

# 鉄道路盤における道床のめり込みに 関する研究

伊東孝之

フェロー会員 博士(工学) 東亜道路工業(株)技術研究所(〒300-2622 つくば市要 315-126)

鉄道路盤における道床のめり込み沈下は軟弱な粘性土の路盤において、道床の貫入力に対して路盤の抵抗が不足しているために生じる。既設線の路盤はその品質が十分でないものが多く存在していて、道床の路盤土へのめり込みによる軌道狂いの誘発を招くことが多く、多くの保守量を必要としている。

そこで、計画的な保守作業の実施および道床のめり込みに抗し得る路盤の支持力を明らかにする必要があった。そのため、路盤本来の機能に密接な関係にある道床のめり込み沈下の要因およびその沈下予測式を求めため、室内試験を行うとともに、現地路盤のめり込み調査を行い、これらの検証を行い、道床のめり込み沈下予測式の提案および必要路盤強度を求めた。

*Key Words: railway-roadbed, mud pumping, bearing capacity, settlement*

## 1. はじめに

鉄道の路盤は、レール、まくらぎおよび道床で構成される軌道の下にあって、線路の基盤を構成する長大な構造物である。しかしその上を一両何十トンもの車両が繰返し走ると道床・路盤が沈下し、レールに上下方向の「高低狂い」や左右方向の「通り狂い」が生じる。軟弱な路盤においてはさらに、過大な動変位により著しい道床の緩みを生ずるといった問題のほか、軌道との相互作用として、路盤への道床のめり込みにより大きな軌道狂いを生ずる。この軌道狂いが大きくなると、列車の乗り心地が悪くなるばかりでなく、騒音や振動も増加し、さらに進むと脱線などの危険性もでてくる。

道床のめり込み沈下は、粘性土の路盤や軟弱な路盤において、道床粒の貫入に対して、路盤の抵抗が不足するために生じる現象である。道床粒のめり込みが路盤内深部まで達し、それに伴い道床内に上昇した路盤土の細粒分と浸透水との混合物が道床面に噴出する場合は、噴泥となる。

噴泥現象については、噴泥を生じやすい土質条件やその主要因である水、荷重、土の影響について解明され、噴泥を防止するための対策工が提案されて

おり<sup>1), 2), 3)</sup>、新線建設の路盤構築や既設線の路盤改良の際に反映されてきた。しかし、道床粒のめり込みによる軌道の定量的沈下量の把握やその要因のめり込み沈下量に与える影響の解明は、ほとんど行われていない。鉄道路盤の沈下について、Li と Selig<sup>4), 5)</sup>は、4種の土質(CH, CL, MH, ML)に対して、繰返し非排水三軸試験の結果から、路盤の沈下予測式および塑性ひずみを与える限界軸差応力を求めて、路盤構造の設計を提案している。しかし、道床粒の路盤への接触により生じる道床粒のめり込み沈下については解明されていない。

そこで、合理的な軌道保守作業や必要十分な路盤強化を行うため、路盤本来の機能について、道床粒のめり込み経時沈下量の算出およびその要因の寄与度を解明することにより、道床粒の路盤へのめり込みに抗し得る路盤の必要品質、必要締固めの程度を明らかにすることを意図して、本研究を行った。

本研究は、先ず鋼製モールド(内径: 47.5cm, 高さ: 45cm)中に、試料土を詰め、その上に鋼球(直径: 9.5mm)を4段敷き詰めた。さらにその上に、鋼製板を置き、鉛直方向に繰返し荷重を与えた小型模型装置により、鋼製板の経時沈下量を求め、載荷回数 30~100 万回以降において一定沈下速度になる定常沈

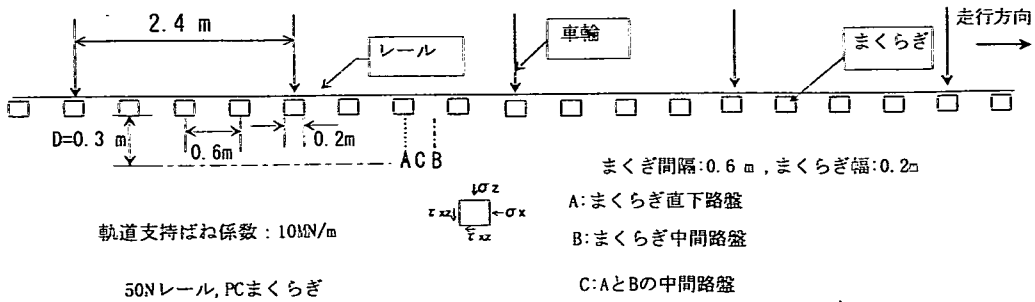


図-1 路盤内応力算定位置

下速度を求めた。また、同様な実験装置により、鋼球に代えて、実道床による繰返し載荷実験を行い、定常沈下速度を求めた。次に、長年供用されていた現地軌道に対して、道床のめり込み量、高低軌道狂いの経緯、路盤のコーン貫入抵抗等を調査して、小型模型実験により求めた実道床の定常沈下予測式の検証を行った。レール面沈下量と高低軌道狂い進み関係式<sup>6)</sup>へ本めり込み予測式より得られた値を代入して求めた計算高低軌道狂い進みと実測高低軌道狂い進みとを比較した結果、良い関係にあることが分かった。また、室内実験、現場調査から、路盤にほとんどめり込み沈下が生じないために必要となる良質路盤の強度についても提案した。

本研究は、長年供用されている路盤の道床によるめり込み沈下の定量化を目的としており、伊能<sup>3)</sup>により研究された開業初期(開業後約1年間)の路盤に対する経時沈下の解明とは本質的に異なる。

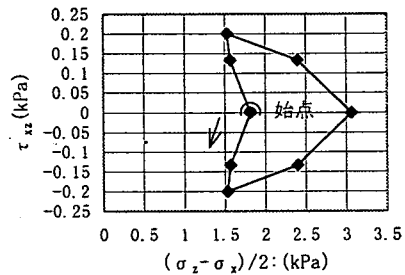
## 2. めり込み沈下の現象解明

### (1) 路盤内に生じる応力状態

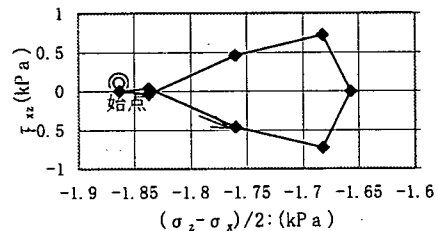
列車走行時に鉄道路盤には、0.1MPa前後の路盤圧力が加わるといわれている<sup>7)</sup>。これらは、その直上まくら木からの圧力が主体であるが、隣接まくら木からは水平圧力も加わるといわれている。

ここでは、鉄道路盤に生じる応力履歴について、東畑<sup>8)</sup>が走行荷重による路盤に対して示したのと同じ方法により検討する。

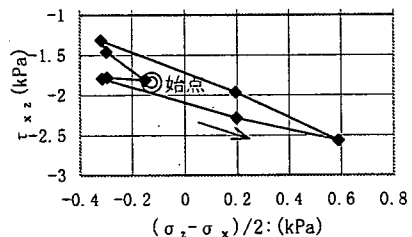
列車による交通荷重が作用する場合、路盤には上部からの荷重が伝達される。列車荷重は、図-1に示すように、左から右方向に、走行しながら等間隔(2.4m)の車輪がまくらぎ直上のレールおよびまく



(a) まくらぎ直下路盤(A)の応力履歴



(b) まくらぎ中間路盤(B)の応力履歴



(c) C路盤の応力履歴

D=0.3m, 輪重:20kN

図-2 鉄道車輪による各路盤の応力履歴

らぎ間中央のレール上に次々と、載荷されるものとする。走行車輪からの荷重(輪重)は、レール、まくらぎ、道床を伝播して、路盤に圧力を及ぼす。まくらぎが、その下に伝達する荷重は、带状荷重とする。

また、まくらぎ以下の地盤は、半無限一様弾性体路盤とする。各まくらぎの中心間隔は、0.6mであり、その幅は、0.2mである。2輪重による各まくらぎの荷重分担率は、輪重がまくらぎ直上、およびまくらぎ間中央にある場合について、弾性床上の梁理論を用いて求めた。各まくらぎ下面から深さ0.3mにある3路盤(図-1参照)について、輪重が20kNのときの応力履歴を算出すると図-2が得られる。その中で、A路盤は、まくらぎ直下に位置し、B路盤はまくらぎ中心間の中央に位置する。またC路盤は、A、B路盤の間である。走行開始点(図-2上の始点)は、各々の路盤とも、近接輪重がA路盤直上のまくらぎより、まくらぎ2間(1.2m)左にある場合とし、終点は、それが2.4m走行する位置(開始時にすぐ右隣の車輪がある位置)までとした。

図-2 から、各路盤とも、走行荷重が一周する間に、主応力面は、反時計方向に常に回転し、A路盤は、鉛直応力( $\sigma_z$ )が水平応力( $\sigma_x$ )より常に大きく、 $45^\circ$ 面上の最大せん断応力は、値は変化するが、常に一方向であり、圧縮状態が連続的に繰り返されることがわかる。また、B路盤は、これと逆で、常に $\sigma_z$ が $\sigma_x$ より小さく、 $45^\circ$ 面上のせん断応力は値が変化するが、常に一方向であり、伸張状態が連続的に繰り返される。これらに対して、C路盤においては、( $\sigma_z - \sigma_x$ )の値は、この一周の間で、正・負が生じ、最大せん断応力は、一方向だけでなく、その逆の方向にも生じ、圧縮伸張状態を繰り返す。

本研究の目標である道床粒の路盤へのめり込みは、大きな鉛直圧力が作用する結果生じるものと考えられ、A路盤の状態が重要と考えられる。

本研究においては、モールドを用いた供試体に対して、繰返し載荷実験を数多く行っているが、供試体内の応力状態は、A路盤のそれに近い状態と考えられる。

## (2) 路盤の沈下形態

列車走行時にレール・まくら木を介して、道床内には圧力が生じるが、この圧力はまくら木と道床の剛性度の違いにより圧力の集中度が違うといわれている<sup>9)</sup>。すなわち、まくら木長手方向において、道床の剛性度が大きいほどレール直下の道床内に応力が集中し易く、また、剛性が小さいと応力が分散されると言われている。このことを道床と路盤の

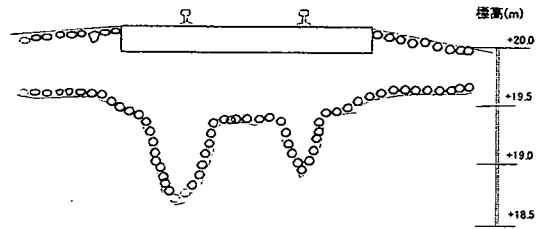
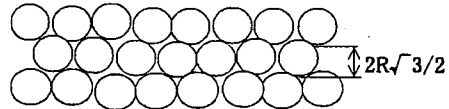
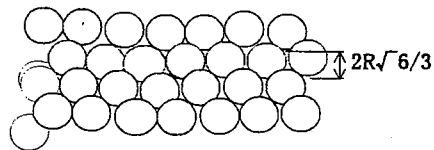


図-3 道床粒のめり込み状態の例(古河地区)



(a) 平面図



(b) 側面図  
R : 半径  
間隙比 : 0.35

図-4 鋼球を密に詰めた状態

場合に置き換えると、道床圧力を受けた路盤は、道床によりめり込み沈下が生ずるが、道床層と路盤層の剛性の違いにより、その沈下形態が違う。道床層と路盤層の剛性がほぼ等しい場合、レール直下の路盤のみ局部的に沈下する(図-3参照)。この局部的沈下現象は、レール直下の道床圧力が他より大きいために生ずるものと考えられる。

これに対して、路盤層の剛性が道床層のそれより小さい場合は、道床層全体がめり込み沈下すると考えられる。

本研究は、主として道床圧力により道床粒が局部的に路盤中にめり込む過程を対象としている。そこでまず、この様な現象を明らかにするために、実験室における試験として、実際に路盤に使用される土を現場と同じような締め固め状態で容器内に敷きつめ、道床には実際に生ずる道床圧力と同じ荷重を載荷することにより、現場と同様な道床・路盤の接触状態を再現し、道床の路盤へのめり込みを観察する。

すなわち道床粒のめり込みは、問題となる粘性土では路盤土のせん断抵抗が道床粒の貫入力に対して抵抗しているの、上記の現地の道床、路盤の接触部分を室内に再現した実験と現地との間において本質的な差はないと考える。そこで、室内の試験の大部分においては、道床と路盤の接触のメカニズムを主体(路盤への道床粒のめり込み沈下)に考える

表-1 試料土の主な材料特性

土質	採取地	粘土含有率 (%)	シルト含有率 (%)	砂含有率 (%)	$\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$w_{opt}$ (%)
(CL)	埼玉	32	57	11	1.797	15.6
(VH <sub>2</sub> )	神立	52	41	7	1.035	38
(CH)	神奈川	55	42	3	1.214	33
(SM)	茨城	22		78	1.699	20.6

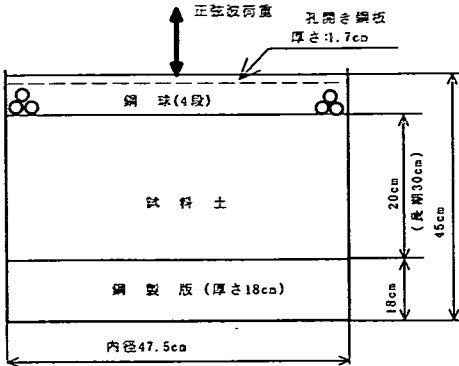


図-5 試験装置の概要

立場から道床粒として試験実施に便利な鋼球を使用した。すなわち、鋼球は、粒径が等しく、試験結果に再現性があり、載荷時に破損がなく、泥土で汚れても簡単な水使用で再使用が可能である等の利点があるからである。また、実道床の場合その締固めの程度が緩いとそれ自身の沈下を生じるが、鋼球を用いた場合丁寧に敷き詰めることによりそれ自身の沈下を生じることはない(図-4 参照)。さらに、実道床を密に締固める場合、大きな圧力が必要であり、その下の土供試体を傷めることになる。しかし、実道床と比べた場合、その大きさが異なるのでその縮尺率の影響について考慮しておく必要がある。また、その先端の角張り(形状)の程度によりめり込み沈下に影響すると考えられるが、上記の理由から大部分の室内載荷試験では鋼球を用い、一部実道床を用いた同様な試験を行い鋼球を用いた試験の補正を行った。

### 3. 路盤の経時めり込み沈下試験

#### (1) 試験の方法

まず、図-5に示す内径47.5cmのモールド内に、試料土を所定の密度に締固めて模擬路盤を作成し、その上に模擬道床として鋼球(径9.5mm)を4段に敷き均した。その後、載荷板を介して繰返し荷重を加え、定期的に沈下状態の観察、測定を行なった。沈下量は載荷板上面で測定した。排水不良を想定した滞水状態再現実験では土中およびその表面に注水して滞水した後、載荷した。

#### a) 試料土の基本的性質

試料土は日本統一土質分類による(CL)、(VH<sub>2</sub>)、(CH)、(SM)の4種類の土を用いた。これらは、全

国鉄道路盤実態調査結果から区分されたそれぞれの代表土質であり、この4種の土は、全体路盤土の大部分を占める<sup>10)</sup>といわれている。

この内、(CL)は荒木田土を、(VH<sub>2</sub>)は常磐線神立駅構内の神立ロームを用いた。一方、(CH)は根岸線関内駅構内から採取したもので、(SM)は、茨城県利根町で採取した山砂である。試料土の主な材料特性値を表-1に示した。

これらの値を所定の土路盤の材料条件(建造物設計標準, 土構造, 昭和53年)と比較すると、路盤材料として不合格で、条件によっては噴泥する可能性がある。(CL)、(CH)、(SM)の締固め試験はJIS A 1210のD-a法、神立ローム(VH<sub>2</sub>)はD-c法によった。

#### b) 供試体作成

##### ①非滞水状態

あらかじめ含水比を調整した試料土を、所定の密度になるように静的荷重で締固めた。締固めは5cmの厚さ毎に4層(全厚20cm)について行った。ただし、一部長期載荷(260万回以上載荷)の供試体については噴泥による消失が懸念されたため6層(全厚30cm)とした。試料土を締固めた後は、その表面に模擬道床として鋼球4層を敷き詰めた。

##### ②滞水状態

①で作成した供試体を上、下から注水し鋼球上面まで滞水させた後、一昼夜放置して滞水状態のまま試験を実施した。

#### c) 試験設定条件および測定項目

b)の供試体作成中、任意の箇所からサンプリングした試料土の含水比、および各層毎に投入した試料土の重量を計量して供試体の密度を測定した。その後、数箇所の位置において、コーン貫入抵抗を測定した。その後、供試体を入れたモールドを載荷装置に固定し、沈下量測定用のダイヤルゲージ(4箇所を設置)を取付けて繰返し荷重を加えた。定期的に繰返し荷重を止め、所定の回数毎に、ダイヤルゲージの値を読み取り、沈下量を測定するとともに、鋼球間隙中の混入土の観察も行なった。繰返し載荷終了後は直ちに供試体を解体し、ブロックサンプリングによる密度、含水比測定等を行なった。

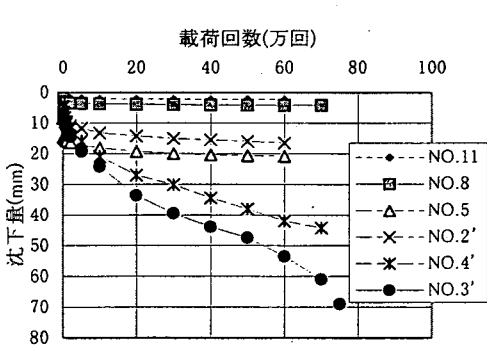
表-2 めり込み試験の荷条件

(a) 短期荷の場合 (回数単位: 万回)

土質	(CL)			(VH <sub>2</sub> )		
	p (MPa)	0.098	0.167	0.294	0.098	0.167
q <sub>c</sub> (MPa)	0.36~1.32	0.46~1.79	0.66~2.24	0.26~1.22	0.08~2.98	0.31~1.23
滞水状態	有, 無	有, 無	有, 無	有, 無	有, 無	有, 無
荷回数	50~60	50~200	50~100	50~100	50~150	50~60
供試体数	3	12	9	9	10	4
土質	(CH)			(SM)		
	p (MPa)	0.098	0.167	0.294	0.098	0.167
q <sub>c</sub> (MPa)	0.1~3.1	0.22~3.17	3.08~3.35	0.54~2.12	0.9~1.83	0.82~2.26
滞水状態	有, 無	有, 無	無	有, 無	有, 無	有, 無
荷回数	50~200	50~200	50	50	50	50
供試体数	8	10	2	3	4	4

(b) 長期荷の場合 (回数単位: 万回)

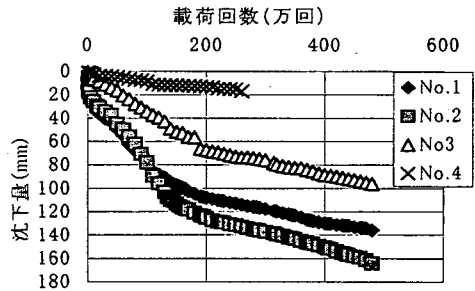
土質	(CL)		(VH <sub>2</sub> )	
	供試体NO.	1	2	3
p (MPa)	0.294	0.294	0.167	0.098
q <sub>c</sub> (MPa)	0.62	0.45	1.94	0.97
滞水状態	有	有	有	有
荷回数	480	480	480	260



試験条件

供試体NO.	11	8	5	2'	4'	3'
p (MPa)	0.098	0.167	0.29	0.098	0.167	0.29
q <sub>c</sub> (MPa)	1.32	1.09	1.43	0.36	0.46	0.66
滞水	無	無	無	有	有	有

(a) 短期荷の場合



(b) 長期荷の場合

図-6 荷回数～沈下量 (CL)

繰返し圧力の最大値 ( $p$ ) としては、実際の鉄道路路盤に生ずると考えられる圧力を若干上回る  $0.147\text{MN/m}^2$  前後の値とした。最大値 ( $p$ ) が、 $0.098\text{MN/m}^2$  の場合は、中立圧力を  $0.059\text{MN/m}^2$  として、圧力振幅を  $0.039\text{MN/m}^2$  とした。すなわち  $0.059$  が必ず荷されるようにした (荷装置の能力より)。振動数については現実の土を用いることから、在来線で台車の軸距を考え  $11\text{Hz}$  とした。最終荷回数は、定常沈下速度状態が確認されるま

でとし、50万回~200万回(短期荷)とした。

また、定常沈下と噴泥による沈下の関係を明らかにするため、最終荷回数を 260~480 万回(長期荷)とした試験も行った。噴泥量の測定は、以下のとおりに行った。すなわち、荷に伴って生じる噴泥土を定期的に採取し、その乾燥重量を測定した。

これは、沈下量測定時に荷板上の泥水をスプーンやスポイドを使用して全て採取するように努め、炉乾燥させ乾燥重量を計測することにより行った。

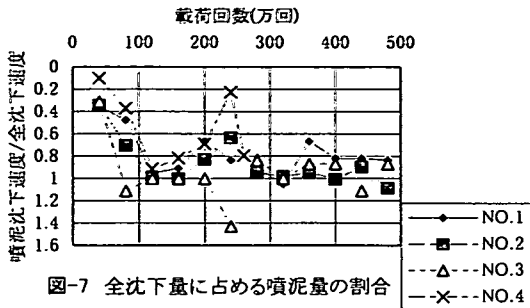


図-7 全沈下量に占める噴泥量の割合

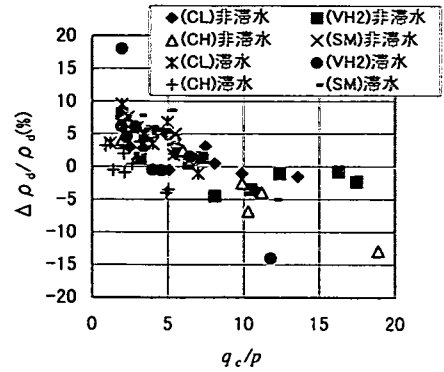


図-8 密度変化率と $q_c/p$ の関係

また、この乾燥重量を容積に換算することにより噴泥による沈下量を算出することができる。

短期荷重を行った4種の土質供試体の荷重条件を表-2(a)に示す。荷重強度( $p$ :MPa)は、0.098, 0.167, 0.274の3種類とした。また、コーン貫入抵抗値( $q_c$ )は、1MPa前後の値が得られるように11~24個用意した。また、各々滞水状態がある場合と無い場合の両方を用意した。次に長期荷重の供試体の荷重条件を表-2(b)に示す。土質(SL)と(VH<sub>2</sub>)の供試体を各々2個用意した。いずれも滞水状態である。

## (2) 試験結果と考察

各供試体に対する繰返し荷重により、試験条件の違いによる沈下性状の違い、荷重前後による密度、 $q_c$ の変化の特徴が明らかになった。また、滞水状態の供試体、非滞水状態の供試体で $q_c$ の小さい供試体については沈下が継続的に進行し、荷重終盤には一定沈下速度となる定常沈下が見られた。これらについて以下に考察する。

### a) 荷重回数と沈下量

短期荷重の土質(CL), (VH<sub>2</sub>), (CH), (SM)の供試体に対する荷重回数~沈下量の関係は、同様な傾向を示した。その一例として、土質(CL)の場合を図-6(a)に示す。同図には各荷重強度毎に滞水、非滞水別に各々1例示している。これからも沈下量の進みは初期に大きく、荷重回数の増加につれて小さくなっていくことがわかる。また、非滞水状態で噴泥した場合(NO.5)、滞水状態の場合には、沈下量は他に比べて大きいことが認められ、繰返し回数30~50万回以降では、沈下速度が一定となる定常沈下がみられる。次に、土質(CL), (VH<sub>2</sub>)の供試体に対する長期荷重(260万回以上荷重)の実験結果を図-6(b)に示す。これからも、同様なこと

と言える。長期荷重の供試体については噴泥量から換算した沈下量も求めたが、図-7に荷重回数と(噴泥沈下速度/全沈下速度)の関係を示す。沈下速度は40万回毎の沈下量を荷重回数で除して求めた。全沈下量は荷重板の沈下量である。図-7から各供試体の(噴泥沈下速度/全沈下速度)は、荷重初期には小さいが、荷重100万回付近で1に漸近し、それ以降では一定である。これにより定常沈下量は噴泥による沈下量であることがわかる。

### b) 荷重前後の密度変化

図-8に各供試体の(荷重前の供試体 $q_c$ /荷重強度 $p$ )と荷重前と荷重後の密度変化率 $\Delta\rho_d/\rho_d$ との関係を示した。 $\Delta\rho_d/\rho_d$ は荷重後の乾燥密度から荷重前の乾燥密度を引いたものを荷重前の乾燥密度で除したものである。乾燥密度は荷重前後とも、各供試体の全体の平均値を用い、 $q_c$ はその表面から5cmの深さの値を用いた。

これにより、 $q_c < 8p$ のとき荷重により密度は増加する。

$q_c > 8p$ のとき荷重によりむしろ密度は減少するといえ、非滞水、滞水および土質によらず $q_c = 8p$ のとき、容積変化はほぼ0といえそうである。

### c) 累積50万回沈下量とコーン貫入抵抗( $q_c$ )

前項で $q_c/p = 8$ 近辺を境にして、密度変化が収縮から膨張に転じることがわかった。ここでは、累積50万回沈下量と $q_c$ および $p$ との関係について検討した。

4種類の土質供試体に対する供試体表面から5cm深さの荷重前 $q_c$ (MPa)を最大荷重強度( $p$ :MPa)の8倍で除した $q_c/8p$ と50万回累積沈下量( $S_{50}$ )との関係を図-9に示す。これにより $q_c/8p$ が1より大きいと、ほとんど沈下は無く、 $q_c/8p$ が1より小さくなると沈下が急激に増加することが確認される。

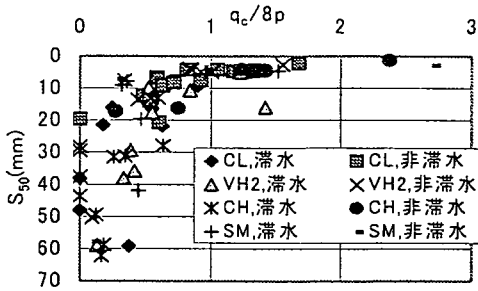


図-9  $q_c/8p$  と 50 万回沈下量  $S_{50}$  の関係

この関係は非滞水と滞水および土質によらず成立し、一つの関係曲線により表せることが分かった。

ただし、(VH<sub>2</sub>)の1供試体(滞水)については、この関係は成立せず、 $q_c/8p$ が1.46と1以上にもかかわらず、 $S_{50}$ (mm)は、かなり大きく、以降の沈下量も大きかった。

#### d) 荷重前後の $q_c$ の変化

図-10は、(CL)の滞水状態の供試体について荷重前後の $q_c$ の変化(荷重強度 $p$ で除している)を荷重回数と関連づけたものである。これから大部分の供試体の荷重前 $q_c/p$ は、4~8の範囲であるが荷重後いづれも増加している。荷重前 $q_c/p$ が4前後の供試体は、荷重により2程度増加しているのに対して、荷重前 $q_c/p$ が8付近の供試体は、荷重による増加量は少なく、1以下である。

荷重回数が480万回と多い2供試体の荷重後の $q_c/p$ がほぼ8であることから、 $q_c/p$ の収束値は8前後であると推測される。

一般に $q_c$ の荷重による収束 $q_c'$ は荷重荷重強度 $p$ が大きくなると大きくなる。 $q_c'$ は乾燥密度 $\rho_d$ が増加しない境界の $q_c/p$ が8前後であるので $q_c' = 8p$ が予測される。(CL)の非滞水、(VH<sub>2</sub>)の非滞水、滞水状態については、この関係が成立することが確認された。(CH)、(SM)では、大部分荷重回数が少ないが(最終50万回)、上記2種の土質と同様な傾向があり、また、 $\rho_d$ が増加しない境界の $q_c/p$ が8前後であることから、 $q_c' = 8p$ に近い関係式になると予想される。

#### e) 定常沈下と沈下予測式

種々の試験条件に対する供試体は、いずれも荷重初期の沈下量はそれ以降に比べて大きい、初期以降の沈下はほとんど沈下の進行がなかったり継続して沈下が進行する場合とがある。 $p$ が同じで $q_c$ が違う場合の荷重回数と沈下速度(沈下量/荷重回数)との関係の一例を図-11に示す。これによると $q_c$ が小さい供試体は噴泥していたが、荷重回数30万回以降一定速度の定常沈下を生じている。

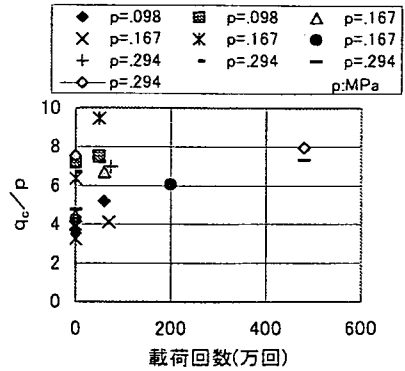


図-10 荷重回数と  $q_c/p$  の関係 (CL滞)

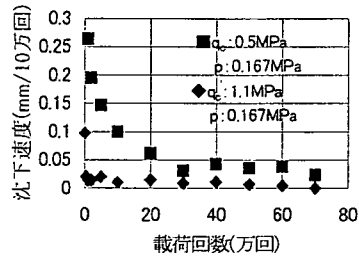


図-11 沈下速度と荷重回数の例 (CL)

これに対して、 $q_c$ が大きい供試体は30万回以降沈下速度はほとんど0である。前述した長期荷重試験(260万回以上荷重)の供試体については、噴泥土を採取してその乾燥重量から求めた換算沈下量と荷重板の沈下量がほぼ一致したことから、定常沈下は噴泥を伴うめり込み沈下と考えられる。

多くの供試体の荷重回数~沈下速度を調べた結果、滞水した供試体および含水比の大きい供試体の沈下は、それ自身の圧縮沈下と噴泥を伴うめり込み沈下からなる。圧縮による沈下は、荷重回数30万回までは、継続して生じるが、それ以降は、めり込み沈下が主体であり、繰返し回数の増加により継続して、一定の沈下速度になる。

次に、30万回以上荷重して沈下速度がほぼ一定になったときの定常沈下速度 $B$ (mm/10万回)を $p$ (MN/m<sup>2</sup>)と $q_c$ (MN/m<sup>2</sup>)の関数として次式により表現することを試みる。路盤の強度を示す因子としては、密度、飽和度などが考えられるが、ここでは前述した検討の結果に基づいて、路盤の強度を表す指標として $q_c$ を用いた。

$$B = \beta_0 p^{\beta_1} q_c^{\beta_2} \quad (1)$$

ここに、 $\beta_0$ 、 $\beta_1$ 、 $\beta_2$ : 土質により異なる係数。 $q_c$ は荷重により変化していくが、本試験ではいずれも荷重前後の $q_c$ しか測定していない。

また、荷重初期は定常状態に達していないので、

表3 めり込み沈下速度の係数値(小型模型)

路盤土質	$\beta_0$	$\beta_1$	$\beta_2$	R
(CL)	92.6	2.6	-1.8	0.63
(CH)	591	3.6	-2	0.55
(VH <sub>2</sub> )	194	2.5	-1.7	0.47
(SM)	42.9	2.6	-1.4	0.87

R:重相関係数

載荷後の深さ 5cm の位置での  $q_c$  を用い、沈下速度も載荷終盤の値を用いることにした。

載荷終盤のばらつきが大きいデータについては、このデータを除いて終盤での 4~5 点の平均値を定常沈下速度  $B$  とした。

表-3 に 4 種の土質について排水状態と非滞水状態で噴泥した供試体に対して重回帰分析して係数値を求めた結果を示す。用いたデータ数は (CL):9, (VH<sub>2</sub>):10, (CH):6, (SM):5 である。ただし、(CH) については  $p$  の 0.294MPa に対するデータが得られていないため回帰式の算定には用いていない。

定常沈下速度  $B$  は荷重強度  $p$  の 2.5 ~ 3.6 乗に比例し、コーン貫入抵抗値  $q_c$  の 1.4~2.0 乗に反比例している。また重相関係数 ( $R$ ) は (VH<sub>2</sub>) が一番小さく、50%以下であるが、他は 50%以上である。

図-12 に 4 種の土質に対する沈下速度の回帰式と実測値を示す。(CL) の場合、 $p$  が 0.294MPa の 1 供試体はばらついているが他の供試体のばらつきは小さい。この傾向は (SM) の供試体も同様である。(CH) の場合は  $p=0.294$ MPa の供試体は無いが  $p=0.098, 0.167$ Mpa については前 2 土質の供試体と同様にばらつきは小さい。これに反して (VH<sub>2</sub>) は各  $p$  について他の土質に比べてばらつきは大きい。

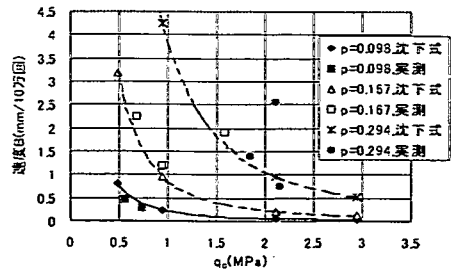
### (3) 実道床による定常沈下

#### a) 試験の概要

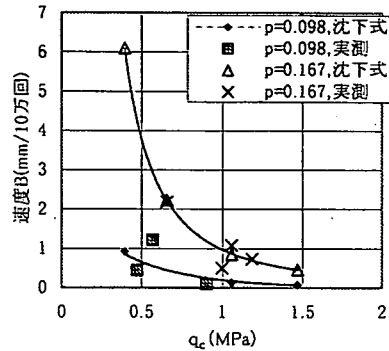
前節では小型模型試験装置を用いて、模擬道床の模型として鋼球 ( $\phi 9.5$ mm) を供試体上に敷き並べ繰返し荷重を加えて、種々の路盤条件に対する経時沈下式を導いた。

本節では縮尺率の影響を確認するため、道床として実際の現場で使用されていて、粒度規格に合格した碎石(最大粒径 6cm)を用い、前節で述べたと同じ小型模型装置(図-5 参照)により、同様な繰返し載荷試験を行い、道床のめり込み沈下式を導いた。試験に供した試料土は前節で述べた 4 種類の試料土のうち、代表的な土である荒木土質(CL)である。

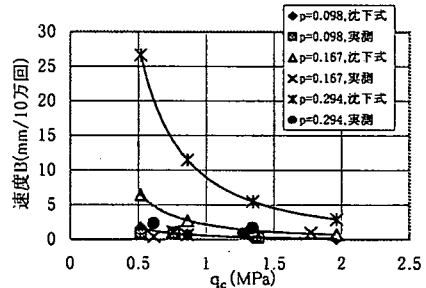
供試体作成方法は、鋼球の場合と同じであるが、



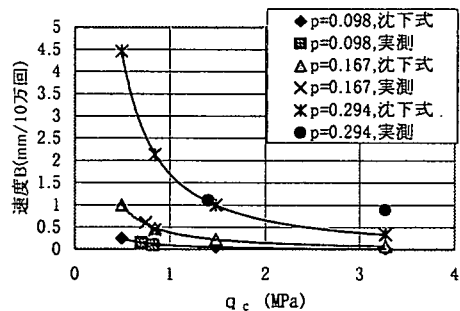
(a) 土質 (CL) の場合  $p$  (単位) MPa



(b) 土質 (CH) の場合



(c) 土質 (VH<sub>2</sub>) の場合



(d) 土質 (SM) の場合

図-12 定常沈下速度と実測値



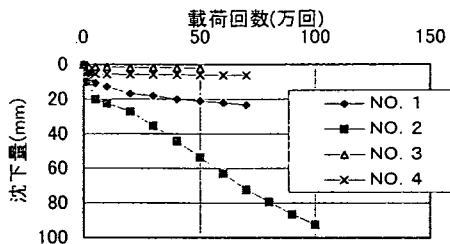


図-13 実道床の沈下曲線

表-4 実道床供試体の荷重条件

供試体NO	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4
p(MPa)	0.098	0.167	0.049	0.167
q(MPa)	0.78	0.88	0.49	1.86
滞水の有無	有	有	有	無

滞水状態 3 供試体, 非滞水状態 1 供試体とした。

道床層は, 厚さ約 6 cm になるようあらかじめ準備した碎石を敷均した。

荷重条件は, 正弦波荷重を滞水状態に対しては, 最大荷重: 0.049MPa~0.167MPaの範囲で与え, 非滞水状態においては, 最大荷重: 0.167MPaを与えた。

荷重振動数は, 11Hzとし, 最終繰返し回数は50~100 万回とし, 沈下速度がほぼ一定となり, 沈下速度の変化が無いことが確認できる回数までとした。

#### b) 試験結果と考察

繰返し荷重により, 道床碎石上面に設置した荷重板は漸次沈下した。図-13に荷重回数~沈下量の関係を示す。また, 図-14に所定の荷重回数毎に測定した平均沈下量  $S$  から算出した沈下速度と荷重回数の関係を示す。これらの荷重条件は表-4に示している。

経時沈下量の性状は各供試体とも 10 万回までの沈下速度は相対的に大きく, その後は少ないが, 荷重回数の増加に対して沈下量の増加は少なくほぼ一定の沈下速度になっている。

沈下量は荷重荷重が大きいくほど大きく, 滞水状態の供試体の沈下量は, 非滞水状態に比べかなり大きい。ほぼ一定の沈下速度の定常沈下について, その大きさは, 荷重強度の大きさに比例して大きくなっている。非滞水状態(自然含水比状態)で荷重試験を行った供試体の沈下速度は, 道床碎石のめり込みがなかったため, 荷重回数の増加に対して沈下量の増加はほとんどなく 0 の値に漸近している。

ほぼ同じ荷重条件の実道床碎石によるめり込み沈下量と鋼球による沈下量を比較した結果を図-15に示す。また, この荷重条件を表-5に示す。これから非滞水の場合, 道床材料の違いによる沈下性状の

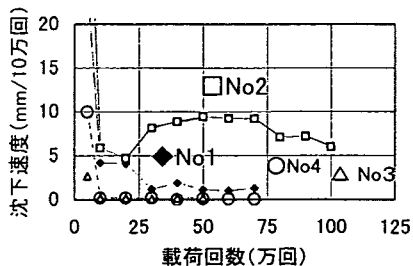


図-14 沈下速度曲線 (実道床)

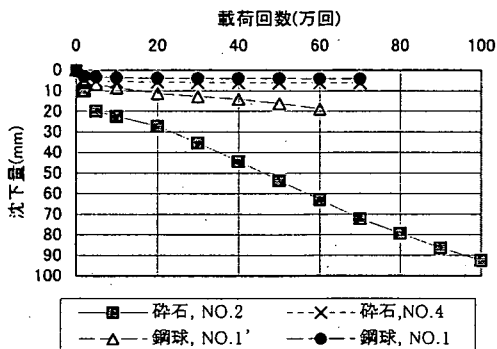


図-15 道床碎石と鋼球の沈下比較 (CL)

表-5 道床碎石と鋼球の荷重条件

供試体種類	碎石NO.2	碎石NO.4	鋼球NO.1'	鋼球NO.1
p(MPa)	0.167	0.167	0.167	0.167
q(MPa)	0.88	1.86	0.74	1.4
滞水の有無	有	無	有	無

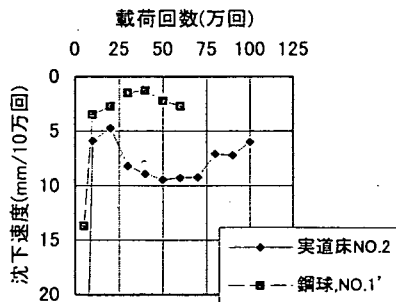


図-16 実道床と鋼球の沈下速度の比較  
p=0.167MPa

相異は少なく, 両者とも荷重回数が増加するにつれて, 沈下量はある値に収束する傾向にあり, その値

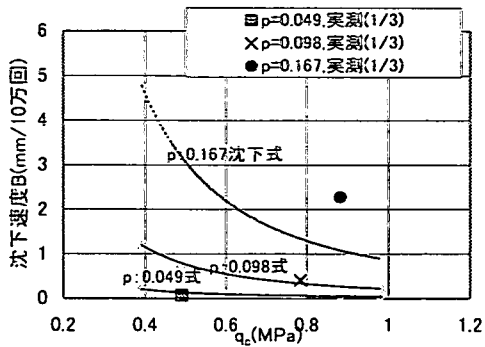


図-17 沈下速度式(鋼球)と実道床の実測の1/3 (CL)  
[B=92.6 p2.6qc-1.8,p(単位) : Mpa]

もほぼ同じである。滞水の場合、道床碎石を用いた場合の初期沈下、定常沈下とも、その沈下量は、鋼球の場合に比べて大きな値を示している。

そこで、滞水状態の供試体の沈下速度について荷重強度、締めめ程度がほぼ同一な実道床碎石 (NO 2) と鋼球 (NO.1') の载荷回数～沈下速度の関係を対比して示すと図-16となる。

明らかに実道床碎石の場合の沈下速度は、鋼球のそれに比べて大きな値となっている。

これらの沈下速度の経時変化は、20万回 (初期沈下) 以降においてほぼ一定の値を示している。また、20万回以降において、実道床の沈下速度は、鋼球の沈下速度の約3倍になっている。

そこで実道床を用いて行った各供試体に対して、式(1)と同様な回帰式により各係数値を求めた。その結果、 $p$  と  $q_c$  のべき数値 ( $\beta_1, \beta_2$ ) はほぼ同じで係数  $\beta_0$  は鋼球の場合の約3倍であった。この結果の精度を見るため、鋼球を用いた実験の定常沈下速度 ( $B$ ) の回帰式 (式(1), 表-3 参照) と実道床を用いた実験で得られた定常沈下速度 (実測値) の3分の1値とを図-17 に示す。この図から  $p=0.049, 0.098$  (MPa) については実測値と回帰式の値はほぼ等しいが、 $p=0.167$  (MPa) については、回帰式の値より大きい。繰返し荷重強度が大きい場合、道床粒の寸法効果の他に、道床の先端形状の違いによる差が強く表れたためと考えられる。なお、実測値の3分の1を用いた場合の、 $p$  と  $q_c$  に対する  $B$  の重相関係数は、91%である。以上検討の結果、実道床の沈下速度は鋼球の場合に比べ約3倍になるといえそうである。これは実道床碎石1個の大きさが鋼球1個の大ききの約3倍になっているためと考えられる、次章において、道床の縮尺率について検討する。

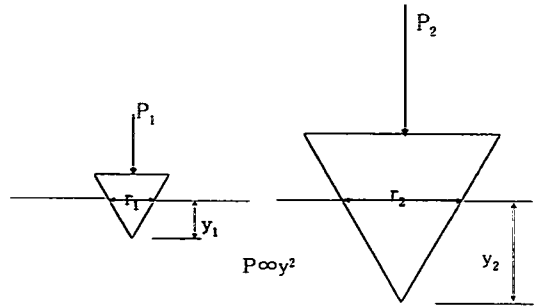


図-18 相似形コーンの貫入力 ( $P$ ) と貫入量 ( $y$ ) の関係

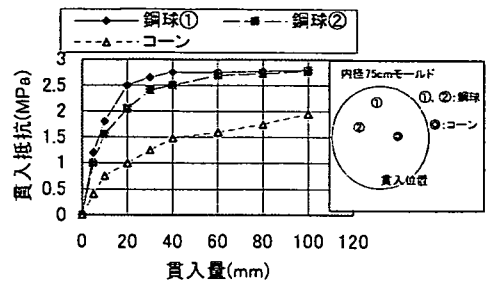


図-19 鋼球と円錐コーンの貫入抵抗の比較

#### 4. めり込み沈下速度の理論的考察

##### (1) 相似形コーンの地盤への貫入過程

先ず、道床粒の地盤への貫入過程と類似の過程を示す二つの相似形円錐コーンについて考察する。

円錐コーン貫入時には、地盤内に、破壊すべり面が生じ、貫入力 ( $P$ ) は、地盤のせん断強度に比例し、コーンが地盤に没した高さ (= 貫入量  $y$ ) の二乗に比例する。相似形コーンにおいては、没したコーンの最大断面の半径を  $r$  とすると、 $r/y$  は、一定であり、 $P$  は、 $r$  の二乗に比例する (図-18 参照)。貫入強度 ( $p=P/\pi r^2$ ) を一定とすると、 $P$  は、 $r$  の二乗に比例し、 $y$  は、 $r$  に比例する。道床粒を鋼球と同じ球体と仮定すると、実道床粒の平均粒径は、3.5cm であり、鋼球 (直径: 9.5mm) の約3倍である。したがって、実道床粒による载荷1回当たりのめり込み量は、鋼球によるめり込み量の約3倍になることは妥当であると考えられる。

##### (2) 実道床の定常めり込み沈下速度式

道床が列車荷重の载荷を受けて路盤中に貫入する際には道床底面における道床粒が路盤土中に貫入していき、その過程において路盤土中に破壊すべり面が生じその面に働くせん断抵抗力と釣り合っ

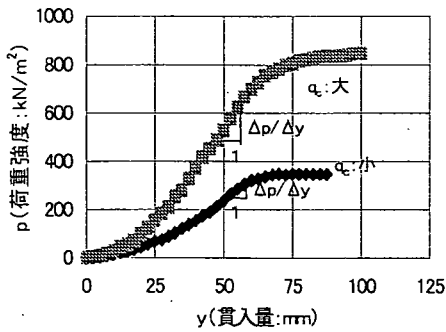


図-20 コーン貫入曲線(貫入速度3mm/sec, A ; 6.41cm<sup>2</sup>)

てめり込みが止まると考えられる。この現象は円錐コーン貫入時も同様に生じるものと考えられる。

モールド(内径70cm)中に粘性土(土質CL)を十分締固めて作成した供試体にロット(φ9mm)の先端に固定した鋼球(φ9.5mm)とコーンペネトrometer(先端角30°, 断面積3.3cm<sup>2</sup>, 高さ37mm)を各々一定速度(1cm/sec)で貫入させ、貫入量と貫入抵抗の関係を調べた結果を図-19に示す。貫入量40mm以内では鋼球の抵抗値はコーンの貫入抵抗値より大きい(貫入量が小さい)ことおよび両者とも上に凸の曲線形状を示すことがわかる。

載荷1回当りの道床粒のめり込み量(y)を考えると、道床粒1個が地盤中に貫入する際も、これと同様な貫入量～荷重強度曲線をたどり、載荷1回当りのめり込み量(y)が生じると考えられる。

多くの円錐コーン貫入試験記録の貫入量～貫入抵抗曲線は上に凸の曲線を示すことからyを次式で表わすことにする。

$$y = a \times p^m \quad (2)$$

ここにpは荷重強度、a, mは定数、ただし、aは路盤土の状態を示す定数で道床粒の貫入のし易さにも関係する定数。式(2)から荷重強度の増加量(Δp)に対するめり込み増加量(Δy)は次式で表される。

$$\Delta y = am \times p^{m-1} \Delta p \quad \frac{\Delta y}{\Delta p} = \frac{1}{am \times p^{m-1}} \quad (3)$$

次にΔy/Δpとqcの関係について考察する。

道床粒の単位めり込み量当たりの荷重強度(Δp/Δy)とコーン貫入抵抗(値(大)qc)との関係は、一例を図-20に示すように、Δp/Δyはpの0から最大(値までの間ではqcが大きければ大きく、また一つの貫入量(y)～荷重強度(p)曲線上ではpが大きければ

表-6 めり込み沈下速度の係数値(実道床)

路盤土質	β <sub>0</sub>	β <sub>1</sub>	β <sub>2</sub>
(CL)	278	2.6	1.8
(CH)	1770	3.6	2.0
(VH <sub>2</sub> )	582	2.5	1.7
(SM)	129	2.6	1.4

$$B^{*1} = \beta_0 \cdot p^{\beta_1} \cdot q_c^{\beta_2}$$

\*1; B: 沈下速度(mm/10万回), β<sub>0</sub>, β<sub>1</sub>, β<sub>2</sub>: 土質によって定まる係数値, p: 路盤圧力(MPa), qc: 路盤のコーン貫入抵抗(MPa)

それは小さい(値となると考えられるから、Δp/Δyとqcおよびpの関係を次式とおくこととする。

$$\frac{\Delta y}{\Delta p} = \frac{b}{q_c^n} p^j \quad (4)$$

ここにb, n, j(>0)は定数、qcは一定である。式(3)と式(4)を比べると次の関係にある。

式(4)から、

$$y = p^{j+1} \frac{b}{q_c^n} \quad (5)$$

式(3)と式(4)から、

$$\frac{1}{am} = \frac{q_c^n}{b} \cdot j = m-1 \quad (6)$$

従って、式(6)のaを式(2)に代入し、yを求めると次のようになる。

$$y = \frac{b}{mq_c^n} p^m \quad (7)$$

次に、yを載荷中期以降の載荷1回当りのめり込み量とおけば、路盤強度が深さ方向に一定の場合、道床の貫入を受ける道床先端付近の路盤内にはコーン貫入の場合と同様、先端付近にすべり破壊面が生じ、それはその大きさを変えずに深部へ移動することとなる。これにより累積沈下量に関係なく貫入が行われ、荷重強度(p)～変位量曲線は載荷回数(N<sub>i</sub>)によらず同一曲線を迎ることが想定され、載荷1回当りのめり込み沈下量(y)は、N<sub>i</sub>によらず一定となる。したがって、中期以降のN回後の全沈下量Yは次のようになる。この場合、道床先端部に

表-7 調査箇所の概要

	茂原		日立		青森		古河		新可	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
線名	外房線		常磐線		東北線		東北線		高崎線	
キロ程	29K 340m	29K 600m	133K 420m	133K 940m	734K 200m	734K 480m	64K 950m	65K 550m	62K 150m	63K 300m
土構造	薬地		盛土		盛土		薬地		盛土	
線路使用開始	明治30年		大正6年		昭和43年		明治18年		昭和5年	
軌道狂い指数(高低P値)	50	50	29	37	31	31	36	25	16	14
路盤土質	粘性土		粘性土、一部砂質土		礫粒土、一部粘性土		粘性土		砂	

加わる載荷荷重強度が載荷中一定であれば、めり込み沈下量(y)は累積沈下量に左右されず一定である。式(7)から次のようになる。

$$y = \frac{dY}{dN_t} = \frac{b}{mq_c^n} (p)^m \quad (8)$$

$$Y = yN = \frac{b}{mq_c^n} (p)^m N \quad (9)$$

上式のb/mは土質によって決まる定数であり、これを式(1)の $\beta_0$ と置き換え同様p, q<sub>c</sub>のべき数n, mを $\beta_1, \beta_2$ に置き換えれば式(1)と同じになる。

以上の検討の結果、実道床に対する定常沈下速度(B)は、鋼球を用いて行った繰返し載荷実験により得られた式(1)の係数を示した、表-3の内、 $\beta_0$ のみ3倍した。表-6により示される。

### 5. 実軌道におけるめり込み沈下速度式の検証

これまでに、室内模型試験により、路盤の強度等の違いによる道床のめり込み沈下実験式について提案した。

そこで、線路改良工事等によって廃線数となった全国5地区(10箇所)において路盤、路床に対する平板載荷試験、コーン貫入試験による路盤支持特性の調査および道床粒めり込み量調査等を行うとともに対象箇所における営業時の軌道狂い(高低狂い)進み状況の調査を行い、上記めり込み沈下速度式を検証することにした。

めり込み沈下実験式の検証は、年間のめり込み沈下量を軌道狂いに換算した値と実測の軌道狂いの推移を求めた値とを比較することによって行っている。すなわち、杉山<sup>6)</sup>により提案された後述のレ

ール面平均沈下量と軌道狂い進みの関係式に今回の路盤のめり込み実験式から求まる沈下量を代入して、軌道狂い進みを推定し、実測の軌道狂い進みと比較した。この比較においては、年間のレール面沈下量は全て路盤における道床粒のめり込み沈下量であると仮定している。

なお、軌道狂いの測定はレール10m毎に基準線を設け、その中央点がそれからどれだけ離れるかを計る10m正矢法で行っている。そして実際の測定は定期的に軌道検測車を走らせて行っている。

#### (1) 路盤の地盤反力係数およびコーン貫入試験

路盤・路床の支持力特性を明らかにするために営業線で長年供用されていた路盤に対して平板載荷試験およびコーン貫入試験を実施した。調査箇所は、橋梁の老朽化等により橋梁およびそのアプローチ区間を新設したため、廃線数になった区間および新しく線路増設を行う途中で、新線に切換えた後、旧線の線路強化を行うため一時休線になった区間で、ほとんどの箇所が、40年以上の線路使用に耐えた箇所を選定した。

調査箇所は表-7に示す5地区計10箇所である。表中の軌道狂い指数高低P値は線路廃止前約3年間の平均値である。現地調査は各地区とも線路廃止後およそ1年以内に実施した。

調査内容は、平板載荷試験、コーン貫入試験、道床粒の路盤へのめり込み調査、路盤・路床の土質試験の各項目について行った。その方法は次に示すとおりである。

平板載荷試験は、レール直下の路盤表面(施工基面:FLと記す)とFL下約50, 100cmの位置における3断面において行った。試験方法はJIS A 1215に準じた。

コーン貫入試験は、レール直下および列車荷重の

表-8 調査箇所土質分類

箇所	N	区分	日本統一土質分類	箇所	N	区分	日本統一土質分類	
茂原	1	FL-0	(CH)	青森	6	FL-0	(GW)	
		FL-0.5	—			FL-0.5	(GF)	
		FL-1.0	(CH)			FL-1.0	(Mk)	
	2	FL-0	(CH)		古河	7	FL-0	(VH <sub>2</sub> )
		FL-0.5	—				FL-0.5	(VH <sub>2</sub> )
		FL-1.0	(CH)				FL-1.0	(VH <sub>2</sub> )
日立	3	FL-0	(GP)	新町		8	FL-0	(VH <sub>2</sub> )
		FL-0.5	(S-M)				FL-0.5	(VH <sub>2</sub> )
		FL-1.0	(CL)				FL-1.0	(VH <sub>2</sub> )
	4	FL-0	(GP)		0	9	FL-0	(GW)
		FL-0.5	(SC)				FL-0.5	(SP)
		FL-1.0	(CL)				FL-1.0	[S]
青森	5	FL-0	(GW)	1		0	FL-0	(GW)
		FL-0.5	(GF)				FL-0.5	(SP)
		FL-1.0	(Mk)				FL-1.0	[S]

影響の少ない作業通路付近等の地点で行った。試験方法は、主にオランダ式二重管コーン貫入試験（以下ダッチコーンと記す）の JIS A 1220 に準じ、一部鉄研式中型動的コーン貫入試験を用いた。

道床粒のめり込み調査は、道床材を掻き出し、路盤表層を掘削しながら道床粒のめり込み状況を目視観察し、その深さをレベルを用いて10cm間隔に計る方法を用いた。

土質試験は、路盤および路床における数箇所から試料を採取し、主に物理特性を求める試験を行った。

## (2) 調査結果

調査結果は、以下に示すとおりである。

### a) 土質試験

調査箇所の路盤・路床の土質分類は、表-8に示すとおりである。ほとんどの箇所の路盤表層部は、その上にある道床粒またはその細粒化分が混入し、礫または砂分を含む場合が多かった。なお、茂原地区は路盤シートがあり、道床と路盤は境されていた。また、青森地区は、路盤上層部は、良質土により、路盤置き換えされていた。調査地区は、総じて、路盤、路床材料として不都合なものもあり、全体として良～不良路盤・路床材までの範囲に分布していた。

### b) 平板载荷試験

平板载荷試験の結果は、各試験位置における平均値として、図-21に示すとおりである。FL付近の  $K_{30}$  ( $\Phi 30\text{cm}$  载荷版による地盤反力係数) 値は調査地区により差異があり、FL下100cm 付近では、およそ  $50\text{MN/m}^3$  でほぼ等しい値となっている。

FLの  $K_{30}$  値の大小は、路盤・路床材料の違いや後に述べる道床粒のめり込み状態の違いによる影響と考えられる。FL下100cm 付近では、道床粒のめ

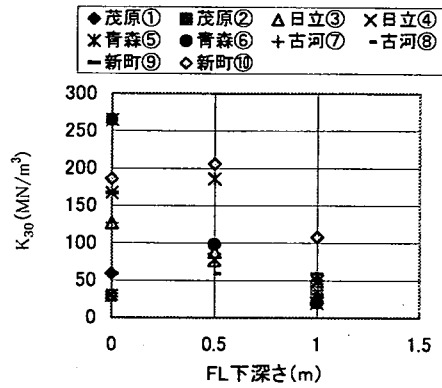


図-21 深さと  $K_{30}$  値

り込みはほとんどなく、路床材料も粘性土が大半であるため、ほぼ等しい値となったと考えられる。また、試験位置（深さ）と  $K_{30}$  は、概ね路盤表面から深くなるほど  $K_{30}$  値は小さくなっている。

### c) コーン貫入試験

コーン貫入試験は、ダッチコーン ( $q_{dc}$ ) および鉄研式中型動的コーン貫入試験 ( $N_{d35/30}$ )<sup>11)</sup> を用いたので、必要に応じて以下に示す式(10)<sup>11), 12)</sup> を用いて  $q_{dc}$  値、 $N$  値に換算している。

(砂質土に対して)

$$q_{dc} = 0.4N, N_{d35/30} = 5N$$

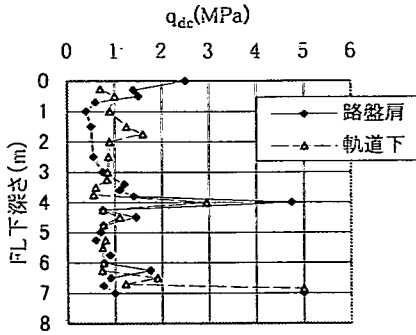
$$q_{dc} = (0.4/5)N_{d35/30} \quad (10)$$

(粘性土に対して)

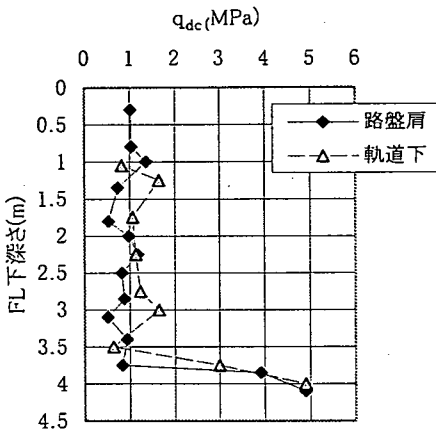
$$q_{dc} = 0.2N, q_{dc} \approx q_c \quad (11)$$

ここに、 $q_{dc}$ : ダッチコーンによる抵抗値 (MPa)  
 $N_{d35/30}$ : 鉄研式中型動的コーン貫入抵抗値、 $N$ : 標準貫入試験値、 $q_c$ : ポータブルコーンペネトrometer 貫入抵抗値 (MPa)

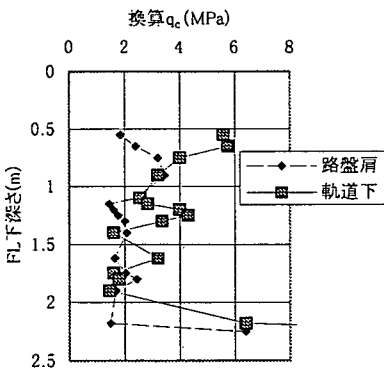
各調査各箇所では、軌道直下、路盤肩の  $q_{dc}$  および  $N_{d35/30}$  を測定した。その一例を図-22に示した。同一図の中に軌道直下付近の路盤と作業通路等（路盤肩）での値を示したものである。これらの箇所のコーン貫入抵抗値の比較から列車荷重による路盤・路床の締め固め効果を推定することは、盛土や原地盤の不均一性から多少問題があるが、以下では両箇所はほとんど同じ状態で構築されたものとして仮定して解析することにした。図-22から、軌道直下FL以深0.5～3m範囲のコーン貫入抵抗値は、路盤肩のそれに比べ概ね大きい値を示しており、列車荷重による土の締め固め効果があったと考えられる。すなわち、ある条件下において軌道直下の路盤・路床



(a) 日立4の場合



(b) 古河7の場合



(c) 新町9の場合

図-22 路盤肩、軌道下のコーン貫入抵抗

は長年の列車荷重を受け、その強度が増加し、軌道

表-9 各地区の道床めり込み深さ(最大)

調査箇所	茂原		日立		青森	
	1	2	3	4	5	6
めり込み深さ (cm)	20	15	90	70	15	10
調査箇所	古河		新町			
	7	8	9	10		
めり込み深さ (cm)	90	120	12	10		

状態を安定にしていく傾向にあると言える。

また、軌道直下のコーン貫入抵抗値( $q_c$ )は平均的にみれば、粘性土(日立④、古河⑦)において、概そ1MPa、砂質土(新町⑨)で2MPaであり、強度が増加している深さ範囲は概ねFL~FL下3mであった。

#### d) 道床粒のめり込み

道床粒の最大めり込み量は、表-9に示すとおりである。路盤面上の道床粒は、列車荷重の伝播応力によって路盤・路床中へめり込んで行く。特に、調査箇所NO.8では、路盤・路床が関東ロームであるためFL下120cm もめり込んでいた。道床粒のめり込み量の大きさは前述したコーン貫入抵抗値と大きな関係があると考えられる。茂原における調査結果では、コーン貫入抵抗値が他の箇所と比べ小さいにもかかわらず道床粒のめり込み量が少ない。これは、路盤表面に噴泥対策用路盤シートが敷設されたことによるところが大きいものと考えられる。

また、道床粒のめり込み状態は、その1例を図-3に示したようにまくらぎ下を中心にめり込んでいた。特に、図-3のようにめり込みがレール直下に集中していることもある。このような、道床粒のめり込みは、路盤・路床内における列車荷重の応力分布と同様な傾向を示している。

#### (3) 軌道狂い調査

道床粒めり込み沈下実験式、必要路盤強度の検証に必要な資料を得るため、表-7に示した調査箇所の軌道狂い調査を行った。軌道狂い調査は軌道狂い進みと、軌道狂い(高低)指数  $P$  値である。

軌道狂い進み調査は、軌道の破壊量を把握する方法の一つとして文献<sup>6)</sup>にある調査と同様に、高速軌道検測車による記録(マヤチャート)から算出する方法を用いて行った。

##### a) 調査方法

調査方法は、次のとおりである。

軌道狂い進みは、マヤチャートを25m毎のロットに分割し、各ロット内の最大軌道狂いに注目し、

表-10 各地区の軌道狂い・修正軌道狂い進み

調査箇所	茂原		日立		青森	
	1	2	3	4	5	6
軌道狂い進み $S$ (mm/100日)	—	—	0.5	0.6	2.0	1.4
$S_0$ ( $10^{-3}$ mm/100日・万吨)	3.8	3.8	0.8	1.4	1.0	1.0
調査箇所	古河		新町			
	7	8	9	10		
軌道狂い進み $S$ (mm/100日)	—	—	0.4	0.2		
$S_0$ ( $10^{-3}$ mm/100日・万吨)	1.4	0.6	0.4	0.2		
	1.5	0.7	0.7	0.3		

$S$ の上段実測値、下段計算値、 $S_0$ :修正軌道狂い進み

その推移とその間の経過日数により次式で定義される。

$$S_0 = \{X_{i+1} - X_i\} / \{Y_{i+1} - Y_i\} \times 100 \quad (12)$$

ただし、 $S_0$ : 1ロットの軌道狂い進み (mm/100日)

$X_i$ : 1回目の検測の1ロット中の最大軌道狂い (mm)

$Y_{i+1} - Y_i$ :  $i+1$ 回目の検測日と1回目の検測日の間の日数 (日)

$$S_i = \sum S_0 / n_i, S = \sum S_i / n \quad (13)$$

ただし、 $S_i$ : 1ロットの平均軌道狂い進み (mm/100日)

$n_i$ : ロット数

$S$ : 平均軌道狂い進み (mm/100日)

$n$ : 調査回数

軌道狂い進みの調査は、高低狂いについてのみ行った。調査区間長さは、現地調査箇所を中心に100m区間程度とした。(この場合、ロット数は100/25=4ロット) また、調査期間は概ね廃線以前3年間とし、調査間隔および回数は高速軌道検測車の検測に合わせた。次に、軌道保守(総突き固め、むら直し、道床更換など)が入ったロットは計算から除いた。ただし、全ロット中2ロット以上に軌道保守が入った場合は、近傍のロットから不足分を補充した。不可能な場合にはロット数不足のまま計算した。

#### b) 調査結果

現地調査を行った箇所の平均軌道狂い進み ( $S$ )

は表-10に示すとおりである。なお、調査箇所NO.1, 2, 7, 8はマヤチャートがなかったため、次の方法により算出して同表Sの下段に示した。

[軌道狂い進みの算定式]

杉山ら<sup>13)</sup>は、軌道狂い進み: $S$ 、年間つき固め延長比率: $A$ 、軌道狂い指数(高低に対する): $P$ 値に関して、式(14)を示している。これは路盤、軌道構造、線路等級とも多種のデータから求めたものであり、平均的な関係式である。

$$P = 31.7 \times \log(S/A) + 31.7 \quad (14)$$

そこで、調査期間3年間の $P$ 値の変化が少なく、ほぼ横ばいであったことから、 $A=1$ と仮定して $P$ 値から式(14)により $S$ を算出した。調査箇所5, 6での軌道狂い進みが $P$ 値(表-7参照)の割合に比べ小さくなっているが、これはこの区間が曲線であるためなどによると考えられる。ここに、 $A$ は対象としている区間の一年間における保守を行う延長比率(保守を行う長さ/全延長)である。軌道狂い進み( $S$ )は上述の方法により求められるが、 $S$ の値は主として軌道構造、路盤強度、列車通過トン数により影響される。各調査箇所の $S$ の値から路盤状態の良悪を評価する場合軌道構造、列車通過トン数の影響について考慮しておく必要がある。今回の調査箇所は全て線路等級2級線区間であり、軌道構造(レール太さ、まくらぎ種類、道床厚さ等)についてはほとんど同じとみなせるから、通過トン数のみの影響を考慮しておけばよいことになる。そこで、次のようにして各調査箇所の修正軌道狂い進み $S_0$ を求めた。

$$S_0 = S / (T \times 100 / 365) \quad (15)$$

ここに、 $S_0$ : 修正軌道狂い進み (mm/万吨)

$S$ : 軌道狂い進み (mm/100日)

$T$ : 年間列車通過トン数、(万吨)/365日

式(15)より、調査箇所の $S_0$ を算出すると表-10の下段に示すとおりになった。

同表より、茂原NO.1, 2は沈下が著しい、青森NO.5, 6はやや沈下が多い、日立NO.3, 4、古河NO.7は平均的沈下、古河NO.8、新町NO.9, 10は沈下が極めて少ない路盤といえることがわかった。

#### (4) 実験で求めた道床めり込み沈下式の検証

路盤支持力調査箇所において求めた軌道狂い進みと今回の実験で得られた道床のめり込み沈下量より求められる平均軌道狂い進みを比較すること

表-11 むり込み実験式の検証

(各箇所軌道狂い進みの計算値と実測との比較)

箇所	路盤土質	適用実験式 N: 万回, S (mm)	荷重 p(MN/m <sup>2</sup> )	コーン貫入抵抗 q <sub>c</sub> (MN/m <sup>2</sup> )	通過トン数 (万トン)	年間沈下量 X(mm/年)	計算軌道狂い 進みS <sub>k</sub> (mm/ 100日)	実測軌道狂い 進みS <sub>b</sub> (mm/ 100日)
日立	③ (SM)	12.9p <sup>26</sup> q <sub>c</sub> <sup>-1.4</sup> N	0.098	0.6	960	3.8	0.41	0.5
	④ (SM)	同上	0.098	0.7	960	3.0	0.31	0.6
青森	⑤ (CH)	177p <sup>36</sup> q <sub>c</sub> <sup>-2.0</sup> N	0.078*1	0.25	870	15.9	1.16	2.0
	⑥ (CH)	同上	0.078*1	0.3	870	11.0	0.90	1.4
新町	⑨ (SM)	12.9p <sup>26</sup> q <sub>c</sub> <sup>-1.4</sup> N	0.098	3.	2,410	0.99	0.13	0.4
	⑩ (SM)	同上	0.098	4.	2,410	0.76	0.10	0.2
古河	⑦ (VH <sub>2</sub> )	58.2p <sup>25</sup> q <sub>c</sub> <sup>-1.7</sup> N	0.078*1	1.	3,330	20.1	1.36	1.4*2
	⑧ (VH <sub>2</sub> )	同上	0.078*1	1.5	3,330	10.3	0.86	0.6*2

注) N=G通過トン数/軸重16トン), \*1: 荷重分散を考慮, \*2: P値, Aによる計算値(式14)

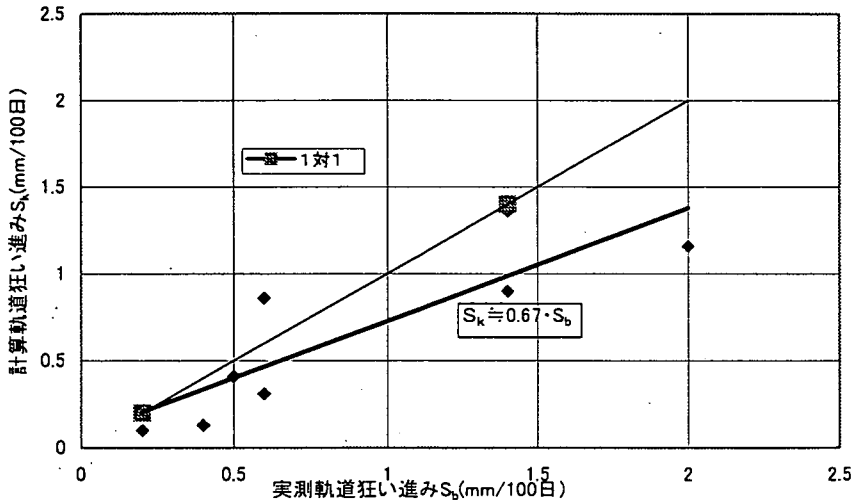


図-23 軌道狂い進みの比較

により、むり込み沈下実験式の検証を行った。

杉山<sup>9)</sup>は広井<sup>14)</sup>が求めた、年間平均沈下量と標準偏差の式を発展させ、対象区間の平均軌道狂い進み  $S$ (mm/100日)と年間平均沈下量  $X$ (mm/年)の関係を次のように示している。

$$X = 5.69 \times S^2 + 7.02 \times S \quad (16)$$

そこで、日立、青森、新町および古賀の各箇所において、測定したコーン貫入抵抗値を模型実験で得られた道床のむり込み沈下式に代入して、年間の沈

下量を算出した。ただし、荷重強度( $p$ )は一般の路盤で得られる平均的な値として0.098MPaを用い、また、各箇所の載荷回数  $N$ は各々の通過トン数を軸重相当値16トンで除して求めた。次にこの年間沈下量を式(16)に代入し、平均軌道狂い進み  $S$ を求めた。

そして実測の軌道狂い進みと比較した。各箇所の沈下量計算に用いた実験式、この式に代入した値および計算で得られた軌道狂い進みと実測の軌道狂い進みを示したのが表-11、図-23である。ただし青森、古賀地区においては、荷重強度( $p$ )を0.078MPaとした。前者の路盤は表層に岩ずりを



表-12  $q_c=8p$  のめり込み式係数值

路盤土質	$\alpha_0$	$\alpha_1$
(CL)	0.66	0.8
(CH)	2.8	1.6
(VH <sub>2</sub> )	1.7	0.8
(SM)	0.70	1.2

用い、後者は道床のめり込みがレール直下付近で100cmにも及んでおり、それぞれ施工基面以下50cm深さの位置をめり込み面としたため、隣接まぐらぎに加わるレール圧力も考慮して、路盤表面に加わる圧力98kN/m<sup>2</sup>の8割に減じて考えた。

軸重16トンは、JR線路の1~2級に採用される軸重の平均値である。

なお、古賀地区の実測軌道狂い進みは式(14)より算出したものである。

表-11、図-23より、実測と計算値を比較すると、実験によるめり込み沈下式から算出した軌道狂い進み ( $S_k$ )の方が、実測の軌道狂い進み ( $S_b$ )より若干小さめ ( $S_k \approx 0.67 \cdot S_b$ , 最大で2分の1)であるが、ほぼ妥当な値が得られている。

実験式による軌道狂い進みが若干小さいのは、実際の軌道では路盤のめり込み沈下量の外に、道床の圧縮沈下も生ずるためと考えられる。

(5)  $q_c=8p$  の場合のめり込み沈下速度の検討

3章において述べた、鋼球を用いた模型実験において、50万回沈下量 ( $D_{50}$ )と  $q_c/8p$  の関係においては、 $q_c/8p$ が1以上の時、以後の沈下量は、少ない結果であった。また、密度変化率もほとんど無い結果となっていた。

4種の土質の路盤に対する実道床によるめり込み沈下速度 ( $B$ )は、既に述べた表-6の値が得られた。

$q_c=8p$  ( $q_c, p$ は同一単位)の場合のめり込み沈下速度 ( $B_0$ )は、各土質に対して、式(1)、表-6において、 $q_c=8p$ を代入すると次のようになり係数值は、表-12のとおりとなる。なお、この基となる実験結果は図-17に示されている。

$$B_0 = \alpha_0 p^{\alpha_1} \quad (17)$$

ここに、 $B_0$ :  $q_c=8p$  の場合のめり込み沈下速度 (mm/

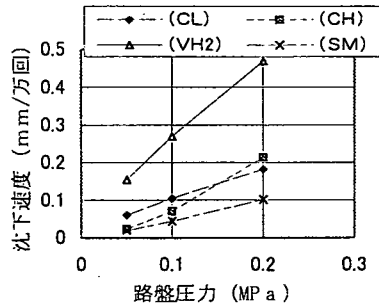


図-24 路盤圧力とめり込み沈下速度

万回)

$p$ : 路盤圧力 (MPa),  $\alpha_0, \alpha_1$ : 土質によって定まる係数值 (表-12)

路盤圧力  $p$  とめり込み沈下速度  $B_0$  の関係は図-24に示すようになり、 $p$  が 0.05MPa~0.2MPa の範囲では、 $B_0$  は、 $p$  にほぼ比例している。

次に、実際の路盤現場において測定される路盤圧力の最大値  $p=0.1$ MPa を用い、通過トン数: 1,000 万トン/年、軸重: 16 トンとして、载荷回数を求めると 62.5 万回となる。

従って、路盤土質ごとの年間沈下量 ( $X$ mm/年) は、次のようになる。

- (CL): 6.6mm
- (CH): 4.3mm
- (VH<sub>2</sub>): 17mm
- (SM): 2.8mm

通過トン数 1,000 万トン線区の良路盤の年間沈下量  $X$  は、4.3 (mm/年) 以内<sup>13)</sup>とされており、この値を基準として各土質ごとの路盤の良否を判定すると、(SM)、(CH)の路盤は、良であり、(CL)の路盤は、普通、また、(VH<sub>2</sub>)の路盤は、不良となる。

3章の結果とこの様に違うのは、鋼球と実道床の違いと考えられる。また、道床と接する路盤表層部は、道床の貫入に対する十分な抵抗があっても、繰返し荷重の作用によりリモールドされ、徐々にではあるが、道床のめり込みが生じるものと考えられる。なお、鋼球を用いた模型実験において、(VH<sub>2</sub>)の構築時の  $q_c$  が  $8p$  以上であったのが、500 万回载荷後の  $q_c$  が構築時より低下していた。このこともめり込み沈下量を大きくする原因と考えられる。

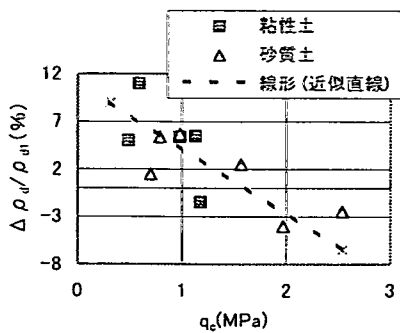


図-25  $q_c$  と  $\Delta \rho_d / \rho_{d1}$  の関係

(6) コーン貫入抵抗値と密度変化率の関係

第3章の鋼球を用いた模型試験において、(コーン貫入抵抗値/繰返し荷重強度)と(密度変化量/元の密度)の間は比例関係にあることを述べた。また、コーン貫入抵抗値( $q_c$ )は繰返し荷重の増加により、ある収束のコーン貫入値( $q_c'$ )に近づき、 $q_c' = 8p$  ( $p$ : 繰返し荷重強度)が成立し、その時密度変化量の比 ( $\Delta \rho_d / \rho_{d1}$ ) は0となることを述べた(図-8参照)。そこで合計10箇所の現場で測定されたコーン貫入抵抗値 $q_c$ ( $\approx q_{dc}$ )と元の密度に対する列車荷重による繰返し載荷後の密度変化量の比 ( $\Delta \rho_d / \rho_{d1}$ ) を求めると図-25が得られた。

元の密度 ( $\rho_{d1}$ ) は列車荷重の影響が少ないと考えられるFL以下100cmの深さの密度とした。

また密度変化量 ( $\Delta \rho_d$ ) はFLの密度から $\rho_{d1}$ を差し引いた値とした。ただし、同種の土質の密度変化を考えているのでFLの土質がそれ以深の土質と異なる場合は、FL下50cmの密度を代替えとして採用した。 $q_c$ 値はFL下100cm 付近の値を用いた。

これにより、 $q_c$ が増加すると、( $\Delta \rho_d / \rho_{d1}$ )は比例的に減少することが分かる。そして、 $\Delta \rho_d / \rho_{d1} = 0$ のときの $q_c$ は約1.6MPaである。また、粘性土路盤のみについてみると、 $\Delta \rho_d / \rho_{d1} = 0$ のときの $q_c$ は1.2MPa程度である。

$q_c$ の測定時は現地が乾燥していたことおよび $q_c$ の測定深さが地表面から1mと深く $q_c$ 測定用のロットの貫入時の摩擦の影響等により、 $q_c$ はやや大きめに出了と考えられる。路盤に加わる荷重強度( $p$ )は測定されていないのはっきりしないが、フラット車輪の走行またはレール頭面凹凸箇所での列車走行時には輪重が増加する<sup>15)</sup>といわれており、 $p = 0.2 \text{ MN/m}^2$ 程度の荷重もあったと考えられる。このことを考慮すると、第3章で粘性土について得られた「 $\Delta \rho_d / \rho_{d1} = 0$ のとき $q_c = 8p$ である」はほぼ成立するといえそうである。

6. まとめ

鉄道の路盤は軌道を支持し、列車の安全かつ快適な走行を可能にする重要な使命をもっているが、前章までに述べたとおり道床粒のめり込みや噴泥の問題がある。道床粒のめり込み発生機構およびその定量化は重要である。ここでは、これらに関して道床のめり込み実験および現地調査を行い、次の事項が明らかになった。

①室内における道床めり込み実験を行い、列車相当荷重を受ける路盤は、一定速度により沈下する定常沈下を生じる場合があるが、この定常沈下は道床のめり込みに伴う噴泥による沈下である。すなわち、噴泥を生じない路盤では定常沈下はほとんど0である。

②定常沈下速度( $B$ )は路盤土質の(CL), (CH), (VH<sub>2</sub>), (SM)について路盤に加わる荷重強度( $p$ )、路盤のコーン貫入強度( $q_c$ )とすれば各々次のように表せる。

$$B = \beta_0 \times p^{\beta_1} \times q_c^{\beta_2}$$

ここに、 $B$ : 定常沈下速度 (mm/万回),  $p$ : 荷重強度 (路盤圧力) [MPa],  $q_c$ : 路盤のコーン貫入抵抗 (MPa),  $\beta_0, \beta_1, \beta_2$ : 土質によって定まる係数 (表-6)

③実軌道におけるレール面沈下速度と上記実験式を用いた沈下速度を比較した結果、後者は前者の7割程度であった。路盤の沈下速度を見積もる場合、軌道下路盤の $q_c$ を測定し、これを用いて予測するが、 $q_c$ は含水比の影響を受けるため路盤の乾燥および湿潤状態の平均的な値を用いる必要がある。

④道床直下付近の路盤土(粘性土)のコーン貫入抵抗( $q_c$ )は、永年の列車の繰返し荷重( $p$ )によって一定の値に収束する。収束 $q_c$ を $q_c'$ とすれば、次式で表される。

$$q_c' = 8p$$

ここに、 $q_c'$ ,  $p$  (路盤圧力) は、同じ単位

また、路盤の密度変化率とコーン貫入抵抗値の関係は、直線関係にあり、 $q_c$ が増加すると密度変化率は減少する。密度変化率が0の時の $q_c$ は、ほぼ、 $8p$ である。

⑤道床に接する路盤の $q_c$ が、上で述べた $8p$ の時の大部分の路盤の定常沈下は、小さいが、土質によっては大きな沈下を生じ、例えば、(VH<sub>2</sub>)では大きな値となる。

⑥路盤・路床の強度は、列車荷重による締固め効果により増加の傾向にあり、道床粒めり込み先端直

下付近のコーン貫入抵抗値は概ね粘性土において 1MPaであり、砂質土において換算 $q_c$ は、2MPaである。また、強度が増加している深き範囲は、FL～FL下概ね3mである。

⑦現地調査により、各路盤の軌道直下FL以深1mにおける地盤反力係数( $K_{30}$ )は、50MN/m<sup>3</sup>であった。

謝辞：本論文をまとめるに当たり、東京大学 龍岡文夫教授には終始ご指導を頂いた。ここに深く感謝する次第である。また、室内模型試験および現地調査については、鉄道技術研究所（現 鉄道総研）の多くの方々のご協力を頂いた。ここに深謝する次第である。

#### 参考文献

- 1) 西亀達夫, 室町忠彦, 本間寛, 北方常次: 不良路盤の実態調査, 鉄研業務資料, 1956.10.
- 2) 西亀達夫, 伊東孝之: 鉄道の路盤について, 土と基礎, Vol. 6, No. 6, pp. 51-59, 1972.
- 3) 伊能忠敏: 鉄道路盤の噴泥の実態と対策, 土木学会論文集, No. 346/III-1, pp. 1-12, 1984.6.
- 4) Li, D. and Selig, E.T.: Method for Railroad Track Foundation Design Development, *J.Geotech.Engineering., ASCE*, pp.316-322,1998.4.
- 5) Li, D. and Selig, E.T.: Method for Railroad Track Foundation Design Applications, *J.Geotech Engineering.,ASCE*, pp.323-329,1998.4.
- 6) 杉山徳平: 軌道狂い進みの実態調査とその解析, 鉄道技術研究報告, NO. 1081, 1978.7.
- 7) 大橋勝弘, 伊東孝之, 岩崎高明, 青木一二三: 鉄道路盤構造, 吉井書店, pp. 115, 1981.
- 8) 東畑郁生: 半無限弾性体理論による地中のせん断応力, 東京大学土木工学科部内資料, 1982.
- 9) 佐藤吉彦, 梅原利之: 線路工学, (社)日本鉄道施設協会, pp. 13-14, 1987.
- 10) 路盤ワーキング: 路盤の沈下(上), 鉄道線路, Vol.128, No. 12, pp. 4-8, 1980. 12.
- 11) 池田俊雄, 室町忠彦: 地耐力調査法, 鉄道現業社, 1966
- 12) 日本国有鉄道: 建造物設計標準解説(基礎構造物, 抗土圧構造物), 1986. 3.
- 13) 杉山徳平, 宮井徹, 細川岳洋, 吉見一彦: 保線6支区で調査した軌道破壊量と軌道補修作業量の関係解析, 鉄道線路, Vol. 28, No. 2, pp. 4-9, 1980. 2.
- 14) 広井生馬: 道床沈下と軌道狂い進み, 鉄道線路, Vol.11, No.6, pp.5-9, 1963.6.
- 15) 宮本俊光, 渡辺偲年編: 線路-軌道の設計・管理-, 山海堂, pp.407-438, 1980.

(2000. 10. 10. 受付)

## STUDIES ON BALLAST PENETRATING MECHANISM INTO RAILWAY ROADBED

Takayuki ITOH

There are many roadbeds which are insufficient of their quality in existing lines and so the occurrence of mud-pumping together with penetrative settlement causes track irregularity. This is why track maintenance labor has increased. Therefore, this paper elucidates the primary factors of ballast penetrating phenomena and made clear the contribution degree of the factors to the formulas of penetrating settlement. To be more specific, the determination of the causes of ballast penetrating settlement is conducted in indoor tests.

Finally, field surveys are made in a broad area to determine the causes of the phenomena and to confirm the formulas of penetrating settlement.