

第9章 地盤作用

9.1 一般

- (1)[REQ] 設計照査に用いる地盤作用とは、地盤内の応力変化に伴い、地盤に接する構造物や地盤自体（例えば、土構造物など）に生じる作用のことである。
- (2)[REQ] 地盤に接する構造物へ作用する外力として、土圧および水圧・浮力などがある。
- (3)[REQ] 地盤自体に生じる作用としては、重力（自重）、地震時慣性力、浸透力などがある。

【解説】

(1) 地盤内の応力変化

地盤内に応力変化が生じると、地盤と接する構造物や地盤自体に影響を与える。この影響を与える要因を作用と、またその作用を生じさせる要因を作用因子と定義する。

(2) 構造物に作用する外力

土は一般に土粒子、水、空気からなる3相混合体であるため、地盤内の応力は土粒子と水によって伝達される。ところが、土粒子骨格のみにせん断抵抗を有するため、有効応力の概念が必要となる。すなわち、特に地下水位下の地盤での応力は水を考慮しなくてはならず、地盤作用の一つに水圧を対象とする。土が擁壁や地中壁などの構造物に与える圧力を土圧という。水中では水圧が作用するのと同様に地中では土圧が作用するのであるが、土圧は水圧のようにすべての方向に等しい圧力とはならない。

(3) 地盤自体に生じる作用

地盤自体に重力、地震時慣性力や浸透力などが作用すると地盤内の応力が変化する。このため、地盤が沈下したり、すべったりする。この要因も地盤作用である。

9.2 基本方針

- (1)[REQ] 地盤作用として、主に地下水により生じる水圧や浮力、地盤と構造物の相互作用により生じる土圧、さらに地盤内に働く物体力として自重、地震時慣性力および浸透力と取り上げる。
- (2)[REQ] 土圧は、地盤と構造物の相互作用の結果生じる外力であるので、その設定方法には、地盤の初期応力に基づく静止土圧、地盤の極限状態を仮定した主働土圧と受働土圧、地盤と構造物の相互作用をある程度モデル化した地盤反力係数などがある。さらに、地盤と構造物をすべてモデル化して解く「数値解析手法」を用いる場合もある。したがって、それぞれの状況を十分勘案して、適切な土圧を設定しなければならない。

【解説】

(1) 地盤作用

地下水や地震時慣性力などの影響で地盤内の応力が変化する。これに伴い、地盤内にある構造物には土圧が作用する。また、地盤そのものにも物体力が作用する。これらの外力としての土圧・水圧と内力としての物体力を地盤作用として扱う。なお、地震の作用を地盤の変位として設計に取り込む方法（応答変位法）もある。

(2) 土圧

図 9.1 に示すように土圧の大きさは、構造物と土の間の相対的な変位条件に応じて異なる性質を持っている。主動土圧は、背面地盤が壁体を前方へ押し出しながら塑性状態に達した時の土圧であり、受働土圧は背面地盤が壁体によって押込まれながら塑性状態に達した時の土圧である。ともに背面地盤の強度が完全に発揮された塑性つり合い状態での土圧である。静止土圧は、土に接する壁体が地盤内に地盤を乱すことなく変位させずに設置されたときの土圧で、主動土圧と受働土圧の間に位置する。一般に、背面地盤の土圧の作用によって壁体の変位すると、その変位によって土圧が減少し、静止土圧状態から主動土圧状態に近づく傾向にある。このように土圧は構造物との相互作用として捉える必要がある。そのため、土圧は構造物の構造特性、地下水状況を適切に考慮して設定しなければならない。

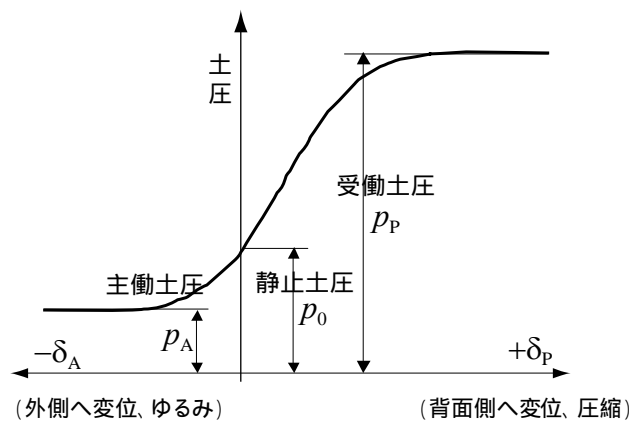


図 9.1 変位と土圧の関係

塑性状態の土圧を求めるための理論として、壁体の移動によって背面地盤が破壊に達し、くさび状にすべる極限状態を仮定して力の釣り合い条件から導き出す Coulomb の土圧理論と、壁体の背面地盤全体が破壊に達した塑性状態を仮定して導き出す Rankine の土圧理論（ランキン）がある。Coulomb の土圧理論では、壁体と土の摩擦、壁体の傾斜角、背面地盤表面の傾斜角などのパラメータを考慮することができ、実用的な方法となっている。また、これらのパラメータが、ある特定の値の場合には Rankine による土圧と一致することが知られている。

9.3 作用因子

- (1) [REQ] 水圧，浮力及び浸透力の作用因子は，地下水位・水頭とこれに伴う地下水流動である．地盤の透水性や貯留に関する性質も重要である．
- (2) [REQ] 土圧の作用因子は，土の単位体積重量とせん断強度特性，地質学的履歴と地下水状況である．
- (3) [REQ] 土の単位体積重量は，飽和度と地下水位を考慮して評価する．
- (4) [REQ] 土のせん断強度は，土の性質，応力状態や応力履歴を考慮して評価する．
- (5) [REQ] 地震時作用する土圧は，地盤の応答加速度あるいは変位も作用因子である．
- (6) [REQ] 地盤反力係数は，土の力学特性，地盤の応力状態，作用の程度、載荷速度や載荷幅、構造物の形状や剛性の影響などを考慮して評価する．

【解説】

(1) 水圧，浮力及び浸透力の作用因子

地下水位は，水圧及び浮力の評価には不可欠のものであり，正確に調査する必要がある．地下水は周辺環境の変化など伴い水位や流動性が変化する．そのため，透水係数およびある程度のモニタリングからその変動特性を評価する必要がある場合もある．

(2) 土圧の作用因子

地盤内の応力は土粒子と水によって伝達されるが，土粒子骨格はせん断抵抗を有するため，土圧には自重に寄与する土の単位体積重量のほかにせん断強度特性を考慮する必要がある．また，地下水位下の地盤では水の影響を考慮しなくてはならない．

(3) 土の単位体積重量

土の単位体積重量は，飽和，湿潤，乾燥，水中など飽和度や状況に依存して異なるため，土圧の算定にあたってはこれらに注意する必要がある．

(4) 土のせん断強度

土のせん断強度は，土の性質，応力状態や応力履歴，発生するひずみの大きさ等により異なる値を示すので，これらを適切に考慮する必要がある．

(5) 地震時作用する土圧

地震時土圧を評価するときは，地盤の応答加速度や変位が大きく影響する．また，震度などに変換するとき，地盤の応答特性を十分考慮して評価する必要がある．

(6) 地盤反力係数

地盤反力係数は，地中構造物と地盤との相互作用に関係する定数である．つまり，地盤反力係数は，土の性質ばかりでなく，深度方向の地盤応力状態の変化，載荷速度や載荷幅さらに対象構造物の剛性の影響などを十分に考慮して評価する．

9.4 作用

9.4.1 地下水位・水圧・浮力

(1) [REC] 地下水位は、土層の連続性などを考慮して自由水位面を判断し、年最高水位の再現期間に対する値から設定する。

(2) [REQ] 基礎底面に作用する浮力 ${}_v P_w$ は下式で算定する。

$${}_v P_w = \gamma_w (z - h) \quad (9.1)$$

ここで、 γ_w ：水の単位体積重量（ kN/m^3 ），

z ：地表面から浮力を求める位置までの深さ（ m ），

h ：地表面から地下水面までの深さ（ m ）である。

9.4.2 土圧

(1) [REQ] 擁壁など地盤に対して相対的な移動が生じる構造物に常時作用する土圧は、構造物の移動の方向により、主動土圧または受働土圧として作用する。このとき、擁壁背面や前面の地盤形状、土層構成、地表面載荷などの影響を適切に考慮する。

(2) [REQ] 地中壁など施工中またその後も、壁体の移動がほとんど生じない構造物に常時作用する土圧は、一般に静止土圧として適切に設定する。このとき、地盤形状、土層構成や背面地盤の地表面載荷などの影響を適切に考慮する。

(3) [POS] 地山の初期応力は、トンネル掘削相当外力を算定するためなどに用いるため、適切に設定する。トンネル等の掘削断面における開放応力は、初期地圧と施工過程を考慮した応力開放率で適切に考慮する。

(4) [REQ] 地震時において液状化により土圧・水圧が著しく増加する場合は、その影響を適切に考慮する。

(5) [REQ] 土圧、地盤内初期応力などの作用の算定においては、地盤パラメータの平均値に基づくものを特性値とする。また、算定方法の精度（特に推定偏差の補正）は適切に評価する必要がある。

(6) [POS] 杭基礎・ケーソン基礎・鋼管矢板基礎・地中連続壁基礎などに作用する地盤反力度は、地盤反力係数を用いて算定することができる。地盤反力係数には、反力度と変位について種々の関係を考慮したモデルがあり、適切なモデルを選択する。

(7) [POS] 地盤と構造物の相互作用を検討するために、有限要素法などにより全体的にモデル化する数値解析手法を用いられる場合、地盤パラメータの設定や構造物と地盤のインターフェース部分等のモデル化には十分注意を払う必要がある。

9.4.3 物体力

(1) [REQ] 地震時慣性力の算定に当たっては、地盤の応答を適切に評価し、地盤内加速度分布を適切に評価する必要がある。

(2) [REC] 浸透力の評価に当たっては、地盤の土層構成、各土層の透水特性、地下水位や水頭の分布を適切に定め、地下水流動の状態を適切に把握して算定する必要がある。

【解説】

9.4.1 (1) 地下水位・水圧

自由水位面の変動要因として、降雨・融雪、潮汐・洪水などの自然環境と、井戸による揚水およびその規制、地下工事などの人為的要因がある。各都市には、地下水位変動の記録が整備されている。また、国土交通省港湾局や地方整備局、環境省などの記録もある。

水圧が従の荷重となる場合には、1年間の変動予測の最高水位を目安に、再現期間に対する値を低減して設計用地下水位とする。1年間の変動予測は必ずしも1年間の水位測定からではなく、過去数年間の自由水位観測記録から判断することもできる。また、終局限界状態の検討において水圧が主たる荷重となる場合（異常水位時の検討）には、再現期間に対する値に対して、予想される変動量に基づく設計上の割り増しを行って、設計地下水位とする。水位の変動予測は過去の異常水位記録から判断する。

水中のある点に作用する圧力は静水圧分布に等しいが、地盤内では粘土やシルトなどの不透水層や難透水層と、砂や砂礫などの透水層や帯水層が互層になっていることが多いので、必ずしも静水圧分布にならない場合も多い。また、地層が傾斜しているなどで、自由水位面よりも被圧水位の方が高い場合には、詳細な地下水位調査を行って対処すべきである。また、宙水・自由水・被圧水が存在するため、どれが構造物に大きな影響を与えるかを判断しなければならない。

9.4.1 (2) 浮力

地下室などの底版では、水深に水の単位体積重量を乗じた浮力が発生する。この浮力により地下構造物が浮き上がることもあるが、長期的に安定した浮力は、鉛直荷重の軽減に考慮できる。構造物の浮き上がりの検討には地下水位を高く設定する方が安全側であるが、鉛直荷重の軽減を期待する場合には地下水位を低く設定する方が安全側である点は注意を要する。

地震時に地盤が液状化する場合には、これにより大きな浮力が作用することに注意して設計を行う必要がある。すなわちこの場合には、(9.1)式の γ_w を泥水の単位体積重量 $18 \sim 20 \text{kN/m}^3$ に置き換えて、浮力を算定する。

9.4.2 (1) 擁壁に常時作用する土圧

一般的な擁壁に作用する土圧は、背面地盤の性質によって相違があるものの、非常に小さな変位によって静止土圧から主動土圧へ移行することが知られている。たとえば砂質土の場合には、擁壁上端が前面に向かって壁高さの $1/1000$ 程度の微小な水平変位が生じても主動土圧に移行する。また、長期間の間に雨水の浸透などにより、土圧が増大して静止土圧に近くなっても、再び擁壁が傾斜して、主動状態となる傾向にある。このようなことから、精度よく土圧を評価することが必要な場合には土の応力-ひずみ関係を表現できるモデルを用いて、施工過程を考慮した解析を行うことが望ましい。

一般的な擁壁の設計においては、常時作用する土圧として主動土圧を用いて、使用限界状態の検討する。ただし、擁壁底部および頭部を固定して擁壁の変位がほとんど生じないと判断される場合には、主動土圧ではなく静止土圧を採用する方が適切である。

なお擁壁の設計において、主動土圧を力の釣り合い条件や塑性状態から導き出すと終局限界状態を想定していることになる。また擁壁の場合には、破壊事例が多いことなどから、地震時の影響を

考慮した終局限界状態の検討が重要である。

9.4.2 (2) 地中壁に常時作用する土圧

地中壁は、常時作用する土圧および水圧を考慮して、使用限界状態の検討を行うことが一般的である。常時においては地中壁の変位が小さいことから、常時作用する土圧には静止土圧を用いる。また、静止土圧を評価するに当たり、土の応力 - ひずみ関係を表現できるモデルを用いて、施工過程を考慮した解析を行うことが望ましい。

9.4.2 (3) トンネルの掘削開放応力

土かぶりの深い地山の初期地圧の推定は、計測結果に基づく方法も提案されているが、まだ研究段階にある。トンネルなどの掘削による開放応力を評価するときは、この初期地圧と施工過程を考慮した応力開放率で評価するが、これも経験的な判断に頼っている。そのため、施工時の変位観測を基にした観測施工、または情報化設計施工は、トンネルの設計施工では特に有用である。

9.4.2 (4) 地震時の液状化

地震時に液状化を生じる恐れのある地盤では、壁体に作用する土圧および水圧が著しく増大する恐れがある。この場合には、単位体積重量が $18 \sim 20 \text{kN/m}^3$ の泥水圧が作用するものとして、終局限界状態の検討を行うことが必要である。また、液状化が発生すると、基礎底面に作用する浮力も著しく大きくなる。比重の大きい泥水中に構造物が浮いている状態を想定して、浮力に対する安全性の検討を行う必要がある。

9.4.2 (5) 特性値

地盤作用は地盤と構造物の複雑な相互作用の結果生じるものであり、また地盤が作用と抵抗、両者に関係している場合が多いことから、地盤パラメータの偏った設定が、結果的に構造物の安全側 / 危険側どちらになるかとの判断が不明確である。そのため、地盤パラメータの特性値は平均値とする。

9.4.2 (6) 地盤反力係数

ケーソン基礎・鋼管矢板基礎・地中連続壁基礎等は、常時・地震時・暴風時等において、支持・転倒・滑動に対して安定を保つことが要求される。杭基礎においては、基礎に作用する鉛直荷重 V_0 ・水平荷重 H_0 ・モーメント M_0 に対する地盤抵抗を、図 9.2 に示すようにモデル化を行う。同様に、ケーソン基礎・鋼管矢板基礎・地中連続壁基礎においても、図 9.3 に示すように地盤抵抗のモデル化を行う。

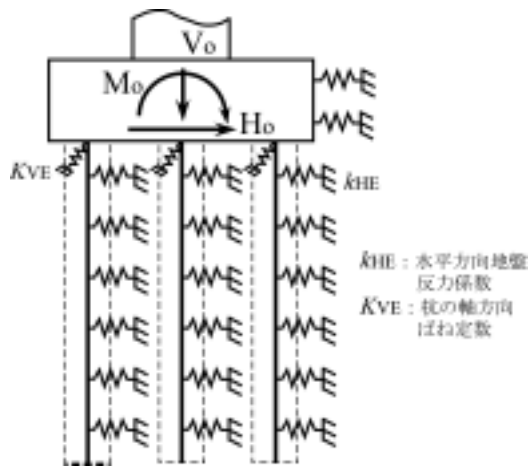


図 9.2 杭基礎における地盤抵抗のモデル化

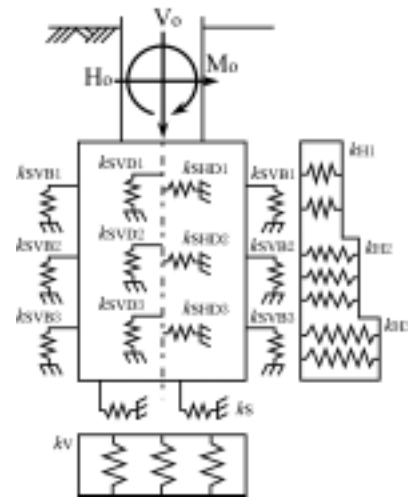


図 9.3 ケーソン基礎等における地盤抵抗のモデル化

9.4.2 (7) 全体モデルによる解析

地盤と構造物の相互作用を検討するために、これらを全体的にモデル化する数値解析手法（有限要素法など）が用いられる場合がある。このとき、地盤パラメータの設定や構造物と地盤のインターフェース部分、また境界条件のモデル化には十分注意を払う必要がある。また、数値解析手法は他の簡易手法に比べて、その結果にロバスト（強靱）性が乏しいことが多いことから、その解釈には十分注意する。

9.4.3 (1) 地震時慣性力

地震時慣性力である水平震度 k_h は、地震作用から最大水平加速度 a_{max} に対する値に基づいて設定することが望ましい。しかし、中小地震動から大地震動までを対象とすると、地震時土圧の算定精度が必ずしも高くないことを考慮しなければならない。

すなわち、中小地震動時の検討においては、 $k_h = a_{max}/g$ （ a_{max} ：背面土塊の最大水平加速度、 g ：重力加速度）として良いと考えられるが、大地震動時の検討には、 $k_h = a_{max}/g$ とすると過大な値となることに注意する。大地震動時における地盤の変形や地盤内ひずみの局所化によって土の最大強度から軟化するため、大地震動時の大きな最大水平加速度を用いて水平震度 k_h を設定すると、非現実的なすべり線を仮定することになり、過大な値となってしまう。最大水平加速度を直接用いてよい範囲は、概ね 200Gal より小さい範囲であるといわれている¹⁾。

また擁壁の場合には、擁壁を含めた背面地盤全体の安定性が問題となる場合が多いため、地震時主働土圧を作用させる検討のほかに円弧すべり法などによる安定性の検討を行う必要がある。

9.4.3 (2) 浸透力

土層には砂質土層など透水性の良い層と粘性土層などの透水性の悪いものがあり、これらが互層となっている場合が多い。そのため、土層構成や各土層の透水特性、および地下水位や水頭の分布などの境界条件を適切に定め、地下水流動の状態を適切に把握して算定する必要がある。特に浸透力が地盤の有効上載圧を上回り、有効応力がゼロ以下になる状態（クイック状態）の検討に当たっては、この状態は構造物の壊滅的な破壊を起こす。また水理的にもっとも脆弱な部分から開始して、

進行性の破壊現象を引き起こす場合もあるので，十分慎重に安全性余裕の高い設計を行う必要がある．

9.5 パラメータの不確定性

- (1)[REQ] 地下外壁や擁壁に作用する土圧（主働土圧，静止土圧，地震時土圧など）は，それらの算定式において用いられるパラメータの不確定性の影響を考慮して設定する．
- (2)[REQ] 土圧算定に用いる地盤パラメータの特性値には，当該地盤における平均値を採用する．

【解説】

(1) パラメータの不確定性

土圧に影響するパラメータは以下のものがある．

1) 地盤パラメータ

- c : 土の粘着力 (kN/m^2)
 ϕ : 土の内部摩擦角 (度)
 γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)
 δ : 壁面摩擦角 (度)
 k : 地盤反力係数

2) 幾何学パラメータ (形状・寸法)

- z : 壁体の上端から土圧を算定する位置までの鉛直深さ (m)
 H : 擁体高さ (m)
 α : 擁体背後の地表面傾斜角 (度)
 θ : 擁体背面と鉛直面がなす角 (度)
 h : 地下水位 (m)

3) 荷重因子パラメータ

- q : 擁体背後の地表面への上載荷重 (kN/m^2)
 k_h : 設計水平震度

地盤パラメータのばらつきの要因としては，土層の不均質性や異方性，土の採取方法，試験方法などが考えられる．一般的にばらつきが大きい粘着力の変動係数は 0.2～0.4，内部摩擦角は 0.1～0.2 とされている．それに比べ，単位体積重量の変動係数は 0.02～0.08 と非常に小さく，確定値と考えることもできる²⁾．

松尾ら³⁾は地震時土圧である物部・岡部式を対象に，砂，シルト，粘土の主働土圧の変動をモンテカルロ法で評価した．このとき，砂は内部摩擦角 ($\phi = 30, 35, 40^\circ$)，シルトは内部摩擦角 ($\phi = 10, 20, 30^\circ$)と粘着力 ($c = 9.8, 14.7, 19.6 \text{kN/m}^2$)，粘土は内部摩擦角 ($\phi = 5^\circ$)と粘着力 ($c = 14.7, 19.6 \text{kN/m}^2$)とし，内部摩擦角と粘着力の変動係数はそれぞれ $V_\phi = 0.05, 0.10$; $V_c = 0.2, 0.3$ とする正規分布とした．また，壁面摩擦角 δ は $2\phi/3$ と仮定した．これらの結果，主働土圧は正規分布と仮定できるといわれている．

形状・寸法のばらつきとして，壁体の高さや角度がある．これらは施工精度によるもので，その統計的性質はあまりよくわかっていないが，比較的小さいといわれている．また，擁体背後の地表

面への上載荷重は、構造物周辺状況により大きく変化する。

これらパラメータの不確定性のほかに、土圧算定式の精度（モデル不確定性）が、土圧の不確定性に大きく影響する。算定式の精度については、地盤パラメータなどが精度よく把握された原位置において測定されたデータと算定式を比較する必要がある。しかし、土圧の測定自体が難しいこともあり、多くは行われていない。このようなデータの蓄積に加えて、施工法の持つ不確定性の検討をも加えることにより、将来的に合理的な限界状態設計法が確立するものと考えられる。

(2) 特性値

サイトごとに異なる地盤パラメータは、設計において地盤調査や土質試験から設定されるため、特性値や統計的性質を設定するときには、サンプリングの不確定性を考慮する必要がある。

基本的には、設計に用いる特性値は当該地盤の平均値を採用するが、工学的に異常値やデータ個数などを考慮した推定値とする。すなわち、主に経済的理由から得られる情報は限られているため、同種構造物や類似地質で得られた経験、対象構造物の限界状態に与える地盤の領域などを考慮した工学的判断によりこれを補うことが多い。

データがある程度あり、統計的方法を適用することができるときは、特性値の推定は標本分布をもとに次のように算定される。いま、サンプルを $x_i (i=1, 2, \dots, n)$ とすると、標本平均 \bar{x} と標本分散 s^2 は次式で求められる。

$$\begin{aligned}\bar{x} &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \\ s^2 &= \frac{1}{(n-1)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2\end{aligned}\tag{9.2}$$

平均値は自由度 n の t 分布に従うので、特性値は信頼水準 $1-\alpha$ を考慮して以下のように設定することができる。

$$x_k = \bar{x} \pm t_{\alpha; n-1} s \sqrt{1 + \frac{1}{n}}\tag{9.3}$$

ここで、 \pm は限界状態に対して安全側になるように設定する。

なお、ここに紹介した平均値の推定精度の評価に関する統計理論では、個々のサンプルの独立性が仮定されている。この仮定は、現実の地盤では必ずしも成り立たないが、一般的にはサンプルの独立性を仮定しない場合よりも安全側の推定になっていると考えられる。

参考文献

- 1) 宅地防災研究会: 宅地防災マニュアルの解説 <改訂版> [I], ぎょうせい, pp.86-88, 1998.5.
- 2) 土質工学会編: 土質基礎の信頼性設計, 土質基礎工学ライブラリー-28, 1985.
- 3) 松尾 稔: 地盤工学, 信頼性設計の理念と実際, 技報堂出版, pp.248-264, 1984.
- 4) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 下部構造編, 1996.