

礼文華トンネル（一般国道 37 号）の 膨張性地質について

—地圧の推定と応力計算—

星 野 寔* 小 林 雄 一**
大 坂 昌 春*** 吉 田 保***

目 次

まえがき	1
1. トンネル設計施工の概要	1
2. 地 質 概 要	3
3. トンネル変状箇所の概況	3
4. 変状箇所の岩質	4
4.1 風化変質の状況	4
4.2 粘土鉱物	7
5. 吸水膨張試験	7
5.1 試験方法および試料	7
5.2 試験結果	8
6. 地圧の推定	12
6.1 テルツアギーのアーチ理論による	12
6.2 プロトジャコノフの理論による	12
6.3 吸水膨張試験結果を考慮した場合	13
7. トンネルの応力計算	13
7.1 計算方式	13
7.2 計算の概要	14
8. 結 語	18
あ と が き	18

まえがき

礼文華トンネル（一般国道 37 号）は、内浦湾の北岸大岸町地内の、礼文華峠（標高 293 m）を貫く延長 1,120 m のトンネルで、昭和 37 年に着工され、今年度（昭和 40 年）完工の予定で工事は急ピッチで進められている。トンネルの地質は、新第 3 紀中新世～鮮新世の集塊岩および角礫凝灰岩からなっている。このうち鉱化変質作用をうけて、脆弱化された角礫凝灰岩を通る部分において（測点 12 k 400 m 付近および 12 k 500 m 付近）39 年 8 月および 40 年 2 月に覆工コンクリートに変状が発生した。筆者らは、本年 3 月中旬より 6 月中旬にかけて、この変状部の調査をする機会を得た。この調査試験は時間的制約をうけたために、十分満足しうる成果は得られなかったが、変状部の岩質、地圧の推定などについて一応の成果を得たので、ここに報告する次第である。

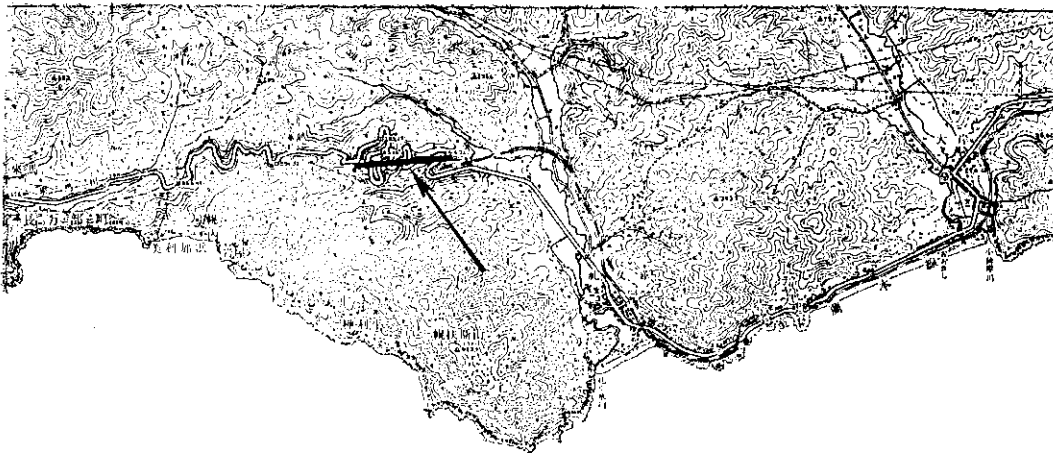
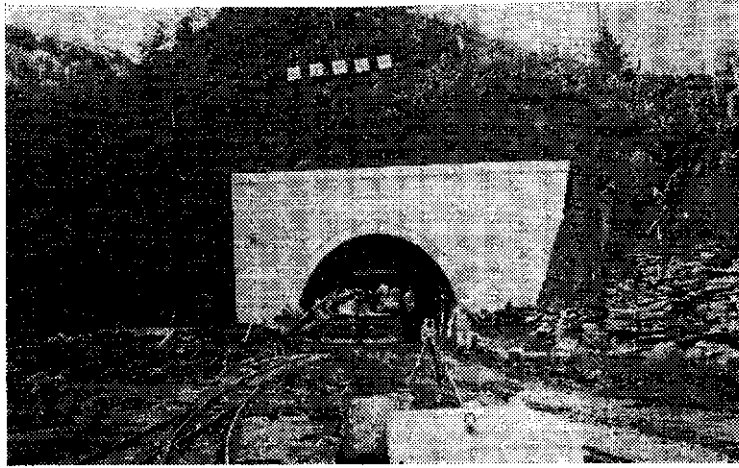
1. トンネル設計施工の概要

礼文華トンネルは、一般国道 37 号大岸町地内の礼文華峠

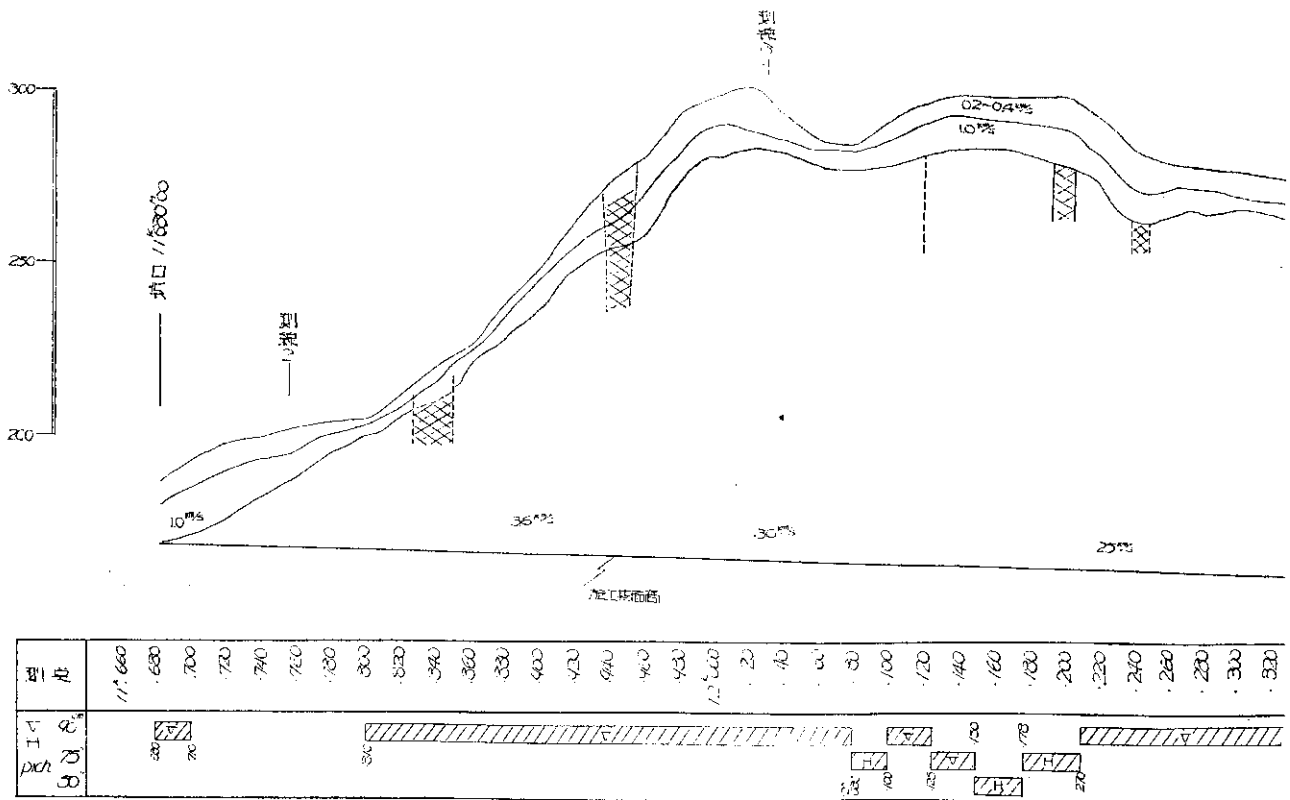


写真—1 トンネル変状部の一例
（測点 12 k 400 m 付近）

* 地質研究室長 ** 同室主任研究員 *** 同室



図—1 礼文華トンネル位置図



図—3

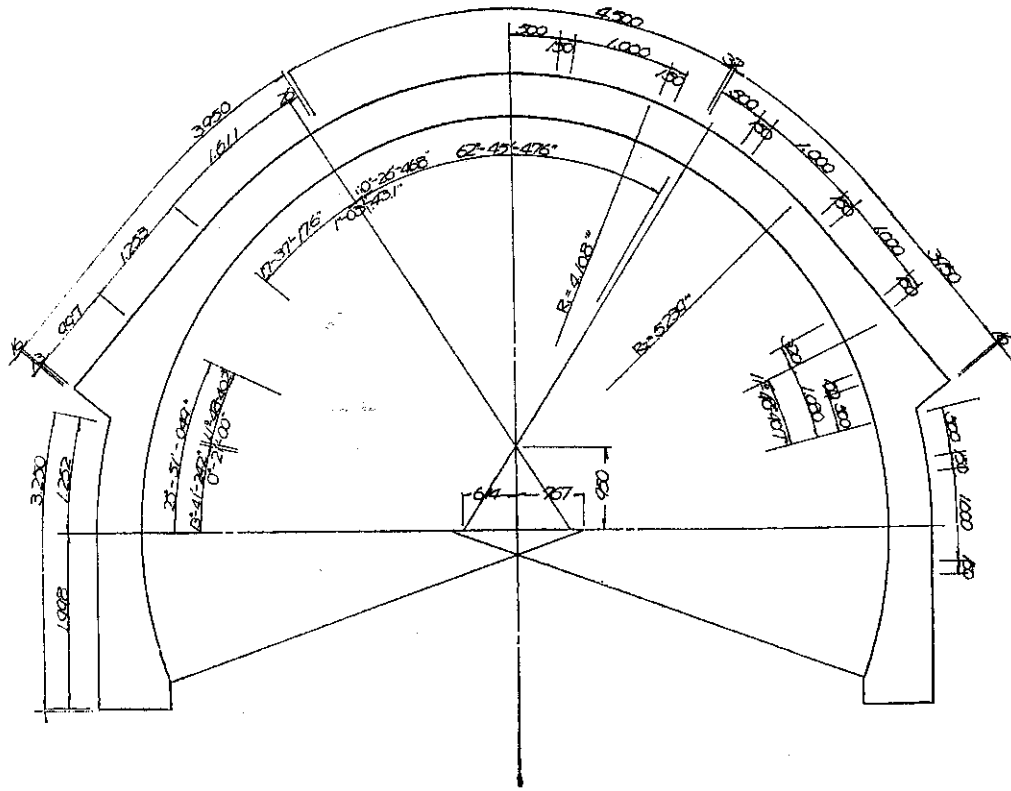


図-2

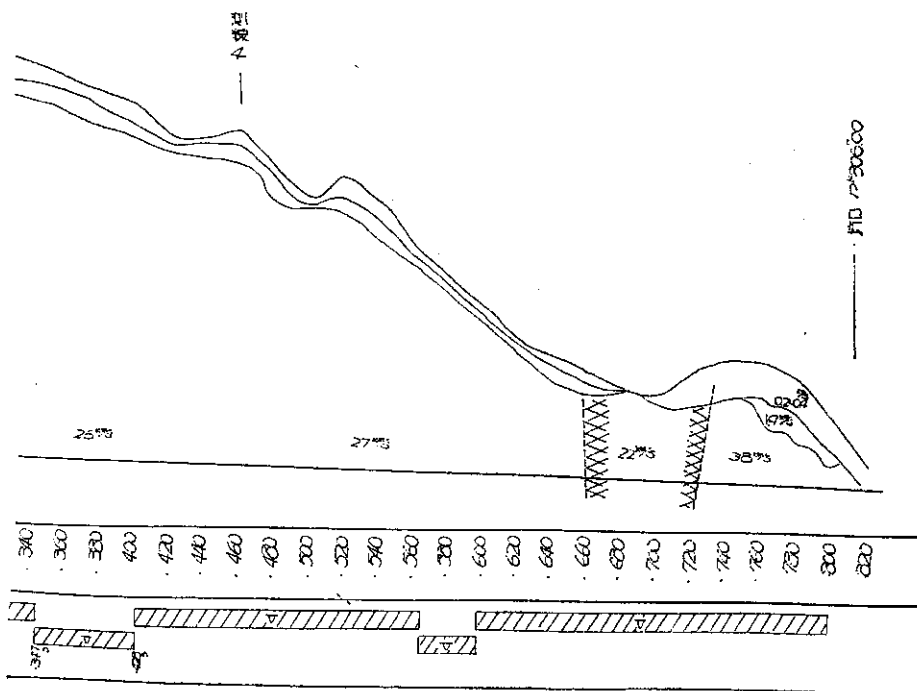
を貫くもので、延長1,120 m、掘さく断面積50~52 m²、内空断面積42 m²である。掘さく方式は底設導坑式で逆巻きである。支保工は木材支保工を用い、地質脆弱とされる部分はV型可縮支保工を用いている(図-2、図-3参照)。

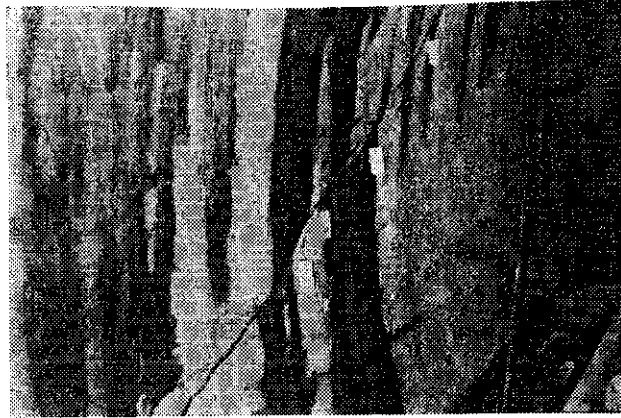
2. 地質概要

この地域には、新第3紀鮮新世の朱太川集塊岩層と、これを貫く礼文華石英粗面岩(ネバダイト質石英粗面岩)が分布している。前者は安山岩質集塊岩を主体とし、なかに角礫凝灰岩、凝灰岩および安山岩熔岩を夾在している。これは部分的に鉍化変質作用を受けている。後者は露頭では著しく風化されて「マサ状」になっている。地震探査の結果は、図-2に示すとおりで、トンネル敷における岩盤の弾性波伝播速度は、東口より3.8 km/S、2.7 km/S、2.6 km/S、2.5 km/S、3.0 km/S、3.6 km/Sと種々に変化している。この速度の多様性は、集塊岩層中の岩相の変化、すなわち集塊岩部、角礫凝灰岩部および、凝灰岩部などの速度の差に起因するものである。

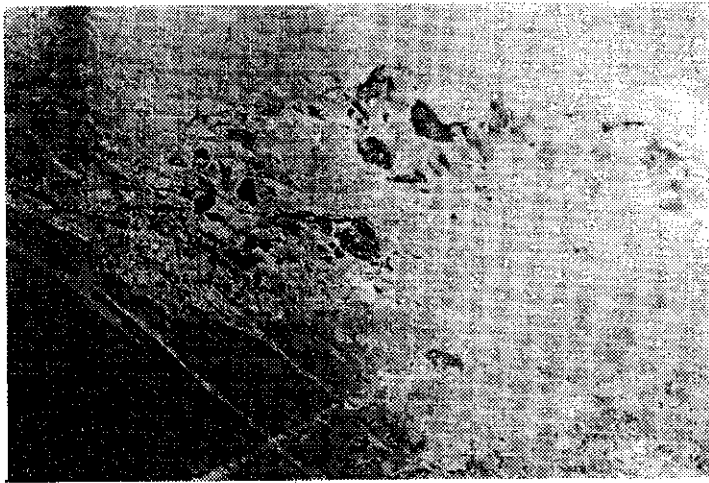
3. トンネル変状箇所の概況

トンネルの中央部よりやや東よりの2箇所、すなわち、

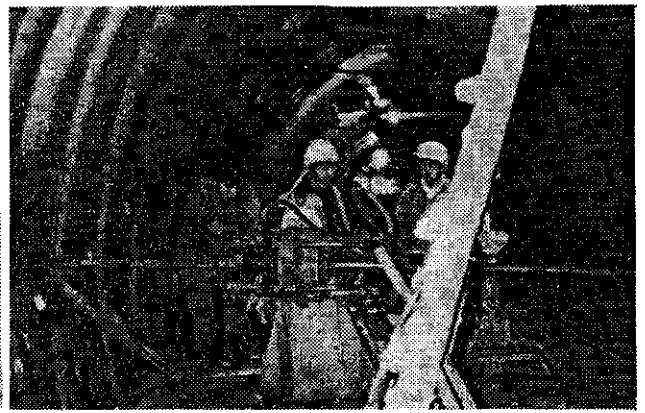




写真—2 北側壁のクラックの状況



写真—3 迫猫部（丸形部測点 12 k 470 m 付近）



写真—4 トンネル内ボーリング調査状況

①測点 12 k 360 m～12 k 420 m の 60 m 間、および②測点 12 k 468 m～12 k 500 m の 32 m 間の 2 箇所に、コンクリート打設後変状が発生した。この区間は弾性波伝播速度 2.6 km/S の部分に相当している。

1) 測点 12 k 360 m～12 k 420 m 間の状況

この区間は、39 年 9 月 5 日～10 月 5 日に丸型のコンクリートを打設し、39 年 10 月 7 日～10 月 30 日に土平を打設した。変状は、この 3 箇月後の 40 年 2 月 1 日に発生した。変状は、北側土平のコンクリート打継目のクラック、斜方向の数本の平行に走るクラック、側壁コンクリートの部分的押し出しおよびアーチ頂部のトンネル縦断方向に走る、コンクリートのはく落として現われた。クラックの幅は、数 mm～数 cm であり、最も著しい所では、後には側壁が押し出されており、それに伴って、側壁がはく落しかかっている（延長約 3 m）。またトンネル頂部は、数 10 cm 幅ではく落している。また下盤の盛り上がりも、数 10 cm～1 m 以上といわれている。コンクリート打設後は、上記のような著しい地圧が働いているが、導坑掘削時および切掘り時においては、ほとんどそのような徴候は、見られなかったようである。すなわち、当時の状況は、岩質は軟質な凝灰岩～角礫凝灰岩で、全面的に浸透水は見られたが、

押し出し、盤ぶくれなどもなく、比較的施工は容易であったといわれている（写真—2 参照）。

2) 測点 12 k 468 m～12 k 500 m 間の状況

この区間は、丸型は 38 年 11 月 5 日～12 月 30 日にコンクリートを打設し、土平は 39 年 6 月 5 日に打設を終了し、39 年 8 月 10 日に、クラックが発生した。クラックはアーチ頂部にトンネル縦断方向に走るもので、これが徐々に進行し、39 年末には、コンクリートが圧挫するまでに至り、約 20 m 間にわたって、幅 50 cm まで、はく落しており、クラックは、幅 10 数 cm である。現場では作業の安全、変状の進行を抑えるべく、一時的補強策として、ライニングの内側から支保工を施している。現場係官の観察によれば、岩質は軟質な角礫凝灰岩～集塊凝灰岩で浸透水もなく、また、山が押すとか、あるいは、盤ぶくれの現象もなく、比較的掘削も容易であったといわれている（写真—3 参照）。

4 変状箇所の岩質

4.1 岩 質

変状箇所の覆工裏面および下盤の岩質調査のため、8 箇所延約 35 m のボーリングを実施した（写真—4、表—1 参照）。

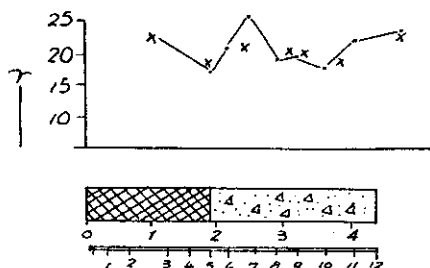
表—1 ボーリング調査箇所および深度

No.	位 置	方 向	深 度	摘 要
1 号 孔	12,349 ^{k m}	左土水平 (北側壁)	4.4 ^m	8° 下向傾斜
2 号 孔	12,392	右土水平 (南側壁)	3.2	5° 下向傾斜
3 号 孔	12,393	下 盤 垂 直	5.0	
4 号 孔	12,380	左土水平 (北側壁)	6.2	3° 下向傾斜
5 号 孔	12,379	下 盤 垂 直	4.1	
6 号 孔	12,380	右土水平 (南側壁)	4.3	5° 下向傾斜
7 号 孔	12,473	左土水平 (北側壁)	4.3	3° 下向傾斜
8 号 孔	12,464	下 盤 垂 直	4.3	

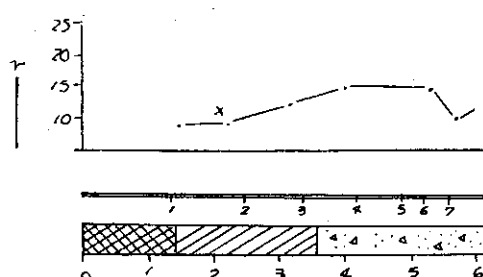
側壁のボーリング調査に先だって、覆工コンクリート(厚さ 50 cm)および裏込めの砕石(厚さ 20 cm)を直径約 20 cm

の円筒状にとり除いて観察した。覆工および裏込めには、なんら異常は認められなかったが、地山岩石は軟弱～粘土

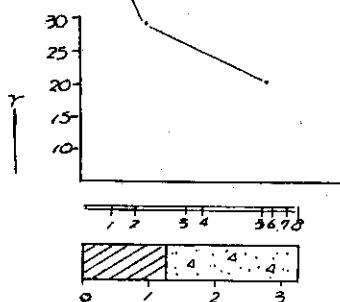
NO1 12,349^{k m} 左土平



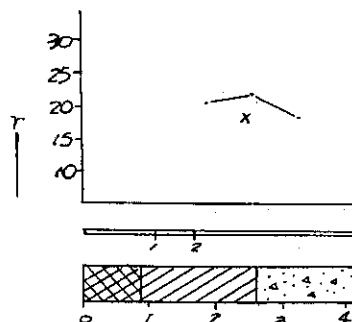
NO4 12,380^{k m} 左土平



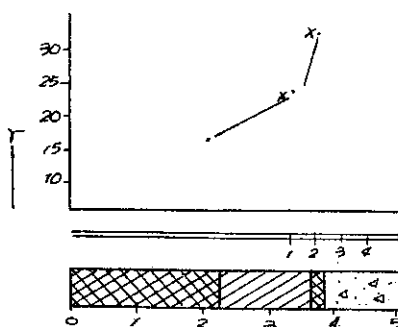
NO2 12,392^{k m} 右土平



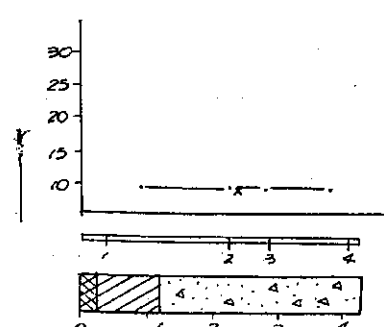
NO5 12,379^{k m} 下盤



NO3 12,393^{k m} 下盤

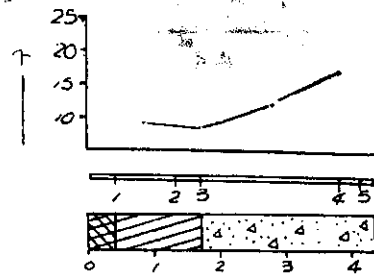


NO6 12,380^{k m} 右土平

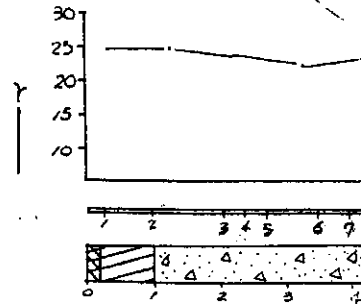


図—4 ボーリング柱状図 (その 1)

NO.7 12475^m 左土平



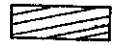
NO.8 12464^m 左下盤



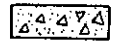
凡 例



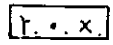
凝 灰 岩 (粘 土 化)



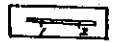
全 土 (軟 弱 部)



角 礫 凝 灰 岩 (硬 質 角 礫 含 有)



γ. 含水率・赤外線水分計. x. 電気乾燥機による.



孔内コア-ボット試料採取位置及番号.

図-4 ボーリング柱状図 (その 2)

化していた。(2~3 箇月後の観察によれば、南側壁のボーリング孔は、完全につぶされて、しかもその孔から粘土化した凝灰岩が、ヘドロ状になって浸出していた)当初天端頂部のボーリングを実施する予定にしていたが、覆工、および埋め殺した支保工の除去作業の実施中に危険を感じたのでこの作業を中止し従ってボーリングも中止した。

ボーリング調査の成果は、図-5 のとおりである。これによれば、地山の粘土化~軟弱化は、2~4 cm 程度であるが、北側壁の裏面の岩質は、南側に比して、軟弱化あるいは、粘土化が著しい。たとえば、側壁の破壊された No. 4 (側点 12 k 380 m 南側壁) では、深さ 1.5 m まで粘土化し、4.0 m まで軟弱化しているのに比べて、No. 6 (測点 12 k 380 m 北側壁) では、深さ 0.5 m まで粘土化し、1.5 m 前後まで軟弱化している程度である。また、後日の観察では南側壁のボーリング孔には、なんら異常はなかったが、北側壁のボーリング孔は、いずれも押しつぶされ、かつ、コンクリートにかけられた穴から、ヘドロ状に粘土化した凝灰岩が流出していた。

下盤は、1.5~2 m わたって粘土化~軟弱化しており、数箇月にわたって盤ぶくれが継続し、かつ、浸出水の水位が、深さ 40~50 cm にあるので、この軟弱部分はほとんど飽和状態にあることを物語っている。工事に際して支障ある部分は、随時掘削しているので、ボーリングによる結果は、変質層の全体を現わすものではなく、いくらか少なめにな

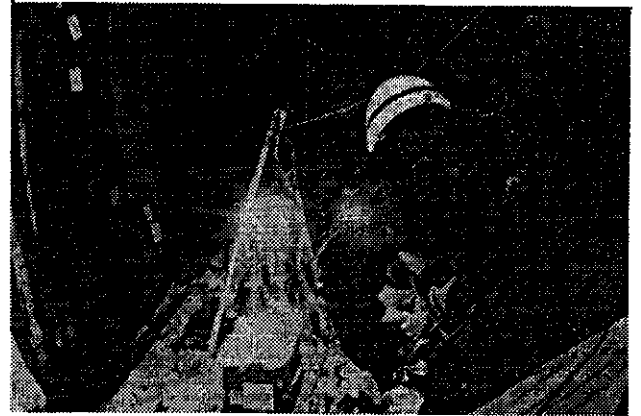


写真-5 含水率測定 (赤外線水分計使用)

っていると考えられる。

含水率の測定は、①現地ですぐに赤外線水分計によって計ったもの ②持ち帰った試料について電気乾燥器で行なったもの (写真-5) の 2 方法を用いた。試料は、ボーリングに使用した水の影響をさけるため、(ボーリングは、ダブルコアチューブを用いているので、水の影響は少ないと考えられる) コアの中心部から採取した。また角礫凝灰岩部では、マトリックスの部分について試験している。含水率は、概数 10~25 % の範囲内にあるが、30 % を越えるものも見られる。この含水率には、特定の傾向が見られないが、しいていえば、下盤で高く、南側壁では低いようである。各孔についていえば、深度にはまったく無関係で

ある。なおボーリングコアによって、2, 3の岩石試験を実施した。

表—2 岩石圧縮試験

試料	圧縮破壊強度 kg/cm ²	岩種	摘要
No. 2—8	140	角礫凝灰岩	乾乾資料
6—3	110	角礫凝灰店	乾燥資料
7—5	95	凝灰岩	乾燥資料

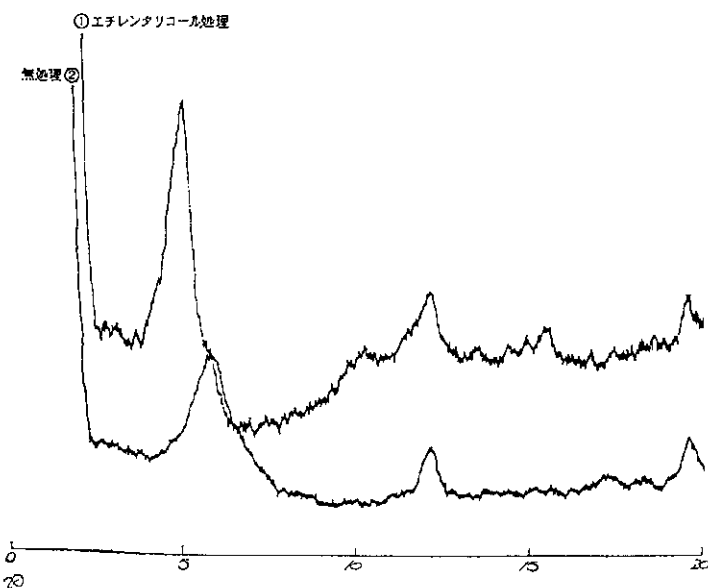
表—3 軟弱岩の一面セン断試験

試料 No.	自然 含水比 %	セン断 含水比 %	内部 摩擦角 φ	tan φ	備考
5—1	6.64	30.35	54°48'	1.473	48時間吸水後試験

4.2 粘土鉱物

粘土鉱物の同定は、X線分析によった。試料は粘土化～軟質岩から選り出し、「水ひ」によって採取した。エチレングリコール処理は、上記の粉末にエチレングリコールを加えて、ペーストを造り、30分～1時間後にX線回折を行なった。試料はボーリングコアから、試料No. 2—2, 3—1, 3—2, 4—3の4箇所から採取した(図—4 ボーリング柱状図参照)。

4試料とも、15.5A°および7.2A°付近に明瞭な反射が見られ、ことに15.5A°のピークは大きい。試料2—2, 3—1については、エチレングリコール処理を行なって、X線を照射したが、両試料とも15.5A°の反射が、18A°に移動しており、モンモリロナイトの存在を明らかに示している(図—5参照)。また7.2A°の反射は、カオリン鉱物と同定した。



図—5 X線回折図

5. 吸水膨張試験

5.1 試験方法および試料

ボーリングコアから、軟質なものを選んで吸水膨張試験を実施した。試験方法は、①膨張量のみを計測する方法(吸水膨張量測定)および②膨張圧と同時に、膨張率を測定する方法(吸水膨張圧測定)の2方法を用いた。

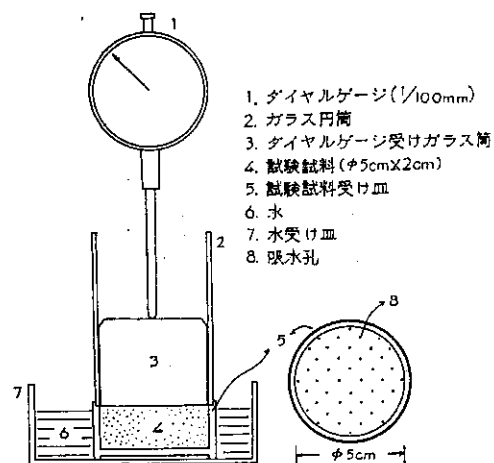
1) 膨張量測定

内径5.0cm高さ2.0cmの真鍮製の皿の底に1/2mmの小孔を30個あけ、この中に試料を自然のまま充填する。この皿を1.5cm深さに水(水道水)を入れた他の容器に入れて吸水させ、ダイヤルゲージで膨張率を計った(図—6, 写真—6参照)。

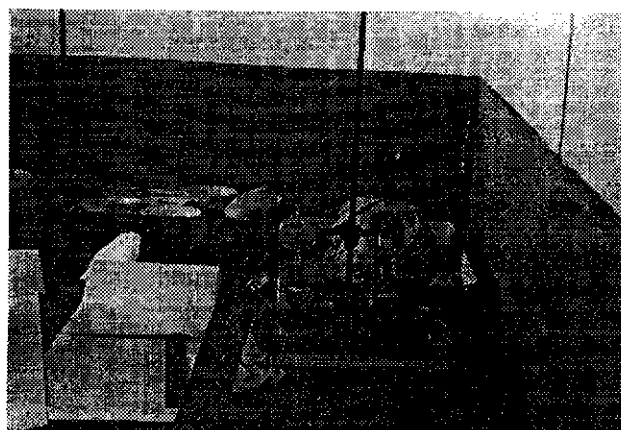
2) 膨張圧測定

手動式単純圧縮試験装置を用いて、吸水膨張による圧力およびヒズミを計測した(図—7, 写真—7参照)。また一定荷重をかけて膨張量を計る方法も用いた。

試料は、ナイフその他によって、容器に丁度入るように整形し、試験前に含水比を計った。試料は、試料No. 1—9(2個) No. 4—6(2個) No. 7—5(1個) No. 8—7(2個)



図—6 吸水膨張試験器見取図



写真—6 吸水膨張量測定状況

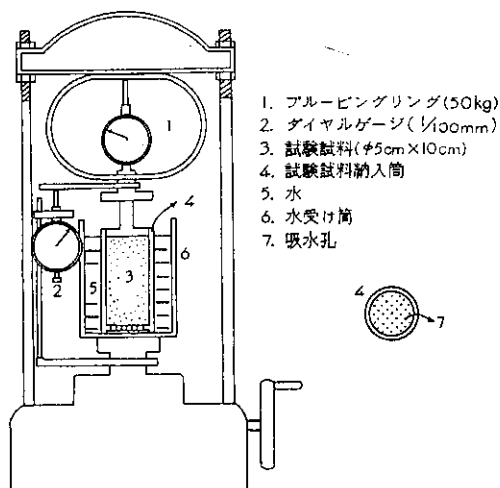


図-7 吸水膨張圧力測定装置見取図

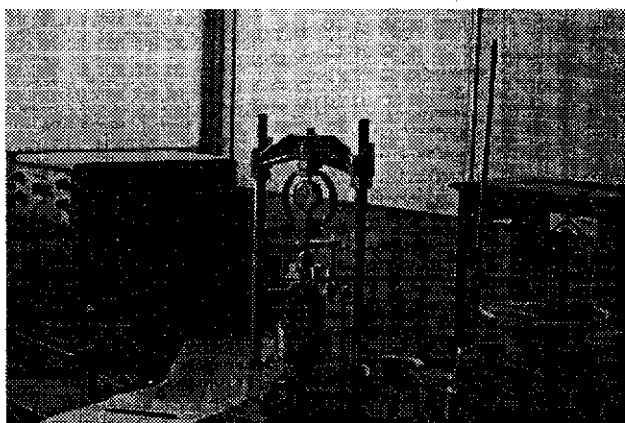


写真-7 吸水膨張圧測定状況

の計7個である。測定は毎日1時間おき、または、数時間おきに数回行なった。膨張量の表現は膨張比を用いた。すなわち、原体積（実際は原試料高さ）： L と膨張体積（実際は膨張高さ）： l との比 $\frac{l}{L} \times 100\%$ を用いている。

5.2 試験結果

1) 膨張量測定

膨張量測定結果は、表-4 および図-8～11に示すとおりである。乾燥試料（24時間110℃で乾燥）の最大膨張比は、18.36%で、自然試料の2倍前後の膨張量を示し、そのときの含水比は、37.3%を示している。自然状態の試

料では、試験前含水比は、18～26%で8～14%の膨張比を示し、そのときの含水比は、31～38%を示している。す

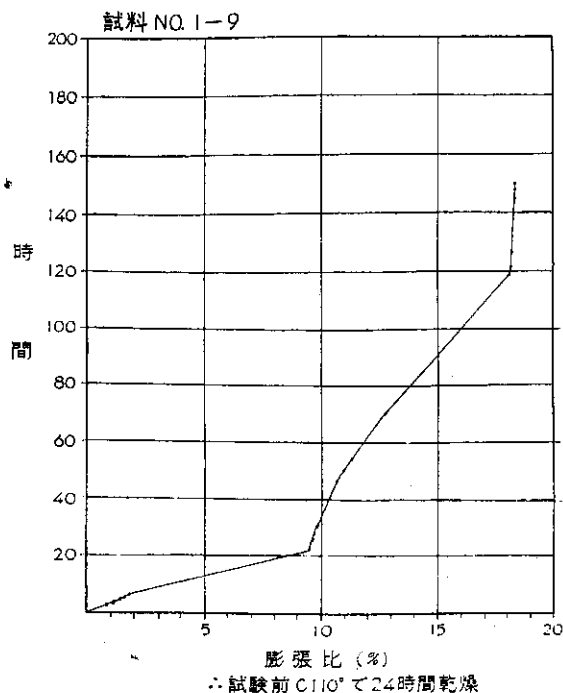


図-8 吸水膨張測定結果図

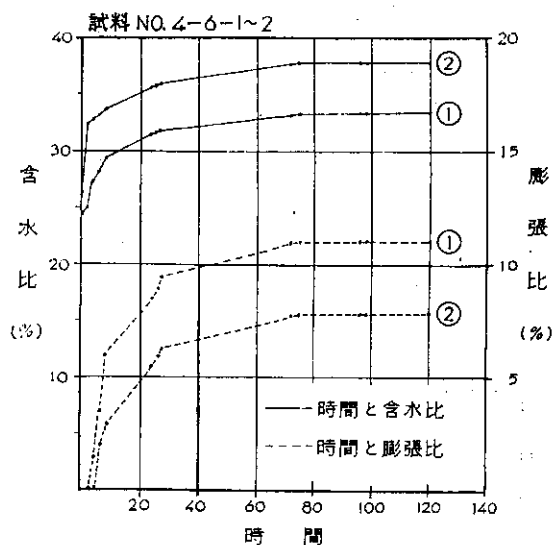
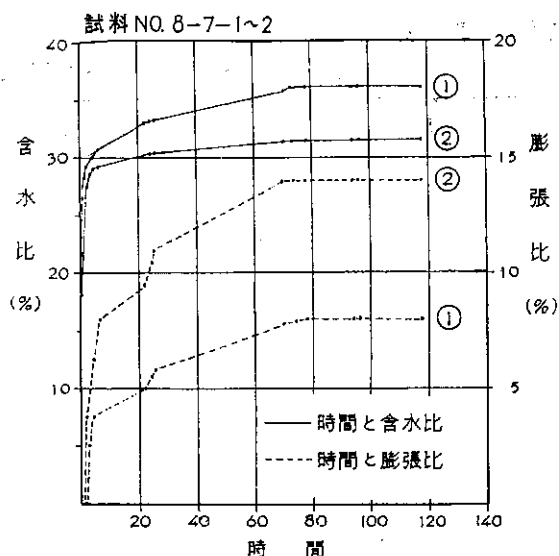


図-9 吸水膨張測定結果図

表-4 吸水膨張比測定結果一覧表

No.	試料	試料採取箇所	吸水時間	膨張比	試験前含水比	試験後含水比	試験前後の含水比の差
1	1-9	Bor No.1.3.8~3.9 ^m	150 ^{時間}	18.36 [%]	絶乾 [%]	37.34 [%]	37.34 [%]
2	4-6-1	Bor No.4.5.8~5.9	120	11.00	24.69	33.23	8.54
3	4-6-2	Bor No.4.5.8~5.9	120	7.75	26.38	37.82	11.42
4	8-7-1	Bor No.8.4.6~4.7	118	8.0	21.69	36.16	14.47
5	8-7-2	Bor No.8.4.6~4.7	118	14.0	18.11	31.49	13.38

∴ 各試料高 2 cm, 断面積 19.625 cm²



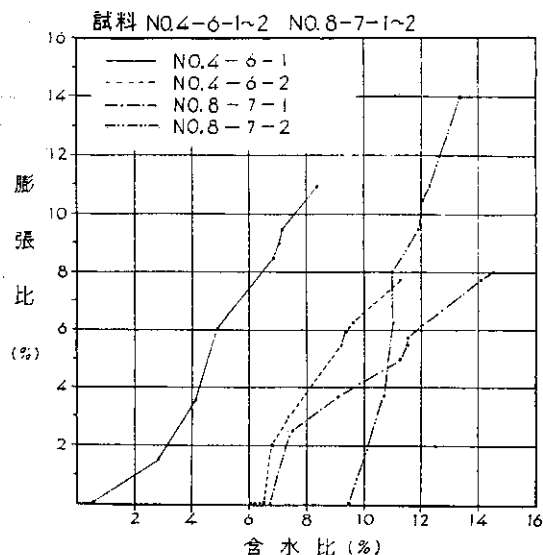
図—10 吸水膨張測定結果図

すなわち、自然状態の試料は、地山でかなり吸水し、かつ膨張していることを示している。試験前後の含水比の差は、8~15%であり、その差の多少、すなわち吸水量の多少が、必ずしも膨張量の大小を示してなく、それらはほとんど無関係といえる。

2) 吸水膨張圧測定

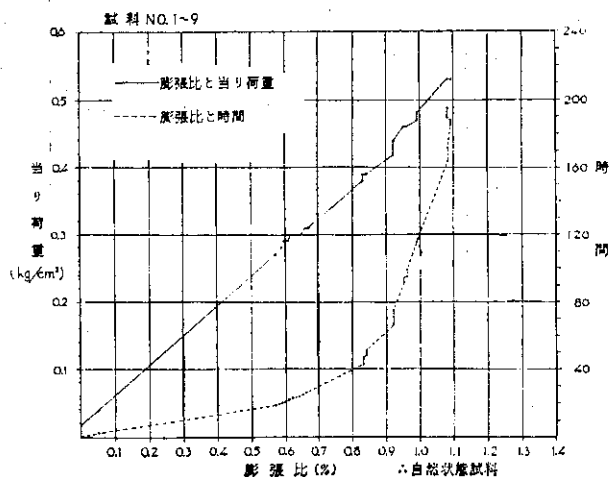
試験は、3種実施した。すなわち、試験①は自然状態のものを吸水させたもの(表—5、図—12 参照) 試験②は、乾燥試料について行ない(表—6、図—13 参照) 試験③は、一定荷重をかけて実験したものである(表—7、図—14 参照)。

試験①は、表—5、および図—12 に示すもので、自然状態の試料を用いた。試験前含水比は、14.57%であり、地山においてすでに、相当膨張しているものと考えられる。この試験結果をみると、8日間の吸水で、約0.5 kg/cm²の膨張圧が生じ、そのときの膨張比は約1.1%であり、そのときの含水比の増分は4.7%である。



図—11 吸水膨張測定結果図

すなわち、膨張比約1%につき、0.465 kg/cm²の圧力が作用したことになる。試験②は、表—6および図—13に



図—12 吸水膨張による膨張圧力変化曲線図

表—5 吸水膨張による膨張圧力変化記録表

試料 No.1—9 (3.77 m~4.87 m)

月 日	時	時間累計	膨 張 高 (リング 読 み)	プルー ビ ン グ 読 み	換 算 荷 重	kg/cm ² 当 たり 荷 重	膨 張 比 %	備 考
4. 5	14	0						自然状態試料
4. 6	9	19	0.513	44.5	7.70	0.27	0.57	試験前含水比 14.57%
4. 7	9	43	0.743	62.5	10.70	0.37	0.82	試験後含水比 19.25%
4. 8	9	67	0.825	70.2	11.98	0.42	0.91	断面積 28.26cm ²
4. 9	9	91	0.853	75.8	12.92	0.45	0.94	試料高 9cm
4.10	9	115	0.892	78.2	13.32	0.47	0.99	
4.12	9	163	0.972	87.4	14.85	0.52	1.08	
4.13	9	187	0.982	88.4	15.02	0.53	1.09	
	10	188	0.982	88.6	15.05	0.53	1.09	
	17	195	0.976	87.9	14.93	0.52	1.08	

表-6 吸水膨張による膨張圧力変化記録表

試料 No.1-9 (3.77 m~4.87 m)

月 日	時	累計時間	膨 張 高 (リング 読 み)	ブルービ ング読み	換算荷重	kg/cm ² 当り荷重	膨 張 比 %	備 考
4.20	9	0	0	0	0	0	0	乾燥試料
4.26	9	144	1.173	109.1	18.47	0.65	1.36	試験前含水比 0%
5. 1	9	264	1.378	127.9	21.60	0.76	1.60	試験後含水比 12.49%
5. 6	9	384	1.527	141.8	23.91	0.84	1.77	断面積 28.26cm ²
5.11	9	504	1.673	156.4	26.35	0.93	1.94	試料高 8.6cm
5.17	9	648	1.811	166.7	28.06	0.99	2.10	
5.21	9	744	1.899	175.0	29.44	1.04	2.20	
5.26	9	864	2.024	186.6	31.38	1.11	2.35	
5.31	9	984	2.128	197.1	33.13	1.17	2.47	
6. 7	9	1,152	2.209	205.0	34.44	1.21	2.56	
6.11	9	1,248	2.302	214.1	35.96	1.27	2.67	
6.12	9	1,272	2.303	214.2	35.97	1.27	2.67	
6.14	9	1,320	2.348	218.8	36.74	1.30	2.73	
6.15	9	1,344	2.380	222.1	37.29	1.31	2.76	
6.16	9	1,368	2.444	227.8	38.24	1.35	2.84	
6.17	9	1,392	2.407	224.3	37.66	1.33	2.79	
	11	1,394	2.409	224.7	37.72	1.33	2.80	
	11	1,394	2.563	(荷重除去)			2.98	
	17	1,400	2.669				3.10	
6.18	9	1,416	2.732				3.17	
	14	1,421	2.739				3.18	
	17	1,424	2.791				3.24	
6.19	9	1,440	2.880				3.34	

表-7 一定荷重による吸水膨張比変化記録表

試料 No.7-5 (4.70 m~4.80 m)

月 日	時	累 計 時 間	ダイヤルゲージ 100/1 m 膨 張 高 (mm)	膨 張 比 (%)	備 考
40 4. 7	11	0	0	0	自然状態試料
4.12	9	118	1.88	2.09	試験前含水比 13.97%
4.17	9	238	2.97	3.30	試験後含水比 30.34%
4.22	9	358	3.56	3.96	断面積 38.46cm ²
4.27	9	478	3.87	4.30	試料高 9cm
5. 1	9	574	4.00	4.45	荷 重 0.259kg/cm ²
5. 6	9	694	4.12	4.58	
	10	(荷重を除去)	4.31	4.79	
5. 7	9	718	4.78	5.31	
5.12	9	838	5.49	6.10	
5.17	9	958	5.90	6.56	
5.22	9	1,078	6.21	6.90	
5.27	9	1,198	6.42	7.14	
6. 2	9	1,342	6.68	7.42	
6. 7	9	1,462	6.84	7.60	
	12	1,465	6.84	7.60	

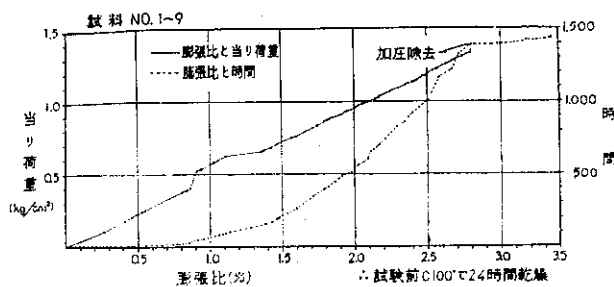


図-13 吸水膨張による膨張圧力変化曲線図

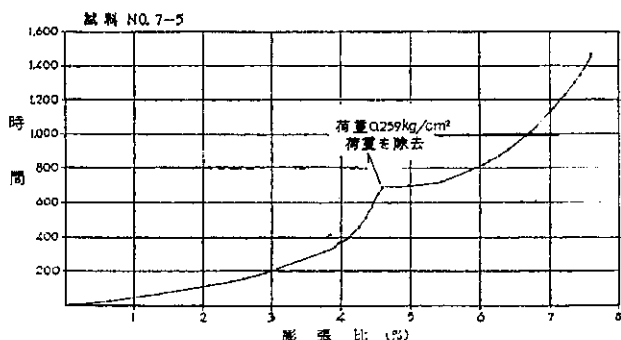


図-15 一軸圧縮試験試料破壊状況 (吸水膨張試験後試料)

示すもので、上記試験①と同一試料を 110℃で、24時間乾燥させたものについて、吸水膨張圧測定を実施したものである。これによれば、最大圧力、1.35 kg/cm²に達したのが57日間吸水後であって、そのときの膨張比は、2.84%であり、そのときの単位体積重量は、2.15 g/cm³であった。その後、圧力はやや減少の傾向を示したので、試験は中止し、無荷重で吸水させた。この場合の膨張比と、圧力とを比較すると、膨張比1%に対して、膨張圧は0.474 kg/cm²となり、試験①の結果と類似した傾向を示している。ただしこのときの吸水状態を観察すると、下部で吸水

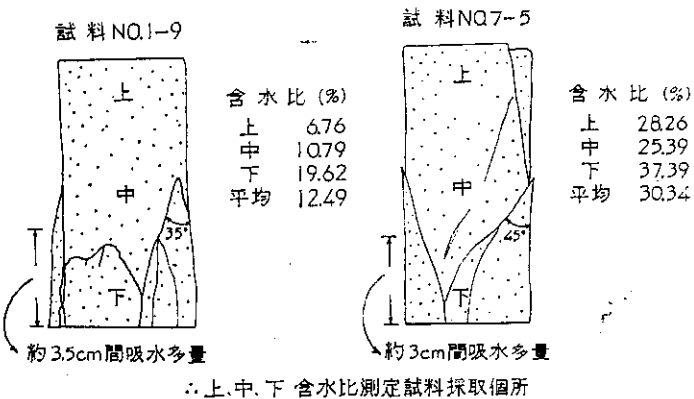


図-14 一定荷重による吸水膨張比変化曲線図

量が多く上部では、かなり吸水量が少ない (図-15 参照)。すなわち含水比は上部では、6.76%，下部では19.6%で全体として見ると12.49%である。この現象は、一面では、ある程度の強い圧力をうけると、ある部分では吸水しえなくなるのではないかとことが想像されるが、また一方、地山のような少なくとも、この実験より吸水しやすい状態におかれていれば、下部と同程度に全体が吸水膨張し、したがってその圧力も強くなるだろうと考えられる。このように考えると、地山ではこの試験結果の数倍の圧力は働き得るものと考えられる。

試験③は、表-7、図-14に示すとおりで、荷重 0.259 kg/cm²に対しては、難なくもちあげてしまうようである。700時間吸水後荷重を除去したが、再び同じようなカーブで膨張を繰り返し、最大膨張比は、7.6%で試験前含水比は約14%，試験後は約30%であり、その時の単位体積重量は1.97であった。この試料について、張膨後単純圧縮試験をしたが、それによれば、一軸圧縮強さ0.64 kg/cm²、変形係数 $E' = 53.3 \text{ kg/cm}^2$ であった。これらの量から完全に吸水した場合に、膨張による圧力強度を、下式から計算すると、6.75 kg/cm²が得られる。

表-8 テルツァーギによる推定土圧

	岩石の種類	土圧として働く地山の高さ	摘 要
1	堅硬な岩ではだ落ちのない場合	0	
2	風化されていない層状の硬い岩	0~0.5 B	土圧は場所によって変動が激しい
3	大塊で普通程度に結合している場合	0~0.25 B	土圧は場所によって変動が激しい
4	普通程度の塊状でしまっている場合	0.25 B~0.35 (B+H)	側圧はない
5	相当な塊状でしまっている場合	(0.35~1.10) (B+H)	側圧が少しあるか全然ない
6	完全に砕かれているが化学的に結合しているとき	1.10 (B+H)	かなりの側圧がある
7	膨張性岩石で普通程度の深さ	(1.10~2.10) (B+H)	強大な側圧がある
8	膨張性岩石で非常に厚い場合	(2.10~4.50) (B+H) 75	強大な側圧がある
9	完全膨張性岩石	(B+H)に無関係	強大な側圧がある

注 この表は 1.5(B+H) 以上の深さの場合に使用される。

B: トンネル断面の最大幅 (m) H: トンネル断面の最大高さ (m)

$$P = B\varepsilon \dots \dots \dots (1)$$

P = 圧力強度

B = 積弾係数

ε = 変形率 $\frac{V_1 - V_0}{V_0}$ V_0 厚容積 V_1 膨張容積

6. 地圧の推定

6.1 テルツァギーのアーチ理論による

テルツァギーによれば、トンネルの地圧はその地質条件によって表—8のように推定しうる。注1) このトンネルの変状した部分およびそれに類似した所の地質は、おおむね変質角礫凝灰岩地帯であり、おおむねテルツァギーの表—8の class 7 あるいは class 9 に該当すると考えられる。これを適用して地圧を推定すると下記ようになる。

class 7 を適用すれば $1.10 \sim 2.10(D + Ht) = 19.3 \sim 36.8(\text{m}) 48 \sim 82 \text{t/m}^2 (38 \sim 66 \text{t/m}^2)$

class 9 80m 200t/m²(160t/m²)

ここにおいて 単位重量 (W) = 2.5t/m^3 () 内は 2.0t/m^3 とした場合

トンネル幅 (B) = 10m

トンネル高さ (Ht) = 7.5m

6.2 プロトジャコノフの理論による

最近ソ連の M.M. プロトジャコノフは岩石の内部摩擦角を基準として岩石を分類し、その強度をプロトジャコノフ指数 f で表現しており (表—9), また、トンネル地圧を自然

平衡アーチ理論から次式のように示している。

$$Q = \frac{4}{3} \cdot \gamma \cdot a \cdot b = \frac{4}{3} \cdot \gamma \cdot \frac{a^2}{f} \dots \dots \dots (1)$$

ここにおいて Q : 地圧

γ : 岩盤の比重

a : 坑道天井幅の $\frac{1}{2}$

$b = \frac{a}{f}$: 自然平衡アーチの高さ

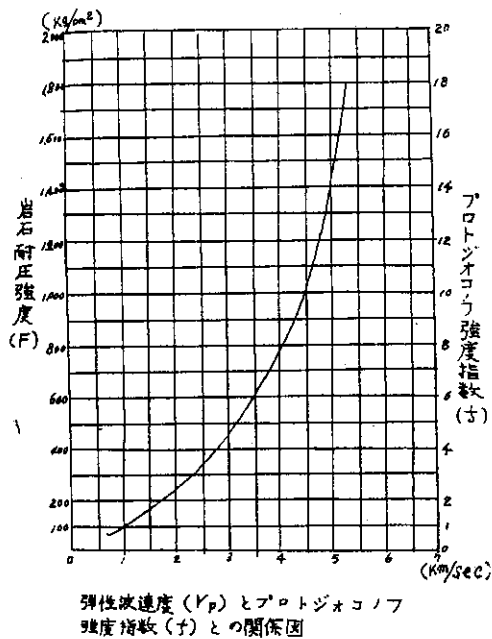
f : プロトジャコノフ指数

また、打林宏、佐藤新一氏は、この f と弾性波伝播速度 (Vp) とを関連づけている注2) (図—16)。この表—9 および図—16 を用いて当トンネルの岩盤の f による格付けをしてみよう。当変状部分の変質角礫凝灰岩付近の Vp は 2.5 km/s であり、図—16 から $f=3$ 程度が求められる。しかし、トンネル内ボーリング試料の試験結果 (ボーリング

コアの圧縮強度: $90 \sim 140 \text{ kg/cm}^2$, 一面セン断による内部摩擦角 $\phi = 50^\circ$) からすると、 $f=1$ 程度と考えられる。またこれらの試験はボーリングコアのうちでは比較的軟弱でない試料について行なわれており、また岩盤はさらに地

表—9 プロトジャコノフ指数による岩石分類表

分類等級	堅さの程度	岩	プロトジャコノフ (強度) 指数	内部摩擦角 $\phi = \arctan$
1	最も堅い岩石	最も堅い珠石、花崗岩、玄武岩、その他特別に堅い岩石	20	$87^\circ 08'$
2	非常に堅い岩石	最も堅い硬砂岩、石灰岩、非常に堅い石英斑岩、花崗斑岩、安山岩、輝緑岩、玢岩、片岩類、1級より堅くない珠岩、花崗岩、玄武岩	15	$86^\circ 11'$
3	堅い岩石	堅い硬砂岩、石灰岩、石英斑岩、安山岩、輝緑岩、閃緑岩、玢岩、片岩類	10	$84^\circ 18'$
3'	堅い岩石	石灰岩、硬砂岩、堅い粘板岩、大理石、白雲石、礫岩	8	$82^\circ 50'$
4	やや堅い岩石	普通の砂岩、石灰岩、粘板岩	6	$80^\circ 32'$
4'	やや堅い岩石	砂質頁岩、頁岩質砂岩、粘板岩	5	$78^\circ 41'$
5	普通の堅さの岩石	堅い泥質頁岩、凝灰岩、軟質の砂岩、石灰岩、礫岩	4	$75^\circ 58'$
5'	普通の堅さの岩石	各種の頁岩、堅い泥灰岩	3	$71^\circ 34'$
6	やや軟い岩石	軟い頁岩、非常に軟い石灰岩、岩塩、普通の泥灰岩、割目の入った砂岩、コンクリート	2	$63^\circ 26'$
6'	やや軟い岩石	砂礫層 (碎石や小石を含んで) 割目の入っている頁岩、堅い石炭、固結粘土	1.5	$51^\circ 19'$
7	軟い石炭	堅い粘土層、沖積層、軟い石炭	1.0	$45^\circ 00'$
7'	軟い石灰	堅い砂質土層、黄土層	0.8	$38^\circ 40'$
8	土	含砂腐蝕土層、軟い砂質粘土層、泥灰層	0.6	$35^\circ 00'$
9	ぼろぼろの表土層	ボカ土、耕土および崩積土、砂層	0.5	$35^\circ 58'$



図—16

山で風化が進行するものと考えられるで $f=0.5\sim0.3$ 程度と考えるのが適当であろう。この $f=0.5\sim0.3$ および(1)式を用いて、当変状部分の Q および b 求めてみよう、 $f=0.5$ を用いた場合には $Q=160t(130t)$ 、 $b=10m$ 、 $f=0.3$ を用いると $Q=270t(220t)$ 、 $b=17m$ となる。(この場合 $a=5m$ 、 $\gamma=2.5t/m^3$ () 内は $\gamma=2.0t/m^3$ を用いている)

6.3 吸水膨張試験結果を考慮した場合

6.1, 6.2において2つの方法について検討したが、両者ではかなり異なったものが求められている。これは6.2では膨張の概念が除かれているためと考えられる。また6.1のテルツァギーの分類においても class 7 と class 9 ではきわめて差異がある。すなわち、膨張の程度の見方でその値が変化するといわねばならない。

ここでは、吸水膨張試験結果を勘案して地圧を推定してみる。5.2の2)に述べたように試験③で最大吸水膨張圧 $13.5t/m^2$ が得られており、これは実験の状況からさらにこの2倍程度の膨張圧が予想されている。また試験③から完全に吸水膨張した場合には $67t/m^2$ の圧力程度が推定されている。一方ボーリングの結果からすると、粘土化部分は全体の20%程度、軟弱部は30%前後で、硬質岩礫を含む部分は50%前後である。上記の実験は粘土化したものについて行なったものであるから、地山全体の膨張性を示しているものではない。また試験③では $13.5t/m^2$ 程度の膨張圧が働いた後はその膨張が停止している。この現象は、地山においてもある程度の大きさの荷重状態では吸水膨張を停止するものと推定してもよいと考えられる。また施工において排水を良好にし水分の供給を可及的制限するとすれば、吸水膨張圧は、上記の2つの実験結果から35～

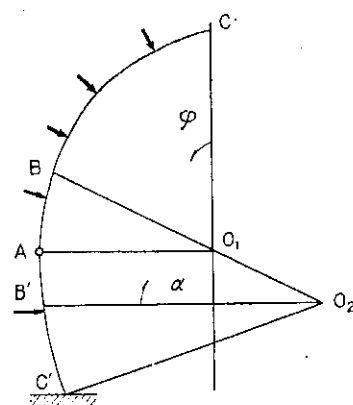
40t前後としてもよいのではないであろうか。しかし一方このように吸水変質することによって地山は硬質岩を含めて徐々にゆるんできて地圧として働くことになる。この地山のゆるみ高さは6.2で述べたように地山のプロトジヤコフ指数 f を $0.5\sim0.3$ とすれば、10～17mとなり、地山の岩石の単位重量を $2.5t/m^3$ とすれば、垂直荷重は25～40t/m³ が得られる。これと上記の吸水膨張圧がともに働くとするれば $60\sim80t/m^3$ の地圧が働くものと推定しうる。この値はテルツァギーの方法の class 7 を用いた場合の荷重とはほぼ同様なものである。このような手続きで当トンネル変状部分をふくむ変質角礫凝灰岩地帯の地圧を $50\sim80t/m^3$ と推定した。しかしこの値の幅は角礫凝灰岩に含まれる硬質角礫部の多少すなわち粘土化部の多少によってかわるものとしてよいと思う。またこの地圧は施工時において偏圧が働かないことを前提としている。

7. トンネルの応力計算

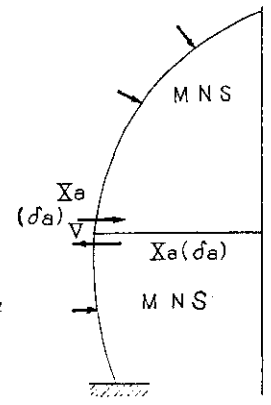
7.1 計算方式

イ) ライニングの応力

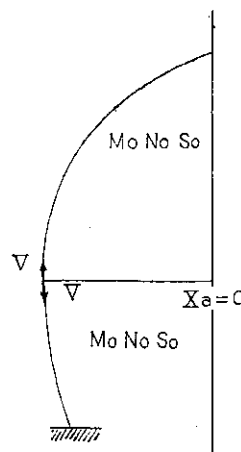
この応力計算の方法は施工方法から考えて、アーチ部と脚部との接点をヒンジと考え、図—17のようにヒンジAの水平せん断力を不静定力にとり、これを X_a としこの点の



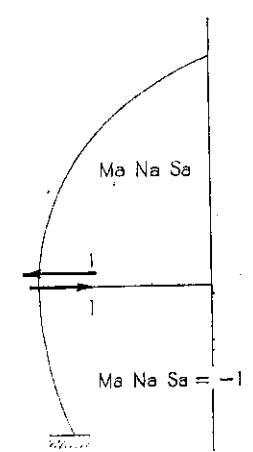
図—17



図—18



図—19



図—20

水平変位を δa とすれば、この構造物は図-18 のようになり、A の垂直力は構造、荷重ともに対称の場合は、ABC 間の垂直荷重の総和と等しい。

図-19, 20 の場合を考える。

図-18 における M, N は任意断面に働く 曲げモーメントと軸力を表わし、図-19 の Mo, No は $Xa=0$ なる静定構造の場合の荷重および V による曲げモーメントと軸力を表わし、図-20 の Ma, Na は $Xa=-1$ なる外力のみがこの静定構造に作用した時の曲げモーメントと軸力である。

図-18 の実際の状態から変位 (δa) と変形 ($\frac{M}{EI} ds$) をとり、図-20 から外力 (I) と応力 (Ma) ととり仮想働きの式を作ると

$$1. \delta a - 1. \delta a = \int Ma \frac{M}{EI} ds$$

$$\therefore \int Ma \frac{M}{EI} ds = 0$$

図-18~20 の関係から

$$M = Mo - XaMa$$

これを前式に代入して

$$\int Ma (Mo - XaMa) \frac{ds}{EI} = 0$$

$$\therefore Xa = \frac{\int MoMa \frac{ds}{EI}}{\int Ma^2 \frac{ds}{EI}} = \frac{\int MoMa \frac{ds}{I}}{\int Ma^2 \frac{ds}{I}}$$

実際の数値計算の場合、構造物をいくつか分割し次の式による。

$$Xa = \frac{\sum MoMa \frac{s}{I}}{\sum Ma^2 \frac{s}{I}}$$

ただし、 s は各分割部の長さ、 I は断面二次モーメントである。

ロ) 荷重の考え方

土圧荷重は ABC (図-17 参照) 間は外側面に直角に等分布荷重で、A B' C' 間は、A においては、ABC 間と等荷重がかかり、C' においては O となりその間は直線的变化をするものとする。この土圧は弧面に直角に作用するものとするので、弧の垂直単位長当たりおよび水平単位長当たりの垂直分力、水平分力はいずれも等しくなる。

側壁部 A B' C' における荷重に関しては、前記のように直線的变化をするので、比例配分により A 点より順次、土圧強度を配分するものとしている。この荷重に対する考え方は従来の楕円荷重の考え方とは、どちらが妥当かは不明であるが、地質的に粘土化された軟弱岩に対しては、この等分布荷重の考え方が妥当のようである。

ハ) 鉄筋量の計算

鉄筋量は単鉄筋矩形ばりの曲げ応力度の計算式

$$x = \frac{nAs}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{nAs}} \right] \quad \text{.....①}$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{bx \left(d - \frac{x}{3} \right)} \quad \text{.....②}$$

$$\sigma_s = n\sigma_c \frac{d-x}{x} = \frac{M}{As \left(d - \frac{x}{3} \right)} \quad \text{.....③}$$

上記①②③式は単鉄筋の式であるから、H 型鋼を使用する関係上、この式をさらに下記の式に拡張して用いたすなわち

$$\sigma_c = \frac{2M}{6x \left(d - \frac{x}{3} \right)} + \frac{N}{A} \quad \text{ただし } A = Ac + nAs \quad \text{.....③'}$$

$$\sigma_s = n\sigma_c \frac{d-x \pm \frac{h}{2}}{x} = \frac{M}{As \left(d - \frac{x}{3} \right)} + \frac{hN}{A} \quad \text{.....③''}$$

nヤング率比

dはりの有効高さ

x圧縮側表面から中立軸までの距離

As引張鉄筋の全断面積

σ_cコンクリートにおこる縁圧縮応力度

σ_s鉄筋におこる引張応力度

bはりの幅

N軸力

Mモーメント

hH 鋼の断面高

7.2 計算の概要

この計算はコンクリートの巻厚を 50 cm として図-17 のように、14 ブロックに分割し、A 点を原点として、各中心部の方位、 x 方向、 y 方向の座標を算出し、それぞれモーメント、軸力、せん断力を算出し、モーメント軸力から偏心距離 (e) および格間応力を求め、この値が、コンクリートの許容応力度を越えるか、または引張応力が生じた場合、コンクリートだけでは与えられた荷重に対しては、耐えることができないので、さらに鉄筋量(この場合 H 型鋼)の所要量を求めようとするものであるが、荷重の推定がきわめて困難であるので、逆に 50 cm ピッチ、75 cm ピッチの間隔で H 型鋼 150(NK-H) を使用した場合に耐え得る荷重を概算で推定し、種々の実験から推定した荷重と比較する方法を取った。

1) 各分割長および各分割部の中心位置

図-21 のように AB 間を 2 等分 BC 間を 8 等分、AB' 間を 2 等分 BC 間を 2 等分し、それぞれの中心を番号で示す。

i) 各分割長 (s) は次のように決める

$$\text{半径 } (R) = 368.3 + 10 + 25 = 403.3 \text{ cm}$$

BC 間の弧長

$$\pi R \times \frac{32.889^\circ}{180^\circ} = 3.1416 \times 403.3 = \frac{32.889^\circ}{180^\circ}$$

$$= 231.510 \text{ cm}$$

$$\therefore s_7 \cdots \cdots s_{10} = 231.51 \times \frac{1}{4} = 57.88 \text{ cm}$$

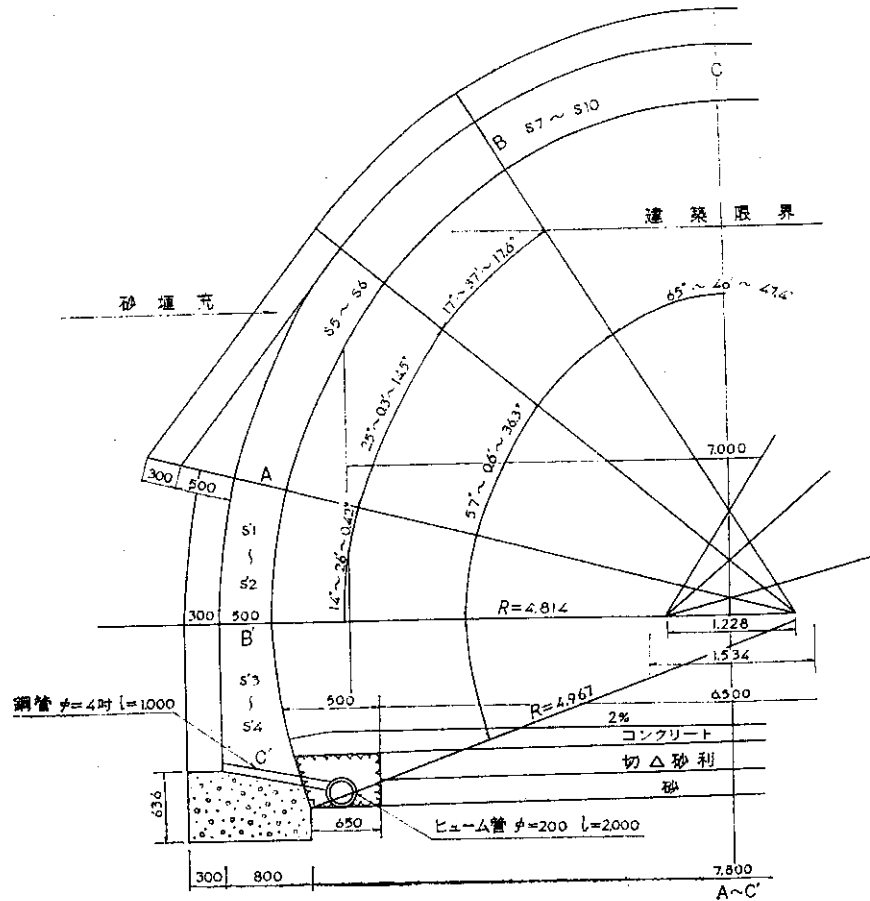


図-21 A型断面図

以下同様に

AB間の弧長 384.65 cm

$$\therefore s_1 \dots s_6 = 384.65 \times \frac{1}{6} = 64.11 \text{ cm}$$

AB'間の弧長 130.11 cm

$$\therefore s_1', s_2' = 130.11 \times \frac{1}{2} = 65.06 \text{ cm}$$

BC'間

この部の垂直長は 136.4 cm 内側にそう長さは 138.7 cm その中心線は

$$\frac{1}{2} \times (136.4 + 138.7) = 137.55 \text{ cm}$$

$$\therefore s_3' = s_4' = \frac{1}{2} \times 137.55 \text{ cm} = 68.78 \text{ cm}$$

ii) 各分割部の中心点の位置は BC 間では O_1C なる垂直線となす (φ), $B'AB$ 角間部では水平線 O_2B' なる角 (α) をもって表わす。以下求めた角度を表にすると下記のようになる。

	α	φ	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \varphi$	$\sin \varphi$
A	14.44		0.96844	0.24925		
1	17.99		0.95115	0.30874		
2	25.10		0.90557	0.42420		
3	32.20		0.84619	0.53288		
4	39.33		0.77347	0.63383		
5	46.44		0.68920	0.72457		

6	53.55	0.59412	0.80438
7	28.78		0.87645 0.48150
8	20.56		0.93626 0.35130
9	12.33		0.97692 0.21360
10	4.11		0.99742 0.07179

C

1'	10.83	0.98218	0.18795
2'	3.61	0.99801	0.06308
3'	4.00	0.99756	0.06976
4'	12.00	0.97815	0.20791

C

2) 各分割部中心の横距離 (x) と縦距離 (y) の計算
Aを原点とする。

Aの位置

O_2 より 左	$516.4 \times \cos 14.43^\circ = 500.10 \text{ cm}$
O_1 より 左	438.70 cm
O_2 より 上	128.71 cm
O_1 より 上	33.71 cm

横距離 (x) の計算

AB間	$x = 500.10 \text{ cm} - 516.4 \text{ cm} \times \cos \alpha$
BC間	$x = 438.70 \text{ cm} - 403.3 \text{ cm} \times \sin \varphi$
AB'間	$x = 516.4 \text{ cm} \times \cos \alpha - 500.10 \text{ cm}$

B'C' 間 $x=491.4 \times \cos\alpha + \frac{1}{2}\text{断面厚}-500.10\text{cm}$			
中心点	$516.4 \times \cos\alpha$	$403.3 \times \sin\varphi$	$491.4 \times \cos\alpha$
1	491.17		8.93
2	467.64		32.46
3	436.97		63.13
4	399.42		100.68
5	355.90		144.20
6	306.80		193.30
7		194.19	244.51
8		141.68	297.02
9		86.14	352.56
10		28.95	409.75
1'	567.20		7.1
2'	515.37		15.27
3'		490.20	15.1
4'		480.66	5.56

縦距離 (y) の計算

$$\text{AB 間 } y=516.4 \times \sin\alpha - 126$$

$$\text{BC 間 } y=403.3 \times \cos\varphi - 31$$

$$\text{AB' 間 } y=126 - 516.4 \sin\alpha$$

$$\text{B'C' 間 } y=126 + \frac{n}{4} \times 136.4\text{cm} (n=1, 3)$$

中心点	$516.4 \times \sin\alpha$	$403.3 \times \cos\varphi$	$\frac{136.4}{4} \times n$	y
1	159.43			33.43
2	219.06			93.06
3	275.18			149.18
4	327.31			201.31
5	374.17			248.17
6	415.38			289.38
7		353.47		322.47
8		377.59		346.59
9		393.99		362.99
10		402.26		371.26
1'	97.06			28.94
2'	32.57			93.43
3'		34.1		160.01
4'		102.3		228.3

3) 各分割部の自重 (W) は

$$W_1 \sim W_6 = 0.6411\text{m} \times 0.500\text{m} \times 1.000\text{m} \times 2.3\text{t/m}^3 = 0.737\text{t}$$

$$W_7 \sim W_{10} = 0.5788\text{m} \times 0.500\text{m} \times 1.000\text{m} \times 2.3\text{t/m}^3 = 0.666\text{t}$$

$$W_{1'} \sim W_{2'} = 0.6506\text{m} \times 0.500\text{m} \times 1.000\text{m} \times 2.3\text{t/m}^3 = 0.748\text{t}$$

$$W_{3'} = 0.6878\text{m} \times 0.520\text{m} \times 1.000\text{m} \times 2.3\text{t/m}^3 = 0.823\text{t}$$

$$W_{4'} = 0.6878\text{m} \times 0.610\text{m} \times 1.000\text{m} \times 2.3\text{t/m}^3 = 0.965\text{t}$$

4) モーメント, 軸力, セン断力

以上各分割部はAを原点としてそれぞれ方位, 座標を求めたが, これに従って各々のモーメント (M), 軸力 (N), セン断力 (S) を求める。以下各計算式を略記する。

曲げモーメント $M = Mo - XaMa$ ただし

土圧による Mo

$$\begin{aligned} \text{ABC 間 } Mo &= Vx - gx \times \frac{x}{2} - gy \times \frac{y}{2} \\ &= Vx - \frac{g}{2}(x^2 + y^2) \end{aligned}$$

$$\text{AB'C' 間 } Mo = -(Vx + Eyo)$$

自重による Mo

$$\begin{aligned} \text{ABC 間 } n \text{ 断面の } Mo &= Vxn - W_1(xn - x_1) \\ &\quad - W_2(xn - x_2) \end{aligned}$$

または (n+1) 断面の $Mo = n$ 断面の

$$Mo + (n - n + 1 \text{ 間の垂直セン断力}) \times (xn + 1 - x_2)$$

$$\begin{aligned} \text{AB'C' 間 } Mo &= -Vx'n - W_1'(xn' - x_1') \\ &\quad - W_2'(xn' - x_2') \end{aligned}$$

$$Xa = \frac{\sum MoMa \frac{s}{I}}{\sum Ma^2 \frac{s}{I}}$$

I は断面二次モーメント

軸力 $N = No - XaNa$

土圧による No

$$\text{BC 間; } No = (V - gx) \sin\varphi + gycos\varphi$$

$$\text{AB 間; } No = (V - gx) \cos\alpha + gysin\alpha$$

$$\text{AB'C' 間; } No = V \cos\alpha - E \sin\alpha$$

自重による No

$$\text{BC 間 } No = (V - Ax \text{ 間自重}) \sin\varphi$$

$$\text{AB 間 } No = (V - Ax \text{ 間自重}) \cos\alpha$$

$$\text{AB'C' 間 } No = (V + Ax \text{ 間自重}) \cos\alpha$$

Na

$$\text{BC 間 } Na = -1 \times \cos\varphi$$

$$\text{AB 間 } Na = -1 \times \sin\alpha$$

$$\text{AB'C' 間 } Na = -1 \times \sin\alpha$$

以下同様にセン断力 $S = So - XaSa$

5) 鉄筋量の計算

以上から求められた各ブロックの方位, x, y 軸の座標, および各点のモーメント, 軸力の式と, 単鉄筋, 矩形ばりの曲げ応力度の式を一部H型鋼の断面を考慮して式を変形して下記の式にそれぞれの数値を代入すると,

イ) 75 cm ピッチ (H 型鋼)

$$x = \frac{nAs}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{nAs}} \right] \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$n = 15$$

$$As = \frac{100}{75} \times 40.78\text{cm}^2 = 1.33 \times 40.78 = 54.24\text{cm}^2$$

$$d = 50 - \frac{15}{2} = 42.5\text{cm}$$

$$x = \frac{15 \times 54.24}{100} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 42.5}{15 \times 54.24}} \right] \\ \Rightarrow 19.4 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{bx\left(d - \frac{x}{3}\right)} + \frac{N}{A} \dots\dots\dots ②$$

ただし $A = A_c + nA_s$

$$\sigma_c = \frac{2M}{100 \times 19.4 \times \left(42.5 - \frac{19.4}{3}\right)} + \frac{N}{5000 + 15 \times 54.24} \\ = \frac{M}{34920} + \frac{N}{5814}$$

$$\sigma_s = n\sigma_c \frac{d - x \pm \frac{h}{2}}{x} \dots\dots\dots ③$$

$$\sigma_s = 15 \times \sigma_c \frac{42.5 - 19.4 + 7.5}{19.4}$$

(中立軸の外側の+の部分のみ考える)

ここで鉄筋許容引張応力度を $\sigma_s \leq 1,400 \text{ kg/cm}^2$ (圧縮については $\leq 1,300 \text{ kg/cm}^2$) と考えて、(ただし、括弧内は圧縮 $1,300 \text{ kg/cm}^2$ について試算したもの)

$$\sigma_c \leq \frac{(1300)}{15 \times (42.5 - 19.4 + 7.5)}$$

$$\leq \frac{(54.9)}{59.2} \text{ kg/cm}^2$$

②式に代入して

$$\frac{(54.9)}{59.2} \geq \frac{M}{34920} + \frac{N}{5814}$$

$$\frac{(54.9)}{59.2 \times 5814} \geq \frac{5814}{34920} M + N$$

$$\frac{(319188.6)}{344188.8} \geq 0.166M + N \dots\dots\dots ④$$

④式において (N) に比較すると (M) の与える影響は小さく、また、実際の数値も (N) よりも (M) は、はるかに小さい。したがって、ここでは (N) 値のみについて検討すると、安全側にみて (N) を 315~340 t 程度にとり、N の最も大きな値を示す、測壁部 3' と天盤付近 10 ブロックについて概算してみると、

i) 測壁部 (3') ブロック

軸力 (N) を求める式

$$V \cos \alpha - E \sin \alpha + (V + Ax \text{ 間自重}) \cos \alpha - Xa Na = 340$$

ここで E は側圧で V で表わすと

$$E = \frac{102.39}{262.4} \times \frac{V}{4.387 \times 1.06} \quad (1.06 \text{ は単位長 } 4.387 \text{ は中心より A 点までの長さ})$$

$$2V + 10 + \frac{7}{100} Xa = 340 \quad (315)$$

$$\therefore V = 165 - 0.035 Xa$$

ここで Xa は前記より $\frac{\sum MoMa \frac{s}{I}}{\sum Ma^2 \frac{s}{I}}$ より求められるものであるが、試算によると (60 t/m 荷重, 50 cm 巻厚)

ほぼ荷重 (P) に近い値を示しているのを、安全側にみては P 程度にとって概算すると

$$\frac{(157.5)}{V} = 165 \text{ t}$$

$$\therefore P = \frac{(157.5)}{4.387} \times \frac{1}{1.08} = 35 \text{ t/m}$$

したがって引張り、圧縮ともに考慮して 33~35 t/m

ii) 天盤ブロック (10)

$$(V - qx) \sin \varphi + qy \cos \varphi + (V - Ax \text{ 自間重}) \sin \varphi + \cos \varphi Xa$$

$$\text{ここで } q = \frac{V}{4.387}$$

$$\therefore V = 285 \text{ t}$$

$$\therefore P = \frac{(265)}{4.387} \times \frac{1}{1.08} = 60 \text{ t/m}$$

$$\therefore 56 \sim 60 \text{ t/m}$$

ロ) 50 cm ピッチ (H 型鋼)

イ) と同様に求めると

$$x = 22.27 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{39062} + \frac{N}{6223.4}$$

$$\sigma_c = 74.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore 74.97 \leq \frac{(60.60)}{39062} M + \frac{N}{6223.4}$$

$$\frac{(433148.640)}{466568.298} \leq 0.16M + N$$

$\therefore N$ を 430~460 t 程度にとると

i) 測壁部 (3') ブロック

$$2V + 10 + \frac{7}{100} Xa = 460 \quad (430)$$

$$\therefore V = 225 - 0.035 Xa$$

$$\frac{(210)}{V} = 225 \text{ t}$$

$$\therefore P = \frac{(210)}{4.387} \times \frac{1}{1.08} = 48 \text{ t/m}$$

$$\therefore 45 \sim 48 \text{ t/m}$$

ii) 天盤ブロック (10)

$$\frac{(362)}{V} = 385 \text{ t}$$

$$\therefore P = \frac{(362)}{4.387} \times \frac{1}{1.08} = 86 \text{ t/m}$$

$$\therefore 76 \sim 81 \text{ t/m}$$

以上トンネルにおいて最も力のかかるとされるブロックについて、NK-H 150 を 75 cm ピッチ, 50 cm ピッチで逆算してみたが、これはあくまで概算であって、正確には最

初から荷重を推定して、全ブロックについて算定すべきものであり、また実際の施工とはいく分異なる面も多々ある。しかし傾向としては、鋼わく間隔 25 cm の差では荷重に対しては、測圧で 12 t/m、上部圧で 20 t/m 程度の差が出ている。今後、施工に一層即した圧力計算を試みてみたい。

8. 結 語

当トンネルの地質は、集塊岩、角礫凝灰岩および凝灰岩からなっている。このうちトンネル中央部に角礫凝灰岩および凝灰岩が鉱化変質をうけて粘土化ないしは軟弱化した部分がある。トンネルの変状はこの変質帯の一部において発生した。その変状の発生および進行はそれほど急速ではなかった。変状の原因としては①地山の吸水膨張、②吸水による粘土化、軟弱化およびそれに伴う地山のゆるみによる荷重の増大、③岩盤の軟弱化による基礎支持力の低下に伴う支保工および覆工の沈下、④上記 3 条件がかみあって発生する偏圧などが考えられる。変状箇所およびその付近の鉱化変質帯の粘土化ないしは軟質凝灰岩にはモンモリロナイトが含まれていてそれ自身吸水膨張し、実験によればこの吸水膨張による最大圧力強度は、約 13.5 t/m² であり、その後若干の低下が見られた。さらにこれが完全に吸水膨張したと仮定すればその圧力強度は 70 t/m² 前後と推定される。しかしこれがトンネルにそのまま作用するとは考えられない。この調査ではトンネル内での計測ができなかったので、地圧については変状の様相および吸水膨張圧力強度、テルツァーギーおよびプロトジャコノフの岩石分類を参考として推定し、60~80 t/m² とした。この地圧を基礎として覆工の計算を行ない一応 H 型鋼 150×150 を 45 cm ピッチで施工し、コンクリート巻厚 50 cm で安全であるという結果を得た。この場合鋼製支保工を仮設物としてで

はなく、覆工と一体として働くものとして計算している。また、この計算は地山の荷重条件が不変であることを前提としている。しかし、このような軟弱な地山においては地山自体の変質条件の差による偏圧も考えられ、地山の軟弱化による支持力低下による覆工の沈下も起こりやすい。したがって天端覆工裏面の空隙の増大とか、その他偏圧を生じやすい条件ができるので施工に当たってはこのような点に留意しなければならない。なお、側圧および底圧がきわめて強大であるので、インバートを要する部分もかなりある。また、さらに覆工の沈下防止のために基礎支持力を増大させるとか、排水が困難な地質であるので、排水設備をとくに考慮するとか、あるいは天端の空隙充填のためのモルタル注入あるいはその他の注入を行なうなどの諸方法を実施する必要がある。

あとがき

この調査試験はきわめて短時間にまとめたもので、本文も決して満足しうるものではないが、この種の悪地質トンネルの工法の参考になれば幸いである。著者らは今後も当トンネルを含めてこの種の膨張性地質について検討していくつもりである。幸い室蘭開発建設部においてはこのトンネル内に種々の計器を設置して地圧その他の計測を始めているのでその成果が期待される。また、当トンネルの修築などについては他の機会にゆずりたい。本調査にあたっては、室蘭開発建設部道路一課の関係係官に種々御協力、御教示を得たので記して謝意を表するものである。

注) 1 Terzaghi: Rock Tunneling with steel supports 1946 年

注) 2 打林宏、佐藤新一: トンネル工事における弾性波探査とその利用 土木技術 1962.8