材で連結されている。今回計算の対象とするⅢ種地盤では杭の全長は36.5mで地中部の長さは33.0mである。仮設橋梁の構造設計は許容応力度法により設計されており、常時、地震時とも許容応力度の割り増しを1.5としている。設計水平震度は0.2である。

沓の構造⁸⁾を図-4に示す。可動沓は線支承で半径400mmの球座で主桁を支え橋軸直角方向には添接板(サイドストッパー)で移動を制限している。固定沓は添接板で橋軸方向、橋軸直角方向の移動を制限してある。各沓は受桁と4本のM22のボルトで連結してある。主桁などの構造部材は鉛直方向の車両のB種活荷重で構造諸元が設定されている、基礎構造、支承、対傾構などは設計震度0.2の地震荷重でなく風速40m/sによる風荷重で構造諸元が設定されている。

(2) 地盤条件

今回計算の対象としたのは層厚31.9mの表層地盤が軟弱な砂質土で構成されていると仮定しⅢ種地盤と設定した。レベル1地震動に対して昨度検討したⅠ種地盤とⅡ種地盤では液状化がほとんど生じないので今回計算対象としてない。表-1にⅢ種地盤での表層の構成を示す。上層はN4-10と軟弱な砂層で31.9m以深がN値50の工学的基盤面である。地下水位は地表面と設定した。この表層地盤の一次固有周期は1.13秒である。図-5に示す上部工の解析モデルは、地盤と基礎杭(H形鋼)から算出した5種類の集約ばね(K1-K4およびKv)によって支持される3次元骨組みである。

表-1 Ⅲ種地盤での地層構成

層 No	層種	層厚 (m)	平均 N 値	$\alpha \cdot E_0$ (kN/m ²)		γ (kN/m ³)	
				常 時	地震時	γ	γ'
1	砂質土	7.300	7.0	19600	39200	17.00	8.00
2	砂質土	3.400	10.0	28000	56000	17.00	8.00
3	砂質土	10.500	4.0	11200	22400	17.00	8.00
4	砂質土	3.500	10.0	28000	56000	18.00	9.00
5	砂質土	7.200	5.0	14000	28000	18.00	9.00
6	砂質土	1.100	50.0	140000	280000	19.00	10.00

表-2 上部工下端での地盤のばね定数

ばねの種類	橋軸方向	橋軸直角方向
K1 (kN/m)単位の水平変位を与える外力のばね	109490	132116
K2 (kN/rad)単位の回転を与える外力のばね	64516	105149
K3 (kN・m/m)単位の変位を与える曲げモーメントのばね	64516	105149
K4 (kN・m/rad)単位の回転を与える曲げモーメントのばね	76030	167370
K5 (kN/m)鉛直方向ばね	279061	279061

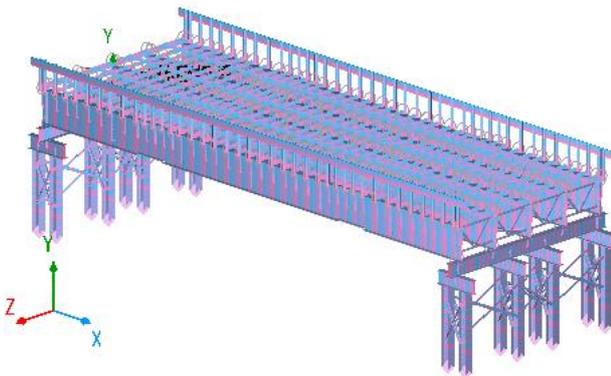


図-5 地表面以上の上部工の計算モデル

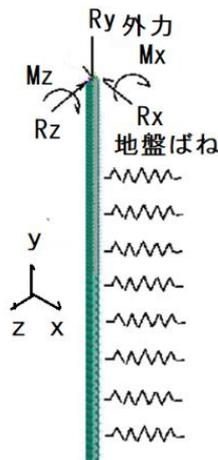


図-6 地表面以下の杭の計算モデル

3. 解析モデル

主桁、受け桁、桁受け、横桁、対傾構、地上部の杭は3次元線形梁要素に置換し、覆工板、高欄、地覆、舗装版は質量に置換する。固定支承は線形ばね、可動支承は橋軸方向の最大摩擦力を考慮しバイリニア-非線形ばねとする。地覆と高欄は非構造部材とし重量のみ考慮する。層節点数3861個、総要素数3950である。計算モデルの固有値解析による上部工の橋軸方向の一次振動固有周期は0.38秒、橋軸直角方向は0.15秒である。

上部工下端には集約ばね(K1,K2,K3,K4およびK5)を橋軸方向と橋軸直角方向に表-2に示す値で取り付けてある。フーチングは無いが上部を剛体と仮定してばねの値を設定している。表-2に示すばね定数は、レベル1地震動の照査および固有値解析のとき使用する値である。

図-6に地表面以下の杭の計算モデルを示す。杭基礎は上端に動的解析により計算された軸力(鉛直力)、せん断力(水平力)、曲げモーメントの最大値を杭上端に作用させて静的に単調荷重を行い地中部の杭の断面力と水平変位を計算する。この際杭に取り付けているばね要素の水平ばね定数は、道路橋示方書に従い算定する。構造部材の曲げモーメントと曲率の関係は図-7に示すようにバイリニア-型の原点指向型であり、可動沓の荷重と変位の関係も図-8に示すバイリニア-型で履歴を描く。

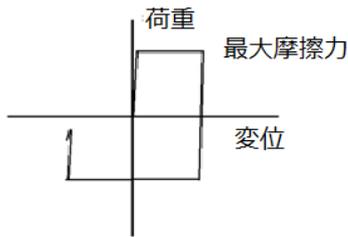


図-7 鋼材の曲げモーメントと曲率の関係

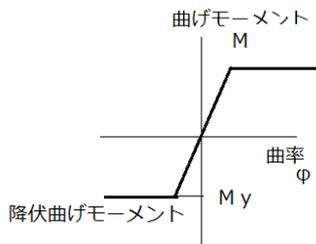


図-8 可動沓での荷重と変位との関係

荷重の上限値は上部工重量と鋼材同士の摩擦係数0.15を乗じた最大摩擦力とし、水平移動量はサイドストッパー以上でも移動できるとして照査する。構造部材の減衰定数は上部構造が0.02、橋脚と弾性支承が0.03とし、構造体としてのレーリー減衰の値は橋軸方向で $\alpha=3.871$ 、 $\beta=0.00165$ で1次振動数が2.486Hz、2次振動数が16.193Hzである。図-9に橋軸方向のレベル1地震動でのレーリー減衰比を、図-10にレベル2地震動の場合を各々示す。

道路橋示方書^リに従い地盤の液状化の判定を実施した。当該地盤においてレベル1地震動に対する液状化判定に用いる設計水平震度は0.18で液状化低下率 F_L は $1/3 < F_L \leq 2/3$ となり、「液状化が生じる」と判定された。耐震設計上の土質定数の低減率は地表面から10mで1/3、10mから20mで2/3となった。まずレベル1地震動を対象に動的応答計算を実施した。入力加速度波形は道路橋示方書に示される昭和58年日本海中部地震での津軽大橋周辺地盤上TR成分である。また液状化の程度によりどの程度仮設橋梁に影響を及ぼすか調べるため、道路橋示方書での低減率を0, 1/6, 1/3, 2/3, 1と各種条件を設定して動的応答計算を実施した。

レベル1地震動に対して仮設橋梁では橋軸直角方向の方が橋軸方向より基礎構造物の剛性がかなり大きく、かつ可動沓は橋軸直角方向に固定されているので橋軸直角方向の検討は省略した。つぎにレベル2地震動を対象に地震応答計算を実施して仮設橋梁の状況を調べた。入力加速度波形は道路橋示方書に示されるタイプII平成7年兵庫県南部地震での東神戸大橋周辺地盤上N12W成分、ポートアイランド内地盤上NSとEW成分の3波である。レベル2地震動での橋軸方向の卓越振動周期は図-10に示すよう

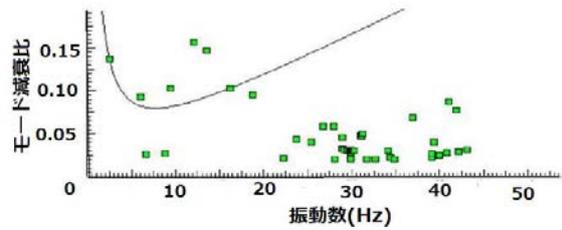


図-9 レベル1地震動のモード減衰比 (橋軸方向)

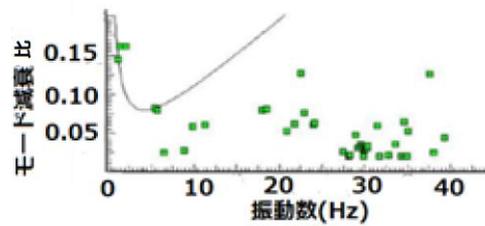


図-10 レベル1地震動のモード減衰比 (橋軸直角方向)

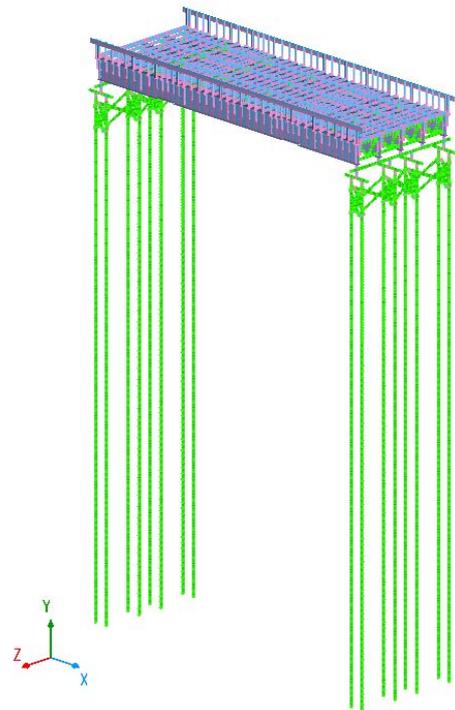


図-11 Pushover 解析モデル

に一次が0.789秒、二次が0.185秒である。

大規模地震を想定して仮設橋梁がどのような破壊過程となるかPushover解析により確認する。解析モデルを図-11に示す。支持杭、主桁、受け桁、ブレース材などを三次元骨組みモデルとする。地盤と地中杭とは非線形バイリニアアのばね要素で連結する。このモデルでは上部工と基礎杭は一体となっている。

地盤ばねの剛性と抵抗の上限値は地盤の液状化による低下を考慮する。上限値は受動抵抗から設定する。主桁は線形であるが、主桁間の横構および下部構造はファイバーモデルで非線形を表現する。

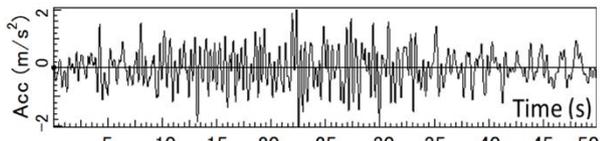


図-12 橋軸方向の水平加速度の時刻歴

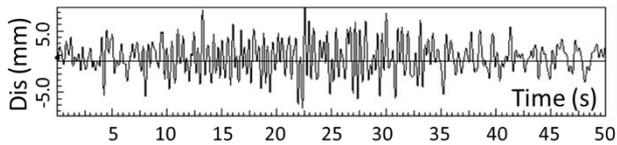


図-13 橋軸方向の水平変位の時刻歴

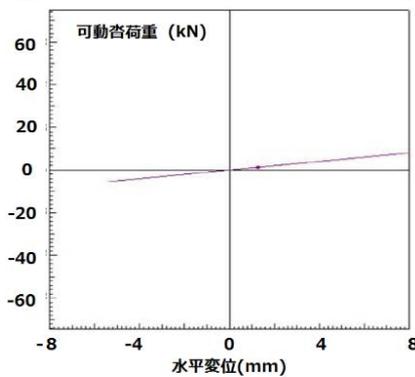


図-14 可動沓での荷重変位関係

総節点数は7861、総部材数は6374で、このうちファイバー要素数は4752、ばね要素数は2058である。Pushover解析での最終水平震度は2.0、载荷ステップは1000とし、各部材の重量に水平震度を乗じて水平荷重を水平方向に順次増加させる。解析方法は静的载荷である。ちなみに道路示方書での設計水平震度はレベル1で0.30、レベル2(タイプII)で1.50である。

4. 解析結果

(1) レベル1での計算結果

図-12 にレベル1地震動での主桁位置での橋軸方向の地表面に対する加速度波形の時刻歴を示す。最大加速度は206Galで水平震度になると0.2程度となる。図-13 に主桁重心位置での水平変位の時刻歴を示す。最大値は10mm程度と小さな値が計算された。図-14 に可動沓での橋軸方向の水平変位を示す。桁の自重による摩擦力に達せず可動沓は大きく滑動しない計算結果となった。図-15 に主桁での図-16 に支持架構での曲げモーメントの分布を示す。主桁の最大曲げモーメントは桁中央部で301kN・mで座屈の照査では発生応力度が設計許容値の半分程度であり損傷は受けない計算結果となった。支持架構では地表面の杭に33.6kN・mの最大曲げモーメントが計算された。

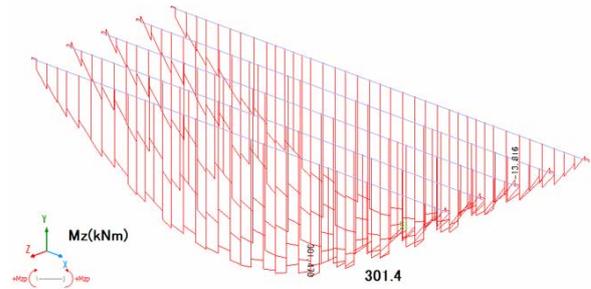


図-15 主桁の曲げモーメント分布

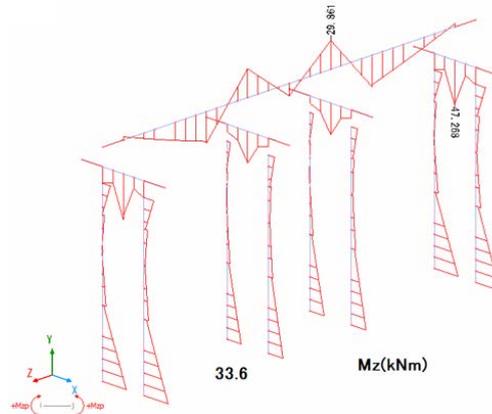


図-16 支持架構の曲げモーメント分布



図-17 杭の変位分布

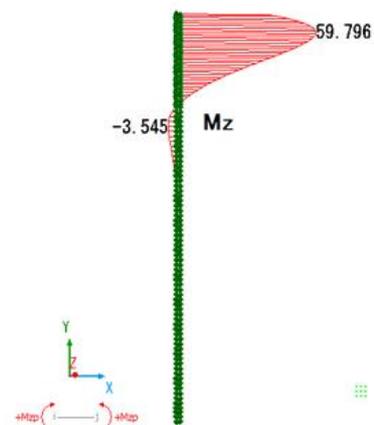


図-18 杭の曲げモーメント分布

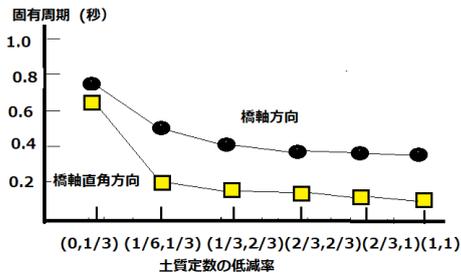


図-19 低減率と上部工の一次固有周期の関係

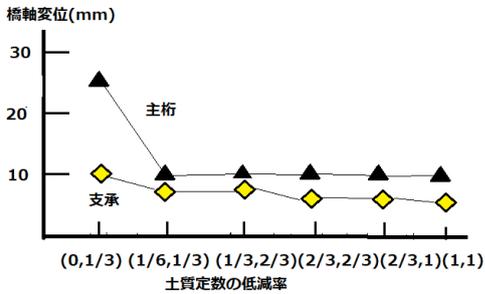


図-20 低減率と上部工の橋軸方向変位の関係

支持架構も同様に損傷を受けない計算結果となった。また二次部材である対傾構なども同様である。図-17 に基礎杭での水平変位分布を示す。地表面部で最大水平変位が 4.5mm で小さな値となった。図-18 に示すように地中部での地表面近くに 59.8kN・m の最大曲げモーメントが計算されたが降伏曲げモーメントには達していなかった。

これらの計算結果は液状化を考慮しない場合のレベル 1 の計算結果とほぼ同じであった。液状化を生じても基礎杭にも大きな影響が無い計算結果となった。

(2) 液状化の低減率の影響

表層地盤の液状化の程度が地震応答にどのような影響を及ぼすか調べるために、液状化による地盤定数の低減を考慮する。低減率は道路橋示方書に従い 2/3, 1/3, 1/6, 0 の 4 段階とする。図-19 に橋軸方向と橋軸直角方向で液状化による上部工の固有周期との関係を示す。液状化しないときの橋軸方向の一次固有周期は 0.40 秒、橋軸直角方向で 0.17 秒である。低減率を大きくすると固有周期は長くなる傾向がある。ただ低減率が 2/3 程度ではほとんど固有周期は変わらない。表層地盤がほぼ液状化すると固有周期は 0.7 秒程度まで長くなる。図-20 に低減率と上部工の橋軸方向の水平変位(地表面との相対変位)との関係を示す。

水平変位には影響が少なく液状化が相当進まないといふ水平変位に影響が無いことがわかった。また支承部の水平変位は液状化でも大きな値とならず桁の支承部からの脱落や受け桁からの落橋の可能性は小さいと言える。また橋軸直角方向でも同様な計算結果であった。

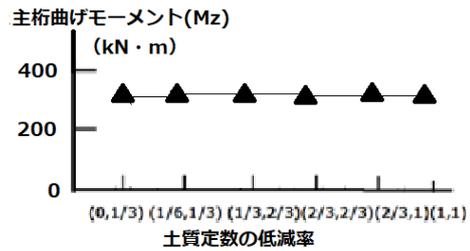


図-21 低減率と主桁曲げモーメントとの関係

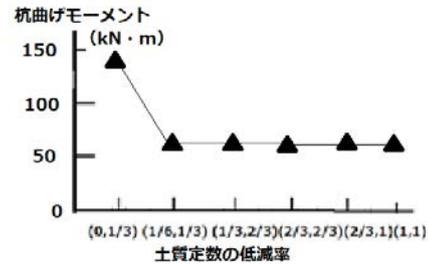


図-22 低減率と杭の曲げモーメントの関係

図-21 に低減率と主桁の曲げモーメントとの関係を示す。主桁の曲げモーメントは低減率によらずほぼ同じ値であり主桁への影響はほとんどない計算結果となった。図-22 に低減率と地中杭での曲げモーメントとの関係を示す。杭の曲げモーメントについても液状化が相当進まないといふ影響は小さい計算結果となった。

(3) レベル2地震動の動的応答計算結果⁹⁾

レベル2地震動に対して表層地盤の液状化の低減率を表層の7.3mまで0、-20mまでを1/3と表層を1/3、-20mまでを2/3の2ケースとした。前者では表層地盤の一次固有周期は1.1秒で橋軸方向の上部工の一次固有は0.79秒、橋軸直角方向で0.67秒である。後者では上部工の一次固有周期は軸方向で0.40秒、橋軸直角方向で0.17秒である。計算を行った。

図-23 に前者の条件での入力地震波形の上部工の加速度波形を示す。10.1m/s²ほどの最大加速度が計算された。図-24 にレベル2でタイプII (内陸型1波目)での主桁位置での3波での水平変位をそれぞれ示す。橋軸方向の3波平均の最大水平変位は、200mmと計算された。図-25 に主桁での曲げモーメント分布を示す。レベル2地震動でも主桁は損傷を受けない計算結果となった。図-26 に支持架構での曲げモーメント分布を示す。地表面の杭で最大169.0kN・mの曲げモーメントが計算されたが許容値以内であった。曲げモーメント分布と軸力から杭-杭間ブレース(橋軸方向)がいずれも許容圧縮応力度を超過となった。ここではブレース材の座屈が計算されたが他の部材は許容値以内であった。

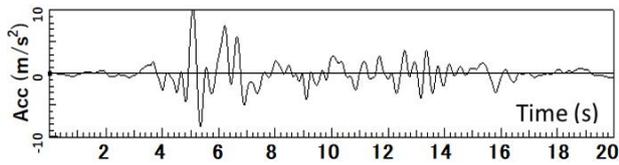


図-23 主桁位置での橋軸方向の水平加速度波形

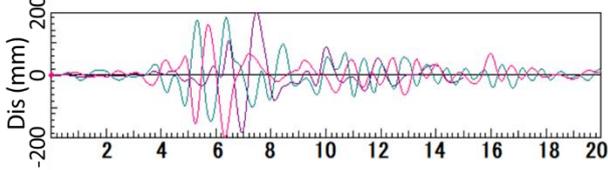


図-24 主桁位置での橋軸方向の水平変位波形

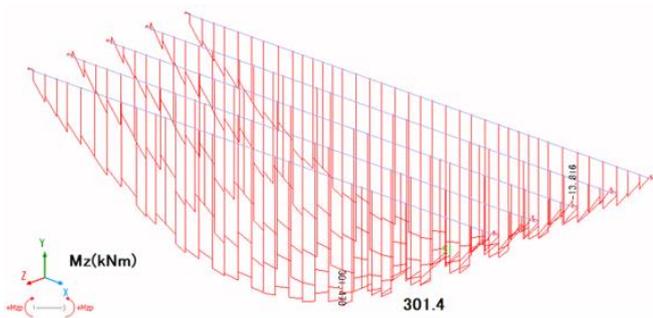


図-25 主桁の曲げモーメント分布

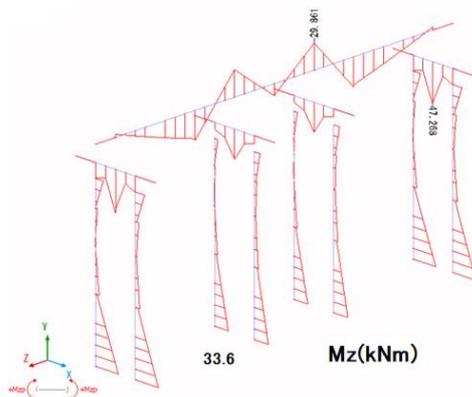


図-26 支持構造物の曲げモーメント分布

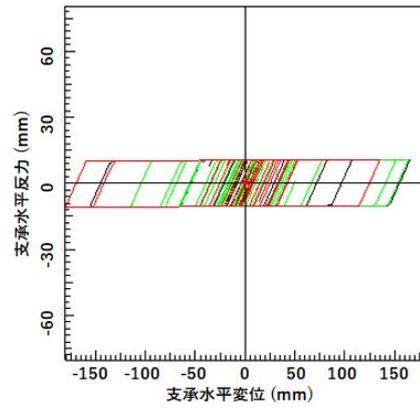


図-27 可動沓での荷重変位の関係



図-28 地中杭の水平変位分布

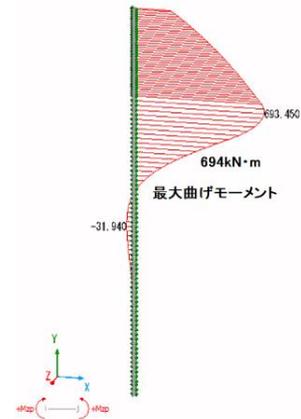


図-29 地中杭の曲げモーメント分布

図-27に可動沓の橋軸方向の水平変位の履歴を示す。レベル2地震動では端部の主桁で150mmと計算された。可動沓の可能変位領域は片側で100mmあるので温度変化などによる移動を考慮しても脱落する計算結果となった。5台の固定沓の両端に大きな支点反力は計算され固定沓のソールプレートの許容応力度を超えておりせん断破壊の可能性があった。今回の計算では5台の固定沓の合計耐力力で照査すると固定沓は強度的に不十分であり構成部材の板厚を厚くしボルト本数を増やすなどの補強が必要と考えられた。

図-28に杭基礎の地表面以下の水平変位の鉛直分布を示す。水平変位の最大値は地表面で2014.5mmと

なり下部に行くと急速に水平変位の値は減少した。地表面の水平変位は非常に大きく計算され仮設橋梁自体が大きく移動する可能性があり、地盤表面での水平変位が大きいことから仮設橋梁は落橋の可能性が高い計算結果となった。地盤や鋼材の非線形特性がバイリニアモデルでの2次勾配が非常に小さいことから降伏後は急激に水平変位などが増加したことになる。図-29に杭の曲げモーメントの鉛直分布を示す。最大の曲げモーメントは地表面よりやや下のところに計算され弱軸周りで694kN・mで降伏曲げモーメント684kN・mよりやや大きく杭基礎部分は降伏する計算結果であった。レベル2地震動では相当の損傷が仮設橋梁に与えられる可能性があると言える。

表-3 Pushover計算結果

番号	水平震度(Kh)	水平変位(mm)	構造部材の状況
1	0.66	58	杭の引抜力の上限值を超える
2	0.73	73	杭間のブレース材降伏
3	0.94	202	受け桁降伏
4	1.30	516	地中部の杭降伏
5	1.35	564	前列杭すべて降伏
6	1.36	587	後列杭降伏
7	1.40	662	全杭降伏
8	1.41	684	杭のフランジ降伏
9	1.79	8050	受け桁すべて降伏
10	1.92	11142	全部材降伏
11	2.00	13043	最終ステップ

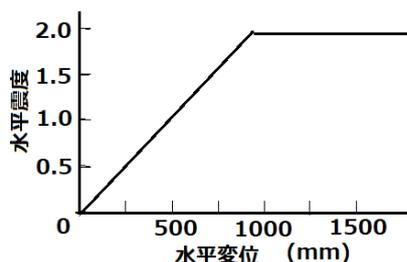


図-30 単調載荷による荷重変位関係

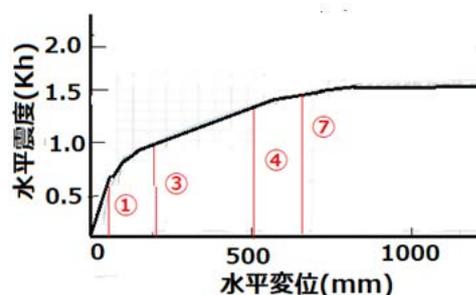


図-31 水平震度と水平変位関係

5. Pushover 解析の結果

仮設橋梁を一質点モデルと仮定したときのレベル1の設計水平震度は0.30、レベル2で1.5である。表-3に水平震度と水平変位との関係および構造部材での損傷状況を示す。水平震度0.66まで特に問題となる状況はない計算結果となった。レベル1地震動の場合液状化を生じても仮設橋梁は耐震性を保有しており、かつ液状化の有無による差はほとんどないと考え。水平震度を増加するに従い水平震度0.66で杭の引抜やブレース材、0.94で受け桁が降伏するが構造体としての安定性は確保される。水平震度が1.3を超えると地中杭の降伏が計算され上部工が大きく水平変位を生じ、水平震度が1.4を超えるとほとんどの部材が降伏となる。

図-30に解析時の入力条件となる水平震度と主桁重心位置での水平変位との関係を示す。鋼材の初降伏はブレース材で計算され水平震度は1.36 水平変位は587mmであった。全部材の降伏時(最終)は1.92となる計算結果となった。このとき水平変位は1mを超えていた。図-31に水平震度と水平変位の関係を示す。図中の番号は表-3中の1列の番号に対応している。受け桁の降伏後

水平変位が増加する傾向となった。水平変位量から推定すると可動沓の移動余裕量が100mmなので球座台から脱落しかつ桁かかり長が700mm程度なので落橋の可能性があると推定された。レベル2地震動で液状化を生じた場合上部工は崩壊しないが基礎杭が降伏し変形量も非常に大きくなる計算結果となった。Pushover解析の結果は動的応答計算の結果をかなり説明できると言える。

6. まとめ

今回の動的応答計算とPushover解析により仮設橋梁の耐震性について以下の結論を得た。

(1)今回対象とした鋼製仮設橋梁は設計水平震度0.2で耐震設計されている。液状化を考慮してもしなくても動的応答計算でレベル1地震動に対して構造部材の応力度、支承部の耐荷力もすべてが許容値以内であり損傷に至らない計算結果となった。

(2) レベル1地震動に対して仮設橋梁では橋軸直角方向の方が橋軸方向より基礎構造物の剛性がかなり大きく、かつ可動沓は橋軸直角方向に固定されているので液状化での橋軸直角方向の影響はほとんどない。

(3) レベル2地震動に対しては液状化により損傷の程度が大きくなった。上部構造は大きな損傷を受けることはなく対傾構、ブレース材などの二次部材が座屈する可能性がある。また地中杭での変形が大きくなり可動沓の脱落、固定沓の破損が見られ、落橋の可能性もある得る計算結果となった。

以上述べたとおり今回の仮設橋梁はレベル1の地震動には被害が生じない計算結果となった。今までも架設橋梁が地震動により被害を生じた例はほとんど報告されてなく、レベル1程度の地震動に対して特に耐震対策をとる必要性はないと考える。レベル2地震動に対しては地盤条件などにより大きな被害が生じる可能性がある計算結果となった。今回の検討を踏まえて固定沓の補強、落橋防止工などの検討を行い必要に応じて耐震性の優れた仮設橋梁の提案をし、鉄道、高速道路など重要構造物を跨ぐあるいは近接する場合の仮設橋梁の安全性の検討を更に進めていきたい。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編, V 耐震設計編 平成29年11月
- 2) 土木学会：鋼構造物架設設計施工指針, A2 架設時における耐震設計の考え方, 2012
- 3) 日本旅客鉄道(株)：JR東日本土木関係設計マニュアル集、第4巻、仮設構造編、仮設構造物設計マニュアル
- 4) 大橋亮介、清宮理：長大斜張橋の架設段階ごとの地震に対する安全性の検討, 日本地震工学会年次大会, 2015. 9
- 5) 清宮理、小林博之、古川哲哉、安同祥：簡易組立式仮設橋梁の耐震性に関する検討、日本地震工学会年次大会, 2010. 9
- 6) 小林博之、古川哲哉、清宮理：簡易組立式仮設橋梁の耐震性に関する一考察, 土木学会第75回年次学術講演会, VI部門, 2020. 9
- 7) <https://www.gecoss.co.jp/products/>
- 8) 日本道路協会：道路橋支承便覧、平成3年7月
- 9) 小林博之、古川哲哉、清宮理：簡易組立式仮設橋梁における地盤の液状化を考慮した耐震性能の照査, 土木学会第76回年次学術講演会, VI部門, 2021. 9

(Received)

(accepted)

SEISMIC PERFORMANCE OF PREFABRICATED TEMPORARY BRIDGE DURING LIQUEFACTION

Osamu KIYOMIYA, Hiroyuki KOBAYASHI, Tetsuya FURUKAWA and An TONGXIANG

Prefabricated temporary bridges were designed by static method of seismic coefficient $K_h=0.2$ because their work period was usually short. When they are constructed near important facilities or cross railways, more safety is demanded for a largescale earthquake in near future. To know seismicity of the bridges, dynamic response analysis and pushover analysis are carried out during liquefaction at sand layers according to Japanese specifications for highway bridges. These bridges have enough seismicity for level 1 earthquakes, however serious damages are predicted for level 2 earthquakes. This report presents calculation results and consideration of their behavior during liquefaction of loose sand surface layer.