

地震時における橋台裏盛土の沈下量評価手法の提案

A METHOD FOR ESTIMATING SETTLEMENT OF ABUTMENT
BACKFILL DUE TO EARTHQUAKES

岡田勝也*・福島弘文**

By Katsuya OKADA and Hirofumi FUKUSHIMA

This paper deals with settlement of the abutment backfill due to earthquakes. A few such case histories are described. The region which comes under seismic influence is indicated by distance from epicenter and magnitude of earthquake. Some multivariate analyses is performed, and discriminant equations which distinguish between settlement more or less than 10 cm are proposed using seven variables: width of embankment, SPT N -values of embankment, height of embankment, SPT N -values of ground surface, depth of subsurface layer, height of abutment and acceleration of ground surface. Then multiple regression equations are proposed particularly for the settlement more than 10 cm. This enables us to estimate quantitatively the settlement of an abutment backfill during an earthquake.

Keywords: settlement, backfill of abutment, earthquake, multivariate analyses

1. ま え が き

盛土から橋台へのアプローチ部分では、それらが異種の材料できているために、入念な施工が行われた後でも供用中に種々の問題が生じてくるのが実情である。とりわけ、地震時には橋台背面の盛土が沈下し、橋台と盛土の間に相対沈下を生じさせる。このとき軌道面には著しい目違い現象を起こさせるが、これは列車の走行安全性を低下させるだけでなく、橋台裏盛土の沈下により写真-1のように枕木が浮き上がりロングレールを座屈させることもある。高速鉄道においては大地震時の橋台裏盛土の沈下は重要な問題であり、その対策工のための種々の実験と解析が行われ、それらの結果に基づきストラット工とシートパイル締切工が開発され、地震被害度に対応して施工されている^{1)~5)}。

このような橋台裏盛土の沈下は、大地震ではなく中小地震でも発生しているが、橋台裏盛土沈下の発生機構と沈下量の評価に関する研究は道路⁶⁾でも鉄道^{7)~9)}でも十分確立されてはいない。そのため鉄道橋梁における橋台

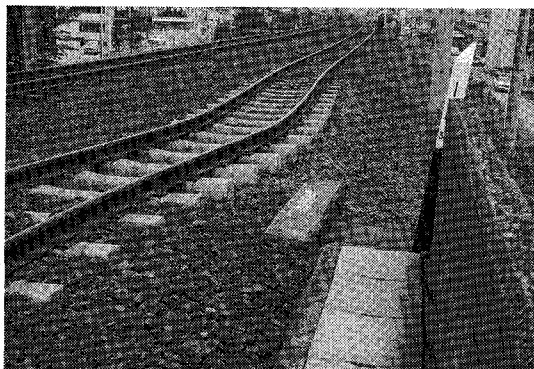


写真-1 橋台裏盛土の沈下によるロングレールの座屈

裏盛土の危険度や耐震補強工の施工の優先度などを定量的に評価することができなかった。

本論文は、鉄道の橋台裏盛土に被害を及ぼした宮城県沖地震(1976.6)、日本海中部地震(1983.5)、千葉県東方沖地震(1987.12)をとりあげ、これらの既往地震によって発生した沈下量を統計的手法を用いて解析し、橋台裏盛土の地震時沈下量を推定する手法を提案するものである。

* 正会員 工博 鉄道総合技術研究所 浮上式鉄道開発本部 山梨実験線部 主幹 (〒185 国分寺市光町 2-8-38)

** 正会員 三井建設土木技術部技術第一課長 (元・国鉄構造物設計事務所) (〒101 千代田区岩本町 3-10-1)

2. 橋台裏盛土の沈下被害の実態例

(1) 橋台裏盛土に沈下が発生する被害範囲

地震によって橋台裏盛土に沈下が発生する範囲は、鉄道盛土や橋梁の被害範囲の推定式¹⁰⁾と同様に、マグニチュード M と震央からの距離 Δ の対数によって与えられるものとし、宮城県沖地震 (1976.6)、日本海中部地震 (1983.5) と千葉県沖地震 (1987.12) の3地震から推定する。

これらの地震の規模はそれぞれ $M=7.7, 7.5, 6.7$ であり、また橋台裏盛土に沈下を生じさせた最遠の距離は $\Delta=150, 120, 35$ km であった。これら3地震から、

$$\log \Delta = 0.61 M - 2.4 \dots \dots \dots (1)$$

が得られ、式 (1) の係数 0.61 の標準偏差は 0.08、定数 2.4 のそれは 0.57 である。式 (1) による M と Δ の関係は十勝沖地震 (1968.5)¹¹⁾ における路盤・盛土の沈下範囲ともほぼ一致するものである。

(2) 橋台裏盛土の沈下の実例

a) 桜沢橋梁の例

当橋梁は五能線にあり、日本海中部地震 (1983.5) により被害を受けたものであり、スパン 6.5~9.8 m のデッキガーダー 3 連からなる。1A 橋台は図-1 に示すようにフーチング底部を栗石で置き換えた後、末口 15 cm、長さ 2 m の木杭を 18 本打設している。2A でも厚 60 cm の栗石で置き換えた後、5 m の木杭 28 本を打設している。図-1 に示す杭長からもわかるように支持層は 1A~2A に向かって低くなっている。また 1A 橋台は山が迫っており盛土高さは低く、2A 橋台は溺れ谷の中にあり支持層も深く、盛土高さも高くなっている¹²⁾。

その結果、橋台裏盛土の沈下量は起終点で著しい差を生じ、1A 橋台方では沈下量 20 cm、延長 6 m であるのに対して、2A 橋台方では沈下量 75 cm、延長 11 m に及んだ。

特に、2A 橋台では橋台裏盛土の大きな地震時土圧を受けて躯体と無筋のパラペットが分離し破断した。そしてデッキガーダーを 15 cm ほど起点方に押しやったが、桁がストラットとなって 2A 橋台はその水平移動を食い

止められる結果となった。橋台躯体前面と盛土との残留相対変位は 20 cm を示し、軟弱地盤上の盛土の水平振動と橋台の側方移動が大きかったことが推測される。

このことは、盛土の水平振動に伴う間隙への盛土材料の落ち込み、盛土材料の体積変化と、震動に伴う軟弱地盤の動的性質などに起因する沈下に、橋台裏盛土の沈下量が依存していることを示していると推定される。

b) 第五夷隅川橋梁の例

当橋梁は木原線にあり、千葉県沖地震 (1987.12) により被害を受けたものであり、デッキガーダー 9 連からなる全長 92.0 m の橋梁である。終点方橋台は末口 15 cm、長さ 5.5 m の木杭上に構築されその高さは 11.5 m である。起点方橋台は夷隅川の湾曲部の凸部に位置し、河川に侵食されて急崖をなしており、それに張り付くように高さ 9.3 m の直接基礎橋台となっている¹³⁾。

終点方橋台の背面はその高さが 6.5 m の高盛土が続いている。橋台裏には深さ 20 cm の陥没があったが、これはパラペットの下方から盛土材料が流失したものである。橋台裏盛土の沈下量としては 5 cm 程度であり、その延長は 16 m であった。一方、起点方橋台の背面の路盤は、橋台施工上の埋め戻し土の部分を除けばそのまま台地に連なっており、橋台裏盛土の沈下量は 0 cm であった。

起点方橋台の沈下は橋台の側方移動による盛土材料の落ち込みと盛土の体積変化などに起因しているのに対して、終点方橋台は素地で盛土の体積変化を伴わないように、橋台が堅い支持層に支持されているため側方移動も生ぜず沈下を起こさなかったものと推定される。

3. 橋台裏盛土の沈下量に及ぼす要因の抽出

上述の例をはじめとする過去の橋台裏盛土の被害の観察によると、橋台裏盛土の沈下の発生現象は、①地震による軟弱地盤の振動に伴う土の動的性質によるもの、②橋台と盛土の相対変位に伴う衝突による圧縮力、および盛土の振動に起因する盛土自身の体積変化によるもの、③橋台の側方移動によって橋台背面と盛土の間に空隙が生じ、その部分に盛土材料が落ち込むことによるもの、の競合であると推定される。

橋台裏盛土の沈下量に及ぼす要因を抽出するにあたり、上述のような理論的な背景を十分考慮せねばならないことはもちろんであるが、既往の地震による沈下量の実測値を用いた統計解析を実行するには、データ収集が困難なもの、得られた精度が悪いものを工学的判断を加えて除くことも必要である。

こうしたことを考慮して、橋台裏盛土の沈下の要因として、①、②と③を発生させる外力として、(1)地表面加速度、(2)基盤加速度が考えられるが、軟弱地盤上の盛土

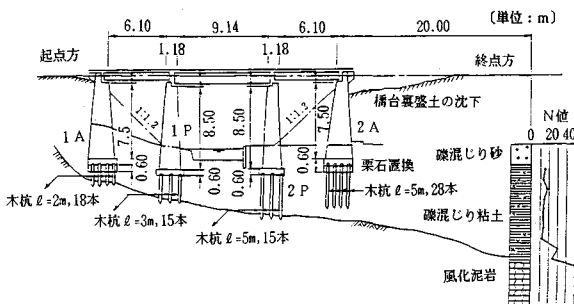


図-1 日本海中部地震における橋台裏盛土の被害例

の沈下には(1)地表面加速度で代表させる。

①については地盤の変形係数とひずみの関係をはじめとする土の動的性質が問題となるが、ここでは(3)表層地盤厚、(4)地盤の N 値、で代表させる。

②は盛土材料とその粒径などによって考えられ、(5)盛土材料、(6)盛土の N 値、(7)盛土高さ、などが関係するものと考えられる。しかし後述の 4. (3) に示すように、(5)と(6)は非常に相関が強いので、(6)で代表させることにする。

③の橋台の側方移動に関するものとしては①も関係するが、橋台に関する(8)橋台高、(9)橋台幅、(10)橋台重量、(11)根入れ長、(12)桁反力、杭基礎に関する(13)杭長、(14)杭径、(15)杭本数、が考えられる。これらに対し③の要因を絞るにあたり、上述の 15 項目について宮城県沖地震と日本海中部地震によって橋台裏盛土に被害を受けた線区に存在する 441 橋台を対象として、単相関係数を比較した。これらの要因のうち、(8)橋台高は②の(7)盛土高さと同様に相関が強く、(9)橋台幅は(10)橋台重量と(12)桁反力と、また(11)根入れ長は①の(3)表層地盤厚と相関が強い。したがって、(7)、(10)、(11)、(12)の要因を省略することにした。さらに(13)杭長、(14)杭径と(15)杭本数は①の(3)表層地盤厚と同様に相関が大きいことがわかったので、(13)、(14)と(15)を割愛できる。したがって要因として、ここでは(8)と(9)を選択した。

この結果、後述の統計解析に用いる要因として、図-2 に示す、盛土幅 W 、盛土高 H_B 、盛土 N 値 N_B 、地盤 N 値 N_G 、表層地盤厚 H_G 、橋台高 H_A 、地表面加速度 a の 7 変数を選択することにした。したがって沈下量で代表される目的変数を Z とするとき、 Z は

$$Z = f(W, H_A, H_B, N_B, H_G, N_G, a) \dots\dots\dots (2)$$

で表わされる。

4. 統計データの概要

(1) 沈下量と地表面加速度の関係

図-3(1) は宮城県沖地震と日本海中部地震による橋台裏盛土の沈下量 y を杭基礎橋台 204 例について描い

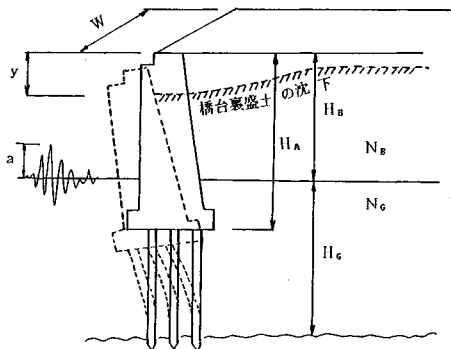


図-2 橋台裏盛土の沈下の概念図と選択変量

たものであるが、このときの地表面加速度 a の分布は図-3(2) のようである。なお、 a は、マグニチュード M と震央距離 Δ を用いて得られる岡本・田村式⁽⁴⁾から基盤加速度を推定し、それに地盤種別⁽⁵⁾を考慮して求めたものである。図-3(2) によれば $a > 250 \text{ cm/s}^2$ を越えるとかかなり多くの橋台に、 $a > 300 \text{ cm/s}^2$ になるとすべての橋台に 10 cm 以上の沈下を生じるようであり、 a の低下とともに被害率が小さくなることわかる。

そこで、宮城県沖地震における杭基礎橋台と直接基礎橋台について加速度レベル別に沈下量 y の頻度分布を描くと図-4 の実線のようになる。加速度 a が 300 cm/s^2 以上のデータは非常に少ないが、この加速度レベルでは無被害率は 0% であり、 $200 \sim 300 \text{ cm/s}^2$ では無被害率は 21%、 $100 \sim 200 \text{ cm/s}^2$ では無被害率は 52%、 100 cm/s^2 以下の加速度では無被害率は 86% と、加速度レベルが低下するにつれて無被害率が大きくなる。

しかも加速度 a が $200 \sim 300 \text{ cm/s}^2$ の場合には沈下量 y の頻度が $5 < y \leq 10 \text{ cm}$ でピークを作り、 a が 300

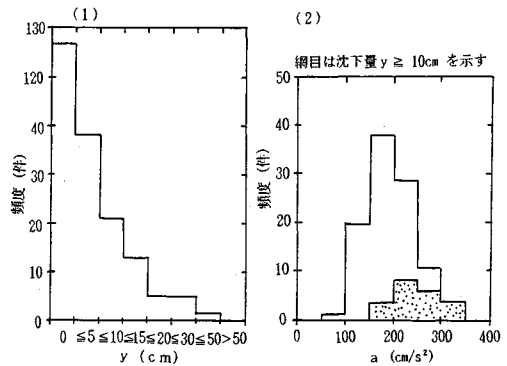


図-3 沈下量 y と地表面加速度 a の頻度分析

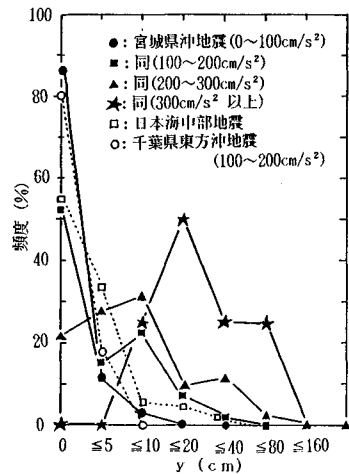


図-4 加速度 a 別の橋台裏盛土の被害率

cm/s²以上では10<y≤20cmでピークとなる。このように加速度aが大きくなると橋台裏盛土の沈下量も相対的に大きくなることがわかる。

図には、日本海中部地震と千葉県東方沖地震の加速度aが100~200cm/s²のものも描かれているが、それと同じ加速度レベルの宮城県沖地震の頻度分布とはほぼ同じ傾向を有することがわかる。

(2) 沈下量と橋台高、盛土高の関係

橋台高H_Aと盛土高H_Bの頻度分布は図-5のようである。10m以下の橋台高H_Aについては、H_Aが低くなるほど被害率は低下するようであるが、盛土高H_Bについてはそれほど明瞭ではない。いま、宮城県沖地震と日本海中部地震における200~350cm/s²に着目して、盛土高H_Bと沈下量yの関係を示すと図-6のようになる。図-6は、盛土高H_Bに対する沈下量yのランクの発生件数を円の大ききで表わしたものである。これによれば沈下量の限界線は、

$$y = H_B / 10 \dots\dots\dots(3)$$

で表わされ、盛土高が低くなれば沈下量は小さくなるようである。

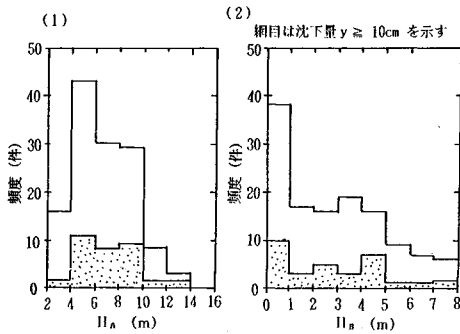


図-5 橋台高さH_Aと盛土高さH_Bの頻度分布

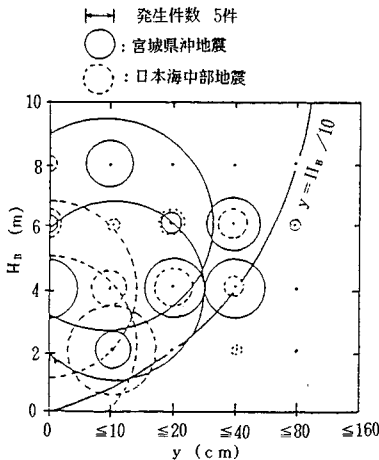


図-6 沈下量yと盛土高さH_Bの関係

(3) 沈下量と盛土N値の関係

宮城県沖地震と日本海中部地震によって被害を受けた代表的な橋台について、橋台の背面の施工基面上の盛土の肩部においてオートマチックラムサウンドによってサウンドイングを実施した。盛土高さはH_B<8mであったのでロッドの摩擦の影響を無視してもよく、標準貫入試験のN値にほぼ等しい。得られた結果を盛土材料別に整理すると図-7のようになり、粘性土についてはN=2で、砂質土についてはN=4で、礫質土についてはかなりのばらつきを示すがN=8で代表できそうである。

それを用いて、盛土N値(盛土材料)N_Bと沈下量y>10cmの被害率の関係を描くと図-8(1)のようになる。杭基礎、直接基礎橋台ともN_B=2の粘性土の被害率は10%程度であるが、砂質土と礫質土では被害率は30~40%を示す。しかし一変量で描いたこの図からだけでは盛土N値が及ぼす被害率の関係を明確にすることはできない。

(4) 沈下量と地盤N値の関係

表層地盤のN値N_cと沈下量y>10cmの被害率の関係を、上述の盛土N値N_Bと同様に描くと、図-8(2)

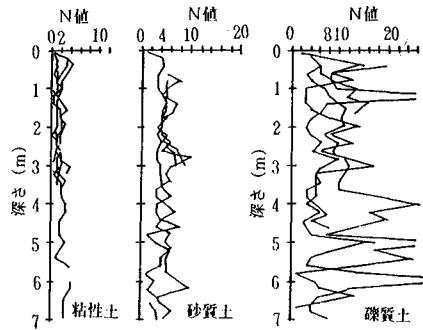


図-7 盛土材料別のN値

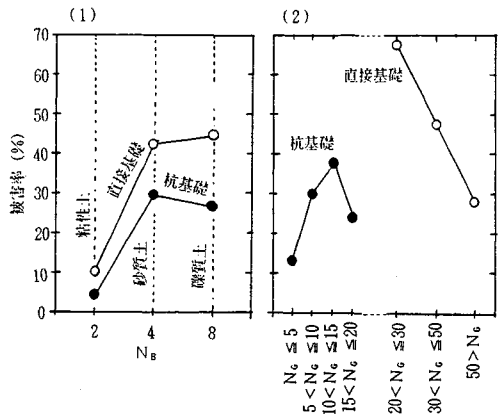


図-8 盛土のN値N_B、表層地盤のN値N_cと被害率の関係

のようになる。これによれば、杭基礎橋台では N_c にかかわらず被害率は 20~40% にばらつくようである。

しかし、直接基礎橋台では $y > 10$ cm となる被害率は $20 < N_c \leq 30$ で 63% であったが、 $30 < N_c \leq 50$ では 47%、 $N_c > 50$ では 28% に低下する。このように直接基礎橋台の被害率はその支持地盤の N 値にはほぼ逆比例するようである。

5. 橋台裏盛土の沈下量の判別分析

(1) 基礎構造別の判別式の導出

橋台裏盛土の沈下量が $y \geq 10$ cm のグループを G_1 、 $y < 10$ cm のグループを G_2 として、宮城県沖地震と日本海中部地震による杭基礎橋台と直接基礎橋台のデータを用いて基礎種別ごとに判別解析を実行する。

a) 杭基礎橋台に対する判別解析

杭基礎橋台については、 $y \geq 10$ cm の G_1 のデータ数は 32 例、 $y < 10$ cm の G_2 のそれは 96 例の合計 128 橋台を対象とする。いま、7 変量によって与えられる式 (2) を一次展開して判別解析を実行すれば、判別式 Z は、

$$Z = 0.0418 W + 0.167 H_B - 0.0297 N_B + 0.0102 H_c + 0.0106 N_c - 0.163 H_A - 0.0192 a + 4.718 \dots (4)$$

で表わすことができる。式 (4) において、判別点を Z_k としたとき、 $Z > Z_k$ ならば G_1 グループに、 $Z \leq Z_k$ ならば G_2 のグループに判別されることになる。

ここでミニマックス解による判別点を求めれば、

$$Z_k = (\sigma_{c1} Z_{c2} + \sigma_{c2} Z_{c1}) / (\sigma_{c1} + \sigma_{c2}) \dots (5)$$

から $Z_k = -0.292$ となる。いま、判別点が 0 となる判別式を Z_0 と定義すれば、式 (4) において $Z = Z_0 + Z_k$ とおけばよいので、新しい判別式は、

$$Z_0 = 0.0418 W + 0.167 H_B - 0.0297 N_B + 0.0102 H_c + 0.0106 N_c - 0.163 H_A - 0.0192 a + 5.010 \dots (6)$$

となる。このとき、

$$\left. \begin{aligned} Z_0 > 0 &\dots \text{沈下量 10 cm 以下} \\ Z_0 \leq 0 &\dots \text{沈下量 10 cm 以上} \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

である。

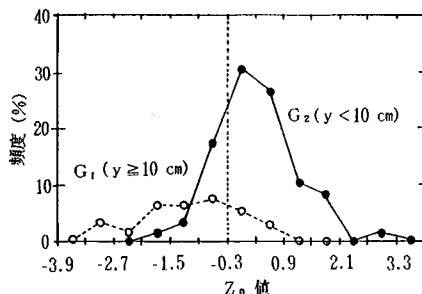


図-9 杭基礎橋台の判別結果

式 (6) に基づいて、 G_1 と G_2 グループの判別値 Z_0 の頻度分布を描くと図-9 のようになる。

なお、杭基礎橋台に対する式 (6) と式 (7) は、表-1 に示すように、 G_1 グループでは 71.9%、 G_2 グループでは 78.1% の正答率を確保できることになる。

b) 直接基礎橋台に対する判別解析

杭基礎橋台と同様に、直接基礎橋台についても解析を進める。この場合のデータ数は G_1 グループが 76 例、 G_2 グループが 128 例で、合計 204 データである。

解析の結果、判別式は、

$$Z_0 = -0.348 W + 0.0268 H_B + 0.0140 N_B - 0.0566 H_A + 0.0200 N_c - 12.7 a + 4.915 \dots (8)$$

となる。式 (8) において、盛土幅が大きく、盛土と地盤の N 値が小さく、 $H_b \approx H_A$ とすれば盛土高が高く、かつ地震外力の加速度が大きいくほど、 Z_0 は小さくなり橋台裏盛土の沈下量が大きくなる傾向を示している。

この判別式による判別値の頻度分布は図-10 のようであるが、図-9 と比較して判別の程度は良くなっている。この正答率は表-1 に示すようであるが、 G_1 グループでは 78.8%、 G_2 グループでは 92.4% の正答率を確保できることになる。

(2) 千葉県東方沖地震への適用

千葉県東方沖地震による橋台裏盛土の被害率について

表-1 杭基礎橋台と直接基礎橋台の判別結果の正答率

母集団	判別結果					
	杭基礎橋台			直接基礎橋台		
	$y \geq 10$ cm	$y < 10$ cm	正答率	$y \geq 10$ cm	$y < 10$ cm	正答率
$G_1 (y \geq 10$ cm)	23	9	71.9%	67	18	78.8%
$G_2 (y < 10$ cm)	21	75	78.1%	9	110	92.4%
$G_1 + G_2$	44	84	76.6%	76	128	86.8%

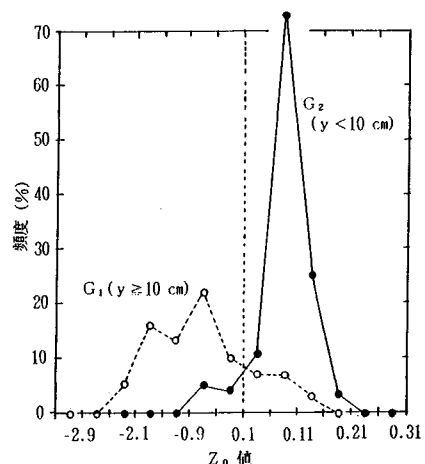


図-10 直接基礎橋台の判別結果

は図-4に示したが、被害範囲 Δ は鉄道盛土の被害範囲¹⁰⁾ ($\log \Delta = 0.67M - 2.85$) より狭く、式(1)によれば震源を中心とする37kmの範囲である。被害を受けた橋梁は5橋梁であり、被害率は19%であった。橋台裏盛土の沈下量は大きくても5cm程度である。

これらの橋梁について、地質の比較的良くわかっている橋台について、杭基礎は式(6)により、直接基礎は式(8)により、判別値 Z_0 を求めると表-2のようになる。いずれも $Z_0 > 0$ であるので式(7)から橋台裏盛土の沈下量が10cmを越える確率は小さいことになり、上述の実測値の傾向を良く表わしているといえそうである。

6. 橋台裏盛土の沈下量が10cm以上のときの重回帰分析

上述の判別解析は地震による橋台裏盛土の沈下量の危険度を定量的に示すものであるが、個々の橋台の沈下量の絶対値を与えるものではない。そこで橋台裏盛土の沈下量が10cm以上のものを取り上げ、重回帰分析を行う。

(1) 杭基礎橋台に対する重回帰分析

目的変数を橋台裏盛土の沈下量 y とし、式(2)を一次展開して重回帰分析を行えば、

$$y = 1.98W + 0.986H_B - 4.46N_B - 0.371H_C - 0.301N_C - 2.23H_A + 0.0180a + 53.2 \dots \dots (9)$$

が得られる。式(9)による予測値と実測値の相関は図-11(1)のようであり、沈下量 y の大きいところでは

表-2 千葉県東方沖地震に対する判別値

橋梁名	No.1橋梁		No.2橋梁		No.3橋梁		No.4橋梁	
	杭1A	杭2A	直接単線	直接複線	杭1A	杭2A	杭1A	直接2A
W (m)	7.0	7.0	6.4	11.0	3.7	3.7	3.0	3.0
H _A (m)	8.0	8.0	9.0	9.0	7.9	7.9	11.5	9.3
H _B (m)	4.0	5.5	3.0	3.0	2.5	4.7	6.5	2.0
H _C (m)	10.0	9.0	10.0	9.0	5.4	3.3	5.0	7.3
N _B	2	2	2	2	5	5	5	5
N _C	15	15	15	15	*20	*20	*20	*20
a (cm/s ²)	140	140	180	180	140	140	120	120
Z ₀	1.87	2.81	0.08	0.23	1.30	1.64	1.71	1.75

(注) *印：周辺の地盤からの推定値である。

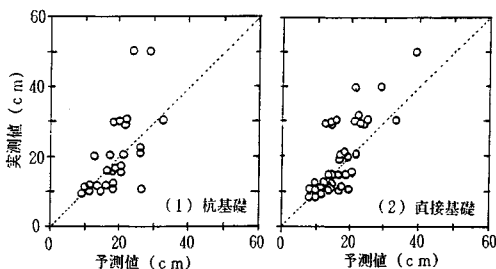


図-11 橋台裏盛土の沈下量 y の予測値と実測値の関係

予測値は実測値よりも小さく、 y の小さいところでは逆の傾向を有する。その重相関係数は $r = 0.51$ とかなり悪いが、沈下量のオーダーとしては合っているといえそうである。

(2) 直接基礎橋台に対する重回帰分析

同様に直接基礎橋台についても重回帰分析を行えば、

$$y = -0.198W - 0.719H_B - 1.48N_B + 1.389H_A + 0.340N_C + 0.128a - 19.18 \dots \dots (10)$$

が得られた。式(10)の説明変数のうち、 H_B と H_A の項については $H_A = H_B + D_A$ (D_A は橋台の根入れ長) の関係を用いて整理しなおすと $-0.719H_B + 1.389H_A = 0.670H_B + 1.389D_A$ となり、盛土高さや橋台の根入れ深さが大きいほど沈下量 y は大きくなる。また盛土の N 値が小さく、表層地盤の加速度が大きいほど沈下量が大きくなるのがわかる。

式(10)による予測値と実測値の相関を描いたのが図-11(2)のようであるが、このときの沈下量 y の残差の標準偏差は6.2cm、重相関係数は $r = 0.64$ であり、沈下量のオーダーとしては良く合っている。

7. 橋台裏盛土の沈下量の予測手法

中小地震による鉄道橋梁の橋台裏盛土の沈下量の予測手法をまとめれば図-12のようになる。

すなわち、まずマグニチュード M に基づき、震央からの被害発生距離 Δ を式(1)によって予測し、被害発生範囲に入る橋台を絞り込む。次に鉄道の走行安全性と軌道安定性など^{9),16)} から得られる橋台裏盛土の沈下量の限度値を10cmとし、それを越えるかどうかの判定を杭基礎橋梁については式(6)、直接基礎橋梁については式(8)から求める。

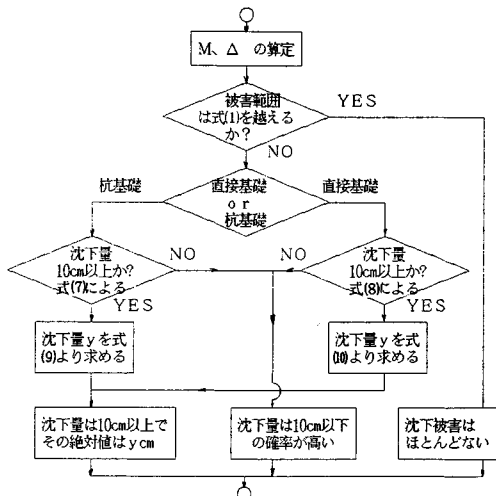


図-12 橋台裏盛土の沈下被害の推定フローチャート

そして沈下量が10 cmを越えると判定された橋梁については、基礎構造別にそれぞれ式(9)と(10)より橋台裏盛土の沈下量の絶対値が定量的に評価できることになる。

8. ま と め

当報告は、既往地震による橋台裏盛土の沈下量について統計的に解析し、橋台幅 W 、盛土高さ H_B 、盛土 N 値 N_B 、橋台高さ H_A 、表層地盤厚さ H_C 、表層地盤の N 値 N_C と地表面の加速度 a の7変量を用いて沈下量の推定式を提案したものである。この提案式は統計的手法によるものではあるが、これによって、中小地震発生時の橋台裏盛土の災害危険度の評価が従来よりも定量的にできることになり、事前防災のための耐震補強工の施工の優先順位のルール化が可能となるものである。

当研究は著者らが国鉄構造物設計事務所に勤中に始めたものであり、当時の本社施設局、鉄道管理局、工事局の関係者には大変お世話になった。ここに深甚の謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 野沢太三・岡田勝也・福島弘文・川名英二：橋台裏盛土の耐震補強工，土と基礎，Vol. 31, No. 5, pp. 29~35, 1983.
- 2) 岡田勝也・福島弘文：橋台裏盛土耐震補強工の設計条件，第37回土木学会年次学術講演会概要集，1982.
- 3) 川名英二・匹本慶一：橋台裏沈下防止対策工の模型震動実験，第37回土木学会年次学術講演会概要集，1982.
- 4) 岡田勝也・福島弘文：橋台裏盛土耐震補強工の既設橋台への影響，第38回土木学会年次学術講演会概要集，1983.
- 5) 岡田勝也・福島弘文・小笠原令和：中小地震に対する橋台裏盛土の沈下量の算定式に関する一考察，第41回土木学会年次学術講演会概要集，1986.
- 6) 佐々木康・谷口栄一・松尾 修・伊藤良弘：日本海中部地震による土構造物の沈下，土と基礎，Vol. 32, No. 9, pp. 7~13, 1984.
- 7) 岡田勝也・福島弘文・小笠原令和：地震時における橋台裏盛土の沈下量の統計的予測，第41回土木学会年次学術講演会概要集，1986.
- 8) 岡田勝也・福島弘文：地震時における橋台裏盛土の沈下量の統計的予測（その2），第42回土木学会年次学術講演会概要集，1987.
- 9) 三浦 重・古河徹志：地震時の橋台裏盛土沈下箇所における軌道変形と走行安全，鉄研速報，No. A-87-64, 1987.
- 10) 地震と鉄道研究グループ：地震と鉄道，鉄道施設協会，p. 12, 1971.
- 11) 山田剛二・高山常雄・室町忠彦，ほか：十勝沖地震調査報告，鉄研報告，No. 650, 1968.
- 12) 野沢太三・那須 誠・岡田勝也：日本海中部地震による国鉄の被害，土と基礎，Vol. 32, No. 9, pp. 21~25, 1984.
- 13) 岡田勝也・那須 誠・市原久義・興石逸樹：千葉県東方沖地震による鉄道盛土と橋台裏盛土の被害，土と基礎，Vol. 37, No. 8, pp. 63~68, 1989.
- 14) 田村重四郎・岡本舜三・加藤勝行：岩盤地帯の地震動の最大加速度について，第15回地震工学研究発表会講演概要集，pp. 181~184, 1979.
- 15) 岩崎敏男・川島一彦：想定地震動に対する地震動強度の推定法，土木技術資料，Vol. 20, No. 10, pp. 27~33, 1978.
- 16) 野沢太三：新幹線盛土構造物の耐震強化に関する研究，鉄研報告，No. 1304, 1986. 3.

(1989. 12. 19・受付)