

1. 国鉄の被害

新潟地震による国鉄の被害は新潟を中心に越後線、羽越本線、白新線、信越本線、米坂線など十数線区に及んだが、特に新潟市内の信濃川沿いの地域に被害が集中し、これに次いで羽越本線、越後線なども被害が大きく、又路盤亀裂や軌道狂いなどの軽微なものは被害全線区に及んだ。これらの被害のうち主なものはつぎの通りである。

a. 駅関係：新潟駅構内は広い範囲にわたって流砂現象を生じた。砂の流出孔はある程度規則的に生じ、建物やホームなどの建造物の基礎の周辺とか、構内を斜に横切る埋設管などには沿って多く見られた。そのためにホームは波状に沈下し、車庫や事務室などの建屋は沈下傾斜を生じ、線路は流出砂で数十厘の厚さに覆われた。しかし駅正面の建屋は6階建の支社が若干前方に傾斜したが、4階建の駅本屋はほとんど被害がなく、又地下道は伸縮接目が開いて銅板が破損し、水と砂が流入しただけで本体は異状がなかったが、これらは後に述べるような事前の配慮があつたためである。なお新潟駅入口の笹口跨線橋の合成桁が落下し、列車の出入を妨げたのは、復旧上の大きい障害となつた。

又越後線白山駅は壊滅的な破壊を受け、ホーム並びに上屋は完全に倒壊し、地下道は水と砂の噴出で床コンクリートが中央で折れて2 mも持ち上り、使用不能となつた。

b. 路盤：新潟周辺は盛土材料が砂であるため、到る処に路盤亀裂を生じたほか、高築堤は甚だしい被害を受けた。特に越後線関屋—白山—新潟間は被害が大きく、平均5～6 mの築堤が約3 m陥没したが、残つた両側の土羽はほぼ原位置のままと言う変つた破壊の状況を示した。又この区間では橋台裏盛土の陥没が多く見られ、線路が梯子状に浮上る被害を生じた。

羽越本線に生じた切取の崩壊は列車の開通を著しく遅らせた。勝木—鼠ヶ間間八幡山ずい道出口の両切取の山側土留並びにそれに続く斜面が延長40 mにわたって崩壊したのがそれであつて、風化頁岩のために降雨の度に崩壊が続いたので、崩土のみならず地山の風化部分を大量に切取つて斜面を安定させた。

このほか羽越本線出戸—西目間では高さ7 mの高築堤が長さ150 mにわたって流動すべりを生じ、流出土の末端は線路中心より115 mの遠方にまで達した珍しい事例がある。

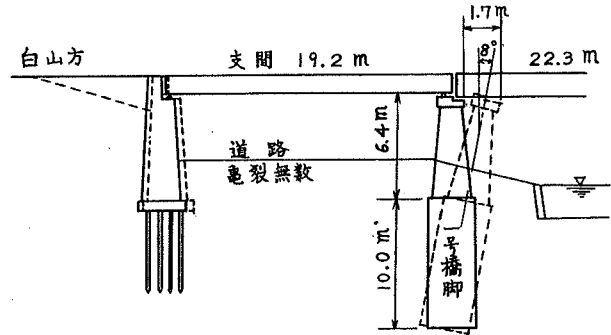
又新潟市内にある臨港各線は元来地盤沈下のために海水面以下の処が多かつたが、地震による防潮堤の陥没によつて甚だしく冠水したのみならず、流木や船舶の流入で使用不能となつた。又復旧に当つては鉄道の配線を無視して締切工が実施されたため、復旧の見通しが極めて困難となつた。

c. 橋梁：橋桁の被害はほとんどなかったが、橋台の滑動傾斜、袖石垣の破損のために復旧を要するものが多く生じた。越後線2新町架道橋はアーチ型の橋台に亀裂を生じ、寺前架道橋は両側の橋台が前方へ約15 cm滑動した上後に傾斜し、両袖石垣も倒壊した。

オ2白山架道橋も同様の被害を生じ、又架道橋下の道路舗装の中央がふくれ上った。

同じく越後線信濃川橋梁では白山方オ1号橋脚が流心側へ約8°傾斜したため省が外れ、桁の継目が宙ぶらりとなったが、ガス管2本が通っていたのとレールによつて桁の落下はまぬがれた。橋脚頭部の省座の移動量は

約1.7mである。この橋脚の附近は昭和15年の建設の頃約3mの水深があつたが、埋立予定地であつたので中心橋脚はウエルの長さ18mに対してオ1号橋脚のウエルは10mとした。ただし橋脚とウエルとの継目に14kg/mレールを8本づつ2段に入れてあつたので、継目で折れずに橋脚とウエルと一体となつて傾斜したことが壺堀による調査で確認された。



オ1図 越後線信濃川橋梁
オ1号橋脚の変状

この橋脚が傾いたのは周囲の地盤の亀裂から見て、埋立土が川側へ動いたためであると考えられる。

d. すい道：ヘアクラックの発生したすい道は各線に見られるが、特に被害の大きかったのは羽越本線鼠ヶ関すい道および寺坂すい道であつて、坑口附近に新しい亀裂をかなり生じたほか、クラウンに沿つて剥落があつた。いずれもすい道上方の地表面に亀裂があつて地すべり地形をなして居り、従来から変状のあつた所が今回大きく被害をうけたものである。

2. 流砂に関係ある2つの事例

新潟地震の特徴の1つに大規模な流砂現象があげられる。その事例をあげれば限りがないが、ここでは流砂の危険を予想して対策を考えた工事と、きわめて珍しい盛土の流動すべりの2件について若干説明を加えたい。

Q. 新潟駅本屋ならびに地下道基礎工事について

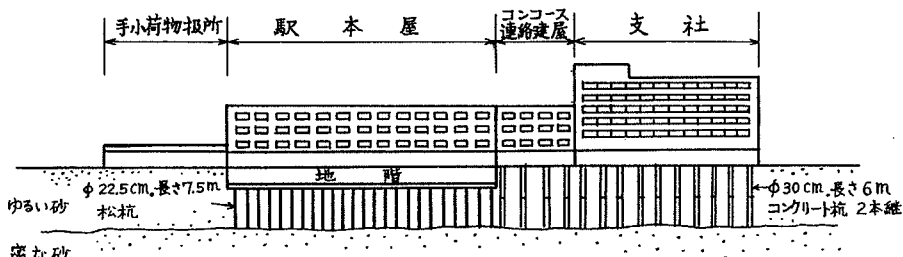
新潟附近の改良計画に伴つて駅を旧位置から現位置に移転することとなつたが、駅の機能上地下道と本屋地階を必要とするとのことで、設計施工上の問題点を明らかにするために昭和29年に基礎地盤調査を行なつた。実施したのはまず標準貫入試験で土層断面を求め、基礎底面の位置で載荷試験を行なつて地耐力ならびに沈下に関する資料を求め、揚水試験によつて地下水処理の資料を得ると同時に試堀により砂の乱さない試料を採取して所要の試験を行なつた。その結果表層12mはきわめてゆるい砂層であつて地耐力の点から見ると破壊に対しては一応十分な強度を有するが、沈下量で押えると地耐力は不足し、何等かの補強が必要とすることがわかつた。またこのゆるい砂層の間ゲキ比は0.87～0.90であり、セン断試験によつて求めた臨界間ゲキ比0.85～0.90とはほぼ一致することから流砂現象のおそれは十分あり得ると言う結論に達した。それで基礎底面から-12mの支持層までのゆるい砂層を締固めると共に、建物荷重を支持層に確実に伝達するために抗基礎とすることとし、末口22.5cm、長さ7.5mの松丸太745本を打設した。杭の配置

置は明らかではないが、これは1.5 m間隔でベタ打ちとなる数量である。

地下道は荷重から言えば問題はないが、流砂の心配があるので、末口18 cm長さ7.2 mの松丸太を1.5 m間隔にベタ打ちとした。

このような配慮の下に設計施工を行なったので、地下室と杭の併用と言う有利さで、地上4階の駅本屋は今回の地震にもほとんど被害をうけなかったのである。

しかし現在正面から見た処は、駅本屋の右手に降車コンコースの上の連絡建屋と、地上6階地階なしの支社とが径30 cm、



第2図 新潟駅正面建屋

長さ6 mのコン

クリート杭2本継の基礎上に作られ、また左手には基礎杭なしの手小荷物扱室が連なっていて、これらはいずれも若干被害をうけているので、駅本屋が被害をうけたように見られるがそうではなく、本屋は健在である。

また地下道は伸縮接目の開きから見て中央部分が若干持上つたのではないと思われるが、そうであるとしてもその量は僅かで十分に使用に耐える状態である。ただ水と砂の噴出で地下道下面や周囲に空洞が出来ている心配もあるので、その調査を行って空洞があれば充填することになっている。

なお、新潟駅の流出砂の粒度は何れも有効径0.09～0.15 mm、均等係数は1.5～2.8で粒径のよくそろつた中砂ないし細砂であつて、前回の調査の際、臨界間ゲキ比の試験を行つた地表下4.5 m位までの間に存在する地盤の砂ときわめて一致するので、流出の際に粒径分離をすることなくそのまゝ出て来たものと思われる。

b. 盛土の流動すべり

羽越本線出戸ー西目間221K240M附近では高さ7 mの築堤が長さ150 mにわたつて一方向に崩壊し、流出土の末端は線路中心から115 mの遠方にまで及んだ。通常の崩壊ならばこのように広い範囲に及ぶことは考えられず、盛土の砂が地震の振動あるいは衝撃で突発的に液状化し流動したものと思われる。崩壊時の状況は流出土の末端附近で農作業をしていた農夫の話によると、築堤の中央部分が抜け出して来たと言うことで、その証拠に盛土上部は道床をのせたまま落下し、梯子状になつた軌框の直下近くにあるのを見てもうなずけることである。

この箇所は傾斜のきわめてゆるやかな谷間の平地であつて、よく締つた砂層が比較的浅い位置にあるが、谷形の下流側の中央附近はやや深くなつていて、最大3 mの厚さの泥炭層が砂層の上に存在する。地表面近くの粘性土は田を開いたときの敷粘土であると思われる。

流出土は田面をすべるように流れたと言うことで、広がった流出土の下田面は少しもいためられ居らず、稲は元のままの形で残っている。

堆積した流出土は

盛土の砂ばかりで、地盤土は流出した形跡がない。

建設当時の土取場の土、盛土で崩壊せずに残った部分の土、および流出土の粒度をしらべると、図に示すようにきわめてよく一致した曲線を示し、有効径 $0.15 \sim 0.22 \text{ mm}$ 、均等係数 $2.0 \sim 2.3$ の粒径のよくそろった中砂ないし細砂で、液状化による粒径分離はほとんどないと見られる。この盛土砂の液状化には均等粒径の中細砂であること、泥炭層のあるために盛土が沈下してその下部が水で飽和していたこと、泥炭層が地震による地盤の変位を大きくしたことなどが何れも関与していたであらうが、このように建設以来数十年間安定であつた盛土が地震のために液状化破壊を生じたのはきわめて珍しいと言えよう。

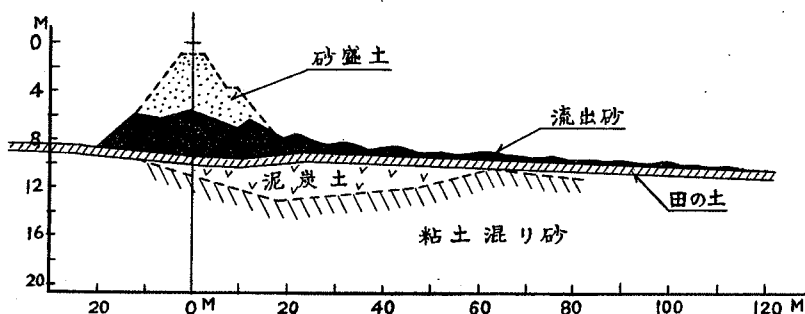
3. 流砂現象について

新潟地震以来クイックサンドあるいは流砂現象という言葉がよく使われるようになったが、これについて少し述べて見たいと思う。

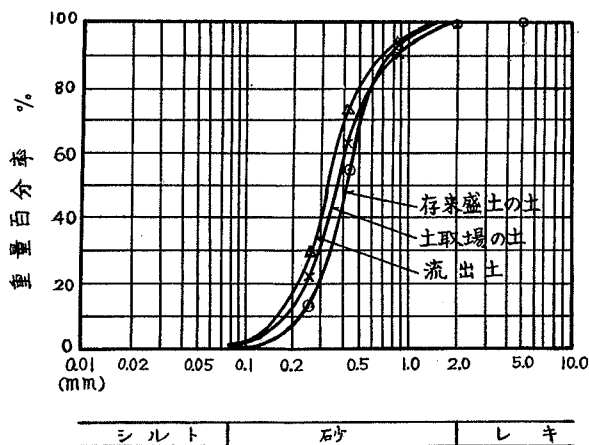
クイックサンドと言うのは元来水で飽和した不安定な砂塊であつて、それは上向き浸透水圧のためであることもあり、又浸透水圧がなくても本来不安定な砂もあるようである。

常時存在するクイックサンドとは別に人為的にクイックサンドを生じたり、あるいは又安定している砂塊が自然発生的にクイックサンドになることがある。前者は砂地盤で地下水面以下の掘削を行う場合などによく出逢うもので、上向き浸透水圧が砂の水中重量より大きくなつたときに生じるものである。後者は地震によって砂地盤が突発的に流動化する場合などであつて、砂のせん断抵抗が正常な値から0近くにまで急激に減少したために生じるもので、このような現象を突発的な液状化と言い、浸透水圧の増大が直接の原因であるクイックサンドとは通常区別して取扱つている。

流砂と言うのはクイックサンドの訳語であるが、多少異なつたニュアンスをもつていて砂を含んだ水が流出する現象そのものを指すものと思われるが、漠然とした意味で広く



オ 3 図 盛土の流動すべり断面図



オ 4 図 盛土材料の土と流出土との粒度比較

使われているようである。

水で飽和した砂が液状化する理由に O. Reynolds (1885) の言うダイレイタンスーの考え方が適用されるのではないかと最初に考えたのは K. Terzaghi (1925) であった。これは元来粒子の配列を変える際の容積膨脹を言うのであるが、ゆるい砂の場合にはセン断変形によつて容積を減少するので、砂が水で飽和している場合には間ゲキ水の流出がおくれると砂の骨組がうけている有効応力の一部又は全部が間ゲキ水に働くことになり、セン断抗が急減すると言うのである。砂の容積の増減は間ゲキの大小によるので、丁度容積増減のないときの間ゲキ比を A. Casagrande (1936) は臨界間ゲキ比と名づけ、実験によつてその存在を証明した。臨界間ゲキ比は砂の拘束力の大きさによつて変るが、地中の拘束力に対応した臨界間ゲキ比以下の間ゲキをもつた砂は安定であると彼は考えた。その後この臨界間ゲキ比は試験機の種類や試験の方法、解釈の相違などでその値が異なることがわかったが、実例についての限界値の妥当性が検討され、よく適合する (E.C.W.A. Geuze, 1941) というのもあればそうでもないものもあるらしく、Casagrande (1951) もこの限界のきめ方は危険側であったと述べたこともある。

一方砂は振動によつて粒子間の接触を失ない、その構造が破壊されるために液状になるのだと言う考え方がソビエトの研究者の間で広がり、1937 年以来多くの研究が行なわれ、臨界間ゲキ比の考え方を否定する研究者も現れたが、詳細はよくわからない。又振動によつて間ゲキ水圧が増大するのが構造破壊の直接の原因であると言う考え方から、N. N. Maslov (1957) は振動と間ゲキ水圧との関係を理論ならびに実験によつて求め、この増加間ゲキ水圧を計算にとり入れれば安定度が検討されるとした。

以上のように液状化の説明にはセン断変形によつて砂が収縮するために間ゲキ水圧が増大すると言うのと、振動によつて間ゲキ水圧が増大するために構造が破壊されると言うのと正面から対立した形であるが、これをどのように考えればよいだろうか。

地震の際に流砂現象が起きると言われているが、文献によるとずい道内や基礎根堀の際の砂の流出とか運河や海岸の斜面の流動すべりが多く、地震に関するものはほとんどない。したがつて今までの資料では地震の場合の液状化の限界としての臨界間ゲキ比のもつ意義はきわめて小さいが、今回の災害はこの盲点を埋める重要な資料を提供したものと言えるわけで、新潟駅の地盤調査から臨界間ゲキ比以下の砂は大丈夫とは言えなくても、それ以上の砂は危険であると言つてもよいのではないだろうか。

一方振動によつて間ゲキ水圧が増大することは液状化の機構を解明する有力な手掛りとなることは確かであるが、急激な地盤破壊を生じる前にどの程度実際に間ゲキ水圧が増大したか実証がないし、又間ゲキ水圧の増大だけがきめ手ならば重い荷重の下程安定な筈であるが、事実は逆である。おそらくは間ゲキ水圧の増大と砂の骨組の収縮とがいづれも関係していると考えるのが妥当ではないだろうか。

そして決め手としては砂地盤の動的性質がもう少し明らかになるまでは臨界間ゲキ比で一応の検討をするとか、今回災害の多かった地域の N 値を参考にしてきめるとかで間に合せておくほかはないと思われる。