

盛土構造を有する舗装道路の融解期における路床支持力について

久保 裕一* ・ 岳本 秀人** ・ 安倍 隆二***

1. はじめに

北海道に代表される積雪寒冷地の道路において、路床土の凍上対策は長年にわたり多くの研究がなされてきた。これらの結果、経験的な置換厚の採用などの凍上対策が道路設計に採用されている。一方、凍結した路床土が春季に上面から融解し、下部の凍結層による排水不良が原因で路床上面が著しく軟化する支持力低下問題に対しては、より安全側の支持力（設計 CBR）を採用することで対処している。土の凍上は一般的に①地下水位、②土質、③温度勾配の3条件が同時に満たされた時に発生する¹⁾といわれており、ひとつの対策をとれば防ぐことが可能である。このうち地下水位を降下させる工法については、多くの費用と労力を要する。しかしながら比較的高い盛土構造を有する道路では、路床面から地下水位までの距離が相対的に大きいため、凍上に必要な地下水の供給がより困難であることが容易に想像できる。本報告は、北海道において従来から採用されてきた融解期を考慮して採用されている支持力について、地下水の影響が少ないことが予想される高い盛土箇所などを対象に再検討したものである。

2. 盛土における凍上対策

比較的高い盛土においては、地下水と路床上面との距離が大きくなるため凍上に対して有利となる。横田ら²⁾によれば、土の種類により異なるが、凍上率は地下水位が2m以深で急速に小さくなることを述べて図-1を示しており、その量は含水比の影響を受けるとした。また、路線の多くに高い盛土箇所を有する日本道路公団（以下、公団と称する）では、盛土箇所の凍上対策を表-1³⁾に示すように規定し、特に6m以上の盛土については凍上対策なしとしている。一方、北海道開発局（以下、開発局と称する）では、池田ら⁴⁾が示した盛土高さがおおむね6m以上で、かつ施工含水比が25%以下の場合には、凍上対策としての置換厚を低減出来るとした報告を受け、平成13年度工事から運用を行っている。開発局が盛土部の凍上対策を置換厚の低減に留めているのは、公団が盛土路床の材料として CBR=10 または 5 の比較的良好な材料を規定しているのに対して、開発局では路床に流用土を使うことが多く、凍上の可能性が比較的高いためである。これらは

いずれも地下水位を考慮すれば、高い盛土は凍上を起こしにくい状況にあることを示しており、このような箇所では融解期に支持力低下しないことが推測される。

表-1 盛土部における凍上対策³⁾

盛土高さ	凍上対策の実施
6 m以上	凍上対策なし
3 m以上 6 m未満	凍上対策あり（凍上抑制層の厚さ 15cm）
3 m未満	切土部と同じ凍上対策の検討を行う

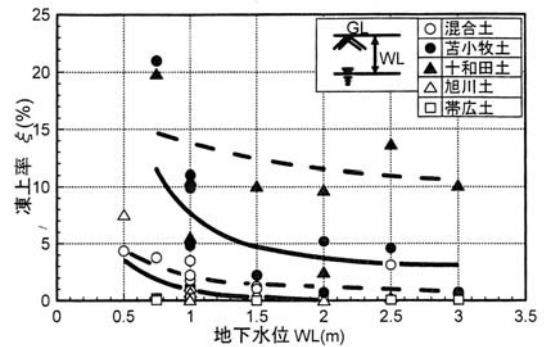


図-1 地下水位と凍上率の関係²⁾

3. 全道における路床支持力調査

(1) 調査概要

全道の一般国道において、盛土箇所の融解期における支持力を調査するため FWD 調査を行った（写真-1 参照）。路床土の材料と支持力の関係を求めるため、平成2年度に実施した土質特性による CBR の細分化検討の際に試料を採取した全道 62 箇所の内、特に盛土の高さが異なる 18 地点を調査位置に抽出した。調査位置を図-2に、各位置の詳細を表-2に示す。



写真-1 FWD 測定車によるたわみ測定

表-2 FWD 調査位置一覧表

調査位置		盛土高(H) ランク (m)	路床土 分類	細粒分 含有率 (%)	凍上率 (%)	含水比 (%)	交通 区分	置換厚 (cm)
番号	路線名							
2-1	R273 : 上士幌町	2.0m	細粒土	65.5	19	20.3	B	100
2-2	R5 : 八雲町	2.5m	砂質土	26.5	8	30.2	C	60
2-3	R336 : 豊頃町	3.5m	細粒土	66.1	14	25.1	A	90
2-4	R40 : 比布町	3.0m	礫質土	37.0	22	23.4	C	90
2-5	R336 : 豊頃町	2.0m	細粒土	66.5	14	25.1	A	90
2-6	R40 : 比布町	6.0m	礫質土	37.0	22	23.4	C	90
2-8	R36 : 北広島市	1.5m	火山灰	26.4	1	38.4	C	80
2-7	R38 : 赤平市	2.5m	砂質土	44.5	4	20.8	B	90
2-11	R38 : 赤平市	6.0m	砂質土	44.5	4	20.8	B	90
2-13	R275 : 美深町	2.5m	礫質土	16.2	9	15.0	B	100
2-14	R5 : 七飯町	2.5m	砂質土	18.4	10	18.8	C	70
2-15	R273 : 上川町	1.5m	礫質土	18.0	13	15.6	A	90
2-17	R274 : 穂別町	7.0m	礫質土	16.1	9	10.1	B	90
2-18	R38 : 富良野町	8.0m	礫質土	19.3	10	13.8	C	90
2-19	R275 : 深川市	2.0m	礫	3.2	2	9.3	B	90
2-21	R275 : 深川市	3.0m	礫	3.2	2	9.3	B	90
2-22	R337 : 石狩市	6.5m	砂	5.9	4	19.9	C	80
2-23	R275 : 深川市	2.0m	礫	3.2	2	9.3	B	90
愛別	旭川紋別自動車道	6.8m	礫	20.0	4	17.5	B	90
上川	旭川紋別自動車道	4.0m	礫	6.0	5	8.1	B	90
白滝	旭川紋別自動車道	5.5m	砂質土	15.0	4	17.3	B	90
帯広	帯広広尾自動車道	3.1m	細粒土	59.0	22	35.5	B	100



図-2 全道における FWD 調査位置図

これら 18 箇所とは別に、平成 10～12 年度にかけて置換厚の軽減を目的として高規格道路試験ヤード（愛別、上川、白滝、帯広）にて、FWD による支持力や凍上量等を計測⁴⁾した結果も併せて解析した。各調査路線の土質は礫質土から細粒土、火山灰まで様々であり、凍上率は 1～22%であった。なお、凍上試験は径 15cm の公団法を用いて実施している。盛土の高さは 1.5～8.0mであり、含水比は 8～38%である。

全道における FWD 測定は、平成 14 年度の秋季と平成 15 年度の春季（融解期）にそれぞれ実施し、融解期における弾性係数保存率を算出した。各調査位置における融解時期は、気象条件や土質条件、地下水位によって異なるが、有田ら⁵⁾の試算によれば最遅で 5 月の中旬程度となる。これらを踏まえて、春季の調査は上記以前の時期に行うこととした。高規格道路試験ヤードにおける FWD 測定は、平成 11 年度の秋季と平成 12 年度の春季に実施している。

FWD 測定により求めたアスファルト表面のたわみ値を用いて、逆解析プログラム LMBS（中央大学理工学部土木工学科 フリー）を使用しアスファルト混合物層、路盤、路床の弾性係数を算出した。この路床の弾性係数を秋季と春季について求め、路床の弾性係数保存率を定義した。この保存率は、式(1)に示すように凍結融解後の路床弾性係数を凍結融解前のそれで除したものである。

$$\text{路床の弾性係数保存率} = \frac{\text{凍結融解後の路床弾性係数}}{\text{凍結融解前の路床弾性係数}} \dots\dots\dots \text{式(1)}$$

さらに、この弾性係数保存率と実際の現場 CBR による CBR 保存率を比較するため、2-1 上士幌町、2-3、-5 豊頃町、2-19、-21、-23 深川市にてアスファルト層および路盤を開削し現場 CBR 試験を実施した。開削の際には路床を観察し、その凍結融解の有無を確認した。

(2) 調査結果

上土幌、豊頃、深川にて実施した現場 CBR 試験による CBR 保存率と、FWD による路床の弾性係数保存率の

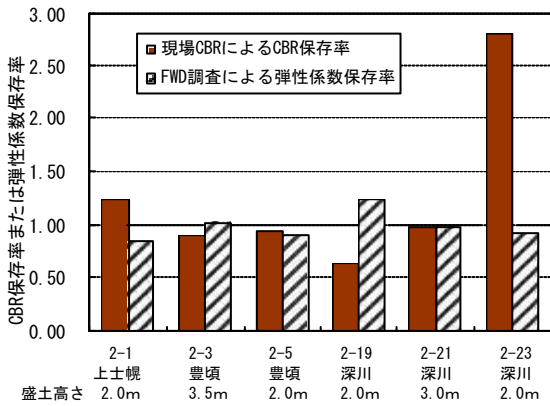


図-3 現場 CBR 保存率と FWD による路床の弾性係数保存率との比較

比較を図-3 に示す。ここで CBR 保存率とは、式(2)に示すように凍結融解後の CBR を凍結融解前の CBR で除したものである。

$$\text{CBR 保存率} = \frac{\text{凍結融解後の CBR}}{\text{凍結融解前の CBR}} \dots\dots\dots \text{式(2)}$$

現場 CBR 保存率と FWD による弾性係数保存率の差は、特に深川でばらつきが大きい結果となっている。これは土質が礫質土で、材料のばらつきが影響していると考えられる。秋季と春季の含水比の差は上土幌・豊頃で 1.6~2.4%、深川で 0.1~2.3% の範囲であり、融解期において秋季と比較し大きな変化はなかった。試験開削時に路床面を観察したが、融解による路床の軟化や高含水状態は確認されなかった。佐藤ら⁶⁾によれば、現場 CBR 値と路床の推定弾性係数との間にはばらつきがあることが報告されている。

全道 18 箇所と高規格道路 4 箇所で行った FWD 調査結果による、盛土高さ と弾性係数保存率の関係を図-4 に示す。ここで、盛土高さとは地下水位面からの高さではないが、すべての調査位置で地下水位を確認することは困難であり、安全側となるよう基礎地盤から路床上面までの高さを盛土高さとしている。現道における盛土高さ と弾性係数保存率に一定の傾向は見られないが、これは盛土材料の土質により凍上性が異なるためである。見かけの傾向として盛土高さが 4m 以下では、弾性係数保存率が 1 以下で支持力低下しているものが多く見られる。

FWD 調査を実施した箇所における、路床土の細粒分含有率と含水比の関係を図-5 に示す。両者の相関は高くはないが、細粒分含有率が高くなるに従い含水比が大きくなる傾向が見られる。土質と CBR 保存率の関係については、既報⁷⁾のとおり細粒分含有率 20% を境界として、支持力低下傾向を区別することが出来るとしている。

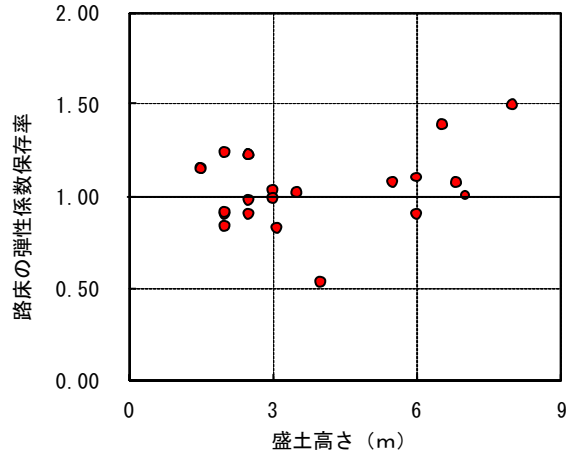


図-4 盛土高さ と弾性係数保存率

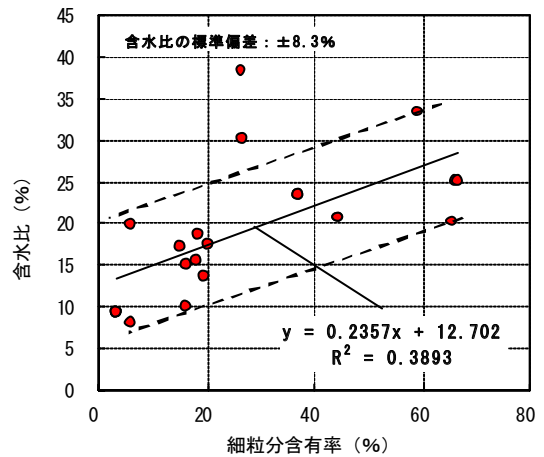
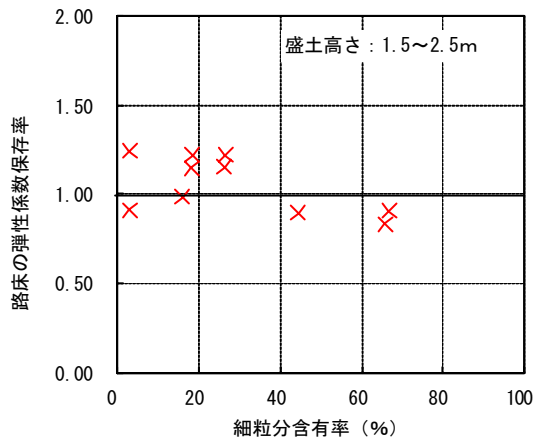
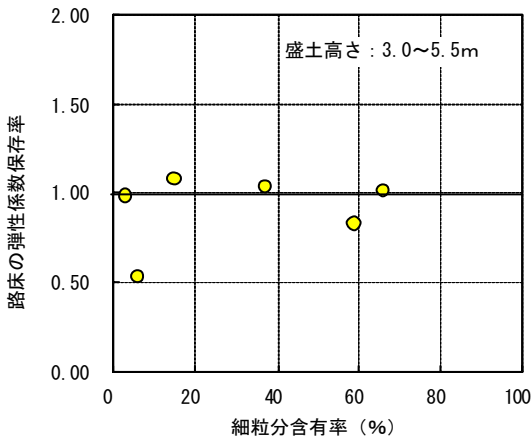


図-5 細粒分含有率と含水比

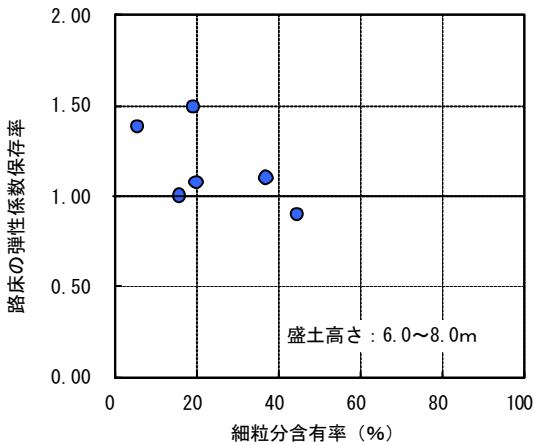
そこで、路床土の細粒分含有率に着目し、盛土高さを 3m 未満、3~6m、6m 以上に区分して、細粒分含有率と弾性係数保存率との関係を求めた。盛土高さ区分別の両者の関係を図-6(a)、(b)、(c) にそれぞれ示す。いずれの盛土区分においても、細粒分含有率と弾性係数保存率に高い相関関係はみられない。盛土高さが低くなると、土質の他に地下水位が凍上性に影響すると考えられるが、他に気象等も考慮する必要がある。盛土高さ別の傾向として、5.5m 以下では細粒分含有率が低くても路床の弾性係数保存率が 1 を下回るものがあるが、6m 以上ではほとんどが保存率 1 以上であった。



(a) 盛土高さ 3m未滿



(b) 盛土高さ 3~6m



(c) 盛土高さ 6m以上

図-6 盛土高さを区分した細粒分含有率と弾性係数保存率

4. 試験施工における実証調査

(1) 試験施工概要

盛土高さ 6m以上での支持力低下の有無を確認するため、日高自動車道の鷓川インターチェンジのランプ

部(写真-2参照)において盛土高さ 3mおよび9mでの支持力調査を行った。上記2箇所における舗装断面の置換厚は、標準となる80cmの他に60cmを試験的に採用した。舗装断面の詳細を図-7に示す。



写真-2 鷓川 IC 試験ヤード

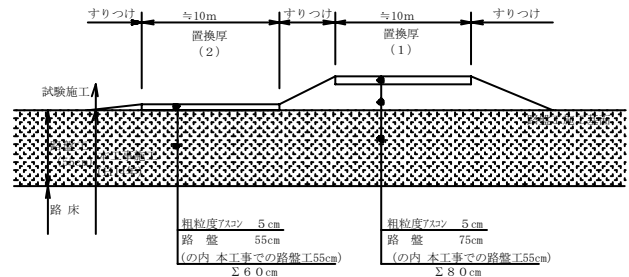


図-7 鷓川 IC 試験ヤード断面図

調査項目を以下に示す。

- 1) FWDによるたわみ測定
- 2) 現場 CBR 試験
- 3) 凍上量調査
- 4) 凍結深さ測定
- 5) 各種土質試験

試験施工断面の完成が平成14年12月であったことから、平成15年度の春季に融解期のFWD測定を実施し、同年6月に通常時期のFWD測定を実施した。また、現場CBR試験も行った。たわみ測定結果は全道調査と同様の解析を実施し、弾性係数保存率を算出した。

(2) 調査結果

平成14年度冬期の鷓川地方の凍結指数および過去20年間の凍結指数の推移を図-8に示す。平成14年度(2002年)の凍結指数は642°C・daysであり、過去20年と比較すると寒い年といえる。最も暖かい1990年と比較すると、凍結指数は約2倍となっており、この1990年からの置換厚として式(3)を用いて

$$\begin{aligned} \text{置換厚} &= C \times \sqrt{\text{凍結指数}} \times 70\% \quad \dots\dots\dots \text{式(3)} \\ &= 4.4 \times \sqrt{321} \times 0.7 = 55.18 \approx 60\text{cm} \end{aligned}$$

表-3 土質試験結果一覧表

調査位置	盛土高(H)ランク(m)	路床土分類	細粒分含有率(%)	凍上率(%)	含水比(%)	交通区分	置換厚(cm)
日高自動車道 鷓川ICランプ	3.0m	火山灰	14.7	11	53.7	C	60
	3.0m						80
	9.0m						60
	9.0m						80

※凍上試験は径8cmの排水工指針法を用いた

これは過去20年(1983~2002年)のうちで、凍結指数が最も小さい年の指数から求めた置換厚であり、路床により深く凍結が入る状況を想定したものである。以上より、試験断面の置換厚は標準の80cmおよび60cmの2種類となっている。

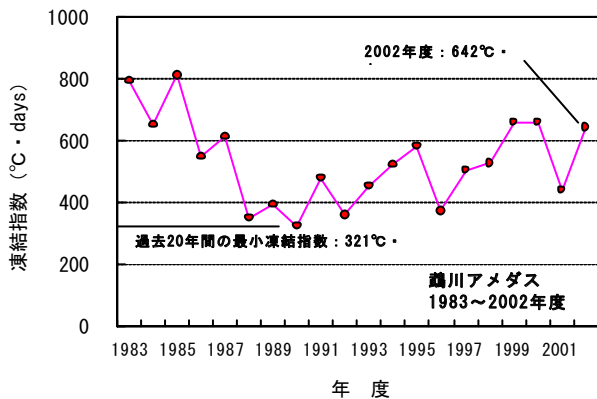


図-8 鷓川地方における凍結指数の推移

鷓川IC盛土路床土の土質試験結果の一覧を表-3に示す。盛土使用材は火山灰であり、含水比は53.7%、細粒分含有率は14.7%である。

盛土高さ3mおよび9mにおける、平成14年度冬期の最大凍上量と、同一日に観測した凍結深さを図-9に示す。なお、凍結深さは凍結深度計(メチレンブルー)を舗装体に挿入し測定した。この深度計は、凍結部分が写真-3-右に示すようにブルーから無色透明になる。



写真-3 凍結深度測定状況

凍上量は0.6~0.8cmで、置換厚や盛土高さによる差は見られない。路床に進入する凍結深さは、置換厚60cmの方が80cmより深くなる傾向がみられる。盛土高さ別

に凍結深さを比較すると、置換厚60cmの場合で4cm、置換厚80cmの場合で2cm、盛土高さ3mが9mの場合より凍結深さが大きくなった。

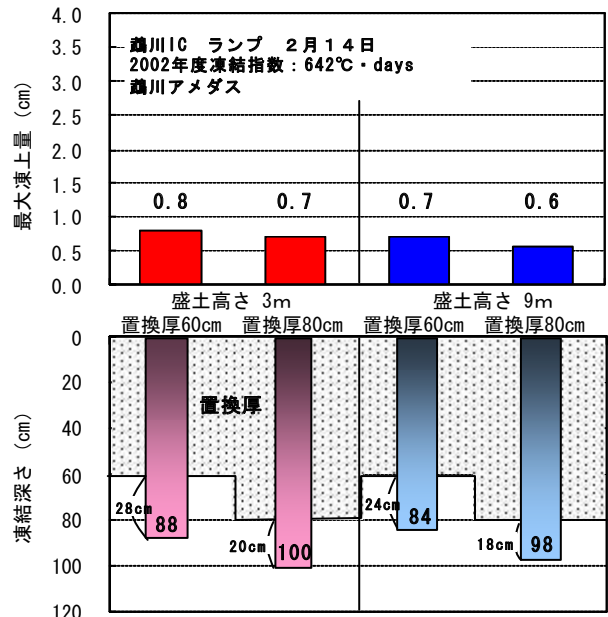


図-9 凍上量および凍結深さ

FWD測定により算出した、路床の弾性係数保存率を図-10に示す。なお、測定は各条件につき3箇所実施している。路床の弾性係数保存率の平均値は、盛土高さ3m、9mともに0.99程度であった。同値の標準偏差を盛土高さ別に比較すると、3mでは0.267、9mで

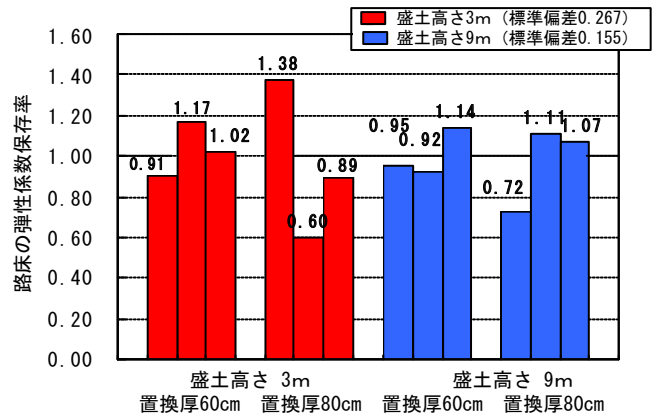


図-10 盛土高さ別の路床の弾性係数保存率

は0.155であり、盛土が高い場合で保存率のばらつきは小さくなっている。一方、置換厚の違いによる弾性係数保存率に一定の傾向は見られない。



写真-4 現場 CBR 測定状況

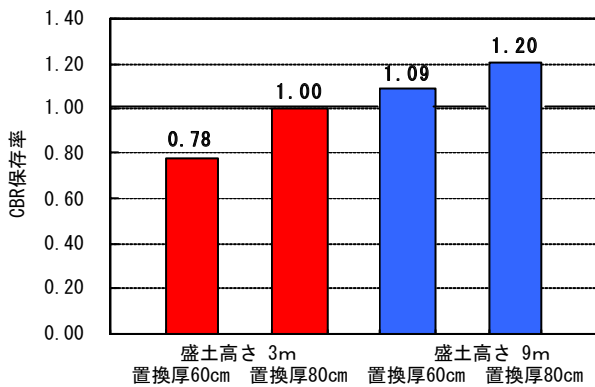


図-11 現場 CBR 試験による CBR 保存率

現場 CBR 試験の測定状況を写真-4 に、測定結果を図-11 にそれぞれ示す。盛土高さ 9m が 3m より CBR 保存率が高い傾向を示しており、盛土高さ 9m では置換厚にかかわらず CBR 保存率が 1 以上であった。凍結深さが深い場合に保存率が小さくなる傾向が見られることから、図-12 に示す CBR 保存率には盛土高さの差が現れていると考えられる。以上から、盛土高さ 9m では支持力低下しないことが確認できた。

5. 路床の設計 CBR の検討

試験施工の調査結果と全道における支持力調査結果から、凍結融解前の CBR と凍結融解後の CBR を推定した。ここで、CBR は図-12 から式(4) ⁸⁾ を用いて算出した。

$$E = 100\text{CBR} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \\ = 10\text{CBR} \text{ (Mpa)} \quad \dots\dots\text{式(4)}$$

ここで、E：路床の弾性係数

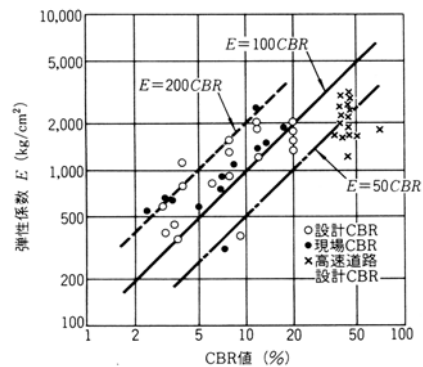
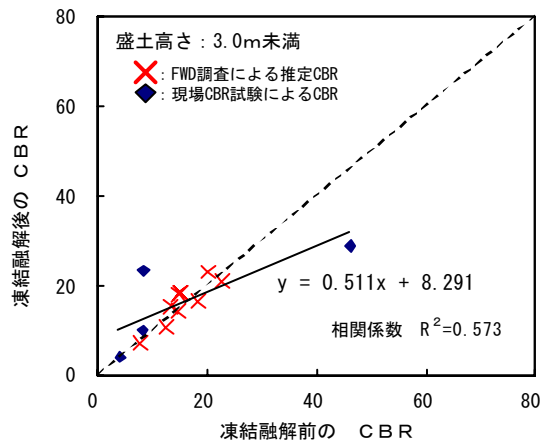
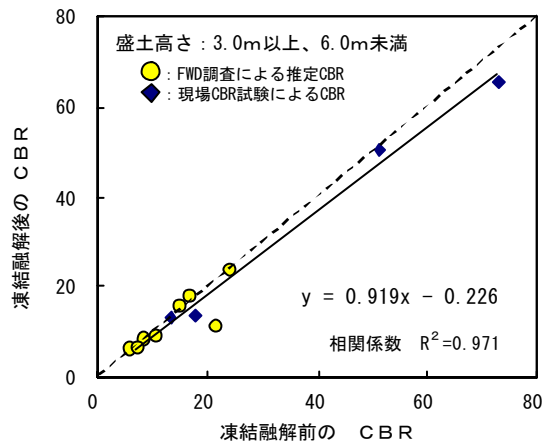


図-12 CBR 値と FWD たわみより求めた弾性係数 E の関係 ⁸⁾

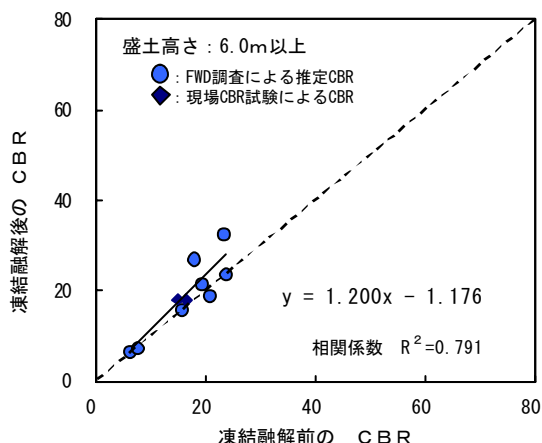
盛土高さを区分した、凍結融解前の CBR と凍結融解後の CBR の関係を図-13 (a)、(b)、(c) にそれぞれ示す。なお、解析には現場 CBR 試験における CBR も併せて用いている。



(a) 盛土高さ 3m 未満



(b) 盛土高さ 3~6m



(c) 盛土高さ6m以上

図-13 盛土高さを区分した凍結融解前後のCBR

盛土高さ3m未満では凍結融解前のCBRと凍結融解後のCBRとの相関は低く、近似直線の傾きは1以下となっている。これは盛土高さが相対的に低いため、地下水位や土質の影響を受けやすくなりばらつきが大きくなっているものと考えられる。盛土高さが3m以上、6m未満では相関係数は0.971と高く、傾きはほぼ1となっている。このような盛土高さの範囲では、ばらつきがある程度小さいため融解期の支持力低下を考慮した設計CBRを採用すべきであろう。一方、盛土高さが6m以上では、相関係数は0.791とやや低いものの近似直線の傾きは1以上を確保しており、支持力低下の影響は小さいと考えられる。

以上の傾向を基に、盛土高さ区分別に採用すべき設計CBRについて検討した。検討に際しては前述した凍結融解前のCBRと凍結融解後のCBRを用いて、式(2)を用いてCBR保存率を算出した。盛土高さ区分別に求めたCBR保存率の平均値 \bar{x} 、および標準偏差 σ を表-4に示す。データばらつきを考慮し平均値からその標準偏差を差し引けば、 $\bar{x}-\sigma$ は0.649と3m未満でかなり低く、支持力低下の影響を考慮する必要性が生じる。支持力低減をしない限界高さは、 $\bar{x}-\sigma$ が0.932となる6m以上とした。

表-4 盛土高さを区分したCBR保存率

区分	データ 個数	路床のCBR保存率(%)		
		平均値 \bar{x}	標準偏差 σ	$\bar{x}-\sigma$
盛土高さ3m未満	(n=14)	1.15	0.506	0.647
盛土高さ3m以上6m未満	(n=12)	0.92	0.152	0.767
盛土高さ6m以上	(n=10)	1.12	0.189	0.932

融解期の支持力低下については、土質・気象・地下水位が複雑に関係することから、一元的な把握は非常に難しい。今回の調査範囲から、盛土高さ3m以上で6m未満であれば、室内CBR試験結果から0.767割り引くことで、融解期の支持力低下の影響を考慮できる。盛土高さ6m以上であれば、路床における $\bar{x}-\sigma$ は0.932となり、ばらつきを考慮しても融解期の支持力低下による影響は小さいと考えられる。

6. 考察とまとめ

- 1) 盛土高さ6m以上の路床では、融解期の支持力低下による影響は小さい。よって設計CBRとして、CBRを低減せずに採用することができる。
- 2) 盛土高さが3~6mの条件では、融解期の支持力低下が確認された。標準偏差は0.152でばらつきが小さいことから、融解期の支持力低下を考慮した設計CBRを採用する。

$$\text{設計CBR} \approx \text{CBR} \times 0.77 \quad \dots\dots\dots \text{式(5)}$$

- 3) 盛土高さが3m未満の条件では、標準偏差が0.506とばらつきが大きい。よって凍結融解後のCBR試験の結果を採用する。

上記の結果は現場試験・調査によるものであるが、一般的に舗装の設計段階において、現場試験を実施することは困難である。従って1)、2)については、試料を採取しCBR試験(JIS 1211)結果によるCBRを用いて設計CBRを決めることが、より実用的になると考えられる。また、3)については公団が規定している土の凍上試験(JHS 112)後のCBRを測定するか、既報⁷⁾を参考に細粒分含有率や凍上率から設計CBRを検討するとよい。

7. おわりに

道路の建設ストックを維持・補修する費用は今後増大することが確実であるため、北海道においても支持力低下等の諸問題を詳細に検討し、舗装構造に反映させることで費用縮減を計ることが重要となろう。今回、地下水の影響が少ないことが予想される盛土箇所などを対象に、融解期の路床支持力について検討した結果、盛土高さに応じた設計CBRの採用が可能であることが明らかとなった。今後は試験施工による実証を順次行っていきたいと考えている。

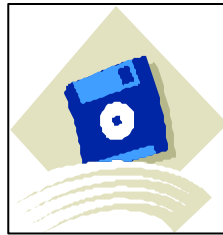
参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会：道路土工—排水工指針—、pp. 162 および 167、1987. 6
- 2) 横田、三嶋、三浦：地下水位を考慮した実用的な凍上量の設定法、土木学会論文集、No. 574、PP. 26 および 30、1997. 9
- 3) 日本道路公団：道路工事設計施工要領、pp. 8-6、2001. 2
- 4) 池田：高盛土道路における凍上対策の設計、北海道開発土木研究所月報、pp. 164 および pp. 230～231、1987. 6
- 5) 有田、久保(宏)、熊谷、田口：舗装体温度の推定について、第 25 回北海道開発局技術研究発表会資料、pp. 13、1992. 2
- 6) 佐藤、伊藤、阿部、酒井：北陸地健における FWD の活用事例、舗装 32-2 pp. 21、1997. No. 2
- 7) 岳本、久保(裕)：寒冷地におけるアスファルト舗装の構造設計に関する考察、舗装工学論文集 pp. 227、2003. 12
- 8) 丸山、姫野、林：FWD たわみ測定による舗装の健全度調査、舗装 24-9 pp. 4、1989. No. 9



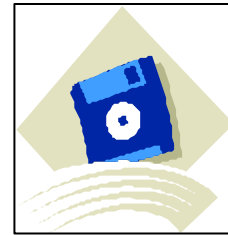
久保 裕一*

北海道開発土木研究所
道路部
維持管理研究室
依頼研修員



岳本 秀人**

北海道開発土木研究所
道路部
維持管理研究室
室長



安倍 隆二***

北海道開発土木研究所
道路部
維持管理研究室
主任研究員