

論文 地震後における直接基礎の 底面塑性化率と残存耐力の関係の解析的考察

尾崎 匠¹・佐名川 太亮²・白根 岳³

¹ 正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
E-mail: ozaki.takumi.90@rtri.or.jp

² 正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
E-mail: sanagawa.taisuke.39@rtri.or.jp

³ 正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
E-mail: shirane.gaku.04@rtri.or.jp

鉄道構造物が地震を受けた場合、できる限り早期に復旧することが求められる。基礎の傾斜等の残留変位を生じた場合でも、それ以降の地震で構造物の残留変位が大きく進行しない状態であれば、構造物の大規模な補修や取り換えを行わず、主に軌道の補修を行うことで早期の復旧が可能である。本検討では、直接基礎橋脚に対し同じ地震動を連続的に2回作用させる時刻歴応答解析を行い、2波目の地震による残留変位の進行量に関連のあるパラメータを評価した。その結果、2波目の地震による残留沈下進行量は2波目の地震動が作用する前の底面塑性化率や残留沈下量と高い関係性を有することが示唆された。また岩盤上の直接基礎の場合、砂質地盤上のモデルと比較して底面塑性化率が同じ場合でも、2波目の地震による基礎の残留沈下進行量が少ないことがわかった。

Key Words: seismic response analysis, spread foundation, base plasticity ratio, residual settlement

1. はじめに

鉄道構造物が地震を受けた場合、できる限り早期に運行再開することが求められる。運行再開の判断をするためには、列車の走行安全性の確保するため、変位・変形量の観点から構造物がそのまま供用できる残存耐力を有しているか評価することが重要となる。しかしながら、橋脚・桁といった上部工や軌道を支えている基礎構造物の変位・変形に関する残存耐力に関しては、その指標や評価法等について今まで十分な検討がなされていない。

一度地震を受けた後に再度地震を受けた際、構造物の残留変位が進行しにくい場合は、構造物の大規模な補修や取り換えを行わず、主に軌道の補修を行うことで早期の復旧が可能と考えられる。この観点から本検討では、再度地震を受けた際の残留変位の進行を残存耐力の主な評価指標とした。この残留変位の進行を分析するため、支持地盤やフーチング幅、上部工条件等を変化させた直接基礎橋脚のモデルを用いて、地震動を2回連続して受けることを想定した時刻歴応答解析を行った。これにより得られる各地震後の残留変位量やそれらに関連の深いパラメータについて検討を行った。

2. 時刻歴応答解析の概要

本検討では、直接基礎橋脚を対象に多質点系の2次元梁ばねモデルを用いた時刻歴応答解析を実施した。解析手順は図-1の通りである。

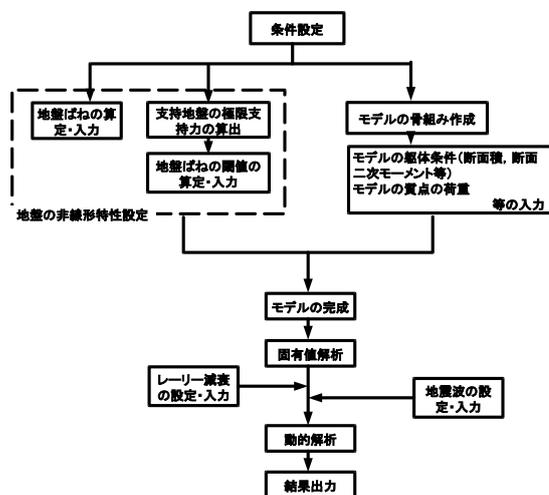


図-1 本検討における解析手順

(1) 解析モデル

本検討では西村らの提案した分布地盤ばねモデル¹⁾を用いた。西村らは分布地盤ばねモデルを用いて橋脚の回転変形後の累積的な沈下量を算定し評価する方法を提案しており、模型実験による検証からその適用性も示されている。本検討では残存耐力の検討に際して橋脚の残留変位を算定するため分布地盤ばねモデルを採用した。

分布地盤ばねモデルは直接基礎の地盤抵抗を鉛直地盤ばねとしてフーチング全面に分割して配置し、各ばねにバイリニア型の非線形特性を持たせたモデルである。このバイリニア型の非線形特性は非対称のスリップ型の履歴となっており累積沈下を表現することが可能である。

本検討で用いた分布地盤モデルを採用したモデルの例を図-2に示す。フーチングの鉛直荷重に関しては図-2に示すフーチング底面の101個の節点に振り分けそれぞれにバイリニア型の鉛直地盤ばねを配置している。フーチング底面の鉛直地盤ばねは、上述の通り押し込み側は第二勾配の剛性低下率 α （本検討では二次勾配は初期勾配の2%）を設定したスリップバイリニアモデル、浮き上がり側は傾きをほぼ0（正方向の初期勾配の 1.0×10^6 倍）としたモデルとなっている（図-2）。なお鉛直地盤ばねに関しては、地盤ばね1本ごとの分担面積は端部のみ半分となるため、端部の節点のばね値は端部以外の節点の1/2のばね値となっている。

簡便のためフーチングの鉛直方向の節点配置は、どのフーチング厚さでもフーチング厚さ2.2mの場合と同様

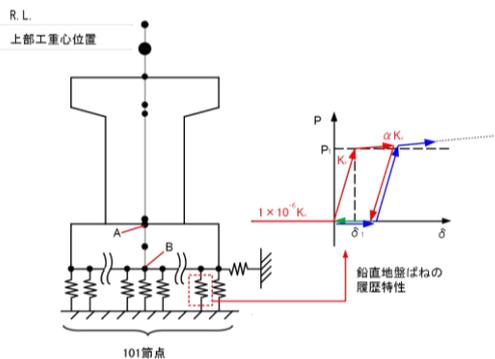


図-2 モデル図例

表-1 砂質地盤における解析条件

フーチング幅 (m)	5, 7.5, 10, 12.5, 15
フーチング厚さ (m)	1.5-4.4 (フーチング幅に比例)
N値	20, 25, 30, 35, 40, 50, 60, 75
橋脚高さ (m)	3, 7, 14, 21, 30
桁荷重 (kN)	1000, 5380, 10000, 20000
内部摩擦角 ϕ (°)	36.0~48.1 (N値より計算) ²⁾
粘着力度 c (kN/m ²)	0
変形係数 E (MN/m ²)	40~150 (N値より計算) ²⁾

※フーチングの奥行きはフーチング幅と同様に設定

（図-2でA-B間はモデルによらず一定）とし水平方向に作用する慣性力はまとめてフーチングの中央の節点（図-2のA-Bの間の節点）に作用させた。フーチングの水平部材の剛性のみ入力上フーチングの厚さが反映された値としている。フーチングの荷重のうち鉛直荷重を分配して作用させることで、フーチングの回転に伴う慣性モーメントが表現可能である。また、フーチング幅によっては、鉛直荷重を分配しない場合、自重載荷時にフーチング中央にたわみが見られたため、実物に近くなるよう鉛直荷重を分配することで、このたわみに関しても緩和を図った。

また、フーチング底面のせん断地盤ばねは線形とし、埋め戻し土の抵抗は考慮しないものとした。

(2) 構造物・地盤諸元

支持地盤は砂質地盤と岩盤の2種を設定した。支持地盤が砂質地盤の場合表-1に、岩盤の場合表-2~表-4に示す解析条件を設定した。岩盤の条件は「鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物²⁾（以下、基礎標準）」に示されている粘板岩・花崗岩の物性を元に設定した。

表-2 岩盤における解析条件

岩種	粘板岩, 花崗岩
岩級	D, CL, CM, CH, B
フーチング幅 (m)	5, 7.5, 10, 12.5, 15
フーチング厚さ (m)	1.5-4.4 (フーチング幅に比例)
橋脚高さ (m)	3, 7, 14, 21, 30
桁荷重 (kN)	1000, 5380, 10000, 20000

※フーチングの奥行きはフーチング幅と同様に設定

表-3 岩種・岩級ごとの内部摩擦角および粘着力度²⁾

岩級	岩種			
	粘板岩		花崗岩	
	ϕ (°)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	c (kN/m ²)
B	45	2500	45	1500
CH	40	2000	40	1000
CM	40	1250	40	500
CL	35	500	37	100
D	25	0	30	0

表-4 岩種・岩級ごとの変形係数 E²⁾

岩級	岩種	
	粘板岩	花崗岩
B	3000	2000
CH	2000	800
CM	750	450
CL	300	200
D	100	10

※単位は (MN/m²)

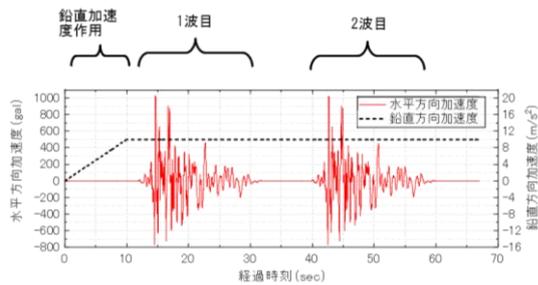


図-3 入力加速度の例

(3) 地盤ばねの設定

地盤ばねは次の a)~c)に従って設定した。なお、地盤ばねの設定にあたって必要となる地盤の諸数値は前節の地盤諸元を用いた。

a) フーチング底面の鉛直地盤ばね K_v

フーチング底面の鉛直地盤ばね K_v は基礎標準²⁾に準じて算定した。この K_v がフーチング底面に分割して配置された地盤ばねにおける押込み側の初期勾配となる。

b) フーチング底面の鉛直地盤ばねの降伏点

まず、設計鉛直支持力 q_d を基礎標準²⁾を参考に計算する。なお、基礎標準では粘性土の q_d に関しては粘着力項、砂質土の q_d に関しては自重項と上載厚項のみを考慮しているが、今回岩盤に関しては、粘着力項、自重項、上載厚項すべてを足し合わせて q_d を算定している。砂質地盤、岩盤ともに上載土はフーチング底面から2.7m上面までと仮定し、有効単位体積重量は 8.8kN/m^3 として計算した。また、設計鉛直支持力 R_{vd} が、設計鉛直力 V_d と等しくなる際の設計鉛直支持力を q_{dmax} とする。また岩盤の場合道路橋示方書³⁾を参考に q_{dmax} に上限を設けることとし、岩級B、CHのものに関しては上限を 3750kN/m^2 、それ以外に関しては上限を 1500kN/m^2 とした。 q_{dmax} は既往の回転ばねモデルにおける設計最大抵抗モーメント M_{nd} が作用した状態での偏心・傾斜の影響による低減を考慮⁴⁾した鉛直支持力であり、フーチング底面に分割して配置された地盤ばねにおける押込み側の降伏点に対応した支持力となる。

本検討では水平震度 k_h を漸増させることで基礎の傾斜・偏心の程度を漸増させ、 R_{vd} が V_d がに到達する際の水平震度 k_{hmax} を求めた。この水平震度が k_{hmax} 時の鉛直支持力が q_{dmax} になるとして q_{dmax} 求めた。

フーチング全体の面積 A_v より、フーチング底面に分割して配置された地盤ばね1本ごとの分担面積は $A_v/100$ (端部節点のばねについては $A_v/100/2$)となるため、押込み側の降伏点 P_1 は以下のように算定される。

$$P_1 = q_{dmax} A_v / 100$$

(フーチング底面の両端以外の地盤ばね)

$$P_1 = q_{dmax} A_v / 100 / 2$$

(フーチング底面の両端の地盤ばね)

表-5 入力地震動

砂質地盤	L2地震動スペクトルI (G2, G4地盤), L2地震動スペクトルII (G2, G4地盤), 実観測波 (神戸海洋気象台, 鷹取駅構内, ポートアイランド)
岩盤	L2地震動スペクトルII (G2地盤)

※1波目および2波目で同様の地震動を入力

c) フーチング底面のせん断地盤ばね K_s

フーチング底面のせん断地盤ばね K_s は基礎標準²⁾に準じて算定した。

(4) 固有値解析およびレーリー減衰の設定

(1)~(3)で作成したモデルを元に固有値解析を行った。固有値解析の実施にあたっては、「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計⁶⁾ (以下、耐震標準) 付属資料10-2」を参考に、柱・フーチング要素の減衰定数を0.03、地盤ばねの減衰定数を0.15として設定し、全体系モード減衰定数はひずみエネルギー比例減衰法により算出した。また同付属資料を参考に、上記で得られた振動モード毎の振動数と減衰定数を元に、減衰マトリクスを作成し、レーリー減衰を設定した。今回着目振動モードは固有値解析結果において、有効質量比が有意に大きいと認められた1次および2次モードとした。

(5) 時刻歴応答解析の実施

本検討では、地震波入力前の初期応力解析を行わず、鉛直荷重を鉛直方向の重力加速度として与え、水平方向の地震動を同時に入力した。具体的には入力加速度をはじめに鉛直方向に重力加速度まで漸増させて入力した後に、鉛直方向に重力加速度を作用させた状態のまま地震動の入力を行った (図-3)。これは、橋脚モデルが地震動を受けて傾斜した際に発生するP- δ 効果を考慮する大変形解析を行うためである。

地震動については解析上2つの地震動を連続的に入力している。1波目および2波目に関しては同じ地震動を入力し、砂質地盤および岩盤のケースで表-5の通りのパターンで入力した。

表-5におけるL2地震動スペクトルI (以下、L2spcI)、L2地震動スペクトルII (以下、L2spcII) は耐震標準⁶⁾に示されている簡易な手法 (強震動予測手法によって評価しない場合の手法) により設定する設計地震動である。L2spcIは、プレート境界で繰り返し発生する $M_w 8.0$ 程度の海溝型地震が60km程度離れた地点で発生した場合の地震動を想定したものである。一方L2spcIIは、 $M_w 7.0$ 程

度の内陸活断層による地震が直下で発生した場合の地震動を想定したものである。L2spcIはL2spcIIよりも最大加速度が小さいが、継続時間が長いといった特徴がある。耐震標準⁹⁾ではそれぞれのL2地震動に対し地盤種別ごとに標準的な弾性加速度応答スペクトルが設定されており、これに整合する地表面設計地震動の時刻歴波形が示されている。本検討では、岩盤に関しては地盤種別の広がり小さいと考え、G2地盤に対応したL2地震動を設定した。一方、砂質地盤に関しては複数の地盤種別にわたるため、岩盤で設定したG2地盤および別パターンとしてG4地盤に対応したL2地震動をそれぞれ設定した。

(6) 底面塑性化率の算定

直接基礎の応答変位は主に浮き上がりによって生じる場合と底面地盤の塑性化が生じる場合等が考えられる。底面地盤の塑性化が生じる場合は端部地盤の塑性化により地震時に一方向に累積的に変形が進んで倒壊したり、地盤の塑性化が生じない場合と比較して大きな残留変形が生じる場合がある。基礎標準²⁾ではこのような破壊形態を回避するため、直接基礎の地震時の照査指標として、フーチング底面地盤のうち塑性化した領域の比率である「底面塑性化率」の限界値を導入することで、この底面地盤の塑性化による残留変位について考慮している。

本検討では、フーチング底面に分割配置した全ての鉛直地盤ばねのうち、地震動入力後に降伏点を越えた履歴が加わったばねの比率を直接求め、底面塑性化率を算定した。底面塑性化率は1波目・2波目の地震動の直後それぞれのタイミングにおいて算定した。通常設計においては静的なプッシュオーバー解析などを行うためフーチング底面中心から片側が塑性化するため、底面塑性化率をフーチング底面中心から片側のみ扱うが、本検討では動的解析によりフーチング底面地盤の塑性化がフーチング底面中心に対して両側で発生するため、両側の値すべてを用いた。

3. 解析結果・考察

以後1波目の地震動直後に発生したパラメータには「(1波目)」, 2波目の地震動直後に発生したパラメータには「(2波目)」, 1波目後~2波目後で進行したパラメータについては「(1~2波目)」と付記する。

(1) 砂質地盤と岩盤の比較 (L2spc II (G2地盤) 入力時)

岩盤および砂質地盤におけるL2spcII (G2地盤) を地震波として入力したケースに関して、残留沈下量(1波目)と残留沈下量(2波目)の関係を図-4に示す。プロットが1:1の線上にある場合、2波目で残留沈下が進行していないことを示す。各プロットは基礎標準²⁾に示さ

れている安定に関する底面塑性化率の設計限界値を元の色分けを行っている。残留沈下量はフーチング端部節点の沈下量のうち大きい方の沈下量をプロットしている。

図-4を見ると、残留沈下量(1波目)に対する残留沈下量(2波目)は一部を除き1:1.5のライン付近に集まっていることがわかる。また、底面塑性化率を見ると、残留沈下量(1波目)が砂質地盤では30mmを超えるあたりから底面塑性化率100%となっていることがわかる。また、残留回転角(1波目)と残留回転角(2波目)の関係を図-5に示す。各プロット群は砂地盤の場合は1:1.5, ~1:2のライン上にある傾向が見えた。また残留沈下量と同じく1波目後、砂質地盤では3mradあたりから多くの

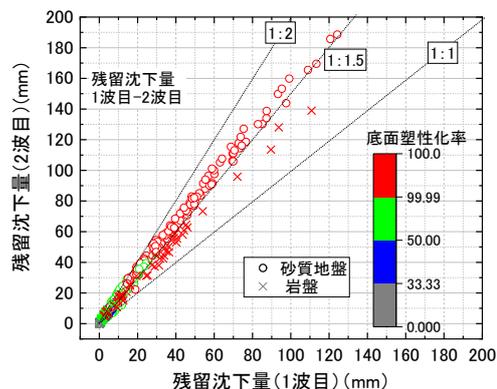


図-4 残留沈下量(1波目)～残留沈下量(2波目)

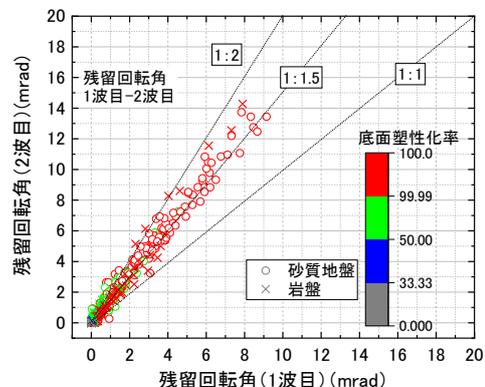


図-5 残留回転角(1波目)～残留回転角(2波目)

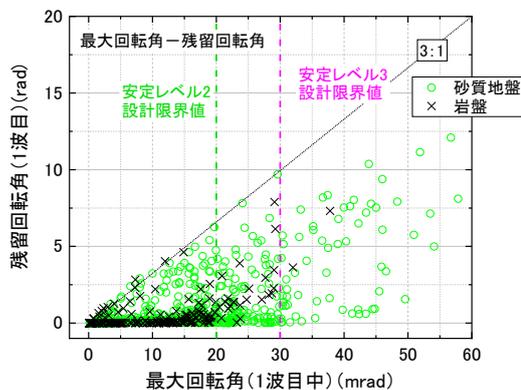


図-6 最大回転角(1波目)～残留回転角(1波目)

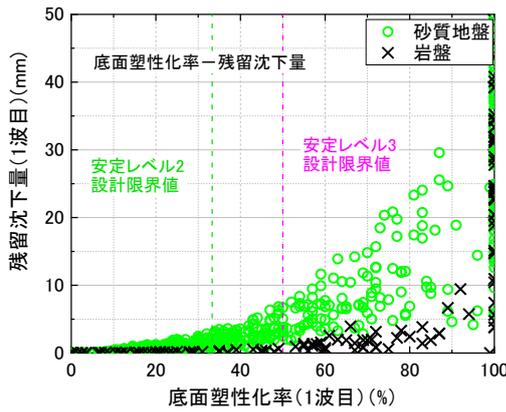


図-7 底面塑性化率（1波目）～残留沈下量（1波目）

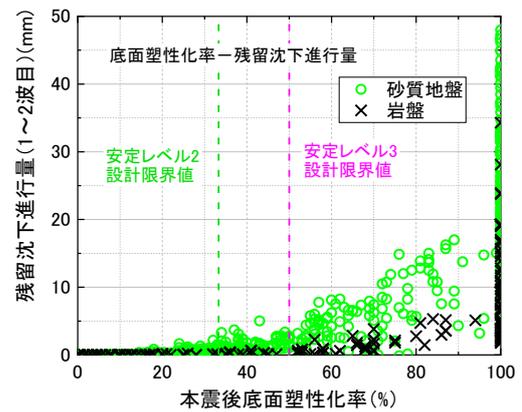


図-8 底面塑性化率（1波目）～残留沈下進行量（1～2波目）

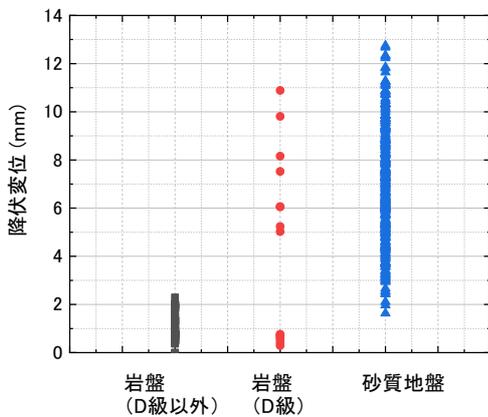


図-9 岩盤と砂質地盤間での降伏変位の比較

ケースで底面塑性化率が 100%となっている。岩盤は砂質地盤よりも変形しにくく砂質地盤よりより低い沈下や回転角時に降伏するため、残留沈下量（1波目）や残留回転角（1波目）で見ると砂地盤の方が大きな変位で塑性化していることが考えられる。

次に最大回転角（1波目中）と残留回転角（1波目）の関係を図-6に示す。図中には基礎標準²⁾に示されている安定に関する底面塑性化率の設計限界値のうち底面塑性化率が規定されている、安定レベル2および安定レベル3のものを記載している。想定する限界状態として、安定レベル2は「基礎の変位が残留し、場合によっては補修が必要となるが、早期に機能が回復できる状態」、安定レベル3は「過大な残留変位が生じるものの、構造物全体の転倒、崩壊、落橋に至らない状態」と示されている。岩盤の場合、残留回転角（1波目）がほぼ発生しない場合、砂質地盤より最大回転角（1波目中）が小さく、安定レベル2の限界値をほぼ下回る程度であることがわかる。これは岩盤の方が砂質地盤より変形しづらいことに起因していると考えられる。

次に底面塑性化率（1波目）と残留沈下量（1波目）の関係を図-7に示す。図-7より、砂質地盤では底面塑性

化率（1波目）が大きいほど残留沈下量（1波目）が発生する傾向がわかる。一方岩盤に関しては似たような傾向がみられる一方、残留沈下量（1波目）は砂質地盤と比較して小さく、特に底面塑性化率50%程度までは残留沈下量（1波目）が非常に小さいことがわかる。基礎標準²⁾では片側25%（今回の解析は両側のため50%）の底面塑性化率が安定レベル3の限界値とされている。砂質地盤ではこの限界値以下で残留沈下量（1波目）が10mmに満たない程度かつそ令嬢の底面塑性化率で大きく増えるのでこの限界値にある程度整合すると考えられる。岩盤では、残留沈下量（1波目）はこの限界値以下では極めて小さくかなり安全側と考えられる。

また底面塑性化率（1波目）と残留沈下進行量（1～2波目）との関係を図-8に示す。残留沈下進行量（1～2波目）も、岩盤においては砂質地盤より小さく、底面塑性化率（1波目）が50%程度までは残留沈下の進行（1～2波目）はほぼ見られなかった。これは岩盤は砂質地盤と比較して支持力推定式において内部摩擦角と粘着力の両方を考慮していることや、地盤ばね算定時の変形係数が大きく異なることなどから、モデルにおける降伏変位（折れ点の変位）が異なることに起因していると考えられる。実際にモデルにおける降伏変位の幅を図-9に示した。岩盤は砂質地盤に比べ、D級のものを除くと降伏変位が小さいことがわかる。これにより地盤の一部が降伏し塑性化した後でも、底面塑性化率（1波目）がある程度までは塑性化していないフーチング底面中央付近の地盤の変位が小さいため、残留沈下量の進行が抑えられていることが考えられる。D級の岩盤に関しては、図-8では底面塑性化率（1波目）が100%となっていることが確認されている。D級の岩盤は内部摩擦角や変形係数が砂質地盤より低い場合もあり、降伏変位も大きい。このためD級の岩盤に関しては、他の岩盤と同じような性能は期待できないと考えられる。砂質地盤においても岩盤よりは大きいものの、底面塑性化率50%程度までは残留沈下進行

量（1~2波目）が抑えられていることがわかる。

以上より、残留沈下の進行量（1~2波目）は残留沈下量（1波目）や底面塑性化率（1波目）と相関があると言える。また、岩盤において同じ底面塑性化率（1波目）であれば砂質地盤よりも有意に残留沈下量（2波目）や残留沈下進行量（1~2波目）が小さいことが分かった。

基礎標準²⁾では直接基礎の安定に関して底面塑性化率の限界値が示されているが、岩盤と砂質地盤で同じ指標が用いられている。一方で上記の結果から、同じ底面塑性化率でも岩盤上の直接基礎においては残留沈下や残留沈下の進行が生じにくいことがわかり、岩盤上の直接基礎では限界値を砂質地盤と比較して別途設定する余地があると考えられる。ただし、粘着力や内部摩擦角、変形係数などが砂質地盤と比べても小さいようなD級の岩盤に関してはこれにはあらず、区分することが必要であると考えられる。

(2) 砂質地盤のケースを用いた検討

前節で岩盤に比べ砂質地盤の方が底面塑性化率（1波目）に関連する発生残留沈下量（1波目）やその進行量（1~2波目）の差異が大きいことが確認されたため、砂質地盤のケースに関して地震動を変えて比較した。

図-10に残留沈下量（1波目）と残留沈下量（2波目）の関係を示す。ここでは砂質地盤で検討したすべての地震動での結果をプロットしている。地震動を変えて検討を行った場合、L2spcII（G2）のみの場合と比較して残留沈下量（1波目）に対し残留沈下量（2波目）は小さくなる場合があるものの、1:1.5のライン付近にプロットが集まっていることがわかる。また、図-11に残留回転角（1波目）と残留回転角（2波目）の関係を示す。小さい回転角においてばらつきがみられるが、おおまかな傾向としては残留沈下量と同じく 1:1.5 のライン付近にプロットが集中していることがわかる。

図-12に橋脚に関する最大回転角（1波目中）と残留回転角（1波目）の関係を示す。最大回転角（1波目中）については基礎の設計限界値程度まで発生していた場合でも、特に底面塑性化率が50%を下回る場合には残留回

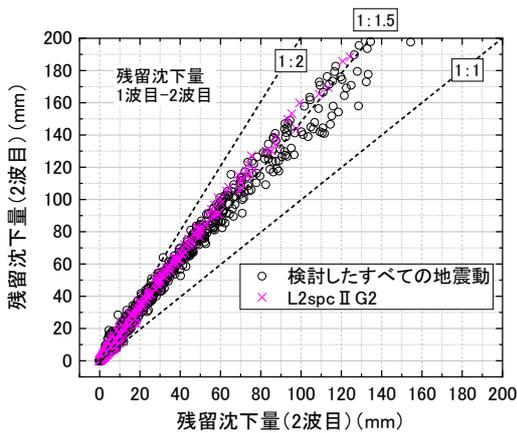


図-10 岩盤と砂質地盤間での降伏変位の比較
(砂質地盤全ケース)

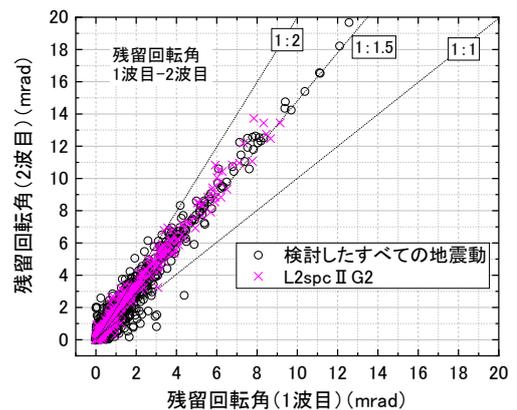


図-11 残留回転角（1波目）～残留回転角（2波目）
(砂質地盤全ケース)

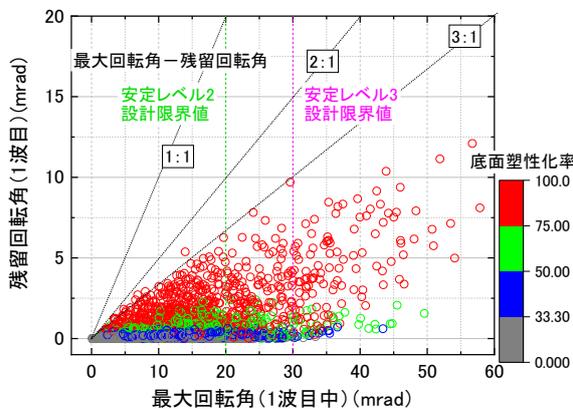


図-12 最大回転角（1波目中）～残留回転角（1波目）
(砂質地盤全ケース)

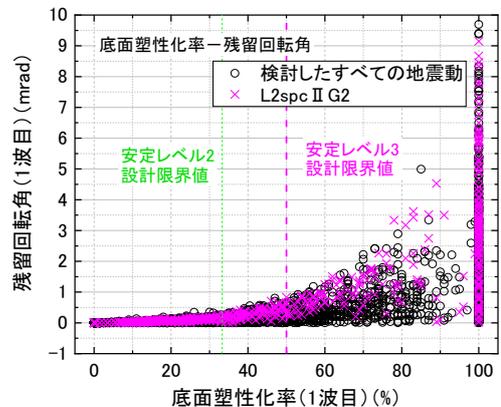


図-13 底面塑性化率（1波目）～残留回転角（1波目）
(砂質地盤全ケース)

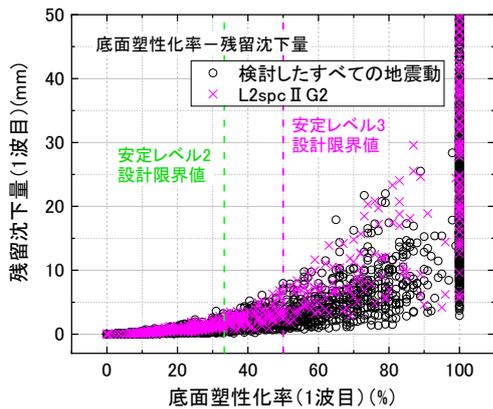


図-14 底面塑性化率(1波目)～残留沈下量(1波目)
(砂質地盤全ケース)

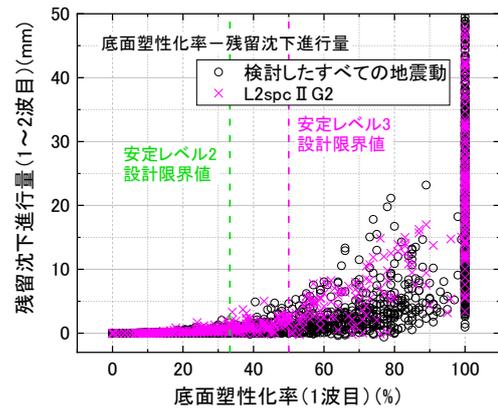


図-15 底面塑性化率(1波目)～残留沈下進行量(1～2波目)
(砂質地盤全ケース)

転角がほぼ生じないことがわかる。底面塑性化率が50%を下回る場合、中央付近の地盤が塑性化していなくあまり変位していない状態に支えられることによりある程度安定しているためと考えられる。ただし、底面地盤における塑性化領域がフーチング中央に対して偏っている場合、残留回転角が発生する可能性があるため、この点においては注意が必要である。現在、復旧性や安全性の限界値として、直接基礎の最大回転角の設計限界値は図-12に示す通り設定されているが、1波目後の復旧などについて残留回転角(1波目)の観点から見ると、この限界値を越えたとしても軽微な補修で再供用可能な場合もあるといえる。

図-13に底面塑性化率(1波目)と残留回転角(1波目)の関係を示す。L2spcII(G2)のみの場合と比較して主に残留回転角が小さくなる方向に分布が広がっていることから、地震動の差異による影響があることが考えられる。これはL2spcII(G2)が他の地震動に比べ大きな加速度を持っていること等が要因の一つとして考えられる。また、底面塑性化率50%以下の場合、全体的に残留回転角(1波目)は1mrad以下ととても小さい値となっていることがわかる。

図-14に底面塑性化率(1波目)と残留沈下量(1波目)の関係を、図-15に底面塑性化率(1波目)と残留沈下進行量(1～2波目)の関係を示す。L2spcII(G2)の場合と比較して他の地震動を追加することで、底面塑性化率(1波目)に対する残留沈下量(1波目)の分布がより広範囲となることから、地震動の差異による影響があることが考えられる。一方で、底面塑性化率(1波目)に対する残留沈下量(1波目)の最大値に関しては大きく変わらないことがわかる。また、残留沈下進行量(1～2波目)に関しては底面塑性化率が50%を超える部分でL2spcII(G2)より残留沈下進行量(1～2波目)が大きいデータが一部見られる。これについては、1波目による

基礎底面地盤の塑性化により、橋脚の固有周期が大きくなり、L2spcII(G2)より長周期成分を持つ地震動に対し2波目で応答しやすくなっている可能性があると考えられる。しかしながら底面塑性化率50%以下ではL2spcII(G2)で残留沈下進行量(1～2波目)の最大値を包絡できていることから、L2spcII(G2)による検討で残留沈下進行量(1～2波目)の最大値をある程度把握可能であると考えられる。

以上、地震動による比較をした結果、底面塑性化率(1波目)に対する残留沈下量(1波目)やその進行量(1～2波目)はL2spcII(G2)に比べ他の地震動で小さくなる場合があった。このことから、地震動の特性によっては同じ構造物、地盤条件でも地震波の周波数特性などに起因して発生する変位の大きさが変化すると考えられる。これらを踏まえると、残存耐力の検討においては、複数の周波数特性や継続時間の異なる地震動を用いて検討することが望ましいと考えられる。ただし今回の検討では、複数の地震動を用いた結果L2spcII(G2)を用いた場合の結果が他の地震動と比較しても比較的大きな残留沈下量(1波目)や残留沈下進行量(1～2波目)が見られた。このことから、今回の検討範囲ではL2spcII(G2)を用いた結果を用いて残存耐力を評価すれば安全側であると考えられる。

4. 結論

本検討では、地震後の残存耐力について検討するため、直接基礎橋脚について様々な諸元のモデルを作成し、同じ地震動を2波連続で入力した時刻歴応答解析を行い、残留変位やその進行量に相関の深い指標について検討を行った。これより次の知見が得られた。

- 1) 直接基礎橋脚の残留沈下進行量（1~2 波目）は残留変位（1 波目）や底面塑性化率（1 波目）と相関が高い。特に両側底面塑性化率（1 波目）が 50%を超えると残留変位進行量（1~2 波目）が大きくなる。
- 2) 岩盤上と砂質地盤上の直接基礎について比較した場合、同じ底面塑性化率（1 波目）においては岩盤上の直接基礎は砂質地盤上のものと比較して残留沈下量（1 波目）やその進行量（1~2 波目）は小さい。ただし、D 級の岩盤に関しては粘着力や内部摩擦角、変形係数などが小さいことが考えられるので、ほかの岩盤と区分して考える必要がある。
- 3) 地震動の特性により発生する残留沈下量などに違いが見られたが、発生沈下量（1 波目）やその進行量（1~2 波目）と底面塑性化率（1 波目）の関係や残留沈下量（1 波目）と残留沈下量（2 波目）の関係などの傾向自体はどの地震動でも同様のものがみられ、残存耐力の評価においては同じ指標を用いて問題ないと考えられる。

以上から、今回検討した残留沈下量（1 波目）や底面塑性化率（1 波目）といった指標やそれらの傾向は、運行再開判断や岩盤に関する支持力の限界値を砂地盤と別の値として適切に設定すること等に活用可能と考えられる。

参考文献

- 1) 西村隆義, 西岡英俊, 神田政幸, 舘山勝: 分布地盤ばねモデルによる地震後の直接基礎の沈下量評価法, 鉄道総研報告, Vol.24, No.7, 2010.
- 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 基礎構造物, 2012.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, p.211, 2017.
- 4) Meyerhof, G.G.: The ultimate bearing capacity of foundations, Geotechnique, 1951.
- 5) Meyerhof, G.G.: The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads, Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. & Found. Eng., 1953.
- 6) 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, 2012.

(Received April 2, 2021)

(Accepted June 4, 2021)

ANALYTICAL CONSIDERATION OF RELATIONSHIP BETWEEN BASE PLASTICITY RATIO AND INCREASED RESIDUAL DISPLACEMENT OF PIER WITH SPREAD FOUNDATION AFTER EARTHQUAKE OCCUR AGAIN

Takumi OZAKI, Taisuke SANAGAWA and Gaku SHIRANE

Railway companies are required by society to restore the railway structures as soon as possible after railway structures are damaged by an earthquake. The railway structures can be restored without large-scale repair or replacement of the foundation when the inclination of the foundation doesn't increase significantly thereafter. In this study, the authors perform seismic response analyses in which the same earthquake occurs continuously after the first earthquake. And, the authors analyze the related parameter to the increased residual settlement and inclination of the foundation by the second earthquake (hereinafter referred to as the increased residual displacement). The analyses show that the increased residual displacement has a high relationship with the base plasticity ratio after the first earthquake; Bottom plasticity ratio is the ratio of the area with the loading history exceeding the ultimate bearing capacity on the bottom surface of the foundation. The increased residual displacement with the foundation on rock mass tends to be smaller than that on a sand ground for the same bottom plasticity ratio after the first earthquake. The authors assume that is because of the difference between sand and rock in the ratio of deformation modulus and ultimate bearing capacity.