

橋台振動実験の地震時滑動変形解析

株式会社複合技術研究所	正	浦川 智行
鉄道総合技術研究所	正	館山 勝
日本鉄道建設公団	正	北川 修三
日本鉄道建設公団	正	青木一二三
東京大学工学部	正	龍岡 文夫

1. はじめに

過去の地震において、橋台取付け盛土は大きな段差沈下が生じて、列車走行の安全性を損なう被害が発生しているために、その耐震対策が大きな課題になっている。このため、耐震性橋台の開発を目指して、各種形式の橋台について、模型振動実験が行われている。この結果、橋台の地震時変形は滑動変位量が支配することが明らかになっている。そこで、この挙動に鑑みて、橋台の L2 地震時の変形予測法の確立に資すために、Newmark 法により模型実験の解析を実施し、実測挙動と比較した。

2. 振動実験概要¹⁾

〔実験方法〕実験模型は 1 / 10 モデルを想定し、基礎地盤部に粒調碎石、背面地盤に豊浦砂を用いて作成した(図 1 参照)。実験は、神戸波をピーク加速度で振幅調整したものを入力波として用い、100gal から 100gal づつのステップ加振とした。

〔実験結果〕加速度 400gal 付近から徐々に橋台の背面土の沈下が始まり、800gal で約 60° ~ 70° の角度をもったすべり線が盛土上部まで達し、1000gal で実験を終了した。実験終了後の変形状況は図 2 から判る通り、滑動が卓越した破壊形式である。応答加速度ならびに増幅の特徴は、加振加速度レベルが低い間は、橋台の応答最大加速度も加振最大加速度にほぼ一致して大きくなるが、加振最大加速度が橋台の降伏加速度に一致するあたりから、橋台の応答最大加速度に頭打ちが見られる。これは、加振加速度レベルが高くて、橋台の降伏加速度を超える加振最大加速度は数波しかなく、かつ連続したものではないので、橋台底面の摩擦係数に支配されて決まる降伏加速度以上の加振加速度が入力しても、橋台は滑動するために、橋台には降伏加速度以上の加速度は生ぜず、頭打ちになると解釈される。なお、実験結果にについては文献 1) に詳しい。

3. 変形解析法²⁾

橋台の滑動は、次の運動方程式で表わすことができる。

$$\frac{W}{g} \ddot{u} = F_d - F_r$$

ここに、W：橋台とそれに付帯する構造物の重量，g：重力加速度，u：滑動変位，F_d：滑動力（橋台・橋桁に作用する地震慣性力，土圧），F_r：滑動抵抗力（橋台底面の摩擦抵抗力）

滑動変位量は、線形加速度法により数値積分して算定した。

4. 変形解析結果

土圧計算には歪みの局所化を考慮した新土圧法を用い、1次すべり面発生震度 k_h = 0.2 を与えて試行楔法で行った。この時、仮想背面摩擦角 φ_b は鉄道標準³⁾より、φ_b = φ_{peak} / 2 = 22.4 度とした。図 3 に壁底面摩擦角を碎石の φ_{peak} の概ね 2/3 である φ_b = 35 度とした場合の水平震度と地震時主動土圧係数、崩壊角の関係を示す。これより、水平震度が k_h = 0.2 ~ 0.8 の範囲では、0.5 ~ 2.2 の間で大きく変化する。主動崩壊面の角度は、1次で 59 度、2次で 42 度、3次すべり面が 27 度と 2 回ジャンプしている。

一方、実験では加振加速度 800gal で土圧係数は 0.4 ~ 0.8 と変化が大きいものの、計算の 1 次すべり面のときの土圧係数の大きさに相当し、両者は概ね等しい。また、すべり面の角度は 58 度であり、設計値で求めた 1 次崩壊角に等しくなっている。よって、模型実験の結果は、新土圧法の 1 次すべり面とその面で算定される土圧係数で概ね再現する

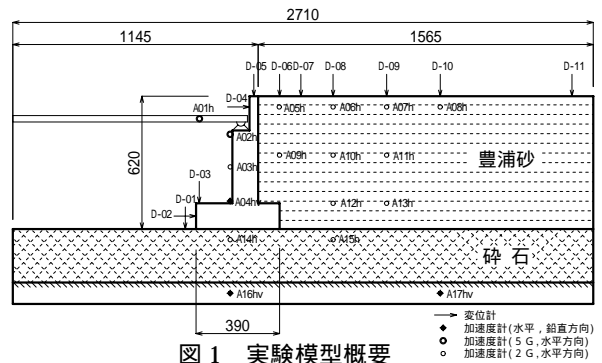


図 1 実験模型概要

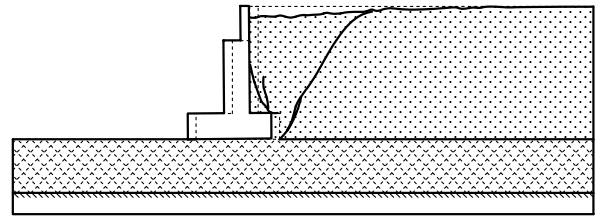


図 2 実験終了後の変形状況

表 1 模型地盤の土質定数

背面土質	(kN/m ³)	peak (度)	res (度)	C (kN/m ²)
豊浦砂	14.9	44.8	35.1	0
粒調碎石	17.7	54.6	46.6	0

ことができること
 がわかる。

滑動変位計算は、最終加振段階（加振加速度 1000gal）で実施した。計算には、表 1 に示す三軸 CD 試験結果より得られた土質定数を用いた。ただし、

底面摩擦角については大きさを変えて行った。計算結果を表 2 に示す。実験での最終加振段階の変位量は約 9mm である。

表 2 の増幅考慮とは、実験で得られた応答加速度と加振加速度の比を増幅率として計算に考慮した場合である。増幅を考慮した場合の変位量が小さくなっているのは、前記のように滑動に伴い応答加速度が頭打ちになっていて、1 以下の増幅率を使ったことによる。

このやり方は、橋台を剛体と仮定して、滑動運動を計算するという考え方に矛盾しているので、加振加速度をそのまま用いた計算（増幅非考慮）を実施した（ケース 3～5）。底面摩擦角を変化させて試算した結果、実測による滑動変位の挙動を説明できる摩擦角は約 43 度と推定される。ちなみに $b = 43^\circ$ は礫の b_{peak} の約 3/4 に相当する。図 4 にケース 5（ $b = 43^\circ$ ）の計算結果及び実測の変位挙動の時刻歴を示す。

以上のことから、底面摩擦角による影響は大きく、変形性能を照査する上で重要なパラメータであることがいえる。

なお、滑動変位の挙動に関して、実測は若干の後向き戻りがある。この差異に関して、主に 2 つの原因を挙げることができる。第 1 は、Newmark 法では一方向の変形の累積しか考慮していないことである。双方向の残留変形を考慮する場合は、主働方向の滑動に対する降伏震度と受働方向の滑動に対する降伏震度の 2 つを考える必要があり、さらに模型試験による複雑な履歴応答特性を合理的に説明できるモデル化が必要になる。

第 2 の原因は、底面の弾性復元力特性を考慮していないことである。これ以外にも、粘性抵抗、その他の影響も考えられる。

5 . おわりに

本解析で採用している Newmark 法は変形量が大きく算定されるが、設計上は安全側であり、少ないパラメータで簡単に予測できるという実用性は損なわれない。

実現象を合理的に再現・予測するモデル化と解析法の開発は今後の課題である。

<参考文献>

- 1) 館山,青木,窪田,堀井,古関：橋台振動実験の加振波形の影響，第 35 回地盤工学研究発表会,2000.
- 2) 堀井,館山,青木,米澤,古関,龍岡：各種背面構造橋台の模型振動実験に対する滑動変位解析，第 34 回地盤工学研究発表会,1999
- 3) 鉄道構造物設計標準・同解説,基礎構造物・抗土圧構造物，丸善,平成 9 年 3 月

表 2 滑動変位計算結果概要

ケース	増幅	底面摩擦角 b (度)	滑動変位量 d (mm)	結果
1	考慮	35.0	27	変位の時間変化の傾向は実測挙動に適合しているが、計算変位量は実測変位量の約 3 倍と大きい。
2	考慮	46.6	1	計算変位はピークの 1 波に対して発生するだけであり、計算変位量は実測変位量の約 10 分の 1 と小さい。
3	非考慮	35.0	37	変位の時間変化の傾向は実測挙動に適合しているが、計算変位量は実測変位量の約 4 倍と大きく開いた。
4	非考慮	46.6	6	変位の時間変化の傾向は実測挙動に適合しているが、計算変位量は実測変位量の約 6 割と小さくなった。
5	非考慮	43.0	13	変位の時間変化の傾向と累積変位量は実測挙動におおむね適合している。

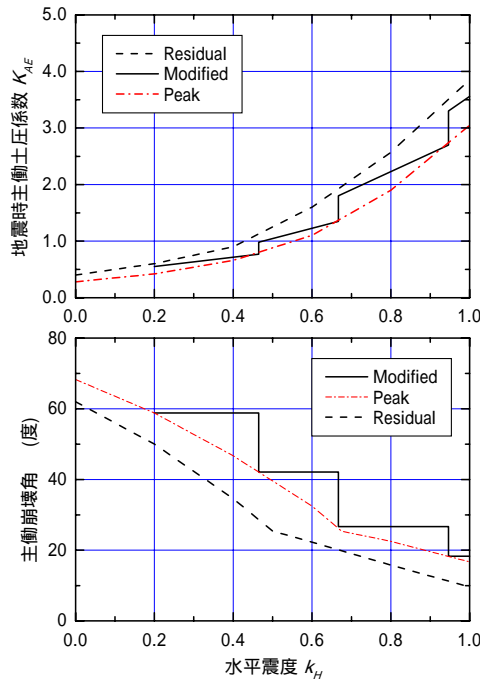


図 3 水平震度と地震時主働土圧係数,主働崩壊角の関係

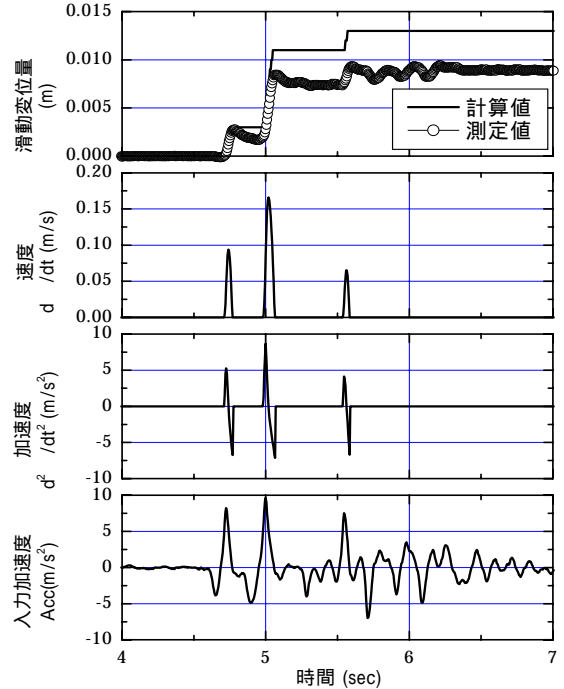


図 4 滑動変位時刻歴 (ケース 5)