

大型繰返し三軸試験による道床バラストの変形特性の検討

石川達也¹・須長 誠²・董 軍³・名村 明⁴

¹正会員 工修 (財)鉄道総合技術研究所 軌道力学研究室 (〒185 国分寺市光町二丁目8-38)

²正会員 工博 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 (〒185 国分寺市光町二丁目8-38)

³正会員 工博 東急建設株式会社 技術研究所 (〒229 相模原市田名字曽根下3062-1)

⁴正会員 (財)鉄道総合技術研究所 軌道技術開発推進部 (〒185 国分寺市光町二丁目8-38)

有道床軌道における道床部の塑性変形挙動をより詳細に検討するには、粗粒材としての材料特性を考慮し、道床部を粒状集合体と考えたミクロ的考察が有効である。本研究では、道床部を粒状集合体と考えた解析を行うための基礎的な検討として、列車荷重載荷時の道床部の応力状態を想定した道床バラストの大型三軸試験(単調載荷・繰返し載荷)を行った。その結果、数値解析モデル化する際に必要になる道床バラストの基本的な力学特性を把握するとともに、大型繰返し三軸試験で得られた塑性変形傾向が道床部の塑性変形挙動を詳細検討する際に有益な基礎資料となることを示した。

Key Words : railroad ballast, cyclic deformation, triaxial test, coarse granular materials
track deterioration

1. はじめに

我が国の線路の約90%を占める有道床軌道では、列車の繰返し通過により道床バラスト部(以下「道床部」と称す)および路盤部に漸進的な塑性変形が生じ、軌道面の不整(軌道狂い)を誘発する。したがって、有道床軌道の構造設計では、列車の走行安全性や走行安定性の観点から保守を前提とした設計をしており、軌道狂いの経時変化を精度良く予測することが設計計算上重要になっている。筆者らはこれまでに実物大試験軌道を用いた繰返し載荷試験結果から、道床部塑性変形挙動をより詳細に検討するには、粗粒材としての材料特性を考慮し道床部を粒状集合体と考えることが有効であることを明らかにした¹⁾。また、この試験条件と類似した軌道状態に限定してはいるが、試験結果を応用し、道床部を主体とした有道床軌道の塑性変形量の予測手法を提案した¹⁾。しかし、この予測手法は道床部全体の変形挙動を荷重～変位関係からマクロ的に把握するものであり、簡易予測式に現れる回帰係数の力学的な意味づけを行い、道床内部のミクロ的な変形機構を把握するまでには至っていない。したがって、実用的には今後さらに任意の荷重条件や構造条件に対して予測手法の一般化を図る必要があるとして、簡易予

測式の誘導上用いた仮定の理論的意味の明確化を今後の研究課題としていた。

本研究では、繰返し載荷時の道床内部の変形機構を応力～ひずみ関係というよりミクロ的な観点から考察するため、道床バラストの基本的な材料特性、特に繰返し載荷時の塑性変形傾向を明らかにする。このため、列車荷重載荷時の道床部の応力状態を想定した道床バラストの大型三軸試験(単調載荷試験・繰返し載荷試験)を行い、粗粒材である道床バラストの想定列車荷重載荷時の力学特性を把握するとともに、道床部の塑性変形挙動との関連性について検討する。なお、本論文の表記では、「道床部」はまくらぎと路盤の間にある有道床軌道構造の一部をさし、「道床バラスト」は道床部を構成する碎石等の粗粒材の総称として用いている。

2. 試料および試験方法

試験に用いた道床バラストは、山梨県大月市で産出される安山岩の碎石である。試験に用いた道床バラストの粒度分布を図-1の③で示す。なお、我が国の鉄道では同図の①と②の間に挟まれる範囲の粒度分布を用いており²⁾、①は最も粗粒(均等係数 $U_c=1.52$)、②は最も細粒となる($U_c=1.65$)。この

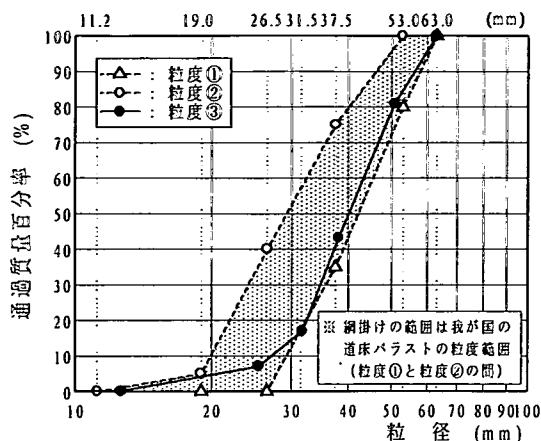


図-1 試験に用いた道床バラスト(粒度③)の粒度分布

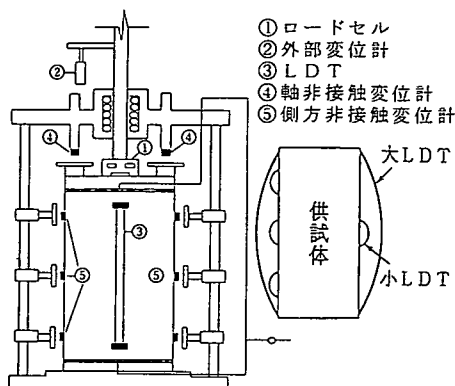


図-2 大型三軸試験装置の概要

ため、今回の試料である③は①と②の間 ($U_c = 1.7$) となる。試験供試体は直径30cm、高さ60cmであり、JSF-T531-1990の試験法に準じた圧密排気条件のCD試験を行った。供試体は、厚さ2mmのメンブレンを装着した供試体作製用モールド内に気乾燥試料を10cmの層ごとに分けて投入し、各層を小型パイプレーター（重さ20.4kg）により最大密度 (1.72 t/m^3 程度) になるように一定時間（5分間）振動締固めて作製した。供試体作製に当たり、供試体上下端面付近の緩み層を軽減するために、供試体の端面に小粒径の碎石を入れ、上下端面は平行・平滑になるように丁寧に整形した。供試体上下端はアクリル板とろ紙一枚を介してキャップまたはペダスタルに接している。試験に用いた大型三軸試験装置の概要を図-2に示す。軸受部とピストンの間をベアリングでガイドすることにより摩擦を軽減している。軸荷重はセル内のロードセル（容量±50tonf）で、供試体の軸変位はキャップの対角線上の2個のギャップセンサー（GS、容量10mm）で計測した。なお、ベッディングエラー（BE）の影響³⁾を排除するた

表-1 単調載荷試験と繰返し載荷試験の試験条件

試験 No.	拘束圧 σ_3 (kPa)	最大主応力比 $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$	荷重繰返し数	密度 (t/m^3)	間隙比 e
ML-01	19.6	—	単調載荷	1.69	0.64
CL-01	19.6	3.0	3000	1.70	0.63
CL-02	19.6	4.0	3000	1.72	0.61
CL-03	19.6	5.0	3000	1.74	0.59
CL-04	19.6	6.0	3000	1.72	0.61
ML-02	39.2	—	単調載荷	1.72	0.61
CL-05	39.2	3.0	3000	1.71	0.62
CL-06	39.2	4.0	3000	1.74	0.59
CL-07	39.2	5.0	3000	1.73	0.60
CL-08	39.2	6.0	3000	1.71	0.62
ML-03	58.8	—	単調載荷	1.71	0.62
CL-09	58.8	3.0	3000	1.70	0.63
CL-10	58.8	4.0	3000	1.72	0.61
CL-11	58.8	5.0	3000	1.72	0.61
CL-12	58.8	6.0	3000	1.72	0.61
ML-04	78.4	—	単調載荷	1.70	0.63

めに、軸ひずみ約1%までは局所変形測定装置 (LDT)⁴⁾を併用している。使用したLDTは2種類で、大LDT（2個）は長さ500mmで、小LDT（4個）は長さ180mmである。さらに、供試体の側方変位は、供試体の対角位置の2測線に各々1セット3個ずつ、合計6個の非接触変位計で計測した。

試験では、単調載荷試験 (ML) と繰返し載荷試験 (CL) の両方を行った。試験条件を表-1に示す。この際、拘束圧 σ_3 を20kPa～60kPa程度としたのは、道床部で発生する拘束圧が文献5の試験結果からこの程度であると推定されるためである。なお、供試体の拘束圧は供試体周囲から与えるのではなく、供試体内部に負圧を与えポテンショメータ型負圧計で測定した。単調載荷試験では4種類の拘束圧 σ_3 を設定した。試験方法としては、供試体をまず所定の圧力まで負圧で等方圧密してから、その後側圧一定の下でひずみ制御（ひずみ速度0.1%/分）で軸荷重を増加した。繰返し載荷試験では、所定の拘束圧 ($\sigma_3 = 19.6, 39.2, 58.8 \text{ kPa}$) まで等方圧密してから、側圧一定の下で正弦波形的繰返し軸圧縮荷重を加えた。具体的には次の順序で繰返し載荷を行った。

- ① $\sigma_1 = 10 \text{ kN}$ 刻みで微少な負荷・除荷 ($q_{sa} = 2.5 \text{ kN}$, 図-3参照) を行いながら、所定の最大主応力 σ_{1max} まで軸荷重をゆっくりと手で上げてから、等方応力状態まで除荷した。
- ② $(\sigma_1 + \sigma_3)_{max}/2$ まで軸荷重をゆっくりと手で上げてから、0.01Hzで片振幅 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}/2$ の正弦波形的繰返し軸圧縮荷重を10回載荷した。
- ③ 0.5Hzで②と同じ片振幅の繰返し軸圧縮荷重を3,000回載荷した。その後1回目の載荷時と同様に10kN刻みで微少な負荷・除荷を行いながら、所

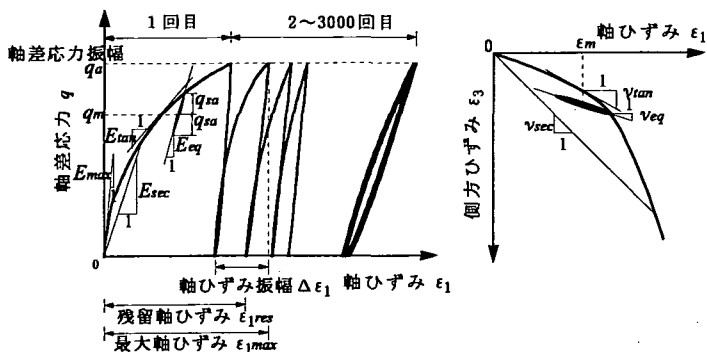
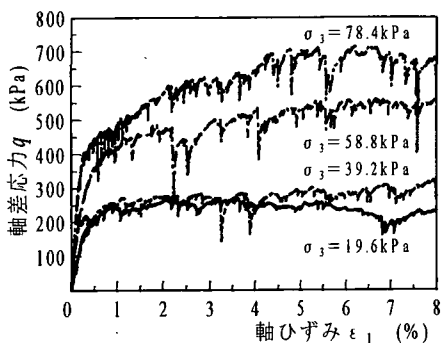
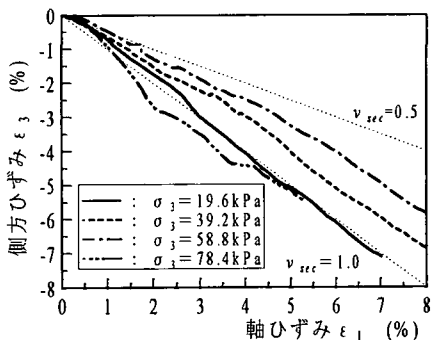


図-3 応力～ひずみ関係の定義

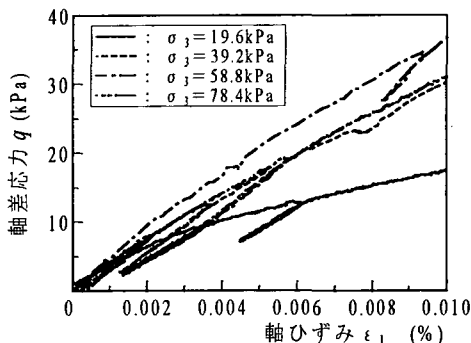


(a) 軸差応力～軸ひずみ関係

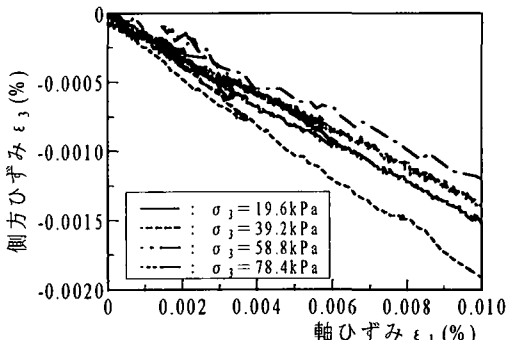


(b) 軸ひずみ～側方ひずみ関係

図-4 単調載荷試験結果 (GS)



(a) 軸差応力～軸ひずみ関係



(b) 軸ひずみ～側方ひずみ関係

図-5 単調載荷試験結果 (LDT)

定の σ_{1max} まで軸荷重をゆっくりと手で上げてから、等方応力状態で除荷した。

本研究の軸ひずみは特に断らない限り大LDT 2個を用いて供試体側面で測定した値の平均であり、側方ひずみは非接触変位計 6 個による測定値の平均である。なお、以下で用いる各用語は図-3のように定義する。

3. 道床バラストの強度・変形特性

(1) 単調載荷試験結果

図-4(a)に単調載荷試験から得られた σ_3 別の道床

バラストの軸差応力 q ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) ～ 軸ひずみ ϵ_1 曲線を示す。なお、図-4における ϵ_1 は 1% を越えているため、LDT で測定したものではなく、2 個の GS で測定した値の平均を用いている。図から、道床バラストの応力～ひずみ曲線は、荷重載荷に伴い鋸状になり明瞭なピークをもたないことがわかる。図-4(b)には単調載荷試験時の σ_3 別の軸ひずみ ϵ_1 ～ 側方ひずみ ϵ_3 の関係を示す。図から、 ϵ_1 が 1% を越えた場合、割線ポアソン比 ν_{sec} (図-3 参照) は 0.5 より大きくなることがわかる。一方、0.01% 以下の軸ひずみレベルでは、 ν_{sec} の値はほぼ一定で 0.2 ～ 0.3 の範囲にあるとされている³⁾。表-2 は、LDT

表-2 単調載荷試験結果

拘束圧 σ_3 (kPa)	圧縮強度 q_{max} (kPa)	$\varepsilon_1 = 0.01\%$		$\varepsilon_1 = 1.0\%$	
		E_{sec} (MPa)	ν_{sec}	E_{sec} (MPa)	ν_{sec}
19.6	269.0	169.8	0.15	23.9	0.79
39.2	322.0	299.3	0.19	26.9	0.71
58.8	575.2	349.7	0.13	43.9	0.63
78.4	715.0	316.5	0.13	48.2	0.91

表-3 原石の力学特性

試料名		安山岩
密度	t/m ³	2.75
圧縮強さ	MPa	230.0
変形係数 E_s	GPa	22.9
ポアソン比		0.1
内部摩擦角 ϕ	°	57.0
粘着力 c	MPa	33.0

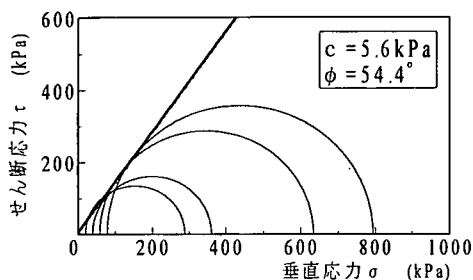


図-6 モーリングと強度線

で測定した ε_1 が 0.01% および 1% 以下の応力～ひずみ関係等 (図-5 参照) から求めた割線変形係数 E_{sec} (図-3 参照) と ν_{sec} を σ_3 別に示したものである。なお、同表には圧縮強度 q_{max} の値も合わせて示した。表から今回の試験における ν_{sec} の値が従来と同程度であること、および ε_1 が 0.01% の場合と 1% の場合を比較すると、いずれの σ_3 でも前者の場合の方が E_{sec} は大きく ν_{sec} は小さいことがわかる。特にひずみ依存性を有する ν_{sec} の傾向から、 ε_1 の小さいときに道床バラストは収縮 (圧縮) し、 ε_1 が大きくなるとその変形は膨張または流動状態に移行することがわかる。次に、図-6 から強度定数 (c , ϕ) を求めると内部摩擦角 ϕ は約 54° となるが、この値は道床部の試験結果から推定された値⁶⁾ とほぼ等しい。なお、参考に安山岩の力学特性⁷⁾ を表-3 に示した。

(2) 道床部の応力状態の推定

単調載荷試験結果と道床部で発生するまくらぎ下面圧力との関係を検討する。まず、図-7 に単調載荷試験から得られた破壊時と 1% ひずみ時の応力状態

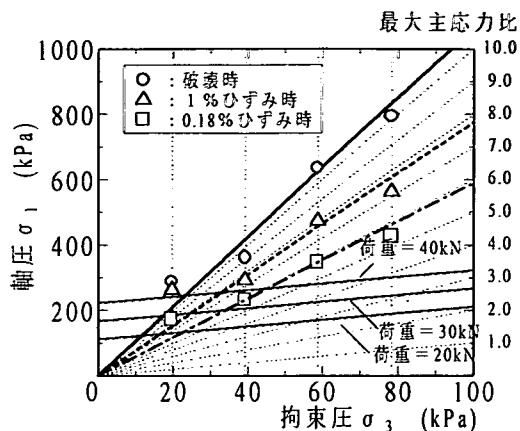
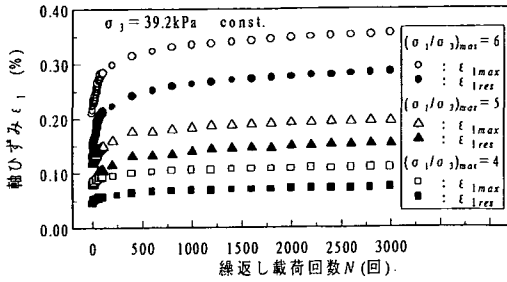
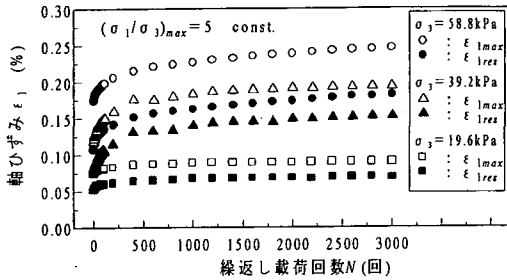


図-7 実現象に対する三軸試験条件

(σ_1 , σ_3) を各々プロットした。図を見る限りこれらの σ_1 と σ_3 の値には相関関係が見られ、1% ひずみ時の主応力比 σ_1/σ_3 は約 7.8 程度、破壊時の場合は約 10.6 程度になる。次に、列車荷重載荷時の道床部の応力状態について検討する。まくらぎ 1 本の片レール位置に作用する鉛直荷重を 20kN～40kN とし、その荷重がレール直下を中心とした (0.75m×0.24m) の範囲⁸⁾ のまくらぎ下面に平均的に分布すると仮定した場合、まくらぎ下面の道床部に作用する圧力 (以下、「まくらぎ下面圧力」と称す) は 110kPa～220kPa 程度になる。このまくらぎ下面圧力を軸差応力 q と考え、前述のように道床部で発生する拘束圧 σ_3 を 20.0kPa～60.0kPa と仮定すると、鉛直荷重 40kN の時の軸圧 σ_1 は 240kPa～280kPa となる。この関係を鉛直荷重ごとに図-7 に示す。図からわかるように、 σ_3 を 20.0kPa～60.0kPa と仮定した場合、20kN～40kN の荷重範囲では主応力比は 3 以上になる。一方、40kN の荷重を軌道整備直後の道床部に初めて載荷した際道床部に発生するひずみは、ひずみが深さ方向に均一に分布すると仮定した場合、文献 1 の結果から約 0.18% となり、荷重 20kN では約 0.08% となる。そこで、単調載荷試験から得られた 0.18% ひずみ時の応力状態 (σ_1 , σ_3) を図-7 にプロットした。図を見る限り 0.18% ひずみ時の σ_1 と σ_3 の値には 1% ひずみ時と同様相関関係が見られ、その主応力比 σ_1/σ_3 は約 5.9 程度になる。このことから、20kN～40kN の荷重載荷に伴い道床部で発生する σ_1 は、大きくても主応力比 6 程度であると考えられる。以上の検討結果を踏まえ、繰返し載荷試験の荷重条件を表-1 のように最大主応力比 3～6 の間で設定したことは、実現象を再現しているものと考えられる。



(a) 拘束圧一定



(b) 最大主応力比一定

図-8 繰返し載荷試験結果 (LDT)

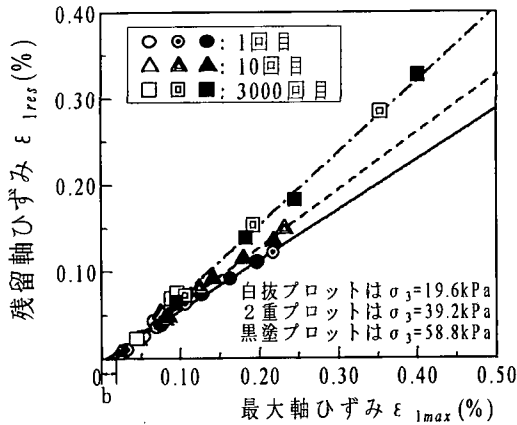
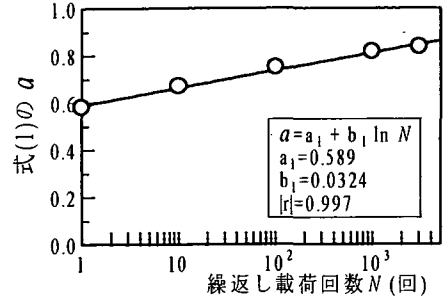
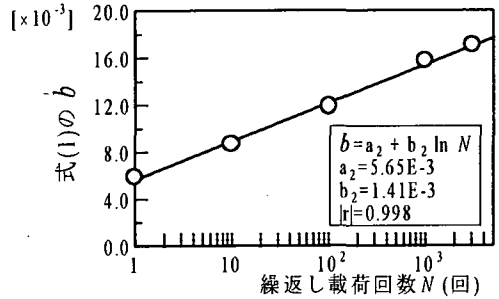


図-9 軸ひずみの塑性変形傾向



(a) 定数 a



(b) 定数 b

図-10 式(1)の定数と繰返し載荷回数の関係

びその増分は次第に減少し繰返し載荷回数が250回以上ではほぼ一定となる傾向にあることがわかる。また、繰返し載荷回数が250回程度までの急速に変形する部分を除いて、最大軸ひずみの増分は残留軸ひずみ ε_{1res} (図-3参照) の増分とほぼ一致する傾向にある。これらの結果は道床バラストの変形特性が繰返し載荷に伴い弾性化することを示すものである。なお、他の試験条件においても同様の傾向が見られた。一方、道床部の塑性変形挙動では残留変位量と最大変位量に相関関係があった¹⁾。同様にここでは、道床バラストの塑性変形挙動を検討するために、1回目、10回目および3000回目の繰返し載荷における ε_{1max} と ε_{1res} の関係を σ_3 別に図-9に示す。図から両者は拘束圧とは無関係な定数 a , b を用いて式(1)のように表せることがわかる。

$$\varepsilon_{1res} = a \cdot (\varepsilon_{1max} - b) \quad (1)$$

ただし、定数 a , b は繰返し載荷回数 N に伴い増加し、図-10のような関係にある。このうち、 $b/\varepsilon_{1max} \approx 0$ なので定数 a は最大軸ひずみ ε_{1max} に対する残留軸ひずみ ε_{1res} の割合を表すもの（以下、「累積塑性化率」と称す）であり、同図(a)の傾向から道床バラストの変形挙動では、繰返し載荷に伴い累積塑性化率は高まるものの、その増分は次第に減少する。一方、定数 b は弾性限界ひずみを近似的に表すと考えられるが、同図(b)の傾向から繰返し載荷に伴い弾性限界ひずみは大きくなるものの、最終的には

4. 道床バラストの繰返し変形特性

(1) 軸ひずみの増加傾向

繰返し載荷試験から得られた軸ひずみの増加傾向の一例として、 $\sigma_3 = 39.2 \text{ kPa}$ 一定で最大主応力比 $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ を変化させた場合の繰返し載荷回数 N と ε_1 関係を図-8(a)に示し、 $(\sigma_1/\sigma_3)_{max} = 5$ 一定で σ_3 を変化させた場合の関係を図-8(b)に示す。図から、各試験における繰返し載荷中の軸差応力振幅 qa ($qa = (\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$, 図-3参照) が一定でも最大軸ひずみ ε_{1max} (軸差応力振幅負荷時の軸ひずみ, 図-3参照) は繰返し載荷回数とともに増加すること、およ

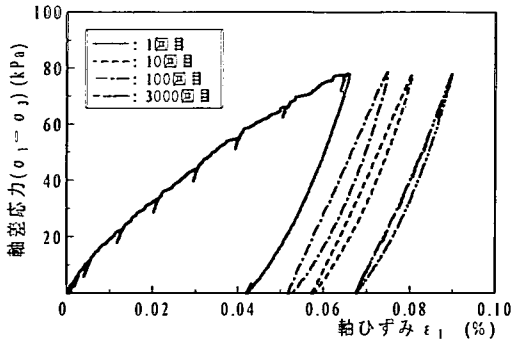


図-11 繰返し载荷時の応力～ひずみ関係 (CL-03)

定値に収束する。なお、残留軸ひずみと最大軸ひずみに相関関係があることから、道床バラストの塑性変形挙動は残留変位量と最大変位量に相関関係のある道床部の塑性変形挙動と類似することがわかる。

(2) 応力～ひずみ曲線の変化

図-11に繰返し载荷試験 (CL-03) における1, 10, 100, 3000回目の負荷・除荷時の各 $q \sim \epsilon_1$ 曲線を示す。図から繰返し载荷初期には負荷曲線と除荷曲線は大きなヒステリシス・ループを描き、残留軸ひずみの増加は大きく塑性傾向の強い弾塑性状態を示すが、繰返し载荷回数が増加するにつれて各回での残留軸ひずみの増加量は減少し、弾性化が進行することがわかる。木幡ら^{9), 10)}は、礫材の応力～ひずみ関係においてみられる応力誘導異方性を、損傷関数・塑性化関数で定義される非線形化関数を用いて説明できるとしているが、図-11のように道床バラストの負荷曲線も繰返し载荷回数が増加とともに湾曲し非線形性が強まる傾向にある。このため、ここでは道床バラストの変形特性における応力依存性および繰返し载荷履歴の影響を、木幡らの考えに基づき同一 q_m (図-3参照) に対する接線変形係数 E_{tan} と等価変形係数 E_{eq} (図-3参照) の関係から検討する。なお、 E_{tan} , E_{eq} は次式で定義する。

$$E_{tan} = dq / (d\epsilon_1^p + d\epsilon_1^e) \quad (2)$$

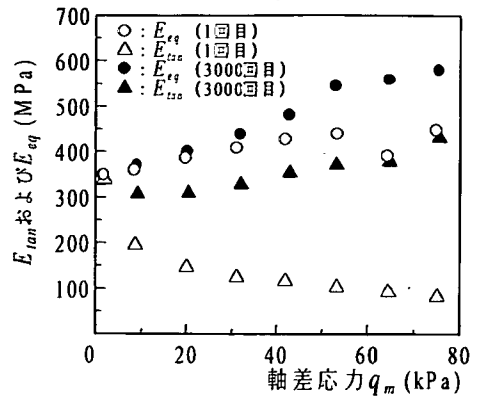
$$E_{eq} = dq / d\epsilon_1^e \quad (3)$$

ここで、 dq : 軸差応力増分

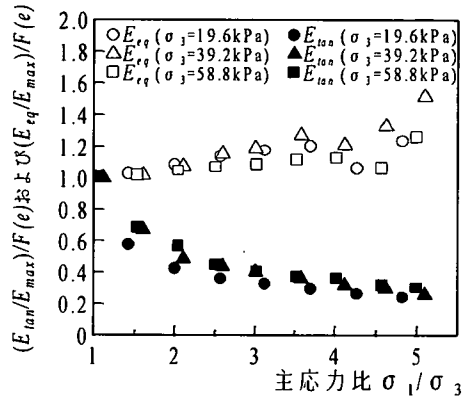
$d\epsilon_1^p$: 塑性軸ひずみ増分

$d\epsilon_1^e$: 弾性軸ひずみ増分

図-12 (a) は、CL-03の1回目と3000回目の応力～ひずみ関係から得られた E_{eq} と E_{tan} を q_m に対して示したものである。図から、まず E_{tan} に関して、1回目の E_{tan} は q_m の増加に伴い減少するが3000回目の E_{tan} は逆に増加すること、および1回目と3000回目の値を比べると等方応力状態付近では両者の差異はあまりみられないものの q_m が大きくなるにつれて繰返



(a) 繰返し载荷の影響 ($\sigma_3 = 19.6 \text{ kPa}$)



(b) 拘束圧の影響

図-12 応力～ひずみ曲線の各種変形係数

し载荷による E_{tan} の増加が顕著になることがわかる。これらは、道床バラストの応力～ひずみ関係が、繰返し载荷により上に凸の曲線から下に凸の曲線に変化することを示している^{11), 12)}。他方、 E_{eq} は各応力点の弾性ひずみ増分に対応した弾性変形係数を表すが、図から E_{eq} は軸応力の増加に伴い増加すること、および q_m が大きいところでは E_{eq} は繰返し载荷に伴い若干増加することがわかる。さらに、繰返し载荷回数ごとに E_{tan} と E_{eq} の関係を比較すると、各 q_m での両者の差は3000回目の方が小さくなっている。これは、 E_{tan}/E_{eq} が式(2)および式(3)により式(4)で表されることを考えれば、繰返し载荷により変形がより弾性的になるためであると考えられる。

$$E_{tan}/E_{eq} = 1 - d\epsilon_1^p / (d\epsilon_1^p + d\epsilon_1^e) \quad (4)$$

また、図-12 (b) は $(\sigma_1/\sigma_3)_{max} = 5$ の各試験における1回目の応力～ひずみ曲線の E_{tan}/E_{max} と E_{eq}/E_{max} を σ_3 別に示したものである。ただし、 E_{max} は等方応力状態で得られた接線変形係数である (図-3参照)。なお、縦軸は間隙比 e のばらつきの影響を排除するため、次式で定義される $F(e)$ ¹³⁾で正規化した。

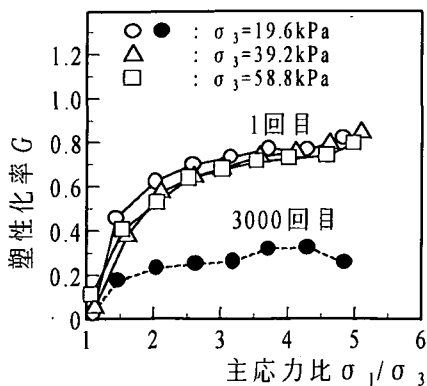


図-13 繰返し載荷時の塑性化率

$$F(e) = (2.17 - e)^2 / (1 + e) \quad (5)$$

図から、1回目の載荷時の E_{tan}/E_{max} および E_{eq}/E_{max} を間隙比で正規化した場合、主応力比 σ_1/σ_3 の増加に伴う E_{tan}/E_{max} および E_{eq}/E_{max} の増減傾向に対する σ_3 の影響はあまりみられないことがわかる。図-13は、縦軸に式(6)で定義する「塑性化率 G 」を、横軸に主応力比 σ_1/σ_3 をとり、1回目の値(σ_3 別)と3000回目の値($\sigma_3 = 19.6\text{kPa}$ の場合)を示したものである。

$$G = 1 - E_{tan}/E_{eq} = d\varepsilon_1^p / (d\varepsilon_1^e + d\varepsilon_1^p) \quad (6)$$

図から、繰返し載荷により塑性化率が低下すること、および塑性化率の増減傾向に対する σ_3 の影響は1回目の載荷時にはあまりみられないことがわかる。また、1回目・3000回目の載荷時とも塑性化率が主応力比とともに増加することから、軸差応力の増加に伴い塑性傾向は強くなること、および繰返し載荷により応力～ひずみ曲線上の各点で塑性軸ひずみ増分が減少し弾性化が進んだ状態でも、繰返し応力振幅 q_0 近くの応力状態では G は0.3程度であり、道床バラストの塑性変形が無視できないことがわかる。

(3) ダイレタンシーに関する考察

一般に粒状集合体ではせん断過程で体積変化(ダイレタンシー)を生じるが、道床バラストの変形においても図-4や表-2にその傾向がみられる。したがってここでは、繰返し載荷時の道床バラストの変形機構の変化をダイレタンシーの観点から検討する。図-14に繰返し載荷試験(CL-03)における1回目および3000回目の負荷・除荷時の $\sigma_1/\sigma_3 \sim \varepsilon_1 \sim$ 体積ひずみ ε_v ($\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$)曲線を示す。なお、3000回目の関係については $\varepsilon_1 \cdot \varepsilon_v$ とも載荷開始時の初期ひずみをそれぞれゼロとしている。図から以下のことがわかる。

①1回目の負荷過程において、 ε_v は $\sigma_1/\sigma_3 = 4.0$ 程度

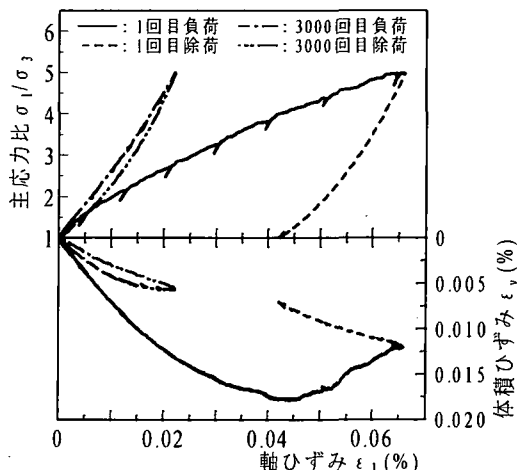


図-14 応力～ひずみ～ダイレタンシー曲線 (CL-03)

までは主応力比の増加に伴い増加するが、それ以上の主応力比では減少する。この傾向は密な構造の粒状体の変形挙動で一般的にみられるものであるが、道床バラストの変形でも ε_1 がある程度(図-14では0.045%程度)大きくなると、変形は収縮傾向から膨張傾向に転じる。

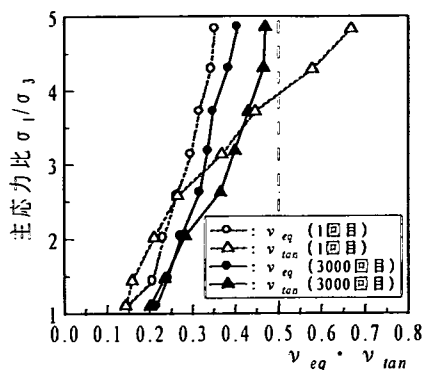
②3000回目の負荷過程では、1回目の載荷時のような主応力比の増加に伴う ε_v の減少は見られず、変形は常に収縮的である。また、繰返し載荷前後の同一 ε_1 に対応する ε_v は3000回目の方が小さくなっており、同一ひずみレベルでの体積収縮率は繰返し載荷に伴い大きく減少する。

③1回目の除荷終了時の ε_v がゼロにならないことから、載荷により顕著な体積収縮が発生したことがわかる。また、この残留体積ひずみが残留軸ひずみよりも小さくなることから、側方ひずみは負の値であり、供試体は除荷終了時に軸方向には塑性的に収縮し、周方向には塑性的に膨張したことがわかる。

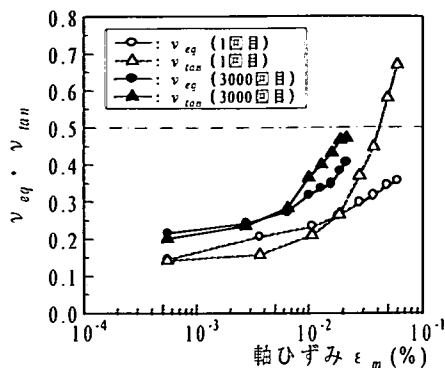
④3000回目の除荷終了時の残留体積ひずみがほぼゼロになることから、そのヒステリシス・ループ内での変形は弾性的である。なお、このことから繰返し載荷により変形が弾性化したことがわかる。

(4) 弾性ひずみ増分に関する考察

以下では、前節の傾向をより詳細に検討するため、ひずみ(全ひずみ ε_i 、ただし $i=1,3$)を弾性成分(弾性ひずみ ε_i^e)と塑性成分(塑性ひずみ ε_i^p)に分けて考察する。図-15(a)は、CL-03の1回目と3000回目の負荷時の $\varepsilon_1 \sim \varepsilon_3$ 関係から得られた接線ポアソン比 ν_{tan} 、等価ポアソン比 ν_{eq} (図-3参照)を主応力比に対して示したものであり、同図(b)は

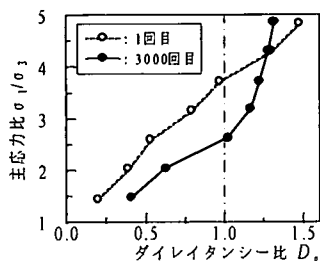


(a) 主応力比別

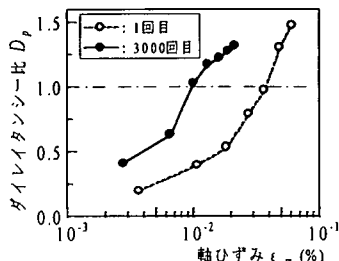


(b) 軸ひずみ別

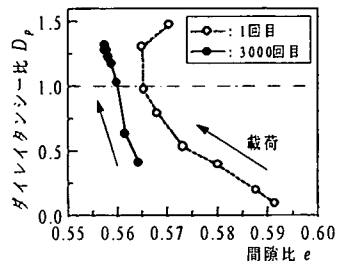
図-15 ポアソン比に対する繰返し载荷の影響 (CL-03)



(a) 主応力比別



(b) 軸ひずみ別



(c) 間隙比に対する影響

図-16 ダイレイタンス比に対する繰返し载荷の影響 (CL-03)

軸ひずみ ϵ_m (図-3参照) に対して示したものである。なお、 ν_{eq} 、 ν_{tan} は次式で定義する。

$$\nu_{eq} = -d\epsilon_3 / d\epsilon_1^p \quad (7)$$

$$\nu_{tan} = -(d\epsilon_3 + d\epsilon_3^p) / (d\epsilon_1^p + d\epsilon_1^p) \quad (8)$$

ここで、 $d\epsilon_3^p$ ：弾性側方ひずみ増分

$d\epsilon_3^p$ ：塑性側方ひずみ増分

このため、図-3からわかるように ν_{tan} は弾性ひずみ増分と塑性ひずみ増分の和である全ひずみ増分に関する軸ひずみと側方ひずみの比であり、 ν_{eq} は同様に弾性ひずみ増分に関する比を表す。図から、まず ν_{tan} に関して、1回目と3000回目とはともに ν_{tan} は主応力比または ϵ_m の増加に伴い増加すること、3000回目の ν_{tan} は主応力比、 ϵ_m が増加しても0.5以下であるが、1回目の ν_{tan} は主応力比4程度で0.5を越えること、および ν_{tan} は繰返し载荷により主応力比の小さいところで増加し、大きなところで減少することがわかる。他方 ν_{eq} に関して、主応力比、 ϵ_m の増加に伴い増加する傾向は繰返し载荷の前後で変わらないが、すべての応力レベルで ν_{eq} は繰返し载荷により0.5を超えない範囲で増加する。さらに、繰返し载荷回数ごとに ν_{tan} と ν_{eq} の関係を比較すると、主応力比、 ϵ_m が小さい場合には1回目も3000回目も ν_{tan} は ν_{eq} にほぼ等しく繰返し载荷による影響はあまり見られないが、主応力比、 ϵ_m が大

きくなると1回目の载荷時に見られる ν_{tan} と ν_{eq} の大きな差異が3000回目には減少し両者の値は近づく傾向にある。以上から次のことがわかる。

- ①同一ひずみレベルにおける ν_{tan} と ν_{eq} の関係、すなわち全ひずみ増分 $d\epsilon_i$ ($d\epsilon_i = d\epsilon_i^e + d\epsilon_i^p$)と弾性ひずみ増分 $d\epsilon_i^e$ に関する軸方向と周方向のひずみの比を繰返し载荷回数ごとに比較した場合、両者の差異は軸方向と周方向に発生する塑性ひずみ増分 $d\epsilon_i^p$ に起因する。このため、塑性化率 G の高い応力レベルで両者の差異は大きくなるとともに、繰返し载荷により弾性化が進行し、塑性ひずみ増分が微小になるとその差は小さくなる。
- ②同一ひずみレベルで繰返し载荷前後の変形特性を比較した場合、弾性成分・弾塑性成分とも繰返し载荷により体積収縮特性が減少する。ひずみレベルの増加に伴い負荷過程で ν_{tan} と ν_{eq} が増加するのも同様の理由による。なお、この傾向は、図(a)では1回目と3000回目の ν_{tan} が主応力比3.5程度でクロスしてしまうため、主応力比から検討した場合には見られないが、この原因は同一主応力比で発生する3000回目の ϵ_1 が(2)項で述べた繰返し载荷に伴う E_{tan} の増加により、1回目の負荷時に比べて小さくなることによると考えられる。

(5) 塑性ひずみ増分に関する考察

図-16は、三軸圧縮過程での繰返し載荷に伴う塑性成分の変化について検討したものである。なお、図中のダイレイタンス比 D_p は式(9)の第1式で定義し、式(2)～式(8)により誘導される第2式を用いて計算される。このため、 D_p は塑性ひずみ増分に関するポアソン比の2倍である。

$$D_p = -2d\varepsilon_3^p / d\varepsilon_1^p \\ = \frac{2}{G} \nu_{tan} - \frac{2(1-G)}{G} \nu_{eq} \quad (9)$$

まず同図(b)から、1回目と3000回目はともに D_p は ε_1 の増加に伴い増加し最終的には1.0を越えること、および同一ひずみレベルで比較した場合 D_p は繰返し載荷により顕著に増加することがわかる。また、同図(a)でも繰返し載荷の前後で主応力比とともに D_p が増加する傾向は見られるが、同一主応力比で発生する ε_1 が繰返し載荷に伴う E_{tan} の増加により1回目よりも3000回目の方が小さくなるため、主応力比の高い所で D_p は繰返し載荷により見かけ上減少する。さらに同図(c)に D_p と間隙比 e の関係を示す。なお、図中の矢印は載荷方向を表している。図から、 e は繰返し載荷に伴いすべての応力レベルで顕著に減少すること、および D_p に伴う e の増減傾向は繰返し載荷前後で異なることがわかる。以上をまとめると以下のとおりである。

- ① 塑性的な変形は、繰返し載荷の前後で D_p がある軸ひずみあるいはある間隙比を越えると1.0より大きくなることから、圧縮変形による体積収縮的挙動からせん断変形による体積膨張的挙動へと変化する。また、この変形機構が変化するひずみは繰返し載荷履歴によって小さくなるが、これは繰返し載荷に伴い間隙率が減少することに起因すると考えられる。
- ② 1回目の載荷時の間隙比 e は D_p が1.0を越えると減少から増加に転じる。これは塑性ひずみ増分が体積収縮傾向から体積膨張傾向へと推移することによると考えられる。一方、3000回目の載荷時も主応力比の増加により D_p は1.0を越えるのに e の増減傾向があまり変化しないのは、塑性化率が繰返し載荷履歴により低下し、変形特性に対する塑性成分の影響が小さくなるためであると考えられる。なお、図-15(a)で示したように、1回目の載荷時の ν_{tan} は0.5を越えるのに3000回目の載荷時には0.5以下となるのも同様の理由による。

5. まとめ

本研究では、大型三軸試験結果をもとに道床バラ

ストの基本的な材料特性、特に繰返し載荷時の塑性変形傾向に関して、列車荷重繰返し載荷時の道床部塑性変形挙動との関連性を考慮し検討した。得られた知見を要約すると以下ようになる。

(1) 列車荷重載荷時の道床部の応力状態は、鉛直荷重を20kN～40kN、拘束圧を20.0kPa～60.0kPaと仮定すると、まくらぎ下面圧力の分布傾向と道床部に発生するひずみの大きさから、主応力比3～6の状態にある。

(2) 道床バラストの塑性変形挙動では、最大軸ひずみと残留軸ひずみは拘束圧と無関係な1次関係にある。また、この関係は道床部における最大変位量と残留変位量の関係と類似することから、道床部の塑性変形は道床バラストの材料特性に起因するものである。

(3) 繰返し載荷前後の変形特性を比較した場合、応力～ひずみ関係は上に凸の曲線から下に凸の曲線に変化し、同一ひずみレベルでの体積収縮特性は減少する。これは、繰返し載荷に伴う間隙率の減少により塑性圧縮変形特性が減少し、変形が塑性変形から弾性変形にシフトすることに起因する。

(4) 繰返し載荷初期の変形挙動では、塑性化率が相対的に高いため変形特性に対する塑性成分の影響も大きい。したがって、塑性変形挙動が主応力比の増加により圧縮変形による体積収縮的挙動からせん断変形による体積膨張的挙動へと変化するのに伴い、全ひずみに対する変形係数やポアソン比も変化する。

(5) 繰返し載荷により弾性化が進行した場合の変形挙動でも、塑性化率は主応力比とともに増加するため、繰返し応力振幅近くの応力状態では依然として塑性変形は小さくない。しかし、繰返し載荷により塑性化率が全体的に低下するため、発生する塑性ひずみは小さく、変形挙動に対する影響も小さい。

道床バラストの強度・変形特性を明らかにすることは、従来荷重～変位関係というマクロ的アプローチに依存していた道床部の変形挙動の把握を、応力～ひずみ関係から推定するという高精度のミクロ的アプローチに移行する際の基礎データとなるものであり、従来の軌道破壊理論では経験則であった道床部の塑性変形特性を力学的な根拠を明確にして数値解析モデル化する場合に役立ちうると考えている。しかし、実際の道床部の変形挙動では、拘束圧が載荷荷重とともに変動すること、および繰返し載荷に伴い無負荷時の拘束圧が変化することが指摘されており⁵⁾、拘束圧一定の大型三軸試験結果を道床部の応力～ひずみ関係として適用するには、応力経路の影響を充分考慮する必要がある。今後、このような研究課題に対する検討を継続し、道床部の繰返し塑

性変形挙動の解明に寄与する考えである。

謝辞：本研究を行うにあたり，京都大学防災研究所 嘉門雅史教授，京都大学工学部 大西有三教授，東京大学工学部 龍岡文夫教授，(財)鉄道総合技術研究所 木幡行宏氏，東急建設(株)技術研究所 中村和之氏には貴重な御助言を頂きました。ここに，感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 石川達也，名村 明：実物大試験による道床バラスト部繰返し変形特性の検討，土木学会論文集，No.512/IV-27，pp.47-59，1995.
- 2) 大島洋志：道床バラストの石質と技術的問題点，鉄道総研報告，Vol.4，No.4，pp.18-26，1990.
- 3) 董 軍，中村和之，龍岡文夫，木幡行宏：単調および繰返し載荷による粗粒材料の三軸せん断特性，「地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性－試験法・調査法および結果の適用－」に関する国内シンポジウム発表論文集，pp.211-216，1994.
- 4) 後藤 聡，龍岡文夫：粒状体の三軸圧縮時の強度変形特性に与える試験条件の影響，第21回土質工学研究発表会講演集，pp.237-240，1986.
- 5) Gillian M.Norman and Ernest T.Selig：Ballast performance evaluation with box tests，*AREA*，No.692，pp.207-39，

1983.

- 6) 佐藤吉彦，宮井 徹：各種有道床まくらぎ軌道の道床横抵抗力とその特性，鉄道技術研究所速報，No.76-150，1976.
- 7) 桜井 孝，高橋昭教：三軸圧縮試験における硬岩の変形特性，鉄道技術研究所速報，No.82-155，1982.
- 8) 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，1992.
- 9) 龍岡文夫，木幡行宏，Teachavorasinskun.S.，董 軍，水本圭輔：地盤材料の側圧一定三軸圧縮試験での応力～ひずみ関係の考察，第28回土質工学研究発表会講演集，pp.837-840，1993.
- 10) 木幡行宏，龍岡文夫：三軸圧縮状態での地盤材料の変形係数に関する考察，第29回土質工学研究発表会講演集，pp.695-698，1994.
- 11) Dong, J., Tatsuoka, F. and Sato, T.: Effects of cyclic pre-straining on stress-strain behaviour of gravel in triaxial test，第27回土質工学研究発表会講演集，pp.795-798，1992.
- 12) Hoque, E. and Tatsuoka, F.: Elasto-plasticity of sand deformation，*Proc. of The 11th Engineering Mechanics Conference ASCE*，pp.547-550，1996.
- 13) Flora, A., Jiang, G.L., Kohata, Y. and Tatsuoka, F.: Small strain behaviour of a gravel along some triaxial stress paths，*Proc. of Pre-failure Deformation of Geomaterials*，pp.279-285，1994.

(1996. 12. 4 受付)

CYCLIC DEFORMATION CHARACTERISTICS OF RAILROAD BALLAST IN TRIAXIAL TESTS

Tatsuya ISHIKAWA, Makoto SUNAGA, Jun DONG and Akira NAMURA

To analyze the deformation of ballast regarding a part of ballasted track which is composed of crushed stone as an assemblage of coarse granular materials, cyclic loading and monotonic loading triaxial compression tests with stress condition of ballast under train passage were performed on samples of railroad ballast. As a result, the quasi-static characteristics of railroad ballast needed for numerical modeling were determined. It was revealed that the triaxial test results of railroad ballast basically provide useful data for elucidating plastic deformation of ballast in detail.