

橋りょうおよびずい道に関する調査研究

山田 剛二・高橋 彦治・飯塚 全

鉄道技術研究所

池田 俊雄

日本国有鉄道構造物設計事務所

Investigation of the Damage of Railway Bridges and Tunnels Due to the Niigata Earthquake

By G. Yamada, H. Takahashi and A. Iizuka

Railway Technical Research Institute, Japanese National Railways, Tokyo

and

T. Ikeda

Structure Design Office, Japanese National Railways, Tokyo

Abstract

Severe damage of railway bridges and tunnels due to the Niigata Earthquake is fairly restricted to special districts of particular geological and soil conditions. These are the Shinanogawa bridge of Echigo line, the Terasaka tunnel and the Nezugaseki tunnel of Uetsu line.

The pier I of the Shinanogawa railroad bridge was tilted together with its pier foundation by about 8 degrees towards the centre of the river. The bridge is composed of 15 plate girders and 14 piers with pier foundation. The pier I was located close to the bank in the high water channel reclaimed in 1940 after the construction of the pier. The foundation of pier I is the plain concrete pier, 4.5 m in diameter and 10 m in length.

According to the subsurface exploration, the soil formation less than 10m deep is composed of loose saturated sand of below the critical void ratio and the strata below this depth is composed of relatively dense sand having N value of more than 10.

Pier and pier foundation were designed by the customary method of the earthquake-proof design against the seismic coefficient of 0.2, and no severe damage was done to other piers except pier I. The cause of the rotation of pier I may be explained by the strong lateral earth pressure due to the large ground displacement like landslide and the liquefaction of the loose sand.

No severe damage was done to tunnels all along the railway lines, except a few tunnels of unfavorable geological condition. Relations between the deformation of lining due to earthquake and the geological condition are investigated for 2 damaged tunnels and 2 undamaged tunnels of Uetsu line. All of them had been constructed with a thicker lining and an inverted arch owing to the unfavorable geological condition.

Tunnels of unfavorable geological condition as the Nezugaseki and the Terasaka tunnels, even with smaller overburden, suffered more damage, namely many long cracks developed longitudinally in their

arch crown of lining.

It is recognized that these cracks had already been made during construction and were enlarged by the earthquake.

At the surface of a slope above the Terasaka tunnel, which indicates a landslide topography, several cracks occurred immediately after the earthquake, but the subsequent displacement could not be recognized by measurement. However, the measurement of a load cell installed at the foot of rail centre shows that the load on the centre though lining acts intermittently.

Analysis of the deformation of lining due to earthquake could not be advanced, unless the mechanism of that due to the earth pressure would be made clear.

まえがき

この報告書は国立防災科学技術センターの依頼による“新潟地震防災総合研究における橋りょうおよび道に関する調査研究”の報告書の概要である。

被害のいちじるしかった越後線信濃川橋りょう、羽越線鼠ヶ関ずい道、同寺坂ずい道について、主として土

質、地質の面から調査解析をおこない、震害の原因を究明し、今後の設計、施工の指針をのべたものである。

調査結果の解析、とりまとめは第1編鉄道橋は池田俊雄が、第2編ずい道は高橋彦治が担当し、全編の調整を山田剛二が行なった。

第1編 鉄道橋の震害

池田俊雄*

1. 震害を受けた信濃川橋りょうの概要

新潟地震による鉄道橋りょうの被害は越後線信濃川橋りょうほかは重大なものはなく、大部分は軽微なものであった。

信濃川橋りょうは昭和14年に建設され、上路プレートガーター(19.2 m×2, 22.3 m×13)よりなる延長336.8 mの橋りょうである。基礎は径4.5 m中空中埋砂方式の無筋コンクリート井筒で、河水中にある2~13Pは井筒長18 mである。井筒長は、地盤の砂の内部摩擦角を30°とし、水平震度 $K_h=0.2$ として物部式により所要根入長9 mを算出し、これに最大洗掘深度9 mを加えて設計根入長としたものである。1Pと14Pの位置はもとは信濃川の河川敷内であるが、完成後は埋立地となるので洗掘はなく井筒長は10 mとなっている。

2. 信濃川橋りょうの震害状況

被害は左岸の1A(アバット)と1P(ピア)が著しく、他のピアは被害が少ない。

1Aは、前方に約50 cmすべり出し、約3°後傾した。この結果バラベットは第一桁の下フランジと接触し、橋台裏の盛土は約2 m陥没した。翼壁も亀裂変位を生じ

た。

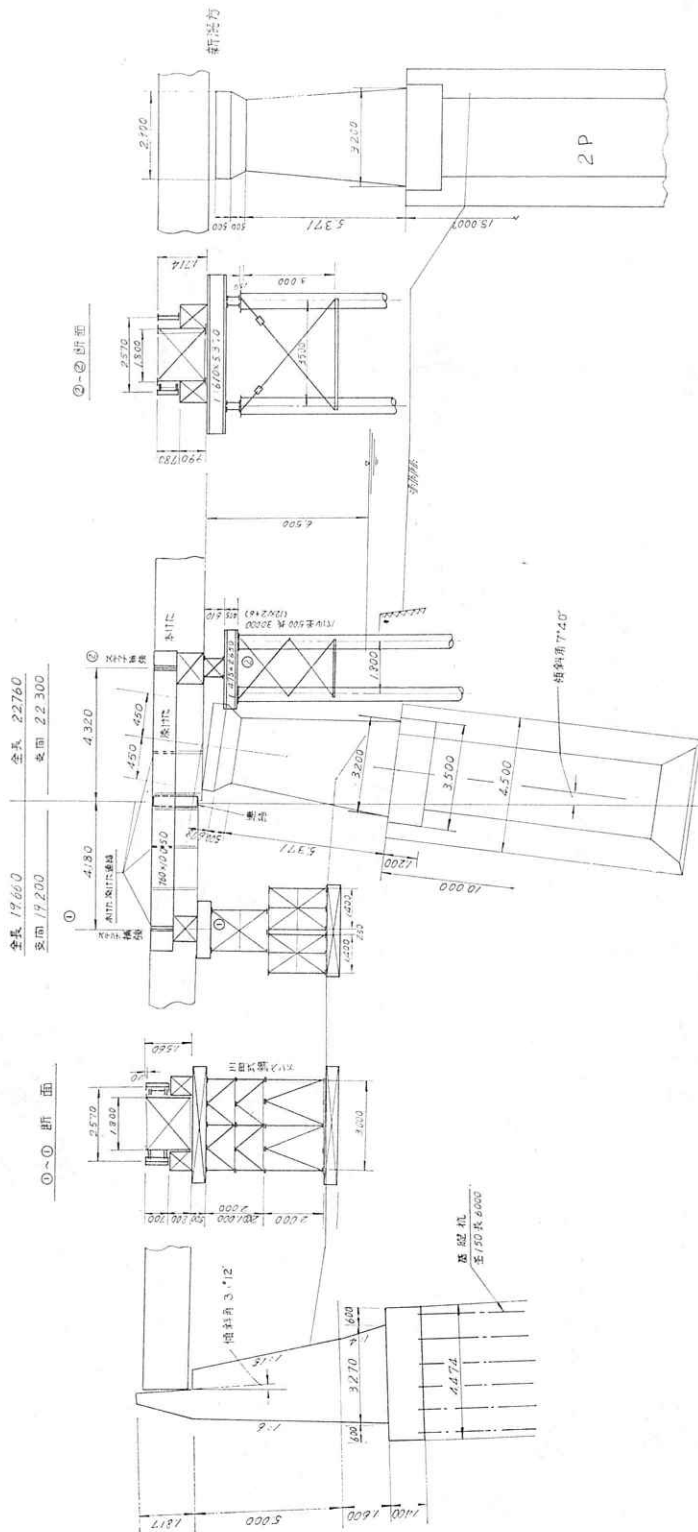
1Pは河心方に約7°40'傾斜し、天端の移動量は線路方に約1.8 m、上流方に約0.5 mである。(写真—1, 2)

1Pの傾斜にかかわらず第一桁が落ちなかったのは、第



写真—1 越後線信濃川橋梁1号ピアの傾斜
Titling of pier No. 1, Shinanogawa Bridge.

* 日本国有鉄道構造物設計事務所



図一 1号橋脚及び橋脚の傾斜と応急復旧図
 Titling of pier No. 1 and abutment and their repair works.

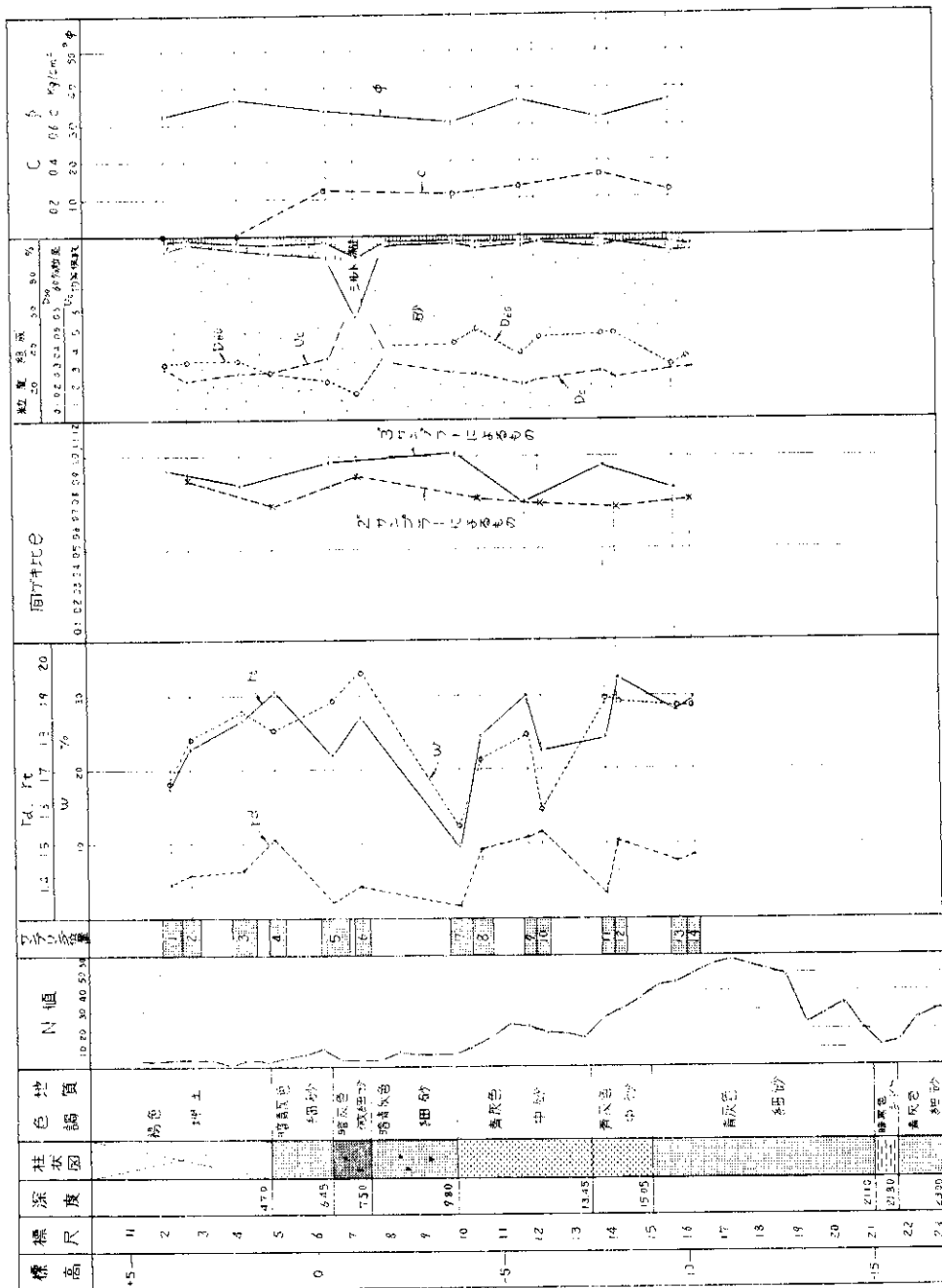


図-2 土質試験結果一覧表 (U-1)
Results of soil test.

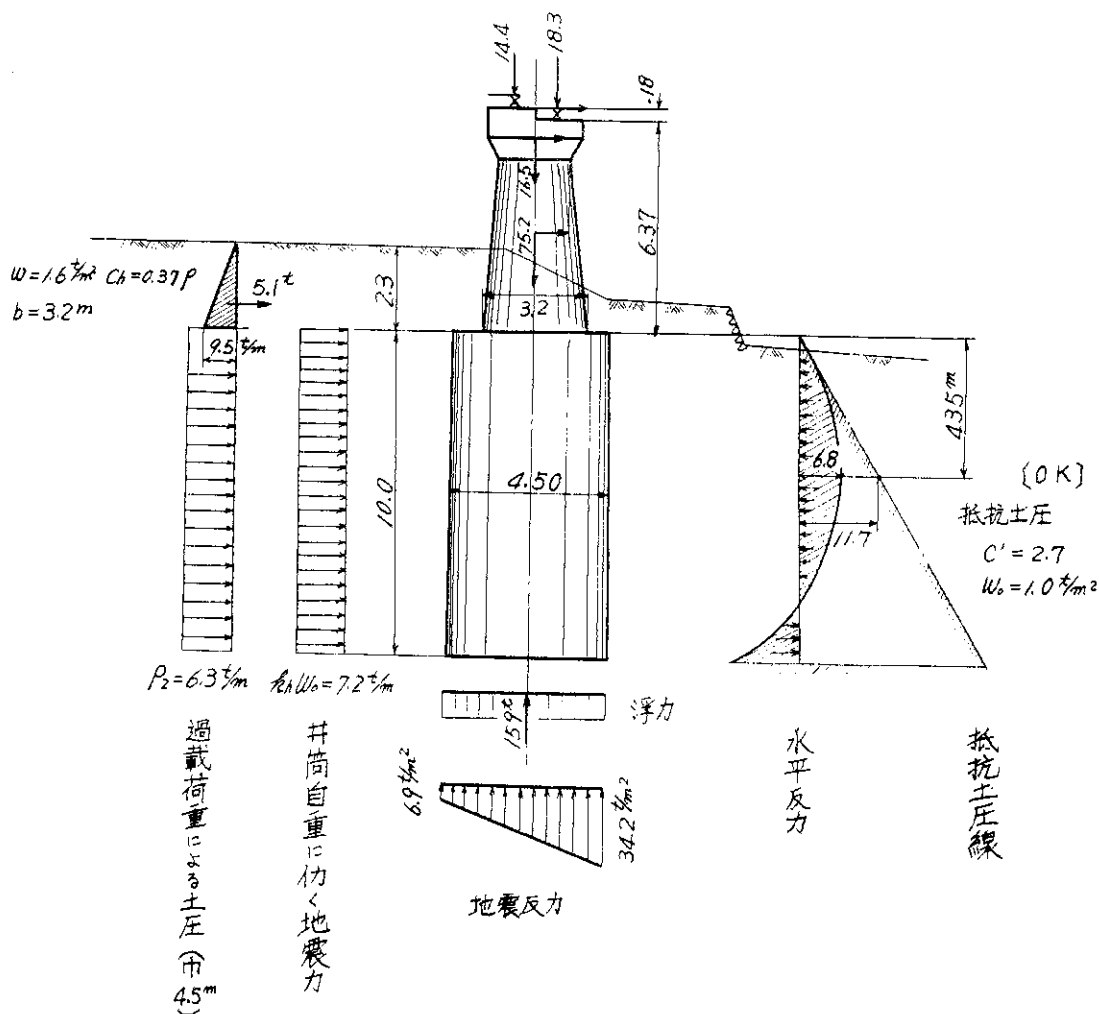


図-3 1号橋脚の耐震検討，地震震度 0.2g の場合
 Analysis of stability of pier No. 1 against earthquake force in the case of earthquake coefficient of 0.2g.

一桁のドフランジが第二桁の腹部に食込んだのと，桁下にガス管2本が通っていたため連続桁様になったためである。1Pの基礎を根掘して調べた結果，躯体と井筒の接合部にはヒビレが認められず，1Pは井筒下端付近を回転中心として一体となって傾斜したものであることが判明した（図-1）。

他のピアの移動量は河心付近が最も大きく，川上方に10~25cm程度である。線路方向への移動は極めて少ない。沈下量は左岸方が大きく，1A 47cm，1~5Pは16

~12cmで，右岸方にはほぼ直線的に減少している。

3. 復旧工事

1P部分のステーキングによる仮受けと，桁の整正，軌道直しの応急復旧工事は7月10日までに完成し，11日より開通した。

1Pの本復旧工事は種々検討の結果，傾斜した井筒はそのまま放棄し，その周囲に径1m，長さ24m場所打杭6本で支持する方法が採用された。設計条件として地盤の内部摩擦角 30° ，水平震度0.2，地盤反力係数 $1\text{kg}/\text{cm}^2$



写真-2 信濃川橋梁 1A, 1P 付近川岸の移動と地表面のクラック状況

Displacement and cracks of river bank between pier No. 1 and abutment No. 1.

とし、KS-18 荷重によっている。基礎工事はリバースサーキュレーション工法により施工され、ピア躯体は旧躯体を取りこわし新しい躯体を建造して12月28日完成した。

他のピアは躯体頭部の鉄筋コンクリート巻による補強と桁座の補強が行なわれた。

4. 地盤調査結果

国立防災科学技術センターよりの委託費および国鉄新潟支社調査費により、信濃川橋りょう 1A, および 1P 付近において、深さ25.5mの標準貫入試験ボーリング3本と、深さ16.5mの不攪乱試料採取ボーリングおよび土質試験が行なわれた。調査試験結果は図-2に示す。一面せん断試験により得られた中砂層と細砂層の限界間げき比は表-1のとおりである。

表-1 限界間げき比試験結果

垂直荷重 kg/cm ²	限界間げき比	
	中砂層	細砂層
0.103	0.995	0.894
0.413	0.920	0.788
0.826	0.836	0.687
1.239	0.769	0.600

これらの試験値から得られる各土かぶり荷重に対応する限界間げき比と、実際の砂層の測定された間げき比を比較すると、上部の約10m程度までの細砂を主とする層は、ほぼ限界間げき比以下のゆる詰の状態、10m以深の中砂層および細砂層は限界間げき比より幾分密な状態にあることが認められる。

5. 耐震計算法による検討

傾斜した 1P (井筒長 10 m), およびほぼ完全な他のピア (井筒長 18 m) について従来行なわれてきた耐震計算法によって検討を行なった。

1P については背面土による土圧と、背面土過剰荷重による土圧を考え、地震時の主動土圧係数は常時の内部摩擦角 ϕ より $\tan^{-1}K$ を引いた地震時内部摩擦角 ϕ' およびその 1/2 をコンクリートと土の摩擦角 δ' とし、クーロン公式により算定した。井筒の安定計算は池原、横山式により、抵抗土圧は上述の内部摩擦角 ϕ' とコンクリートとの摩擦角 δ' を用い、国鉄土木構造物設計基準によって計算した (図-3)。

以上の計算仮定により 0.2g および 0.3g の水平震度について検討した結果、1P については 0.2g に対しては内部摩擦角25.5° (常時の値) 以上、0.3g に対しては35°以上であれば安定となり、実際の砂の内部摩擦角 30~35° (平均33.5°) に比較すると、計算上においては 0.2g では安定、0.3g では不安定となる (図-4)。

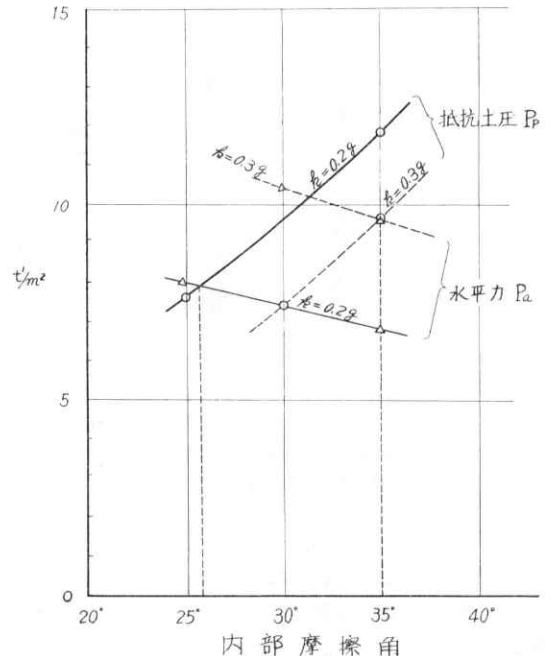


図-4 1号橋脚の安定条件
Stability condition of pier No. 1.

同様な計算を 2P について行なったところ、0.2g に対しては内部摩擦角 15°以上、0.3g に対しては 27°以上であれば安定となり、計算上からも 2~13P は安定であ

ったことになる。

6. 問題点の考察

従来慣用的に用いられている耐震計算法、すなわち基礎を含む構造物躯体に水平震度を乗じ、これに対し基礎周辺部分の土が抵抗するという考え方にもとづいた設計法によれば、1Pは少なくとも0.2gの震度に対し安定でなければならない。しかし1Pが傾斜したのは、この耐震計算で仮定した条件とは異なった力が井筒に加えられたためと思われる。

地盤調査で明らかになった表層部のゆる詰砂（主に埋

立土）の部分が、地すべりの河心方向に移動し、この移動に1Pが抗したため、1Pの井筒上部には計算で用いた主動土圧よりむしろ受動土圧的な、かなり大きい土圧が作用し、この力に抗し切れずに傾斜したものと推定される。

したがって、地盤の方から井筒を押すような現象が生じうるような地盤と構造物の条件、およびそれに対する設計、計算法についての検討、研究が今後必要であると考えられる。

第2編 鉄道トンネルの震害

高橋彦治*・飯塚全*

1. 調査トンネルの選定

震害トンネルとして鼠ヶ関トンネルおよび寺坂トンネル、無震害トンネルとして中浜トンネルおよび早田トンネルを選んだ。その選定の理由は、それほど明確でないが、変状が顕著であって、地形、地質との関係がわかり易いことを旨とした。

2. 震害の状況と応急工事

(1) 鼠ヶ関トンネル

新津方坑門付近の亀裂は、こう頂付近両側、右側アーチおよび左側壁部に開いたものが著しく、こう頂のものは上方に延びて坑門壁の山側に水平に追跡される。ただし、亀裂面は新鮮でない。この変状は山側（右）から海側に向う偏圧によるものである。内部ではこう頂に沿う



写真1 鼠ヶ関トンネル坑口壁の亀裂状況
Cracks of portal, Nezugaseki Tunnel.

て覆工材がはく離した跡が白線となって約20m間追跡される。亀裂付近の覆工材の風化は著しい。

(2) 寺坂トンネル

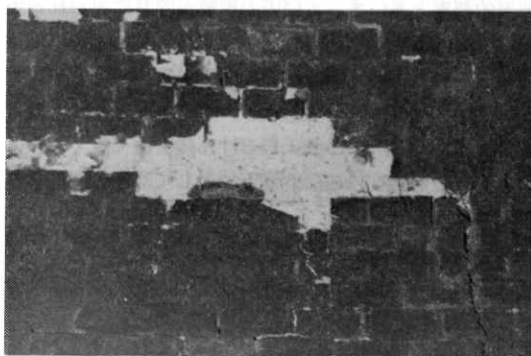


写真2 寺坂トンネルクラウンのコンクリート塊の剥落
Damage to concrete block at crown of lining, Terasaka Tunnel.

こう頂に沿うて覆工材のはく離した跡の白線が、同様に約30m間認められた。この区間の山側側壁下部がはらみ出し、道床が盛り上っている。トンネル上部の地表に、主としてトンネル横断方向の亀裂が認められた。他に多くの毛状亀裂が認められたが、その破面は新鮮でない。その付近の覆工材は風化している。

(3) 応急工事

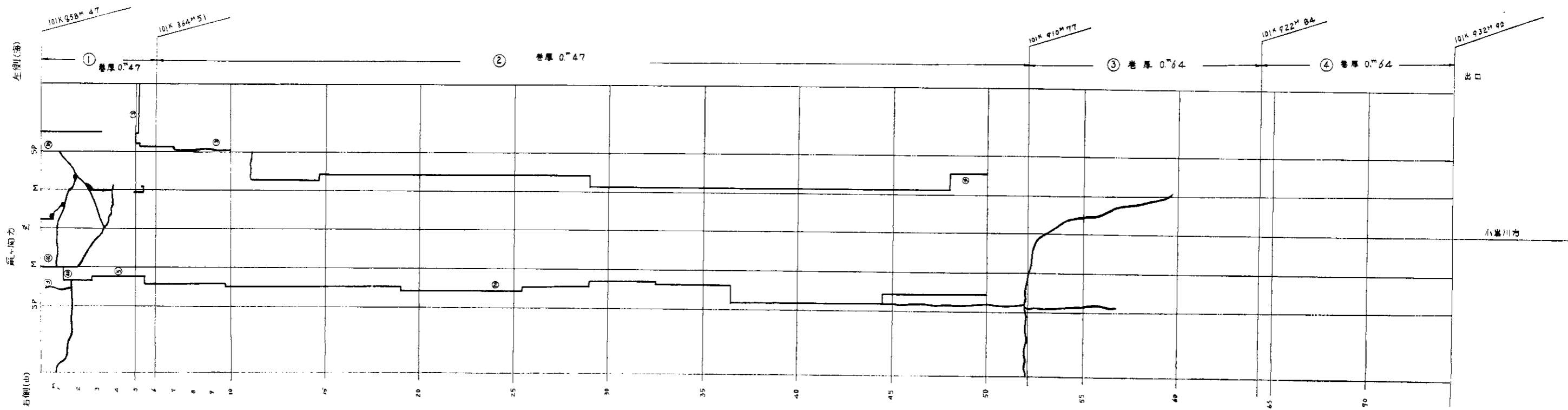
覆工材のはく離した区間および道床の盛り上った区間

* 鉄道技術研究所地質研究室

図-1 鼠ヶ関すい道亀裂展開図

鼠ヶ関～小岩川 自 101 K 858 M 47 $l = 74 M 43$
 至 101 K 932 M 90 $R = 400$
 $C = 76 m/m$

鼠ヶ関～小岩川 自 101 K 858 M 47 $l = 74 M 43$
 至 101 K 932 M 90 $R = 400$
 $C = 76 m/m$



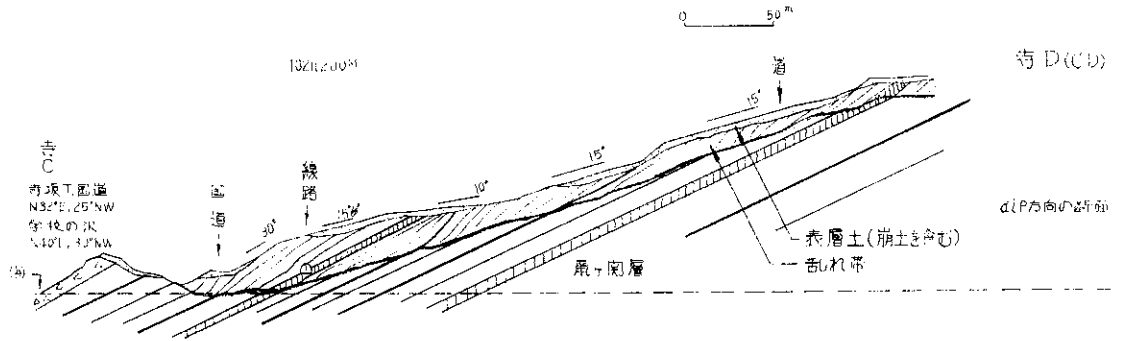
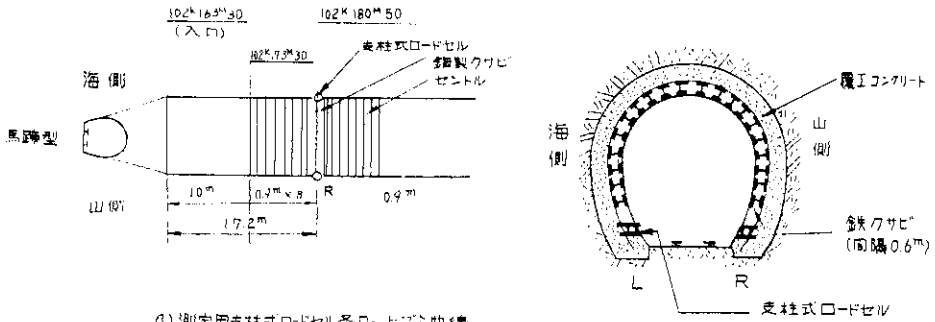


図-5 寺坂トンネル付近断面図(C-D)
Geological cross section (C-D) of Terasaka Tunnel and its vicinity.

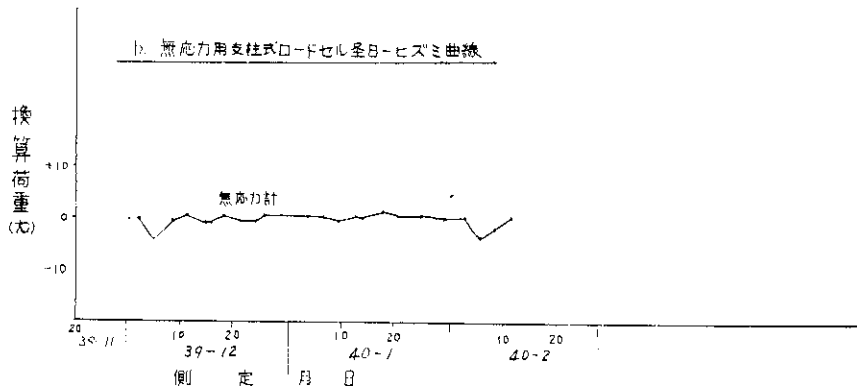
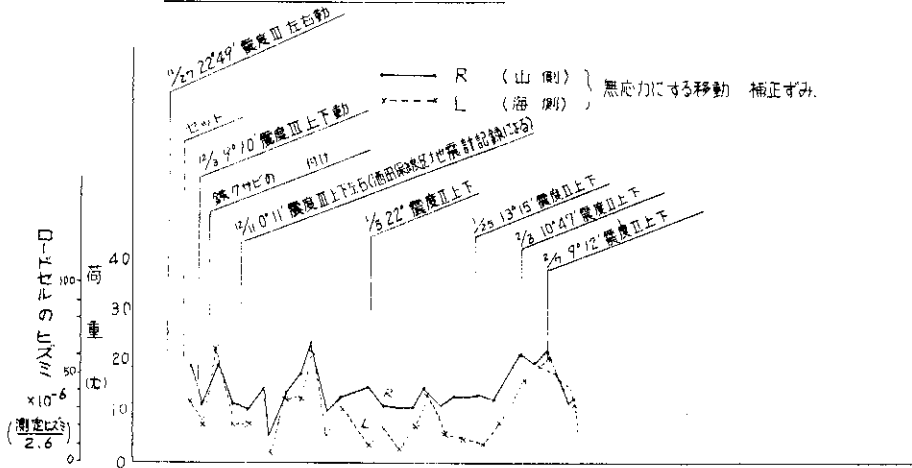
表-2 岩石の物理的性質
Physical properties of solid rocks.

試料名	岩石名	比重		吸水率 %	有効間隙率 %	圧縮強度 kg/cm ²	引張強度 kg/cm ²	1/P m/s
		強 乾	強 湿					
A	粗粒玄武岩	2.52 (2.51 2.53)	2.64 (2.63 2.65)	4.57 (4.66 4.48)	11.5 (11.7 11.36)	570 (570 570)	14 (14)	4175 (4540 3810)
B	泥 岩	2.05 (2.05 2.06)	2.28 (2.28 2.28)	10.9 (11.0 10.8)	22.4 (22.6 22.3)	550 (570 530)	42 (42)	2690 (2660 2720)
C	"	1.80 (1.78 1.83)	2.11 (2.1 2.12)	16.8 (17.6 16.15)	30.0 (31.4 28.6)	280 (280)	14 (14)	2610 (2480 2750)
D	"	2.14 (2.14)	2.36 (2.36)	10.2 (10.2)	21.8 (21.8)	250 (250)	17 (17)	2680 (2800 2570)
F	"	2.04 (2.03 2.06)	2.25 (2.12 20.4)	10.21 (10.44 9.9)	20.8 (21.2 20.4)	590 (590)	45 (45)	3610 (3460 3770)

- 備考 1. 供試体は試料別の岩塊より φ 25mm のコアボーリングによるものを用いた。
 2. 表示の試験成績は2ヶに対する平均値を示す。() はそれぞれの数値を示す。
 3. 比重・吸水・間隙率に対する供試体と強度試験に用いた供試体は同一岩塊より採取のものであるが岩塊そのものに局部的に風化、固結度を異にする部分を含む。
 4. 比重、吸水、間隙率の表示式は次により算出した。
 強制乾燥状態の比重 = $W_1 / (W_2 - W_3)$
 強制湿潤状態の比重 = $W_2 / (W_2 - W_3)$
 有効間隙率 = $100(W_2 - W_1) / (W_2 - W_3)$
 吸水率 = $100 \times (W_2 - W_1) / W$
 但 W_1 …強制乾燥状態の空中重量
 W_2 …強制湿潤状態の空中重量
 W_3 …強制湿潤状態の水中重量
 5. 圧縮、引張、速度は気乾試料によった。
 6. 引張試験は当所試作の装置(試料の両端をつかみ装置を上下に圧縮することにより試料は引張作用となるもの)を用い20t油圧試験機によって試験した。



d) 測定用支柱式ロードセル全日一ヒズミ曲線



注 指示計：共和電氣SMS8AT
 支柱式ロードセル：坂田電機製 ($f=13.4 \frac{kg}{10^6}$)
 鉄クサビ：坂田電機 ターンバックル式
 無応力計：不明要素に基づく零点の移動をキリツとする目的に使用するもの。
 で測定用と同一のものと同位置に無荷重状態で放置しておく。
 これにより測定用の測定値に対する(クリア)を強く補正を行う。

図-6 寺坂トンネル補強センター基礎反力測定曲線
 Load on the protective support acting through deformed lining, Terasaka Tunnel.

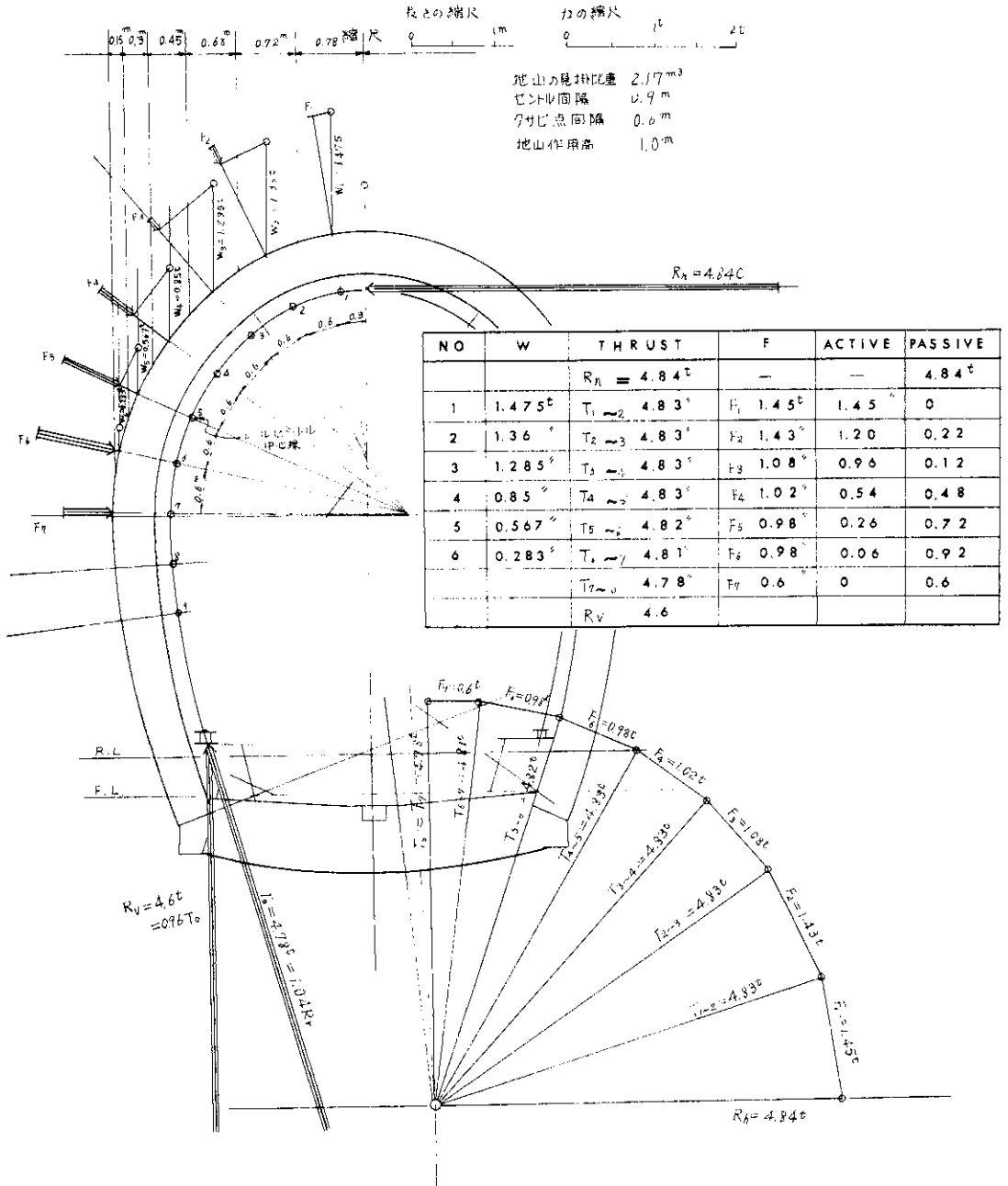


図-7 寺坂トンネル G 型標準断面による荷重解析 (地山作用高 1 m に対するもの)
 Load analysis of protective support planted in G-type lining corresponding to rock load
 Hp=1M, Terasaka Tunnel.

表—3 岩石の化学成分と粘土鉱物
Chemical components and clay minerals of solid rocks.

試料番号	場 所	X 線 分 析 結 果			
		化 学 成 分		粘 土 鉱 物	
No. 1	寺坂入口 No. 2 8.7m	SiO ₂ (多)	CaCO ₃ (中)	長石(少)	混合層粘土*
No. 2	" 17.7	SiO ₂ (中)	長石(少)	モンモリロナイトを中心とする混合粘土鉱物**	
No. 3	" No. 3 38.2	SiO ₂ (多)	CaCO ₃ (中)	長石(中)	モンモリロナイト
No. 4	寺坂出口 No. 3 22.7	SiO ₂ (極多)	CaCO ₃ (少)	長石(少)	モンモリロナイト
No. 5	" 28.4~28.65	SiO ₂ (多)	CaCO ₃ (少)	"	"
No. 6	風ヶ関出口 No. 3 40.5	CaCO ₃ (多)	SiO ₂ (中)	長石(少)	モンモリロナイト(多)

注 * 二種以上の粘土鉱物の混合層と思われるピークがある（進んで此の粘土鉱物を調べるには進んだ研究を必要とする）。

** *と同様混合層ピークが現れているが、モンモリロナイトのピークに近いのが主要ピークなのでモンモリロナイトを主とする粘土鉱物の混合層と思われる。
化学試験研究室 吉田, 小橋, 中井

認められない。トンネルはこの上部の擾乱帯を貫いているように判断される。

(2) 岩石の物理的性質と粘土鉱物

粗粒玄武岩および鼠ヶ関層の泥岩の物理的性質は表2のように示される。岩石片の強度は偏圧に対しても十分大きいので、トンネルの変状は、粘土混りの破碎質岩層に素因があると考えられる。泥岩のドロミテックな部分には、多量の炭酸カルシウムとモンモリロナイトが含まれている（表—3）。

(3) 寺坂トンネル上部の地すべり

寺坂トンネル上部の地表に生じた亀裂付近で伸縮計を用いて地表の水平変位を測定したが、その動きは認められなかった。またボーリング孔に挿入した測桿に現われた垂直変位は誤差範囲の程度である。

(4) 覆工に作用する荷重

補強用セントルの基礎にセットされた支柱式ロードセルにより、セントルの基礎反力を測定して、これより覆工に作用する荷重を推定した。ロードセルのセットに際して与えた反力は、一時、減衰を示したので、その後の指示値は荷重を示すものと判断される（図—6）。

それによれば、12月25日頃の荷重は $2R = R_{VL} + R_{VR} = 2.3t + 2.4t = 4.7t$ を示し、これが覆工延長0.9mあたりの覆工に作用する外力を示すものと考えられる。測定断面には鋼製クサビを用いてあるので、セントル上の荷重分布が解析できる（図—7）。

5. 地震とトンネルの変状

今回の調査結果によれば、新潟地震(M=7.5)のトンネルに対する影響は、地質条件が不良のために、すべて

に変状が生じていた覆工に対してその変状を拡大するように作用したと判断される。その現われは、たとえば寺坂トンネルの場合、側壁のはらみ出しと覆工材のはく離、それにとまうトンネル上部の地表亀裂である。地表の亀裂が示す破壊とトンネルの変状、とくに側壁の押しだしとの間には直接の関係がないようである。

中浜トンネルの出口には崖崩または崩土があり、支持力が不足するが、杭打基礎が施工されていて、坑門付近に多い沈下または変状が認められなかったことは注目値する。

6. 今後の課題

強圧が作用し、覆工の設計強度が不足するところでは、地震とは無関係に、トンネルの変状は何処にでも生じうるものであり、本来、地質的または地形的要素の中に素因がある。覆工の断面形状、施工方法の違いなど人為的あるいは二次的な要素が関連して、これを助長する。地震の影響は、この種の欠陥を刺戟するだけではなく、今回の調査結果によれば、地震前、かつて変状していたトンネルにのみ被害が認められたということである。

トンネルに対する地震の影響というテーマの下に一般性のある研究が行なわれた事例は極めて少い。弾性論的な取り扱いもあるが、地形、地質の条件を考慮した岩盤力学の分野の協力が必要であると考えている。しかし、その前に、トンネルの変状機構を明らかにすることが必要である。すなわち、地形および地質条件と設計、施工上の条件との関係、更に条件の変化した場合の影響を追求しておかなければならない。