

雲見崩落防止工事の設計・施工

荻原茂樹^{*1}・秋葉輝夫^{*4}
 大沼毅^{*2}・石沢孝^{*5}
 荒尾紀^{*3}

1. まえがき

本工事は静岡県主要地方道下田石室松崎線雲見地内の道路改良工事の一端として道路拡幅を行うものである。しかし地山の切取り作業を行ったところ、地山の崩落が起り被害をもたらした。このため今後の崩落を防止するとともに、崩壊を起す危険箇所に対して十分な壁面保護を行うため実施したものである。

2. 工事概要

路線名：主要地方道下田石室松崎線
 工事箇所：静岡県賀茂郡松崎町
 発注元：静岡県

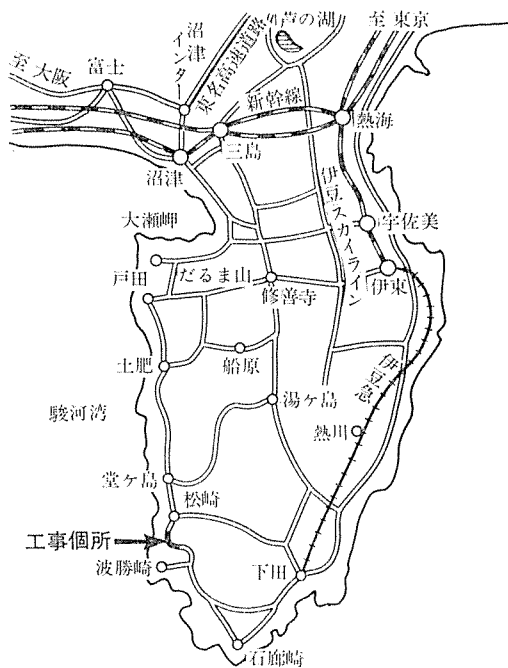


図-1 現場位置図

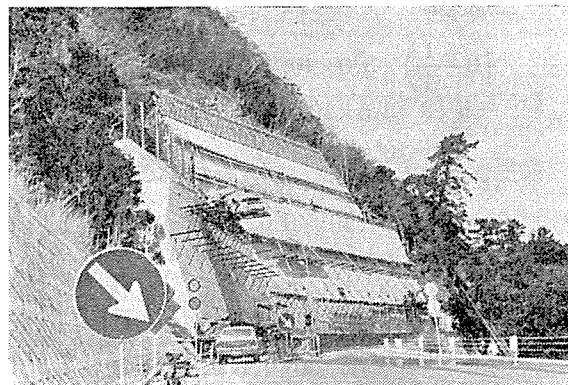


写真-1 壁面全景

工事期間：昭和 48 年 8 月～昭和 50 年 10 月
 工 法：P Cアンカー工法（のり面法覆）
 施工範囲：第 1 工区 63.4 m，第 2 工区（Aブロック 70.0 m，Cブロック 30.6 m）
 施工業者：ピー・エス・コンクリート（株）

第 1 工区の地山状況は写真-2 に示すように、のり面全体が粗および細粒の凝灰岩より成るのり面高約 40 m，のり面勾配 5 分の斜面であるが、岩盤内に多数の節理面，層理面が発達し大規模な岩崩れを起す可能性が大きい。また細粒凝灰岩は風化作用が激しく、地山切取りによる圧力変化，風雨にさらされることによる変化が降雨

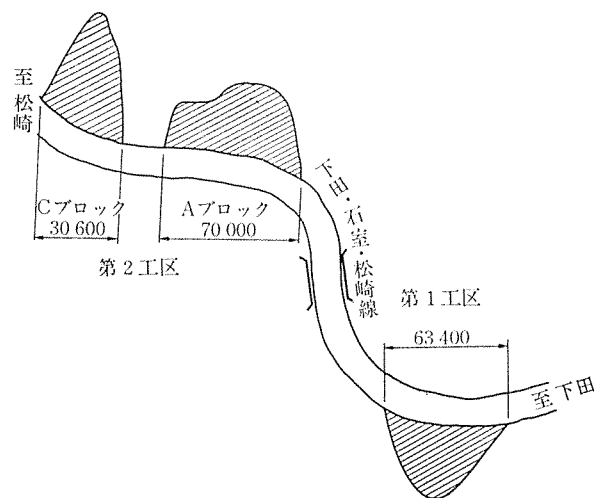
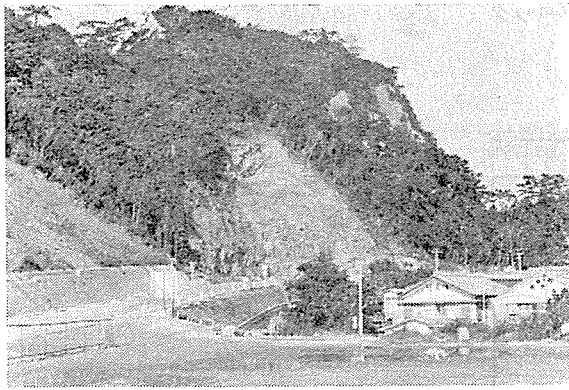
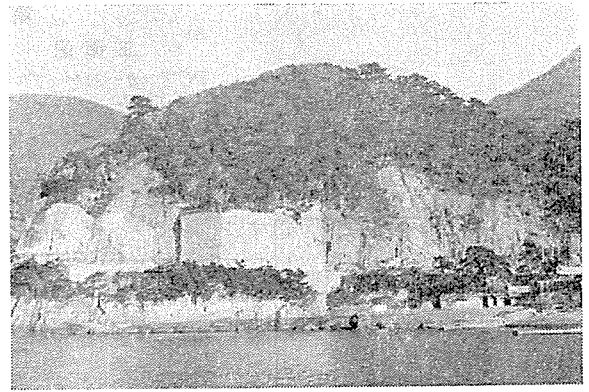


図-2 施工域図

*1 静岡県下田土木事務所松崎支所長
 *2 同 上 主任
 *3 ピー・エス・コンクリート（株）東京支店木土部 部長付
 *4 同 上 工事主管
 *5 同 上



写真—2 施工前全景（第1工区）



写真—3 施工前全景（第2工区）

ごとに進行していた。

第2工区では写真—3に示すように、岩質は下部が凝灰岩、上部が塊状の風化安山岩でその境界面は明瞭である。岩質自体は第1工区に比べてやや塑性に富んでいる。また節理面の開口も第1工区より小さい。ただ層理面付近からの湧水が多少あり、裏面排水については十分な検討を必要とした。

3. 設 計

(1) 概 要

のり面工の設計にあたっては、土質調査、周辺の地形状態や同種のり面の実態等の調査および技術的経験をもとに総合的に検討を必要とした。また施工中に得た資料、条件等を考慮に加え合理的な工事が遂行できるよう検討することも大切である。

本工事では、第1工区については、前に述べた地山の状況から判断して全体的にのり面を保護するのり面アンカー工法を計画し、比較的岩盤の安定している終点付近では重力式RC擁壁とした。第2工区については、Aブロックは、第1工区同様コンクリートによるのり面アン

カー工を、また始点付近は第1工区同様重力式擁壁を計画した。Cブロックについては下部に見られる凝灰岩の風化作用が少なく、岩盤自体のきれつも見られず比較的安定しているものと判断した。したがって、Cブロックの下部はRCもたれ壁とし、上部についてはのり面アンカー工を計画した（図—3、4参照）。

(2) 設計条件

壁 長：第1工区 63.4m、第2工区 Aブロック 70.0m、Cブロック 30.6m

壁 高：第1工区 31.0m、第2工区 Aブロック 28.0m、Cブロック 30.5m

壁面勾配：第1工区 1:0.3, 1:0.5

第2工区

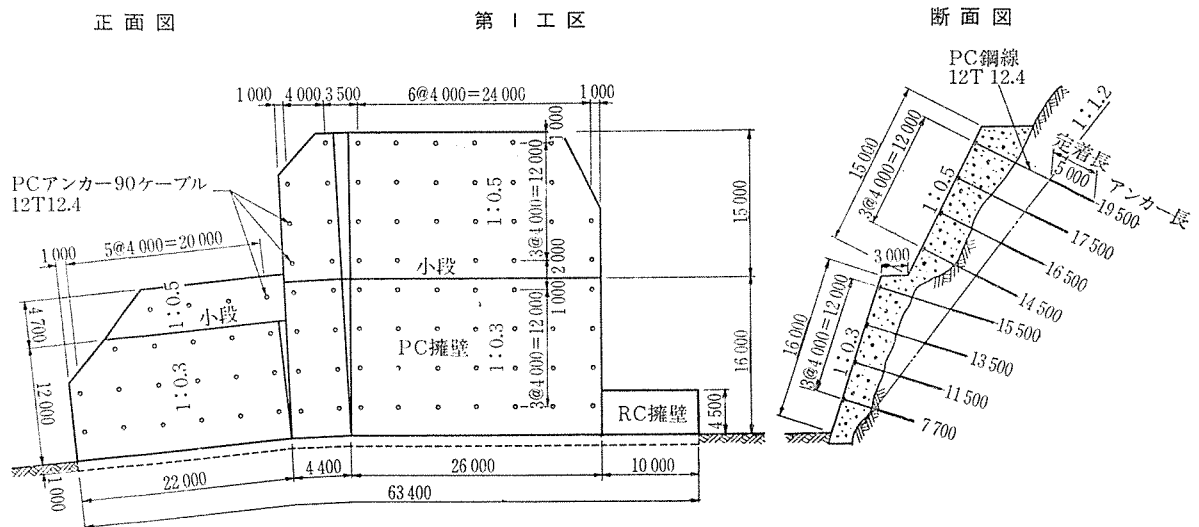
Aブロック	$\left\{ \begin{array}{l} 1:0.4 \\ 1:0.5 \\ 1:0.6 \end{array} \right.$	Cブロック	$\left\{ \begin{array}{l} 1:0.3 \\ 1:0.4 \\ 1:0.6 \end{array} \right.$
-------	--	-------	--

PC鋼材：12 T 12.4 ストランド

アンカー長：7.70m~19.50m

アンカー数：第1工区 90 ケーブル

第2工区 113 ケーブル



図—3 第1工区一般図

第2工区Aブロック

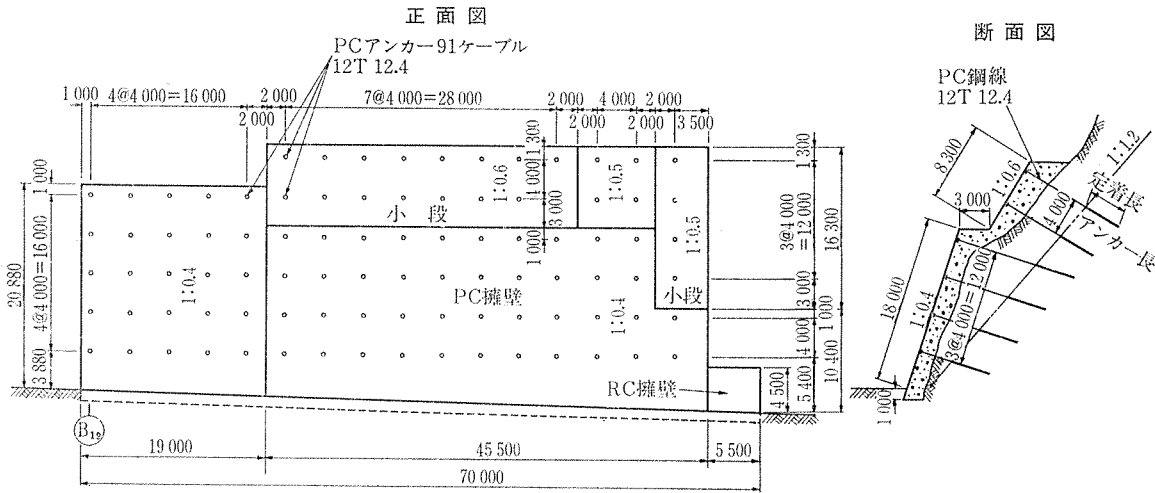


図-4 (a) 第2工区(Aブロック)一般図

第2工区Cブロック

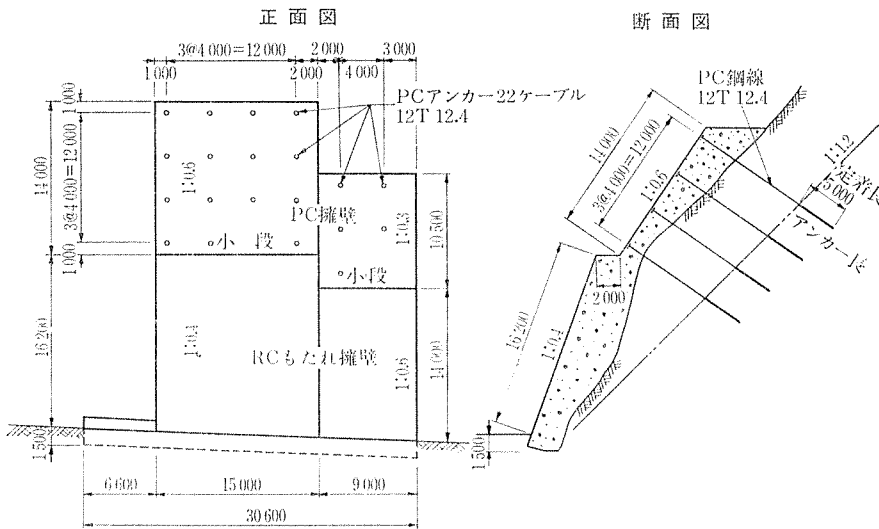


図-4 (b) 第2工区(Cブロック)一般図

測点 B₁₉ 図心位置

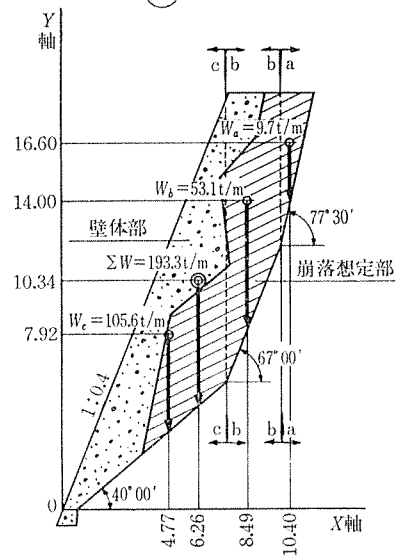


図-5 安定計算仮定図

アンカー引張力: 100 t
 コンクリート強度: 240 kg/cm² (PC擁壁)
 160 kg/cm² (RC擁壁)

(3) のり面の安定計算

a) アンカーの引張力の決定とアンカーケーブルの選定のり面での岩盤のきれつ深度, 勾配, きれつ付近の湧水等の地質状況から想定して岩すべり面を 図-5 のように仮定する。岩塊のすべりを抑止するためにアン

カーケーブルを定着し, のり面にプレストレスを与えて, のり面の安定を計る。現在バランスを保っている状態の斜面の安全率は, $F=1.00$ である。計画安全率は, $F_s=1.2\sim 1.5$ とする。安全率 F は, 次式で

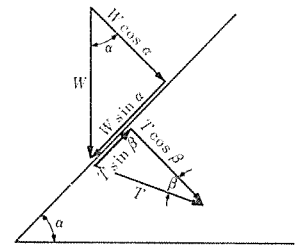


図-6

表-1 諸数値表

(単位幅あたり)

ブロック	W (t)	α	$\sin \alpha$ (1/m)	$W \cdot \sin \alpha$	$\cos \alpha$	$W \cdot \cos \alpha$ (t/m)	$\tan \phi = 30^\circ$	β	C (t/m ²)	l (m)
a	9.7	77°30'	0.9763	9.5	0.2164	2.1	0.577	99°30'	0	7.0
b	53.1	67°00'	0.9205	48.9	0.3909	20.7	"	89°00'	"	"
c	105.6	40°00'	0.6428	67.9	0.7660	80.9	"	62°00'	"	9.0
計	168.4			126.3		103.7				23.0

与えられる (図-6 参照)。

$$F = \frac{\sum W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + \sum C \cdot l + T \cos \beta + T \sin \beta \cdot \tan \phi}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$

ここに

$\sum W \cdot \cos \alpha$: すべり面に作用する直圧力

$\sum W \cdot \sin \alpha$: すべり面に沿ったすべり力

C : すべり面における粘着力

l : すべり面長

ϕ : すべり面における内部摩擦角

β : すべり面とアンカーとの角度

T : アンカーの引張力

F_s : 計画安全率

各諸数値は表-1 に示す。アンカーケーブルは横方向に 4 m ピッチに配置するとすべり面に作用する直圧力 $\sum W \cdot \cos \alpha = 103.7 \text{ t/m} \times 4 \text{ m} = 414.8 \text{ t/4 m}$ となり、同様にしてすべり面に沿ったすべり力 $\sum W \cdot \sin \alpha = 126.3 \text{ t/m} \times 4 \text{ m} = 505.2 \text{ t/4 m}$ となる。

ここで計画安全率 $F_s = 1.5$ として、アンカーの引張力 T を逆算すると

$$T = \frac{\sum W \sin \alpha \times F_s - \sum W \cos \alpha \cdot \tan \phi - \sum C \cdot l}{\sin \beta + \cos \beta \times \tan \phi}$$

所要の引張力 T は

$$T = \frac{505.2 \times 1.5 - 414.8 \times 0.577}{0.8829 + 0.4695 \times 0.577} = 450 \text{ t/4 m}$$

幅 4 m あたりの岩塊のすべり力を抑止するには、コンクリート壁体 (のり面) に対して約 450 t のプレストレスを与える必要がある。

$T = 450 \text{ t}$ のプレストレスを確保するアンカーケーブルとして、PC 鋼線 12 T 12.4 ストランドの 1 本あたりの最大引張力 P_u は 196 t で、有効引張力 $P_a = 0.55 \times P_u = 107 \text{ t}$ となり PC 鋼線 12 T 12.4 ストランドを図-7 のように 5 本配置すると、 $\sum P_a \approx 100 \text{ t} \times 5 = 500 \text{ t}$ となり $\sum P_a = 500 \text{ t} > T = 450 \text{ t}$ となり十分である。故にアンカーケーブルの引張力は、100 t (1 本あたり) とした。

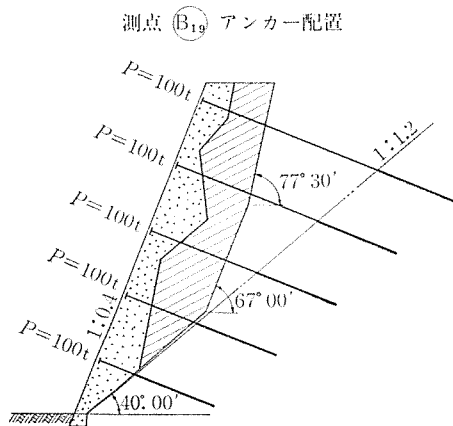


図-7 アンカー配置例

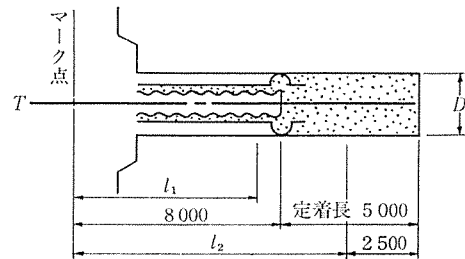


図-8 アンカー略図

b) アンカーの耐力とアンカーケーブル長の決定

アンカーの耐力 (強度) は定着部の引抜抵抗とアンカーの伸び量によって定まる。アンカーに引抜力を作用させた場合、破壊は地盤の強度によってアンカーと地盤との付着部分か、あるいはアンカー周辺の地盤内かのどちらかで発生する。

アンカーと地盤との付着部分の極限引張抵抗力は次式による (図-8 参照)。

$$T = \pi \cdot D \cdot l \cdot \tau$$

ただし

T : アンカーの極限引張抵抗力 (kg)

D : アンカーの直径

π : 円周率

l : 定着長

τ : アンカーと地盤との間の引抜せん断抵抗力 (kg/cm²)

表-2 アンカー定着部のモルタルと孔壁との摩擦抵抗 τ (kg/cm²)

定着部の土質	τ
硬岩	20 kg/cm ²
軟岩, 風化岩	15 "
第三紀層土丹	7 "
砂・砂礫 $N \geq 40$	4.5 "
" " $N = 30 \sim 40$	3.5 "
" " $N = 20 \sim 30$	2.5 "
" " $N = 10 \sim 20$	1.5 "
粘土・関東ローム	試験値

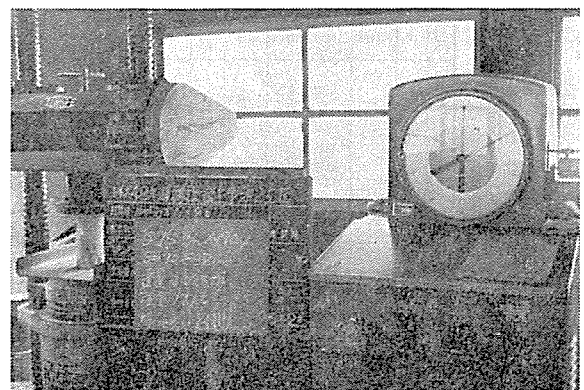


写真-4 コアの一軸圧縮試験状況

第1段目B14ボーリング柱状図

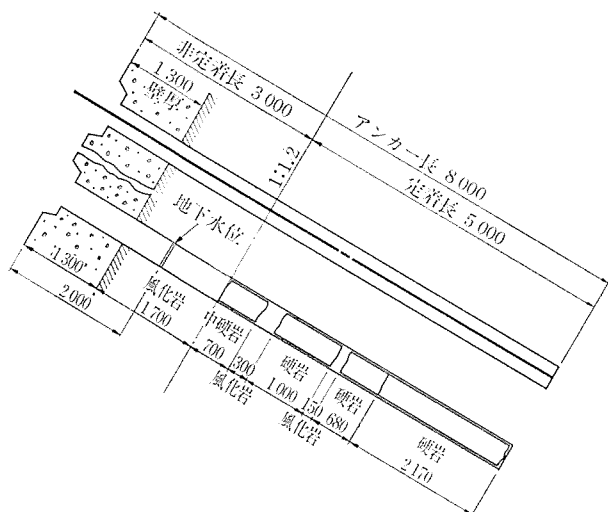


図-10 ボーリング横断面図

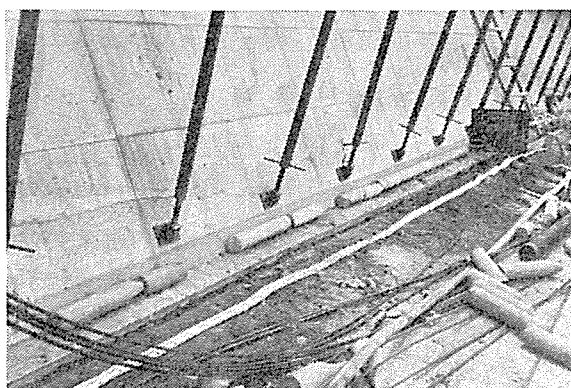


写真-5 採集した柱状コア

表-5 実測伸び

アンカーNo.	実測伸び (mm)	計算自由長 (m)
3段目 (B ₅)	38	8.5
3段目 (B ₆)	41	9.1
3段目 (B ₇)	35	7.8
3段目 (B ₈)	39	8.7
3段目 (B ₁₆)	33	7.4
3段目 (B ₁₇)	35	7.8

* 計算自由長は、実測伸びをもとに逆算して求める。

長)は $l=8.0\text{ m}$ とすると、ケーブルの伸び量 Δl は

$$\Delta l = \frac{P \cdot l}{A_p \cdot E_p} = \frac{100\,000\text{ kg} \times 800\text{ cm}}{11.15\text{ cm} \times 2.0 \times 10^6\text{ kg/cm}^2} = 3.6\text{ cm} = 36\text{ mm}$$

となる。しかし実測伸びは計算値とは必ずしも一致せず、ばらつきが生じる。この場合、実測伸びより自由長を逆算すると表-5に示すとおりである。こうした伸び量のばらつきを次のように管理した。管理図の自由長の限界を、上限は緊張ジャッキのチャックの位置より、アンカー定着長の50%の位置までを自由長として伸び量

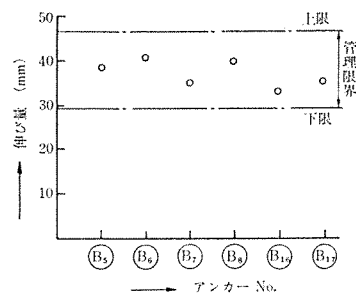


図-11 緊張管理図 (1)

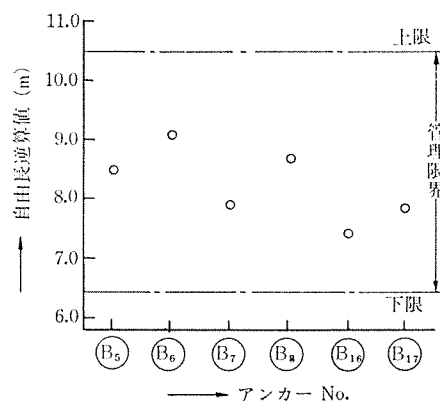


図-12 緊張管理図 (2)

を算出した。下限については、非定着長の80%までを自由長として伸び量を算出して管理図を作成し、おのこの自由長における伸び量を計算し伸びの管理限界を求めた。結果は図-11, 12に示すとおりである。この図から自由長が上限を上まわった場合に考えられることは、アンカーケーブルとモルタルとの付着切れか、アンカーの定着長の短縮が考えられアンカーの引抜耐力に問題がある。また下限を下まわった場合は、当然自由長(非定着長)が短くなるため、プレストレス導入直後に起るセット量、アンカーケーブルやコンクリートのクリープなどによって引張力に大きく影響し、緊張力が著しく減少する危険性があると判断することができる。このような管理の方法で全ケーブルについて管理図を作成し検討した。

自由長の限界値の計算

$$\text{上限 } l_1 = 8.0 + \frac{5.0}{2} = 10.5\text{ m}$$

$$\text{下限 } l_2 = 8.0 \times 0.8 = 6.4\text{ m}$$

伸びの限界値の計算

$$\text{上限 } \Delta l_1 = \frac{100\,000 \times 1\,050}{11.15 \times 2.0 \times 10^6} = 4.7\text{ cm} = 47\text{ mm}$$

$$\text{下限 } \Delta l_2 = \frac{100\,000 \times 640}{11.15 \times 2.0 \times 10^6} = 2.9\text{ cm} = 29\text{ mm}$$

d) 壁面コンクリートの鉄筋量の計算 アンカーケーブルは縦横方向に4m間隔で配置するとして4辺支

持のコンクリート版を仮定する。そしてその格点に 100 t がかかるものとして鉄筋量を計算する。

単位面積あたりの荷重は

$$P=100 \text{ t} \div (4.0 \text{ m} \times 4.0 \text{ m})=6.25 \text{ t/m}^2$$

Marcus によると

$$m_{xn}=\frac{1}{8} \cdot \frac{\varepsilon^4}{1+\varepsilon^4} \left(1-\frac{5}{6} \cdot \frac{\varepsilon^2}{1+\varepsilon^4}\right) \omega l_x^2$$

$$\varepsilon=\left(\frac{l_y}{l_x}\right) (l_y > l_x)$$

この場合 $l_y=l_x$ によって $\varepsilon^4=1=\varepsilon^2$

$$m_{xn}=\frac{1}{8} \times \frac{1}{2} \left(1-\frac{5}{6} \times \frac{1}{2}\right) \omega l_x^2=0.0364 \omega l_x^2$$

$$=0.0364 \times 6.25 \text{ t/m}^2 \times 4.0^2 \text{ m}$$

$$=3.64 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

この曲げモーメントを、厚 1.0 m、幅 1.0 m のコンクリートで負担すると

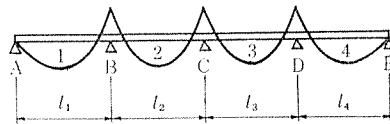
$$A_s=\frac{M}{\sigma_{sa} \cdot \frac{7}{8} \cdot d}=\frac{364000}{1800 \times \frac{7}{8} \times 90}=2.57 \text{ cm}^2$$

D 10 (断面積 0.7133 cm²) を使用すると、3.61 本/m となる。

ここでコンクリート版 (1.0 m × 1.0 m) に配置されるラス鉄筋間隔を縦横とも c.t.c 150 とすると 1 m² あたりの使用鉄筋量 W は $W=0.560 \text{ kg/m} \times 6.7 \text{ 本} \times 2 \times 1.0 \text{ m}=7.50 \text{ kg/m}^2$ となった。また 4 m 間隔ごとに 100 t のプレストレスを与える場合の縦ばり] [(溝形鋼 300 × 90 × 12 × 16) と横ばり H (H 形鋼 294 × 200 × 8 × 12) とを組合せて格子枠に添接板によって組立て、コンクリート壁面におけるプレストレスの分布を計った。

この場合] [鋼材を中心とする各部材に生じる曲げモーメントを求めると、荷重は、等分布荷重と考えれば 1 m あたりの荷重は、 $100 \text{ t} \div (4.0 \text{ m} \times 2)=12.5 \text{ t/m}$ 。

この荷重による曲げモーメントは 4 径間連続ばりと考えると



$$M_c=-0.0714 \omega l^2$$

$$M_1=M_4=0.07717 \omega l^2$$

最大曲げモーメントの係数を用いて

$$M=0.07717 \times 12.5 \text{ t/m} \times 4.0^2 \text{ m}=15.4 \text{ t} \cdot \text{m}$$

この曲げモーメントを、厚 1.0 m、幅 1 m のコンクリートばりで負担すると所要鉄筋量は、

$$A_s=\frac{M}{\sigma_{sa} \cdot \frac{7}{8} \cdot d}=\frac{1540000}{1800 \times \frac{7}{8} \times 90}=10.9 \text{ cm}^2$$

D 16 (断面積 1.986 cm²) を使用すると 5.5 本となり、

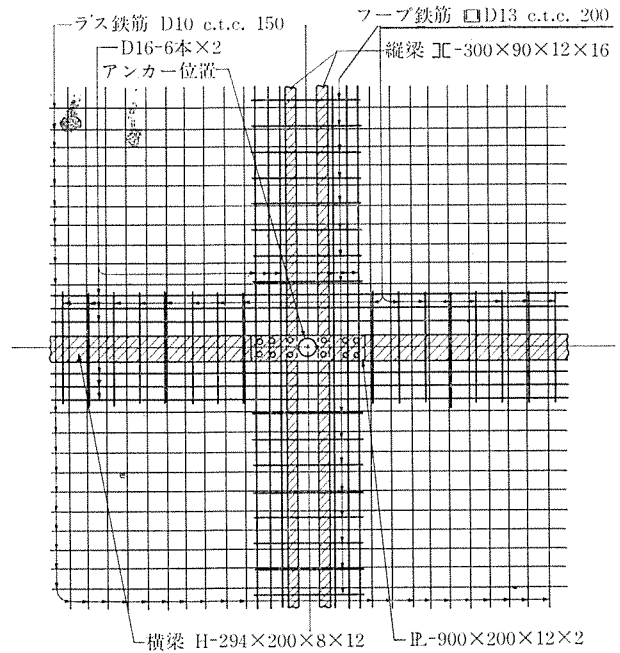


図-13 構造図

D 16-6 本使用するものとした (図-13 参照)。

e) 鋼材 (形鋼) の応力計算] [縦ばり (溝形鋼)

が、コンクリート打設時の側圧、つまり打継部でのせん断力に抵抗する。ここで側圧 P を求め、図-14, 15 に示すように縦ばり (溝形鋼) を片持ばりとして応力計算を行った。コンクリートの打設工程高が 1.8 m で、縦ばり間隔が 4 m であるので、縦ばり 1 本に負荷される作用面積は $A=1.8 \text{ m} \times 4.0 \text{ m}=7.2 \text{ m}^2$ となり、コンクリートの側圧 $p=2.0 \text{ t/m}^2$ とすると、縦ばりに作用するモーメント M が求められる。

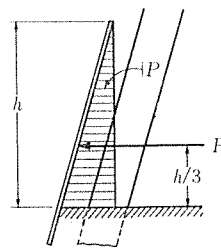


図-14 作用力仮定図

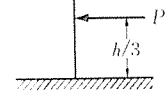


図-15 片持ばりとした略図

コンクリートの全側圧

$$P=p \cdot A=2.0 \text{ t/m}^2 \times 7.2 \text{ m}^2=14.2 \text{ t}$$

$$M_{\max}=P \cdot l=14.2 \text{ t} \times 0.6 \text{ m} \approx 8.5 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$W=\frac{M_{\max}}{\sigma}=\frac{850000 \text{ kg/cm}}{1400 \text{ kg/cm}^2}=60.7 \text{ cm}^3$$

となり、溝形鋼 ($W=525 \text{ cm}^3$) を 2 本使用すると

$$W=607 \text{ cm}^3 < 2 @ 525=1050 \text{ cm}^3$$

となり十分である。

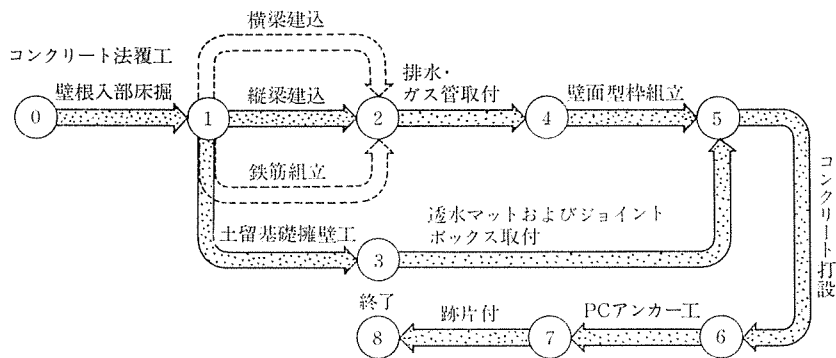


図-16 施工順序図

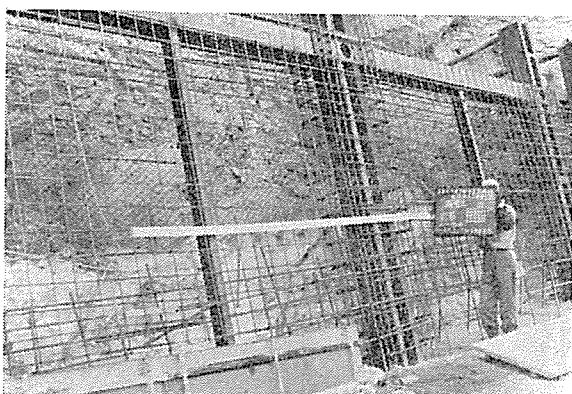


写真-6 コンクリートのり覆工，鋼材（形鋼，鉄筋）組立



写真-7 コンクリートのり覆工，排水管布設

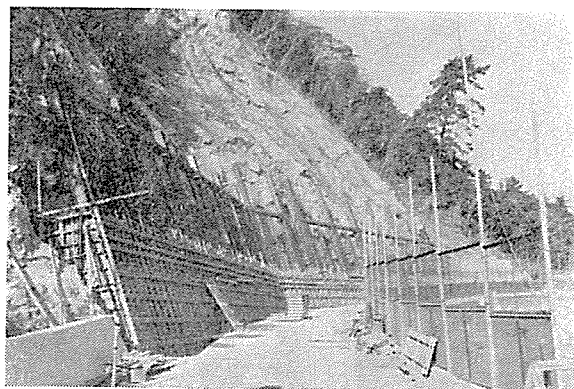


写真-8 コンクリートのり覆工，型枠組

4. 施 工

(1) コンクリートのり覆工

施工の順序は、図-16 に示す。またその状況は 写真-6~9 に、断面は 図-17 に示すとおりである。

のり面にコンクリート壁面をつくり、PCアンカー工を行い、のり面の崩壊、崩落に対する安全度を向上させるのが本方法である。また施工中において、地山に対する圧力および振動を極力さけるように心掛けた。壁面脚部は道路の一部を床掘りして基礎ベースを製作し、縦ばり（溝形鋼2本組合せ）を、4m 間隔に建込み、のり面の勾配に合わせて自立させる。またのり面の斜長 4m ごとに、縦ばりのフランジに添接板を取付け、直角に横ばり（H形鋼）を配置し

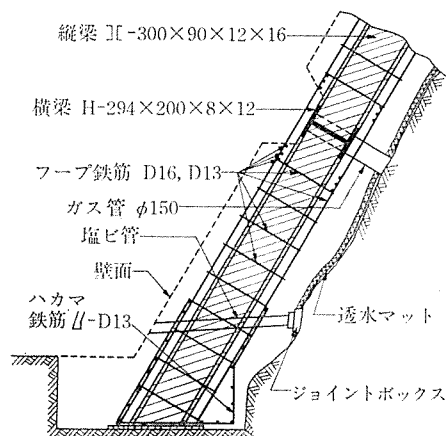


図-17 コンクリートのり覆工詳細図

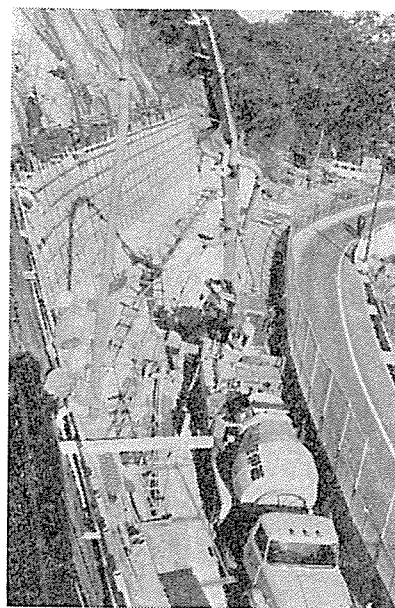


写真-9 コンクリートのり覆工，コンクリート打設

表-6 コンクリート示方配合表

設計強度 σ_{28} (kg/cm ²)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランパ の 範囲 (cm)	空気量 の 範囲 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	m ³ あたりの材料(kg/m ³)				
						水 W	セメント C	細骨材 S	粒骨材 G	混和剤
240	25	15±2.5	4±1	54	47	337	182	838	975	0.843

て、4 m の格子枠状に組立て、交点にPCアンカー用のガス管(φ140)を取付ける。また縦横ばりを利用して、型枠取付用セパレーターを溶接し鉄筋配置等を行う。

こうして鋼材組立、コンクリート打設を、順次行いながら、PCアンカー工も、ともに施工してゆく。コンクリート打設は、ブーム付ポンプ車を使用し、打設サイクルは、平均打設数量 150~170 m³ として、7 日で行った。なおコンクリートの配合を表-6 に示す。

のり面からの湧水に対して透水マットをのり面に縦方向に 2 m 間隔で張り付け、それにジョイントボックスが取付けられ、さらに、排水塩ビ管を設置し裏面排水とした。

またコンクリート打設前に、型枠にPCアンカーの穿孔機用足場の張出しブラケット取付インサート(φ12長

ナット式)を付け、壁面に埋め込んだ。

(2) PCアンカー工(グラウトアンカー方式)

施工順序は 図-18 に示す。またその状況を施工の順を追って示したものが 写真-10~14 である。

コンクリートの壁面ができ上り、あらかじめコンクリート壁中にガス管(φ140)にて穴抜きをしていた箇所を穿孔する。穿孔の際、穿孔機の据付は位置と角度を正確

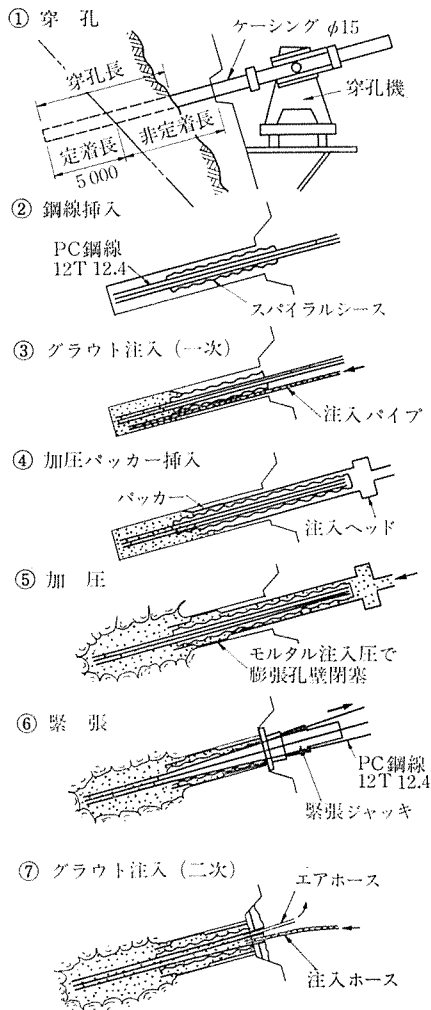


図-18 PCアンカー工施工順序図

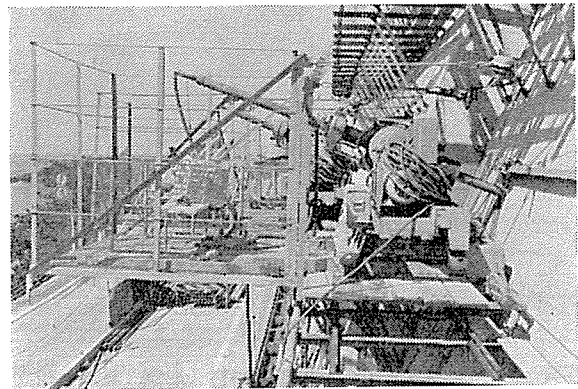


写真-10 アンカー工, 穿孔

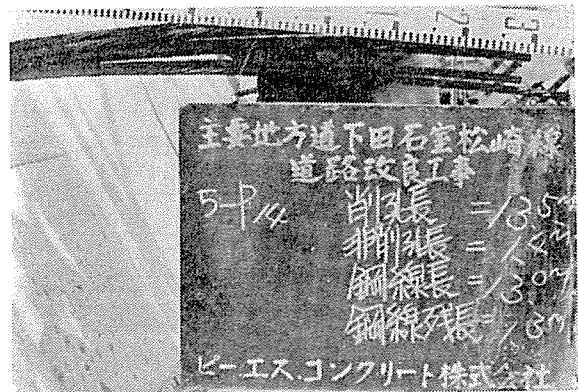


写真-11 アンカー工, 鋼線そう入

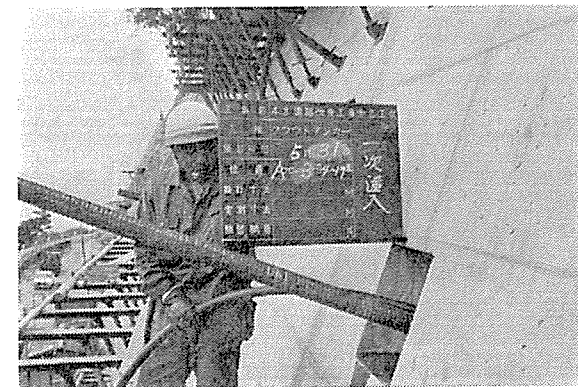


写真-12 アンカー工, グラウト注入(1次注入)

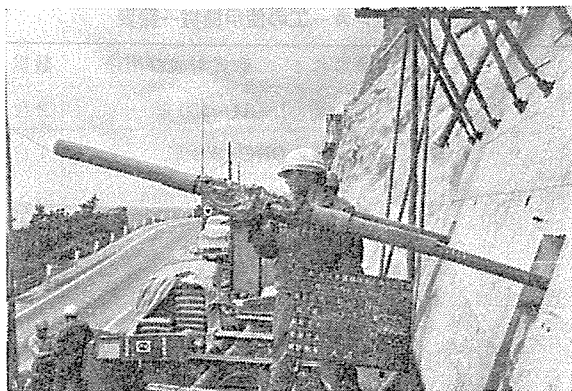


写真-13 アンカー工, パッカーそう入

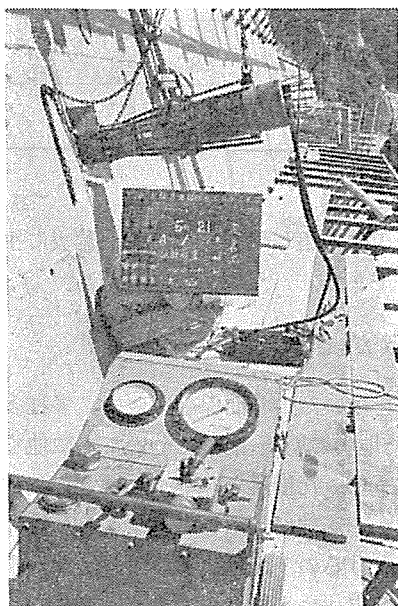


写真-14 アンカー工, 緊張

に行う必要がある。穿孔深度は地山の安定勾配1割2分を境に、定着長および非定着長を定め、定着長を5mとして決定した。また孔壁のゆるみ、崩落を防止するため穿孔方式は、オールケーシング穿孔とし、ケーシングの連続送りが可能な特殊改造した大型ボーリング機（メガロ型）を使用した。穿孔機は、削孔トルクが大きいので、コンクリートの壁面埋込インサートを利用し十分に固定した。ケーシングロッド $\phi 115$ ($l=1.5\sim 3.0$ m) を回転芯（スピンドル）にとおし、先端に $\phi 115$ のメタルクラウンを装置する。またケーシング内部に、穿孔中清水を送りつつケーシングを回転して油圧給進を行う。こうして、所定深度までケーシングが送られた後、内部を充分送水洗浄して穿孔完了とする。

穿孔が完了すると直ぐあらかじめ所定の長さに切断加工しておいた PC 鋼線を孔内にそう入する。PC 鋼線の加工については、先に述べた定着長、非定着長の境から、非定着長の部分にスパイラルシースをかぶせて、後に行う緊張の際の自由長として、($\phi 65$) モルタル注入の

際の鋼線とモルタルとの付着を防護する。また鋼線束の中心にスパイラル筋をそう入して鋼線の片寄りをなくす。

鋼線そう入後、鋼線に沿わせてグラウト注入パイプをそう入し、次いで注入パイプを用いてモルタルを孔内の空隙に注入する。この際、注入パイプ先端は、必ずモルタル上面以下にしながらかき上げる。さらに、孔内に注入したモルタルを、加圧する方法として、加圧パッカーを用いて $5\sim 10$ kg/cm² の圧力で加圧を行う。

表-7 モルタル配合表

材料 配合	セメント C	砂 S	イントロジ ョンエイド	水 W
重量配合比	1.0	0.7	0.0075	0.45
1m ³ あたり配合	969 kg	678 kg	7.27 kg	436 l
現場配合	160 kg	112 kg	1.2 kg	72 l

表-8 ペースト配合表

材料 配合	セメント C	イントロジ ョンエイド	水 W
重量配合比	1.0	0.0075	0.45
1m ³ あたり配合	1382 kg	10.3 kg	562 l
現場配合	200 kg	1.5 kg	90 l

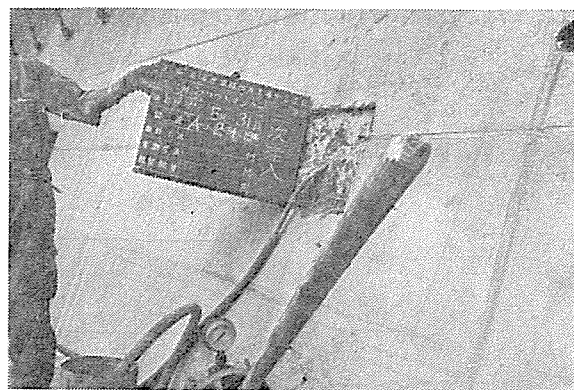


写真-15 アンカー工, グラウト注入 (2次注入)

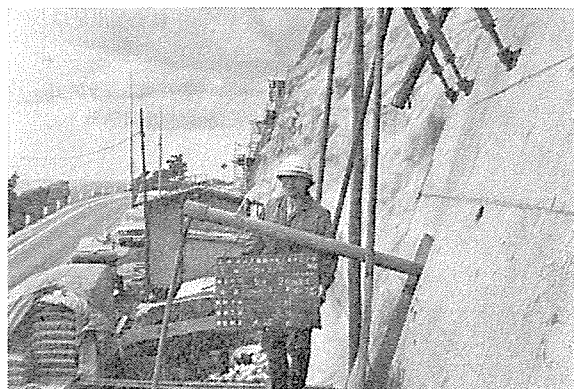


写真-16 アンカー工, モルタル加圧

孔内モルタルを加圧によって孔内のきれつ面に侵透させ、ある程度の時間加圧し、加圧ゲージの針が安定した時点で加圧作業を完了する。加圧して7日後に緊張作業を行った。緊張ジャッキは、ストランド12 T 12.4用の、S-6 ジャッキを使用し、引張力 100 t (S-6 ジャッキのピストンの受圧面積 $A=300 \text{ cm}^2$)、マンメータ指度に換算して $\sigma = \frac{100\,000 \text{ kg}}{300 \text{ cm}^2} = 330 \text{ kg/cm}^2$ で定着を行った。

定着後、シース管 ($\phi 65$) 内の二次注入 (ペースト) を行い、跡埋めしてアンカー工を終了する。なおモルタルおよびペーストの配合は表-7, 8 に示すとおりである。

(3) 足 場

図-19 に示すとおりコンクリート壁面に張出ブラケットを、あらかじめ壁面に埋込んでおいたインサート ($\phi 12$ 長ナット式) を用いて組立て、ブラケット上に、軽便レール (15 kg/m) を布設し、穿孔機の横移動の連続性を考慮し、重量トロリー (20 t, 心芯 1.127 m) を用いて製作した穿孔用張出足場とした。また穿孔中における穿孔トルクが大きいため、壁面の埋込インサートで、壁面と穿孔機をレバーブロック等で一体化し穿孔作業を行った。またケーシングの連続送りの際の張出部の作業員、ならびにケーシング等の動荷重による穿孔用張出足場自体の安定を計るために、コンクリート製カウンターウェイトと次段のインサートや足場を利用して固定を行った。また、次段への穿孔機および穿孔用張出足場の移動は、トラッククレーン (油圧 20 t) で行った。

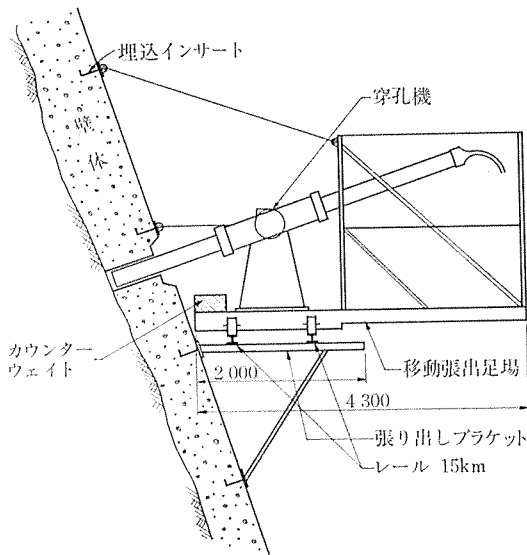


図-19 穿孔作業足場図

表-9 アンカー工の使用機械一覧表

	使用機器名	形式および用途	数量
ボーリング工	穿孔機	L-34-150形	2台
	穿孔機	DHC-3B形	1台
	ポンプ	送水用 55 l/min MG-10 H	2台
	ポンプ	水揚用 MS-1500	1台
グラウト工	ミキサー	5 IP MPM式-10	2台
	ポンプ	MG-10 H	1台
	ポンプ	二次注入用 手押式	1台
定着工	ジャッキ	ストランドケーブル用 S ₆ -B型	1台
	ポンプ	ホースとも LEP型	1台

(4) 施工機器

アンカー工に使用した施工機器を一覧表にまとめたものが表-9 である。

5. あとがき

アンカーを用いたのり面保護工には、多種多様の工法があり、また地山の崩壊、崩落についても数他くのケースがある。こういった崩落のケースにはどの工法がより効果的であるかを適確に判断して施工されねばならない。

本現場におけるのり面は岩盤が主で表面は風化作用が著しく、岩盤自体にも数多くのきれつが見られ、またその深度もかなり進行して、かつそこからの湧水が見られた。本工事で採用したパッカーを用いたグラウト注入アンカーは、こういった条件の施工に対して確実なグラウト定着ができるので適用の範囲は広く、特に岩盤からの湧水があるようなアンカーの場合に適している。

この他にも加圧チューブを用いたPSアンカー、定着部で削孔径を拡大するアンカー (土丹に適する) 等がある。いずれにせよアンカー工はその地山の状態を施工前に充分把握し、また施工中に得られるいくつかの資料や条件等を考慮して施工して行く必要がある。

最後にこの報告が同種の工事に対してなんらかの参考になれば幸いである。そしてこの工事に際し深い御理解と御指導をいただいた関係各位に心から感謝する次第である。

1975.7.10・受付

重要構造物にはマイテイ

日本は、現在コンクリートの高強度化で世界の最先端を行っています。すでに設計基準強度 $800\text{kg}/\text{cm}^2$ という超高強度マイテイコンクリートを用いたPCトラス鉄道橋が施工されているのです。

マイテイを添加するとどうして高強度コンクリートが作れるのでしょうか!?

1919年D・A・Abramsにより提唱された水セメント比説(アブラムの理論)を思い出して下さい。「清浄で強硬な骨材を用いる場合、そのコンクリートがプラスチックでワーカブルであるならば、コンクリートの強度はセメントペーストの水セメント比によって定まる」という理論です。つまり生コンクリートがプラスチックでワーカブルであるならば混練水が少なければ少ない程そのコンクリートの強度は高くなるという訳です。マイテイは、この50年も前の夢を今実現し世界の最先端をゆく超強度コンクリートを作り上げたのです。山陽新幹線岩鼻PC

トラス橋のコンクリートは水セメント比=23%、スランプ=12cmという理論水和水量近傍の高強度マイテイコンクリートです。

高強度コンクリート用減水剤

マイテイ

説明書、技術資料をご請求ください。

花王石鹼株式会社 建設資材事業部

本社 東京都中央区日本橋茅場町1-1 ☎103 ☎東京(03)665-6322(代)

