

# 護岸近傍に位置する橋梁の 地震の影響に対する性能照査法の一提案

杉山 裕樹<sup>1</sup>・吉田 高之<sup>2</sup>・西田 康人<sup>3</sup>・吉原 瑞貴<sup>4</sup>  
佐々木 達生<sup>5</sup>・吉澤 努<sup>6</sup>・鬼木 浩二<sup>7</sup>

<sup>1</sup>正会員 阪神高速道路株式会社 建設事業本部 神戸建設部 (〒650-0023 神戸市中央区栄町通 1-2-10)  
E-mail: hiroki-sugiyama@hanshin-exp.co.jp

<sup>2</sup>非会員 阪神高速道路株式会社 建設事業本部 神戸建設部 (〒650-0023 神戸市中央区栄町通 1-2-10)  
E-mail: takayuki-yoshida@hanshin-exp.co.jp

<sup>3</sup>非会員 阪神高速道路株式会社 建設事業本部 神戸建設部 (〒650-0023 神戸市中央区栄町通 1-2-10)  
E-mail: yasuto-nishida@hanshin-exp.co.jp

<sup>4</sup>非会員 阪神高速道路株式会社 管理本部 大阪保全部 (〒552-0023 大阪市港区港晴 2-11-12)  
E-mail: mizuki-yoshihara@hanshin-exp.co.jp

<sup>5</sup>正会員 大日本コンサルタント(株) インフラ技術研究所 (〒541-0058 大阪市中央区南久宝寺 3-1-8)  
E-mail: tatsuo@ne-con.co.jp

<sup>6</sup>正会員 大日本コンサルタント(株) インフラ技術研究所 (〒102-0075 東京都千代田区三番町 6-3)  
E-mail: yoshizawa@ne-con.co.jp

<sup>7</sup>正会員 大日本コンサルタント(株) インフラ技術研究所 (〒102-0075 東京都千代田区三番町 6-3)  
E-mail: oniki@ne-con.co.jp

臨海部の流動化の影響を考慮すべき橋では、一般に、流動力の作用に対する基礎の照査を行う。橋の上下部接続部が剛構造である場合、高次不静定構造であるため流動化による基礎の永久変位が橋の耐震性や被災後の供用性に影響を及ぼす可能性がある。本検討では、臨海部の高架橋を対象に、流動化による基礎の永久変位がもたらす影響を、地盤-基礎の有効応力解析と構造物の動的解析を組合せた検討により評価した。最初に、FLIPによる有効応力解析を行い基礎の永久変位を算出した。次に、橋の立体骨組モデルを用いて地震動に続く作用として基礎天端に基礎の永久変位を強制変位入力し、要求性能に対する橋の照査を行った。また、強制変位入力後の橋梁に対して、活荷重(変動作用)による応答を算出し、被災後に関する考察を行った。

**Key Words:** *fluidization, effective stress analysis, elevated bridge, three-dimensional analysis of frame structure, serviceability after an earthquake*

## 1. はじめに

我が国では1964年の新潟地震<sup>1)</sup>、1983年の日本海中部地震<sup>2)</sup>で液状化に伴う流動化の被害が生じ、流動化の発生要因に関する研究がすすめられてきた<sup>3)</sup>。1995年の兵庫県南部地震では臨海埋立地域の護岸近傍で流動化による基礎変位の影響により落橋する等の被害が生じた<sup>4)</sup>。このような被災事例の教訓から、沿岸部において地盤の流動化を考慮する橋では、一般に、流動力の作用に対する基礎の照査を行うことが、道路橋示方書<sup>5)</sup>で規定された。2007年の新潟県中越沖地震では、積層ゴム支承を有

する連続桁橋に流動化で生じた基礎の永久変位によりゴム支承の残留変形や桁遊間に変位が生じた<sup>6)</sup>。このように、連続構造の橋では基礎の永久変位が橋全体に影響を与えるため、基礎に流動化の影響を考慮する橋では、基礎の永久変位の影響を橋全体の設計で考慮することが求められる。これまでの地震による地盤の流動化の橋の被害は支承構造の橋について報告されており、上下部接続部を剛結とした不静定構造の橋の事例は報告されていない。多径間連続かつ剛結構造の高架橋が、地盤の流動化により受ける被害の状況や、被災後の供用再開のために必要な補修については、現時点では十分な知見が得られ

ていない。

近年の解析技術の進展に伴い、液状化に伴う地盤流動化を数値解析で評価する手法の研究がすすめられている。旧運輸省港湾技術研究所は有限要素法による有効応力解析プログラム(FLIP)<sup>9)</sup>を開発している。港湾空港技術研究所は港湾施設の液状化被害の検討で FLIP による解析検討を行っている<sup>9)</sup>。古山田らは 1995 年兵庫県南部地震における護岸変位の杭基礎への影響を FLIP により検討している<sup>9)</sup>。南荘らは 1995 年兵庫県南部地震で被災した道路橋橋脚の杭基礎に対する 3 次元 FEM 有効応力解析を行っている<sup>10)</sup>。梶田らは、水路を跨ぐ単径間の両端橋台の橋全体を対象に、2011 年東北地方太平洋沖地震における被災状況を FLIP でシミュレーション解析している<sup>11)</sup>。これらの研究のように、橋全体と地盤とを分けた解析事例はあるが、橋全体と地盤とを一体化した地震時の液状化・流動化に関する解析事例は少なく、多径間のより複雑な構造条件の橋梁では、地盤と一体モデルによる検討がほとんど行われていないのが現状である。

以上の背景を踏まえ、本論文では、護岸近傍の剛結構造の高架橋を対象に、流動化による基礎の永久変位がもたらす影響を、地盤－基礎の有効応力解析と構造物の動的解析を組合せた検討により評価した。最初に、地盤－基礎一体モデルを用いて FLIP による有効応力解析を行い、基礎の永久変位を算出した。次に、橋の立体骨組モデルを用いてレベル 2 地震動に続く作用として基礎天端に基礎の永久変位を強制変位入力し、各部材の応答から要求性能に対する照査を行った。また、レベル 2 地震動による残留変位と流動化による変位を受けた橋梁に対して、活荷重（変動作用）による応答を算出し、被災後に関する考察を行った。

## 2. 対象橋梁の概要

検討対象橋梁は、人工島に新規に架橋が計画される 6 車線の都市高速道路で、上部構造は上下線分離構造、下部構造は一体構造、上下部接続部は端橋脚を除き、剛結構造である。剛結構造としたのは、経済性や維持管理の容易性に配慮した他、重要交通施設である新交通を跨ぐというサイト特性を有する当該橋梁においては、支承の破壊等、設計で想定する以上の地震動で被災した際にも確実に落橋を防ぐ目的を兼ねている。なお、地震時における剛結構造の冗長性の高さは、2016 年の熊本地震において、橋梁端部の橋台が斜面崩壊の影響により崩落したにも関わらず、落橋に至らなかった阿蘇長陽大橋の例が挙げられる<sup>12)</sup>。

流動化に伴って発生するであろう基礎構造の残留変位の影響では、上下部接続部が支承構造の場合は、損傷シナリオとして支承破壊により有害な残留応力が上部構造に生じないとする制御設計が可能である。一方、剛結構造では、基礎構造の残留変位は剛結合である橋脚と主桁の一連の橋全体に対して強制変位として与えられ、支承構造の様に支承破壊による制御は困難な構造である。

対象橋梁の橋梁諸元に対して、道路橋示方書の条件から流動化の影響を考慮する対象となる基礎構造は、図-1 に示すように海 P220 橋脚と PPE-1 橋脚である。これらの橋脚の正面図を図-2 に示す。海 P220 橋脚は既設鋼製橋脚で基礎は杭基礎であるが、兵庫県南部地震の被災後に耐震補強による増し杭がなされている。上下部接続部は、掛違ひ橋脚であるため、支承構造である。PPE-1 橋脚は新設の鋼製橋脚であり、基礎は鋼管矢板基礎、上下部接続部は上部構造と下部構造が剛結合である。

本橋は重要交通路線、かつ緊急輸送道路に位置付けられる路線に架橋される橋梁であり、BCPの一環として、

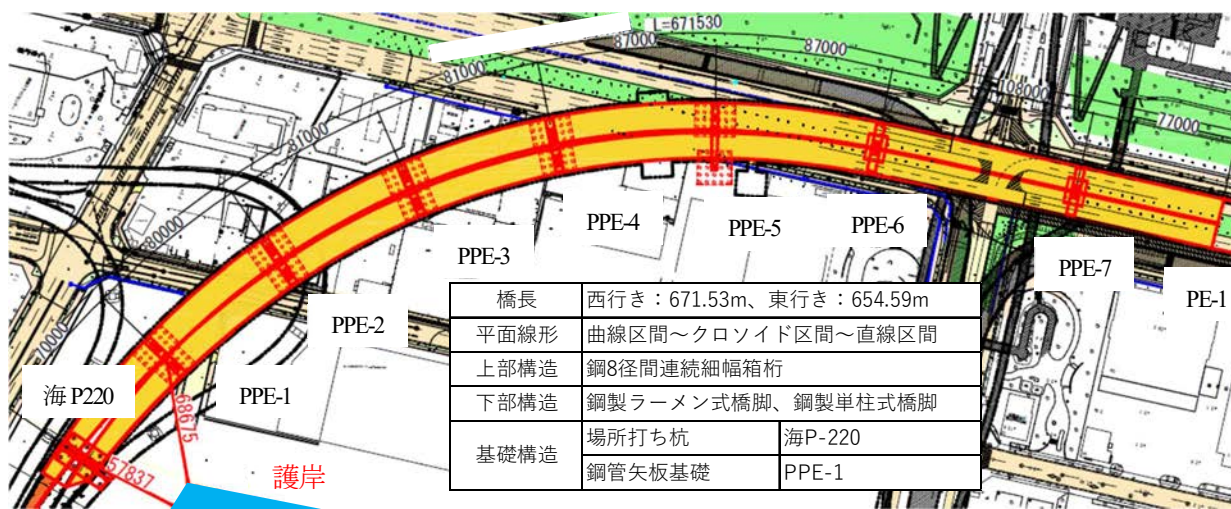


図-1 平面図と流動化の影響を考慮する橋脚の位置

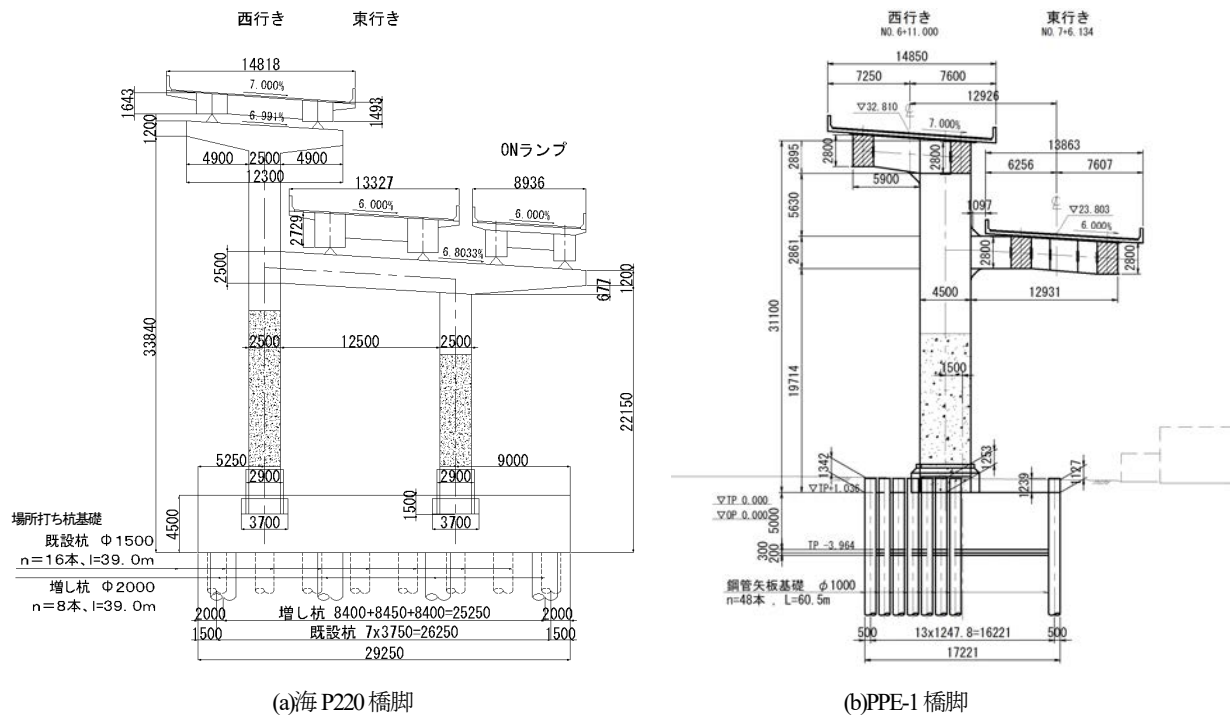


図-2 地盤の流動化の影響を受ける下部構造

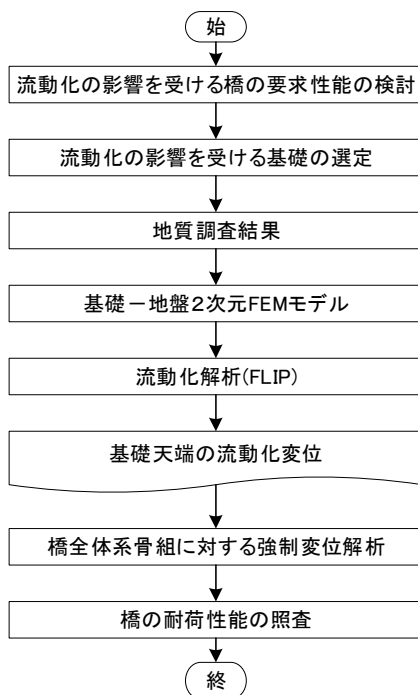


図-3 検討フロー図

表-1 地盤の流動化に対する橋の各部の限界状態（偶発作用）

| 部材   | 限界状態   | 限界状態の概要                                                                                                                                          |
|------|--------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 上部構造 | 限界状態 1 | 緊急車両に対する供用性、恒久復旧に対する修復性を考慮し限界状態 1 とする。                                                                                                           |
| 橋脚   | 限界状態 2 | 安定したエネルギー吸収が確保できる状態であり、修復が困難な残留変位が生じない状態。                                                                                                        |
| 基礎   | 限界状態 1 | 基礎全体として可逆性を有する範囲を超えない状態。流動化に対する基礎の照査は道路橋示方書 V4.4.3 により行う。                                                                                        |
| 支承   | 限界状態 1 | 限界状態 1 は以下のいずれかを満足しなくなる限界の状態を示す。<br>1) 挙動が可逆性を有する状態<br>2) 支承部の機能や橋の機能から制限される変位や振動に至っていない状態<br>流動化に対しては荷重の性質を考慮し、供用性・修復性に影響が少ない部位の塑性化や変位の超過は許容する。 |
| 桁端部  | 限界状態 3 | 流動化による変位が生じても桁衝突が生じないことおよび桁端部が桁かかり上にあること。                                                                                                        |

被災した場合の復旧戦略を想定するためには、設計の段階からレベル 2 地震動において発生するであろう護岸背後地盤の液状化と、それに伴う流動化により生じる基礎構造天端の永久変位を考慮する必要があると考えられる。そこで、本検討では流動化による基礎の永久変位を解析により算出し、この変位により橋脚や上部構造に生じる残留応力が地震時の橋の安全性や、被災後の橋梁の供用性や使用性に与える影響について考察する。

### 3. 検討方法

#### (1) 検討の流れ

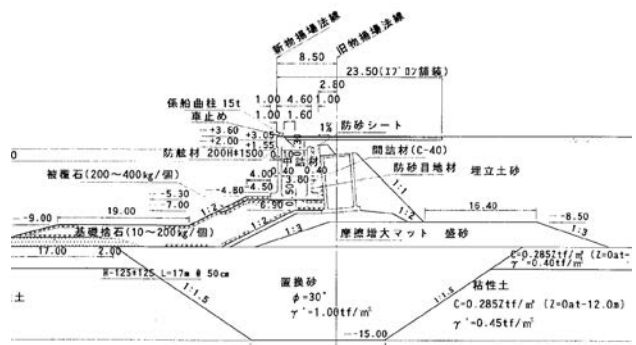
レベル 2 地震動時の液状化に伴う流動化により生じる基礎の永久変位が高架橋の上下部構造に与える影響は、図-3 に示すフロー図の手順により検討した。

最初に、基礎に流動化の影響を受ける橋に対する要求性能を検討した。

次に、地盤と構造物の基礎を一体とした 2 次元 FEM



(a)被災護岸<sup>14)</sup>



(b)復旧護岸

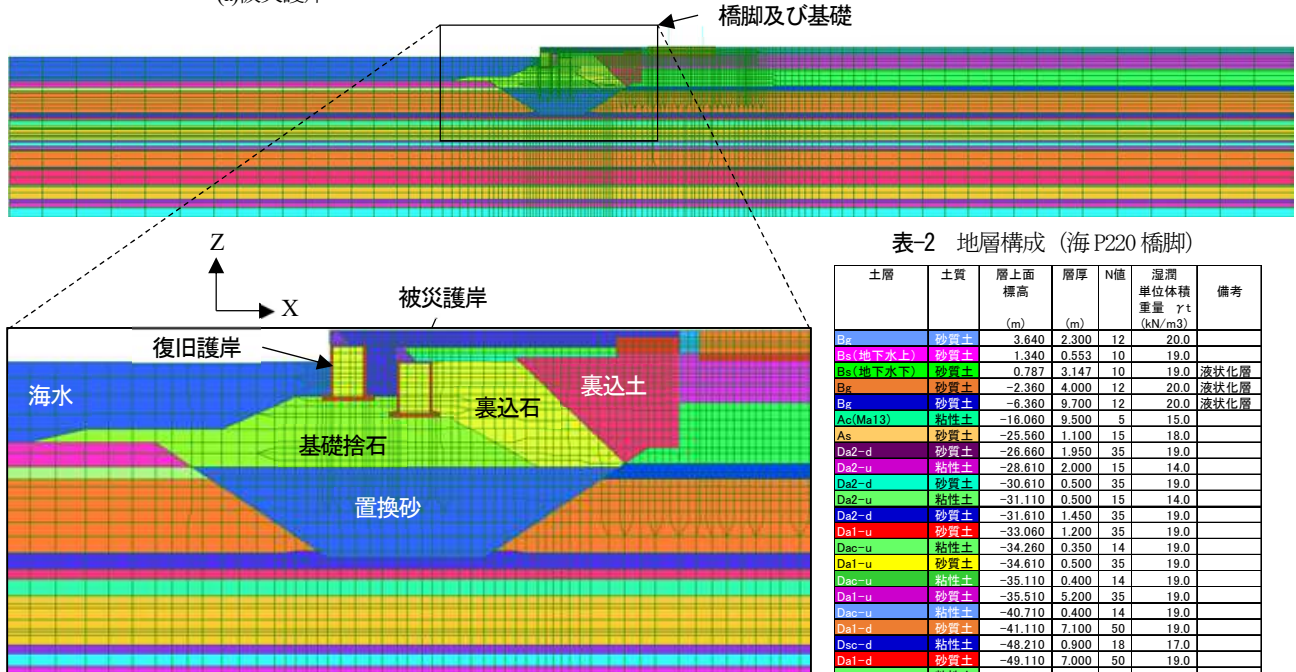


図-4 地盤及び護岸の2次元FEMモデル (海P220橋脚)

表-2 地層構成 (海P220橋脚)

| 土層       | 土質  | 層上面<br>標高<br>(m) | 層厚<br>(m) | N値 | 湿潤<br>単位体積<br>重量 $\gamma_t$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | 備考   |
|----------|-----|------------------|-----------|----|-----------------------------------------------------|------|
| Bk       | 砂質土 | 3.640            | 2.300     | 12 | 20.0                                                |      |
| Bs(地下水上) | 砂質土 | 1.340            | 0.553     | 10 | 19.0                                                |      |
| Bs(地下水下) | 砂質土 | 0.787            | 3.147     | 10 | 19.0                                                | 液状化層 |
| Bg       | 砂質土 | -2.360           | 4.000     | 12 | 20.0                                                | 液状化層 |
| Bg       | 砂質土 | -6.360           | 9.700     | 12 | 20.0                                                | 液状化層 |
| Ac(Ma13) | 粘性土 | -16.060          | 9.500     | 5  | 15.0                                                |      |
| As       | 砂質土 | -25.560          | 1.100     | 15 | 18.0                                                |      |
| Da2-d    | 砂質土 | -26.660          | 1.950     | 35 | 19.0                                                |      |
| Da2-u    | 粘性土 | -28.610          | 2.000     | 15 | 14.0                                                |      |
| Da2-d    | 砂質土 | -30.610          | 0.500     | 35 | 19.0                                                |      |
| Da2-u    | 粘性土 | -31.110          | 0.500     | 15 | 14.0                                                |      |
| Da2-d    | 砂質土 | -31.610          | 1.450     | 35 | 19.0                                                |      |
| Da1-u    | 砂質土 | -33.060          | 1.200     | 35 | 19.0                                                |      |
| Da2-u    | 粘性土 | -34.260          | 0.350     | 14 | 19.0                                                |      |
| Da1-u    | 砂質土 | -34.610          | 0.500     | 35 | 19.0                                                |      |
| Da2-u    | 粘性土 | -35.110          | 0.400     | 14 | 19.0                                                |      |
| Da1-u    | 砂質土 | -35.510          | 5.200     | 35 | 19.0                                                |      |
| Da2-u    | 粘性土 | -40.710          | 0.400     | 14 | 19.0                                                |      |
| Da1-d    | 砂質土 | -41.110          | 7.100     | 50 | 19.0                                                |      |
| Dsc-d    | 粘性土 | -48.210          | 0.900     | 18 | 17.0                                                |      |
| Da1-d    | 砂質土 | -49.110          | 7.000     | 50 | 19.0                                                |      |
| Dsc-d    | 粘性土 | -56.110          | 0.500     | 18 | 17.0                                                |      |
| Da1-d    | 砂質土 | -56.610          | 5.450     | 50 | 19.0                                                |      |
| Dsc-d    | 粘性土 | -62.060          | 1.700     | 18 | 17.0                                                |      |
| Da1-d    | 砂質土 | -63.760          | 2.200     | 50 | 19.0                                                |      |
| Ds(Ma12) | 粘性土 | -65.960          | 3.900     | 14 | 15.0                                                |      |

モデルに対し有効応力解析を行い、液状化に伴う流動化による基礎の残留変位を算出した。解析プログラムはFLIPとした。

基礎構造と地盤は3次元モデルによる検討が望ましいが、地盤と基礎を一体とした立体モデルによる有効応力解析は未だ研究レベルであり、計算リソースも膨大なものとなる。このため、本検討では平面ひずみの条件を仮定して対象断面を平面に落とし込んだ2次元モデルとした。ここで、モデル平面に直交する上部構造が基礎の流動化変位に与える影響はわずかであると見なし、構造物は橋脚と基礎のみをモデル化した。

解析結果の変位はFLIP解析モデルの面内のベクトルであるため、モデル平面の方位角を元に橋全体系の座標系のベクトルに換算した。

最後に2次元FEMモデルの結果として得た基礎構造の永久変位を用い、高架橋を模擬した全体系3次元骨組モデルに強制変位を与えて解析した。東ら<sup>13)</sup>の遠心模型実験等の知見より、流動化は地震の揺れの後に生じるた

め、まず構造物に対する動的解析を行い、強制変位解析はその後に実施した。これにより地震の揺れと流動化変位の両者の影響が構造物に与える影響の両方を評価した。

## (2) 要求性能の設定

護岸の流動化が生じる状況は、大規模地震と同時に生じる状況であるため、道路橋示方書に基づき、レベル2地震動の偶発作用に対する要求性能として、表-1のように設定した。ここで実施した流動化解析の結果を基礎の設計に適用することは確立された設計手法ではないため、基礎の設計は道路橋示方書に示された流動力を考慮する。

恒久復旧後の変動作用に対する要求性能は限界状態1を目安とし、軽微な補修により復旧可能と判断される場合にはこれを超過することを許容することとした。これは、流動化による永久変位量は不確実性が高く、実際に被災した後に流動化の変位量や残存供用期間等に応じて耐荷性能を評価することが必要と考えられるためである。

### (3) 流動化解析

基礎の流動化解析の対象は、水際線から 100m 以内の距離である海 P220 橋脚と PPE-1 橋脚の 2 基の橋脚とした。基礎の中心から水際線までを最短で結んだ線上に解析断面を設定し、この断面に対して橋軸直角方向が比較的近い方向であるため、この方向で基礎をモデル化した。構造物は基礎と橋脚の柱までをモデル化し、上部構造は重量のみを考慮した。

検討ケースは、既往の流動化の被災記録と対比するための基礎構造物なしのケースと、基礎の剛性の影響を考慮してより確度の高い結果を得るための基礎構造ありのケースの 2 通りとした。

流動化による基礎構造の永久変位を推定するための平面 2 次元モデルのうち、海 P220 橋脚のモデルを図-4 に示す。モデルの範囲は工学的基盤面とみなせる深さであり、かつ底面の境界条件が基礎構造物の動きを妨げないよう基礎の根入深さに対しさらに 30m 程度深い 73.5m に設定した。水平方向では、一般に両端の境界条件の影響が顕著とならない幅はモデル深さの 10 倍とされることから、本モデルは基盤層に深さを大きくとっていることを考慮し深さの概ね 8 倍の 560m と設定した。

地盤の各層における物性値は 2018 年に実施した海 P220 橋脚と PPE-1 橋脚のそれぞれの位置でのボーリングと、現位置及び室内土質試験等の調査結果に基づき設定した。また、液状化の可能性のある土層に対しては液状化パラメータを設定した。海 P220 橋脚の地層構成を表-2 に示す。

橋の近傍の護岸は 1995 年兵庫県南部地震の際に流動化により海側への変位と沈下が生じ、復旧は被災護岸を埋設して護岸を新設する前出し工法としている。解析モデルでは復旧護岸をモデル化し、地中部には被災護岸も配置した。

被災時の被害分析により、護岸構造物であるケーソン下面の置換砂は過剰間隙水圧の上昇による剛性軟化の可能性が示唆されている<sup>8)</sup>。置換砂は深さが 20m を超える

ものの、置換砂に液状化パラメータを設定して過剰間隙水圧の上昇による剛性軟化の影響を考慮した。

海 P220 橋脚の基礎は杭基礎であるため、杭と地盤の間に相互作用バネを設け、杭の間の地盤のすり抜けを考慮する疑似 3 次元モデルとした。杭は線形梁要素でモデル化した。この基礎は 1995 年兵庫県南部地震の後に増し杭補強されているため、杭の要素は既設杭と増し杭をそれぞれ配置した。

PPE-1 橋脚の基礎は鋼管矢板基礎であるため、鋼管矢板は列ごとの奥行き方向の本数に応じた断面定数を設定した線形梁要素でモデル化し、鋼管矢板の列どうしを接続する継手は水平と鉛直の 2 方向のバネで表した。地盤要素との間には接触バネ要素により接続し、地盤との間に引張応力が生じないモデルとした。杭基礎と異なり基礎の側面の地盤のすり抜けは考慮できない。

FLIP の解析における入力地震動は、モデル底面より粘性境界を介して基盤入射波を入力した。地震動の規模は道路橋示方書に規定されるレベル 2 地震動とし、I 種地盤の標準波 6 波を基盤露頭波と見なして入射波として用いた。基礎の変位はタイプ I 及びタイプ II のそれぞれについて 3 波を平均して求めた。また、基礎を考慮するケースでは橋脚の自由振動の影響を除くため地震動の後に 30 秒間の加速度のない時間を追加した。

### (4) 橋梁構造物の解析

地盤流動化による基礎天端の永久変位が橋全体系の耐荷性能に与える影響の評価は、図-5 に示す橋全体系の立体骨組モデルを用いた解析により行った。解析では、レベル 2 地震動に対する時刻歴応答解析を実施し、その最終 STEP の結果（動的解析後の残留変位や残留応力を初期状態）を引き継いで海 P220 橋脚並びに PPE-1 橋脚の基礎に FLIP による解析で得られた基礎天端の変位を強制変位として入力する静的解析を実施した。強制変位の入力方向は図-5 に示すように護岸のある曲線部内側の方向である。

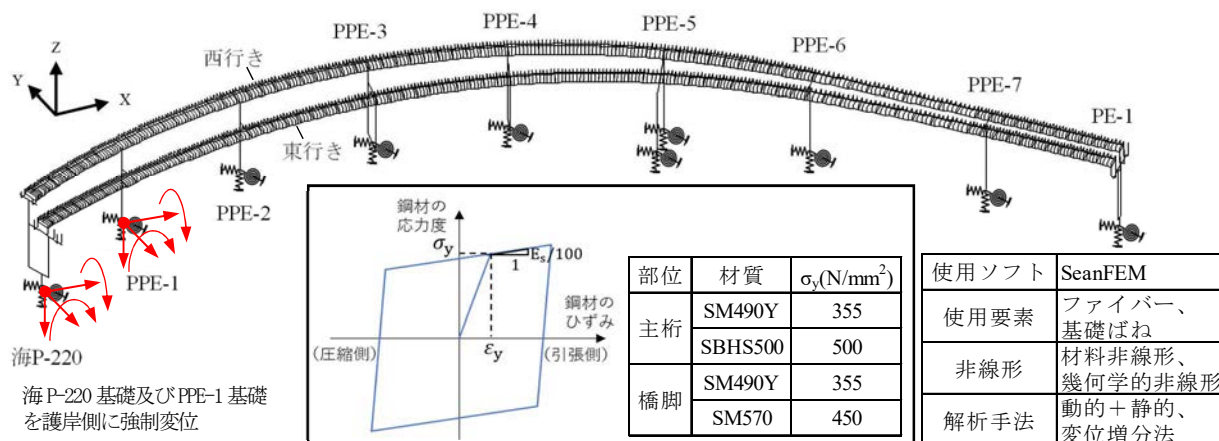


図-5 橋全体系の 3 次元骨組解析モデル

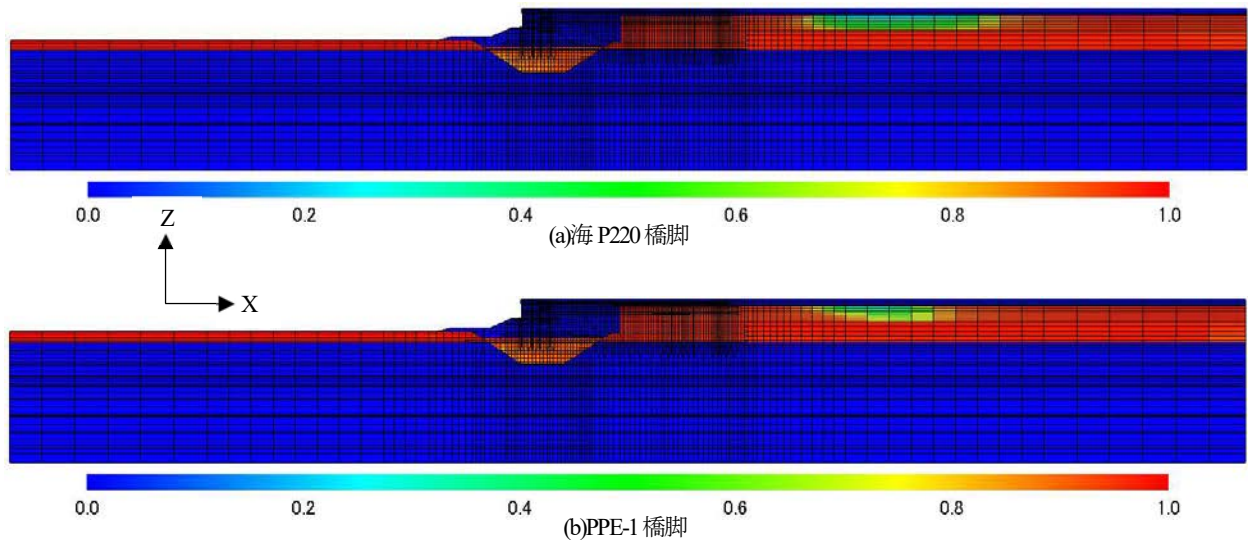
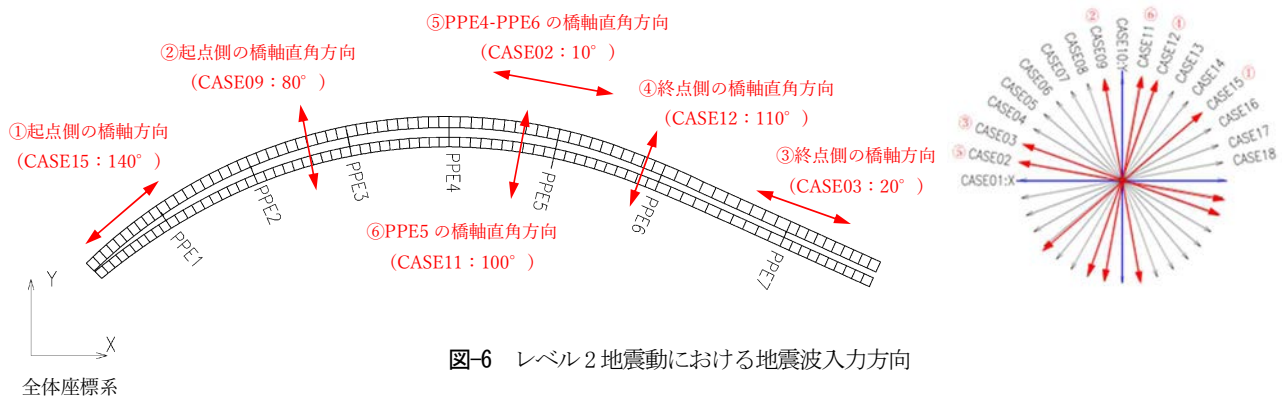


図-7 過剰間隙水圧比分布図（地震動 I - I - 3，解析終了時）

表-3 護岸天端の流動化変位（基礎構造物なし）

| 地震動の<br>タイプ | 地震波        | P220        |             | PPE-1       |             |
|-------------|------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
|             |            | 水平方向<br>(m) | 鉛直方向<br>(m) | 水平方向<br>(m) | 鉛直方向<br>(m) |
| タイプ I       | I - I - 1  | -1.198      | -0.200      | -1.281      | -0.273      |
|             | I - I - 2  | -1.312      | -0.220      | -1.384      | -0.277      |
|             | I - I - 3  | -1.319      | -0.229      | -1.411      | -0.328      |
|             | 平均値        | -1.276      | -0.216      | -1.359      | -0.292      |
| タイプ II      | II - I - 1 | -0.635      | -0.086      | -0.721      | -0.157      |
|             | II - I - 2 | -0.575      | -0.122      | -0.709      | -0.197      |
|             | II - I - 3 | -0.503      | -0.108      | -0.588      | -0.171      |
|             | 平均値        | -0.571      | -0.105      | -0.673      | -0.175      |

※水平変位：陸側の変位が(+)、海側の変位が(-)  
※鉛直変位：上方向が(+)、下方向が(-)

骨組モデルは橋の平面線形を再現した3次元骨組みとし、部材の非線形挙動はファイバー要素による材料非線形と幾何学非線形の両方を考慮した複合非線形を考慮した。解析プログラムはScanFEMである。

骨組モデルでの解析における入力地震動は、道路橋示方書におけるⅢ種地盤の標準波を用いた。地震波の入力方向は、直橋のような橋の方向に沿った直交2方向ではなく、曲線の平面線形を考慮して10度刻みの全18ケースで耐震設計上の支配的な方向を別途検討し、図-6に示す代表6方向とした。解析結果は地震動のタイプごとに3波平均し、さらに、各方向の解析結果の中から最も不利なものを抽出して評価に用いた。

#### 4. 有効応力解析による地盤の流動化評価

##### (1) 基礎構造物なしのケースの解析結果

地盤と護岸のみを考慮し、基礎構造物を考慮しないケースの動的解析結果から、解析終了時刻の地盤の過剰間隙水圧比の分布を図-7に、護岸の変位を表-3に示す。

護岸の背面では、解析モデルの全幅にわたり過剰間隙水圧比がほぼ1のまま残留しており、液状化が生じている状態である。置換砂も過剰間隙水圧比が上昇しており、値が1に満たないため完全な液状化には至っていないものの、相応に剛性が低下する状態となっている。

護岸の流動化変位は、タイプI地震動では海側への水平変位と沈下量が1.276m及び0.216m（海P220橋脚）と1.359m及び0.292m（PPE-1橋脚）である。タイプII地震

表-4 流動化変位 (基礎構造物あり)

| (a)海 P220 橋脚 |        |           |          |               |               |                | (b)PPE-1 橋脚 |        |           |          |               |               |                 |
|--------------|--------|-----------|----------|---------------|---------------|----------------|-------------|--------|-----------|----------|---------------|---------------|-----------------|
| 地震動のタイプ      | 地震波    | 護岸天端の残留変位 |          | 基礎天端の残留変位     |               |                | 地震動のタイプ     | 地震波    | 護岸天端の残留変位 |          | 基礎天端の残留変位     |               |                 |
|              |        | 水平方向 (m)  | 鉛直方向 (m) | 水平方向 (m)      | 鉛直方向 (m)      | 回転角 (rad)      |             |        | 水平方向 (m)  | 鉛直方向 (m) | 水平方向 (m)      | 鉛直方向 (m)      | 回転角 (rad)       |
| タイプ I        | I-I-1  | -1.044    | -0.397   | -0.291        | 0.000         | 0.00185        | タイプ I       | I-I-1  | -1.114    | -0.099   | 0.030         | -0.151        | -0.00816        |
|              | I-I-2  | -1.448    | -0.631   | -0.329        | -0.013        | 0.00308        |             | I-I-2  | -1.461    | -0.129   | 0.057         | -0.241        | -0.01328        |
|              | I-I-3  | -1.126    | -0.454   | -0.364        | -0.015        | 0.00254        |             | I-I-3  | -1.380    | -0.178   | -0.077        | -0.224        | 0.00231         |
|              | 平均値    | -1.206    | -0.494   | <b>-0.328</b> | <b>-0.009</b> | <b>0.00249</b> |             | 平均値    | -1.318    | -0.135   | <b>0.003</b>  | <b>-0.205</b> | <b>-0.00638</b> |
| タイプ II       | II-I-1 | -0.473    | -0.118   | -0.214        | -0.014        | 0.00096        | タイプ II      | II-I-1 | -0.588    | -0.087   | -0.060        | -0.086        | 0.01092         |
|              | II-I-2 | -0.452    | -0.160   | -0.187        | -0.010        | 0.00089        |             | II-I-2 | -0.582    | -0.097   | 0.014         | -0.069        | 0.00913         |
|              | II-I-3 | -0.427    | -0.139   | -0.162        | -0.010        | 0.00084        |             | II-I-3 | -0.480    | -0.084   | -0.008        | -0.061        | -0.00614        |
|              | 平均値    | -0.451    | -0.139   | <b>-0.188</b> | <b>-0.011</b> | <b>0.00090</b> |             | 平均値    | -0.550    | -0.090   | <b>-0.018</b> | <b>-0.072</b> | <b>0.00464</b>  |

※水平変位: 陸側の変位が(+), 海側の変位が(-)  
 ※鉛直変位: 上方向が(+), 下方向が(-)

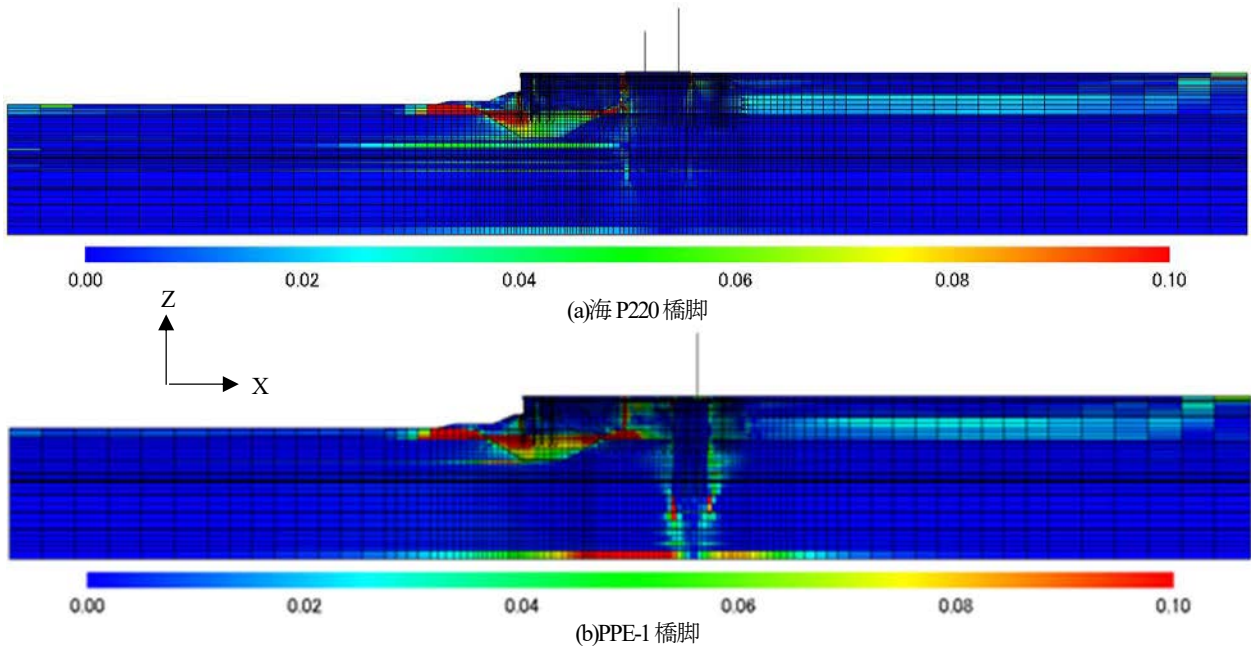


図-8 セン断ひずみ分布図 (地震動 I-I-3, 解析終了時)

動はこれより小さく、それぞれ 0.571m 及び 0.105m (海 P220 橋脚) と 0.673m 及び 0.175m (PPE-1 橋脚) である。

1995 年兵庫県南部地震における護岸の変位は、文献<sup>14)</sup>によると 2.20m~2.34m であり、同じ直下型地震であるタイプ II 地震動の解析結果の変位はこの値に対しかなり小さい。これは、復旧時に被災護岸を埋設する工法が、置換砂の上載圧を増すことによりある程度の液状化対策となっているものと考えられる。また、FLIP が微小変位理論により地盤を連続体として解析していることによると考えられる。被災護岸は写真によると背面の地盤に大規模にひび割れが生じているが、連続体としての解析ではこのような地盤の破壊現象による変位の増大は算出できないという解析手法の影響も考えられる。他に、最近のボーリングデータを参照してモデル化したため、地震後に地盤が締め固められている影響も考えられる。橋の設計で用いたレベル 2 地震時の液状化による地盤定数の低減係数  $D_e$  はタイプ II 地震動に対し 2/3 にとどまり、被災時の被害の規模の割に計算上の液状化の程度は限定的である。 $D_e$  の値はタイプ I 地震動に対して 1/3 であるため、タイプ I 地震動の方が護岸の変位が大きいという解

析結果と析結果と整合している。

本検討では、護岸から 50m 以上の距離がある基礎の永久変形の算出を目的とするため、護岸の大規模な破壊現象の定量評価までは行わず、この解析モデルにより基礎を考慮した検討に進むこととした。

## (2) 基礎を考慮したケースの解析結果

基礎を考慮した解析における護岸天端と基礎天端の残留変位を表-4 に示す。

護岸の変位を比較すると、基礎構造を考慮することで低減される傾向である。これは、基礎構造物が背面土の流動化に対しある程度抵抗することの影響と考えられる。

基礎の変位は、護岸に近い海 P220 橋脚ではタイプ I 地震動で護岸方向に 0.328m、タイプ II 地震動で護岸方向に 0.188m である。PPE-1 橋脚では基礎の水平変位がそれぞれ 0.003m と 0.018m とかなり小さい。

PPE-1 橋脚の水平変位が小さい理由は基礎の位置が護岸からより大きく離れていることに加え、基礎構造形式が鋼管矢板基礎であるため、杭基礎に比して水平方向の剛性が高いためであると考えられる。

一方で、基礎の鉛直変位は海 P220 橋脚ではわずかな値であるのに対し、PPE-1 橋脚ではタイプ I 地震動で 0.205m、タイプ II 地震動で 0.072m となる。これは、鋼管矢板基礎のロッキング振動により、前面及び背面の鋼管矢板が上下方向に変位し、これに接する地盤にせん断ひずみの繰り返しが生じて地盤要素の剛性低下が生じたことによると考えられる。

図-8 に基礎を考慮した解析における地盤の残留せん断ひずみ分布図を示す。(a)の海 P220 橋脚では基礎の近傍にせん断ひずみの大きい領域は見られないが、(b)の PPE-1 橋脚では、鋼管矢板基礎の前面及び背面にせん断ひずみが大きい領域が確認できる。

FLIP の解析は 2 次元解析であり、解析モデルの奥行方向のひずみ分布の影響を考慮できないため、基礎近傍の局所的なせん断ひずみが奥行方向にも連続していると評価された結果と考えられる。基礎の沈下は断面力に与える影響が大きく、構造物の解析では安全側の評価につながると思われ、この解析で得られた変位を強制変位の値として用いることとした。

### (3) FLIP により算出された基礎の断面力

海 P220 橋脚の杭基礎における、流動化により杭に残留する曲げモーメントを、道路橋示方書による流動力が作用する状況に対する計算値と比較して図-9 に示す。横軸は杭の列を示しており、第 1 列が護岸側である。棒グラフは各列の杭の最大曲げであり、「列平均」は列ごとの最大曲げを平均した値である。設計計算による値は計算条件の違いによる最大値と最小値を示す。

FLIP による杭の曲げモーメントは護岸側の列が最も大きく、設計計算値を上回る。一方、第 2 列以降は設計値と同等か下回る値である。降伏曲げを超える杭は 1 列のみであり道路橋示方書の定義する基礎の降伏には至っていない。護岸に近い列の曲げモーメントが大きいのは、背面から護岸方向に作用する流動力に対し地盤反力が生じる最前列の杭であるためと考えられる。杭の曲げモーメントの平均値は設計計算の値に近い値であり、基礎全体を俯瞰すると概ね同等の計算結果といえる。

PPE-1 橋脚における基礎の前面側及び背面側の鋼管矢板に残留する曲げモーメントを図-10 に示す。曲げモーメントは前面側より背面側の方が大きい傾向がある。これは、背面側は土圧が圧縮力として作用する一方、前面側は離れてゆく地盤と鋼管矢板基礎との間に引張力が作用しないためである。最大曲げモーメントは深さ約 10m で生じ、断面の降伏曲げモーメントに近い値であった。一方、道路橋示方書の流動力により算出される曲げモーメントは FLIP の解析結果より小さく、基礎の断面決定には寄与しないものであった。

鋼管矢板の梁要素と地盤要素の間の接触バネ要素の反

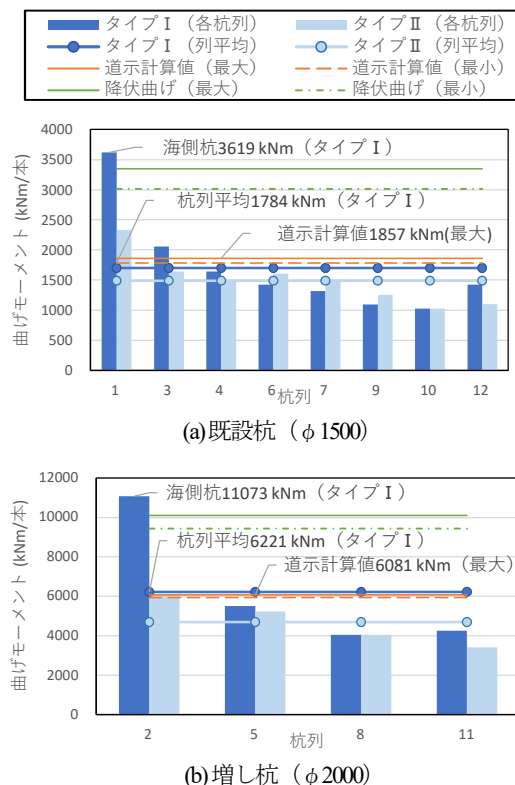


図-9 流動化により生じた杭の曲げモーメント

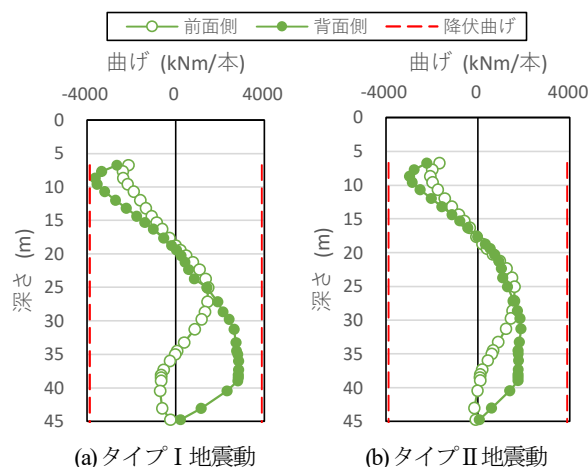


図-10 流動化により鋼管矢板に残留する曲げモーメント

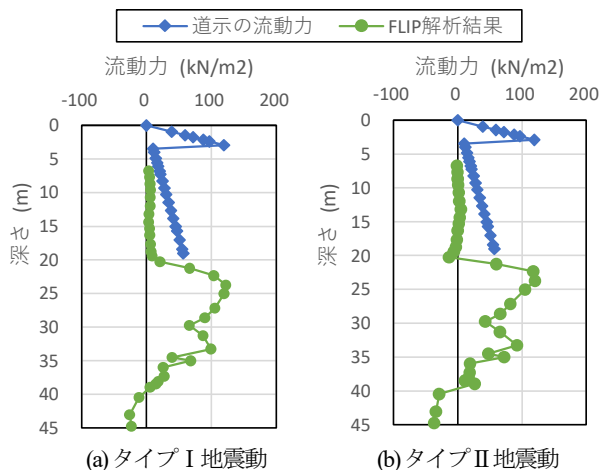


図-11 鋼管矢板基礎に作用する流動力

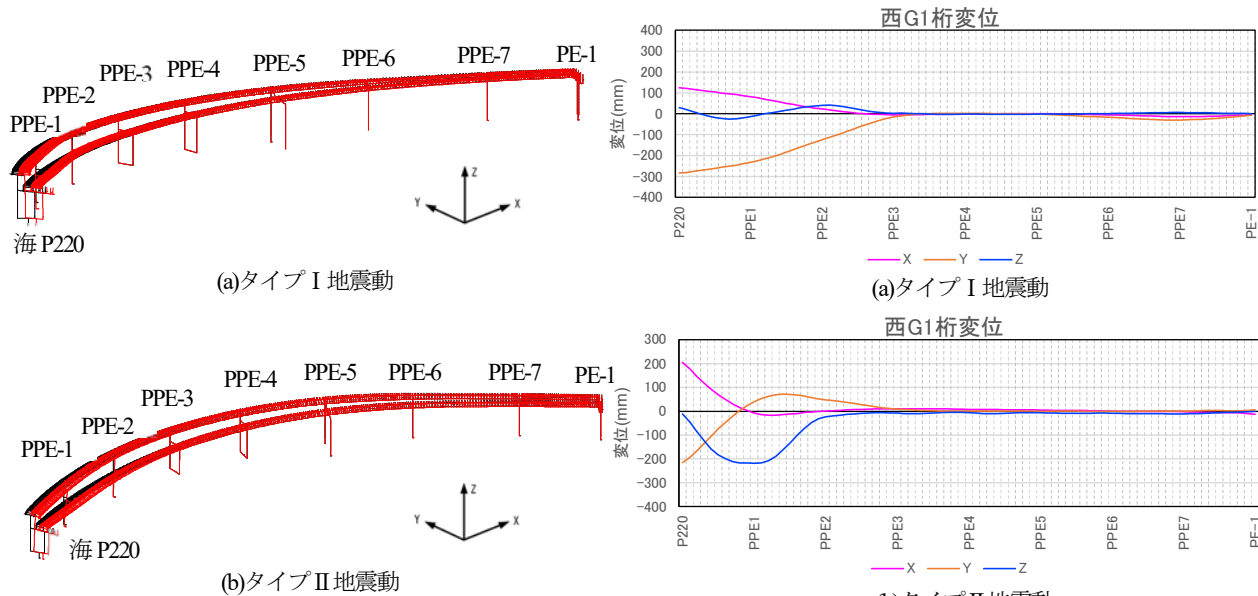


図-12 流動化の影響により橋に残留する変形

図-13 主桁の残留変位

表-5 橋脚の残留変位の照査

：照査OK  
：照査NG

②レベル2地震後 残留変位の照査

| 位置                       | 項目                       | 地震動     | CASE02    |           | CASE03    |           | CASE09    |           | CASE11    |           | CASE12    |           | CASE15    |           |
|--------------------------|--------------------------|---------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|                          |                          |         | X<br>(mm) | Y<br>(mm) | X<br>(mm) | Y<br>(mm) | X<br>(mm) | Y<br>(mm) | X<br>(mm) | Y<br>(mm) | X<br>(mm) | Y<br>(mm) | X<br>(mm) | Y<br>(mm) |
| 海P220<br>橋脚高H<br>27.939m | 残留変位 $\delta$            | タイプⅠ 平均 | 0         | -3        | -1        | -1        | -5        | 9         | -4        | 10        | -4        | 10        | -3        | 9         |
|                          |                          | タイプⅡ 平均 | -1        | 5         | 0         | 4         | 3         | -2        | 3         | -4        | 3         | -5        | 4         | -6        |
|                          | 照査<br>$\delta / (H/100)$ | タイプⅠ    | 0.00      | 0.01      | 0.00      | 0.00      | 0.01      | 0.03      | 0.01      | 0.03      | 0.01      | 0.03      | 0.01      | 0.03      |
|                          |                          | タイプⅡ    | 0.00      | 0.02      | 0.00      | 0.01      | 0.01      | 0.01      | 0.01      | 0.01      | 0.01      | 0.02      | 0.01      | 0.02      |
| PPE-1<br>橋脚高H<br>30.713m | 残留変位 $\delta$            | タイプⅠ 平均 | -7        | 1         | -7        | 3         | -5        | 11        | -2        | 11        | -1        | 11        | 3         | 8         |
|                          |                          | タイプⅡ 平均 | -13       | 9         | -12       | 5         | 0         | -17       | 5         | -22       | 7         | -23       | 12        | -22       |
|                          | 照査<br>$\delta / (H/100)$ | タイプⅠ    | 0.02      | 0.00      | 0.02      | 0.01      | 0.01      | 0.04      | 0.01      | 0.04      | 0.00      | 0.03      | 0.01      | 0.02      |
|                          |                          | タイプⅡ    | 0.04      | 0.03      | 0.04      | 0.02      | 0.00      | 0.06      | 0.02      | 0.07      | 0.02      | 0.08      | 0.04      | 0.07      |
| PPE-2<br>橋脚高H<br>29.000m | 残留変位 $\delta$            | タイプⅠ 平均 | -9        | 6         | -9        | 7         | -4        | 9         | -1        | 7         | 1         | 6         | 5         | 1         |
|                          |                          | タイプⅡ 平均 | -14       | 12        | -13       | 8         | -1        | -14       | 5         | -20       | 7         | -22       | 13        | -24       |
|                          | 照査<br>$\delta / (H/100)$ | タイプⅠ    | 0.03      | 0.02      | 0.03      | 0.03      | 0.02      | 0.03      | 0.00      | 0.03      | 0.00      | 0.02      | 0.02      | 0.00      |
|                          |                          | タイプⅡ    | 0.05      | 0.04      | 0.05      | 0.03      | 0.00      | 0.05      | 0.02      | 0.07      | 0.03      | 0.08      | 0.05      | 0.08      |

③レベル2地震＋流動化後 残留変位の照査

| 位置                       | 項目                       | 地震動     | CASE02    |           | CASE03    |           | CASE09    |           | CASE11    |           | CASE12    |           | CASE15    |           |
|--------------------------|--------------------------|---------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|                          |                          |         | X<br>(mm) | Y<br>(mm) | X<br>(mm) | Y<br>(mm) | X<br>(mm) | Y<br>(mm) | X<br>(mm) | Y<br>(mm) | X<br>(mm) | Y<br>(mm) | X<br>(mm) | Y<br>(mm) |
| 海P220<br>橋脚高H<br>27.939m | 残留変位 $\delta$            | タイプⅠ 平均 | -65       | 89        | -65       | 89        | -59       | 76        | -54       | 67        | -52       | 65        | -57       | 78        |
|                          |                          | タイプⅡ 平均 | 1         | -18       | 1         | -17       | 10        | -33       | 14        | -37       | 15        | -39       | 11        | -31       |
|                          | 照査<br>$\delta / (H/100)$ | タイプⅠ    | 0.21      | 0.29      | 0.21      | 0.29      | 0.19      | 0.25      | 0.17      | 0.22      | 0.17      | 0.21      | 0.19      | 0.25      |
|                          |                          | タイプⅡ    | 0.00      | 0.06      | 0.00      | 0.06      | 0.03      | 0.11      | 0.04      | 0.12      | 0.05      | 0.13      | 0.04      | 0.10      |
| PPE-1<br>橋脚高H<br>30.713m | 残留変位 $\delta$            | タイプⅠ 平均 | 11        | 46        | 11        | 47        | 13        | 28        | 19        | 15        | 21        | 11        | 20        | 25        |
|                          |                          | タイプⅡ 平均 | 46        | -151      | 44        | -147      | 43        | -174      | 47        | -183      | 48        | -183      | 45        | -166      |
|                          | 照査<br>$\delta / (H/100)$ | タイプⅠ    | 0.04      | 0.15      | 0.03      | 0.15      | 0.04      | 0.09      | 0.06      | 0.05      | 0.07      | 0.04      | 0.07      | 0.08      |
|                          |                          | タイプⅡ    | 0.15      | 0.49      | 0.14      | 0.48      | 0.14      | 0.57      | 0.15      | 0.60      | 0.16      | 0.59      | 0.15      | 0.54      |
| PPE-2<br>橋脚高H<br>29.000m | 残留変位 $\delta$            | タイプⅠ 平均 | -4        | 48        | -4        | 48        | -3        | 35        | 1         | 27        | 3         | 24        | 3         | 32        |
|                          |                          | タイプⅡ 平均 | 13        | -52       | 10        | -47       | 7         | -63       | 10        | -69       | 11        | -69       | 9         | -56       |
|                          | 照査<br>$\delta / (H/100)$ | タイプⅠ    | 0.01      | 0.16      | 0.01      | 0.17      | 0.01      | 0.12      | 0.00      | 0.09      | 0.01      | 0.08      | 0.01      | 0.11      |
|                          |                          | タイプⅡ    | 0.05      | 0.18      | 0.04      | 0.16      | 0.02      | 0.22      | 0.04      | 0.24      | 0.04      | 0.24      | 0.03      | 0.19      |

力から求めた、基礎の作用する流動力を図-11に示す。FLIPによる流動力は深さ約20mまでの液状化層では小さく、その直下の非液状化層から作用する力大きい。このような荷重分布により図-10に示すように鋼管矢板基には深さ30m前後で曲げモーメントが大きく生じたと考えられる。

このように地盤から鋼管矢板基礎に作用する作用する力は、水際線による解析モデルの非対称性に起因し、地盤全体が護岸の方向に動こうとする傾向があることによると考えられる。鋼管矢板基礎が地盤流動化により被災した事例はほとんどなく、実験や解析の事例も少ない

ため、鋼管矢板の断面力や流動力の性状をより明らかにするには、さらなる検討が必要である。

## 5. 地盤の永久変位による高架橋への性能評価

### (1) 上部構造の残留変位

タイプⅠおよびタイプⅡの動的解析から強制変位載荷後の残留変形図を図-12および図-13に示す。流動化により、特に海P220橋脚が護岸の方向である曲線内側に変位している。PPE-1橋脚の変位は、タイプⅠ地震動で

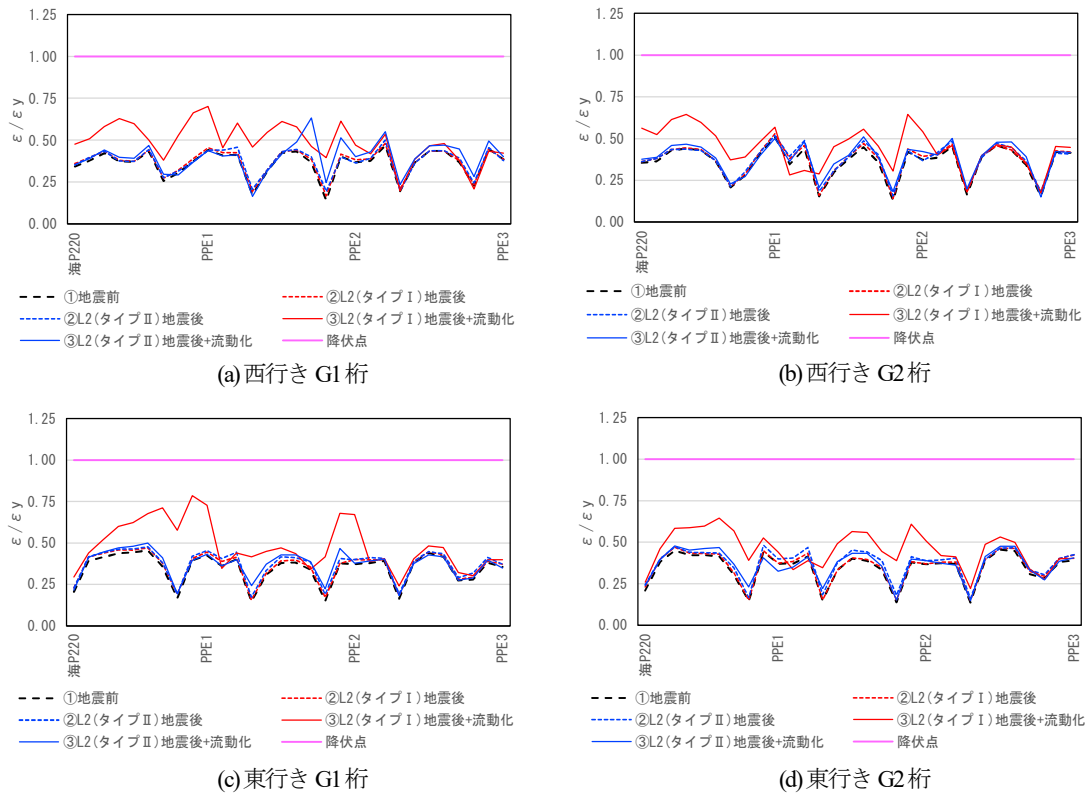


図-14 上部構造の残留ひずみ

表-6 橋脚の残留ひずみ

| 橋脚    | 箇所   | 材質     | ①L2地震前<br>(死荷重時)<br>ひずみ(ε/εy) | タイプ I 地震動   |       |             |       |                       |        | タイプ II 地震動  |       |             |       |                       |       |
|-------|------|--------|-------------------------------|-------------|-------|-------------|-------|-----------------------|--------|-------------|-------|-------------|-------|-----------------------|-------|
|       |      |        |                               | ②L2地震後      |       | ③L2地震+流動化   |       | ひずみ変化率<br>(③-①)/(②-①) |        | ②L2地震後      |       | ③L2地震+流動化   |       | ひずみ変化率<br>(③-①)/(②-①) |       |
|       |      |        |                               | 残留ひずみ(ε/εy) |       | 残留ひずみ(ε/εy) |       |                       |        | 残留ひずみ(ε/εy) |       | 残留ひずみ(ε/εy) |       |                       |       |
|       |      |        |                               | 引張          | 圧縮    | 引張          | 圧縮    | 引張                    | 圧縮     | 引張          | 圧縮    | 引張          | 圧縮    | 引張                    | 圧縮    |
| 海P220 | L柱   | SS400  | 0.012                         | 0.104       | 0.015 | 0.113       | 0.489 | 0.204                 | 158.08 | 10.68       | 0.237 | 0.434       | 0.259 | 0.487                 | 1.10  |
|       | R柱1  | SM490Y | 0.007                         | 0.098       | 0.047 | 0.140       | 0.522 | 0.281                 | 13.07  | 4.32        | 0.055 | 0.274       | 0.730 | 3.342                 | 15.06 |
|       | R柱2  | SM490Y | 0.017                         | 0.064       | 0.019 | 0.064       | 0.682 | 0.067                 | 437.14 | 4.47        | 0.159 | 0.235       | 0.277 | 0.436                 | 1.83  |
| PPE1  | 柱4-3 | SM490Y | 0.048                         | 0.130       | 0.084 | 0.166       | 1.223 | 0.979                 | 32.87  | 23.62       | 0.190 | 0.262       | 0.925 | 0.736                 | 6.19  |
|       | 柱4-2 | SM490Y | 0.079                         | 0.133       | 0.090 | 0.156       | 0.961 | 0.458                 | 77.52  | 13.72       | 0.178 | 0.248       | 0.499 | 0.399                 | 4.24  |
|       | 柱4-1 | SM490Y | 0.086                         | 0.210       | 0.091 | 0.220       | 0.426 | 0.474                 | 70.19  | 25.86       | 0.127 | 0.261       | 0.115 | 0.244                 | 0.71  |
|       | 柱3   | SM570  | 0.075                         | 0.104       | 0.073 | 0.112       | 0.262 | 0.059                 | -80.56 | -5.96       | 0.103 | 0.207       | 0.064 | 0.165                 | -0.42 |
|       | 柱2   | SM490Y | 0.093                         | 0.194       | 0.107 | 0.210       | 0.025 | 0.112                 | -4.96  | -5.25       | 0.098 | 0.197       | 0.093 | 0.194                 | 0.11  |
|       | 柱1   | SM570  | 0.083                         | 0.171       | 0.097 | 0.187       | 0.069 | 0.122                 | -1.00  | -3.04       | 0.091 | 0.177       | 0.093 | 0.179                 | 1.25  |
|       | 柱3-3 | SM490Y | 0.032                         | 0.122       | 0.064 | 0.154       | 0.245 | 0.241                 | 6.60   | 3.75        | 0.173 | 0.251       | 0.941 | 0.771                 | 6.42  |
| PPE2  | 柱3-2 | SM490Y | 0.045                         | 0.118       | 0.061 | 0.123       | 0.115 | 0.076                 | 4.29   | -8.39       | 0.166 | 0.240       | 0.396 | 0.386                 | 2.89  |
|       | 柱3-1 | SM490Y | 0.042                         | 0.187       | 0.040 | 0.182       | 0.065 | 0.135                 | -11.48 | 10.78       | 0.118 | 0.265       | 0.133 | 0.286                 | 1.20  |
|       | 柱2   | SM570  | 0.067                         | 0.120       | 0.074 | 0.123       | 0.123 | 0.164                 | 8.10   | 19.28       | 0.085 | 0.160       | 0.072 | 0.175                 | 0.31  |
|       | 柱1   | SM570  | 0.089                         | 0.156       | 0.098 | 0.163       | 0.158 | 0.206                 | 7.98   | 6.44        | 0.111 | 0.184       | 0.085 | 0.157                 | -0.18 |

■：塑性化部材

■：塑性化部材の変化率

■：橋脚内の最大変化率（塑性化部材以外）

沈下が目立っている。

率  $\delta \max / \delta a = 0.60$  となった。

## (2) 橋脚の残留変位

海 P220, PPE-1 および PPE-2 橋脚について、西行き側の橋脚高さが高く、残留変位が大きいため、西行き側を対象として、残留変位照査を行った。橋脚高  $H$  は、柱下端から西行き上部工剛結部の骨組み高さとし、許容残留変位は  $\delta a = H/100$  として、表-5 に整理を行った。これより、レベル 2 地震後においては、最大で PPE-2 橋脚の CASE15 (Y 方向) の  $\delta \max = 24\text{mm}$  で許容残留変位との比率  $\delta \max / \delta a = 0.08$  となった。レベル 2 地震後+流動化では、最も残留変位が大きくなる PPE-1 橋脚の CASE11 (Y 方向) においても  $\delta \max = 183\text{mm}$  で許容残留変位との比

## (3) 上部構造の残留ひずみ

上部構造のひずみより、流動化後も降伏にはいたっておらず、限界状態 1 を満足する状態であることを確認した。また図-14 の主桁ひずみ分布より、レベル 2 地震後→レベル 2 地震+流動化後の変化も小さく、流動化による影響は小さいものと判断できる。

## (4) 橋脚の残留ひずみ

海 P220, PPE-1 および PPE-2 橋脚に着目した橋脚のひずみ照査結果を表-6 に示す。これより、橋脚の残留ひずみは、L2 地震後ではタイプ I, タイプ II 共に最大応

表-7 端橋脚の支承部及び伸縮部の照査

(a) 支承反力

| 部位   |    |    | 直角方向<br>水平反力<br>(kN) | 直角方向<br>水平耐力<br>(kN) | 反力/耐力 | 判定 |
|------|----|----|----------------------|----------------------|-------|----|
| タイプⅠ | 西行 | G1 | 2675                 | 6010                 | 0.45  | OK |
|      |    | G2 | 3783                 | 6010                 | 0.63  | OK |
|      | 東行 | G1 | 2786                 | 10904                | 0.26  | OK |
|      |    | G2 | 2566                 | 10904                | 0.24  | OK |
| タイプⅡ | 西行 | G1 | 966                  | 6010                 | 0.16  | OK |
|      |    | G2 | 523                  | 6010                 | 0.09  | OK |
|      | 東行 | G1 | 362                  | 10904                | 0.03  | OK |
|      |    | G2 | 311                  | 10904                | 0.03  | OK |

(b) 伸縮遊間量

| 部位   |    |    | 橋軸変位        |             | 伸縮部<br>設計移動量<br>(mm) | 判定 |
|------|----|----|-------------|-------------|----------------------|----|
|      |    |    | max<br>(mm) | min<br>(mm) |                      |    |
| タイプⅠ | 西行 | G1 | 13          | -22         | -143～+280            | OK |
|      |    | G2 | 48          | 11          | -143～+280            | OK |
|      | 東行 | G1 | -40         | -44         | -112～+229            | OK |
|      |    | G2 | 10          | 6           | -112～+229            | OK |
| タイプⅡ | 西行 | G1 | -58         | -88         | -143～+280            | OK |
|      |    | G2 | -48         | -79         | -143～+280            | OK |
|      | 東行 | G1 | -54         | -66         | -112～+229            | OK |
|      |    | G2 | -42         | -57         | -112～+229            | OK |

備考) -: 収縮方向, +: 伸長方向

備考) -:収縮方向,+:伸長方向

表-8 活荷重の影響を考慮した主桁の残留ひずみ

| 位置              |             | 主桁  | ①地震前 | ②L2地震後  |      | ③L2地震後+流動化 |      | ④L2地震後+流動化+活荷重 |      |         |      |
|-----------------|-------------|-----|------|---------|------|------------|------|----------------|------|---------|------|
|                 |             |     |      | 降伏値との比率 |      | 降伏値との比率    |      | 変動作用時の制限値との比率  |      | 降伏値との比率 |      |
|                 |             |     |      | タイプⅠ    | タイプⅡ | タイプⅠ       | タイプⅡ | タイプⅠ           | タイプⅡ | タイプⅠ    | タイプⅡ |
| P220-PPE1<br>径間 | M-max<br>付近 | 西G1 | 0.37 | 0.37    | 0.37 | 0.63       | 0.47 | 1.11           | 0.89 | 0.81    | 0.89 |
|                 |             | 西G2 | 0.43 | 0.43    | 0.43 | 0.64       | 0.47 | 1.21           | 0.97 | 0.88    | 0.97 |
|                 |             | 東G1 | 0.44 | 0.46    | 0.46 | 0.71       | 0.50 | 1.24           | 0.96 | 0.95    | 0.96 |
|                 |             | 東G2 | 0.42 | 0.43    | 0.44 | 0.65       | 0.48 | 1.16           | 0.94 | 0.89    | 0.94 |
| PPE1            | M-min       | 西G1 | 0.44 | 0.45    | 0.44 | 0.70       | 0.44 | 1.18           | 0.82 | 0.86    | 0.82 |
|                 |             | 西G2 | 0.51 | 0.53    | 0.52 | 0.57       | 0.50 | 1.01           | 0.92 | 0.73    | 0.92 |
|                 |             | 東G1 | 0.42 | 0.45    | 0.45 | 0.78       | 0.43 | 1.32           | 0.83 | 0.96    | 0.83 |
|                 |             | 東G2 | 0.37 | 0.37    | 0.40 | 0.53       | 0.41 | 0.93           | 0.76 | 0.68    | 0.76 |

答ひずみが制限値（充填部  $7\varepsilon_y$ 、中空部で  $10\varepsilon_y$ ）以内に留まり、弾性域内の残留ひずみである。L2 地震+流動化では、タイプⅡで僅かに塑性域での残留ひずみが発生しているものの制限値以内であり、限界状態2を満足することを確認した。流動化のひずみ変化率としては、L2 地震後では弾性域内のひずみであるため、L2 地震+流動化への変化率が大きく出ている。

## (5) 桁端部の照査

流動化後における支承部と伸縮部の照査結果を表-7に示す。これより、支承部反力は耐力以下に、伸縮部は設計遊間量以内に収まり、限界状態1を満足することを確認した。なお、桁遊間量(750mm)は伸縮装置の遊間量に対して大きいと、桁端部の橋軸方向変位（隣接桁との相対変位）は桁遊間以内に収まるものとみなし、限界状態3を満足するものとした。

## 6. 被災後の供用性に関する考察

流動化後の主桁ひずみ分布より、比較的大きなひずみが生じている PPE-1 支点部や海 P220～PPE-1 支間中央部を対象に、上部構造に不利に働くよう活荷重（変動作用）時の被災後の供用性に対する確認を行った。

上部構造設計計算書より、着目する PPE-1 支点部と海 P220～PPE-1 の支間中央部の応力度や断面力を抽出し、弾性係数 E で除してひずみに変換する。また着目部位の

決定ケースが D+L+T によるものであったため、断面力比率より活荷重分のひずみ値を推察した。なお、活荷重 L に対して温度変化時 T の比率が小さいことから、本稿では便宜的に T を無視して、活荷重ひずみのみを足したケース④を表-8に示す。

これより、短期的な暫定復旧の観点では、タイプⅠ、タイプⅡ地震動ともに降伏値とのひずみ比では 1.0 を超えておらず、主桁は降伏に至っていないことから、一時的な一般車の開放や緊急車両の通行確保は可能なものと判断できる。

一方、長期的な恒久復旧の観点では、タイプⅠ地震動において、変動作用時の制限値とのひずみ比率が 1.0 を超える（限界状態1を超える）応答となる。しかし、超過量は 30%程度であり、さらには、部分係数は現行道示に示されたものとした場合である。制限値以内とするためには、当て板等の補修が可能であり、また、残存供用期間等を踏まえ、部分係数の見直しの可能性もあるため、軽微な補修により復旧可能と判断できる範囲である。

## 7. まとめ

高架橋に対する基礎の流動化による影響を評価するため、地盤－基礎系の FEM モデルによる有効応力解析と橋全体系の骨組モデルによる非線形解析を組合せて検討を行った。本検討により得られた知見を以下に示す。

- (1) 地盤と基礎を一体とした FLIP による有効応力解析を行い、これにより得られた基礎の変位を骨組モデルに入力する強制変位の値とした。変位の値はケースによっては解析モデルの制約から実際より大きい値の可能性も考えられるが、安全側の仮定として算出された値をそのまま用いた。
- (2) FLIPにより算出された杭基礎の断面力は、道路橋示方書による計算値と同等である。これは、杭基礎が疑似3次元モデルであることによると考えられる。鋼管矢板基礎の断面力の精度の向上は今後の課題である。
- (3) 橋全体系の骨組モデルにより流動化の影響を確認したところ、地震時の橋の耐荷性能は確保されていることが確認された。
- (4) 地震後の構造安全性の観点では、上部構造の応答ひずみは弾性範囲であり、一時的な緊急車両の通行確保は可能なものと考えられる。
- (5) 地震後の供用性や恒久復旧に対する修復性の観点では、上部構造の応答ひずみが変動作用時の制限値を超えるため、変動作用が支配的な状況では耐荷性能を満足しない可能性がある。しかし、超過量は30%程度であり、当て板等による軽微な補修により復旧可能と判断できる範囲である。

#### 参考文献

- 1) 土木学会新潟震災調査委員会：昭和39年新潟地震震害調査報告，1966.6.
- 2) 秋田県土木部：昭和58年日本海中部地震—土木施設等災害記録一，1984.5.
- 3) 浜田政則，安田進，磯山龍二，恵本克利：液状化による地盤の永久変位の測定と考察，土木学会論文集，第376号／III-6，pp.211-220，1986.12.
- 4) 阪神・淡路大震災調査報告書編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害，土木・地盤①第1章橋梁，1996.12.10.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.108-113，2017.
- 6) 玉越隆史，横山則夫，羽深圭一，中谷昌一：橋台基礎の震災復旧対応事例，土木技術資料，53-12，pp.58-59，2011.
- 7) FLIP 研究会：FLIP 研究会 14 年間の検討成果「理論編」，2011.
- 8) 菅野高弘，野末康博，塩崎禎郎，小浜英司：地震による岸壁の被災・復旧工法・耐震補強工法，港湾空港技術研究所資料，No.1145，2006.9.
- 9) 古山田耕司，宮本裕司，酒向裕司，古江守：1995 年兵庫県南部地震における側方流動地盤での杭基礎の地震応答に関する解析的検討，日本建築学会構造系論文集，第521号，pp.49-56，1999.7.
- 10) 南莊淳，安田扶律，藤井康男，田蔵隆，大槻明，淵本正樹，中平明憲，黒田兆次：道路橋橋脚基礎杭の地震被災解析とその対策法に関する研究，土木学会論文，No.661/I-53，pp.195-210，2000.10..
- 11) 梶田幸秀，柿永恭祐，宇野州彦，北原武嗣：橋桁の影響を考慮した液状化地盤上にある橋台の地震時応答に関する基礎的研究，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），pp.I\_338-I\_347，2016.
- 12) 国土技術政策総合研究所，土木研究所：平成28年（2016年）熊本地震土木施設被害調査報告，国土技術総合研究所資料第967号，土木研究所資料第4359号，2017.3.
- 13) 東拓生，田村敬一：流動化に伴う地盤変位及び橋梁基礎に作用する力に関する研究，第24回地震工学研究発表会講演論文集，1997.7.
- 14) 運輸省港湾技術研究所：1995 年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告，港湾技研資料，No.857，1997.3.

## SERVICEABILITY AFTER AN EARTHQUAKE FOR ELEVATED BRIDGE AFFECTED BY FLUIDIZATION

Hiroki SUGIYAMA, Takayuki YOSHIDA, Yasuto NISHIDA, Mizuki YOSHIHARA,  
Tatsuo SASAKI, Tsutomu YOSHIKAWA and Koji ONIKI

For bridges that consider the fluidization of the ground in coastal areas, the foundation is generally checked for the action of fluid force. If the upper and lower connections of the bridge have a rigid structure, the permanent displacement of the foundation due to fluidization may affect the earthquake resistance of the bridge and its serviceability after a disaster because it has a high-order statically indeterminate structure. In this study, the effect of permanent displacement of the foundation due to fluidization was evaluated by combining the effective stress analysis of the ground-foundation and the dynamic analysis of the structure for the viaduct of the rigid structure near the revetment. First, the effective stress analysis by FLIP was performed using the ground-foundation integrated model. Then, using the three-dimensional frame structure model of the bridge, the permanent displacement of the foundation was forcibly input to the top of the foundation as an action following the level 2 earthquake ground motion. In this way, we evaluated the damage situation of the bridge after fluidization and considered the serviceability after an earthquake considering the influence of live load (fluctuation action).