

III-2 橋台の側方変位に関する判定法

建設省土木研究所 正員 岡山義人
〃 〃 〃 堀部正文

1. まえがき

近年軟弱地盤上の構造物が、背面の盛土や堰き上げた水などの偏載荷重の影響で前面にせり出る現象が多く見られる。この現象は一般に、側方流動と呼ばれているもので、この現象によっていろいろな問題が生じている。この現象が発生するか否かの判定法について、事例収集をし、定性的な検討をしたのでそれを報告するものである。

2. 側方流動現象について

偏載荷重を受ける土木構造物としては、橋台、擁壁等の道路構造物、および水門、堰等の河川構造物が挙げられる。また仮設構造物としての土留め、締切りも偏載荷重を受ける構造物である。これらの構造物の力学的な特徴は長期に渡って土圧、水圧等の水平力が構造物に作用しているということである。これらの水平力は基礎に作用し、最終的には地盤に伝達されることになるが、この場合、地盤の強度が作用力に対して十分なものであれば構造物は安定していることになる。そうでない場合は大きな変位を生ずるか、極端な場合は部分的な破壊および全体的な破壊をもたらすことになる。いずれにしても構造物の機能を阻害することになるわけである。

側方流動による被害例は、橋台、擁壁に多いが、河川構造物の水門、堰等にも変状した報告例がある。しかし、圧制的に多いのが軟弱地盤上に設けた橋台であろう。擁壁も多いと考えられるが、擁壁は多少土圧方向へ変位したとしても、さほど全体の機能に与える影響は少ないため、橋台ほどは注意されないようである。

橋台の変状はほとんどが前方へ移動又は傾斜する例であるが、まれに後方へ倒れるケースもある。変状が目につく場所はパラペットと桁の隙間、及びエキスパンションジョイント部分が多い。橋梁の受ける被害としては、

- ① 沓の破損、および沓座からの脱落。
- ② エクスパンションジョイントの破損(特にゴム製)。
- ③ 極端な場合、パラペットと桁とが密着し、桁がストラット代りとなり逆に橋台の変位を押えているケースもある。従って、温度上昇時の温度応力が問題となる。
- ④ ③の状態の場合、パラペットが破損することがある。
- ⑤ 下部構造の変位に伴う基礎各部の変状、特にくい基礎の場合のくい頭付近の破損の恐れ。

以上のように、橋台の変位に伴う影響は大きい。さらに注意しなければならないのは、①～⑤の状態、地震を受ける場合であろう。特に、⑤は外面からは判断できないので計算等により推定せざるを得ないが、維持管理上重要な問題となる。変状を起こす時期としては、背面盛土の施工中および施工直後に起る場合と、施工後数年経過してから移動していることが発見される場合があり、地盤および施工条件にもよるが、前者のケースが多いように思われる。

軟弱地盤上における構造物の側方流動の現象は、広く知られているにもかかわらず、これに関する調査・研究は十分に行なわれていないのが実状である。従来は、構造物の規模は必ずしも大きくなく、施工速度も比較的緩慢であった。また極端な深い軟弱地盤に構造物が建設されることも少なかった。しかし、最近では構造物が大型化し、かつ多様化し、また以前には考えられなかったような軟弱地盤に構造物が建設されることが一般的となってきた。そして更に、施工速度が急激に速くなってきていることなどがこの現象の出現を助長している。最近、この現象によっていろいろな不都合を生じていることが多く、この現象の解明と対策工法の確立が望まれている。

3. 判定基準

3.1 概要

偏載荷重によって構造物が有害な変位を起すか否かの判定を簡単な力学条件によって明示させることが可能であれば、設計上非常に有意義である。偏載荷重を受ける構造物全てが変状を起す恐れがあるわけではなく、ある条件があって始めて側方流動の可能性が出てくるものである。従って、過去の事例を検討することによってこの条件を定めることができれば、この条件によって設計図面の段階で、変状の恐れのあるものとそうでないものの区分けができるわけであり、設計がより合理化されることになる。

そこで、この条件を検討するために、側方流動について事例の調査・収集を行なった。対象とした構造物は、軟弱地盤上の構造物で偏載荷重を受けて移動したもの、又はその恐れのある施工中のもので、軟弱地盤上の橋台、擁壁、水門、堰、締切り等である。調査はアンケート様式で、基礎構造物の概略、地盤条件、変位の状況等について行なった。これによると、河川構造物は調査報告が少なく、そのうちの変状例も少なかったため、この検討は道路構造物について、そのうちでも特に変状例が多かった橋台に限定して行なったものである。

なお、これは側方流動現象のメカニズムが未だ究明されていないため、この現象のメカニズム解析のうえにたつたものではなく、橋台の背面盛土の安定性と変状の有無との間には関係があるものという仮説のもとに、変状が報告された橋台の実際変位量に対して便宜的に行なったものである。すなわち、橋台の背面盛土の安定性を次の三つの手法による安全率の値で評価し、それらの安全率の値と報告された変位の量（パラペット天端の移動量）との相関を調べたものである。

- ① 円弧すべりの安全率による評価
- ② 軟弱地盤の支持力に関する安全率からの評価
- ③ 基礎先端に関する主動土圧、受働土圧のモーメントの安全率による評価

上記①については、橋台および基礎の存在を無視し、単に盛土の形状を対象として、分割法による円弧すべりの安全率を求めたものであり、地盤が多層系の場合でも適切な地盤常数（土の単位重量 γ 、粘着力 C 、内部摩擦角 ϕ ）さえわかれば、最小の安全率をもつすべり面を計算することができる。

②については原則として、地盤が $\phi=0^\circ$ とみなせる粘土地盤の場合のみ適用可能であるが、今回は小泉の計算法を用いて二層系地盤についてもやってみた。

③は多層系地盤でも適用可能であるが、今回は検討したケースが少ないこと、およびモーメント原点の位置に問題があるためここでは詳述しないが、今後、検討に値する手法だと考えられる。

以上の三つの手法についてやってみたが、ここでは円弧すべりの安全率を1.0とする判定法を提案したい。すなわち、盛土の安定を円弧すべりによる安全率で評価し、その値が1.0以下であれば側方流動の可能性ありとして何らかの対策を必要とし、逆に1.0以上であれば側方流動の可能性なしと判定するわけである。

3.2 円弧すべりの安全率の計算

円弧すべりの計算は前述のように、橋台および基礎の存在を無視し、以下の条件をもとに分割法によった。

- (1) 盛土の形状は、図-2のとおりとし、盛土の鉛直部分は橋台の前壁とした。

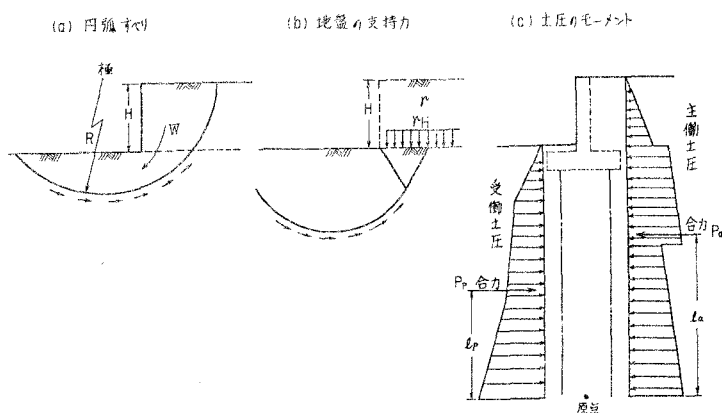


図-1 判定法の考え方

- (ロ) 地下水位は全ケース、フーチング底面位置とした。
 (イ) 沓反力、および上載荷重の影響は無視した。
 (ニ) すべり円の中心点とaおよびb点を(ケーソンの場合はC点)
 結んだ半径より小さなすべり線は発生しないこととした。
 また、すべりの最大半径は軟弱層の底部とした。

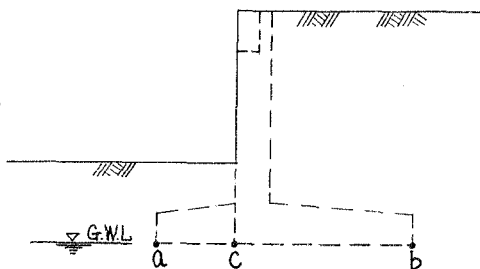


図-2 盛土断面

- (ホ) テンションクラックは考慮していない。
 (ヘ) 盛土条件: $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$, $C = 0.0 \text{ t/m}^2$, $\phi = 30^\circ$
 (ト) 地盤条件は次の要領で求めた。
 ・Cに関しては、N値より $C = N/16$ から求めた。ただし土質試験のあるものはそれを優先させた。
 ・粘性土の場合は、 $\phi = 0^\circ$ とした。
 ・土の分類は、三角座標暫定案によった。
 ・粘着力は $C = C_0 + \gamma z$ で表わされるが、N値よりCを求めた場合は $\gamma = 0$ 。深さ方向に複数のCが求められている場合は勾配より γ を求めた。

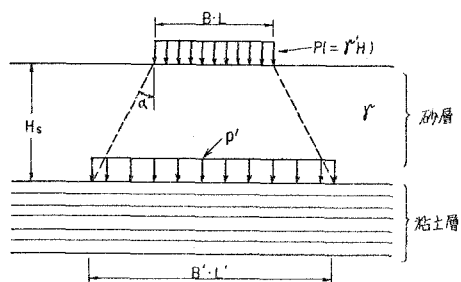


図-3 二層地盤の支持力

3.3 地盤の極限支持力に対する安全率の計算

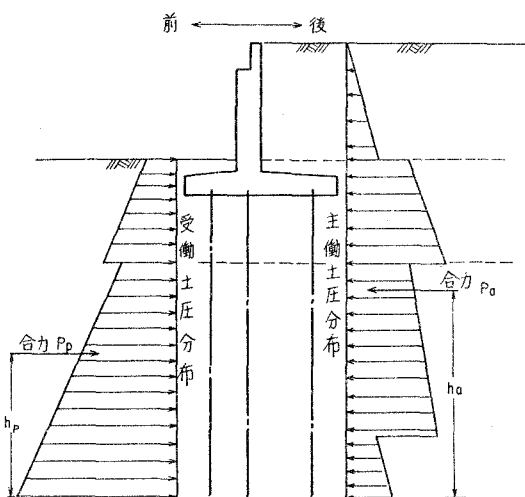
粘性土地盤の極限支持力を求め、これと実際の盛土による載荷重との比、つまり安全率を求めて、移動量との関係を検討したものである。支持力公式は上部の地盤条件から次の二つの方法によった。

(1) 上部が一様な粘性土地盤の場合

盛土自体がたわみ性の荷重であり、横方向の拘束が期待できないことを考慮して、ここではスグンプトンの支持力公式を採用し、土被りの影響は無視した。

(2) 上部砂層、下部粘土層の場合

二層系地盤の極限支持力の計算法は幾つか提案されているが、ここでは小泉の計算法を用いた。図-3に示す上部砂層、下部粘土層の地盤の支持力は、一様な砂地盤の支持力と、砂地盤によって載荷面積が大きくなった場合の一様な粘土地盤における支持力のうち小さい方の支持力が複合地盤の極限支持力となるとするものである。



$$\text{安全率 } F_s = \frac{P_p h_p}{P_a h_a}$$

図-4 土圧のモーメント比による安全率

3.4 土圧のモーメント比による安全率の計算

図-4に示すように橋台の前後の水平力の状態を単に受働土圧、および主働土圧として評価し、そのバランスから移動量との相関を検討しようとしたものである。土圧公式としては、ランキン土圧を考え、モーメント原点は便宜上、基礎の先端を選んだ。(図-4参照)

3.5 判定基準の検討

以上の計算結果(安全率)と移動量との関係を図-5~7に示す。各グラフとも英はかりばらついてはいるが、

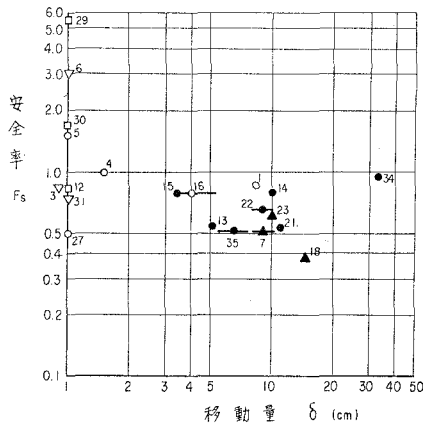


図-5 円弧すべりの安全率と移動量

共通の傾向として、移動したケースの安全率の低さが指摘できよう。図-7の土圧モーメント比は、今回検討したケースが少くないため、円弧すべりと支持力の安全率について検討してみる。

円弧すべりと支持力の安全率は全般的にみて、円弧すべりの安全率が大きな値を示している。これは支持力の計算に於いて、フーテングの根入れの影響を無視しているためと思われる。

図-5の円弧すべりの安全率と移動量の関係によると、安全率が1.0以下で移動を生じないケースが二件あるが、これを除けば移動したケースは全て安全率が1.0以下となり、かつ安全率が低下するにつれ移動量が大きくなる傾向を示している。図-6も概して図-5と同様の傾向を示しているが明確でない。この安全率の計算には盛土の施工期間(及び盛土荷重による強度増加)は考慮していなく又基礎ぐいの影響を無視しているため、実際よりはるかに低い安全率が算出されているものと考えられる。しかるに、安全率1.0以下はほとんど移動していることを考えると、計算上の安全率の余裕は諸係数(地盤定数)の妥当性は別にすると、軟弱地盤の盛土荷重による進行性破壊により相殺しあっていると考えられる。

以上のような理由からかなり大胆であるが、円弧すべりの安全率($F_s=1$)から移動の可能性の有無を判定できるものと思われる。しかし以上は限られたデータから推定したものであり、しかも用いたデータにかなり精粗があったため、今後これらの点については、詳細な地盤調査をもとに修正してゆかなければならないものである。

4. あとがき

橋台の設計計画に際して判定基準により、側方流動の可能性が懸念される場合には、何らかの対策を検討しなければならないが、対策法としては次のようなことが考えられる。

- ① 橋台の位置を変更したり、盛土の形状を変える等、構造計画の変更を行なう。
- ② 地盤改良を行なって、原地盤の強度を上げる。
- ③ 橋台の多少の変位には対応できるように、あらかじめ上下部構造および沓に特別な措置を構ておく。
- ④ 側方流動を考慮した基礎の設計法を採用する。

なお、判定の基準値を1.0としたことにはかなり異論があるかもしれないが、限られたデータに基づく一つの提案であり、この値は、将来の調査・研究の進展によって当然改良されるべきものである。

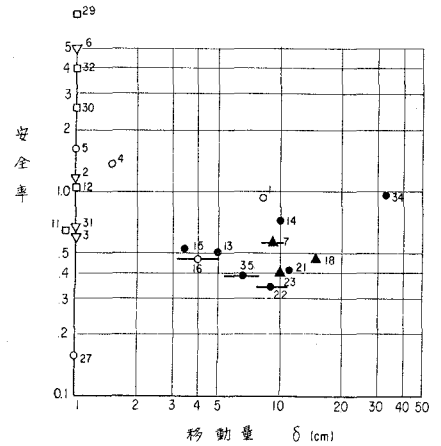


図-6 支持力の安全率と移動量

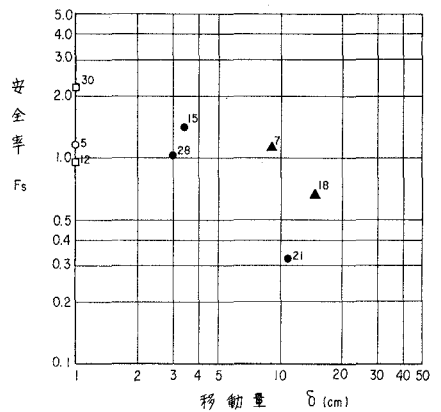


図-7 モーメント比による安全率と移動量