

土木關係事故の地質學的檢討

(専ら自然現象に就いて)

北海道大學教授 工學博士 福 富 忠 男

緒 言

古來土木關係の事故はかなり多い。日本のように天變地變が夥しく、地形地質の小刻みに複雑な國では如何に技術的に注意深くしても、なお且つ跡を斷たない。併しながら事業の數も増し、その規模も大きくなつて來たに拘らず割合に事故が減少しつつあるのは欣びに堪えない。これは最近科學の進歩に伴つて種々の方面から事故を檢討して再びその轍を踏まぬよう氣を付けだしたためと、當初から慎重に計畫を當て又施工を行うようになったためと思われる。

大地震や大豪雨などに對する施設はまだ現在人類を悩ましているが、既に研究済みの事柄でありながら、これを知らなかつたために事故を未然に防ぎ得なかつた例が往々ある。即ち或る事故があつてそれを調べてみたら以前にこれと全く等しい又類似した原因だつた事故があつたことに氣付いた實例が乏しくない。ここに述べる例も夫に近く、今後の參考にならうかと想われる。話は昭和25年以前のことで、今更その責任を追及するのではなく、事件も落着いて復舊後數年を経過しているのでその事故の眞相を發表しても何等差支えないと考えるけれど、當時の關係者は追憶を惹にして不快を感ずる人もあるかも知れない。けれど後進の人達に對する教訓として敢えて寛恕せられるよう希望する次第である。

眞動別發電所導水路隧道内事故の眞相

1. 事故の内容

石狩川の上流、大雪山國立公園入口附近高山を取入口として、その中流眞動別發電所に至る水路は全部隧道を以て左岸側を通つて延長約9kmに及んでいる。この水路隧道の斷面は半径1.9mの圓型或いは馬蹄型で斷面積は11.34m²、覆工は厚さ30cmの無筋コンクリートである。發電所の出力は16,400kwで昭和14年より16年に至る間大日本電力株式會社の計畫で、株式會社荒井組の施工により竣工後日本發電機株式會社に移管されたものである。その隧道路線については筆者も最初踏査を依頼されたが、現在の路線は筆者の計畫線より3m川の方え近

づいて實施せられたのである。併し本事故には筆者も多少最初から無關係とは言ひ得ない責任者の一人かも知れない。

隧道は途中の小澤を境として第1號より第4號に區分され、事故は第2號と第3號との天端が壓落したのであつて、夫々昭和17年(第2號)と昭和25年(第3號)と2回に亘つて發生している。今ここに述べるのは専ら後者の方であるが、その原因究明上前者をも大略説明する必要がある。

(イ) 第2號隧道内の事故

第1回目の昭和17年の第2號隧道内における事故は次のようであつた。即ち工事竣工後約1年、眞動別發電所の出力は急に低下し始めた。天候その他の影響なく水が俄に減じたためであつて、通水隧道の故障であることは直に解つたので、停電の上その調査を行つた。ところが第2號隧道で天端の崩落があつて隧道内を岩石が埋めていたことを發見した。かくの如くであつたからこの場合には死傷者は勿論なかつた。

事故の原因を調査するよう依頼を受けた筆者は現場に赴いて先ず豫想していた原因であることを發見した。しかしながら斯かる威力がここに眼の當り見せつけられた事實に驚嘆せざるを得なかつた。それはこうである。上流より右上天端の天井に延長約3m、巾約1mの穴があいて、その穴の奥は暗くて判明しないが、大きな空洞が出来ていた。空洞は崩落した岩石の量で測定できる筈である。(今その記録が見付からない。) 兎に何隧道内を埋めている岩石塊の最大なのは懸一枚の平面積で厚さ50厘位のから以下粘土、粒子に至るもので、穴の直下は隧道が岩塊で詰つて上部の隙を幸じて人一人這つて通れる位、それから下流は岩塊粉が水に流されて普通の安息角より極めて緩傾斜になつていた。(崩落後にも通水が行われていたことが示されている。)

崩落した岩石は全部「蛇紋岩及び蛇紋岩化しようとしている輝岩」であつた。このことが大切なデータで、これを單に「蛇紋岩」と呼んでおく。蛇紋岩は衆知の通り吸水すれば自ら膨脹してその周囲の何物でも空隙か弱い所があれば馬鹿げた力で押し出してくる。一般に謂う地壓(筆者は「直接地壓」と唱え、重力にのみ關係する從來の地壓)と異り、これは特異の地壓(筆者は「間接地壓」と稱して重力のみが關係しないで水の影響による)で天端を破つて崩落したのでなくて正に壓落したのである。このことは後にも少し詳しく説明する。

(ロ) 第3號隧道内の事故

第2回目の昭和25年第3號隧道内における事故は次のようであつた。即ち竣工後既に約9年に及んで漸く補修工事を必要とし、その工事の將に終ろうとした時の事故

である。今回は作業員12名の内、壓死者3名、救出後死亡1名、負傷者6名、都合死傷者10名、無事2名という災害が生じたのである。そして補修請負金額 800萬圓の工事に對して災害扶助料約 400萬圓、工期延長のため利用し得なかつた25日間の水力の放流約 1,000萬圓、その間電力補充のため火力發電所運轉に要した費用、並びに施工者側の工事手戻りに關する費用等を加えれば直接間接に莫大な金額を消費したのである。

この事故の發生は昭和25年6月11日12時20分、全く突如として天端の岩石が崩落したので被害者に逃げる時間を與えなかつたようである。その箇所は取入口より3,329乃至3,345米の間であつて、これが補修工事區の最後で、ここから上流方面に延長110米の部分と、30米の部分の隧道壁に龜裂が夥しかつたのである。そして夫まで補修作業は頗る順調であつて、そのまま工事も完了しようとしたのであつた。しかるに最終の約16~7米の區間においてこの災害事故があつたのは、洵に遺憾至極であつた。

事故現場の直上地表は海拔丁度 700米であつて、地表から隧道天端まで約 160米の深さの箇所である。そして地形的に觀て谷間でなく、寧ろ突出した山下に相當する。しかしこれより下流壁面になお多少の龜裂があつて、夫を通つて外部から浸水がかなり見られていた。しかもその壁（北東側、石狩川の方）の破損小穴から壁外に礫の堆積が觀われ、宛も河床のような感じを受けるが、地形上現在は河川がなく、又段丘堆積の礫層としては地表から余りに深いので不審である。兎に角この方面から隧道外壁に水が相當供給されていたのは事實である。

この地域の地質は北海道の最下部と看做されている古生代粘板岩を主とし、少量の輝綠凝灰岩とこれ等の間隙に後次的に進入した輝岩（大部分蛇紋岩化している）とから構成され、夫等が水蝕されて凹凸起伏が出来てからその上に新しい大雪山泥流（多孔質の凝灰岩）が不整合に載っている。粘板岩（輝綠凝灰岩を夾雜する）は甚だしい壓力を受けて片理状を呈し、ひどく揉まれ容易に剝れる状態を示している。今回隧道内に壓落した岩塊は僅かに輝綠凝灰岩を交えた黒色粘板岩がその殆んど全部を占め、垂直の剝れ目に粘土化した不規則な滑面が光つて皆濕つていた。その内に數塊の蛇紋岩化した輝岩が混じていたのを發見した。これは最も注目すべき事柄であつて、事故の原因追究に大なる手懸りとなる貴重なデータである。即ち第1回目の第2號隧道内の事故と頗る相似た原因であることを物語る大切な證據物である。

2. 事故の原因

(イ) 第1回目の第2號隧道内の事故原因

この場合は明瞭であつて、蛇紋岩が吸水膨脹のため隧道天端を最初に打破つて壓落してきたことがその初期に

動機となつた原因である。隧道の覆工が蛇紋岩の吸水膨脹に因る壓力に抗し得なかつたことは勿論認めなければならないけど、かかる力は極めて強大であつて後に述べる様に普通これを防ぎ得ない程のものである。これは曾つて筆者が丹那隧道内に出現した温泉餘土について昭和3年頃より研究を始め、最初に昭和5年6月に地質學雜誌第37卷第441號に『所謂「土壓」と粘土或は粘土化岩石の「吸水膨脹」とについて』と題して豫報を、次いで昭和7年6月、7月及び同7年9月乃至8年3月に岩石礦物礦床學に『粘土の「吸水膨脹」に關する實驗的研究』と題してその雜誌第7卷第1號乃至第9卷第3號に連載したが、これ等を纏めて昭和17年12月(December, 1942)北大工學部記要 Vol.7, No.1 に『Some Experimental Studies on "Hydro-expansion" of Clay, by T. Hukutomi』なる英文で發表した。この内には實驗内容を忠實に羅列し、その膨脹力の如何に強大であるかを世に紹介したのであるけれど、余り多く讀まれずに氣を留めた人は極めて少かつたようであつた。最近拙著『實用土木地質』（朝倉書店發行）の189~195頁に「間接地壓」として説明してあるが、これまた一部の人だけ注意しているだけであらうと思われる。仍つてその要點をここに紹介して世の注意を促すこととする。そしてこの原因に似た實例が土木工事や鑛山坑道内に案外多く見受けられる。

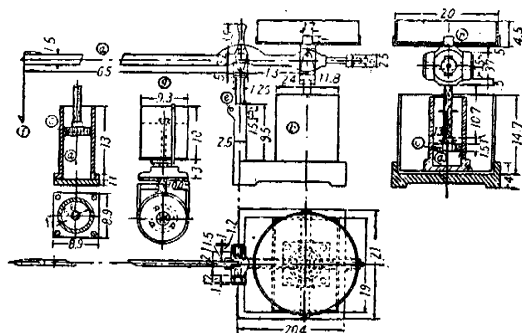
「吸水膨脹」

「吸水膨脹」については前述の如く丹那隧道工事中に筆者が初めて手を染めた研究の一つである。同工事とは天下に有名な難事業であつて、世に廣く知られているのは大湧水の事故が大部分を占めていた。筆者も主として水の問題のため工事に關係していたが、熱海口東 9,000呎附近より奥に一種の粘土帶が現われて異常な「土壓」を示し、ために工事が著しく停滯状態に陥つたのがこの研究の動機である。

丹那隧道内に出現した一種の粘土帶はこの地方を構成している安山岩質集塊岩が地中から湧出した瓦斯を含んだ熱水の作用で粘土に變化した「温泉餘土」(Solfataric clay)で、強力な地壓を受けて一見軟弱な固結した岩石様の帶状を呈した地質である。最初これに底設導坑を掘進した時は脱水状態を示して湧水もこの部分は全くなく軽い發破程度で採掘も容易であつたので作業員は頗る欣んだ次第であつた。ところが早い箇所は3日目頃遅いところは10日目頃から支保工が破損してきて、末口1尺5寸の木材柱は簡単に折れ、その後50封度古レール、アングル等の鐵材、コンクリートブロック、果てはシールドを以てしても皆危險に陥り、あらゆる支保工、總ての人為的工作も如何ともこの特別な「土壓」に抗することができなかつたのである。當時鐵道省には人材も資材も工費

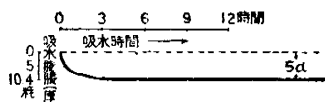
もまた工期も豊富で充分であつたにも拘らず、この「土壓」には全く手の施しようもなかつた。

筆者はこれも水が影響する問題と考え、その研究に没頭することを決心し、現場の儘の状態を北大工學部研究室内に移そうとして、隧道と等條件の小暗室を造つた。温度湿度は勿論、資料は1立方尺程銼詰にして目張り、數個を急行で送つて調査した。そして約3年間に亘つて實驗的研究を行つたのである。當初は簡単に思つて始めたが、その膨脹力の強大なため装置は次々に破壊され、失敗を重ねた。遂に豫備實驗に成功し、續いて測定器具を創案し得て時間は長くかつたけれど、種々の事實を知ることができた。夫等は前記の通り發表したのであつたが余り今でも世に紹介されていないようで遺憾に堪えない。



福富創案「吸水膨脹試験器」

圖中 (a) 砲金製圓筒内に詰めた供試體、(b) 水槽、(c) 唧子、(d) 腕杆、(e) 支點柱、(f) 自記ペン、(g) 自記時計、(h) 荷重皿。尚 (a) の下底に薄い金網とフイルタペーパーを挟んで無壓靜水を浸入させる。



圖中 d は眞の厚さの變化、5 倍大に擴大されて記録される。

(a) 豫備的觀測 (要旨)

(1) 丹那隧道内溫泉餘土出現箇所における坑内氣温は常時攝氏16~20度、水温15~19度、湿度100%で、採掘直後の粘土含水率は約10~20%である。

(2) 所謂「土壓」が最初に現われ始める時の含水率は24.5~34.0%であつて、以後100%以上過飽和の流動狀態となれば「土壓」は皆無となる。

(3) 粘土の吸水膨脹には坑内水蒸氣は無視して差支えない程影響がない。即ち實驗上、室内の水蒸氣を飽和狀態として隧道内氣温、氣壓と等しい條件において、粘土塊試料の表皮は1~2耗程度濕れるだけでその水皮膜を

破つて内部には絶対に吸濕しない。

(4) 前と同じ供試體の半分に液狀水に僅か1面のみ觸れしめただけで忽ち吸水を開始し、(3)の場合の約1/10時間で完全に中心部まで均等に吸水する。しかしこの際見掛上の體積増加は正に認め得られる。

そこで最初「吸濕」と呼んでいたのを「吸水」と改め今後の本實驗には水蒸氣を考慮する必要なく、専ら液狀水のみで取扱えば足りることを識つた。[なお風化作用の場合にもこの觀測は種々考えさせられるところがあるが、ここには省略する。]

(b) 本實驗 (要旨)

この本實驗を行うに當つて筆者は特別に「吸水膨脹試験器」なるものを創製した。同器は砲金製圓筒内底に供試體を詰め、底部の僅かの間隙より靜水壓液狀水をこれに吸収せしめてその厚さの増加を測定する裝置である。しかしその厚さの増加は5倍に擴大して時間的に自記するように工夫し、供試體の直上に荷重が加えられるように考案したのである。即ち現場の狀況に鑑みて、粘土の周圍は四方詰つて背部から水が廻つてくると導坑壁面の一方へ膨脹する事實と、これを防止するのに如何なる力を要するかを測定せんと企てたのである。

供試體は粘土を豫め可及的完全に乾燥し、一定の圓形板に壓搾して試験器の圓管に辛うじて押し込めるように作り、かかる供試體を豫め數十個宛乾燥器内に準備した。

今粘土の量を Q (Quantity), 最初に壓搾する壓力を P (Initial compressive power), 粘土粒子の大きさを S (Size of clay-powder), 粘土の種類を K (Kinds of clay-material), 供試體上に載せる荷重を W (Weight of load) 體膨脹厚さの増加を E (Volume expansion), 吸水膨脹力を ϵ (Hydroexpansive power) の記號を以て表わすこととする。

しかる時その方法は一定の $Q \cdot P \cdot S \cdot K$ の場合、 W を O 「無荷重」で E を測り、次に等しい條件の他の供試體で W を10瓦としてまた E を測り、かくして W を増して行く内に E が O となる。即ち或る W を載せると膨脹せぬようになるのでその時の W が膨脹力 ϵ と看做され、その力以上であれば膨脹を防止できる筈である。かかる試験を初め Q だけ種々異なる供試體を作つて夫々につき各 ϵ を求めまた P だけ種々異なる供試體、 S だけ、 K だけと夫々の組合せを考へて最後には結局總て ϵ を求めたのである。そして總て同一實驗を三回宛 [實は3台の試験器で殆んど同時に] 行い、平均値を採用したので極めて時間的に長くかかり、全く根氣を要した。その結果を簡単に要約すると次の如く云える。

(1) 粘土の種類 K が同質であれど常に等しい實驗結果を得られるが、 K が異なれば全く等條件の實驗を行つても相當の差が見られる。例えばベントナイト (Bentonite)

の如きは極めて著しい膨脹性を現わし、ガラス粉を同粒子大の粘土状にして等しい条件で實驗してもEも従つても零である。即ち粘土の種類が甚だ關係する。

(2) 粘土粒子の太いさSは微細 (Colloid状) になる程Eも大、 ϵ も強いが、Sが砂のようになるとこの現象は最初より起らない。即ち或る限度がある。〔この點凍上現象に似ている。〕

(3) 當初壓搾を受けていた壓力Pが強かつた程Eも ϵ も大で、或る範囲内は正比例的である。〔つまり地中で永く強い直接地壓を受けていた粘土はこの膨脹力も大であつて、多くの潜在可塑性 (Latent plasticity) を保有していたことが現われるらしい。〕

〔併しこれは限度を越すと中生代以前の新鮮な粘板岩のように甚だ堅硬な岩石となつてこの現象は見られない。〕

(4) 粘土量Qが多ければそれだけEも ϵ も大であつてこれは或る範囲内正比例的である。〔これも限度があるが、極めて薄い粘土帯ならば實際には問題となるまい。〕

(5) 粘土の吸水膨脹に於いて體積の變化Eは甚だ僅小であつても、膨脹力 ϵ は莫大である。〔勿論Eが大であれば ϵ も従つて強い故、これを防止するには非常に強力を要する。〕

(6) 時間的に觀てこの膨脹は頗る緩慢である。40耗の厚さの壓搾粘土板が吸水膨脹して最大限に達する迄には3~4時間を要する。〔兎に角も突發的に急激でない。故に現場では早く何等か適當な處置を講ずることによつて或はこれを防止得るかその強力を輕減出來よう。〕

大體以上のような結果であつたが、これ等によつて丹那の現場を想い合せてみると次の如く推定される。即ちこの温泉餘土なる一種の粘土はベントナイト程ではないが相當吸水膨脹性の種類に屬する。粘土の粒子も微細である。そして永年強い直接地壓を受けて軟質ではあるが固結岩の如く脱水状態を呈し、潜在可塑性を相當保有しているように察せられる。且つその量は頗る多い事とその奥には大量の地下水が含まれていることが既に試錐で確められている。また見掛の押出しは少いけれどもその力は偉大過ぎる事實を痛ましくもひどく經驗済である。そして支保工を破損するが、時間的には極めて緩慢であつて決して急激でない。

かくの如く實驗の結果は概ね現場の實狀と符合し、少くとも普通の直接地壓だけではなく、或は殆んど全部がこの間接地壓と考へて差支えないと筆者は當時信じた。そして次の如く施行法が提案された。

第一に豫定の導坑加背を擴大して從來の9×9尺を10×10尺とし、支保工は元の通り9×9尺で單に土塊の崩落を防ぐ程度の普通支柱及び矢板を以てしてその1尺の餘

掘 (裏掘) した間隙には杉葉等のソダをクツシヨン代りに詰める。

第二に上記如き導坑を以て極力迅速に同温泉餘土帯を掘進突破してその奥及び附近排水に力を注ぐ。

第三にかゝる部分は周囲の地下水位が低下するまで導坑のまゝで放置し、先に進んで排水が充分行われてからとし、出来れば仕上げを最後に延ばす。

以上の提案は當時全部その通り實行せられたが、導坑1尺の餘掘で約1ケ年は絶體に安全であつた。そして支保工が僅かに破損し始めたのを認めた時、これを取除いて再び10×10尺に掘擴げて元の通りにしてまた1ケ年を保たしめ、漸次排水が行われて永持ちして來た。そして全隧道工事の終らんとする少し前より切擴げ、卷立等整理を急いだが、相當惡地質部分もコンクリート・ブロック4枚巻のところ、この温泉餘土帯の箇所は特に8枚巻とした筈である。なお上述の餘掘1尺の間隙に詰めたソダ類は約1ケ年後壓縮されて宛も蠟に似た馬糞紙のやうに硬い板狀に押固められていたが、この吸水膨脹力の如何に物凄い馬鹿力には現場員一団膽を冷したのである。而してかゝる異常なる地壓には最初より人爲的抵抗は徒に費用と時間と勞力とを無駄に棄てるに止まる。結局餘掘法で肩すかしを喰つて、さしもの強剛を遂に物の見事に征服し得て、正に「迷ぐるが勝」の諺を現實に心に銘じたのである。かくして筆者の研究も役立つことを得て面目を施したのであるが、協力した廣島助手の助力に對して今更にここに敬意と謝意を表する次第である。〔この研究中土耳其のテルツアギイ教授 (Prof. Terzaghi) が純物理學専門的に粘土に就いて極めて精細な新しい土質力學を發表しつつあつたのを識つた。これは全く運然であるが、實驗方法はまるで逆であつて、衆知のことと思ふからこゝには省略する。〕

(四) 第2回目の第3號隧道内の事故原因

今回の場合も亦前回の事故とその原因に於いて頗る似たところが多分に考えられる。即ち壓搾した岩石の殆んど全部が片理狀に剥れ易く且つその剥れ面は濕つて粘土化し、塑性に富んでいて簡単にむる状態の粘板岩であつたのと、内にやはり粘土化した輝綠斑灰岩層を夾み、その上僅かしか發見し得なかつたとはいえ蛇紋岩塊片が混じていた事實である。従つて吸水膨脹性の蛇紋岩が天端上位の粘板岩類の片理間に伏在していたと推定される。そして夫が膨脹しつつあつて、隙さえあれば少しでも弱い方へ壓出しようとしていた態勢にあつた。そこへ更に惡條件が加つていた。それは粘板岩類 (輝綠斑灰岩も含む) の片理の走向が丁度隧道の延長方向と概一致していた事と、その片理の剥れる面が北東から南西へ、即ち石狩川の方から山奥の方へ約70度以上の急傾斜をなしてい

た事である。これ等の條件は岩石が唯落下するにも甚だ好都合であつて、若しその走向が隧道延長と直角か、少くとも斜めになつていたら上述の如きと必ずや違つて小さくてすんだ事と察せられる。

元来蛇紋岩は粘板岩類の中へ無理に後から侵入した輝岩の變質したものであつて、それ丈でも周圍に強い壓力を加えていたのである。そこへ莫大な膨脹力を出して粘板岩類を押していたのであるから、之を抑えてその力を防止しようとするのは人爲的には殆んど不可能に近かつたと言わざるを得ない。筆者が現場を6月21日に調査した後、北大工學部板倉教授等一行15名余が技術その他種々の角度から吟味されたようであるが、最初6月11日12時20分に岩石の壓落があつて大災害があつてから、同日23時までには6回、その後毎日數回づゝ岩石の崩落が續き、天端上の洞窟は暫次側方（恐らく川の方）へ擴大しつゝあつた由である。それは壓落よりも既に後方的崩落であつて單に重力に因る落盤に屬すると考えられる。（前回の場合でも當初に天端を破つた力は正しく吸水膨脹がその主因であつても、後からは單に重力に因る崩落が續いた事と察せられる。）

3. 當所の水に就いて

吸水膨脹は水が皆無の状態にあれば決してその作用を發しない現象である。故に排水がよく行われればその被害から免れる事が出来る筈である。先の第二號隧道の事故箇所は地表に近くて雨水等が容易に浸透する條件で、之を防ぐ事は困難であつた。第三號隧道の事故箇所は前にも述べた通り、地表から160米もの深さで、而も上部の大雪山泥流は軟弱粗鬆な凝灰岩で垂直に柱狀節理（層状峽の大函、小函に見られると同じ）が發達して透水性であるが、隧道貫通附近は粘板岩類の不透水性である。然るにこの事故箇所には湧水が認められなかつたけれど、その下流で石狩川方面の隧道破損外部から側壁内に浸水が著しく、含水浸層の存在が覗われ、最終の補修工事には之に近付きつゝあつた事に注意せねばならない。

地表下160米の深さに含水浸層が存在する事實は甚だ疑問であるが、これは次のように解決された。先づ該の種類の地質を調べてみると安山岩礫も少し混ずるが、大部分古斑の珪質流紋岩である事と、形状は多少陵角ある直徑120圓程度の球形或は卵形である事等々から石狩川本流の夫と同質と認められる。則ち斷層角礫でない事は確實であつて、河床のものである。そして地形上ここには支流がない。然し現在の本流地並からは約40米の高位置である。この位置には右岸のバス道路で今でも目撃出来る様に石狩川本流が曾つて蛇行していたと想われる元河床の跡が諸所に見られる。丁度その高度の段丘上に一致する。つまり問題の浸層は石狩川本流の舊河床の蛇行した

一部であつて、地表水がこの浸層の部分に浸み込んで一種の地下水帯の状態を呈している。（この水は攝氏9度で水質から觀ても地下水に屬していた。）それを隧道がすれすれに通つているので、石狩川方面即ち下流に向つて右側壁のみから浸水しているのである。かくの如く水を供給する舊河床内の地下水に近付いた箇所で事故が生じたのであらうと考察したのであつた。

4. 事故發生の突發性に就いて

事故の最初の原因が吸水膨脹に歸因するならば時間的に余裕があつてジワジワと来るべきである。尤もこの補修工事を必要とした範圍には昭和18年頃より隧道内各所に龜裂を認め、年々夫等は擴大して危険状態となつていたのであつた。そしてこの補修が始つて全長140m完了に近付き、最終區間約16m間に於いて事故が突發的に發生したのである。當日午前7時に入坑した一番方12名は9時頃から側壁コンクリートを爆破してこれを片付け、11時20分から現場で晝食を攝つた。12時10分頃から作業を開始してコールピツク4台を同時に使用し、側壁下部足付け部分の掘削に集中していた際12時20分に突如大壓落が起つたのである。その量は約150m³、500tと推定されている。

何如事故が予知出来なかつたか。之が大きな問題である。丁度10分前まで墜落天端の眞下に於いて食事中であつたので、普通の落盤ならば前から仄かな音でも氣が付いた筈であつたらう。少くとも不安なく仕事に取りかゝつたのであつた事は確實で生存者も立證している。作業が始つてからは機械類の音響が甚だしいから少し位の予告的の音は耳に入らなかつたと察せられる。その間僅かの時間内で、實に突發事故であつた。これは次のように考えられる。

非常な壓力で押されていた岩塊が急に彈丸の如き勢で飛び出す「山跳ね」(Bergstoss 又は Bergschräge)の現象は衆知の事と想ふが、之も一種の間接地壓であつてサン・ブロン隧道でも清水隧道でもこの事故で數名の死傷者があつた。之等は側壁から岩塊が牆に飛び出たのであるが、條件によつては下からでも上からでも行はれる筈である。上からの場合は後から落下が續く故崩壊は擴大されるであらう。その非常な壓力は本來の直接地壓も勿論考えられるけれど、今回の第三號隧道では前述の異常な吸水膨脹の力が加つた特別な實例と認められる。そして地質的に種々な惡條件が重なり合つたと推定されるのである。之で大體事故の原因は究明出来たと信ずるが、自然の威力の強大なものには今更ながらに驚かされるのである。

結 語

以上は單に眞動別發電所導水路隧道内の事故の實例に就いて筆者が検討した結果の概要であるが、なお之等と似た事故はまだまだ少くない。芦別町班溪發電所建設土工作業中に於いて數名の死傷者を出した事故もやはり共通の要素が原因と認められている。(之は他日發表出来る機會があるかも知れない。)

要するに近年土木工事は随分科學的に進歩し、慎重に研究の上注意深く行われて來たが、天然現象に對する検討は相當遅れているようである。つまり土木地質學の方面は未だ充分でない。本文のような事故は現在の情勢では先づ不可抗力に屬さしめるべきであらうが、將來に於

いてはよく注意すれば何とかなるのではあるまいか。相手を調べて余掘を大にしてその力から逃げた方が利益の事もある。第二號隧道の應急策としてはこの方法を筆者が提案して滿5箇年安全であつた。そして後その部分を迂迴坑に變更して恒久的對策を施した。

今までは兎角強度を計算して何でも張り合う事ばかり考えていた人が多かつた。「逃ぐるが勝」という諺も味うべき場合もあり得る。又「柔よく剛を制す」この語も取種の土木工事には想い出す必要がらう。要するに過ぎた事故を検討して將來の戒めとすべきは勿論、更に自然を人間が利用するよう心がけねばなるまい。それにはもつと自然を吟味し、自然を研究する事が大切である。

以 上

電氣養生コンクリートの二、三の問題について

1. 打込温度について

電氣養生コンクリートに於ては混合用水を加熱するか又は他の方法によつて必ず打込温度を 5°C 以上にせねばならぬ。この事は大切なことであるが實行しない現場が多い。殊にコンクリート打込中に気温が下る場合もあるから 10°C 位にはしたいものである。兎も角、コンクリートはセメントの凝結開始前に温度を急速に上げることが大切である。

2. 通電時間と型枠の取外し

通電時間はコンクリートが凍害を受けなくなる迄でよい譯で、この凍害を受けなくなる強さは材料、配合、水量等によつて違ふが大體 $50\text{kg}/\text{cm}^2$ である。電氣養生の場合には通電後3日以上型枠を外さないのが普通であつてこの間の強度の増加を考えて大體 $40\text{kg}/\text{cm}^2$ の強度を得るに要する通電時間を求めると次の通りとなる。

通 電 時 間 の 標 準 温 度

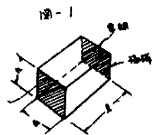
温 度	通 電 時 間
$50\sim 40^{\circ}\text{C}$	24 時 間
30°C	48 時 間
20°C	72 時 間
10°C	84 時 間

實際問題として電極附近の最高温度を 50°C 以下とすれば、電極から離れた所は 30°C 位になるから、多くの場合通電時間は2日間以上としなければならない。型枠の保温効果を考えると型枠の取多し時期をのばして7日位で取外すのが適當であり、勿論余裕があれば型枠を長くつけておけばお程その後の強度の増加に役立つのである。

3. コンクリートの比抵抗について

まづ比抵抗について説明する。圖のような傳導體があつて影線のある部分を極板として電流を通じると極板の面積 $A=ah$ 、奥行を l とし、面積 A を一定とすると抵抗 $R \propto l$ となり、抵抗が長さに正比例する。次に l を一定にすると

$R \propto \frac{l}{A}$ となり、抵抗が面積に反比例する。このことから $R \propto \frac{l}{A}$ 、即ち $R = \rho \frac{l}{A}$ となる。この係数 ρ が比抵抗



であつて普通長さ1cm當りで表はす。コンクリートの比抵抗はこの式より算出される。セメントの多いものは幾分抵抗は小であるが、温度上昇状態に影響を及ぼすほどの害はない。比抵抗は電氣消費量を見積る場合、變壓器及び電線、電極等の設計をする場合に必要のものでRethy 技師は比抵抗として次の値を與えている。

一般に 比抵抗	$\rho_0 = 5 \times 10^3 \Omega \text{cm}$
ドロドロ練に對して	$\rho = 0.25 \times \rho_0$
軟練りに對して	$\rho = 0.75 \times \rho_0$
硬練りに對して	$\rho = 1.2 \sim 1.5 \rho_0$

北大工學部コンクリート實驗室に於ける實驗結果では通電開始時 $1.5 \sim 2.0 \times 10^3 \Omega \text{cm}$ (練上り温度 20°C 、 $5^{\circ}\text{C}/\text{hr}$ 、最高温度 50°C)で温度の上昇にともない減少し、最小のところでは $1.1 \sim 1.7 \times 10^3 \Omega \text{cm}$ である。設計には最小の値として $1.0 \times 10^3 \Omega \text{cm}$ くらいにとる。

尙建設省土木研究所山田順治氏の實驗による通電開始後最初の45分間に於ける供試體の比抵抗は次表の通りである。

供試體の温度上昇速度 ($^{\circ}\text{C}/\text{hr}$)	通電を開始してからの時間(分)	分供試體の温度 ($^{\circ}\text{C}$)	比抵抗 P (Ωcm)
2	0	13.5	1492
	15	14.0	1492
	30	14.5	1476
	45	15.0	1412
4	0	10.0	1710
	15	11.0	1660
	30	12.0	1640
	45	13.0	1610
8	0	10.0	1630
	15	11.5	1610
	30	13.0	1580
	45	14.5	1540
10	0	9.0	1920
	15	10.0	1920
	30	12.0	1828
	45	13.5	1760
15	0	13.0	1704
	15	17.0	1584
	30	22.0	1456
	45	27.0	1364
20	0	13.5	1644
	15	19.7	1504
	30	21.0	1464
	45	27.5	1332

(北大工學部コンクリート實驗室)