

(101) 軟岩の大規模直面掘削におけるアンカー挙動について

鹿島建設株式会社設計本部 正会員○渡辺 豊彦

" 古市 光昭

" 竹内 聡

1. はじめに

本文は、泥岩地山をロックアンカー土留工法で約40m直面掘削した時のアンカー張力および地山変形挙動の相関について計測値をもとに考察し、今後増加が予想される同種工事の計画、管理資料とするものである。

泥岩地山をロックアンカー土留工法で掘削する場合、アンカーの構造的な位置付けを明確にして導入力を設定する必要がある。もしも、強度が20kgf/cm²程度で地質構造を支配するような卓越した不連続面を有しない通常の泥岩地山を掘削する場合、土砂地山と同様の考え方をするなら、約100m(H=2c/γ)迄は自立し何も支保工は要らないことになる。しかし、岩盤特有の応力解放による物性劣化(緩み)があり、潜在的な微小クラックの拡大等により掘削過程で色々な不安定現象が惹起される。この不安定現象を減少させる為に、ロックアンカーによる緊張力導入や、ロックボルト、吹付けコンクリート等の支保部材が各種の力学的効果の相乗を期待して用いられている。しかし、それらの支保部材の使用量と補強効果の因果関係が地山物性や、外的応力状態との相関として定量的に把握されていない為、最適アンカー導入力設定の問題をより複雑にしている。一方、工事の種類によって支保設計上の要求品質が異なることもある。つまり、掘削形状がそのまま完成形状となるような場合では、掘削時の物性劣化を極力なくす必要があるし、工程短縮が最重要課題の工事では、追加補強工事は二重段取りとなる為、とくに敬遠される。このような土留では比較的多目のアンカー導入力が必要となる。また、純仮設工事としてのアンカー計画では、地山を一時的に掘削し、その後、コンクリート躯体を構築し、完成後はその構造体で外圧に抵抗する設計思想で計画されるので、少々、地山の変形および物性劣化を招来しても、それを躯体設計上に評価しておきさえすれば、前者より少量のアンカー導入力で対応できる。このように、巾広い設計思想でアンカー土留が適用されているため、同種の地山の同規模の掘削工事に対して単位面積当りの計画導入力が数倍の差異を持っているのが現実である。

2. ロックアンカー土留工事の事例

次に、ほぼ均一な新第三紀泥岩層からなる地山を対象に面積約7000m²、掘削深度36mの大規模直面掘削工事を比較的導入力レベルが低いロックアンカー土留工法で施工した工事における地山変形とロックアンカー張力の挙動について計測データを基に考察する。泥岩の一軸圧縮強度(q_u)は20~60kgf/cm²程度、弾性波速度(V_p)は平均1.6km/sで比較的风化の程度の低い地山である。なお、地質構造を支配するような規模の不連続面は存在しない。

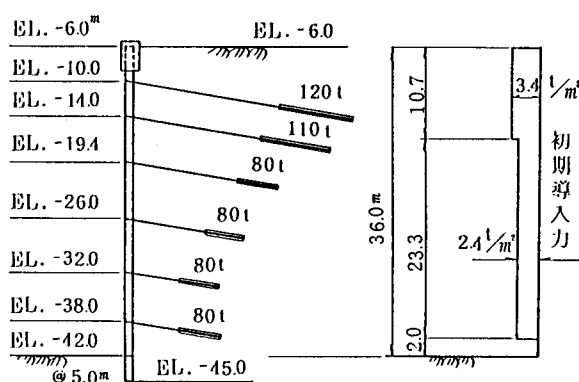


図-1 土留概要図

2-1 土留工について

当工事で採用した土留工は図-1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。アンカー導入力は、壁面単

位面積当り 3.4tf/㎡～2.4tf/㎡であり、側圧係数(K)に換算すると平均でK=0.1以下($P=K \times \gamma H$)と同程度の大規模掘削としては非常に低レベルの値である。この為、地山の変形全体を抑制するまでには至らず、掘削壁面近傍の岩盤の目開き等の言わゆる“緩み現象”の発生を低下させる事が主目的となる。同様に、親杭についても平面ピッチが5㎡と粗であり、地山変形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、更に、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。この他にロックボルトを5㎡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が、それらの支保効果の定量化は難しい。

2-2 アンカーの引抜き試験

掘削工事に先立ってアンカーの基本性状を把握する目的で2タイプの引抜き試験を実施した。その1つはアンカー定着部の引抜き強度試験で、定着部モルタルと地山の付着強度を確認する目的のものであり、もう1つはアンカー緊張時の伸びとか緊張力低減等の挙動を確認する目的の引張り試験である。

強度試験によると、地山の定着部とモルタルの付着強度(τ_u)は平均 7.9kgf/cm²で、当該地山の一軸圧縮強度($q_u \approx 20 \sim 30 \text{ kgf/cm}^2$)に対して約25～40%であることが判明した。なお、供試体は、いずれも定着部モルタルと地山との間で付着切れしており、モルタルと鋼材間の切れのない事を確認している。

引張試験では、実工事と同仕様のアンカー体を用い、アンカー定着時のプレストレスの減少量やその時間依存性を確認した。試験の結果、極限付着力($\tau_u = 7.9 \text{ kgf/cm}^2$)の52～75%の緊張力で次の事が確認された。

- 第1回目の繰返し載荷では残留変位量(ϵ_R)は弾性変位量(ϵ_E)の4～10%程度である。
- アンカー体の伸び長としては、アンカー自由長部と定着部の1/2程度を考えれば良い。
- 長期載荷によってアンカー張力は初期緊張力に比べ4～8%程度低減し、ほぼ1ヶ月で収斂する。

2-3 掘削時のアンカー挙動

掘削時のアンカー挙動について地山の変形挙動との相関で以下に整理した。ここに示したデータが一般的な事象として扱えるのか、又は当工事固有の事象として扱わなければならないのか不明である。しかし当工事のアンカー導入力が掘削深度に対し比較的低レベルである点と相関づけて説明できる事柄も多い。

(1) アンカー張力変化の方向性

第1段および、第3段アンカーの掘削進行時の変化を図-2に示す。これによると次のことが言える。

全アンカーとも掘削によって張力は増加傾向である。しかし、その程度は必ずしも

表-1 ロックアンカーの引抜き試験結果

		A		B		C	
		I	II	I	II	I	II
アンカー仕様	引張強度(f_u)	9.9(t)		16.2		19.8	
	降伏点強度(f_y)	8.4(t)		13.8		16.8	
	初期導入力(P)	5.8(t)		9.1		11.4	
	P/P_u	0.59		0.56		0.58	
	アンカー体径(ϕ)	115(mm)		135		135	
	自由長(l_f)	19.5(m)		5.5		6.5	
	定着長(l_d)	5.0(m)		5.0		6.0	
付着部	極限強度(τ_u)	7.9(kgf/cm ²)		7.9		7.9	
	設計応力(τ)	4.2(kgf/cm ²)		5.7		5.9	
	τ/τ_u	0.53		0.72		0.75	
引抜き	弾性変位量(δ_e)	15.2(mm)	14.2	53	50	64	70
	残留変位量(δ_R)	7(mm)	15	5	4	4	5
	δ_R/δ_e	4.6(%)	10.6	9.4	8.0	6.3	7.1
試験	長期導入力(P_L)	5.5(t)	5.6	8.5	8.4	10.6	10.6
	低減率($\frac{P-L}{P}$)	5.2(%)	3.6	6.6	7.7	7.0	7.0

第1段(導入力130t)

第3段(導入力80t)

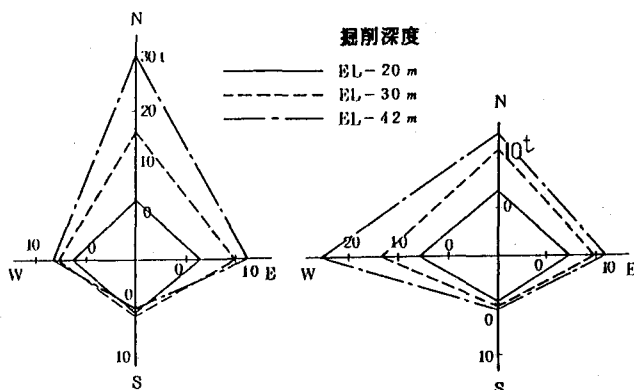


図-2 掘削深度とアンカー張力の変化量(t)

同様でなく、ほとんど変化しないもの、或いは当初の30%程度も増加するものと様々である。また、増加の様子には方向性がある。しかし、卓越方向が第1段と第3段では異なっていることが判る。これらの現象を説明する場合、初期地圧の異方性とか、地圧の傾斜と言った広範囲な要因に言及するより、局所のワレとかズレといった言葉を用いた方が説明しやすい。

(2) アンカー体の歪と地山の歪の関係

掘削時の地山変形に伴う、アンカー頭部と定着部間の地山歪量とアンカー体自体の歪量の関係を図-3に示す。ここで、地山歪量は、壁面付近および、定着部付近にセットした2本の可動式変位計の記録から算定し、アンカーの歪量はアンカー張力の変動から算定した。その結果次のことが判明した。

- (a) 掘削壁面と定着部間の地山歪量 (ϵ_0) が 0.05 % 程度であればアンカー張力の増大は零か、むしろ減少する傾向である。
- (b) 地山歪量 (ϵ_0) が 0.1% 以上となると張力は増加してくる。
- (c) 地山歪量 (ϵ_0) が 0.2% 以上となると、 ϵ_0 の増加に比べ、アンカー張力の伸び率は僅かながら低減してくる。

以上より、次のことが考察できる。つまり、地山歪量が小さい内は、アンカーセット時のなじみによる張力ロスや、アンカー体および定着岩盤のクリープ現象等による張力減少が卓越し、地山歪とアンカー体歪の変動が逆傾向を示すが ϵ_0 が 0.1% 以上となると、張力増加要因が減少要因を凌駕し、結果としてアンカー張力は増加し始める。さらに 0.2% 以上となると、アンカー定着部モルタル周辺地山がアンカー定着部とずれて変位し始めるため、張力の増加率が低減してくると説明できそうである。

これらの事象から「アンカー導入力が比較的大きい場合は、地山変形も低く抑えられ、アンカー張力の増加は見られないが、当事例のように比較的小さい場合は、張力増加が顕著となる」という類似工事の多くの事例報告も説明できる。

(3) アンカー・セット後の張力変化

アンカーセット後の最終掘削時点までの張力変化を統計的に整理して図-4に示す。ここで横軸は、初期導入力 (P_0) と最終掘削時点の張力 ($P_0 + \Delta P$) の比を示しており、縦軸にその発生頻度を個数で示している。データは、第1段～第6段のものすべてを入れている。これによると次のことが判明した。

- (a) アンカー張力は導入時点より減少する場合、増加する場合と様々であるが、平均15%程度増加する。又、最大では約40%の増加率が記録された。
- (b) 増加率、又は、減少率の大きいアンカーは、アンカー体近傍にワレ目等の不連続面が関与している場合が多い。
- (c) これらの挙動は当事例固有の事象であるが万一、当工事と同程度の物性を有する泥岩地山と同程度のアンカー導入力で大深度掘削する場合、アンカーセット後の増加張力は、平均 ($\bar{X}$) で15%程度が想定され、この為、設計ではバラツキを考慮20% ($\bar{X} + 1/2 \sigma$) 程度を考慮する必要がある。この場合、アンカーの初期導入力は、アンカー体の安全性の面から、その許容引張力の20%引き程度の余裕を持たせる必要がでてくる。一方、「導入力を落とせば、地山の緩みを進行させることにもなり、少々補強工が増加しても、最初から許容引張力まで導入すべき」との見解もあり、設計者の悩む所でもある。

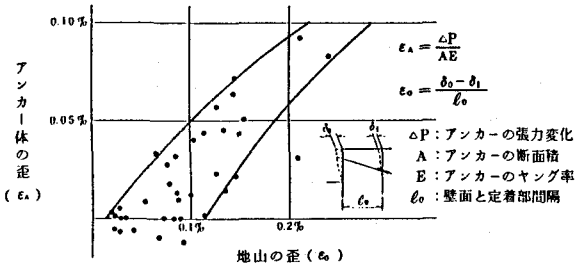


図-3 掘削時の地山の歪 (ϵ_0) とアンカー体の歪 (ϵ_A)

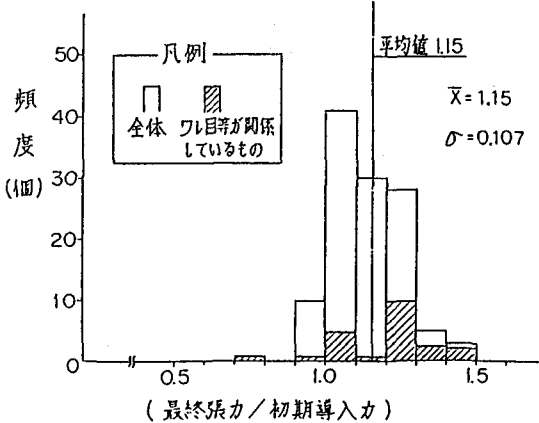


図-4 最終掘削時のアンカー張力変化

3. アンカー挙動の予測

地山掘削に伴うアンカー張力の挙動予測は、掘削時の地山の安全性を管理する上で、又は、アンカー体自身の安全性を確認する上で特に重要である。しかし、挙動予測は現在の所、掘削以前の各種地質情報のみでは技術的に不可能と言わざるを得ないし低導入力レベルのアンカーではその傾向が強いと言えよう。この為、実工事ににおいては、掘削初期の計測データを以降の挙動予測に反映させる管理手法言わゆる一情報化施工ーが望ましい手法となる。幸い、当事例のような大規模掘削は、トンネル工事のような線状の掘削でなく大平面の掘削でその掘進速度も月進10m以内となることが多いので施工途上に新たに得られた地質データや計測データを多面的に総合評価できるし、時間的制約も比較的少ない。次にロックアンカーの挙動予測の可能性について実測されたデータを再整理し、考察してみることにした。

図-5は横軸に最終掘削深度(H_E)に対するある掘削深度(H)の比をとり、縦軸に最終掘削時のアンカー張力の増分(ΔP_E)とある深度(H)の時の増分(ΔP)の比を示している。これには次の傾向があると言える。

(a) アンカー張力はセット後、10m位の掘削($H \approx 1/3 H_E$)まではほとんど変化しないので、この時の挙動では最終アンカー増加量(ΔP_E)の予測はできない。

(b) セット後15mから20m($H \approx 1/2 \sim 2/3 H_E$)の掘削になってはじめて、最終掘削時のアンカー張力増加量 ΔP_E の予測ができる。しかし、その精度は90%確率を期待した場合、変動巾として0.7~1.3と大きなものである。

(c) 今回の測定結果を定式化すると $\left(\frac{\Delta P}{\Delta P_E}\right)^2 = 1.15 \left(\frac{H}{H_E}\right) - 0.15$ および、 $1.67 \left(\frac{H}{H_E}\right) - 0.67$ の間に約65%のデータが入る。

(d) 今回のデータは当事例固有の物であるが、類似条件のアンカー挙動予測の上で参考となろう。その場合、節理、弱層等の地質要因を加味すれば、より精度の高い予測が可能である。

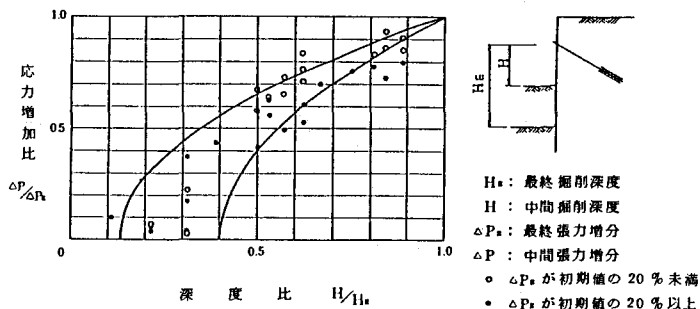


図-5 掘削深度比とアンカー張力の増分比

(101) The behavior of rock anchor for excavation of soft rock.

by Toyohiko Watanabe (Kajima Corporation)
Mituaki Furuichi (Kajima Corporation)
Satoshi Takeuchi (Kajima Corporation)

Rock anchor for soft rock is used for the stability of the ground.

Now the quantitative relation is not understood, between the prestress of anchor and its effect.

For this reason, we investigated the relation between the prestress of anchor and the deformation of the ground based on the monitoring of 40m excavation for mudrock with low prestress (nearly $3tf/\bar{m}$).

Main results are as follows.

① The change of tensile force after anchor prestressing

At first we thought that the tensile force of anchor would be decreased by excavation, but in the monitoring, the tensile force increased by 15% from the first stage.

This tendency was notable at the place of joint existing.

② The relation between strain of anchor and strain of ground

We recognized some phenomena from the monitoring of the ground deformation by inclinometer and the tensile force of anchor.

- When the ground strain is very small, the tensile force of anchor decreases. But, when the ground strain ϵ is as large as $0.2\% \geq \epsilon \geq 0.1\%$, the tensile force of anchor increases.
- Furthermore, when the ground strain ϵ becomes more than 0.2%, the increment of the tensile force of anchor becomes more slowly due to the deformation gap of anchor and ground.

③ The estimate of tensile force of anchor

It is possible to estimate the tensile force in the last excavation stage of anchor after the excavation depth proceeds to $1/2H_E \sim 1/3H_E$.

Monitoring shows 65% of the final tensile force of anchor fall between the following two parabolas.

$$\bullet \left(\frac{\Delta P}{\Delta P_E} \right)^2 = 1.15 \cdot \left(\frac{H}{H_E} \right) - 0.15$$

$$\bullet \left(\frac{\Delta P}{\Delta P_E} \right)^2 = 1.67 \cdot \left(\frac{H}{H_E} \right) - 0.67$$

H_E : The depth of last excavation stage.

H : The depth of excavation at a certain stage.

ΔP_E : The total increment of the tensile force of anchor.

ΔP : The increment of the tensile force of anchor at a certain excavation stage.