

プレロード・プレストレスト(PL・PS)補強土橋台の設計法に基づく試設計例

プレロード, プレストレス, 補強土

(株)複合技術研究所 正会員 矢崎 澄雄
 (財)鉄道総合技術研究所 正会員 山田 孝弘, 館山 勝
 東京大学 正会員 内村 太郎, 龍岡 文夫

1. はじめに

鉄道では, PL・PS 補強土橋台を提案し, この構造形式の実用化に向けた限界状態設計法の考え方を検討¹⁾しており, 現在 設計 PL および設計 PS の設定方法や設計 PL 載荷時の検討方法, 耐震設計の考え方の案が提案された段階である。

本稿では, 提案された設計法の考え方に沿って 具体的な設計断面を想定した試設計を行った結果について報告する。

2. 試設計条件

PL・PS 補強土橋台の試設計断面および地盤条件は, RC 逆 T 型橋台 (直接基礎形式) の既存の設計例²⁾を参考に設定したもので, その概略を図 1 に示す。小橋台の寸法形状, 補強材の配置, 補強盛土の形状, PL・PS 載荷位置などは構造細目に決定した。上部工は単線下路プレートガーターとして, 支承荷重は参考文献²⁾より表 1 のとおりとした。補強盛土の内部摩擦角は, 粒度調整砕石を十分に締め固めるものとして peak , res を図 1 に示す値に設定した。

耐震設計上の地盤種別は G3(普通地盤)と仮定して, L2 地震時の設計水平震度 $K_h=0.99$ とした。

3. 設計 PL および設計 PS の設定例

設計 PL および設計 PS の設定は, 表 1 の支承に働く鉛直荷重をもとに, 各限界状態での荷重係数を考慮した荷重の組合せに対して, 安全係数を乗じて設定する。本試設計条件では終局限界状態時で最大の荷重となることから, 荷重係数 1.1 を乗じた表 1 の値を用いることとした。

設計 PL および設計 PS の設定は, 表 2 の設定方法案により行い, 設計 PL=2800 kN, 設計 PS = 1400 kN を得た。

4. 設計 PL 載荷時の検討例

設計 PL 載荷時の設計は, 補強盛土体の安定を部分安定計算法で, 小橋台底版の部材の照査を押抜きせん断および弾性床土上の梁の検討で行う。

(1)補強盛土体の安定に対する検討

2 楔法により peak を用いて算定した土圧の水平成分分布を図 2 に示す。このとき, 設計 PL 荷重および小橋台底版荷重は, 底版幅で除した等分布上載荷重として土圧の算定に用いている。また, 部分安定計算法は, 補強材 1 段当りの負担する土圧合力を発生引張力と仮定して, これが補強材の設計破断強度以下であることを照査する方法で, 図 2 にその概略を示す。

今回の試算では, 発生引張力の最大値は上載荷重の影響を最も受ける上から 6 段目の補強材で $T = 11.29 \text{ kN/m}$ となった。補強材の施工時の設計破断強度を $T_{ai} = 54 \text{ kN/m}$ と仮定すると, 安全度としては $T/T_{ai} = 0.209 < 1.0$ となる。

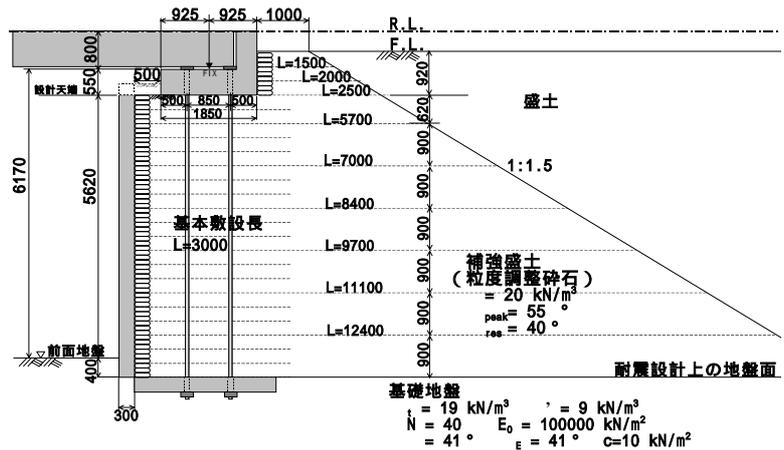


図 1 試設計断面の概略

表 1 支承に働く鉛直荷重および終局限界状態の荷重 (全幅当り)

	固定死荷重 D	列車荷重 L	衝撃荷重 I
支承に働く鉛直荷重(kN)	210.0	740.8	302.2
終局限界状態の荷重(kN)	231.0	814.9	332.4

表 2 設計 PL および設計 PS の設定方法案

設定方法案	設計 PS : 設計 PL の 1/2, かつ支承固定死荷重以上 設計 PL : $PL - PS = PL/2 = (\text{安全係数}) \times \{(L) + (I)\}$ ここで, 安全係数=1.2 として, $PL = 2.4 \times \{(L) + (I)\}$
-------	---

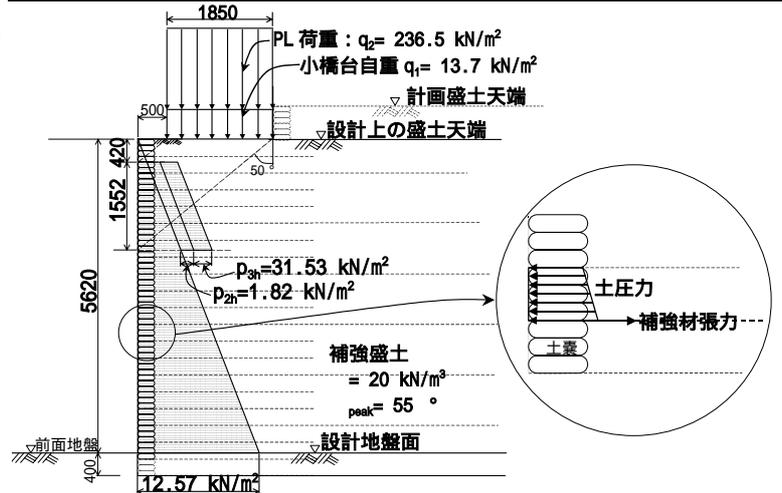


図 2 2 楔法による土圧分布および部分安定計算法

Design Examination on Bridge Abutment with Preloaded and Prestressed Reinforced Soil: S.Yazaki (Integrated Geotechnology Institute I.t.d), T.Yamada, M.Tateyama (Railway Technical Research Institute), T.Uchimura, F.Tatsuoka (Tokyo University)

(2)小橋台の部材の照査例

小橋台底版の部材の照査は、弾性床上の梁としての検討を実施した。設計 PL による押抜きせん断の検討は、基本的には一般的な杭基礎形式のフーチングの検討方法と同様であることから、ここでは省略した。

弾性床上の梁としての検討は、図 3 に示すように底版部材を 1 次元骨組みモデル、地盤のばねを節点ばねとしてモデル化した。また、部材は M~ 部材として与えており、主鉄筋 D22-4 を基本配筋とした。計算の結果得られた曲げモーメントの分布および変形図を図 4 に示す。また、図 5 に部材の M~ 関係の例を示す。図 5 から、発生モーメント M_a はひび割れ限界 M_c を超えているため、ひび割れ幅の検討を行った結果、ひび割れ幅の制限値は満足していた。

5 . L2 地震時の耐震設計

L2 地震時の耐震設計は、静的非線形解析により小橋台部と補強領域部のそれぞれで実施した。

(1)小橋台部の検討例

図 6 に、小橋台の解析モデルを示す。本試設計では、設計断面により忠実なモデルとした。解析の結果、回転角(図 7)は非常に小さく弾性範囲内の結果となったが、入力した補強材ばねは、地中での拘束効果を考慮して、気中のばね定数よりもかなり大きな値としたため、今後、使用する補強材ばねの検討が必要である。しかし、図 8 から変形モードは現実的であり、本手法での検討の妥当性が確認できたものと判断できる。

(2) 補強領域部の検討例

補強領域部の耐震設計についても、小橋台部と同様の手法である。

図 9 に、解析の結果得られた補強領域部の変形図を示す。本試設計では補強領域部が高さ 6.02m、幅 2.65m と縦長であるため、転倒モードとなっていることがわかる。また、このときの荷重~回転角関係は、図 10 からほぼ設計水平震度 $K_h=0.99$ まで弾性応答を示した。本試設計では、前述したように大きめの補強材ばねとしたことから、実際の補強材ばねでの設計とした場合には更に大きな転倒角となることが予想され、その場合エネルギー一定則を用いた塑性率の照査が必要となる。

6 . おわりに

現状における検討案での試設計の結果、提案した検討手法は実務設計への適用の可能性は高いものと判断された。

ただし、前述したように補強材ばねの設定は今後の検討課題であり、この他にも今回の試設計では取り入れなかった項目として、PL 荷重により剛性増加した補強盛土の設計諸数値の設計への展開などが残されている。

<謝辞> 本研究は運輸施設整備事業団基礎研究制度により行ったものである。ここに記して深謝の意を表します。

<参考文献> 1) 山田他、プレロード・プレストレスト(PL・PS)補強土橋台の設計法に関する基礎的検討、第 37 回地盤工学研究発表会、2002。 2) 設計の手引き(橋台)、平成 9 年 10 月、財団法人 鉄道総合技術研究所

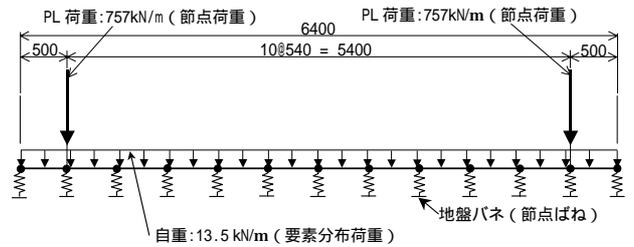


図 3 弾性床上の梁としての検討モデルの概略

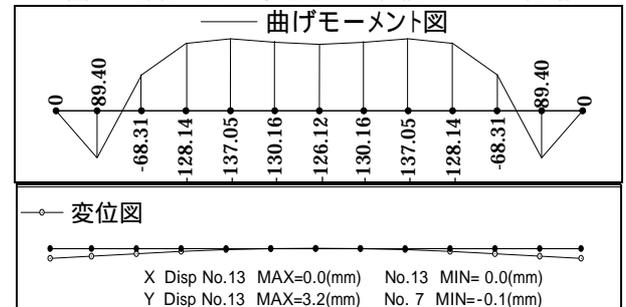


図 4 小橋台底版に発生する曲げモーメントおよび変位図

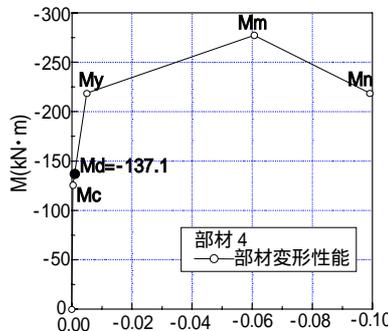


図 5 底版部材の照査結果

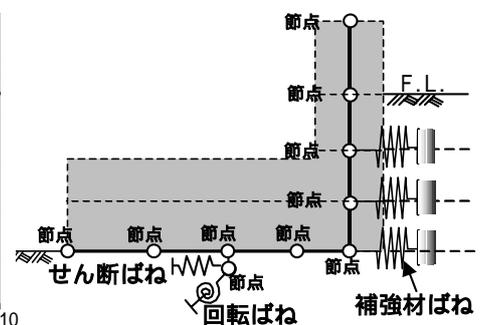


図 6 L2 地震時の小橋台検討モデル

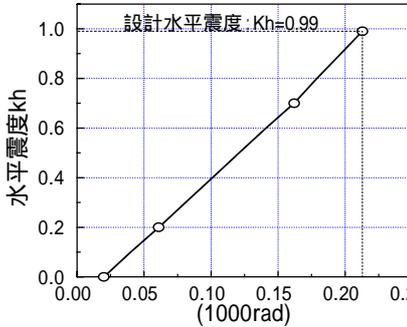


図 7 荷重~回転角

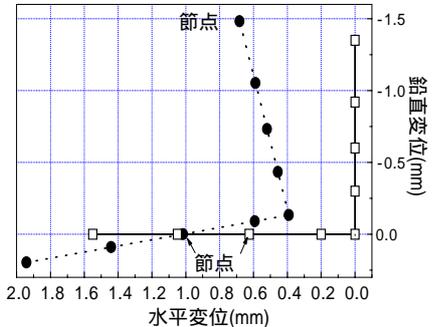


図 8 小橋台の変形図

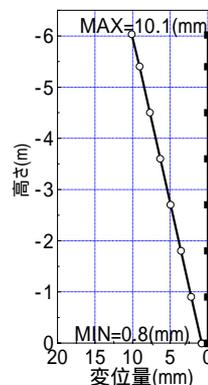


図 9 補強領域部の変形図

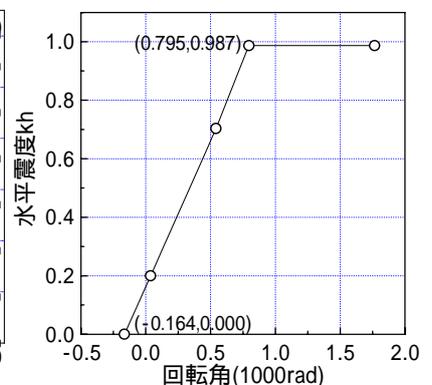


図 10 荷重~回転角