

# 小型 FWD 試験による 道路地盤の剛性評価に関する検討

木幡行宏<sup>1</sup>・アーマッド シャフィーク<sup>2</sup>・山本健一<sup>3</sup>・齋藤昌之<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 室蘭工業大学教授 大学院工学研究科くらし環境系領域 (〒050-8585 北海道室蘭市水元町 27-1)

E-mail : kohata@news3.ce.muroran-it.ac.jp

<sup>2</sup>学生会員 室蘭工業大学大学院 工学研究科 建設工学専攻 (〒050-8585 北海道室蘭市水元町 27-1)

<sup>3</sup>正会員 道路工業(株) 技術試験所 (〒005-0817 北海道札幌市南区川沿 17 条 2 丁目 4-1)

本論文は、小型 FWD 試験による路盤・路床・路体の剛性評価の適用性を検討すること目的として、既往の研究による文献調査と原位置における小型 FWD 試験および道路の平板載荷試験を実施し、小型 FWD 試験による  $K_{p,FWD}$  値と平板載荷試験による  $K_{30}$  値の関係について比較・検討を行った。その結果、礫質土の小型 FWD 試験による  $K_{p,FWD}$  値のデータは、原位置の締固め特性の影響によると考えられるバラツキが見られるものの、本論文において  $K_{p,FWD}$  値と  $K_{30}$  値の関係を示した提案式により、対象とする道路地盤の剛性レベルに応じて  $K_{30}$  値を推定することが概ね可能であることが示され、小型 FWD 試験による道路地盤に対する剛性評価の適用性が明らかにされた。

**Key Words** : evaluation of stiffness, road geomaterial, portable FWD,  $K_{30}$  value, field investigation

## 1. はじめに

一般に、盛土や路床・路盤の施工管理では、直径 30 cm の載荷板を用いて静的載荷を行う道路の平板載荷試験 (JIS A 1215) から得られる地盤反力係数  $K_{30}$  値 (変位量 1.25 mm の時の載荷応力を変位量 1.25 mm で除した値) を用いて剛性評価を行うことが多いが<sup>例えば, 1), 2)</sup>、道路の平板載荷試験は大きな反力装置が必要となり、多大な労力を費やすために 1 日に測定できる箇所が限られてくる。そこで、近年、盛土、路床、路盤などの人工地盤において、施工区間が短い箇所や狭い箇所、剛性が比較的小さい地盤など、車載型の FWD (Falling Weight Deflectometer) による測定が困難な箇所を対象として、持ち運びが容易で比較的正確な測定を迅速に多数行うことできるポータブルタイプの小型 FWD を地盤の剛性評価や施工管理に適用する試みがなされているが、種々の地盤に対する剛性評価の妥当性については未解明な部分が多い。一方、従来の設計マニュアルでは、設計や施工管理に用いる地盤の剛性は、道路の平板載荷試験で得られる  $K_{30}$  値を基本としている。したがって、小型 FWD 試験で得られる  $K_{p,FWD}$  値を設計や施工管理に用いられる指標とするためには、 $K_{p,FWD}$  値と  $K_{30}$  値の関係を求めておく必要がある。

これまで、多くの研究者が  $K_{p,FWD}$  値と  $K_{30}$  値の関係を報告しているが、これらの多くの有用なデータを収集・整

理して、統一的に論じた研究は少ない。

そこで、本研究では、建設中の道路工事現場において、小型 FWD 試験と道路の平板載荷試験を実施し、 $K_{p,FWD}$  値のばらつきについて検討するとともに、 $K_{p,FWD}$  値と  $K_{30}$  値の関係について、これまで報告された文献 (文献数 22) より、 $K_{p,FWD}$  値と  $K_{30}$  値に関するデータを収集・整理して、種々の地盤に対する  $K_{p,FWD}$  値と  $K_{30}$  値の関係について、本研究で実施した試験結果と併せて、比較・検討を行った。検討結果に基づいて、種々の地盤材料に対する  $K_{p,FWD}$  値と  $K_{30}$  値の関係式を提案するとともに、小型 FWD 試験による道路地盤の剛性評価の適用性を検討した。

## 2. 原位置試験箇所と地盤材料の物理的特性

小型 FWD 試験と道路の平板載荷試験による原位置試験は、写真-1~3 に示す道央自動車道虻田洞爺湖 IC、道々洞爺湖登別線、道々洞爺湖虻田線の工事現場の 3 現場で実施した。道央自動車道虻田洞爺湖 IC では、図-1 に示すような上部路床 (凍上抑制層)、下層路盤において、図-2 に示す測点で原位置試験を実施した。また、道々洞爺湖登別線では、図-3 に示すような下層路盤において、道々洞爺湖虻田線では、路体に対して、それぞれ原位置試験を



写真-1 道央自動車道虻田洞爺湖 IC



写真-2 道々洞爺湖登別線



写真-3 道々洞爺湖虻田線

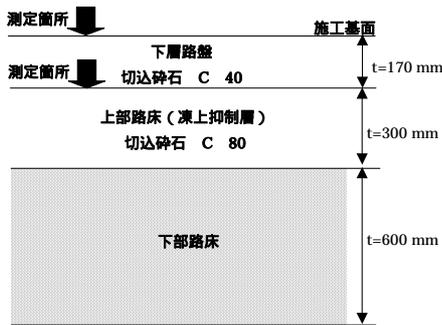


図-1 虻田洞爺湖 IC 断面図

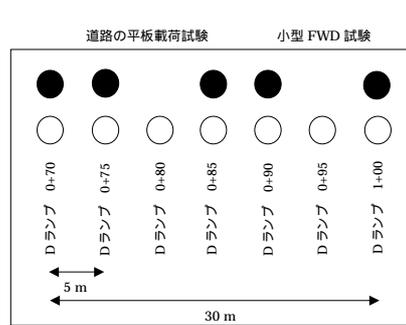


図-2 虻田洞爺湖 IC 平面図

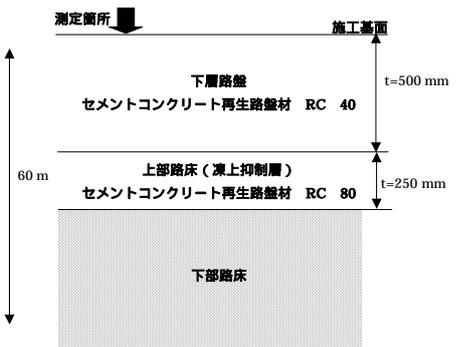


図-3 道々洞爺湖登別線 断面図

実施した。

原位置試験実施箇所における路床材・路盤材・路体材の物理的特性を表-1, 2に, 粒径加積曲線を図-4に示す。

また, 路床材・路盤材の締固め特性を把握するために, 突き固めによる締固め試験 (E b 法) から得られた締固め曲線を図-5に示す。図より, 粒径幅の広い切込砕石 C

80 は含水比の変化によって乾燥密度が大きく変化する傾向にあり, また, 最大乾燥密度は, 本研究で行った原位置試験箇所における路床材・路盤材の中では, 最も大きい値であった。

表-1 路床材・路盤材の物理的特性

路床材・路盤材	虻田洞爺湖 IC C-80	虻田洞爺湖 IC C-40	登別洞爺湖線 RC-40
粒 磧 分 (%)	59.88	71.57	68.43
砂 分 (%)	37.87	27.90	30.39
細 粒 分 (%)	2.251	0.522	1.179
60%粒径 $D_{60}$ (mm)	7.896	10.79	9.803
30%粒径 $D_{30}$ (mm)	1.261	2.577	2.084
10%粒径 $D_{10}$ (mm)	0.207	0.523	0.315
均等係数 $U_c$	38.14	20.63	31.12
曲率係数 $U_c'$	0.973	1.177	1.406
土粒子密度 $\rho_s$ ( $g/cm^3$ )	2.772	2.637	2.610
土質分類	GS		
締固め試験 (E-b) 法による 最大乾燥密度 $d_{max}$ ( $g/cm^3$ )	2.257	2.214	1.996
締固め試験 (E-b) 法による 最適含水比 $w_{opt}$ (%)	5.762	5.703	10.79

### 3. 小型 FWD 試験による $K_{PFWD}$ 値の算出方法

本研究で用いた小型 FWD 試験装置の載荷板直径は, 10 cm であり, 道路の平板載荷試験では, 一般的に用いられる載荷板直径 30 cm を用いた。小型 FWD 試験では, 一般に実施されている方法と同様に, 図-6 に示すように落下高さと重錘質量を変化させ, 0.417 mm (載荷板直径 30 cm の場合の変位量 1.25 mm に相当する変位量<sup>3)</sup>) を挟む 3 点の変位量を得るように落下高さと重錘質量を設定して測定を行い, 変位量 0.417 mm に相当する載荷応力を求めた。測定回数については, 1 測点における 1 回の設定での落下高さで, 重錘を 6 回落下して測定を行った。これは, 1 回目の落下による測定値が, 載荷板と地盤面とのなじみ等により, 不安定な値となるためである。本研究では, 1 回目の落下を予備落下とし, 2 回目以降の荷重

表-2 路体材の物理的特性

路体材	洞爺湖線 粘性土
粒 磧 分 (%)	7.722
砂 分 (%)	31.57
細 粒 分 (%)	60.71
60%粒径 $D_{60}$ (mm)	$7.230 \times 10^{-3}$
30%粒径 $D_{30}$ (mm)	$1.200 \times 10^{-2}$
10%粒径 $D_{10}$ (mm)	$9.592 \times 10^{-4}$
均等係数 $U_c$	75.38
曲率係数 $U_c'$	2.076
液性限界 $w_L$ ( $g/cm^3$ )	53.04
塑性限界 $w_P$ ( $g/cm^3$ )	21.26
塑性指数 $I_P$ ( $g/cm^3$ )	31.78
土粒子密度 $\rho_s$ ( $g/cm^3$ )	2.733
締固め試験 (A-a) 法による 最大乾燥密度 $d_{max}$ ( $g/cm^3$ )	1.474
締固め試験 (A-a) 法による 最適含水比 $w_{opt}$ (%)	27.24

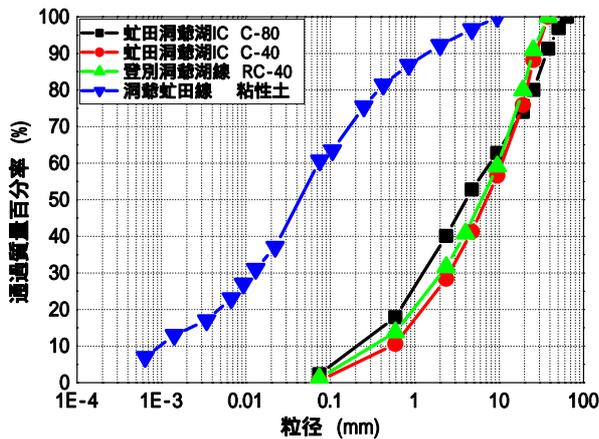


図-4 路床材・路盤材・路体材の粒径加積曲線

表-3 小型FWD試験の条件

原位置試験箇所	虹田洞爺湖C		洞爺湖登別線	洞爺湖IC
	上部路床	下層路盤	下層路盤	路体
載荷板直径	100 mm	100 mm	100 mm	300 mm
重錘質量	15 kg	10 kg	10 kg	15 kg
落下高さ	150~250 mmの 50 mm間隔	100~200 mmの 50 mm間隔	150~250 mmの 50 mm間隔	150~250 mmの 50 mm間隔
外部変位センサー数	1個			なし
外部変位センサーの設置位置	載荷中心点から 30 cm	載荷中心点から 30 cm	載荷中心点から 50 cm	

と変位量を測定データとして記録した。この5回分の変位量と荷重の値をそれぞれ平均し、この操作を3回行い、図-6に示すような変位量と載荷応力の関係を求め、 $K_{PFWD}$  値の算出を行った。ただし、不良と思われるデータは測定回数に含めていない。また、小型FWD試験により地盤の剛性を評価する場合、載荷時に載荷応力が伝達する範囲に剛性の異なる層が混在すると、地盤の剛性評価が難しくなる。 $K_{PFWD}$  値による地盤の剛性評価では、測定の対象となる地盤の層厚は最低でも載荷板直径の3倍以上必要であり、載荷板直径の5倍より深い位置での剛性評価はできないことが確認されている<sup>3)</sup>。そこで、本研究では下層の地盤の影響を検討するために、上部路床と下層路盤の剛性を求めるために、外部変位センサーを用いて多層弾性理論に基づく逆解析ソフト BALM (Back Analysis for Layer Moduli) により、載荷中心点から剛性評価の対象となる地盤の層厚と同程度離れた位置における地盤表面での変位量  $D_1$  も同時に測定し、2層モデルでの弾性解析による  $K_{PFWD}$  値の算出を逆解析によって行った。表-3は本研究で実施した原位置での小型FWD試験の条件である。図-1に示すように、虹田洞爺湖ICの層厚は、下層路盤では170 mm、上部路床では300 mmなので、外部センサーの位置を載荷中心点から300 mmとし、また、図-3に示すように、洞爺湖登別線の下層路盤の層厚は500 mmなので、外部センサーの位置を載荷中心点から300 mmとした。また、2層モデルでの弾性解析による  $K_{PFWD}$  値の算出は、虹田洞爺湖ICおよび洞爺湖登別線において外部センサーを設置した箇所を対象に実施し、弾性解析により得られた弾性係数  $E$  からポアソン比を0.3(礫質土)

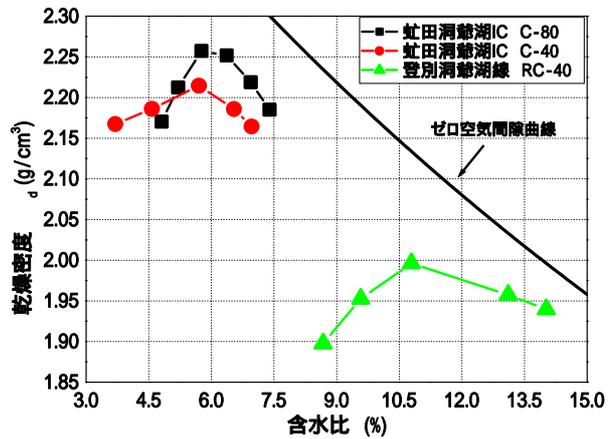


図-5 路床材・路盤材の締めめ曲線

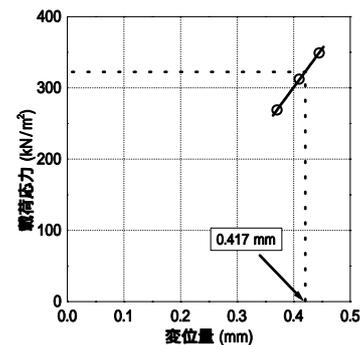


図-6 変位量と載荷応力の関係の例  
(載荷板直径10 cmの場合)

として、 $K = 2E/(\pi(1-\nu^2))$  ( $r$ : 小型FWDの載荷板半径 (mm)) より、 $K$  値を算出した。

本研究における多層弾性解析に用いた解析ソフト BALM の載荷条件はたわみ性載荷であり、小型FWD試験での剛性載荷と載荷条件は異なるが、本研究では、小型FWD試験装置の直径が10 cmであることから、載荷幅が比較的小さいと仮定し、載荷条件による結果に及ぼす影響は小さいと考えて多層弾性解析を実施した。

#### 4. 試験結果と考察

##### (1) $K$ 値のばらつきを検討

図-7~9に上部路床 C 80, 下層路盤 C 40, 下層路盤 RC 40 における各測点ごとの  $K_{PFWD}$  値と  $K_{30}$  値を示し、図-10には粘性土(路体)、礫質土(上部路床 C 80, 下層路盤 C 40, 下層路盤 RC 40)における  $K_{PFWD}$  値と  $K_{30}$  値の変動係数を示した。なお、アスファルト舗装が破壊を起こす限界沈下量を変位量 2.50 mm として、その時の荷重強さを地盤反力係数とする場合もあるので、図中には、変位量 2.5 mm の場合も示した。

図-7~9には、1層系解析による  $K_{PFWD}$  値を示したが、多層系解析による  $K_{PFWD}$  値と大きく値が異なることがわかる。ただし、図-8において、1層系と多層系解析による  $K_{PFWD}$  値の値がわずかに異なっているが、これは

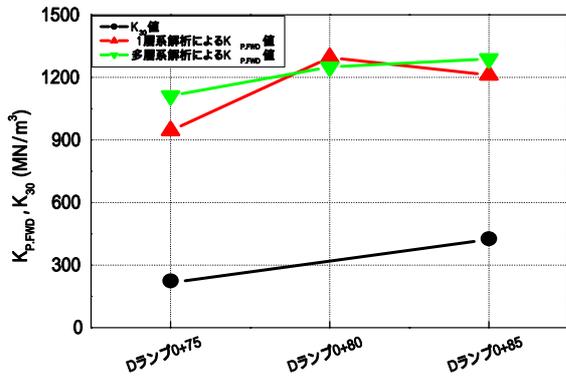


図-7 各測点ごとの  $K_{PFW}$  値と  $K_{30}$  値  
(上部路床 C-80)

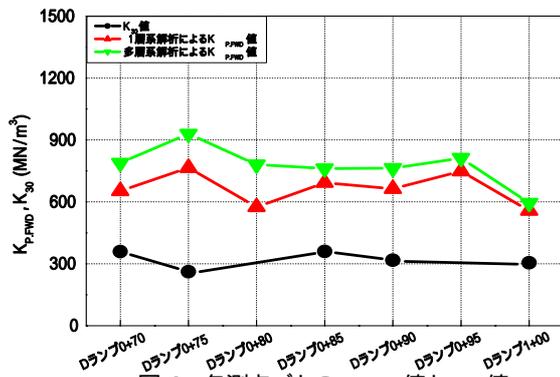


図-8 各測点ごとの  $K_{PFW}$  値と  $K_{30}$  値  
(下層路盤 C-40)

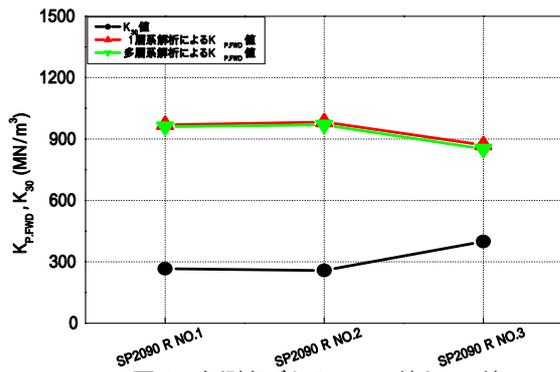


図-9 各測点ごとの  $K_{PFW}$  値と  $K_{30}$  値  
(下層路盤 RC-40)

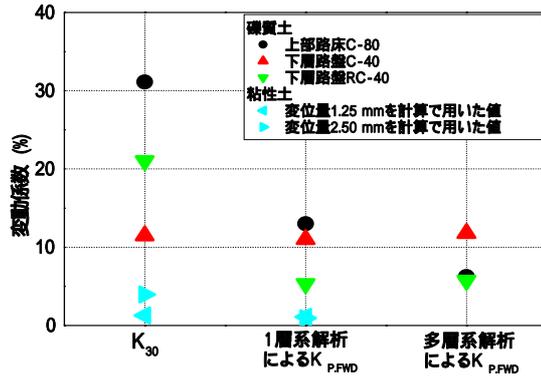


図-10  $K$  値データの変動係数

下層路盤の層厚が 170 mm であるのに対して、外部センサーの位置を 300 mm と大きく取りすぎたため、多層系解析に用いたたわみ量が過小評価され、1層系解析による  $K_{PFW}$  値に比べ大きくなったと考えられる。一方、 $K_{30}$  値は、ほぼ同程度の値を示しているのに対して、1層系および多層系解析による  $K_{PFW}$  値は大きな値を示している。

多層系地盤においては、碎石層が厚くなるにつれ  $K$  値は大きくなる傾向にあることが報告されているが<sup>4)</sup> 特に、FWD と小型 FWD による  $K$  値は  $K_{30}$  値に比べて大きくなる傾向にあり、本研究でも同様の結果となった。この要因として、小型 FWD 試験による載荷板の直径の違いや衝撃荷重の影響範囲の違いなどがあることが考えられる。

図-10 に示したデータのばらつきを示す変動係数を見ると、粘性土において、 $K_{30}$  値は 4% 程度と若干のばらつきはあるものの、1層系解析による  $K_{PFW}$  値に関しては 1% 程度となり、両者ともにばらつきは小さくなった。一方、礫質土において、上部路床 C 80、下層路盤 C 40 の 1層系解析による  $K_{PFW}$  値の変動係数は 11~13% 程度、下層路盤 RC 40 は 5% 程度と層厚の薄い上部路床 C 80、下層路盤 C 40 に関しては、下層地盤の剛性を受けているものと考えられる。また、上部路床 C 80、下層路盤 RC 40 における  $K_{30}$  値の変動係数はそれぞれ 30% 程度、20% 程度となり、大きくばらついた。この要因として、原位置における締固め程度の違いが影響して

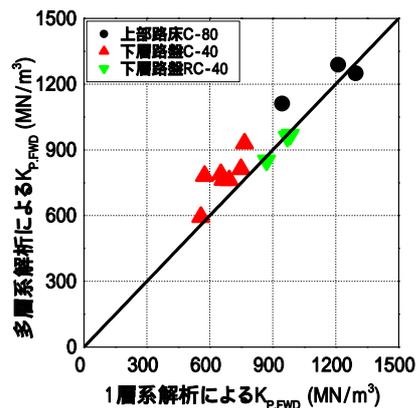


図-11 1層系解析による  $K_{PFW}$  値と多層系解析による  $K_{PFW}$  値の比較

いることが推察される。既往の研究においても、FWD 試験や小型 FWD 試験から得られた  $K$  値は、 $K_{30}$  値に比べて比較的ばらつきが小さいことが報告されており<sup>5), 6)</sup>、また、FWD 試験や小型 FWD 試験から得られた  $K$  値と締固め密度比や空気間隙率との相関性は、 $K_{30}$  値との相関性に比べ高いことが示されていることから、礫質土における  $K_{30}$  値は、締固め程度に影響されやすいといえる。

図-11 は、1層系解析による  $K_{PFW}$  値と多層系解析による  $K_{PFW}$  値の関係を示したものである。この関係から 1層系解析と多層系解析とでは得られる  $K_{PFW}$  値に大きな違いは見られないが、上部路床 C 80、下層路盤 C 40 において、多層系解析による  $K_{PFW}$  値のほうが大きい値となっていることから、前述したように、1層系解析による  $K_{PFW}$  値は下層地盤の剛性を受けているもの

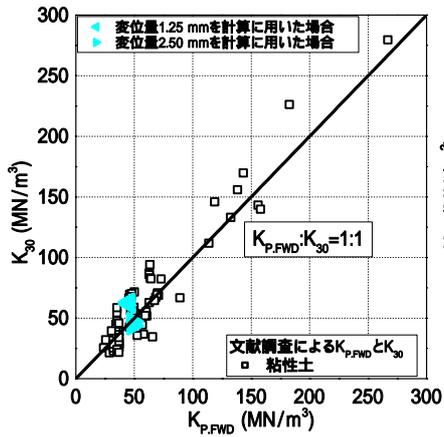


図-12  $K_{p,FWD}$  値と  $K_{30}$  値  
(粘性土)

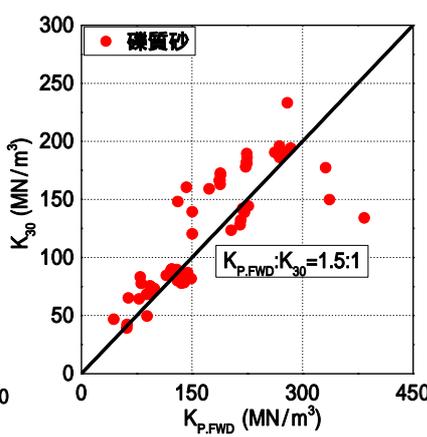


図-13  $K_{p,FWD}$  値と  $K_{30}$  値  
(砂質土)

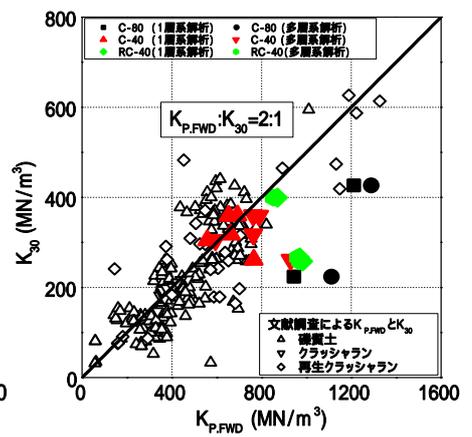


図-14  $K_{p,FWD}$  値と  $K_{30}$  値  
(礫質土)

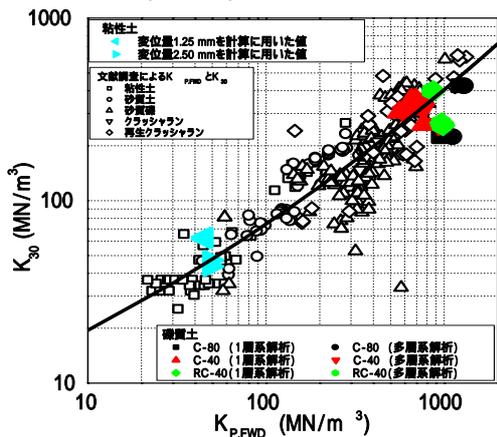


図-15  $K_{p,FWD}$  値と  $K_{30}$  値  
(すべての地盤材料)

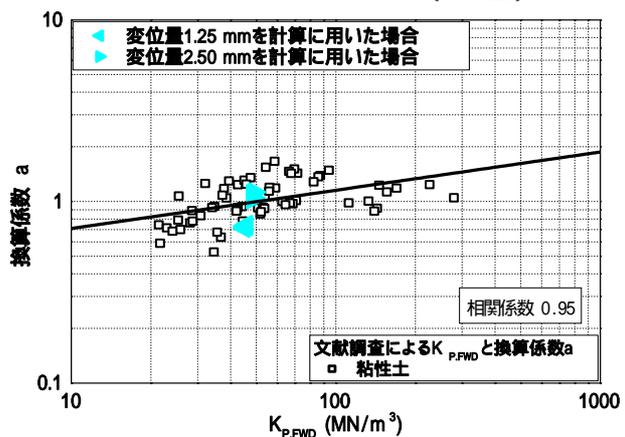


図-16  $K_{p,FWD}$  値と換算係数 a の関係  
(粘性土)

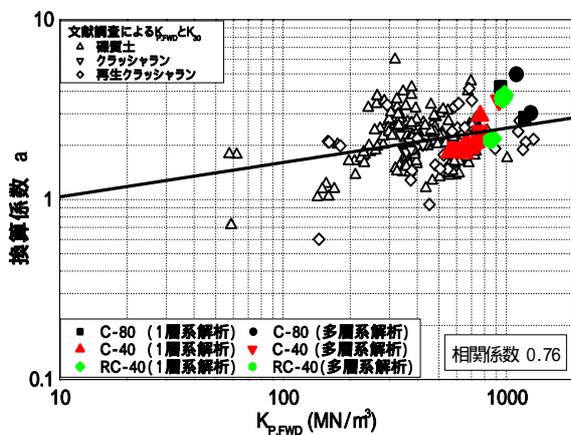


図-17  $K_{p,FWD}$  値と換算係数 a の関係  
(礫質土)

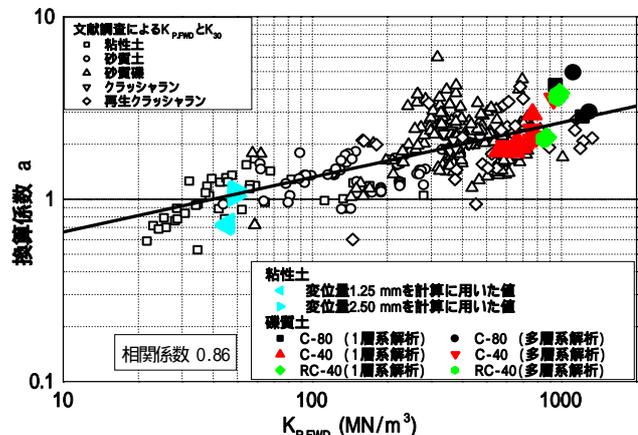


図-18  $K_{p,FWD}$  値と換算係数 a の関係  
(すべての地盤材料)

と考えられる。

(2)  $K_{p,FWD}$  値と  $K_{30}$  値の関係

図-12～14は文献調査で収集・整理した粘性土、砂質土、礫質土における  $K_{p,FWD}$  値と  $K_{30}$  値関係に<sup>4),6)-26)</sup>、本研究で実施した原位置試験で得られた  $K_{p,FWD}$  値と  $K_{30}$  値をプロットしたものである。砂系、礫系の地盤における締固め程度や小型 FWD の緩衝用ゴムバッファの個数や硬度の

違いなどの要因によって、 $K_{p,FWD}$  値にばらつきが生じると思われるが、それぞれの地盤材料における  $K_{p,FWD}$  値と  $K_{30}$  値の関係は粘性土のような剛性の小さい地盤では 1:1 (図-12)、粘性土より剛性の大きい砂質土では 1.5:1 (図-13)、さらに剛性の大きい礫質土では 2:1 (図-14) の関係であることが示されている。本研究で実施した原位置試験でも路体(粘性土)、下層路盤 C-40, RC-40 (礫質土)における  $K_{p,FWD}$  値と  $K_{30}$  値に関しては、それぞれ概ね

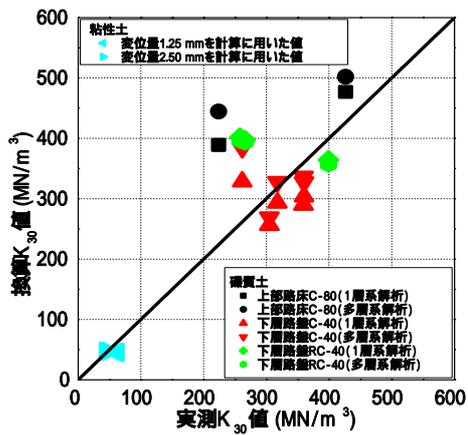


図-19 実測  $K_{30}$  値と換算  $K_{30}$  値  
(2)式による換算)

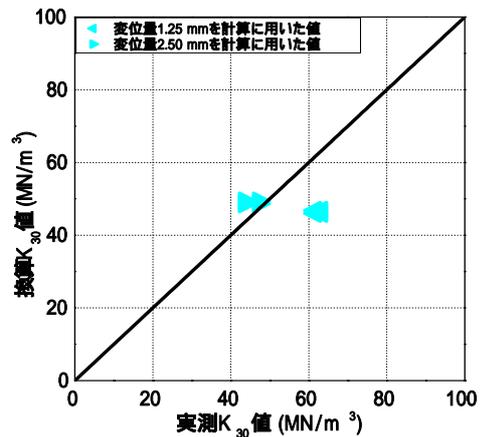


図-20 実測  $K_{30}$  値と換算  $K_{30}$  値  
(4)式による換算)

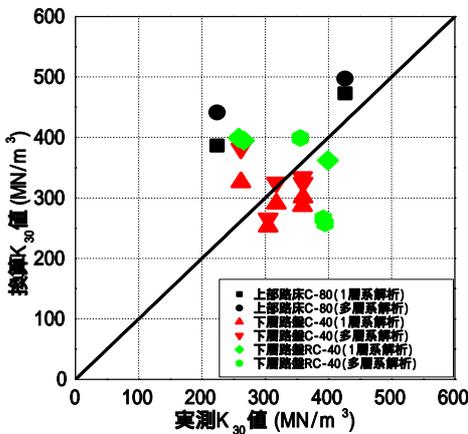


図-21 実測  $K_{30}$  値と換算  $K_{30}$  値  
(5)式による換算)

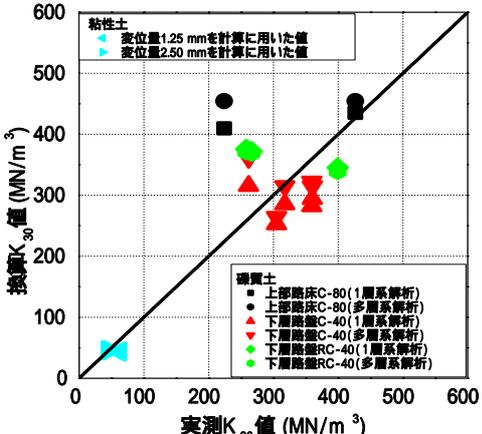


図-22 実測  $K_{30}$  値と換算  $K_{30}$  値  
(6)式による換算)

1 : 1, 2 : 1 の関係を示しているものがあるものの、礫質土では  $K_{PFWD}$  値が  $K_{30}$  値の 3 ~ 4 倍程度の値を示しているものもあり、特に、上部路床 C 80 では  $K_{PFWD} : K_{30} = 2 : 1$  の関係を示していない。しかし、過去の文献によるデータにおいても、 $K_{PFWD}$  値  $>$   $K_{30}$  値となるデータがあることから、特別な結果ではないと考えられる。ただし、上部路床に用いられている切込砕石 C 80 は、図-5 に示すように、わずかな含水比の変化で乾燥密度が大きく変化する地盤材料であることから、原位置での締固め程度にばらつきが生じていることが推察される。このような地盤材料の場合、 $K_{30}$  値は原地盤の剛性を過小評価している可能性があるかもしれない。

図-15 は、文献調査で収集・整理したすべての地盤材料における  $K_{PFWD}$  値 ~  $K_{30}$  値関係と本研究で実施した原位置試験で得られたすべての  $K_{PFWD}$  値と  $K_{30}$  値のデータをまとめてプロットしたものである。図中の曲線は、文献調査で収集・整理したデータの  $K_{PFWD}$  値 ~  $K_{30}$  値関係を両対数グラフで曲線回帰して得られたフィッティングカーブであり、(1)式で得られる関係式で表される。全体的に見ると、 $K_{PFWD}$  値 ~  $K_{30}$  値関係のデータにばらつきがみ

れるものの、定性的には概ね(1)式で表される関係にあることが分かる。

$$\log K_{30} = 0.861 + 0.352 \log K_{P,FWD} + 0.077 (\log K_{P,FWD})^2 \quad (1)$$

実施した原位置試験結果についても、上部路床 C 80、下部路盤 RC 40 での  $K_{30}$  値にばらつきがあるものの、概ね(1)式の関係にあると言える。

### (3) $K_{P,FWD}$ 値から $K_{30}$ 値への換算の検討

路床・路盤の施工管理では、 $K_{30}$  値を用いて剛性の評価を行う場合が多い。したがって、小型 FWD 試験から得られる  $K_{PFWD}$  値を  $K_{30}$  値に換算することは有用である。そこで、本研究では原位置試験から得られたデータについて、それぞれの  $K_{30}$  値に対する  $K_{PFWD}$  値を用いて(2)のように換算係数  $a$  を求めた。

$$a = \frac{K_{P,FWD}}{K_{30}} \quad (2)$$

一般に、地盤の剛性にはひずみレベル依存性や拘束圧依存性があるために、 $K$  値は一定とはならず、地盤の材料によっても異なる。 $K_{PFWD}$  値は  $K_{30}$  値に相当するものと

なるように、ひずみレベル依存性や載荷板直径の大きさの影響を考慮して算出している。しかし、砂系、礫系の地盤における締固め程度や、小型 FWD の緩衝用ゴムバッファの硬度の違いが生じることによって、重錘の質量や落下高さが同一でも衝撃荷重の大きさは異なり、載荷エネルギーは異なってくる<sup>27)</sup>。また、緩衝用ゴムバッファの材質はゴムのため、劣化や試験時の気温の変動によっても硬度が異なり<sup>28)</sup>、小型 FWD 試験によって得られる地盤反力係数の値に影響を及ぼすことが考えられる。また、小型 FWD の衝撃荷重による載荷応力の伝達範囲は、道路の平板載荷試験と同様に載荷板直径の3倍程度の深さまで伝達されることが確認されており<sup>5)</sup>、載荷応力が伝達する範囲に剛性の異なる層が混在し、測定対象となる地盤の層厚が載荷板直径の3倍より薄い場合には、地盤の剛性に影響を及ぼすことが考えられる。

したがって、本研究では  $K_{PFWD}$  値を  $K_{30}$  値に換算するためには、図-12～15 に示した  $K_{30}$  値～ $K_{PFWD}$  値関係をより詳細に検討する必要があると考え、図-16～18 に原位置試験で得られた測定データに関する  $K_{PFWD}$  値と換算係数  $a$  の関係を文献調査の結果ともあわせて示した。これらの図より、文献調査で収集・整理した粘性土、礫質土、すべての地盤材料、それぞれの  $K_{PFWD}$  値と換算係数  $a$  関係における回帰式を求めると(3)～(5)式となった。

$$\text{粘性土} \quad a = 0.438 \times K_{P.FWD}^{0.211} \quad (3)$$

$$\text{礫質土} \quad a = 0.666 \times K_{P.FWD}^{0.191} \quad (4)$$

$$\text{すべての地盤材料} \quad a = 0.331 \times K_{P.FWD}^{0.300} \quad (5)$$

文献調査から、砂質礫や再生クラッシュランのデータにばらつきが大きかったものの、全体的な傾向として、換算係数  $a$  は地盤の剛性レベルが大きくなるにつれ増加傾向にあり、概ね(5)式の関係式で示されるという結果が得られたが、原位置試験においても、 $K_{PFWD}$  値が大きくなるにつれ、換算係数  $a$  の値は増加傾向にあることがわかった。

図-19～22 に示すように文献調査から得られた  $K_{30}$  値への換算式(1)および(3)式～(5)式を用いて、 $K_{PFWD}$  値から  $K_{30}$  値を推定し、実測値による  $K_{30}$  値と換算値による  $K_{30}$  値の検討を行った。この図から、(1)および(3)式～(5)式のいずれの式による換算においてもほぼ同様の傾向を示している。すなわち、上部路床 C 80 におけるデータにおいては路体や下層路盤 C 40, RC 40 に比べて、実測値による  $K_{30}$  値と推定値による  $K_{30}$  値の一致の程度は低くなっているものの、全体的に見て実測値による  $K_{30}$  値と換算値による  $K_{30}$  値はほぼ一致しており、文献調査から得られた換算式(1)式、(3)～(5)式を用いて  $K_{PFWD}$  値から  $K_{30}$  値へ換算をすることにより、剛性レベルに応じて  $K_{30}$  値を推定

することがほぼ可能であることがわかる。

## 5. まとめ

小型 FWD 試験と道路の平板載荷試験による原位置試験を実施し、種々の地盤に対する小型 FWD 試験による地盤剛性評価を行った結果、以下に示す知見が得られた。

- (a) 多層系地盤における  $K_{PFWD}$  値は  $K_{30}$  値に比べて、大きな値を示した。この要因として、小型 FWD の載荷板直径の違いや衝撃荷重の影響範囲の違いなどが考えられる。
- (b) 多層系地盤による原位置試験箇所においては、1層系解析による  $K_{PFWD}$  値と多層系解析による  $K_{PFWD}$  値は大きく違わないが、上部路床 C 80 と下層路盤 C 40 において、1層系解析による  $K_{PFWD}$  値のばらつきが大きいため、1層系解析による  $K_{PFWD}$  値は下層地盤の影響を受けていると考えられる。
- (c) 本研究で実施した原位置試験による  $K_{PFWD}$  値～ $K_{30}$  値関係において、 $K_{PFWD}$  値と  $K_{30}$  値の関係は、路体(粘性土)、下層路盤 C 40, RC 40(礫質土)で、それぞれ概ね 1:1, 2:1 の関係を示した。ただし、礫質土では  $K_{PFWD}$  値が  $K_{30}$  値の 3～4 倍程度の値を示していたものもあり、特に、上部路床 C 80 では、 $K_{PFWD}$  :  $K_{30}$  = 2:1 の関係を示してはいない。これは、礫質土の締固め特性が影響していると推察される。
- (d)  $K_{PFWD}$  値～換算係数  $a$  関係において、 $K_{PFWD}$  値が大きくなるにつれ、換算係数  $a$  の値は増加傾向にある。また、文献調査から得られた換算式を用いて  $K_{PFWD}$  値から  $K_{30}$  値への換算をすることにより、剛性レベルに応じて  $K_{30}$  値を推定することがほぼ可能であることがわかった。

謝辞：本研究を進めるにあたり、原位置試験及びデータ整理などにおいて、本学大学院博士前期課程修了生 更谷 聡彦君、本学卒業生 堀直隆君の協力を得た。ここに、深甚なる感謝の意を表する。

## 参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説，土構造物，丸善，2007。
- 2) (社)日本道路協会：舗装調査・試験法便覧，pp199-204，2007。
- 3) 土木学会編：舗装工学ライブラリー 2，FWD および小型 FWD 運用の手引き，丸善，2002。
- 4) 関根悦夫，村本勝巳，須長誠，阿部長門，中西太：FWD を用いた鉄道路床・路盤の剛性評価，第 32 回地盤工学研究発表会，pp.2213-2214，1997。

- 5) 関根悦夫, 鴨智彦, 阿部長門, 丸山輝彦: 重錘落下による鉄道盛土の締固め管理方法, 土と基礎, vol.48, No.4, pp.13-16, 2000.
- 6) 関根悦夫: FWD を用いた鉄道盛土の施工管理, 基礎工, vol.34, No.8, pp.71-73, 2006.
- 7) 鴨智彦, 関根悦夫, 阿部長門, 丸山輝彦: FDW による K 値と  $K_{30}$  値との比較, 土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集, pp.384-385, 1999.
- 8) 鴨智彦, 関根悦夫, 阿部長門, 丸山輝彦: 小型の FDW を用いた鉄道盛土の剛性評価, 第 34 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1847-1848, 1999.
- 9) 鴨智彦, 関根悦夫, 阿部長門, 丸山輝彦: FDW を用いた盛土の剛性評価方法, 土木学会舗装工学論文集, Vol.4, pp.47-52, 1999.
- 10) 鴨智彦, 関根悦夫, 阿部長門, 丸山輝彦: 重錘落下による鉄道盛土の締固め管理方法, 土と基礎, Vol.48, No.4, pp.13-16, 2004.
- 11) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 - 省力化軌道用土構造物編 -, 丸善, pp.231-232, 1999.
- 12) 阿部長門, 関根悦夫, 上浦正樹, 三枝長生, 丸山輝彦: FWD による路盤・路床の支持力評価方法, 土木学会舗装工学論文集, Vol.2, pp.135-143, 1997.
- 13) 藤田博久, 上浦正樹, 高橋頭: HFWD を用いた路床強度の評価, 土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集, pp.16-17, 1996.
- 14) 阿部長門, 丸山輝彦, 村田修, 関根悦夫: FWD による鉄道盛土の締固め管理への適用について, 土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集, pp.40-41, 1996.
- 15) 阿部長門, 関根悦夫, 村本勝巳, 丸山輝彦: 載荷試験によるアスファルト混合物と路盤の変形特性, 土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集, pp.84-85, 1997.
- 16) 阿部長門, 関根悦夫, 村本勝巳, 中西太, 丸山輝彦: FWD を用いた礫材料の締固め特性の評価, 第 32 回地盤工学研究発表会講演集, pp.2207-2208, 1997.
- 17) 藤田博久, 神立哲夫, 三枝長生, 阿部長門: 土路盤における落下重錘式地盤支持力調査について, 土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集, pp.84-85, 1997.
- 18) 小河浩幸, 阿部長門, 関根悦夫, 鴨智彦: HFWD を用いた現地地盤の剛性評価, 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集, pp.16-17, 1998.
- 19) 丸子晃弘, 阿部長門, 関根悦夫, 大塚勝: 小型 FWD を用いた粘性土地盤の剛性評価の検討, 土木学会第 56 回年次学術講演会講演概要集, pp.16-17, 2001.
- 20) 北澤真, 山根信幸, 御手洗義夫, 中村明教, 上用敏弘: 小型 FWD 試験機の礫質地盤への適用について, 土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集, pp.667-668, 2003.
- 21) 関根悦夫, 村田修, 木幡行宏, 矢崎澄雄, 阿部長門, 雑賀義夫, 丸山輝彦: 礫材を用いた鉄道盛土の転圧試験(5), 第 31 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1847-1848, 1996.
- 22) 田中秀明, 佐藤研一, 吉田信夫, 永谷謙治: FWD を用いた道路舗装の支持力管理に関する検討, 第 33 回地盤工学研究発表会講演集, pp.2091-2092, 1998.
- 23) 田附伸一, 島峰徹夫, 関根悦夫, 阿部長門: FWD を用いた鉄道盛土の急速施工管理について, 第 33 回地盤工学研究発表会講演集, pp.2093-2094, 1998.
- 24) 阿部長門, 前原弘宣, 関根悦夫, 鴨智彦, 丸山輝彦: FWD を用いた砂材料の締固め特性の評価, 第 33 回地盤工学研究発表会講演集, pp.2101-2102, 1998.
- 25) 関根悦夫, 村田修, 阿部長門, 丸山輝彦: FWD による鉄道盛土の締固め管理に関する研究, 土木学会舗装工学論文集, Vol.1, pp.121-128, 1996.
- 26) 佐藤研一, 吉田研一, 田中秀明, 出利葉敦, 永谷謙治: FWD を用いた道路舗装の支持力評価, 土木学会舗装工学論文集, Vol.3, pp.67-72, 1998.
- 27) 関根悦夫, 上浦正樹: 小型 FWD 機種間における測定値のばらつきを検討, 第 60 回土木学会年次学術講演会, 第 部門, pp.159-160, 2005.
- 28) 藤生高弘, 岡野晴樹: 衝撃緩和材の温度変化が小型 FWD の測定値に及ぼす影響について, 第 58 回土木学会年次学術講演会, 第 部門, pp.1371-1372, 2003.

## INVESTIGATION ON THE STIFFNESS EVALUATION OF BASE COURSE / SUBGRADE GEOMATERIALS BASED ON PORTABLE FWD TEST

Yukihiro KOHATA, Ahamad SHAFEEQ, Kenichi YAMAMOTO, Masayuki SAITO

In this paper, the relationship between K value obtained by portable FWD test and K value by plate loading test is discussed. The data with both K values were collected from previous researches and portable FWD test and plate loading test at road construction fields on various geomaterials were performed. Based on the bibliographic survey and the field investigation, it was found that the values of  $K_{PFWD}$  by portable FWD test on a roadbed constructed by well-graded gravels show scattering result. It is considered that this is due to the compaction property. The proposal equation is almost possible to estimate the value of  $K_{30}$  from the value of  $K_{PFWD}$ .