

# L2 地震動を考慮した抗土圧構造物の耐震設計法 に関する一考察

澤田 亮<sup>1</sup>・西村昭彦<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 基礎・土構造 (〒185-8540 東京都国分寺市光畑二丁目8-38)

<sup>2</sup>フェロー 工博 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 (〒185-8540 東京都国分寺市光畑二丁目8-38)

鉄道構造物における擁壁、橋台などの抗土圧構造物の耐震設計は、構造物の荷重～変位関係からエネルギー一定則を用いて塑性領域における応答値を算定する設計法を提案している。しかし、荷重～変位関係の推定において、一方向に変形が卓越する挙動を示す抗土圧構造物の特徴が表現されているとは言い難い。

本研究では、地震時土圧の増加に伴う、直接基礎型式の抗土圧構造物に作用する荷重の変化に伴う抵抗モーメント～回転角関係と地盤の支持力との関連について精査し、実被災事例による検証を実施した。

その結果、抗土圧構造物は通常の橋梁に比して鉛直荷重の増加による影響が大きく、浮上り後の回転変形が卓越することが推測され、抗土圧構造物の L2 地震時における耐震設計法に関する基礎的知見を得た。

*Key Words : retaining structure, seismic design method, earth pressure*

## 1. はじめに

擁壁や橋台などの土圧に抵抗する抗土圧構造物の地震時における被害は、構造物全体の傾斜、転倒や壁体の破壊などである。この原因として、地震動による慣性力のほかに地震時土圧の増大によることが考えられる。

1995年に発生した兵庫県南部地震においても擁壁の転倒や壁体の破壊などの被害が発生している<sup>1)</sup>。

兵庫県南部地震を契機として、地震荷重が見直され、これまでよりも大きな荷重を考慮することになり、従来の設計法では構造物が大きくなるため、抗土圧構造物の耐震設計についても合理的な設計法について検討する必要が生じた。

本報告は、直接基礎型式の抗土圧構造物の荷重～変位関係に着目し、L2 地震動を考慮した耐震設計法を検討したものである。

## 2. 耐震設計法の現状

L2 地震時における直接基礎型式の抗土圧構造物の安定は、鉛直支持、水平支持、転倒、変位について検討することとしている。

抗土圧構造物の地震時における挙動は、橋脚と明らかに異なる。これは、図1に示すように橋脚は正負交番荷重により変形するのに対して、抗土圧構造物は一方向荷重に近い状態で変形が進行することである。

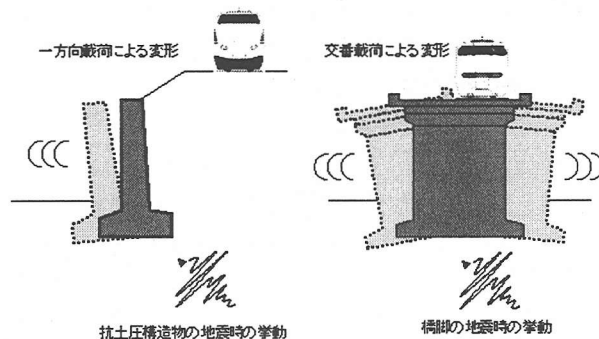


図-1 地震時の挙動

そこで、大地震時における塑性領域での応答値の推定は、構造物の荷重～変位関係から図2に示すエネルギー一定則を適用して実施している。ここで、重要なことは構造物の荷重～変位関係の推定にある。従来、直接基礎型式の抗土圧構造物の荷重～変位関係の推定は、直接基礎型式の橋脚における算定方法に準拠している<sup>2)</sup>。

直接基礎橋脚の荷重～変位関係の推定は、地盤の支持力と回転角の関係を地盤反力度の分布形状の変化に伴う力の釣り合いから定義している。この場合、浮上り後の荷重と回転角を関係づける定数として初期回転ばね定数の1/2の値を比例定数として考慮している。ここで、橋梁の場合は鉛直荷重の変化が少ないので浮上りから地盤が極限支持力に達するまでの変形が少ないが、抗土圧構造物の場合は、地震時土圧の影響により鉛直荷重が震

度に応じて増加する。そのため、浮上り後において変形が急激に増加することが懸念される。この場合、荷重と回転角を関連づける比例定数は、橋梁の場合に比べてかなり小さくなることが予想される。

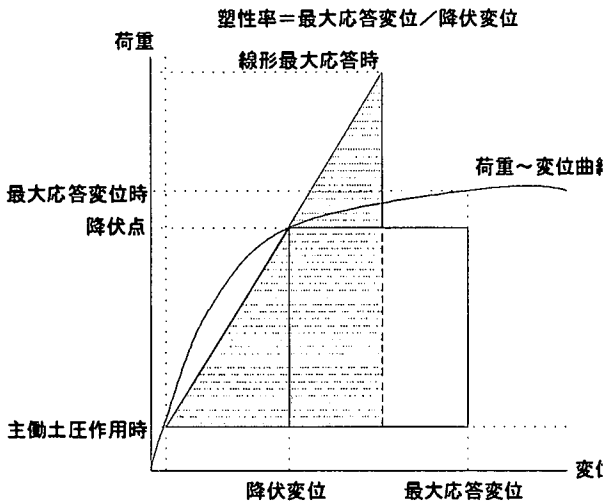


図-2 エネルギー一定則

### 3. 実被災構造物による検証

支持地盤の地盤反力分布状態を仮定して図3に示す兵庫県南部地震で被災した擁壁の荷重～回転角関係を推定した。この擁壁は構造物天端での変位が70cm程度発生し、前面側に傾斜した。

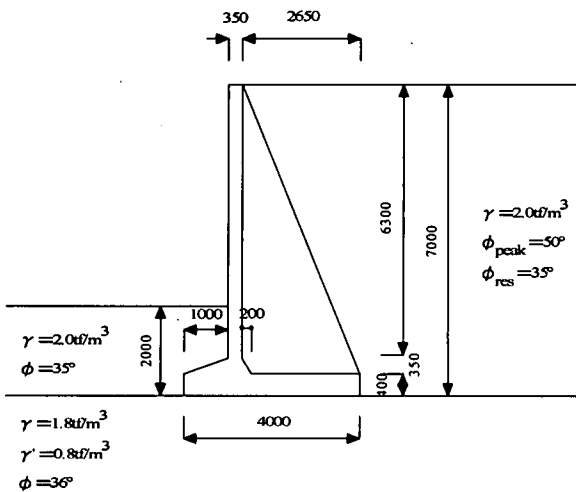


図-3 検討対象(控式擁壁, 直接基礎)

検討には、地表面最大加速度を800galとして考慮し、地震時土圧は修正物部・岡部式<sup>3)</sup>より算定した。この手法による地震時主働土圧係数の算定結果を図4に示す。これによると、すべり線が変化する震度で土圧係数が大きく変化しており、このことが荷重～変位関係に影響を与えることが予測される。

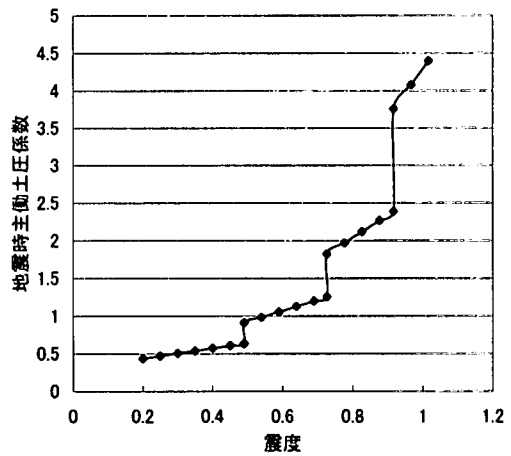


図-4 地震時主働土圧係数

上述の荷重を考慮し、以下の仮定<sup>4)</sup>の下に荷重～回転角関係を推定した。その結果は図5に示すようになる。

①鉛直荷重と地盤反力が釣り合う点を最大抵抗モーメントとし、その際の地盤反力は地盤の極限支持力に等しく、分布形状は矩形とする。

$$q_{\max} = \frac{V}{2L \left( \frac{BV}{2} - M_2 \right)} \quad (式1)$$

②偏心量が B/6 となる状態を浮き上がり限界モーメントとし、それまでは回転角のと荷重のとを関連づける比例定数は回転ばね定数とする。

$$\theta = \frac{M}{K_R} \quad (式2)$$

$$\frac{\theta}{\theta_0} = \frac{M}{M_0}$$

③地盤反力度が極限支持力度と釣り合う点を降伏限界モーメントとし、浮き上がりモーメントから降伏限界モーメントまでは浮き上がり considering して地盤ばねは引張り力を発揮しないとする。

$$M_1 = \frac{BV}{2} - \frac{2V^2}{3q_{\max} B} \quad (式3)$$

$$\frac{M}{M_0} = 3 - 2\sqrt{\frac{\theta}{\theta_0}}$$

④降伏限界モーメントから最大抵抗モーメントまでは地盤反力は台形分布とすると考える。

$$\frac{M}{M_0} = \frac{M_2}{M_0} - \frac{B^7 q_{\max}^3}{96V^2 \left( \frac{\theta}{\theta_0} \right)^2 M_0} \quad (式4)$$

$$M_2 = \frac{BV}{2} - \frac{V^2}{2q_{\max} B}$$

ここに、 $M$ : 作用モーメント、 $V$ : 作用鉛直荷重、 $M_0$ : 浮上り限界時のモーメント、 $M_1$ : 地盤反力最大時のモーメント、 $M_2$ : 最大抵抗状態時のモーメント、

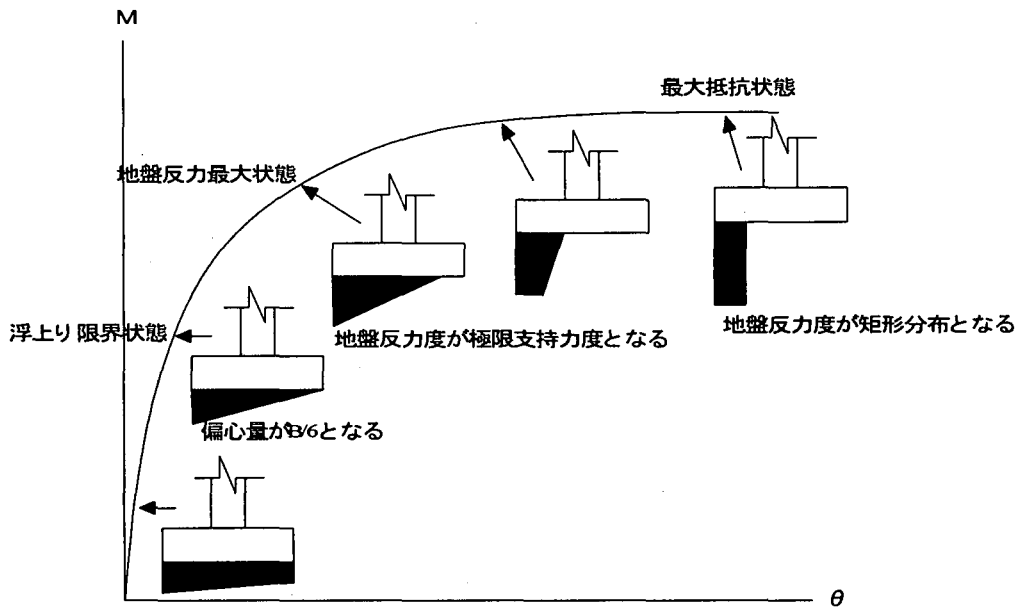


図-5 直接基礎の荷重～回転角関係と地盤の支持力状態の関係

$q_{max}$ : 極限支持力度,  $B$ : 基礎底面幅,  $L$ : 基礎奥行きである。

結果を図6に示す。これによると、浮上り限界後、地盤反力最大状態までの変形は小さいが、地盤反力度が最大値に達して以降は急激に変形が増大していることが分かる。これは、上述したように橋脚と異なり鉛直荷重が震度に応じて増加する影響によると考えられる。なお、最大抵抗状態以降は、回転角は無限大に発散する。

なお、地盤反力最大後において荷重～回転角関係が大きく変局している点は、土圧のすべり線が変化したことによる影響である。

は、設計上の安全性を考慮して荷重が変化する点 (B点) とすることが考えられる。これは被害解析から求める。

#### 4. 耐震設計への考慮

図7には従来の橋脚基礎の検討と同様の方法で先の擁壁における変形量の推定結果を示す。基礎底面中央における抵抗モーメントと回転角の関係によると、応答塑性率は4.4程度であるが、800gal相当の慣性力、地震時土圧を考慮しても構造物天端での回転による変位量は4.4cmであった。

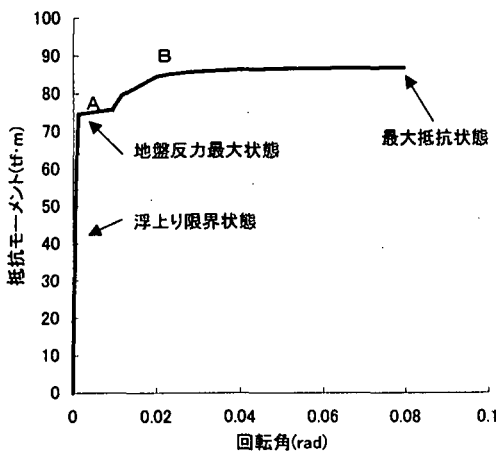


図-6 支持地盤状態に応じて算定した荷重～回転角関係

このように抗土圧構造物は荷重～回転角関係が変化する。一方、橋脚は最大抵抗状態の変形が小さく、荷重～回転角関係の降伏点が明確である。そこで、抗土圧構造物の降伏点をどの状態に設定するかが問題となる。1つは地盤反力度の最大値 (A点) を降伏点とする。また

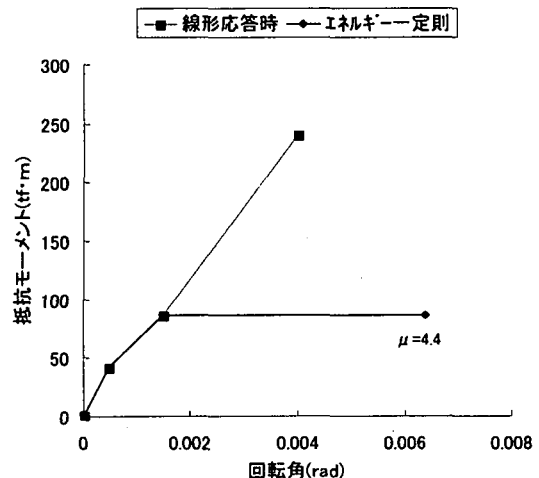


図-7 従来法による荷重～回転角関係

また、水平変位量については水平荷重～変形量関係から最大抵抗モーメント時における水平荷重以上は作用しないとして、エネルギー一定則により推定したが、7mm程度の変位量となり、構造系全体としての変位量は5.1cmと小さく実際の被災状況を説明することは

きない。この結果からも前述したように浮上り後の回転変位が現状の設計計算では小さいことが挙げられる。

よって、浮上り後の比例定数を低減する必要があるが、いたずらに低減した場合、過度に安全側の評価を行う危険性が指摘される。つまり、支持地盤の強度が大きく明らかに変形が小さく予想される場合でも過大な変形を与える可能性がある。

図8には、上述の事項を踏まえ、支持地盤強度を変化させた荷重～回転角関係を示す。ここで、降伏以降の挙動はエネルギー一定則を用いて算定した。この場合、浮上り後の比例定数を初期比例定数の1/30に設定している。

被災した構造物の支持地盤条件における回転による構造物天端の変位は50cmとなり、その際の応答塑性率は5.4である。 $\phi=40^\circ$ 以上であれば天端変位は35cm以下となり、耐震設計上、地震後にも崩壊しない範囲であると考えられる。この時の応答塑性率は2.7程度である。

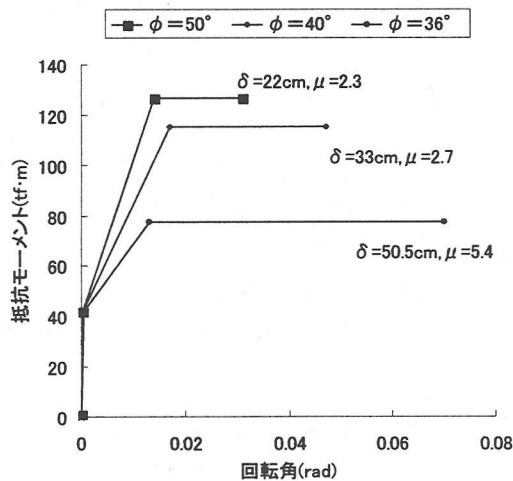


図-8 浮上り後の変形増加を考慮した荷重～回転角関係

これにより、降伏点は荷重～回転角関係上で低減させることで実状を説明することができた。また、塑性率の制限値として4程度を考慮すれば、兵庫県南部地震規模の地震に対して、合理的に耐震性能を評価することが可能であると考えられる。

なお、この場合の塑性率の制限値は図9に示すような揺込みの影響による変位の進行が、計算上で考慮されていないことを勘案して設定したものである。したがって、実際には計算で得られる変位よりも大きな変位が発生することに留意する必要がある。

## 5. おわりに

実被災擁壁の逆解析より抗土圧構造物の荷重～変位関係について検討した。その結果、浮上り限界後の荷重

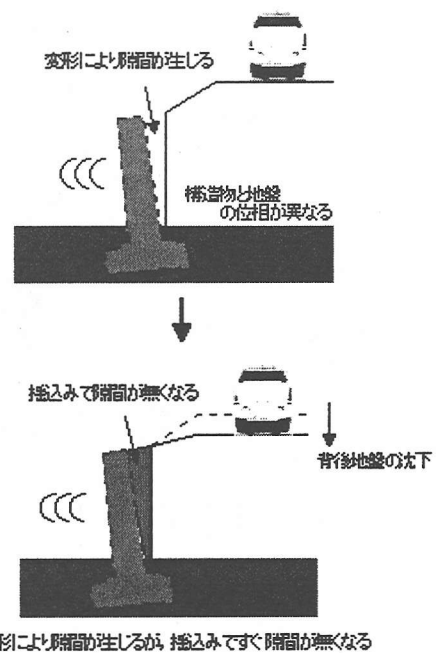


図-9 背面土の揺込みによる変位

と変位を関連させる比例定数は、通常の直接基礎型式の橋脚に比べてかなり低減する必要があることが分かった。

また、塑性率の制限値は、本来地盤の強度により決定されるものであるが、ここでは構造物天端の変位量を勘案して設定した。このほか、浮上り量で制限値を規定することも1つの手段であると考えられる。これによると、構造物高さによる影響を受けずにフーチング幅による影響のみで制限値を設定できる。

今後は上記の事項について、他の型式や被災を受けていない抗土圧構造物を対象にて同様の検討を実施する。また、模型振動実験からも証を実施し、さらに提案した設計法を深度化する予定である。

謝辞：本研究の解析において、地震時土圧の計算は(株)複合技術研究所、堀井克己氏、荷重計算には(株)ダイヤコンサルタント、坂梨和彦氏に協力していただいた。末筆ではあるが深甚なる謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所: 兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書, 鉄道総研報告, 特別第4号, pp.94~pp.98, 1996.4
- 2) 棚村, 澤田, 西村: 抗土圧構造物の限界状態設計法の一試案, 基礎構造物の限界状態設計法に関するシンポジウム, pp.265~pp.272, 1995.5
- 3) J.Koseki, F.Tatsuoka, Y.Munaf, M.Tateyama, K.Kojima: A Modified Procedure to Evaluate Active Earth Pressure at High Seismic Loads, Special Issue of Soil and Foundations, pp.209~pp.215, 1998.9
- 4) 西村, 羽矢: 塑性域を考慮した直接基礎の設計法の研究, 鉄道総研報告, Vol6, No.3, 1992.3.