

軟岩の大規模掘削における安定管理システム

A STABILITY CONTROL SYSTEM FOR LARGE SCALE EXCAVATIONS IN SOFT ROCK

渡辺豊彦*

By Toyohiko WATANABE

This paper explains the method and presents an example of the application of a stability control system for about 40 m deep excavation in mud rock.

At the case of use this system, the first, fix the critical strain of rock by stress-strain curve of rock core test, the second, calculate the shear-strain of the ground from deformation behavior, and then evaluate the stability of excavation by comparing with them.

The following results are obtained from field observation by applying the system. The strain due to the entire diformation of excavation is comparatively small. The local strain due to a slip of the rock mass is vary large and the corresponding safety factor is very low. However, it is not unstable unless the separated rock block from ground is formed.

Keywords: soft rock, large scale excavation, critical strain, stability control system

1. ま え が き

近年、構造物の大型化、重量化に伴い、それらの構造物が主として耐震上の理由から大規模な掘削により、地下または半地下形式で計画、構築されることがしばしばある。その際、支持層としてはわが国に広く分布し、適度の強度があることから泥岩層等の軟岩が対象地層と選定されることも多い。

この論文は、泥岩地山を対象に約40mの直面掘削をロックアンカー土留方式で実施するにあたり採用した地山安全管理システムの原理と適用実績を報告するものである。当システムは次の特色をもっている。

a) 掘削時の地山安定性の評価を岩盤応力を介せず、地山を形成する泥岩のせん断特性（応力-ひずみ関係）と掘削時の地山変形量（またはひずみ量）との相関で行う方法を採用し、簡易的な地山ひずみ量算定方法を提案した。

b) 掘削途上に入手されるデータをもとに次ステップ以降の掘削計画を見直していく管理手法、いわゆる“情報化施工”を指向した。その際も、数値解析に偏向するのではなく計測データや地質データの分析を重視し、めま

ぐるしく変化する工事状況に、管理結果が十分反映され、かつ、工学的に有用な精度を有することに配慮した。

このシステムを使用することで掘削時の地山安定性評価、地山物性の逆算、および、それ以降の掘削の安定性予測が可能であり、その適用事例を示した。

2. 泥岩の大規模アンカー式土留の特色

わが国における泥岩はほとんどが新第三紀に形成され東北日本を中心に広く分布している。軟質岩盤分類基準案では新期軟質岩（軟岩Ⅱ類）に区分され、岩質は均質でおおむね単純な地質構造を示し節理は少数であり、岩盤等級区分は一般には困難でありまた不要の場合が多いと表現されている¹⁾。その物性値は $q_u=10\sim100$ kgf/cm²、 $V_p=1.6\sim2.3$ km/s程度であり、岩としては非常に軟らかく土砂から岩へ固化する過程の地質である²⁾。このため、掘削に伴う地山変形挙動は土砂地盤と同様連続体として挙動し、硬岩にみられるように節理や断層等の不連続面に支配されることは少ないといわれている³⁾。しかし、泥岩地山を掘削した実績によると、その変形挙動は必ずしも単純ではなく土砂地盤のようになだらかな一様変形をする場合と、硬岩のように、不連続面の存在に支配されたとずれ変形をする場合とが混在しているといった方がより正確である。

* 正会員 工修 鹿島建設(株)東北支店土木部設計課長
(〒980 仙台市二日町1-27)

泥岩を対象にしたアンカー式土留は、通常の土砂土留と異なり、土留壁等の構造物を介さず岩盤そのもので地圧、岩圧等の外圧に抵抗している。つまり、岩盤は均質であればかなりの深度まで壁面は自立する。たとえば一様な強度をもつ岩盤であればかなりの深さまで無支保で自立する ($H = \sigma_c / \gamma$)。しかし、岩盤には節理、シーム等の不連続面が存在することがあり、掘削に伴う応力解放によって強度が劣化する性質があるため自立性が損なわれる可能性がある。その防止措置としてロック・アンカー、ロックボルト等の支保部材があり補助部材としての機能をもっている。

一方、土砂地盤の掘削では、自立深さは非常に浅いのが通例で、壁面自立に対する不足抵抗分を土留壁、腹起し、切ばり等の支保部材の剛性にかけているため、それらは主部材として機能していることとなる。

このような違いのため、掘削時の地山安定管理の主対象は、泥岩のアンカー式土留では地山自身の健全度であり、地山の变形挙動の把握が重要となる。一方、土砂土留は、土留壁や切ばり反力の管理が計測項目の中心となる。

3. 地山安定管理システム

当管理システムの概要を図-1に示す。管理手法は、

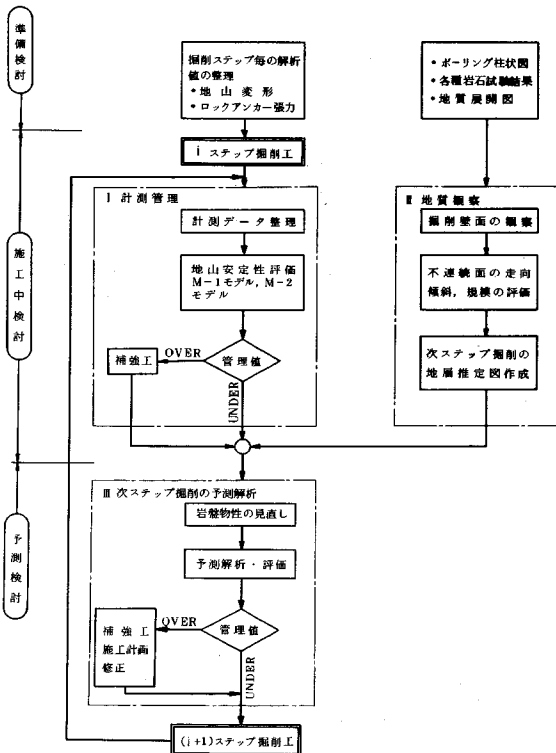


図-1 地山安定管理フロー

計測管理および地質観察を二本柱とし、それらをもとに現状の安定性評価、補強工の要否を決定する。さらに、現状のデータから不連続面の位置、および強度物性を推定し次掘削ステップ以降の安定性予測評価および工事計画の見直しへと展開している。

掘削時の地山安定性の評価は、地山変形挙動管理を中心に、連続的な挙動に着目したモデル (M-1) と不連続面に着目したモデル (M-2) の両面で実施することとしている。

(1) M-1モデルによる管理

掘削対象地山の連続体としての変形挙動に着目して管理を行うものであり、地山を形成する泥岩のせん断特性 (応力-ひずみ関係) と掘削時の地山変形量 (またはひずみ量) との相関から岩盤応力を介せず直接ひずみ評価法で安全性を評価しようとするものである⁴⁾。

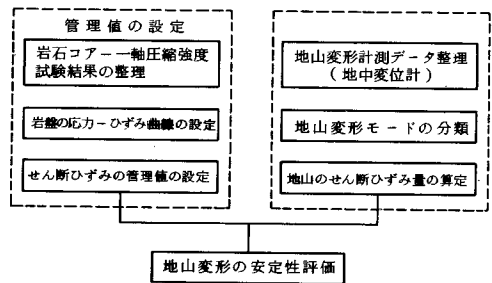


図-2 M-1モデルによる管理

泥岩の直面前掘削工における壁面の变形形状をいくつかの事例について整理すると、次の4種類のモード、または、それらの複合で表現できることに気づく。さらに、そのせん断ひずみはある仮定のもとで、傾向として図-3のように表現できると思われる。

a) 全体変形

掘削壁面の下端および上端の移動量がほぼ等しく、中間部の変形 (ハラミ) もほとんどなくせん断ひずみは無視できる程度のものであり、地圧の解放による岩盤強度の劣化を除けば地山の安定上特に問題とならない変形である。

b) すべり変形

モード分類	一様変形	全体すべり		薄層すべり
		前ダオレ	中ハラミ	ズレ変形
γ	なし	δ_u / H	δ_u / h	δ_u / T

γ : 岩盤のせん断ひずみ

図-3 地山変形モードとせん断ひずみ

土砂地盤の土留壁においてみられるような変形で下端部を固定端にした片持壁のような変形モード（前ダオレ変形）とか中間部がせり出すような変形（中ハラミ変形）がこのタイプに区分できる。

c) ずれ変形

岩盤一般部に比較的連続性の強い弱面を介在し、その部分の変形によって生じる薄層すべりに似た変形モードである。

掘削時の地山変形計測値から算定された地山のひずみ量をもとに、安定上どのような状態であるかは、岩石コアの一軸圧縮試験結果から整理された応力-ひずみ関係との比較で評価できる。次にこの考え方に基づいた管理点の設定方法について述べる。

一軸圧縮状態での応力-ひずみ関係を模式的に表わすと図-4のようになる。ε_fは破壊圧縮ひずみであり、図において定義されるε₀を限界圧縮ひずみとよぶ。

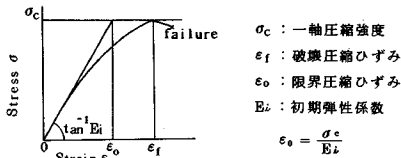


図-4 破壊圧縮ひずみと限界圧縮ひずみの関係

過去の試験結果より限界圧縮ひずみと一軸圧縮強度との間には図-5に示す関係がある。なお、同図中の一軸圧縮強度は岩石コアについてのものであるが、同じ岩について原位置試験を行うと一軸圧縮強度は低くなるが、限界ひずみはほぼ同じ値であることが確認されている。これは限界ひずみが岩盤固有のもので岩盤中の割れ目等の存在に余り影響されないことを示している。このため、比較的新鮮と思われる泥岩では、岩盤としての限界ひずみを岩石コアにおける限界ひずみで代用できる⁵⁾。

図-4を地山ひずみ管理に適用する場合のもう1つの

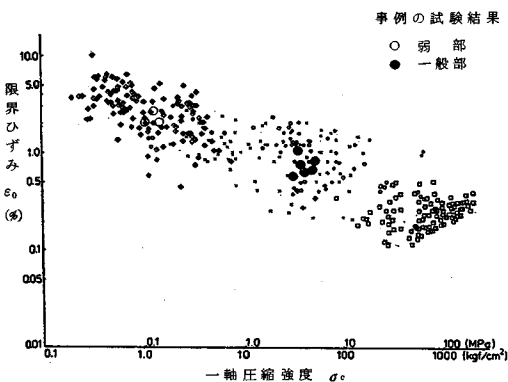


図-5 室内試験による限界圧縮ひずみと一軸圧縮強度との関係

問題はひずみの種類が異なることである。つまり、同図で得られた結果は、軸方向応力度とひずみの関係であるが、地山安定管理の変形はせん断変形であり、せん断ひずみで管理値を表現する必要がある。

これについては、岩石コアの三軸圧縮試験等から得られた、Mohr-Coulombの強度定数(C, φ)および、変形係数(E), ポアソン比(ν)を用いて表現できる。

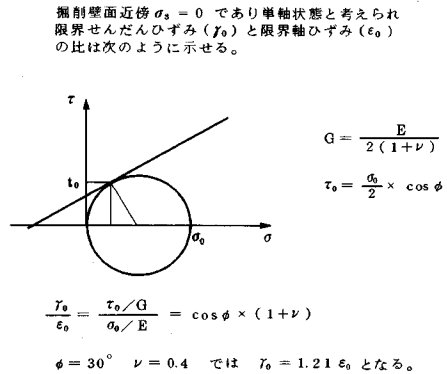


図-6 限界軸ひずみ(ε₀)とせん断ひずみ(γ₀)の関係

次に、限界ひずみ(γ₀)状態を極限(破壊)と設定し、それ以下のひずみレベルで一般に用いられる安全率⁶⁾を考慮して管理値を設ける。

(2) M-2モデルによる管理

掘削対象地山の不連続体としての性質に着目した管理を行うものであり、まず、掘削地山の壁面近傍に割れ目、シーム等の不連続面の組合せで周辺地山から分離し、しかも崩壊の可能性のある岩盤ブロックが存在するか確認する。次に、そのブロックに作用する地圧、水圧、およびブロック自重、さらに、想定すべり面の強度等を総合して、滑動力とせん断抵抗力の比で安全性を評価するのであり、手法的にはブロック安定解析に類似する。

この解析では周辺地山から応力的に分離したブロックの位置や規模を設定することが大切であるが、しかし、

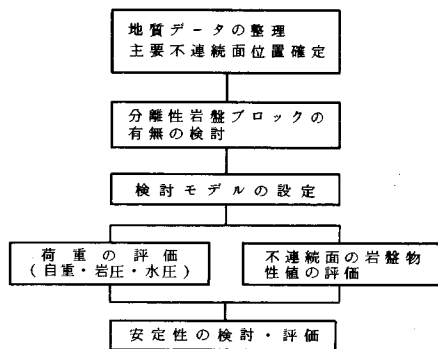


図-7 M-2モデルによる管理

掘削以前のボーリング調査や速度検層では確定できないのが普通である。このため、まず、掘削中の壁面観察によって割れ目、シーム等の不連続面の走向、傾斜をクリノメーターで測定し、地質展開図にその規模とあわせて記入する。次に、その広がり、壁面岩盤および周辺岩盤の変形挙動を比較検討し、地質学的な考察を加えて判定する。

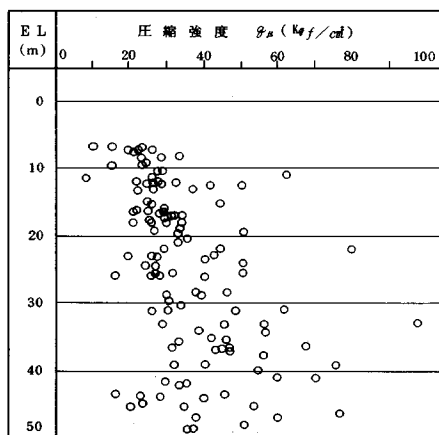
これらによって確認された不連続面の位置を定式化しキープロック解析法等の図学の手法⁷⁾を用いて分離ブロックの存在の有無を検討する。さらに、これから力学モデルを設定して滑動の安定性を検討する。

安定検討をする場合、特に問題となるのは水平地圧および弱面の方向、連続性、強度物性値の設定であろう。水平地圧については、掘削以前の初期地圧が判明していればそれを遠方地圧とし、平面ひずみ状態でのFEM解析等を用いて、おおよその数値が決定できる。また、弱面の方向強度が判明していれば地山のひずみ量から直接ひずみ法で安全率を算定し、検討断面位置の地圧を逆算することもできる。これについては後述する。

しかし、実工事のベースで考えた場合、泥岩の初期地圧の測定は技術的に難しい面も多く、弱面の強度試験を通常の施工工程に組み入れるのは困難である。そこで、弱面の方向、連続性を考慮し、さらに弱面の強度(q_u)と地圧(p_i)の比 q_u/p_i をパラメトリックに変化させて、検討時点以深の掘削の安全性を予測するのが現実的な管理となる。

4. 地山安定管理の事例

次に、ほぼ均一な泥岩地山を対象に面積約7000 m^2 、掘削深度36mの大規模直面掘削工事をロックアンカー土留工法で実施した工事において当管理システムを適用した事例について報告する。



図—8 深度と一軸圧縮強度の関係

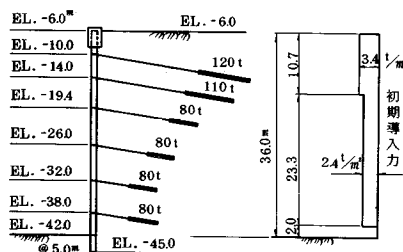
(1) 地質概要

当地点の地質は新第三紀に形成された泥岩からなり、岩石コアの一軸圧縮強度(q_u)はほぼ20~60 kgf/cm^2 であり、所々に100 kgf/cm^2 程度の凝灰質砂岩層を薄層として介在する。変形係数(E)は3000~6000 kgf/cm^2 が多く、弾性波速度 V_p は1.6 km/s 程度であり比較的風化の程度が低い地山と評価できる。

一方、断層、節理、破碎層、シーム等の不連続面の分布状況は、局所において若干の存在は認められているものの地質構造を支配するような規模のものは存在しない。

(2) 土留工について

当工事で採用した土留工は図—9のとおりであり、支保部材として親杭、ロックアンカー、ロックボルトを併用し壁面保護のために厚さ8cmの吹付けコンクリートを用いている。アンカーの導入力は、地山単位面積当たり3.4~2.4 tf/m^2 であり、今回程度の大深度掘削工にしては非常に低レベルの値である。このため、地山の変形全体を抑制するまでには至らず、掘削面近傍の岩盤の目開き等のいわゆる“ゆるみ現象”を抑制することが主目的となる。同様に、親杭についても平面ピッチが5mと粗であり地山の変形挙動に影響することはほとんどなく、アンカー緊張力の分散を図る支圧板として、さらに、アンカーの位置決め、地山表面の肌落ち防止等のための補助部材として扱っている。このほかに、ロックボルトを5 m^2 に1本の配置でセットし、局所岩盤の欠落防止を図っている。



図—9 土留概要

(3) 計測計画

地山安定管理については、その基本となる地山変形挙動を主に可動式傾斜計で把握し、アンカー張力の変動測定で補完した。傾斜計用削孔の1本は、壁面近傍の動きをとらえる目的で親杭に沿わせて設置し、さらに、そこから掘削面と直交して約20m離れた地山中にも同様の削孔を配置し2本で1組として4断面を管理する計画とした。

2つの地中傾斜計のデータを照合することで、地山変

形挙動や、不連続面が存在する場合はその位置、連続性、規模を立体的に把握し、壁面の地質観察記録の助けをかりてより精度の高い状況把握を行うためのものである。

絶対変位量の確定は、掘削の影響を受けない遠方に不動点を設け、親杭天端の動きを定期的に測量によって求めて行った。なお削孔の下端は最終床付け面より約3m下に設置してある。

計測の頻度は月平均6.0mの掘削速度に対して週1回の測定を標準とし、変形管理のレベルによりその回数を密にすることとした。

(4) 管理基準の設定

掘削時の地山安定管理の基準としては地質構造に着目した基準と地山の変形挙動に着目した基準を設けた。地山変形に対する管理基準値の設定として地山変形の影響範囲に合わせて2種類選んだ。その1つは前ダオレ変形や中ハラミ変形モードのように壁面全高に及ぶ地山変形に対応するものであり、当地山の平均的な岩石のコア強度試験結果から限界ひずみ (ϵ_0) を求めた。また、ずれ変形のように局所の弱部に支配される変形挙動を評価するためには、掘削壁面に露呈した劣化部より試料を採取して一軸圧縮試験を実施し限界ひずみ (ϵ_0) を求めた。さらに、それらを図-5にプロットしデータの妥当性を確認した。

次に軸ひずみ (ϵ_0) をせん断ひずみ (γ_0) に転換し、管理基準用の限界ひずみ (γ_0) を設定した。

その結果、地山の全体すべりモードに対しては限界せん断ひずみ γ_0 を1.0%、薄層すべりモードに対しては2.0%を設定した。

さらに、地山の降伏ひずみを限界ひずみの60%程度と設定し、限界ひずみの20%、40%、60%のひずみを中間の管理点として設定した。

(5) 全般的な管理記録

代表的な4つの管理断面における掘削中の変位およびひずみ挙動を図-10~図-12に示す。

図-10は掘削深度と壁面最大絶対変位量の関係を示したものであり、いずれの断面とも比較的スムーズな増

加曲線を示している。しかし、その値は最大と最小で倍近い差がある。

図-11は、掘削深度と前ダオレと中ハラミ形状等の全体すべり的な変形によるひずみ量の関係を示しており、4断面とも類似した増加傾向および値を示している。

図-12は、掘削深度と薄層すべり的な変形によるひずみ量の関係を示している。これによると、最大ひずみ量および、その発生時期において各断面で全く統一性がない。さらに、最大ひずみ量は深度とともに必ずしも増大せず、掘削の途中でピークを迎えている。

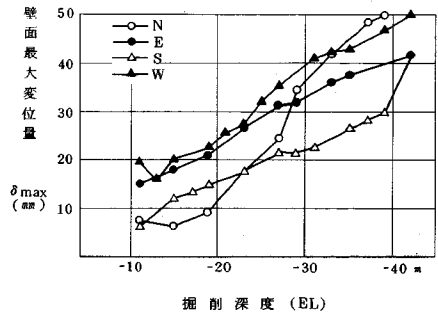


図-10 掘削深度と壁面最大変位量の関係

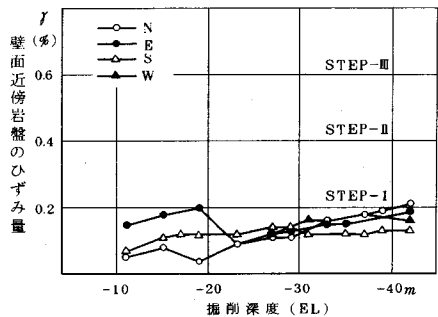


図-11 掘削深度と壁面近傍岩盤のひずみ量(全体すべり)の関係

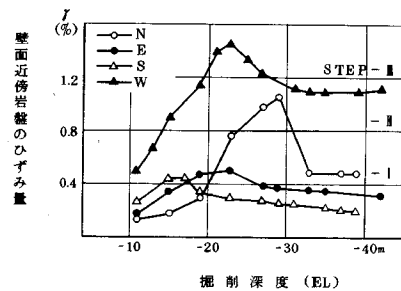


図-12 掘削深度と壁面近傍岩盤のひずみ量(薄層すべり)の関係

表-1 地山安定管理基準

管理項目		STEP-I	STEP-II	STEP-III
地質調査	地質構造	・ワレ目、弱部は若干あるがその連続性はない。	・注意すべきワレ目、弱部が確認され連続性がある。	・警戒すべき明確なワレ目、弱部があり分離ブロックがある。
	計測断面	前ダオレハシタン	前ダオレハシタン	前ダオレハシタン
掘削変形	地山ひずみ	$\gamma = 0.2\%$	$\gamma = 0.4\%$	$\gamma = 0.6\%$
	ズレバターン	$\gamma = 0.4\%$	$\gamma = 0.8\%$	$\gamma = 1.2\%$
安全率		5	2.5	1.67
管理状態		正常	注意	警戒

(6) 安定性の評価

地山の变形挙動は地質要因によって大きく異なる。地質要因で地山の安定性に一番影響するのは管理断面に不連続面が関与するかどうかである。

前ダオレ・中ハラミ等のモードを示す全体すべり变形による地山ひずみは各断面とも類似したひずみ挙動を示し掘削とともにゆるやかに増加し、当事例では最終掘削時点で0.2%程度であり、安全率は5程度と大きい。

また、ずれによる薄層すべり变形は主に地山中の割れ、シーム等、不連続面の存在によって生じる。このため、その有無、位置、傾斜、強度によって挙動が全く異なる。

また、その安全率は掘削レベルが不連続面深度に至るまでは一時的にかなり低下するが、そこを過ぎると定常となるか若干向上する。

ずれ变形による見掛けの安全率は低下しても、割れ・シーム等によって分離ブロックを形成していなければ特に危険な状態ではない。

5. 掘削途中の地山安定性評価と将来予測の一例

掘削途中の地山の安定性評価および将来予測と結果の対応について一例を以下に述べる。

検討断面の掘削初期から中期(EL-17m掘削)までの掘削壁面位置と周辺岩盤部の变形挙動を図-13に示す。これによると、掘削の初期(EL-11m掘削時点)からすでに壁面位置および周辺岩盤部ともEL-23m付近の深部にずれ变形を生じており、この付近に弱部の存在が推察された。しかし、その変位量は壁面位置で7.3mm、20m離れた周辺岩盤部で4mmと比較的浅い範囲で収斂していることがうかがえた。このときのずれ变形の幅は2.0m程度であり、壁面位置のせん断ひずみは0.36%であるため、管理レベルは正常(I)となった。

また、地質構造的には、連続性はあるものの、広がり

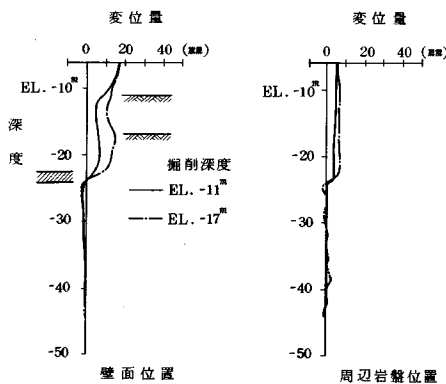


図-13 地中傾斜計変位記録

表-2 地山安定評価 (EL-23m ずれ变形)

掘削深度 (EL-m)	変位量 δH (cm)	変位巾 T (m)	ひずみ量 γ (%)	安全レベル
-11	0.73	2.0	0.36	I
-17	1.69	2.0	0.85	III
-23	2.47	2.0	1.24	IV
-33	3.06	4.0	0.77	II
-42	3.10	4.0	0.78	II

の狭い弱部が存在していることが予知されることから、ひずみ計測と地質観察の両者からSTEP-IからIIの間の管理レベルと評価した。

EL-17m掘削までの地山変形状況から、この断面の安定性はEL-23m付近に存在する弱部の挙動に支配されることが判明したので、弱部の強度物性値を図-14のフローに従い逆算し、さらに床付け(EL-42m)までの变形および安定性を予測した。

(1) 弱部の強度物性値の評価

弱部の強度物性値の評価は計測記録をもとに解析で算定する方法と類似の弱部から採取した試料の強度試験で確認する方法を併用して実施した。

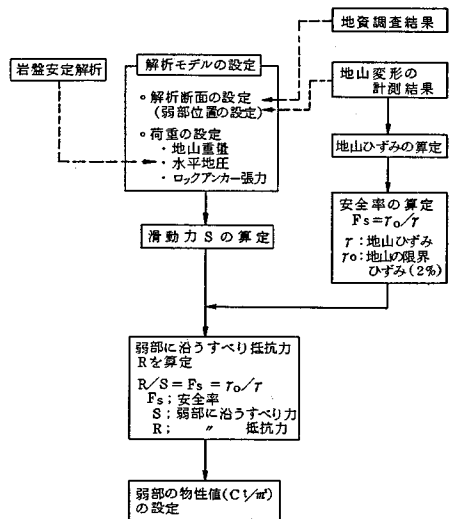


図-14 弱部の強度物性値逆算フロー

解析による方法では、また地質調査結果および地山変形の計測結果から図-15の検討モデルを設定した(①)、次にEL-17m掘削時点の計測値から地山ひずみ(γ)を求め、限界ひずみ(γ_0)との比から弱部のせん断抵抗稼働率(M)およびその逆数から安全率(F_s)を求めた。(②)、さらに、(①)で設定された解析モデルからEL-23mより上部岩盤について

滑動力 (S) を求め (3), F_s を乗じて抵抗力 (R) を算定し (4) それから検討モデルに対応した見掛けの強度物性値 (C) を求めた (5).

この場合、荷重としては地山重量、水平地圧、ロックアンカー張力を考慮した。なお、解析は全応力法で扱ったため地下水挙動については配慮しなかった。これらの算定方法は、下式に示し設定用諸値は表-3 に示した。

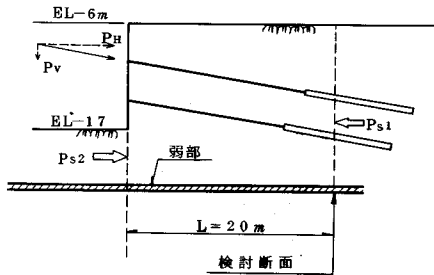


図-15 安定検討モデル

$$M = \gamma / \gamma_0 = 1 / F_s$$

$$F_s = R / S$$

$$R = (W + P_v) \times \tan \phi + P_H + CL$$

$$S = P_{s1} - P_{s2}$$

$$C = \frac{F_s \times S - \{(W + P_v) \times \tan \phi + P_H\}}{L}$$

表-3 弱部の強度設定用諸値 (EL-17 m)

記号		当断面の値
r_0	弱層部の境界ひずみ	2.0 %
γ	弱層部の発生ひずみ	0.85 %
W	検討部分の地山重量 ($r=1.87 \text{ t/m}^3$)	636 t/m
P_{s1}	検討断面に作用する水平地圧 (滑動側)	285 t/m
P_{s2}	検討断面に作用する水平地圧 (抵抗側)	150 t/m
P_v	ロックアンカー力の鉛直成分	6 t/m
P_H	ロックアンカー力の水平成分	45 t/m
L	想定すべり長さ	20 m
F_s	滑動に対する安全率 ($= R/S = \gamma_0/\gamma$)	2.35
S	滑動力 ($= P_{s1}$)	135 t/m
R	滑動抵抗力	318 t/m
C	弱部の強度定数 (未知数)	13.6 t/m ²
ϕ	弱部の強度定数	0°と仮定する

ここで、地山重量、ロックアンカー張力は既知であるが、水平地圧は検討の状態が極限状態でないので主働、受働の極限土圧は適用できないし、掘削面近傍では深部の静止土圧より低減している等の現象があり、設定に工夫が必要である。これらの点を考慮してここでは検討断面に作用する地圧をFEM岩盤安定解析における水平地圧より求めた。

これらの検討の結果、EL-23 mの弱部の強度は $C =$

13.6 tf/cm² と算定された。これは類似の弱部の強度試験結果と近似する値であった。

(2) EL-17 m 以深の安定性予測

掘削の進行に伴う EL-23 m 付近の弱部の滑動の安定率の変動をFEM岩盤安定解析をもとに次式で求め、図-17 に示した。

$$F_s = \frac{R}{S} = \frac{P_H + CL}{P_{s1} - P_{s2}}$$

安全率の評価において特に影響の大きい要因は EL-23 m より上の地圧 (P_{s1} , P_{s2}) の評価である。これについてはFEM解析より次の傾向がある (図-16)。

滑動側地圧 (P_{s1}) は掘削初期に 300 tf/m 程度あったものが、掘削の進行とともに徐々に減少し、床付け時点まで 120 tf/m までになる。

抵抗側地圧 (P_{s2}) は掘削の進行とともに急激に減少する。また、掘削深度が弱部位置 (EL-23 m) より下がると、それ以深の P_{s2} の変化はずれ部の安定性には関与しない。

これから、EL-23 m より上部岩盤に作用する滑動力は、掘削レベルがその位置に到達したときに最大となり安全率は最小となる。それ以降は滑動側地圧 (P_{s1}) の減少により安全率はむしろ向上することになる。このため解析上ではずれ変形によるひずみ量は EL-23 m で最大となり、それ以降は減少することとなるが、弱部の土砂は塑性体であるため回復せずに一定値となることが想定された。

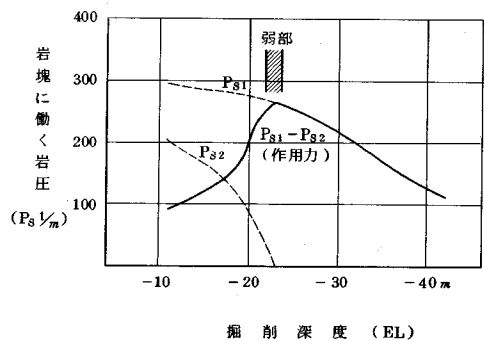


図-16 掘削深度と岩塊に働く岩圧

(3) ずれ変形挙動の実績

EL-17 m 以深の掘削壁面の変形挙動を図-18 に示す。また、EL-23 m の弱層部のずれ変形に着目した変位量 (δ) およびひずみ量 (γ) の記録を図-19 に示す。これによると、ずれ変位量は掘削深度が当該弱層レベルに至るまでは、比較的強い曲線の上昇して、以後 EL-28 m くらいまでは、徐々に増加して定常状態となった。

一方、ずれひずみ量は、EL-23 m までは変形量と同

じ曲線をたどって上昇したが、そこを過ぎると急激に減少しEL-28m以降定常となった。変動挙動とひずみ挙動の違いはEL-23m以降の掘削により変形の幅が拡大したことによるものである。

掘削壁面の变形挙動から地山安定性を評価すると一時的に管理レベルⅢを超過し警戒域に至ったが、周辺岩盤での变形はほとんど変化していない。このことからずれ変形の深部への拡大はないといえる。つまり、地質構造に着目した安定管理基準では掘削初期と同様、STEPⅠ～Ⅱと評価でき、総合的には地山全体の安定性にほとんど影響を及ぼさない変状といえる。

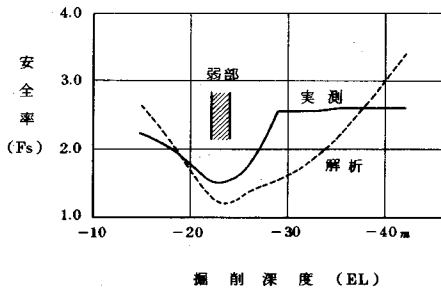


図-17 掘削深度と薄層すべり安全率

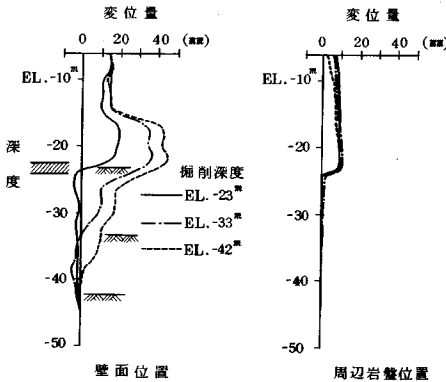


図-18 地中傾斜計変位記録

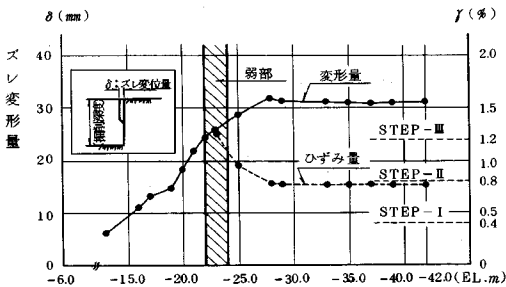


図-19 掘削深度と親杭位置のずれ変形量

6. むすび

当論文は泥岩地山を対象にロックアンカー土留方式で約40m直面掘削したときの地山安定管理システムの原理を説明しその適用事例をもとに、泥岩の掘削時の変形挙動について考察したものである。ここで得た知見を以下にまとめる。

(1) 泥岩地山の掘削時の変形挙動は土砂地盤のような連続体としての挙動を示す場合と、硬岩地山のように割れ・シーム等に支配された不連続岩盤の挙動を示す場合とさまざまである。

(2) 泥岩地山の掘削時の変形モードは、一様変形、前ダオレ変形、中ハラミ変形、ずれ変形の4つ、または、それらの合成からなっており、ある仮定のもとで、地山の見掛けのせん断ひずみ量を評価できる。

(3) 岩石コアのせん断特性(応力-ひずみ関係)から設定される安定管理の管理点と(2)のひずみ量を対比することで、地山の安全率が評価できる。

(4) ある掘削時点の安全率をもとに弱部の強度物性または、岩圧を逆算することで、それ以降の安全性の予測ができる。

(5) 同一の掘削工事においては、前ダオレ、中ハラミ等の全体すべり変形によるひずみは、各断面とも類似した挙動を示し、ゆるやかに増加する。また、それに対する安全率は比較的大きい。

(6) 検討断面に不連続面が関与しずれ変形を生じる場合、その局所の薄層すべり安全率は、一時的にかなり低下するが、掘削レベルがその部位を通過すると変化しないか若干向上する。

(7) ずれ変形による見掛けの安全率は低下しても、割れ・シーム等によって分離ブロックを形成していなければ特に危険な状態ではない。

最後に論文の内容については、東北大学工学部 柳沢教授のご指導を受け、データの整理には鹿島建設(株)土木設計本部 古市主査の協力を受けたことと報告し、謝辞を述べる。

参考文献

- 1) 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所地盤の耐震性評価手法の標準化，土木学会誌，pp.59～63，1948.12.
- 2) 土木学会：軟岩一調査・設計・施工の基本と事例一，pp.1，1984.
- 3) 土木学会：軟岩一調査・設計・施工の基本と事例一，pp.2，1984.
- 4) 桜井春輔：トンネル工事における変位計測結果の評価法，土木学会論文報告集，No.317，pp.93～100，1982.
- 5) 桜井春輔：掘削によるゆるみ領域（その評価と制御について），トンネル技術講演会テキスト，pp.63～71，1983.
- 6) Franklin, J. A. : An Observation Approach to the Selec-

tion and Control of Rock Tunnel Linings, Shotcrete for
Ground Support, Proc. of Engineering Foundation
Conference, Marland, pp. 556 ~596, 1976.

テレオ投影法の利用, '86 トンネル技術講演会テキスト,
pp. 14~24, 1986.

(1986. 12. 26・受付)

7) 吉中龍之進：不連続性岩盤空洞の安定性評価のためのス
