



「設計における土のせん断強さと c, ϕ の考え方」

11. 山留めの設計とトンネルの安定

矢 作 枢* 中 川 誠 志**
 今 田 徹***

11.1 山留めの設計

山留めの挙動は地盤条件・施工条件などの多くの要因に影響され、土質力学上のあらゆる問題を含んでいるといわれる。これらの問題に対処するため理論的取扱いによるものもあるが、経験的知識から判断される事も多い。土のせん断強度の観点からの山留めの設計には、作用土圧に対するための支保工・壁体所要断面の算定、壁体安定のための根入れ長の算定、掘削底面の安定性の検討、路面覆工支持杭の支持力算定、などが含まれる。

壁体断面と根入れ長に関する設計手法として、壁体を切りばりで支持されたはりとして解く単純はり法(仮想支点法)と、壁体を地盤反力とばねで支持されたはりとして解く弾塑性法がある。前者は小～中規模の山留め(掘削深さ10～15m以下)、後者は大規模山留めの設計に適用する事が多い。掘削底面の安定性の検討として、地下水を有する砂地盤でボーリング、粘土地盤で土のまわり込みに関するヒービングの検討をそれぞれ行う。

山留めの設計規準は建築学会のほか、土木関係でも各機関によるものがある¹⁾。ここでは主として後者の考え方を対象とする。

11.2 山留めに作用する土圧

剛な壁に作用する土圧として Rankine (ランキン), Coulomb (クーロン) などの理論土圧がある。山留めのようにたわみ性壁の土圧は多くの要因の影響を受けるので理論的に求めることは難しいとされている。そこで多くの土圧実測例から経験的に山留め土圧の実状を明らかにする事としてこれまでもいくつかの提案がある。例として Terzaghi・Peck ら²⁾(テルツァーギ・ペック)の土圧分布が有名でありこれを図-11.1に示す。土圧に及ぼす影響要因は多いが、ここでは地盤条件(砂、硬粘土、軟粘土)のみに注目して分類されている。他の提案山留め土圧もこの

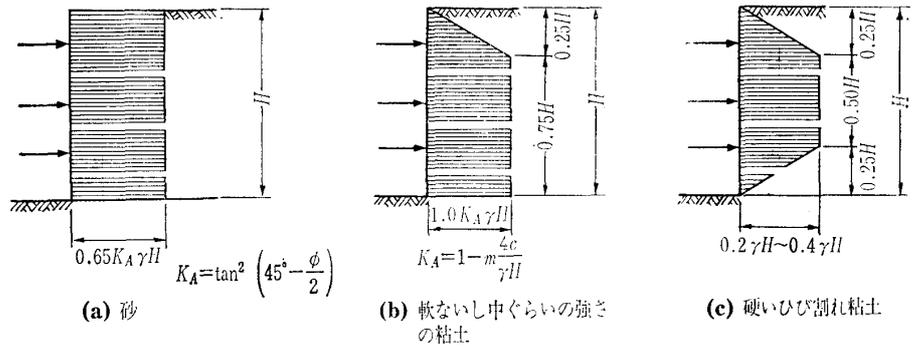


図-11.1 テルツァーギ・ペックの土圧

考え方に従うものが多い。

合理的・経済的山留め設計を行うためには、土圧の変動とその要因を更に明らかにする必要がある。土木学会指針提案土圧について最近の国内土圧実測値をもとにその適合性の検証が行われた³⁾。概要を次に紹介する。図-11.2は遮水性壁(シートパイル、地下連続壁など)の切りばり反力最大値を各地盤種別ごとにプロットしたものである。図-11.2(c)から硬粘土は現行提案値と比較的よい一致を示すが、砂および軟粘土の実測値はかなりばらつく傾向となる。図-11.2(a)の砂で実測値がばらつく要因の一つとして、地下水位による水圧の影響が考えられる。その説明として図-11.3(a)を示す。図は開水性壁(親杭横矢板壁、連続柱列壁など)の結果である。開水性のため地下水位が低く壁に作用する側圧(土圧+水圧)は小さくかつばらつきが小さい。この結果から逆に、遮水性の壁で地下水位が高い場合、土圧のほか水圧が作用して切りばり反力値は大きくなることがあると考えられる。

つぎに図-11.2(b)の軟粘土が広範囲に分布する理由の一つとして極軟弱地盤の影響が考えられる。その説明として図-11.3(b)を示す。図はN値 ≤ 4 の軟粘土のうちN値 ≤ 2 のデータのみを取り上げたものであり、図-11.2(b)で大きくはみ出す傾向のデータの多くはN値 ≤ 2 に含まれる事がわかる。

このような検討の結果次の事が言える。砂地盤で開水性の壁種による場合は水圧が作用しないので、従来考えられた値よりも小さい土圧を考慮してよい。またN値の小さい極軟弱地盤では土圧が従来の推定以上に大きくなる可能性があるため、そのような地盤の山留めでは地盤改良、壁の

* (財)首都高速道路技術センター技術部長
 ** 首都高速道路公団東京保全部設計課
 *** 東京都立大学教授 工学部土木工学科

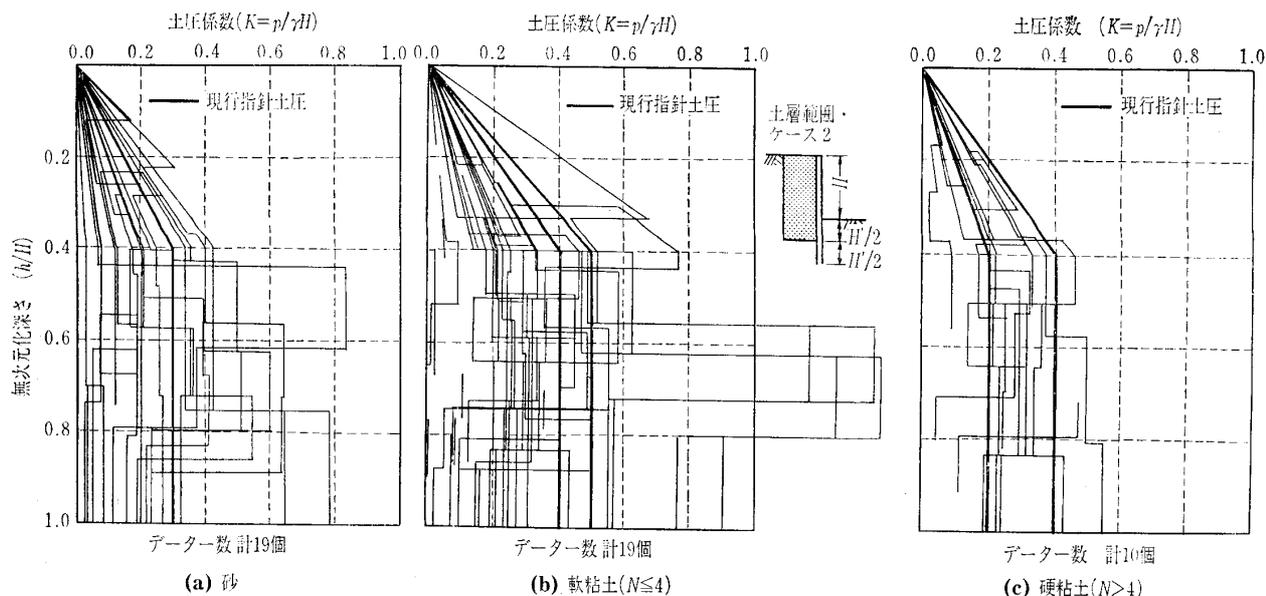


図-11.2 切りばり反力実測値の比較 (遮水壁)

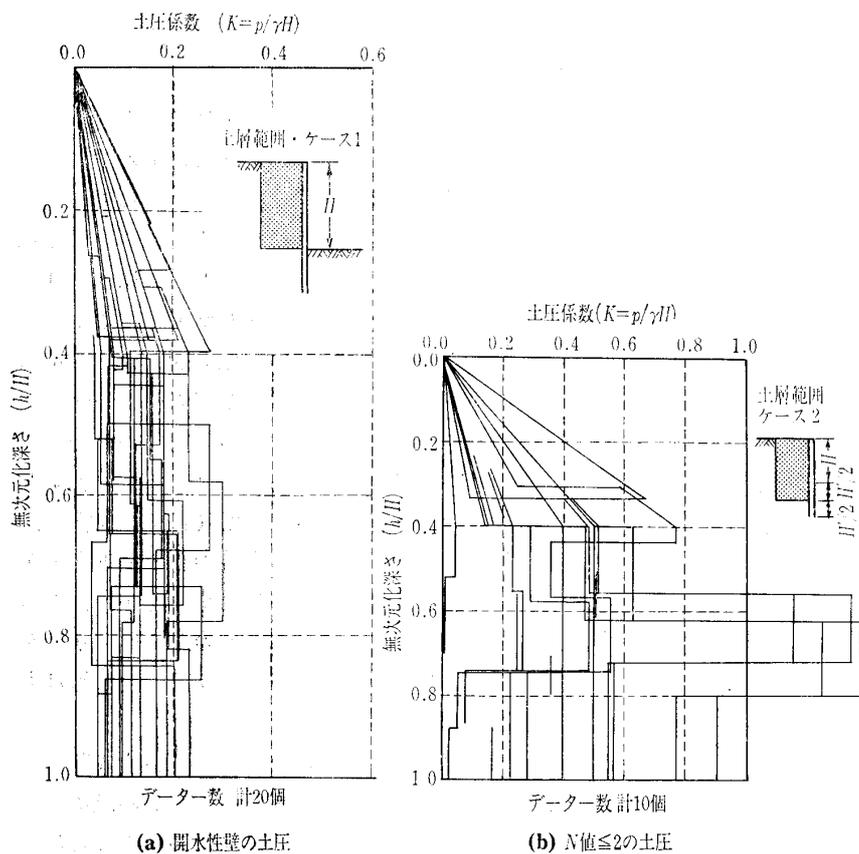


図-11.3

剛性の増加, 切りばりプレロードなどの検討が必要である。

11.3 根入れ長と断面の算定

単純ばり法 (仮想支点法) では壁体の根入れ長算定と断面の算定を別個に行う。根入れ長算定はいわゆるフリーアームサポート法を準用したもので通常は最下段切りばり支

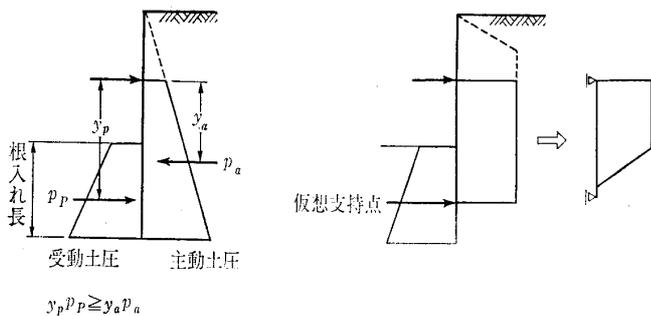
点より下に作用する左右の土圧の回転モーメントがつり合う深さを所要根入れ長とする (図-11.4(a))。ここで用いる土圧は Rankine または Coulomb 土圧で前項にのべた山留め土圧とは別に根入れ長算定土圧として区別する。

土圧算定に用いる強度定数 c, ϕ は各々の層について三軸非排水試験から決定するが、砂層では $c=0$, ϕ は N 値から推定し、粘土層は $\phi=0$, $c = \frac{1}{2} q_u$ (q_u : 一軸圧縮強度) として決定してもよい。

壁体断面の算定は壁を切りばりで支持された曲げ部材とし、図-11.1の断面算定土圧を作用させて行う。一般に最もクリティカルとなるのは最下段切りばりと根入れ部分の仮想支持点間を支間長とする場合である (図-11.4(b))。仮想支持点の決め方は種々あるが、根入れ部の受働土圧の合力の作用位置とする方法が安全側になる。

壁体と地盤の相互作用を考慮して一体モデルとして解析を進める弾塑性法では壁体に作用させる土圧の仮定のほか、切りばり支点および根入れ部の地盤ばね定数の値が

解析値に大きく影響する。切りばり支点ばねは切りばりを圧縮部材とした圧縮ばねから算出し、地盤ばねは杭一本当たりの地盤 K 値を実情に応じて低減した値を用いる事が多い。壁体根入れ部に作用する土圧の把握と共に地盤ばねの測定データを集積が必要である。



(a) 根入れ長算定

(b) 壁体断面の計算

図-11.4 単純ばり法による設計

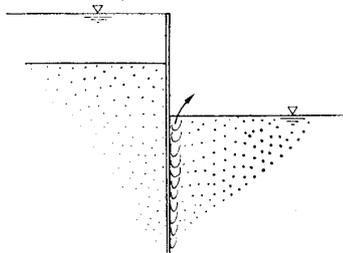
11.4 地盤破壊に対する検討

11.4.1 ボイリングに対する検討

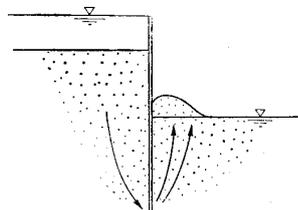
掘削底から水がわき出すことを広義にボイリングというが、掘削底面に自由水面を持つ地下水（浸透水）のわき出しをボイリング、何らかの理由で水みちが形成され地下水がわき出すことをパイピング、不透水層の下の被圧地下水による掘削底面のもち上がりあるいは破壊を盤ぶくれ、と区別することもある(図-11.5)。実際の現象がこのように明確に区別されるとは限らない。またここでいうパイピングは理論的予測が困難である。

地下水のわき出しによるボイリングの検討には、過剰間

(a) パイピングによる破壊



(b) ボイリング破壊



(c) 盤ぶくれによる破壊

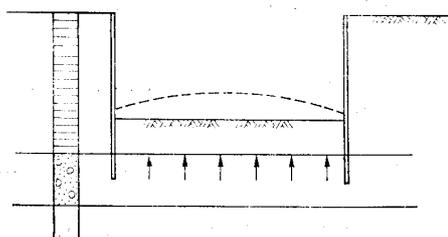


図-11.5 水のわき出しによる破壊

隙水圧による方法と境界動水勾配による方法がある。Terzaghi(テルツァーギ)による過剰間隙水圧法は、壁下端での過剰間隙水圧が土の有効重量を超えて安定が失われる時をボイリングとする。境界動水勾配法は水位差と浸透経路から定まる動水勾配と、土の比重・間隙比から定まる境界動水勾配を比較する。いずれの方法も土の粒度組成、せん断抵抗、砂層の全体厚さ、地下水の供給状態などが考慮されない。

被圧地下水による盤ぶくれの検討は揚圧力と土かぶり荷重のつり合いにより求める。山留めの平面規模が小さい、不透水層が厚く堅固である場合は壁側面での抵抗を考慮に入れる、とする考え方もある。

11.4.2 ヒービングに対する検討

ヒービングの検討式はこれまでも多く提案されているが、これらは掘削底面から上の土を荷重として地盤の支持力をチェックする方法と土のすべりモーメントと抵抗モーメントの関係をチェックする方法の二つに分類される。さらにヒービングに抵抗する地盤の範囲の取り方、掘削平面規模・壁の剛性の考慮の有無などについて相違がある。土のせん断強さは、粘着力 c を $c = qu/2$ (qu : 一軸圧縮強さ) として求める事が多い。

粘性土地盤の山留め挙動を総合的にとらえる指標として Peck は二つの Stability Factor (安定係数) を用いる事を提案した⁴⁾。

$$N_c = \frac{\gamma \cdot H}{S_u} \dots \dots \dots (1)$$

$$N_{cb} = \frac{\gamma \cdot H}{S_{ub}} \dots \dots \dots (2)$$

ここで、 γ , H : 土の単位重量および掘削深さ

S_u : 掘削底より上の粘土の平均せん断強度

N_c : 安定係数

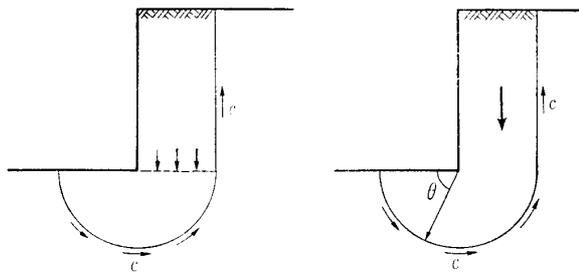
S_{ub} : 掘削底より下の粘土の平均せん断強度

N_{cb} : Base Stability Factor (底部安定係数)

上記 S_u , S_{ub} は山留めの変形によって塑性破壊が生じ得る範囲内の平均値とする。

N_{cb} が 7 あるいは 8 を超えるとヒービングが発生しやすくなる。またこの時の切りばり反力は図-11.1の土圧値をこえる。また N_{cb} が 6 あるいは 7 のとき、 N_c が 10 や 12 と高くとも切りばり反力は予測値とよく一致する、としている。Terzaghi・Peck らの安定係数の概念は長年の研究成果に基づいており、古藤田による詳しい解説がある⁵⁾。

山留めのヒービングは一般に土のまわり込みによる底部崩壊状態を対象としているが、実際には崩壊に至らなくとも壁の変形・周辺地盤の沈下は多少とも発生する。安定係数の考え方はこのような状態も含めて山留め全体の安定を経験的に探ろうとするもので、実務的に有用であるといえよう。実際には壁の剛性や根入れ長等構造的要因も考慮すべきと思われる。



(a) 支持力のチェック (b) 回転モーメントのチェック

図-11.6 ヒーピングの検討

11.5 山留め杭の支持力

路面覆工の支持杭とする中間杭の支持力は通常の杭支持力公式（テルツァーギ式，マイヤホフ式など）により推定する。そのために，非排水条件での c ， ϕ や q_u ， N 値などの力学定数が必要である。杭の施工は打込みと建込みがあり，後者の場合支持力の低減を考慮する必要がある。首都公団の規準ではプレボーリングする場合の周面摩擦力の低減について規定している。

11.6 山岳トンネルの設計と c ， ϕ

山岳トンネルの周辺地山の安定は，地山の強度とトンネルが掘削される場所の地山の応力によって左右される。地山の強度は，地山を構成する岩石の強度と地山に存在する力学的な不連続面によって影響される。通常，岩石の強度はトンネルの掘削によって生ずる掘削面の応力より大きい場合が多いから，岩石の強度を問題にしなければならないことは少なく，トンネルの挙動は力学的な不連続面の影響に支配されるのが一般的である。この場合は，不連続面のせん断や引張りに対する抵抗が挙動を支配することになるが，トンネルは閉合された形状の構造であるため，天端付近の局所的な岩塊を除いては岩塊相互のかみ合せによるアーチ作用あるいはリングとしての作用が生じ，不連続面のせん断強度を問題にしなければならない場合は少ない。しかし，天端付近の局所的な岩塊の不連続面に沿う移動は，重力の直接的な作用によって順次地山内に波及し，緩み領域が形成され，場合によっては崩落が生ずる。これを防ぐために鋼アーチ支保工などで支えると支保工には“緩み荷重”が作用することになる。最近は不連続面での移動が生じないようにロックボルト，吹付けコンクリートで岩塊相互を固定し，緩みが生じないようにして掘削面の安定を得ることが多い。したがって，普通の場合はせん断強度を意識してトンネルの設計を行う必要はない。

しかし，岩石の強度がいわゆる軟岩と呼ばれるもののように地山応力に較べて小さくなり，あるいは，断層破碎帯の場合のように地山としての一体性が問題になると，岩石そのものの持つ強度あるいは不連続面の強度に

よってトンネルの挙動が支配されるようになる。トンネルの掘削において支保の設計が特に重要になるのはこのような場合であり， c ， ϕ の値によって支保の構造や施工方法が大きな影響を受ける。以下に，トンネルの工事ですべての場合に問題になることではないが， c ， ϕ がトンネルの安定性に与える影響を検討することにする。なお，ここで検討する内容は理想化された地山の一般的な傾向を示すものであるので，実際の問題では計測や観察によって現実の地山の挙動を的確に把握することが必要である。

11.6.1 トンネル掘削による応力の再配分

トンネルを掘削すると掘削された地山で受け持っていた応力が変化することになるので，応力は再配分されて掘削面周辺の応力は新しい状態となる。再配分された応力が地山の強度を超えると，地山は降伏してトンネル周辺にいわゆる塑性領域が形成されることになる。塑性領域の形成は，トンネルの形状とともに，トンネルを掘削する前の地山の応力状態および地山の強度特性に支配される。したがって，現象は複雑であり c ， ϕ の影響を概観するためには問題を単純化して考えることが必要である。このための取扱いかいが容易で最も基本的な条件は，側圧係数が1の応力状態，すなわち静水圧的な応力状態における地山に円形のトンネルを掘削する場合である。

地山の強度特性，すなわち，地山の降伏条件は多様であるが，Coulomb の降伏条件は最も基礎的なものである。すなわち，塑性領域においては，

$$q_u + \zeta \sigma_r - \sigma_\theta = 0 \dots\dots\dots(3)$$

q_u : 一軸圧縮強度

σ_r : 半径方向応力

σ_θ : 円周方向応力

$$\zeta = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

ϕ : 地山の内部摩擦角

が成立するものとする。

すると，トンネル周辺の応力および弾塑性境界までの距離 c は次式で表すことができる⁶⁾。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \left(p_i + \frac{q_u}{\zeta - 1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{\zeta - 1} - \frac{q_u}{\zeta - 1} \\ \sigma_\theta &= \zeta \left(p_i + \frac{q_u}{\zeta - 1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{\zeta - 1} - \frac{q_u}{\zeta - 1} \end{aligned} \right\} a \leq r \leq c \dots\dots(4)$$

(塑性領域)

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= p_0 \left(1 - \frac{c^2}{r^2} \right) + \sigma_r \cdot \frac{c^2}{r^2} \\ \sigma_\theta &= p_0 \left(1 + \frac{c^2}{r^2} \right) - \sigma_r \cdot \frac{c^2}{r^2} \end{aligned} \right\} c \leq r \dots\dots(5)$$

(弾性領域)

$$\sigma_r, c = \frac{1}{1 + \zeta} (2 p_0 - q_u) \dots\dots\dots(6)$$

$$c = a \left\{ \frac{2}{1 + \zeta} \cdot \frac{q_u + p_0(\zeta - 1)}{q_u + p_i(\zeta - 1)} \right\}^{\frac{1}{\zeta - 1}} \dots\dots\dots(7)$$

p_0 : トンネルを掘削する地点の地山応力

p_i : 掘削面に作用する半径方向応力

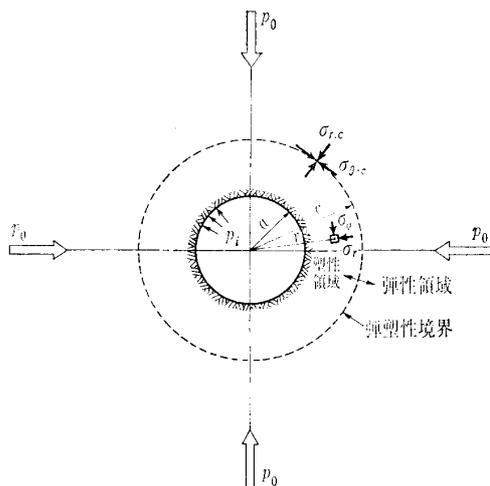


図-11.7 トンネル周辺の応力の状況

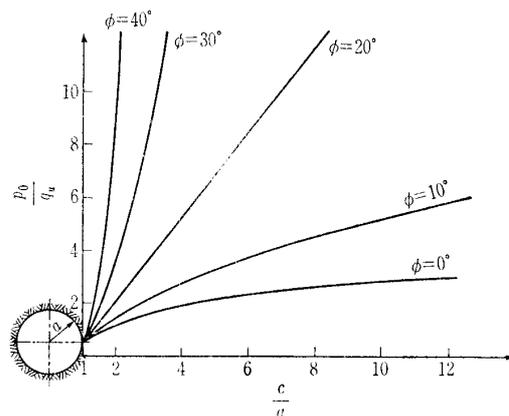


図-11.9 塑性領域の大きさに phi の与える影響

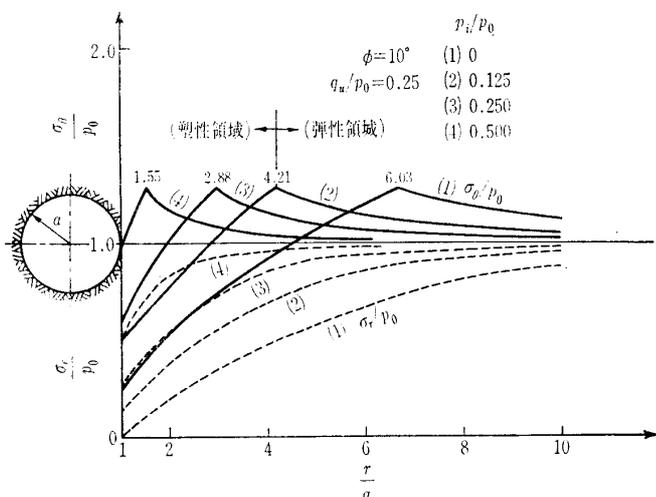


図-11.8 トンネル周辺の応力分布の例

(支保に作用する土圧)

これ等の式を見ると掘削面周辺の塑性領域の応力は p_0 の値には影響されず、 p_i すなわち支保の地山に与える土圧、一軸圧縮強度(粘着力)および地山の内部摩擦角によって規定されることがわかる。 p_0 の影響は塑性領域の大きさとして現れ、 p_0 が大きくなれば塑性領域が大きくなることになる。図-11.8 は $\phi=10^\circ$ 、地山強度比 $q_u/p_0=0.25$ の場合についてのトンネル周辺の応力の分布を示したもので q_u に較べて p_0 が大きくなる、すなわち、 q_u/p_0 が小さくなると塑性領域が大きくなることわかる。

図-11.9 は塑性領域に与える ϕ の影響をみるため $p_i=0$ の場合について ϕ をパラメーターとして弾塑性境界までの距離 c を計算したものである。 ϕ の値が小さいと p_0 の増大に伴って塑性領域が加速度的に増加するのに対し、 ϕ が大きいと p_0 が増加しても塑性領域はあまり広がらない傾向にあることを示している。粘土質の ϕ の小さい地山ではトンネルの安定を得るのに大変苦労することが多いが、 ϕ の大きな砂質の地山では安定を比較的容易に得ることができるのは経験が示すところであり、この図の示すことと一致している。 ϕ は q_u とともに塑性領域の大きさに大きな

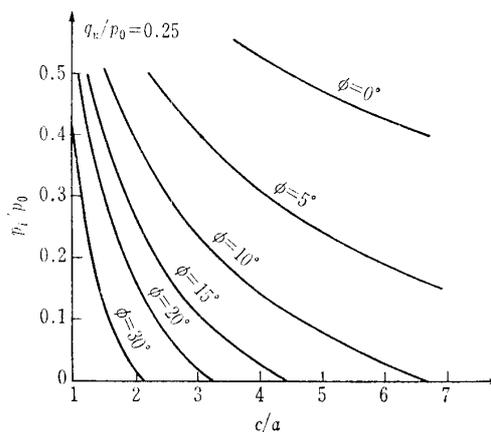


図-11.10 p_i が塑性領域に与える影響

影響を与えることがわかる。

図-11.10 は、 p_i が塑性領域の大きさに与える影響を q_u/p_0 が 0.25 の場合について示したものである。 p_i を大きくしても、その与える影響は ϕ の小さな場合以外はそれほど大きくなく、特に、支保として与えることのできる p_i の大きさに限界のあることを考慮すれば、トンネル周辺の応力分布は地山の c, ϕ に左右され、人為的な影響は土かぶりの小さい場合を除いて限られていると考えなければならない。

塑性領域の形成に与えるパラメーターの影響を検討したが、塑性領域が形成されても力の釣合いは保たれることには変わりなく、塑性領域の大きさを直接的に支保の設計の基準とすることはできない。もち論、塑性領域は小さく、できれば発生しないような設計をすることが望ましいが、これは必ずしも可能ではなく、また経済的に妥当であるとは限らない。現実的で合理的な設計をするためには力の釣合いのみではなく掘削面の変形を考慮し、支保構造の変位特性との整合や実用的な変形の限界について検討しなければならない。

11.6.2 掘削面の変形

トンネルを掘削すると掘削面は応力の再配分に伴って変形し内空断面は縮小する。この変形は切羽の進行と時間の経過とともに生ずる複雑な現象であるが、前節と同様な条件のもとに求めると

講座

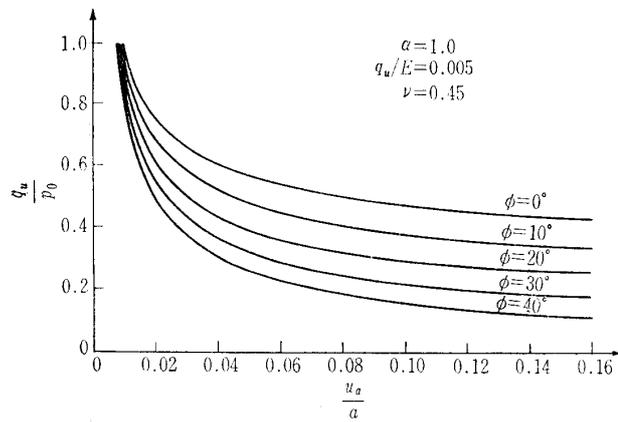


図-11.11 掘削面の変形の傾向

$$u_a = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \frac{q_u}{\zeta-1} \cdot a \left[\left(\frac{1+\alpha\zeta}{\zeta+\alpha} - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \cdot \left\{ \frac{p_i}{q_u} (\zeta-1) + 1 \right\} - \frac{1-2\nu}{1-\nu} \right] + c_0 a^{-\alpha} \dots (8)$$

$$c_0 = u_c c^\alpha - \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \frac{q_u}{\zeta-1} c^{\alpha+1} \left[\left(\frac{1+\alpha\zeta}{\zeta+\alpha} - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \cdot \left\{ \frac{p_i}{q_u} (\zeta-1) + 1 \right\} \left(\frac{c}{a} \right)^{\zeta-1} - \frac{1-2\nu}{1-\nu} \right] \dots (9)$$

E: 弾性係数

ν: ポアソン比

α: 半径方向と円周方向のひずみ速度増分の比

u_c: 弾塑性境界における変位

となる。

図-11.11 は、 $p_i=0$ として掘削面の変形を地山強度比 q_u/p_0 および ϕ との関係において求めたものである。計算にあたっては、一軸圧縮試験の破壊時の降伏ひずみを 0.5% ($q_u/E=0.005$)、ポアソン比 $\nu=0.45$ および塑性変形にあたっては体積が変化しない ($\alpha=1$) の仮定を行った。図に示された曲線はすべて同じ様な傾向を持ち、 q_u/p_0 が小さくなると ϕ の値によってレベルは異なるが横軸と平行に近くなる。これは q_u/p_0 がある一定値以下になると変形が極度に大きくなりトンネルとして成り立たなくなることを示している。地山の条件がこのような状態にある場合は漫然と変形を許すことはできず変形を制御することが必要になる。変形を制御するためには支保によって p_i を与えなければならない。 p_i と掘削面との変形を $\phi=30^\circ$ の場合について計算した結果が図-11.12 である。 p_i を加えることによって掘削面の変位を抑えることができる。この図からわかるように、 p_i を加えることの効果は q_u/p_0 の値が小さい時ほど大きく、 q_u/p_0 が大きくなると p_i を加えても変形はそれほど減少しない。 p_i は変形が許容される範囲で小さい方が望ましいが、許容できる変形はどの様なものであるかが問題になる。これを考えるためには、支保の変形性能と地山の特性を考慮しなければならない。鋼アーチ支保工、吹付けコンクリート、覆工の変形能力は 0.5% 程

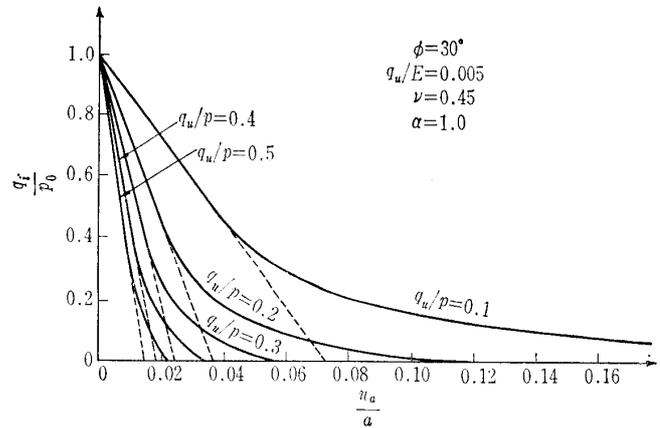


図-11.12 変形に与える p_i の影響

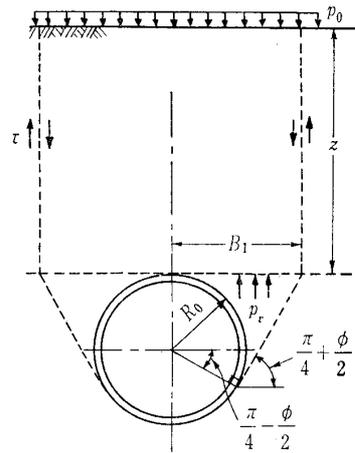


図-11.13 テルツァーギの土圧

度以下であり、塑性領域が生ずる場合に予測される変形量に較べて小さい。また、耐荷能力も必要とする p_i に較べて限度がある。したがって、ただ単に支保工を設けただけでは地山の変形に追従できず破壊されてしまうことが往々にして生ずる。この場合は支保の構造を変形に追従できるものとし、変形を抑制した時の荷重が支保の耐荷能力に見合うところまで変形を許さざるを得なくなる。縫返しをすると安定が得られるようになるのは経験の示すところである。地山によっては変形を起こさせると極端に強度が低下し安定性を悪くすることになるので許容できる変形量はこの点からの検討も必要である。ロックボルトは地山の一体性を保ったまま変形を起こさせるのに都合の良い支保工であるが、変形が問題になるような地山の場合には p_i を与える効果には限度があることに留意することが大切である。大きな変形が予測される場合の支保の設計は柔な支保と剛な支保とを掘削の進行に従って適宜に用いることが必要である。また、掘削の順序も検討すべき重要な事項であり合わせて考慮しなければならない。

11.7 シールドトンネルの設計と c, ϕ

シールドトンネルは山岳トンネルと較べると地表近くに設けられ、また土砂の中に建設されることが多い。土砂中にトンネルを設けた時に地山の安定を保つために必要な鉛

直方向の圧力は、Terzaghiによれば次式で与えられる⁷⁾。

$$p_v = \frac{B_1 \left(\gamma - \frac{C}{B_1} \right)}{K_0 \tan \phi} \left(1 - e^{-\frac{K_0 \tan \phi}{B_1} \cdot z} \right) + p_0 e^{-\frac{K_0 \tan \phi}{B_1} \cdot z} \dots\dots\dots(10)$$

- K_0 : 実験から求まる定数 ($K_0 \approx 1$)
- γ : 土砂の単位体積重量
- B_1 : トンネルの掘削によって影響を受ける幅
- p_0 : 上載荷重
- z : 深さ

シールドセグメントの設計では、これをセグメントに作用する荷重と考えて設計することが普通である。 B_1 は図—11.13を参照して

$$B_1 = R_0 \cot \left(\frac{\pi + \phi}{2} \right) \dots\dots\dots(11)$$

のようにとる。側方に作用する土圧は鉛直方向の土圧に側方土圧係数を掛けたものを用いる。また、セグメントの変形に伴う抵抗土圧も考える。

このようにセグメントの設計では c, ϕ が直接的な荷重を決定する要素となっているが、実際に作用する荷重は単純ではなく、安全側の値として c を無視して設計することも多い。また、土かぶりがトンネル径に較べて浅い場合は土のせん断抵抗を考慮して作用荷重を軽減するのは問題があるものと考えられることから、土かぶりの全重量を荷重と考

えて設計する。また、粘土質の軟弱な地山の場合には深さが大きくても土かぶりの全重量が荷重として作用する場合もあり、セグメントに作用する荷重の決定にあたっては、単純に式を適用するのではなく地山の持つ特性と立地条件を慎重に検討する必要がある。軟弱な地山ではセグメントの応力のみでなく変形に対する検討も重要である。

(執筆分担：11.1～11.5は矢作・中川が、
11.6～11.7は今田が執筆した。)

参 考 文 献

- 1) 古藤田喜久雄ほか：講座 根切り・山留めの設計，土と基礎，1980.8～1981.5.
土木学会：開削トンネル指針，第3編仮設構造物の設計，昭和52年
日本建築学会：建築基礎構造設計規準第49条・同解説，1974.
日本国有鉄道：掘削土留工設計指針(案)，1979.
首都高速道路公団：仮設構造物設計規準，1972.
帝都高速度交通営団：仮設構造物設計指針，昭和53年
東京都交通局：仮設構造物設計規準，昭和55年
- 2) Terzaghi, K., Peck, R.B.: Soil Mechanics in Engineering Practice; 2nd ed. J.W. and Sons, 1967, pp. 394～413.
- 3) 土木学会仮設構造物ワーキンググループ：土留め壁土圧実測データ調査結果・最終報告，土木学会誌，1983年9月，pp. 79～87.
- 4) Peck, R.B.: Discussion, Speciality Session 5, Lateral pressure of clayey soils on structures, Proc. 8th ICS MFE, Vol. 4, 3, 1973, p. 232.
- 5) 古藤田喜久雄：講座 根切り・山留めの設計 8.総括，土と基礎，1981.5, pp. 65～75.
- 6) P. Fritz: Numerische Erfassung Rheologischer Probleme in der Felsmechanik, ETH, ISETH Nr. 47, p. 49, 1981.
- 7) K. Szechy: The Art of Tunnelling, Akademiaiadiado, p. 224, 1973.

< 講習会テキスト在庫一覧 >

○N 値 および c と φ の 考 え 方	B 5 判	110頁	定価 ¥2,000	会員特価 ¥1,500	〒 ¥300
○設計における土質定数の考え方	B 5 判	62頁	定価 ¥1,000	会員特価 ¥ 800	〒 ¥300
○シールド工法と土質	B 5 判	123頁	定価 ¥2,000	会員特価 ¥1,600	〒 ¥300
○杭施工の問題点とその対策	B 5 判	72頁	定価 ¥1,000	会員特価 ¥ 800	〒 ¥300
○土質・基礎工学における有限要素法の適用	B 5 判	203頁	定価 ¥3,900	会員特価 ¥3,000	〒 ¥300
○土と基礎の設計計算演習(第3回改訂版)	B 5 判	418頁	定価 ¥6,100	会員特価 ¥4,700	〒 ¥350
○構造物基礎の設計計算演習	B 5 判	368頁	定価 ¥6,200	会員特価 ¥4,800	〒 ¥350
○土質工学におけるSIの使い方	B 5 判	117頁	定価 ¥2,000	会員特価 ¥1,500	〒 ¥300
○地盤の液状化	B 5 判	134頁	定価 ¥2,400	会員特価 ¥1,800	〒 ¥300
○土を測る—現場計測と施工管理—	B 5 判	118頁	定価 ¥2,600	会員特価 ¥2,000	〒 ¥300

注 文 先 : (社)土質工学会販売係 電話 03-251-7661