

地震応答解析による1964年新潟地震の際の昭和大橋落橋被害への地盤の影響に関する研究

那須 誠¹

¹フェロー会員 博士(工学) 前・前橋工科大学教授(〒359-0021 埼玉県所沢市東所沢2-34-8)

1. まえがき

これまでに、橋梁や盛土、建物等の構造物の地震被害は地盤条件の不連続点で多いことを明らかにするとともに、それらの地盤・構造物において実施した常時微動測定や地震応答解析等の結果を本シンポジウム等で既に発表してきている^{1),2)}。今回は、1964年新潟地震によって落橋被害が発生した昭和大橋の地震応答解析を特に地盤に焦点を当てて行った結果を発表する。この昭和大橋は砂丘と河成層の境界部に作られていて被害を受け、杭の湾曲状態から地震時に河成層がその湾曲方向に流動したことなどが推定されているし、桁の落下は河成層内の軟弱粘性土層や腐植土層の存在範囲だけで発生している³⁾⁻⁶⁾。被害をもたらしたそのような地震時の地盤の動きに対する地盤構造の影響等をFEMによる地震応答解析によって調べた。

また、図-2の河床変化図^{3),10)}によると、この河床は洪水等によって変動しやすいこと、橋脚P₂~P₇の落橋範囲^{10),11)}が河床は傾斜するとともに昭和37年と昭和39年地震後の間の河床変化量の大きい範囲とほぼ一致することが分かる^{3),6)}。

昭和大橋の地盤は図-3³⁾に示すように主として砂質土からなる^{10),11)}。パイルベント橋梁、杭基礎は埋没砂丘面が深くその上にある河成砂層(U_m~U_s層)が厚

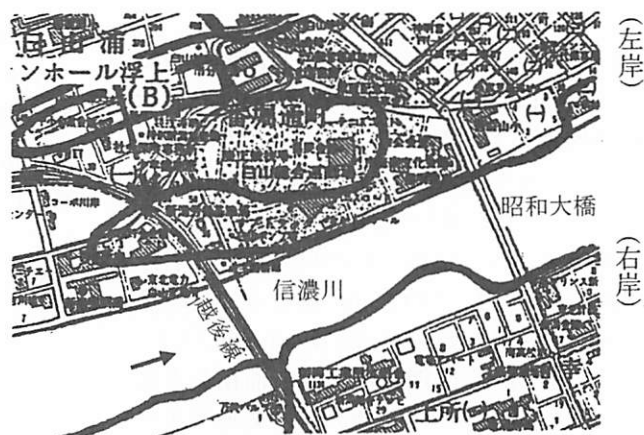


図-1 昭和大橋付近の新旧地形(文献8),9)を集成)

2. 昭和大橋の地震被害状況と地盤状態及び被害機構の考察

(1) 被害状況と地盤状態⁴⁾

図-1に最近の地図⁸⁾に昭和22年のほぼ自然状態を示す旧版地形図⁹⁾から写した信濃川の旧河道が太実線で示されており、これを見ると昭和大橋は川幅が急に広がった位置に設置されている。

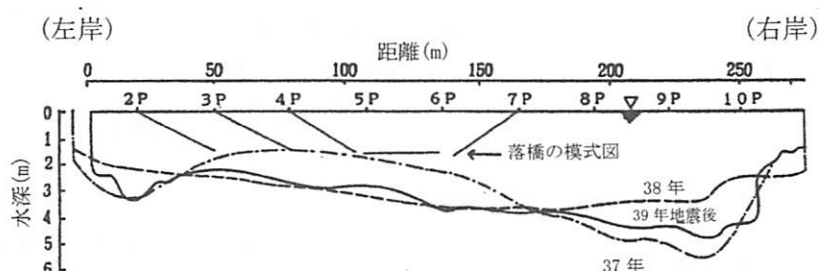


図-2 信濃川の昭和大橋付近の河床変化図^{3),10)}

い所(左岸～河心部, 左岸橋台 A_L ～橋脚 P_9 間)と, 埋没砂丘面が浅くその上にある河成砂層 (U_m 層) が薄い所(右岸側, 橋脚 P_{10} ～右岸橋台 A_R 間)に跨がっており, 異種支持地盤状態にある。厚い方の河成砂層の底面は右岸側に傾斜しており, そのため河道の最も深い所が右岸側にある。また, この橋梁は前者の河成砂層内の A, B, C 点付近の極軟弱な比較的薄い粘土層 (A 点) と腐植土層 (C 点) 等の有る部分と無い部分の境界部にあつて両部分に跨る異種支持地盤状態にあること, しかもその極軟弱土層のある方で落橋が生じていること, 落橋範囲はこれらの極軟弱土層の存在範囲とほぼ一致することも同図から推定される^{3), 5)}。

また, 同図に示すように橋脚 P_4 の鋼管杭は右岸側へ湾曲して永久変形し, さらに橋脚の柱頭変位量^{10), 11)}は左岸橋台 A_L と橋脚 $P_1 \sim P_4$ では右岸側 (+側) への変位が右岸側へ行く程大きくなる傾向を示し (最大で約 +400mm), それは河成砂層内の極軟弱土層がある方へ大きくなっている。橋脚 P_7 ではそれと逆に左岸側への約 100mm の変位を示し, $P_8 \sim P_{11}$ と右岸橋台 A_R ではほぼ 0 である。このように落橋範囲内の橋脚と杭のほとんどが右岸側に変位, 傾斜しており, その方向は極軟弱土層を途中に挟み込む厚い河成砂層の底面の傾斜方向と同じである⁵⁾。また, 橋脚 P_4 の鋼管杭には断面積急変箇所付近で局部座屈が発生し¹⁰⁾, 他の杭に変形が生じた所の地盤には腐植土層等が存在する³⁾。

地盤条件のよい右岸側の橋台 A_R は変状していないが, 地盤条件の悪い方にある左岸側の橋台 A_L は河心側 (右岸側) に押し出されて傾斜するとともに, 橋台前面の護岸が河心方向へ 2～3m 押し出されて取り付け道路盛土の沈下が 1.2～1.5m 生じた¹⁰⁾。文献 10) によればここでこのように大きな災害を起こした原因として, 左岸橋台を中心にして生じたとみられる地這りがあげられている。

(2) 被害機構の考察

以上に述べた左岸側橋脚の河心側への移動は, 橋脚 $P_3 \sim P_5$ 間の極軟弱粘性土層や腐植土層の存在範囲でその極軟弱粘性土層や腐植土層を這り面としてそ

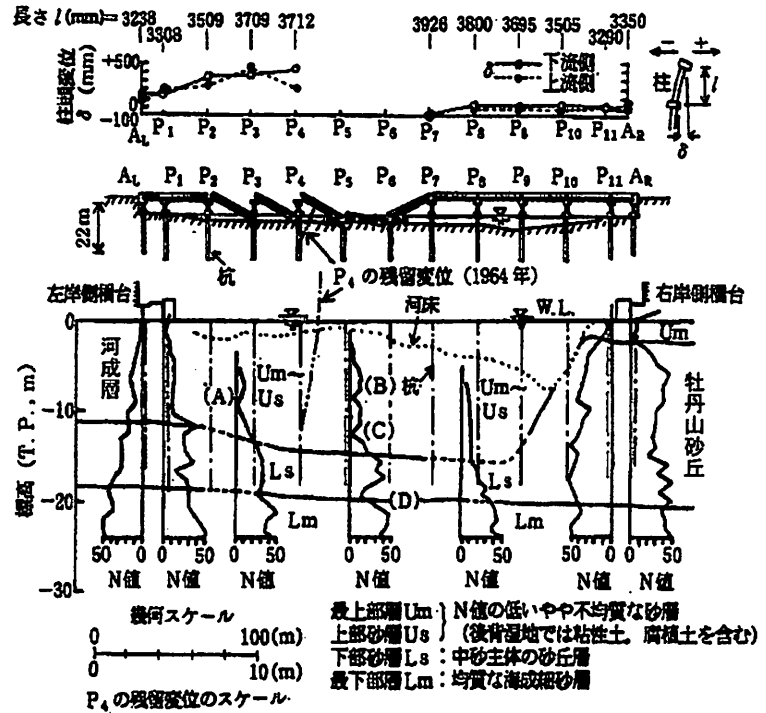


図-3 昭和大橋の地震被害状態と地盤^{3), 10), 11)}

の上の河成砂層が右岸側に移動したため発生したことが考えられる。しかし, 前述のようにこの砂層の移動は地震時だけでなく洪水時にも生じており, 地震時に落橋が生じたのは河成砂層が洪水時と比べて地震時に急に動いて強い力が杭に作用して杭が曲がったためと考えられる。河道幅の変化点という地形条件もこの地盤状態の成立に関係があったことが考えられる。(それは, 川幅が大きくなるところでは流速が遅くなって多くのものが堆積しやすいからである。)右岸側の地盤がしっかりしているので河心部から右岸側にある桁の移動は小さかったこと, P_5 の頭部が左岸側に地震時に大きく曲がったのは通例剛性変化点の軟らかい方で破壊等が生じるように, P_5 付近が極軟弱土層の右端部に位置していて, その杭が右岸側に河成砂層から強く押されたとき桁が動かずストラットのようなになったためであること等が考えられるし, P_7 の頭部が左岸側に変位したのも P_5 の場合と同様と考えられる。

さらに, 橋梁の変形と地盤の状態の関係等も考慮すると, 極軟弱土層を這り面としてその上の厚い河成砂層 (橋脚 $P_3 \sim P_5$ の存在範囲内, S1 層とする) が右岸側に動いたとき, 右岸側の橋脚 $P_6 \sim P_{10}$ の範囲にある極軟弱土層が含まれていない河成砂層 (S2 層とする) と橋脚 $P_{10} \sim$ 右岸橋台 A_R の範囲にある浅い埋没

砂丘がともに硬くて不動点ようになって余り動かないので、S1 層と S2 層の両地層間に短縮側の不同変位が大きく生じて、その境界部の前後にある橋脚 P_5 と P_6 の杭間隔が狭くなり、その結果橋脚 P_5 と P_6 の間隔が狭くなって桁座が狭くなったため、落橋等が生じたことが考えられる。このような地盤の不同変位が橋脚間隔の変化を起こしたのは、河成砂層の圧縮性が比較的小さくかつ地盤反力係数が比較的大きいためと考えられる。さらに、橋脚 P_3, P_4 も比較的大きく右岸側にいく程大きく右岸側に移動したため、それらの頭部の桁座が狭くなってそれらの上の桁が落下したことが推定される。左岸橋台 A_L 付近の河心側への移動は、 $P_2 \sim P_5$ の範囲の河成砂層が右岸側に移動したのに伴って生じたことが考えられる。

(3) まとめ

以上に述べたように、昭和大橋は砂質土層の中に極軟弱粘土層や腐植土層があるとところと無いところに跨る異種支持地盤状態にあり、しかも砂質土層の下に極軟弱粘土・腐植土層がある上下逆転型地盤であったため、地盤に生じた橋軸方向の変位差(不同変位)によって、その極軟弱土層の存在範囲内で落橋したこと、そのとき右岸側の浅い埋没砂丘が不動点の機能を強めたこと等が推定される。特に、その変位差としては圧縮側の変位、即ち短縮側の変位が落橋に大きく効いたことが考えられる。これは構造部材等が剛性変化点の軟らかい方で被害が発生しやすいことと似ている。

3. 地震応答解析¹²⁾

3.1 昭和大橋の構造と地盤の概要とモデル化の方針

昭和大橋は橋長 303.9m、幅員 24.0m、上部構造は活荷重合成鋼単ゲタ橋であり、下部構造においては径 600mm、杭長 25m の鋼杭 9 本 1 列に用いた鋼管杭基礎の橋梁である¹⁰⁾。昭和大橋は図-3 に示すように牡丹山砂丘(右岸側)と河成層(左岸側～右岸側、 U_m 層あるいは $U_m \sim U_s$ 層)に跨ってつくられている。その河成層は橋脚 P_7 付近を境にして右岸側は砂質土のみからなり、左岸側は中間部に N 値が 0 に近い極小値を示す A 点、B 点、及び C 点付近の軟弱層を挟んでいる。また、その軟弱層のある範囲のみで落下し、右岸方向に P_4 橋脚鋼管杭が永久変形しているため、前記に詳述したように、地震時にこの軟弱層を滑り面として、その上の厚い河成層が右岸方向へ動き落橋が生じたことが推測される。この時、右岸側の橋脚 $P_6 \sim P_{10}$ の範囲にある軟弱層が含まれていない河成層と橋脚 $P_{10} \sim$ 右岸側橋台 A_R の範囲にある浅い埋没砂丘がともに固くて不動点ようになってあまり動かず、両地盤間に短縮側の不同変位が大きく生じて、その境界部の前後にある橋脚 P_5 と P_6 の杭間隔が狭くなり、落橋範囲が限定されたと考えられる。このような地盤の不同変位が橋脚間隔の変化を起こしたのは、河成層の圧縮性が比較的小さくかつ地盤反力係数が比較的大きいためと考えられる。以上の観点から解析モデルを作成して地震応答解析を行うことにする。

3.2 地震応答解析の方法

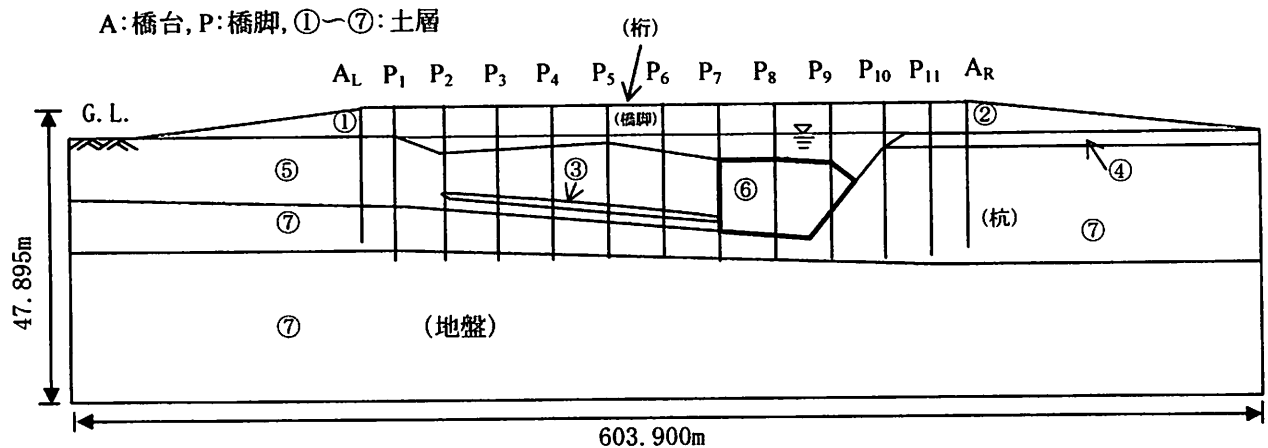


図-4 昭和大橋躯体と地盤の解析モデル(土層と橋台、橋脚等の詳細は表-1 と 表-2 参照)

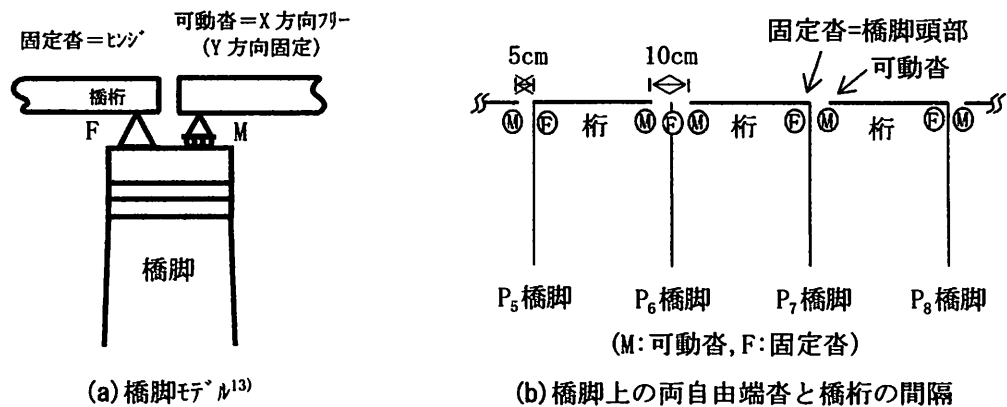


図-5 橋脚のモーメントと P₆橋脚上の両自由端沓と橋桁の間隔

表-1 地盤の物性値(文献 14)の修正値;材料特性曲線は図-6~7 参照)

材料番号	土質名	単位体積重量 γ_t (tf/m ³)	初期せん断弾性係数 G_0 (tf/m ²)	初期減衰定数 h_0 (%)	ポアソン比 ν	材料特性曲線 図-6, 7 の凡例
①	左岸盛土 (砂)	1.8	4,100	5	0.49	左岸盛土
②	右岸表土 (砂)	1.8	4,100	5	0.49	右岸表土
③	軟弱層 (粘土)	1.3	110	5	0.49	軟弱層
④	U m層 (粘土)	1.7	4,500	5	0.49	U m層
⑤	Us①層 (砂)	1.95	6,500	5	0.49	Us①層
⑥	Us②層 (砂)	1.95	13,000	5	0.49	Us②層
⑦	Ls, Lm 層 (砂)	2.0	16,000	5	0.49	Ls, Lm 層

表-2 物性値(ヒーム要素)¹⁵⁾

材料番号	部材名	単位体積重量 (tf/m ³)	せん断弾性係数 (tf/m ²)	断面積 (m ²)	断面二次モーメント (m ⁴)	ポアソン比 ν
梁①	橋台	2.5	1.04×10^6	54.0	22.781	0.15
梁②	橋脚	7.8	8.1×10^6	2.63	0.014	0.3
梁③	主径間	7.8	8.1×10^6	4.79	0.232	0.3
梁④	側径間	7.8	8.1×10^6	4.66	0.149	0.3
梁⑤	上部水平材	2.5	1.04×10^6	31.2	4.394	0.15
梁⑥	下部水平材	2.5	1.04×10^6	24.0	2.0	0.15

(G: 任意の γ の時のせん断弾性係数, G_0 : $\gamma=10^{-6}$ の時の G)

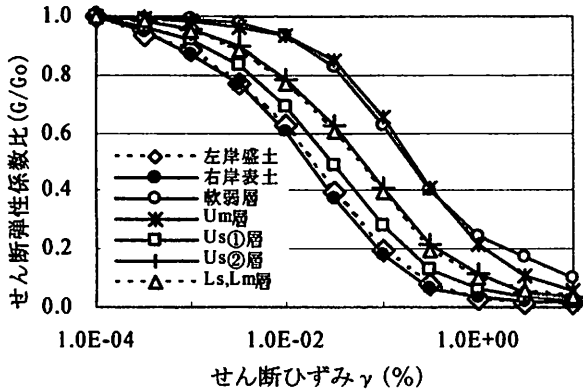


図-6 せん断弾性係数比 G/G_0 ~ せん断ひずみ γ 曲線^{14)~16)}

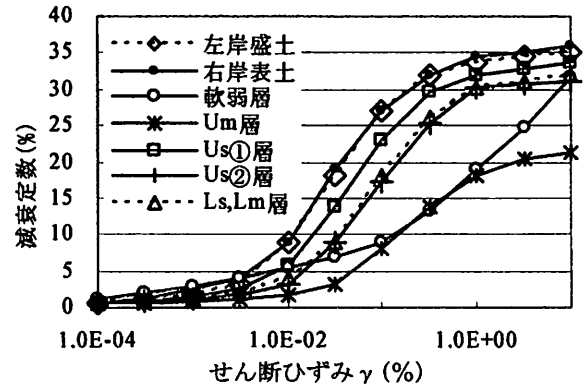


図-7 減衰定数 h ~ せん断ひずみ γ 曲線^{14)~16)}

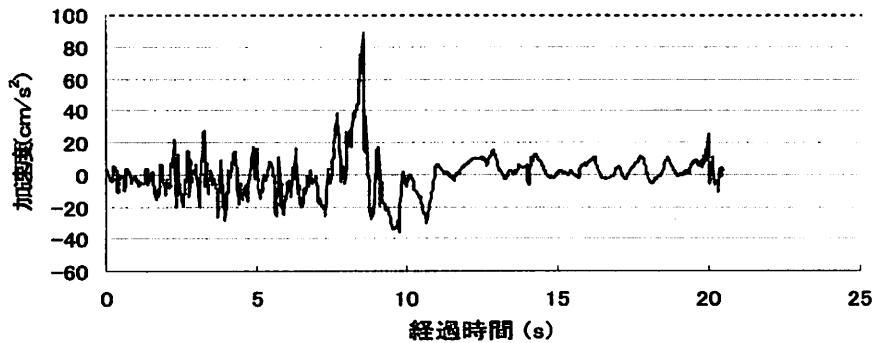


図-8 入力波形(川岸町アパート, EW 成分)¹⁴⁾

(1) 昭和大橋と地盤のモデル化

桁の落橋範囲の地盤には図-3 に示すように、A, B, 及び C 点の極軟弱層が存在しているが、ここでは中でも最も深く落橋範囲の中心に位置する C 点を基準にその存在範囲を落橋範囲の 5 径間として、地盤・橋梁系を図-4 のようにモデル化した。ここで、地盤内の軟弱層の厚さはボーリング調査結果¹²⁾より 0.65m とする。

橋梁の固定沓・可動沓のモデル化については固定沓をヒンジ、可動沓をフリーとした(図-5 参照)。比較のための軟弱層無しモデル(図-4、表 1 の③層無しモデル)と計 2 個のモデルを作成して解析を行う。

解析モデルの地盤物性及び部材物性は文献 14) ~ 16) を参考にして、表-1~2 のように定めた。地盤内の各土層のせん断弾性係数 G と減衰定数 h については図-6~7 に示すように、せん断ひずみ依存性を考慮する。

なお、地盤モデルの境界条件として、左右両側方にエネルギー伝達境界、及び底面に半無限地盤境界を設定した。

(2) 地震入力波形

地震応答解析を行うに当たって有限要素法による 2 次元地震応答解析プログラム「micro FLUSH」¹⁷⁾ を使用する。また、ここで使用する入力地震波形を図-8¹⁴⁾ に示す。この波形は 1964 年の新潟地震の際に新潟市の川岸町アパートで実測された加速度波形 EW 成分を川岸町の地盤モデルを想定し、基盤に戻した波形として求めたものである。この波形を最大値-200gal の入射波に調整し、基盤底面を水平方向に加振する鉛直上昇波として入力する。

(3) 解析結果

図-9 は上記の地震応答解析によって得られた橋脚上の固定沓(橋脚頭)と橋桁(可動沓)の間に発生す

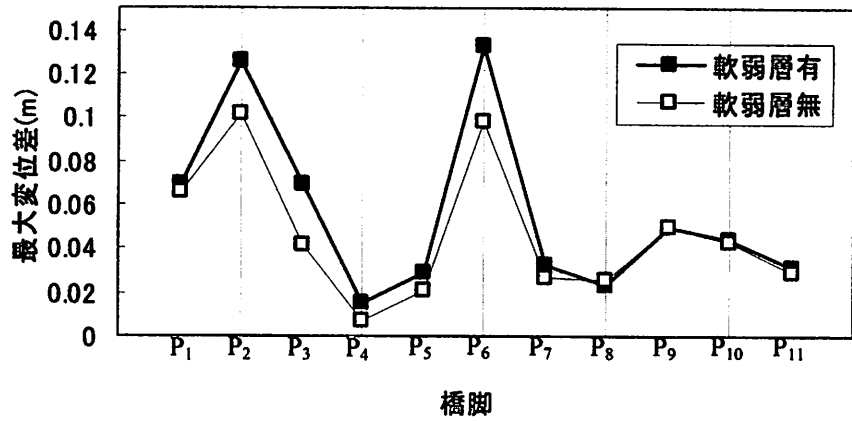
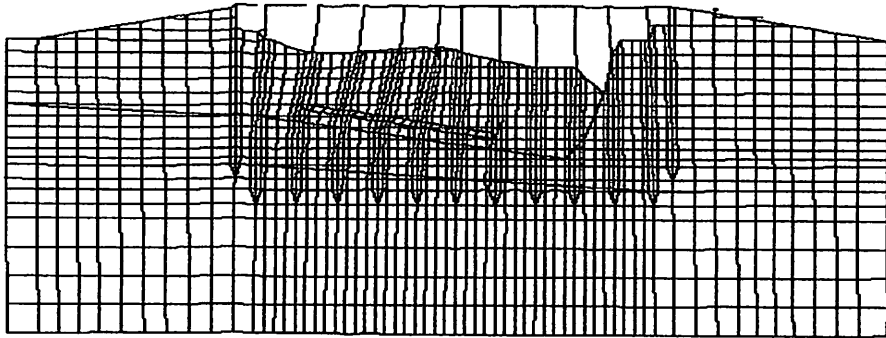


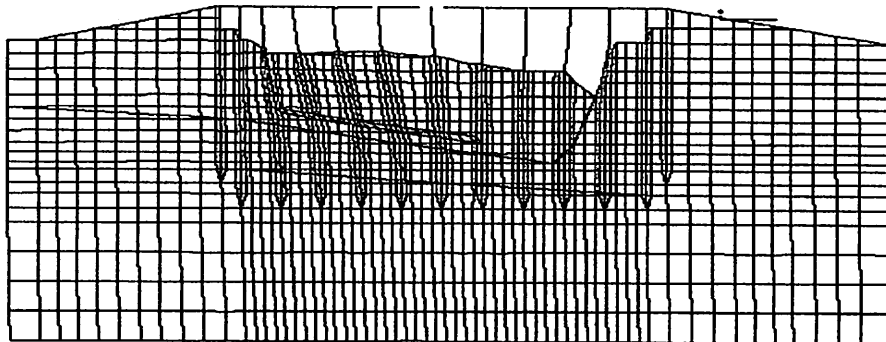
図-9 橋脚上の固定沓(橋脚頭)と可動沓(橋桁)の間に発生する両者の接近側の最大変位差

2 (Time : 9.42)



(a) P₆ 橋脚上の両自由端沓の最接近時 (t=9.42s)

2 (Time : 10.7)



(b) P₆ 橋脚上の両自由端沓の最も離れた時 (t=10.78s)

図-10 メッシュ変形図

る両者の接近側の最大変位差を示したものである。この橋脚頭部・橋桁間の最大変位差をみると、沓が両自由端で構成される P₆ 橋脚上(この部分だけは可動沓同士(桁同士)の変位差を示す)において変位差が最大値となっており、この地点が最も落橋の危険性が高いことを示しており、実際の被害でもこの橋

脚を含む P₅~P₆ 橋脚間の桁において唯一両端において落橋が生じている。軟弱層の有無に着目すると軟弱層有りのときにその値が大きくなっていることも分かる。

図-10 の(a)図と(b)図はそれぞれ P₆ 橋脚上の両自由端沓の、最も接近した時刻及び最も離れた時刻の

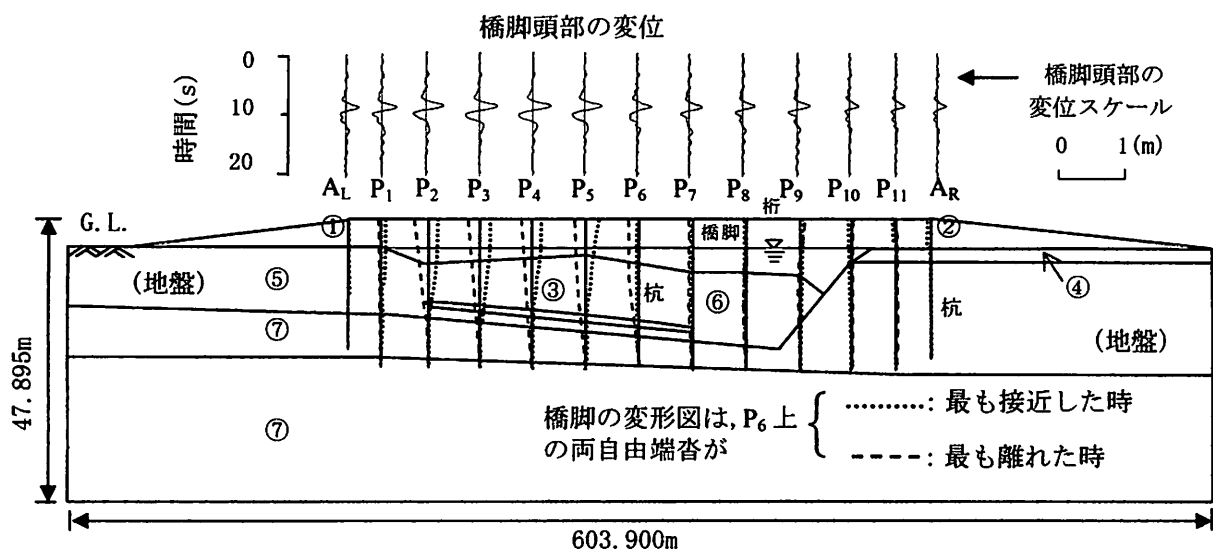


図-11 橋脚頭部の変位の時刻歴波形と橋脚の同時刻変形図

変形図を示したものである。同図の最接近時に示すように P_5 , P_6 橋脚を境に左岸側のみ変形が比較的大きく発生しており, P_7 橋脚より右側に不動点の作用がみられ, このことは前述の被害機構の推定と一致していると言える。

なお, 図-9 において P_2 橋脚付近の最大変位差の大きさも目立つ。また, 図-11 は橋脚と橋台頭部の変位の時刻歴波形と, P_6 上の両自由端が最も接近したときと最も離れたときの橋脚と橋台の変形図を示す。この図からも, P_2 付近橋脚が大きく変形しているのがみられる。これは地盤面から上部の杭長の差による橋脚の周期変化によるものと考えられ, 同時にこの面を境界として軟弱層が現れる, いわゆる地盤構

造の変化点であることも原因の1つと考えられる。

最後に, 図-12 に永久変形が残った P_4 橋脚の左隣の要素のせん断ひずみを示す。この図をみると軟弱層有りモデルでは軟弱層の存在位置である高さ 31m~32m 付近でせん断ひずみが極大値を示しており, これから軟弱層が地盤のすべりを誘発させたことが推察される。

4. まとめ

1964 年新潟地震で 5 径間の落橋に至った昭和大桥の落橋原因をあきらかにするために, 被害機構の

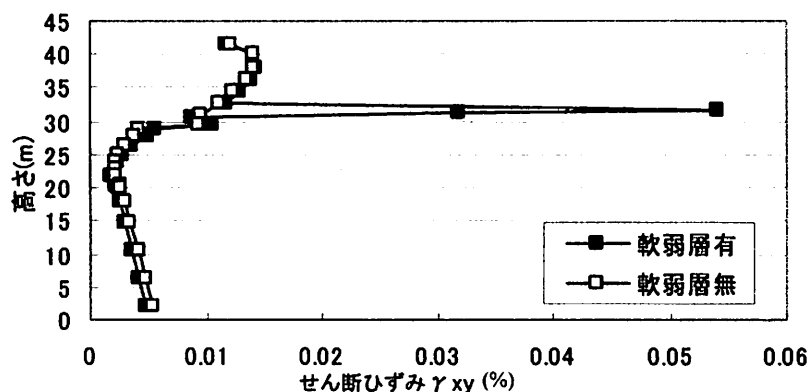


図-12 P_4 橋脚左隣要素のせん断ひずみ γ_{xy}

推定とその確認のための地震応答解析を行った。

(1) まず、被害状態と地盤状態から、この落橋が生じた地盤の河成層にはN値が極小値を示す軟弱粘性土層(以下、軟弱層)が局部的に存在しており、地震時にこの層を境目として上層地盤の移動(変位)が比較的大きく生じるとともに、軟弱層が含まれていない河成層の移動(変位)が小さくて、両者の間に変位差(不同変位)が比較的大きく生じて、しかも短縮側の不同変位が大きく生じて、その境界部の前後にある橋脚の杭間隔が狭くなり、落橋範囲が限定されて落橋したことが推測された。

(2) 次に、地盤調査結果から確認できる軟弱層に着目して2次元有限要素法による地震応答解析を行った。その結果、軟弱層の存在により落橋範囲地盤の杭間隔に比較的大きい相違を生じさせ、また両側が自由端で構成されるP₀橋脚上でその変位差が最も大きい結果となり、落橋という被害状態に近い状態を再現することができた。なお、実際の目撃談¹⁰⁾によると昭和大橋では地震後5分経ってから落橋し始めたと言われているが、そのような場合でも軟弱層の局所的な存在により、地震時に上記の解析結果のような現象が発生していて、落橋に大きく影響したことも推定される。

終わりに、以上の調査に当たってお世話になった前鈴木秀晴前前橋工科大学大学院修士課程学生と(株)地震工学研究所の関係者、及び参考にさせて頂いた文献の著者に厚く御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 例えば、那須誠：構造物の地震被害と地盤と常時微動の関係、第11回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp. 89-96, 2008. 1.
- 2) 例えば、那須誠：構造物の地震被害と地盤と地震応答解析結果の関係、第12回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集(2009年1月)、B2-1, p. 143-

150, 2009. 1.

- 3) 那須誠：橋梁の地震被害と地盤構造、鉄道総研報告, Vol. 5, No. 11, pp. 27-36, 1991. 11.
- 4) 那須誠：地震被害形態と地盤形状および土質構成の関係、鉄道総研報告, Vol. 8, No. 5, pp. 35-40, 1994. 5.
- 5) 那須誠：地震被害に対する軟弱粘性土層の影響、粘性土の動的性質に関するシンポジウム発表論文集、土質工学会、pp. 207-214, 1995. 7.
- 6) 那須誠：地震による被害構造物と無被害構造物の地盤の違い、土木建設技術シンポジウム2003, pp. 299-306, 2003. 7.
- 7) 那須誠：1964年新潟地震による橋梁の落下機構の考察、第53回土木学会年次講演会講演概要集、I-B121, pp. 242-243, 1998. 10.
- 8) 都市地図、新潟市、1:1.5万、昭文社、1988.
- 9) 地形図、新潟南部、1:2.5万、昭和22年資料修正.
- 10) 昭和39年新潟地震震害調査報告、土木学会、pp. 363-376, pp. 388-389, 1966. 6.
- 11) 岩崎敏男、常田賢一他：地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計法への適用に関する研究(第2冊)、土木研究所資料、No. 1729, pp. 44-46, 1981. 9.
- 12) 鈴木秀晴、那須誠：地震による橋梁落橋に対する軟弱粘性土層の影響、第33回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集、CD-ROM、I-65, 2006. 3.
- 13) 那須誠、及川浩：被害形態と地盤構造からみた橋梁の地震被害発生機構(その2)、第29回土質工学研究発表会講演集、pp. 1073-1076, 1994. 6.
- 14) 建設省土木研究所編：昭和大橋における地盤及び下部構造の耐震性調査、土研資料、第1591号、pp. 35-40, 1980. 7.
- 15) 近藤益央：地盤の液状化を考慮した昭和大橋の地震応答解析、土木学会第37回年次学術講演会講演概要集、第Ⅲ部、I-37, pp. 59-60, 1982. 10.
- 16) 那須誠、羽矢洋：鉄道線路沿いの土の動的性質 動的変形定数と液状化強度、鉄道総研報告、pp. 35-40, 1988. 1.
- 17) (株)地震工学研究所編：micro FLUSHマニュアル、1999.