

小型 FWD の時系列データを用いた路盤・路床の 強度評価に関する一検討

交通工学研究室 巽 吉生
指導教官 高橋 修

1. はじめに

小型 FWD は、落錘により衝撃荷重を路盤・路床表面に作用させ、その時に発生する荷重と変位の関係から地盤の強度評価を行う装置である。小型 FWD の概観を図-1 に示す。小型 FWD はハードウェアが開発されたばかりで、測定方法、データ処理等に不明な点が多い。既往の研究では、小型 FWD の荷重および変位の最大値のみを用いて平板載荷試験と同等のデータ処理方法で支持力係数を算出している。しかしながら、小型 FWD の載荷板直径は 100mm, 200mm, 300mm と 3 種類ある。支持力係数は載荷板の直径に反比例する。このことから、式(1)を用いて各種載荷板に適した沈下量を計算する必要がある。表-1 に各種載荷板の所定の沈下量を示す。

小型 FWD の欠点としては、落下高さやゴムバッファ、載荷板半径が異なれば測定結果が同じにならないと言った欠点がある。図-2 に示す 2 種類のゴムバッファ(特性を表-2 に示す)を用いて同一測点上で試験を行ったが、図-4 に示すように測定結果が異なった。そのため、既往の研究では、最大値のみを抽出して解析を行っているため良くないと言える。

そこで本研究の目的は、コンクリート土槽で小型 FWD と平板載荷試験を平行して行い試験データを採取した。その後、平板載荷試験で得られた荷重と変位のデータを静的に、小型 FWD 試験で得られた荷重と変位の時系列データを動的に処理し、解析によって各層の弾性係数を推定し、舗装路盤の強度を評価した。次に、動的試験

で得た荷重時間積(荷重発生からピーク値までの波形面積)および変位時間積(変位発生からピーク値までの波形面積)と平板載荷試験による強度評価結果関係から小型 FWD による新たな地盤強度評価を検討した。

2. 試験条件

コンクリート土槽を用いて道路舗装に近い路床・路盤を構築し、小型 FWD 試験と平板載荷試験を行った。

表-3 に小型 FWD の試験条件を示す。路床材料はマサ土を使用した。路盤材料は粒度調整砕石 M-40 を使用した。また、支持力の弱い路床を構築するため、路床上に緩衝マットを敷き、その上に砂質土を敷きならし路盤とした。地盤の試験条件を以下に示す。



図-1 小型 FWD 概略図

各種載荷板の沈下量の計算式

$$D = 1.25 \times \frac{R}{R_{300}} \dots \dots (1)$$

ここに、

D：小型 FWD を用いて支持力係数值を算出するときの沈下量

R 300：基準載荷板(300mm)の直径

R：小型 FWD の載荷版直径

表-1 所定の沈下量

載荷板直径(mm)	所定の沈下量(mm)
100	0.417
200	0.833
300	1.25

丸型バツファ 細長バツファ



図-2 ゴムバツファ

表-2 ゴムバツファの特徴

	丸型バツファ	細型バツファ
硬度	60度	65度
材質	JIS K 6386 種類 A	ネオプレンゴム

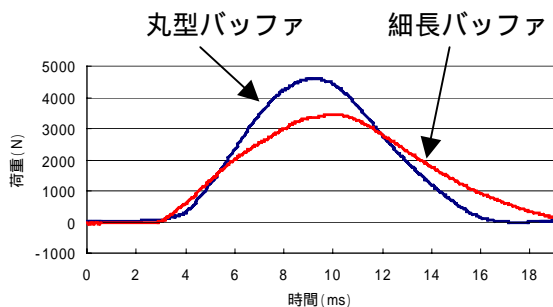


図-3 バツファの違いによる測定データの差異

表-3 小型 FWD の測定条件

重錘	5kg
ゴムバツファ	硬度 60, 硬度 65
載荷板直径	100mm, 200mm, 300mm
落下高さ	100mm ~ 350mm, 50mm 間隔

条件 1：支持力の低い路盤材料

図-4 に示すようマサ土を 200mm，その上に M-40 を 200mm 構築し，測点を 3 箇所設け，同じ位置で小型 FWD 試験と平板載荷試験を行った．その後，厚さが 125mm，50mm になるように路盤を再構築し，各断面で同様の試験を行い，最後にマサ土のみで試験を行い，合計 4 種類の断面で測定を行った．

条件 2：支持力の低い路床

図-5 に示すようにマサ土 200mm 上に，厚さ 140mm と 50mm の緩衝マットを敷き，その上に砂質土厚さ 200mm となるように 50mm 間隔で構築し，4 種類の断面で測定を行った．

条件 3：路盤材料を最適含水比に設定

締固め試験の結果により路盤材料の最適含水比は 7.2%であった．M-40 の含水比を 7.2%に調整し，図-4 に示すように，マサ土 200mm 上に路盤厚 200mm となるよう 50mm 間隔で構築し 4 種類の断面で測定を行った．

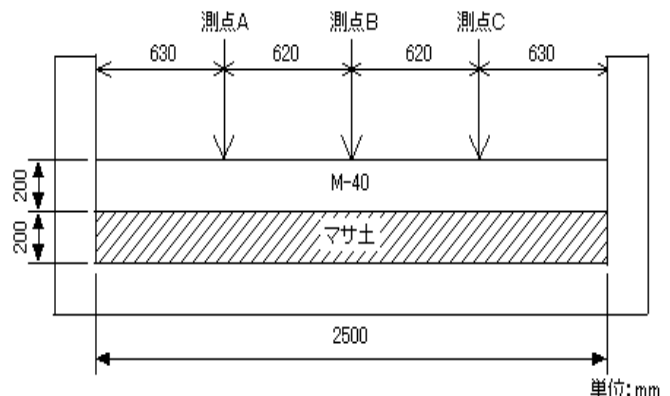


図-4 条件 1 と 3 の土槽概略図

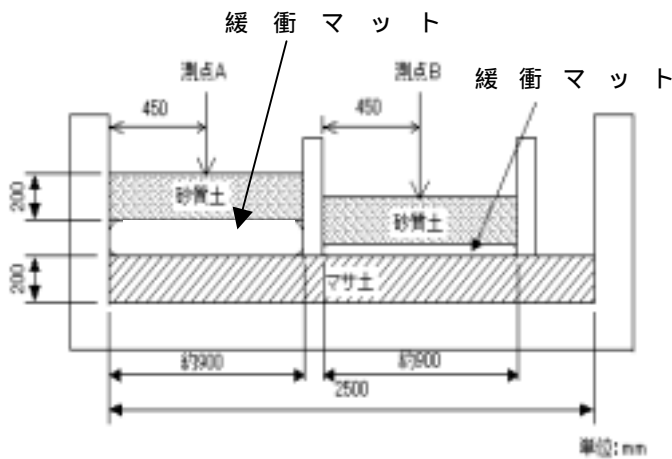


図-5 条件2の土槽外略図

3. 静的および動的解析

静的解析

平板載荷試験の荷重および変位から, ELSA (Elastic Layer System Analysis)を用いて静的解析を行った. ELSA は, 多層弾性構造体において, 層厚, 弾性係数, ポアソン比等のパラメータが既知であるとき, 多層弾性理論を用いて舗装構造体の挙動を知る事ができる. また, 任意点における応力, 変位およびひずみの計算が可能である. 最初に, 表-4 に示す物性値を用いて, 路床とコンクリート盤の 2 層構造で解析を行い, 路床の弾性係数を推定した. 図-6 から路床の弾性係数は 10MPa であると推測できた. 以後の解析は, 路床の弾性係数をこの値とした. 表-5 に示す物性値を用いて, 3 層構造で解析を行い路盤の弾性係数を推定した. 路盤の解析結果を表-6 に示す. 静的解析では, 層厚が薄くなるにつれて弾性係数が大きくなる現象が得られた.

表-4 静的解析の物性値 (2層構造)

層	層厚	弾性係数	ポアソン比
	(cm)	(MPa)	
路床	20	*	0.3
コンクリート	半無限	30000	0.4

* : 解析の際仮定する.

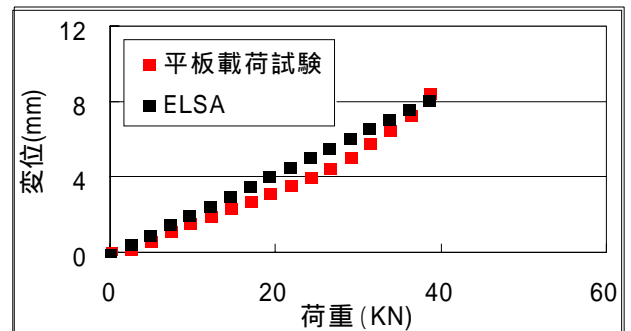


図-6 路床の静的解析の結果

表-5 静的解析の物性値 (3層構造)

層	層厚	弾性係数	ポアソン比
	(cm)	(MPa)	
路盤	5, 10, 15, 20	*	0.3
路床	20	10	0.3
コンクリート	半無限	30000	0.4

* : 解析の際仮定する.

表-6 静的解析の結果

路盤厚さ	弾性係数
(cm)	(MPa)
5	2700
10	400
15	325
20	55

動的解析

小型 FWD の荷重と変位の時系列データを入力値とし, NASTRAN を用いて動的解析を行った. 解析モデルは図-7 に示す通りで円筒座標系, 軸対称要素を用いて路盤と路床のモデルを作成し, 拘束条件は, 回転軸は鉛直方向以外拘束, 底面は完全拘束, 側面は半径拘束拘束とした. 荷重は, 等分布荷重として路盤の表面に作用させた. 荷重の入力波形を図-8 に, 動的解析に用いた各層の物性値を表-7 に示す.

表-7 動的解析に使用した物性値

舗装構成層	弾性係数	質量密度	ポアソン比
単位	(MPa)	(kg/m ³)	
路盤	*	2100	0.3
路床	10	1400	0.3

* : 解析の際仮定する.

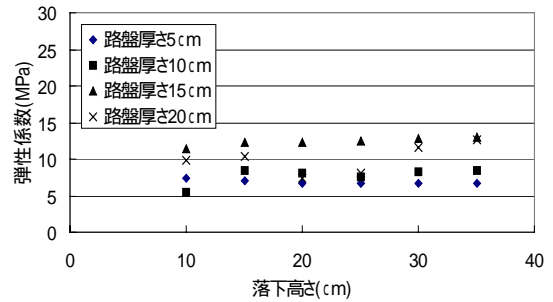


図-10 路盤厚の違が解析結果に与え

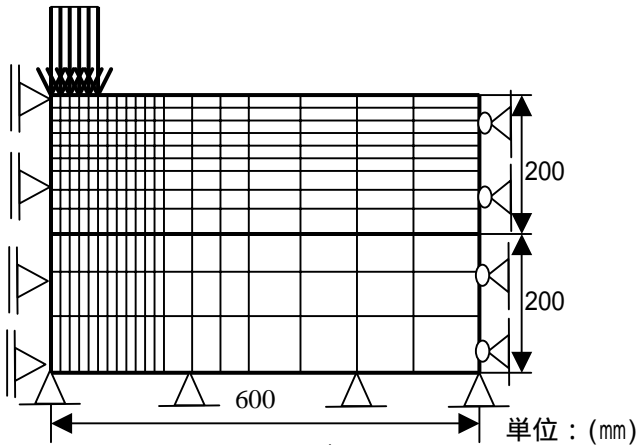


図-7 解析モデル

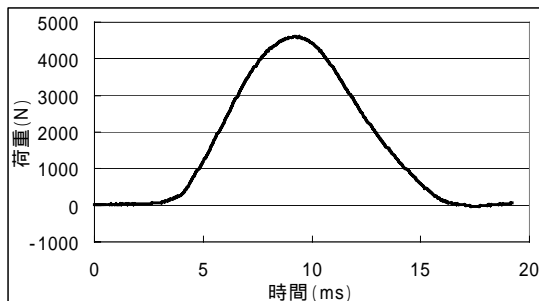


図-8 荷重の入力波形

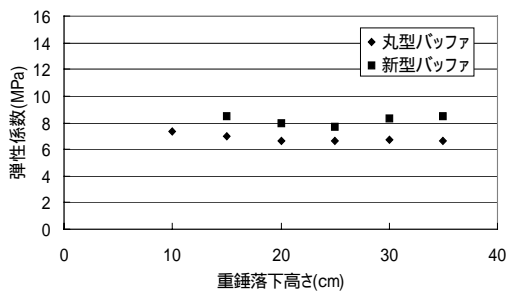


図-9 路盤厚 5cm の解析結果

図-9に路盤厚さ5cmの解析結果を,図-10に丸型バフファの結果を用いて,路盤厚の違いが,解析結果に及ぼす影響を示す.静的解析では,路盤厚が薄くなるにつれ,解析結果は大きくなったが,動的解析では,ゴムバフファ,重錘落下高さ,層厚が変わっても解析結果に変動はなかった.

この理由として,静的解析では,荷重および変位の最大値のみを用いて解析を行うため,解析に用いる情報量が少なく,ゴムバフファや重錘落下高さ,路盤厚の違いに対応できないが,動的解析では,荷重および変位の時系列データを用いて解析を行っているため解析に用いる情報量が多く,ゴムバフファ,重錘落下高さの違いに対応でき,解析結果に変動がなかったと言える.このことから,動的解析の優位性は疑えない.

4. ゴムバフファの違いが時間積に及ぼす影響

ゴムバフファの違いにより荷重と変位の最大値が異なる事は前節で説明した.しかしながら,表-8,9から荷重時間積(荷重発生からピーク値までの波形面積)および変位時間積(変位発生からピーク値までの波形面積)を見ればバフファが変わっても時間積は同一の値を示していると言える.このことから,時間積で考えればバフファの違いを対処できる.

表-8 バッファの違いによる荷重時間積の変動

	バッファ	丸型	細長
落下高さ	測定回数	時間積 (N ・ s)	時間積 (N ・ s)
15cm	1	14.9	14.4
	2	14.5	14.7
	3	14.0	14.3
	平均	14.5	14.5
30cm	1	20.5	20.3
	2	20.1	20.4
	3	20.0	20.7
	平均	20.2	20.5
45cm	1	25.3	24.9
	2	24.6	25.2
	3	25.3	24.9
	平均	25.1	25.0

積と重錘落下高さの関係を見た。図-11 から、重錘落下高さが変わっても、荷重時間積/変位時間積は、ほぼ同一の値を示している。このことから、ゴムバッファ、重錘落下高さが変わっても荷重時間積/変位時間積は、ほぼ同一の値を示しており、荷重時間積/変位時間積を正規化の値とした。

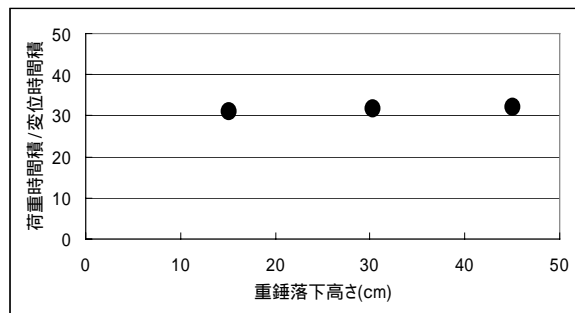


図-11 落下高さと時間積の関係

表-9 バッファの違いによる変位時間積の変動

	バッファ	丸型	細長
落下高さ	測定回数	時間積 ($\mu\text{m} \cdot \text{s}$)	時間積 ($\mu\text{m} \cdot \text{s}$)
15cm	1	0.5	0.49
	2	0.5	0.51
	3	0.51	0.5
	平均	0.50	0.50
30cm	1	0.65	0.67
	2	0.65	0.66
	3	0.65	0.66
	平均	0.65	0.66
45cm	1	0.73	0.77
	2	0.73	0.76
	3	0.73	0.78
	平均	0.73	0.77

5. 落下高さと時間積の関係

重錘落下高さが高くなるにつれて、載荷板に伝わる衝撃荷重は大きくなり、地盤の沈下量も大きくなる。このことから、荷重時間積/変位時間

6. 小型 FWD の時間積と弾性係数の関係

室内試験では、地盤の種類や性質を把握したうえで、平板載荷試験および小型 FWD 試験を行っている。しかしながら、現場では、地盤の種類および性質を知るために、地盤の強度評価試験を行っている。そのため、現場で容易に地盤の種類を推定できれば、地盤の強度評価の検討に役立つ。そこで、小型 FWD の時間積と動的解析で求めた弾性係数の関係を見てみた。図-12 に示すように、マサ土および M-40 で一つのブロックが形成されている。このことから、時間積から地盤の材料を推定できる。今後、様々な材料を用いて試験を行い、データを蓄積して、時間積から地盤の材料を推定可能にしたいと考えている。

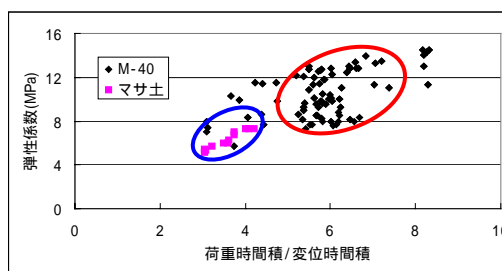


図-12 弾性係数と時間積の関係

7. 支持力係数と時間積との関係

平板載荷試験で求めた支持力係数と時間積の関係を図-13 に示す。しかしながら、平板載荷試験の支持力係数は地盤が 1.25mm 沈下した時の荷重強さから算出している。このことから、地盤が 1.25mm 沈下したという制約を受けている。そのため、小型 FWD も載荷板直径 10cm では 0.417mm、20cm では 0.888mm、30cm では 1.25mm と言った所定の沈下量付近の値のみを使用して時間積と支持力係数の関係を確認した。図-14 に示すように相関係数は 0.78 と大きく、所定の沈下量付近の時間積から高い精度で支持力係数が推定可能である。

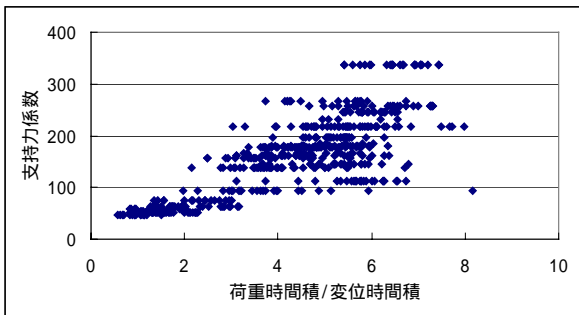


図-13 時間積と支持力係数の関係 1

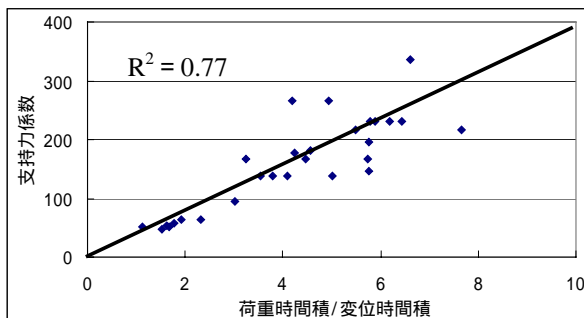


図-14 時間積と支持力係数の関係 2

8. 測定方法の提案

アスファルト舗装要綱により路床の CBR は 3 以上と規定されており、平板載荷試験の支持力係数に換算すると 65N/cm³ 以上となる。路盤材料はコンクリート舗装に対して、路盤上の支持力係数は 196 N/cm³ 以上とされている。このこ

とから、個々で使用した地盤を表-10 のように分類した。小型 FWD 測定結果から、所定の沈下量付近の値が得られる載荷板直径、落下高さの提案を表-11 に示す。

表-10 地盤の強度の分類

地盤	支持力係数 (N/cm ³)
支持力の低い路床	65 未満
支持力の高い路床	65 以上
支持力の低い路盤	196 未満
支持力の高い路盤	196 以上

表-11 載荷板直径、落下高さの提案

地盤	載荷板直径	落下高さ
	(mm)	(mm)
支持力の低い路床	200	100
	300	300
支持力の高い路床	100	150
	200	200
支持力の低い路盤	200	350
支持力の高い路盤	100	100

9. まとめ

- 動的解析では、路盤厚、重錘落下高さが変わっても解析結果に変動はなかった。
- 小型 FWD 試験で得た時間積と動的解析で得た弾性係数から地盤の材料を推定可能にした。
- 小型 FWD の時間積から平板載荷新の支持力係数を高い精度で推定可能にした。

参考文献

- 1) 阿部長門、関根悦夫、鴨智彦、前原弘宣：FWD 測定に基づく解析方法の違いが弾性係数に与える影響、土木学会第 54 回年次学術講演会、pp.376 - 377、1999