

## 大規模橋梁基礎の地震後残留沈下量推定手法の検討（その2）

本州四国連絡橋公団 正会員 加島延行  
 本州四国連絡橋公団 正会員 福永 勸  
 日本技術開発(株) 正会員 佐伯宗大  
 東京大学生産技術研究所 正会員 古関潤一

1.はじめに 明石海峡大橋における主塔基礎の地震時安定性の検討では、地震時の最大変位量に着目した照査が実施されており<sup>1)</sup>、その地震時最大変位量を算出する手法を拡張して、兵庫県南部地震の際に2.0cmの残留沈下量が測定された2P主塔基礎において、7.1cmの残留沈下量を算出した<sup>2)</sup>。本検討では、残留沈下量は実測されていないものの、ほとんど沈下の生じていないと推定される3P基礎に対して、兵庫県南部地震による残留沈下量の推定を行ったものである。

2.解析手法・条件 図1に解析対象とした3P主塔基礎～地盤モデルを示す。解析は、静的弾性FEMによる静的解析と動的等価線形FEMによる地震応答解析を組み合わせた手法で実施した。静的解析と動的解析の両方の地盤変形係数は、基礎建設前に原位置で測定された弾性波速度Vsから設定した値を自由地盤には用いたが、基礎直下部は、その自重による地盤の拘束圧の増加を考慮して、自由地盤より大きい値を設定した<sup>3)</sup>。地震応答解析では、入力地震動として、JMA神戸の観測記録を基に、一次元の地盤応答解析(SHAKE)により得られた基礎位置の合成波(水平及び鉛直動)を入力した。図2に解析の流れを示し、具体的手順を以降に示す。ただし、下記の手順の中で、ひずみ軟化理論<sup>4)</sup>によるひずみ量の計算対象は神戸層のみとした。

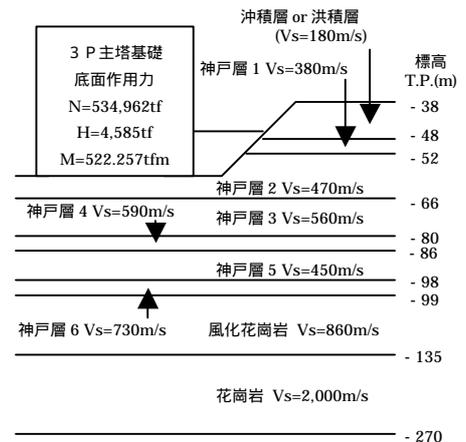


図1 概略の解析モデル

静的弾性FEMによる自重解析により、地震前の応力および沈下量を算出する。

動的等価線形FEMによる地震応答解析により、地震中に地盤に発生する動的せん断応力 $\sigma_d$ を算出する。

の結果から、地震時に発生する動的な主ひずみ $\epsilon_p$ を、ひずみ軟化理論を適用して、図3に示す繰返し変形特性を用いて算出する。繰返し変形特性は、不攪乱試料の繰返し三軸試験での、動的せん断応力比とひずみの累積特性の関係から求める。動的せん断応力比は動的せん断応力 $\sigma_d$ を静的強度 $f_s (= 1/2q_{max})$ 、 $q_{max}$ は三軸試験における最大軸差応力)により正規化し、さらに初期せん断応力 $\sigma_0$ の影響を考慮して求める。なお、繰返し変形特性は、神戸層が泥岩と砂岩の互層であるため、層毎の設定ではなく、神戸層全体を泥岩または砂岩として評価し、それぞれの特性をを用いた場合の沈下量を算出する。

動的な主ひずみ $\epsilon_p$ を動的せん断ひずみ $\epsilon_s$ に換算( $\epsilon_p = (1 + \alpha) \epsilon_s$ )し、その最大値が地震終了後も残留し得るものとして、

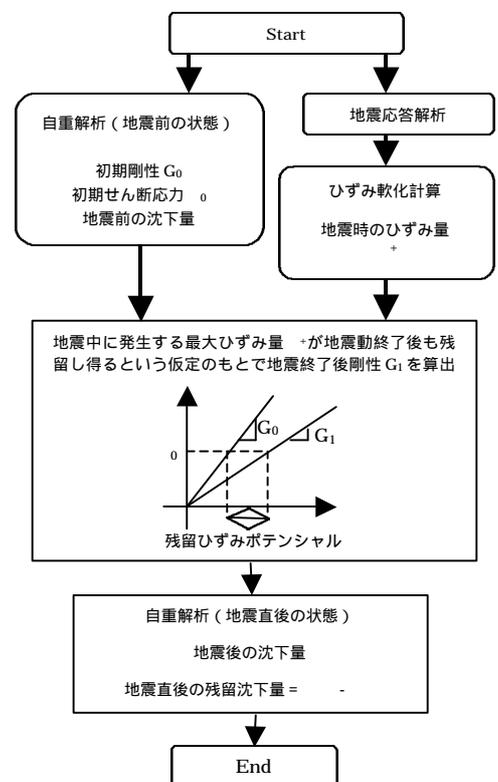


図2 残留沈下解析の流れ

このせん断ひずみと、得られた地震前のせん断応力から地震終了直後状態のせん断弾性係数  $G_1$  を算出する。

で算出した  $G_1$  を用いて、神戸層の変形係数を変更し自重解析を行い地震後沈下量を算出する。算出した沈下量から、で算出した地震前の沈下量を差し引けば、地震終了直後の残留沈下量が算出される。

**3.解析結果** 解析の結果得られた、地震後の残留ひずみポテンシャル (=動的せん断ひずみの最大値) の分布を図4に示す。図によれば、基礎中心部直下付近の領域で、ひずみの発生が小さくなっている。これは、基礎が設置されている影響により拘束圧が高まり、最大軸差応力  $q_{max}$  が大きくなった影響と考えられる ( $q_{max}=2(\sigma_{mc} \cdot \sin \alpha + c \cdot \cos \alpha)/(1-\sin \alpha)$ ),  $\sigma_{mc}$ : 地震前平均主応力(地震中の最小主応力とほぼ等しいと仮定),  $c$ ,  $\alpha$ : 強度定数(泥岩:  $c=2.6\text{kgf/cm}^2$ ,  $\alpha=38.7^\circ$ , 砂岩:  $c=8.3\text{kgf/cm}^2$ ,  $\alpha=46.4^\circ$ )。)

最終的に算出された残留沈下量は、図5に示すように、神戸層全体を泥岩または砂岩と仮定した場合、それぞれ14.3cm または 5.5cm となった。神戸層全体を泥岩と仮定した場合の残留沈下量は、砂岩と仮定した場合より大きい値となった。これは、動的せん断応力比を静的強度で正規化して求めるため、静的強度の大きな砂岩においては動的せん断応力比が小さくなり、結果としてひずみの累積が生じにくくなったためと考えられる。また、堆積軟岩である神戸層を支持地盤とする 3P 基礎で算出された残留沈下量は、洪積砂礫層である明石層を支持地盤とする 2P 基礎を対象に算出した値 7.1cm と比較すると、大き目の値となった。この理由の一つとしては、2P 基礎の解析においては、原位置で測定された弾性波速度から算出したせん断剛性と不攪乱試料の室内試験で得られたせん断剛性の比率を考慮して、算出した残留ひずみを 1/4 とした<sup>2)</sup>のに対して、神戸層に対してはこの様なデータが希少であったため、残留ひずみの低減は行わなかったことが考えられる。しかしながら、ここで算出された残留沈下量は、基礎の大きさを考慮すれば、ある程度妥当な値と考えられることから、本手法の妥当性をある程度確認できたものと考えられる。

**4.まとめ** 兵庫県南部地震終了後に明石海峡大橋 3P 基礎に残留した沈下量を、ひずみ軟化理論及びこれを拡張した手法を用いて算出した。得られた沈下量は基礎直下部で 5.5~14.3cm であり、残留沈下量は基礎の大きさを考慮すると極めて小さかったものと推定される。明石海峡大橋の 2P 及び 3P 基礎における残留沈下量解析の結果、本手法の妥当性がある程度確認できたと考えられる。

**参考文献** 1)山田他：大型橋梁基礎の地震時変位の予測，第 25 回土質工学研究発表会，pp.27-30，1990.6  
2)佐伯他：大規模橋梁基礎の地震後残留沈下量推定法の検討，土木学会第 53 回年次学術講演会，pp618-619，1998.10  
3)Y. Kohata, et al. : Modeling the non-linear deformation properties of stiff geomaterials, Geotechnique 47, No.3, pp563-580, 1997

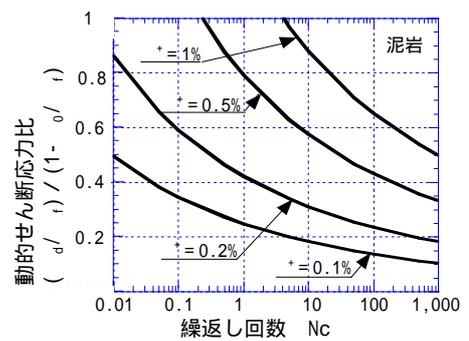


図3 神戸層の繰返し変形特性 (泥岩)

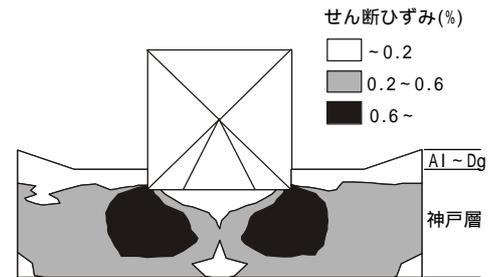


図4 地震後の残留ひずみ (泥岩)

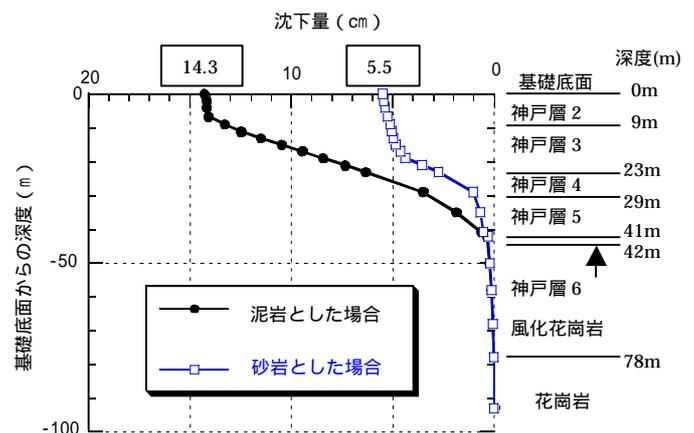


図5 残留沈下量の深度方向分布