

地下鉄東西線西車輛基地におけるアースアンカー工事について

大成建設(株)札幌支店土木課長 正員 大谷 哲雄
 全地下鉄車輛基地(作)工事係長 正員 高橋 隆雄
 主 上 正員 ○上條 節夫

まえがき

昭和50年秋の開通をめぐして札幌地下鉄東西線の建設工事が昭和48年春一斉に開始され、現在工事が急ピッチで進められている。西区24軒に位置する西車輛基地は、構築面積約一万坪の地下車庫であり、その下に地下鉄本線が横断する形となっている。車輛基地平面図、断面図を図-1、図-2に示す。

当工事の概要は、掘削土量58万 m^3

掘削深14~15 m 、(本線部14~27 m)

土留H鋼杭延長 35,800 m 、

コンクリート量 110,000 m^3

鉄筋重量 13,000 t という大工事

であり、工期は23ヶ月余である。

この短い工期内に竣工させる為には、この580,000 m^3 の土量といかにすみやかに掘削搬出するかにか

かっているといっても過言ではない。

以上の観点から、現在考えられる土留工法の中で、アースアン

カー工法が最適であるとの結論に

達し、延長1,200 m の全土留壁に

アースアンカーが施工される事と

なった。以下に、現在迄に施工さ

れたアースアンカーの施工状況を

述べ、少ない試験ではあるが、設

計仮定値と実験値との比較を行っ

て、当地盤におけるアースアンカーの安全度も推定し、施工管理に採り入れている状況を報告するものである。

§1 アンカー工事数量

ケーブル本数、 1,472 t (設計荷重50 t , 397 t , 設計荷重70 t , 1075 t)

削 孔 延 長、 20,014 m ($\phi=11,000 \sim 16,000$)

PCストランド重量、 110 t (PC鋼より線、 $\phi 17$ より $\phi 12.7$ まで)

腹起しH鋼延長 7,488 m (H-300 $\times$ 300 $\times$ 10 $\times$ 15)

§2 設計概要

当地の土質柱状図及びアースアンカー土留壁の標準図を、図-3、図-4に示す。

2-1、設計土圧は地表面より6 m までの中位の粘土地盤、それ以下の砂質土に対しては、中位の砂地盤と考え、建築学会採用の公式を用いている。又仮設道路が近接して走る為、土載荷重 $q=2\frac{1}{2}t$ を考慮して

図-1 車輛基地平面図

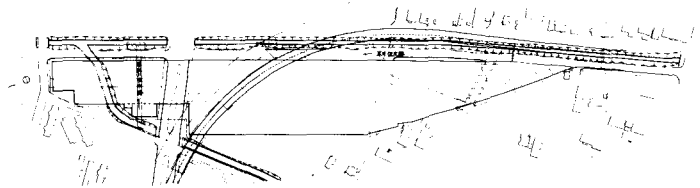
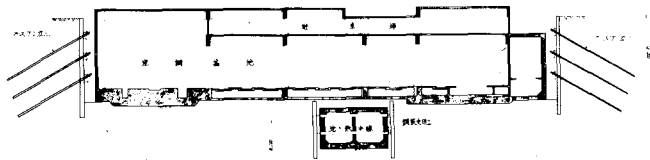


図-2 車輛基地断面図



いる。当地は土質図に見る如く、地表面下2mから地下水があるが、デープウエルにより、強制排水を行う事と、土留壁が親杭横矢板である事から水圧は考慮していない。

2-2. アンカーの碇着長は次式により算出している。

$$T_u = f_s \cdot R = \sigma_u \cdot \pi \cdot D \cdot l$$

当工事では事前に試験工事を行う余裕が無かつた為、今までの施工例による経験的数値を参考として以下に述べる値を採用している。

T_u ; アンカーの極限耐力(t)

f_s ; 安全率、DINの規定及び諸例を参考にして $f_s = 1.5$ とし、設計土圧力 $R(t)$ の1.5倍をアンカーの碇着長さとしている。

σ_u ; モルタル幹体と地盤との摩擦抵抗 (N/cm^2)、 $G.L \pm 0 \sim -6.0m$ まで $\sigma_u = 0$ 、 $G.L - 6.0m \sim -7.5m$ まで

$\sigma_u = 1.2$ 、 $G.L - 7.5m$ 以下に対して $\sigma_u = 3.5$ としている。

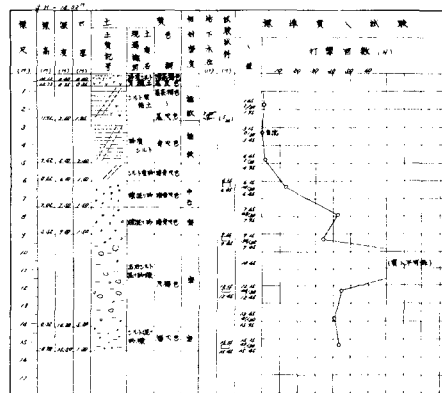
D ; モルタル幹体有効径 (cm)。

削孔ケーシング外径 90mm より、 $D = 110mm$ を想定している。

2-3. アンカー仕様

アンカーの傾きはすべて下向30°とし、引張材として削孔ケーシング内径68mmよりS.EEE-F100、F-130相当品の2種類に統一し、1段目をF-100、設計荷重50t、2段目以下をF-130、設計荷重70tとしてアンカー間隔を決定している。

土質柱状断面図 図-3



工名	現場中継電圧計測地質調査
調査地	ローマ橋北詰～中継電圧計測地
調査期	昭和57年11月15日
調査者	土木研究所 調査課
調査員	土木研究所 調査課

図-4

2-4. 腹起しは水平、垂直

方向検討の結果、各段共、2H-300×300×10×15を使用する。

§3. 施工状況

施工に当たって問題となったのは、土質データの少ない事、礫玉石層に対する削孔機の選定と地下流水に対するモルタル注

入技術であった。土質に関しては、工事開始と同時に施工を始めた16本のデープウエル(25mm～32mm)掘削時のデータより、土質柱状図に表れていない粘土層、ふし状土層が不規則に存在する事がわかった。削孔は、大成建設

K.K.のビューラー（エアハンマ）、新技術K.K.のU.W.D.（油圧モーター）各1台と、同じく新技術K.K.のロングイヤー 型ロータリー削孔機1台の計3台が稼働し、玉石層、礫層に対しては、地盤の固さに応じて、先端ビットの種類を変え、更に水張りも併用する事により、現在迄に延日数に対して6割程度の施工実績となっている。又、地下水に対しては、ディープウエルにより地下水位が順調に降下し、現在迄に流水により注入モルタルが洗われたと思われる引抜が2本あっただけであり、幸いにして、当初予想された困難は避けられた様である。RCケーブルの破着具は、施工の容易性から、SEE-F-100、F-130 相当品として、V.S.L 5中12.7、7中12.7 を採用し、順調に施工されている状態である。

§ 4. 引抜試験と設計値との比較.

引抜試験は、工程の都合とGrL-7.5^M以下の砂礫層に対して行ったものである。又、ジャッキ能力、伸び量、削孔ケーシング内径と鋼線強度等から、実物と同一ケーブルでは無理があったので、破着長を短かくして行ったのである。現在迄行われた引抜試験から実際の安全度を推定する事は、データが不十分と思われるので、結果を整理して示すだけに留め、更に多くの試験を行って結論を出す考えである。引抜試験結果を、表-1、図-5に示す。

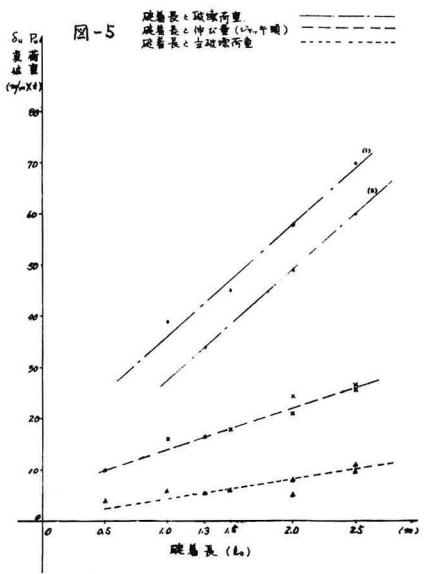
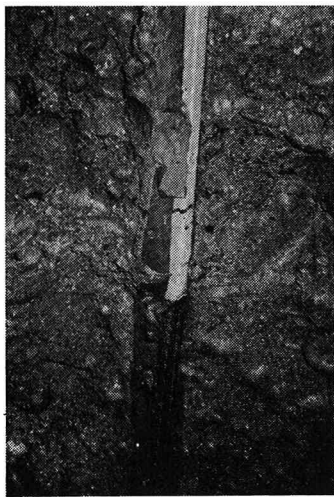
又、引抜試験終了後ケーブルを掘り出して、注入モルタル幹体の實際を調べ、有効長を測定したので、写真と示す。破壊荷重の内、下限の値を結ぶと図-5の(2)線となり、破着長m当りの破壊荷重は $P_0 = 24 \text{ t/m}$ となる。又モルタル幹体の有効長は平均11^mであるので摩擦抵抗 τ_u は、

$$\tau_u = \frac{P_0}{\pi \cdot D \cdot L} = \frac{24.0 \times 10^3}{3.14 \times 11.0 \times 10^2} \div 70 \text{ kg/cm}^2$$
 となり、設計仮定値の2倍となっている。

表-1. 引抜試験結果

供試本数	破着長 (m)	破壊荷重 (t)	鋼線伸び量 (mm)	モルタル幹体 (cm)	備 考
1	0.5	29	10.0	max 13 min 10.5	急激に引抜
2	1.0	39	16.0	max 13 min 10	全 上
3	1.3	36	16.5	max 13 min 11	変形増大荷重上ず
4	1.5	45	18.0	max 16 min 12	全 上
5	2.0	48	21.0	—	全 上
6	2.0	58	24.0	—	全 上
7	2.5	60	25.8	—	全 上
8	2.5	70	—	—	全 上

モルタル 幹体縦断写真



§5 作用土圧及び地盤のクリープによるアンカー反力の変化

現在センターホール型土圧計10台を設置しているが、V.S.L工法により碇着を行っているので、土圧計示度はジャッキ解放時に緊張荷重の70~80%の値を示す。現在観測中であるが、土圧計に明らかな変化は見られず、1日の間に温度変化によると思われる10t前後の変動が見られる程度である。実際の作用土圧はこの土圧計からは知り得ないし、地盤のクリープによる減圧も検出できない状態であるので、今後別の方で検討してゆきたいと考えている。

§6 鋼線伸び量による緊張管理

当工事では全アンカーに対して、1段目40t、2段目以下70tで緊張碇着を行っているが、各アンカーの安全度は鋼線伸び量で管理する以外適当な方法が見当たらない。測定された伸び量 Δl が随時行われる引張試験により得られた平均伸び量 Δl_0 よりかなり大きい場合、新たに打設すべきか、そのまま碇着して良いかの判断は非常にむずかしい問題であるが、当工事では前記した破壊試験のデータから安全度1.5とした時の最大伸び量を推定して管理の目安としている。

6-1. 破壊試験結果からの、安全度1.5に対する伸び量の算出

図-5の(2)線を破壊荷重 P_0 とし、 q_{p0}

安全度1.5の時の碇着長伸び量 表-2

を安全度1.5の荷重 P_a とする。 P_a に対する伸び量 Δl_a を自由長 l_1 に対する弾性伸び Δl_1 と碇着長 l_2 に対する見かけの伸び Δl_2 に分解し、碇着長 m 当りの見かけの伸び量 Δa を求めると表-2より $\Delta a = 3.5 \text{ mm/m}$ となる。

l_2	$P_a \text{ t}$	$\Delta l_a \text{ mm}$	$\Delta l_1 \text{ mm}$	$\Delta l_2 \text{ mm}$	$\Delta a \text{ mm}$	備考
25	40	15.5	7.1	8.4	3.4	供試体 No.7
2.0	32	12.5	5.7	6.8	3.4	供試体 No.5
1.5	24	10.0	4.3	5.7	3.8	
1.3	21	8.0	3.7	4.3	3.8	
1.0	16	6.5	2.9	3.6	3.6	
平均					3.5	

6-2. 実ケーブルの許容伸び量

今3段目ケーブルを考えると、設計荷重70tが安全度1.5を有する荷重

P_a とすると、その時の許容伸び量 Δl_a は次の様になる。

$$\Delta l_a = \Delta l_1 + 10.0 \times \Delta a \quad (\text{自由長 } l_1 = \text{非碇着長} + \text{腹起} + \text{ジャッキ高} = 3.2 \text{ m})$$

$$\Delta l_1 = \frac{P_a}{A \cdot E} \times l_1 = \frac{70 \times 10^3 \times 3.2 \times 10^2}{6.91 \times 1.95 \times 10^6} = 17 \text{ cm}, \quad \Delta a = 3.5 \text{ mm/m}, \quad \text{碇着長 } l_2 = 10.0$$

$$\therefore \Delta l_a = 17 + 10.0 \times 3.5 = 52 \text{ mm} \quad \text{この他にジャッキ及び鋼線の遊びが5mm程度はあるので } \Delta l_a = 60 \text{ mm} \text{ となる。}$$

6-3. 実ケーブルの伸び量の管理

現在迄に施工された800本の内、3段目アンカー300本の伸び量の頻度図を図-6に示す。引張試験の70tにおける伸び量の平均は33mmであるが、実際には約半数

が33mm以上の値を示している。伸び量が61mm以上になった時にはその都度検計を加え、現在までに6本の再打設を行っている。

以上約50%の施工実績について工事報告を行ったが、今後、より多くの試験データを得て、変動幅の大きい地盤相手のアンカー工事の確実性とコストダウンに少しでも近づける機努力したいと念願する次第である。

