

5.2.2 モーターカーによるまくらぎ下面圧力の測定結果

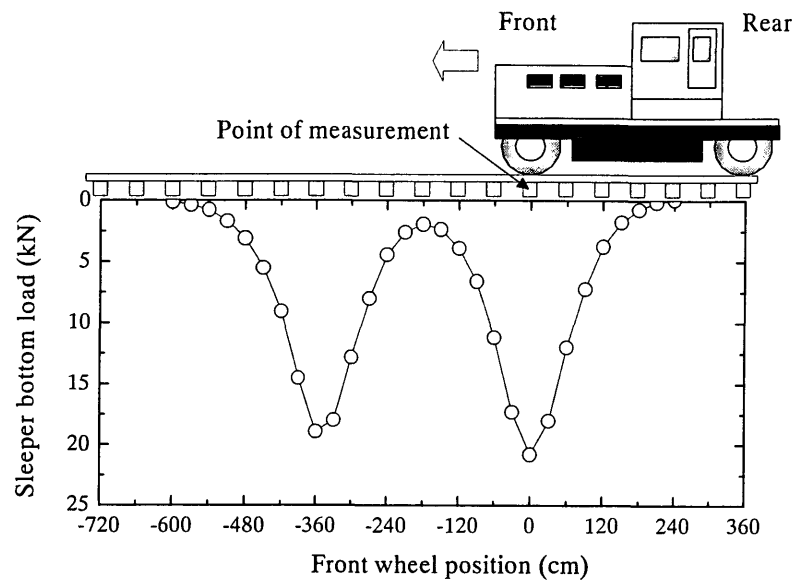
まくらぎ間隔 60cm のバラスト軌道において、モーターカーの車輪の位置を 30cm ずつ移動させ、静止した状態でまくらぎ下面に作用している圧力の測定を行った。モーターカーの移動に伴う測定用アルミニウムまくらぎ底面の鉛直荷重波形を図 5.2.7 に示す。まくらぎ底面の荷重は 27 個のロードセルの、鉛直荷重の合計値で示している。モーターカーは 2 軸の車輪を持つため、波形のピークは 2 箇所が生じている。車輪の輪重は後輪よりも前輪の方がやや大きいため、前輪が測定用まくらぎの直上にあるときに、まくらぎの受ける荷重は最大となっている。荷重の分布を見ると、ほぼ 5 本のまくらぎで車輪 1 輪あたりの荷重を分担していることが分かる。

車輪（前輪）が測定点直上にあるときの、まくらぎ底面の荷重は 20.78kN、車輪が隣にあるときは 11.56kN（2 本の平均）、2 本隣にあるときは 3.80kN（2 本の平均）であった。5 本のまくらぎで車輪の荷重を支持していると仮定すると、載荷点直下：載荷点隣、載荷点から 2 本隣のまくらぎの荷重分担率は 0.40 : 0.22 : 0.07 となる。一般的にまくらぎの荷重分担率は 0.4 : 0.2 : 0.1 程度になるとされており、従来の強化路盤の設計でもこの荷重分担率が使用されているが⁵⁾、今回の試験結果によってその妥当性を確認することができた。

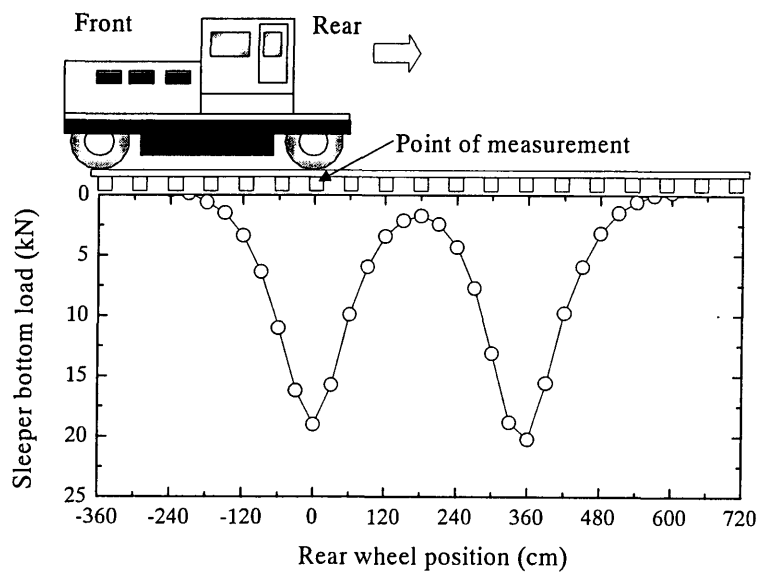
車輪の位置の移動によるまくらぎ底面の圧力分布の変化を図 5.2.8 に示す。一般的にバラスト軌道においてまくらぎを設置する際には、タイタンパーを用いて振動を加えることによる突き固めを行う。通常はレールをジャッキアップした状態でまくらぎのレール直下の位置を重点的に突き固めるため、突き固め作業直後は主にレール直下の位置でまくらぎ荷重を支持することになる。一方、本試験では突き固め作業の影響を極力排除するため、まくらぎの底面全体で均等に荷重を支持させることを目的として、まくらぎ全体に対して均等に突き固め作業を行った。

まくらぎ底面の圧力の分布形状を見ると、ロードセルの位置によって値がばらついていることが分かる。これは、バラストの粒径は最大で 6cm 程度であるのに対して、まくらぎ底面に取り付けた受圧板の幅が 6~8cm 程度であったため、バラストとまくらぎ底面の接触状態が影響したと考えられる。本試験ではまくらぎ全体にバラストの突き固めを行っているが、レール直下を重点的に突き固めた場合は、レール直下付近のまくらぎ下面圧力が高くなる傾向となる⁴⁾。FEM 解析の結果ではバラスト表面が平滑な場合でも、まくらぎの曲げ変形によりレール直下のまくらぎ下面圧力が高くなっていたが、まくらぎ全体に突き固めを行った本試験でもレール直下付近におけるまくらぎ下面圧力がやや高くなる傾向は見られる。まくらぎ下面圧力の分布は車輪が移動しても分布傾向は同様であり、圧力の高い箇所では載荷されたときにより大きな圧力を受け、圧力を受けていない箇所では載荷されてもあまり圧力が大きくないことが分かる。

まくらぎの幅方向に 3 分割されたロードセルにおける、車輪の位置に対するまくらぎ下面圧力の変化を図 5.2.9 および図 5.2.10 に示す。それぞれ(a)には測定された圧力値、(b)には圧力の最大値で正規化した値を示している。車輪がまくらぎを通過する前後の圧力の大きさを比較すると、通過前も通過後もほぼ等しい圧力分布であることが分かる。仮に車輪の移動に伴うまくらぎの回転の影響がまくらぎ下面の圧力分布に影響するのであれば、車輪に近い側の端部の圧力が高くなると考えられるが、本試験ではまくらぎ下面圧力に対するまくらぎ回転の影響は見られなかった。

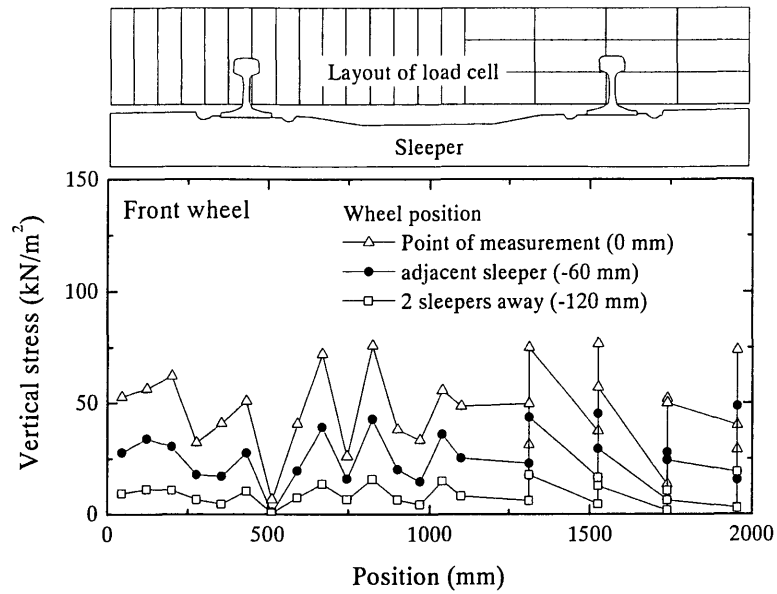


(a) 右（東京方）から左（高尾方）への走行

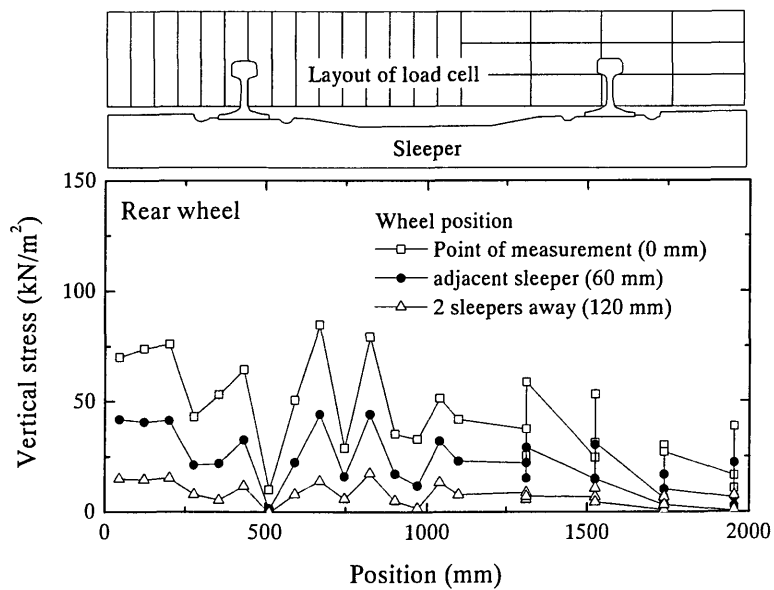


(b) 左（高尾方）から右（東京方）への走行

図 5.2.7 モーターカーの走行によるまくらぎ下面の鉛直荷重

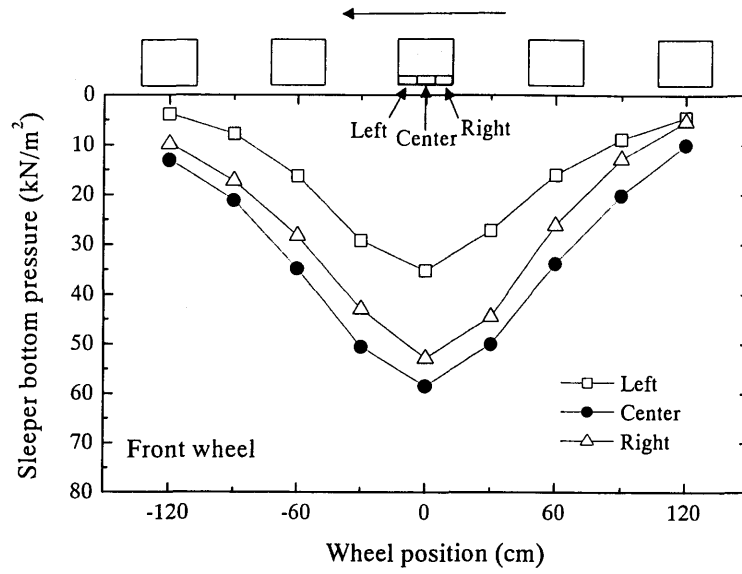


(a) モーターカー前輪による圧力分布

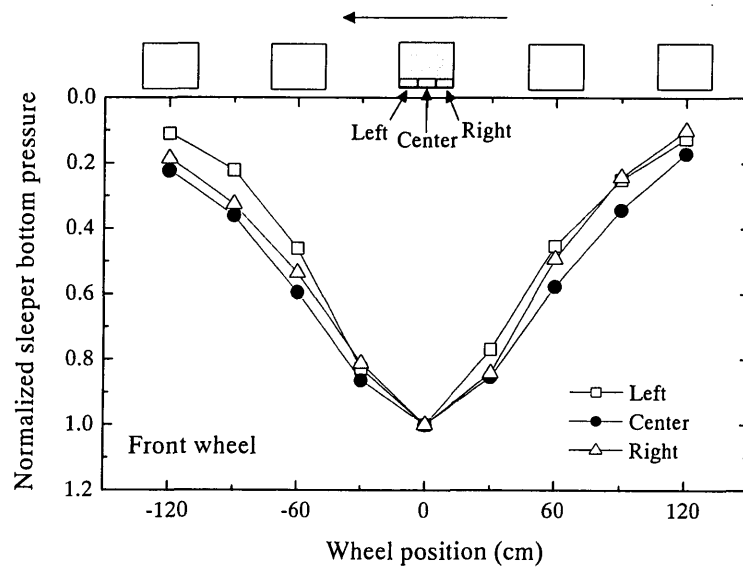


(b) モーターカー後輪による圧力分布

図 5.2.8 モーターカーの走行によるまくらぎ下面圧力分布

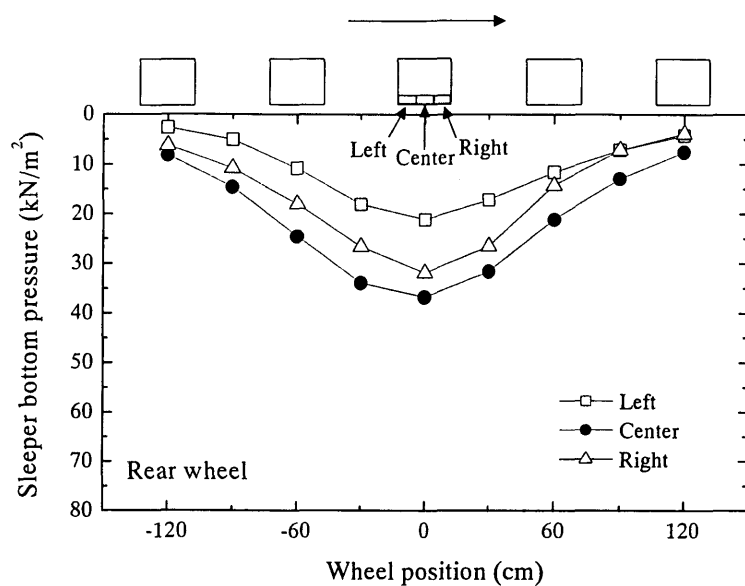


(a) まくらぎ下面圧力の変化（右→左の走行）

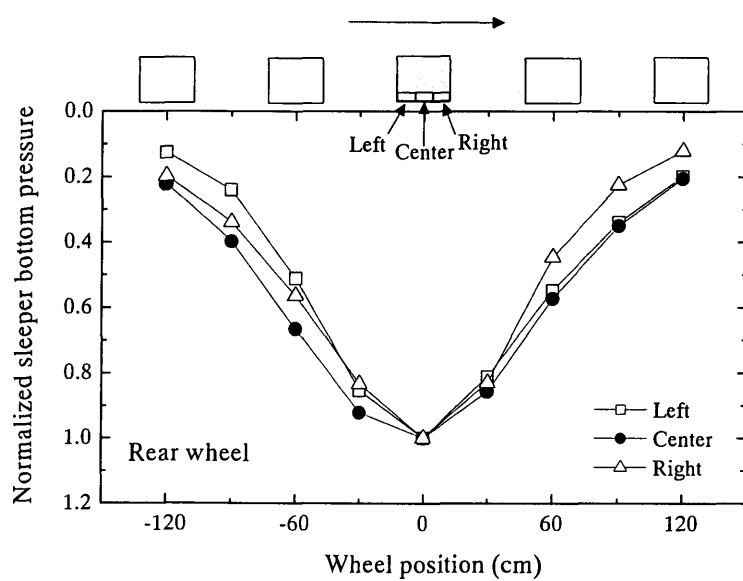


(b) 正規化されたまくらぎ下面圧力の変化（右→左の走行）

図 5.2.9 モーターカーの走行によるまくらぎ下面圧力分布の変化



(a) まくらぎ下面圧力の変化（左→右の走行）



(b) 正規化されたまくらぎ下面圧力の変化（左→右の走行）

図 5.2.10 モーターカーの走行によるまくらぎ下面圧力分布の変化

5.3 繰返し載荷試験によるまくらぎ下面圧力の測定

5.3.1 試験方法

(1) ロードセル設置方法の改良

モータカーによる試験において、モータカーの前輪が測定用まくらぎの直上にあるとき、隣のまくらぎにあるとき、2本隣にあるときにまくらぎ底面が受けて荷重の合計値は51.5kNであった。モータカーの軸重（左右の輪重の合計値）が64kNであるので、5本のまくらぎで荷重を支持していると仮定すると、まくらぎ5本分の底面で測定されている総荷重は軸重の8割程度ということになる。これにはいくつかの理由が考えられる。第1に考えられるのが荷重分担率のばらつきにより、隣接する他のまくらぎと比較して同じ条件でも測定用まくらぎの支持する荷重が小さかったという可能性である。第2章の小型模型試験でもまくらぎ荷重のばらつきが見られたが、バラスト軌道の敷設では、すべてのまくらぎが完全に等しく荷重を受けるように敷設するのは困難であり、各まくらぎが受ける荷重には多少のばらつきが生じると考えられる。第2の理由がまくらぎ側面による摩擦である。まくらぎの側面は道床バラストに接しているため、まくらぎとバラストの摩擦によってまくらぎ底面に作用する荷重が低減している可能性が考えられる。第3の理由はロードセル格納治具の形状に起因するものである。ロードセル格納治具は図5.3.1(a)に示すように、治具自体の端部が荷重を支持してしまう可能性のある構造であった。石川らの実験においても、底面に作用する荷重は載荷荷重の7割から8割程度であるという結果が示されており、これにはまくらぎ側面の摩擦と治具の形状が影響していると考察されている⁶⁾。石川らの実験ではまくらぎ1本の載荷であったので、まくらぎ荷重分担率のばらつきの影響は含まれていない。本試験においてまくらぎ底面に作用する荷重の割合は石川らの実験と同程度であったことから、荷重分担率のばらつきではなく、主にまくらぎ側面の摩擦およびロードセル格納治具の形状によって、まくらぎ底面の荷重が小さくなったと考えられる。ここでは、ロードセル格納治具の形状による影響が無視できないと考えられたため、繰返し載荷試験ではロードセル格納治具の形状を図5.3.1(b)に示すように改良することとした。

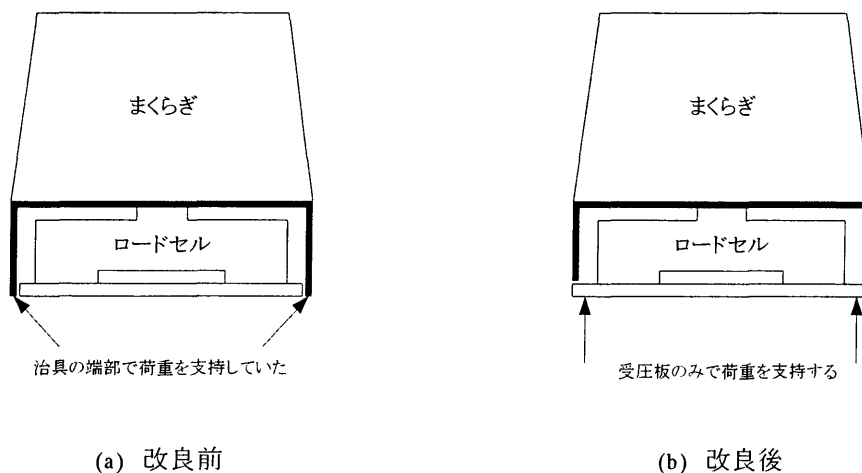


図 5.3.1 ロードセル格納治具の改良

一方、受圧板の配列が圧力分布に影響を与える可能性が考えられたため、図 5.3.2 に示すように受圧板の長手方向の向きが同一となるような配列とした。本試験ではまくらぎ下面の材質の影響を検討するため、表面の滑らかな鉄板を用いた「Case1: Smooth」、滑り止めパターン付の縞鋼板を用いた「Case2: Rough」、弾性まくらぎのゴム製弾性材を用いた「Case3: Resilient」の3種類の受圧板を作成した。

(2) 試験軌道の敷設

本試験ではバラストの上にまくらぎ 1 本を設置して繰返し載荷を行った。試験軌道の概略を図 5.3.3 に示す。まくらぎ 1 本の載荷では前後のまくらぎとの高さを合わせる必要がないため、PC3 号まくらぎ下面にロードセルを取り付けて測定を行った。路盤はコンクリート路盤とし、路盤内には土圧計を設置した。土圧計付近での応力の集中を避けるため、土圧計の表面が路盤コンクリート表面の高さと一致するように路盤コンクリートを打設する際に木片で箱抜きを行い、その中に土圧計を設置した。また、バラスト粒子と土圧計が直接接触すると圧力を適切に測定できない可能性があるため、路盤コンクリート表面には緩衝材として厚さ 5cm の粒度調整碎石層を敷設した。バラスト層の厚さは 25cm とした。突き固め作業によるまくらぎ下面圧力分布への影響を避けるために、バラストの締固めは行わず、撒き出した状態でそのまままくらぎを設置した。まくらぎ下面がバラスト表面にできるだけ均一に支持されるように、バラスト表面は $\pm 2\text{mm}$ 以内の精度で高さを調整した。試験に使用したバラストの粒径加積曲線を図 5.3.4 に示す。

(3) 載荷方法

図 5.3.5 に示す軌道動的載荷試験装置を用いて繰返し載荷試験を行った。載荷荷重は軸重で 64kN とし、片レールあたり 32kN の載荷を行った。本試験はまくらぎ 1 本に対する載荷であることから、標準的な載荷輪重である 80kN に対して載荷点直下の標準的なまくらぎ荷重分担率として 0.4 を乗じることにより載荷荷重を定めた。

載荷パターンを図 5.3.6 に示す。はじめに初期載荷として 3 回の静的載荷を行った後に 1 万回の動的載荷を行った。その後 3 回の静的載荷を行った後、39 万回の動的載荷を行い、最後に 3 回の静的載荷を行った。載荷回数は合計 40 万回とした。これは通トン数に換算すると $16\text{tf} \times 400,000 = 640$ 万トン程度である。

動的載荷において、受圧板が Smooth および Rough に対しては載荷周波数を 7Hz とした。弾性まくらぎである Resilient では弾性材の影響により変位振幅量が大きくなり、載荷装置の能力の制約により 7Hz では載荷できなかったため、載荷周波数を 1Hz とした。

(4) 測定項目

路盤表面の圧力は土圧計を用いて、両レール直下と軌道中心の 3 点で測定を行った。まくらぎ下面には 2 方向ロードセルが 26 個設置されており、鉛直方向とせん断方向の合計 52 点の測定を行った。まくらぎ変位はまくらぎ両端部とまくらぎ中心の合計 3 点で測定を行った。

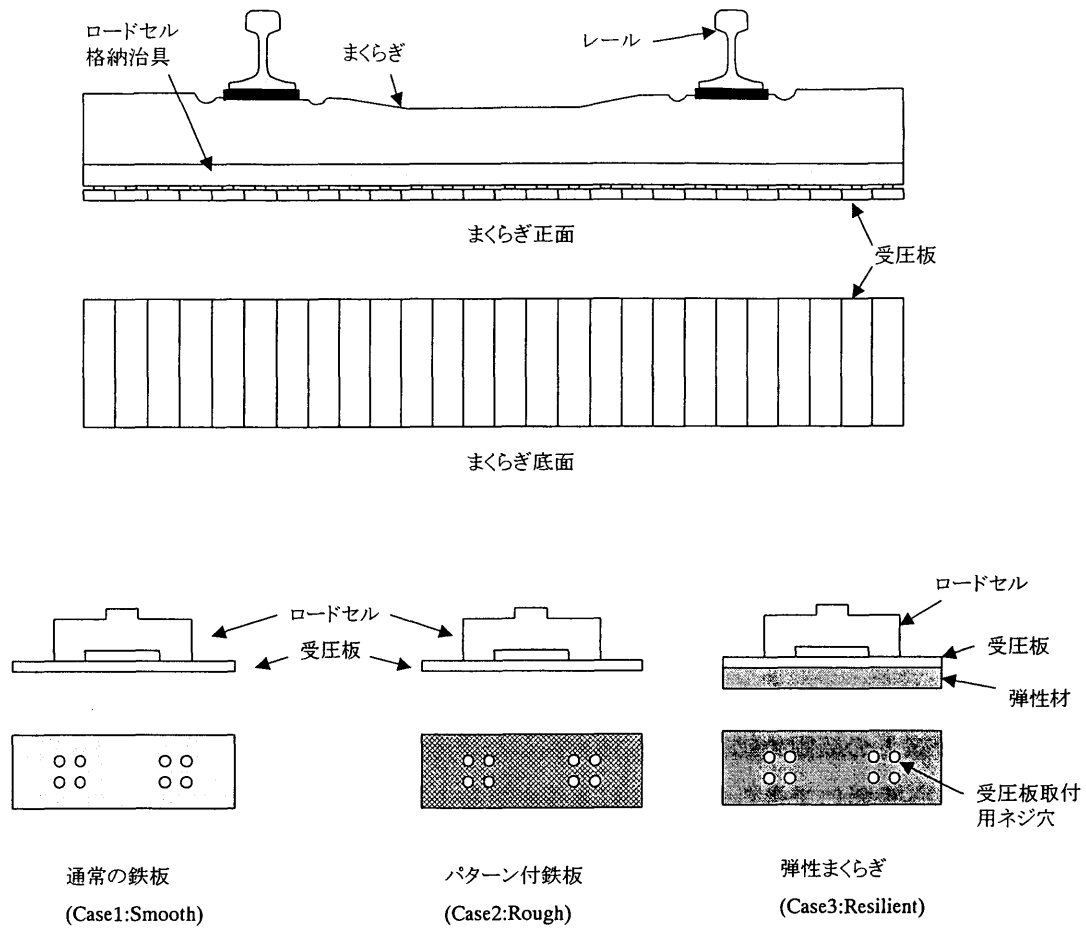


図 5.3.2 まくらぎ下面のロードセル受圧板

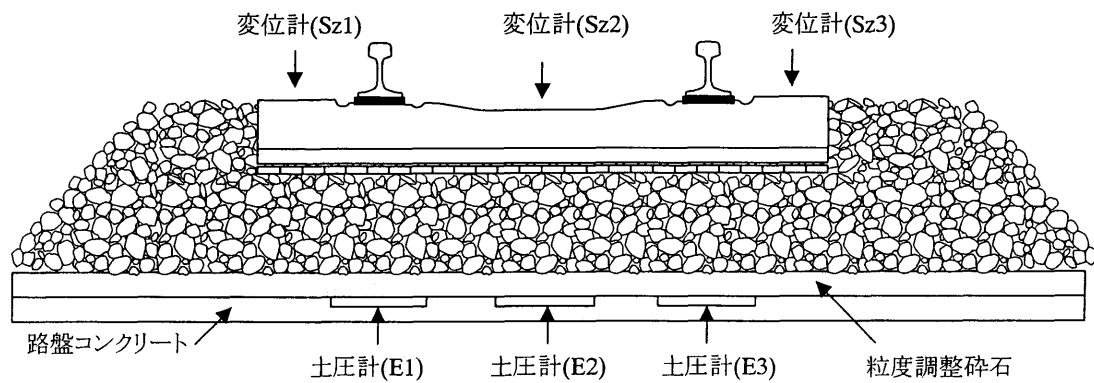


図 5.3.3 繰返し载荷試験における試験軌道

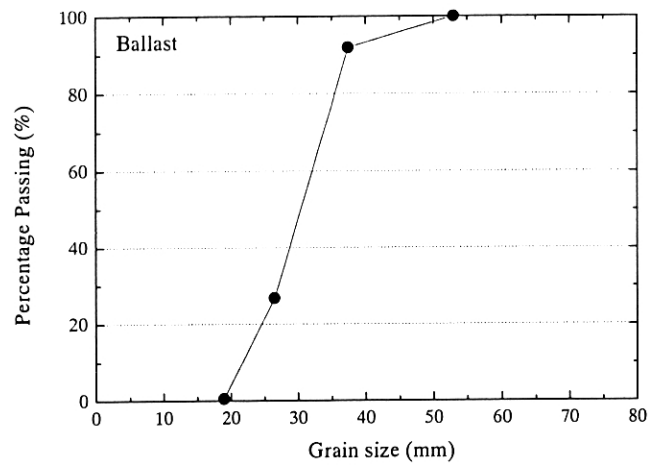


図 5.3.4 バラストの粒径加積曲線

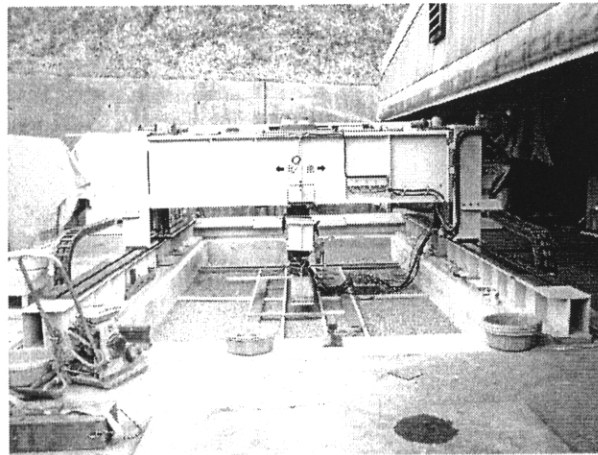


図 5.3.5 軌道動的載荷試験装置

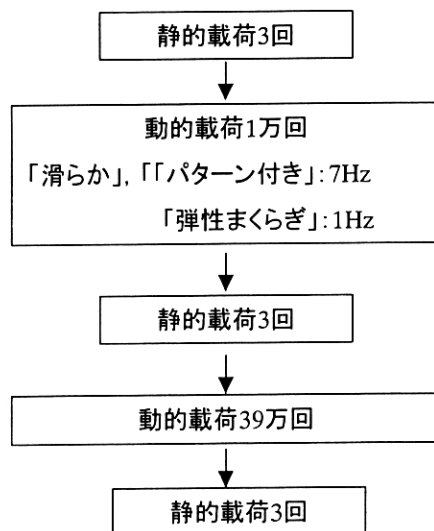


図 5.3.6 繰返し載荷試験における載荷パターン

5.3.2 試験結果

まくらぎ下面の鉛直圧力の分布を図 5.3.7 に示す。まくらぎ下面の圧力はバラスト粒子とロードセル受圧板の接触状態の影響を強く受け、ばらつきが大きくなる。初期の静的載荷において特にあたりの強い箇所では繰返し載荷とともに圧力が減少し、逆に圧力の小さい箇所では増加する傾向にある。初期載荷では Case1: Smooth, Case2: Rough とともにレール直下付近で圧力が大きい箇所が見られるが、繰返し載荷とともに荷重のピーク値は小さくなっている。ばらつきの基本的な分布傾向は繰返し載荷が行われても維持されている。

一方、弾性まくらぎである Case3: Resilient ではまくらぎ下面に弾性材が設置されていることにより不陸が吸収されるため、初期状態においても圧力のばらつきは比較的小さい。また、繰返し載荷による圧力分布の変化がほとんど見られない。これはバラストが弾性材に食い込むことにより、バラスト粒子の左右方向の移動が抑制されるためであると考えられる。このように、弾性まくらぎではまくらぎ下面における圧力分布のばらつきを軽減するとともに、バラスト粒子の移動を拘束する効果があることが確認された。

まくらぎ下面のせん断方向の応力分布を図 5.3.8 に示す。せん断応力は左方向に作用する値が正、右方向に作用する値が負となっている。Case1: Smooth, Case2: Rough とともに、まくらぎ端部付近でまくらぎ外側に向かって応力が作用する傾向が見られる。まくらぎ中心付近では Case1: Smooth よりも Case2: Rough の方がややせん断応力が大きくなる傾向にある。これは受圧板表面の摩擦によりバラスト粒子の水平方向の移動に抵抗するためであると考えられる。一方、Case3: Resilient ではせん断応力が全体的に小さくなっている。これは剛性の小さい弾性材が介在することにより、バラスト表面のせん断応力がロードセルに伝達されないことが原因となっていると考えられる。

図 5.3.9 にまくらぎ下面ロードセルで測定された荷重の合計値と載荷荷重の関係を示す。いずれのケースにおいても載荷荷重に対してまくらぎ下面の荷重の合計値はやや小さく、載荷荷重に対して約 90%がまくらぎ下面で測定された荷重となっている。ロードセル取り付け治具を改良する前は載荷荷重の約 80%がまくらぎ下面ロードセルの荷重であったことから、治具の形状を改良することにより、まくらぎ底面が受ける荷重の割合が増加していることが分かる。改良する前の治具の形状では、約 10%の載荷荷重がロードセル取り付け治具の縁部で支持されていたと考えられる。ロードセル取り付け治具が鉛直荷重を支持しないように改良した本試験で載荷荷重の約 90%がまくらぎ底面で測定されたことから、まくらぎ側面の摩擦で支持する荷重の割合は約 10%程度であると考えられる。

図 5.3.10 に Case1: Smooth, 図 5.3.11 に Case2: Rough, 図 5.3.12 に Case3: Resilient の載荷荷重－変位曲線を示す。縦軸は軸重であり、左右レールに作用する荷重の合計値である。横軸はまくらぎ両端部と軌道中心の 3 点で測定した変位であり、各々の変位について荷重－変位曲線を作成している。変位計はまくらぎ左端部が Sz1, 軌道中心が Sz2, 右端部が Sz3 である。荷重－変位曲線は初期静的載荷, 500 回目, 2000 回目, 10,000 回目, 20,000 回目, 200,000 回目, 400,000 回目の載荷について示している。

Case1: Smooth, Case2: Rough の荷重－変位曲線は下に凸の逆反り型の形状であり、軸重 20kN 程度を境に傾きが大きく変化している。一方、弾性まくらぎである Case3: Resilient では Case1: Smooth および Case2: Rough と比較すると変位振幅が大きい。これは、まくらぎ下面に設置した弾性材の変形による影響が大きいためである。Case3: Resilient においても荷重－変位曲線は下に凸の逆反り型の形状となっているが、傾きの大きさには明確な変化点は存在せず、全体に緩やかな曲線を描いている。残留変位は初期載荷の 1 回目で 1～2mm 程度生じ、特に 500 回目までは残留沈下量が大きく生じている。その後およそ 1 万回程度までには初期沈下が収束し、それ以降の残留沈下量は比較的小さくなっている。

いずれのケースにおいても変位計 Sz1, Sz2, Sz3 の変位にはばらつきがあり、まくらぎが均等には沈下していないことがわかる。また、変位振幅の大きさも測定位置によって異なっている。特に変位振幅の大きい Case1- Sz2, Case2-Sz3 などでは軸重 20kN 以下における傾きが緩やかになる傾向が顕著に表れている。つまり、測定位置による変位振幅の差は主に軸重 20kN 以下の傾きの緩やかな部分で生じているといえる。これはすなわち、まくらぎとバラストの設置状態がまくらぎ全体で均一ではなく、まくらぎの弾性変形によりまくらぎがやや浮いている箇所の変位振幅が大きくなるということを示している。

変位計 Sz1, Sz2, Sz3 を平均した値を横軸にとったのが図 5.3.13 の荷重－変位曲線である。ここで、Case3: Resilient は変位振幅が大きいので、荷重のピーク時の変位で残留沈下量の大きさを比較することはできない。40 万回載荷終了時（完全除荷時）の残留変位で比較すると、Case1: Smooth が 6.06mm, Case2: Rough が 4.70mm, Case3: Resilient が 4.38mm であり、受圧板が滑らかな場合に最も沈下量が大きくなり、弾性材を用いているときに最も沈下量が小さくなる結果が得られた。

繰返し載荷によるまくらぎの残留沈下量を比較する際に、除荷時の変位で比較するのか、それとも載荷時の変位で比較するのかというのは、重要な問題である。一般的に繰返し載荷試験を行う場合、試験装置の制御の問題で除荷時の荷重を完全にゼロとすることは困難であるため、ある程度の荷重を残した状態を除荷時の荷重として繰返し載荷を行うことになる。本試験では除荷時の荷重は 5kN としている。そのため、除荷時の変位は真実の残留沈下量を示しているわけではない。特に、剛性の小さい弾性材を使用している弾性まくらぎでは除荷時であっても変位量が大きいので、残留沈下量を通常のまくらぎと比較することが難しい。そこでここでは、初期静的載荷 1 回目の荷重がピークになったときの値を初期値として、各繰返し載荷におけるピーク値との差分を残留沈下量として考慮することとした。繰返し載荷試験を通じて弾性材自体の弾性変位振幅量が変わらないと仮定すると、この方法を用いることで弾性まくらぎの場合でもバラストの変形による残留沈下量の相対的な比較をすることが可能になる。

上記の方法による、各ケースの繰返し載荷回数と沈下量の関係を図 5.3.14 に示す。本試験ではコンクリートまくらぎを使用しているため、残留変位としてまくらぎのたわみが生じることは考えにくい。そのため載荷中に不等沈下が生じたとしても、まくらぎの中心に設置した Sz2 の変位計による値は常にまくらぎの両端に設置した Sz1 および Sz3 の中間の値となると考えられる。し

かしながら、Case1:Smooth の場合には載荷初期には $Sz1 > Sz2 > Sz3$ となっているものの、徐々に $Sz3$ の沈下量が大きくなり、 $Sz3 > Sz1 > Sz2$ の順となっている。測定データをそのまま解釈すると、まくらぎ中心部よりも両端部の沈下量が大きく、まくらぎが上に凸でたわんだ形状で残留変位が生じていることになる。しかしながらコンクリートまくらぎにひび割れが生じていない限り、そのような変形が生じることは考えられない。試験後における目視による確認でもひび割れは確認できなかった。そこで、 $Sz3$ の変位計の値はドリフトにより基点がずれてしまった可能性が考えられる。

図 5.3.15 には $Sz1$, $Sz2$, $Sz3$ の平均による繰返し載荷回数－沈下量の曲線、および $Sz2$ による繰返し載荷回数－沈下量の曲線を示す。どちらの曲線も、Case1: Smooth の沈下量が最も大きく、次に Case2: Rough, 最も沈下量が小さいのが Case3: Resilient となっている。しかしながら平均値による比較では Case1- $Sz3$ の変位計のドリフトによる影響が含まれると考えられるので、まくらぎ中心で測定した $Sz2$ の値による沈下量が実際に近い結果であると考えられる。

土圧計で測定した路盤表面の鉛直応力とバラストひずみの関係を図 5.3.16～図 5.3.18 に示す。バラストのひずみはまくらぎ変位をバラスト層の厚さ 250mm で割った値として定義した。応力－ひずみ曲線はまくらぎ左端部の変位計と左レール直下の土圧計 ($Sz1 - E1$)、軌道中心と変位計と軌道中心直下の土圧計 ($Sz2 - E2$)、まくらぎ右端部の変位計と右レール直下の土圧計 ($Sz3 - E3$) でそれぞれ作成した。まくらぎの下面が均一に荷重を支持していないため、路盤表面の鉛直応力は位置によってばらつきが生じる。そのばらつきは繰返し載荷とともに変化し、特に変化が顕著であったのは Case2: Rough であった。Case2: Rough では繰返し載荷とともに両端部 ($E1$, $E3$) の応力が減少し、中心部 ($E2$) の応力が増加している。一方、Case3: Resilient では応力の変化は小さかった。図 5.3.19 に平均値で整理した応力－ひずみ関係を示す。路盤表面応力の平均値は 60kN/m^2 前後であった。載荷荷重をまくらぎ底面積で割った値をまくらぎ下面圧力の平均値とすると、その値は 133kN/m^2 である。路盤表面ではまくらぎ下面圧力に対しておよそ半分程度の応力が作用していることになる。

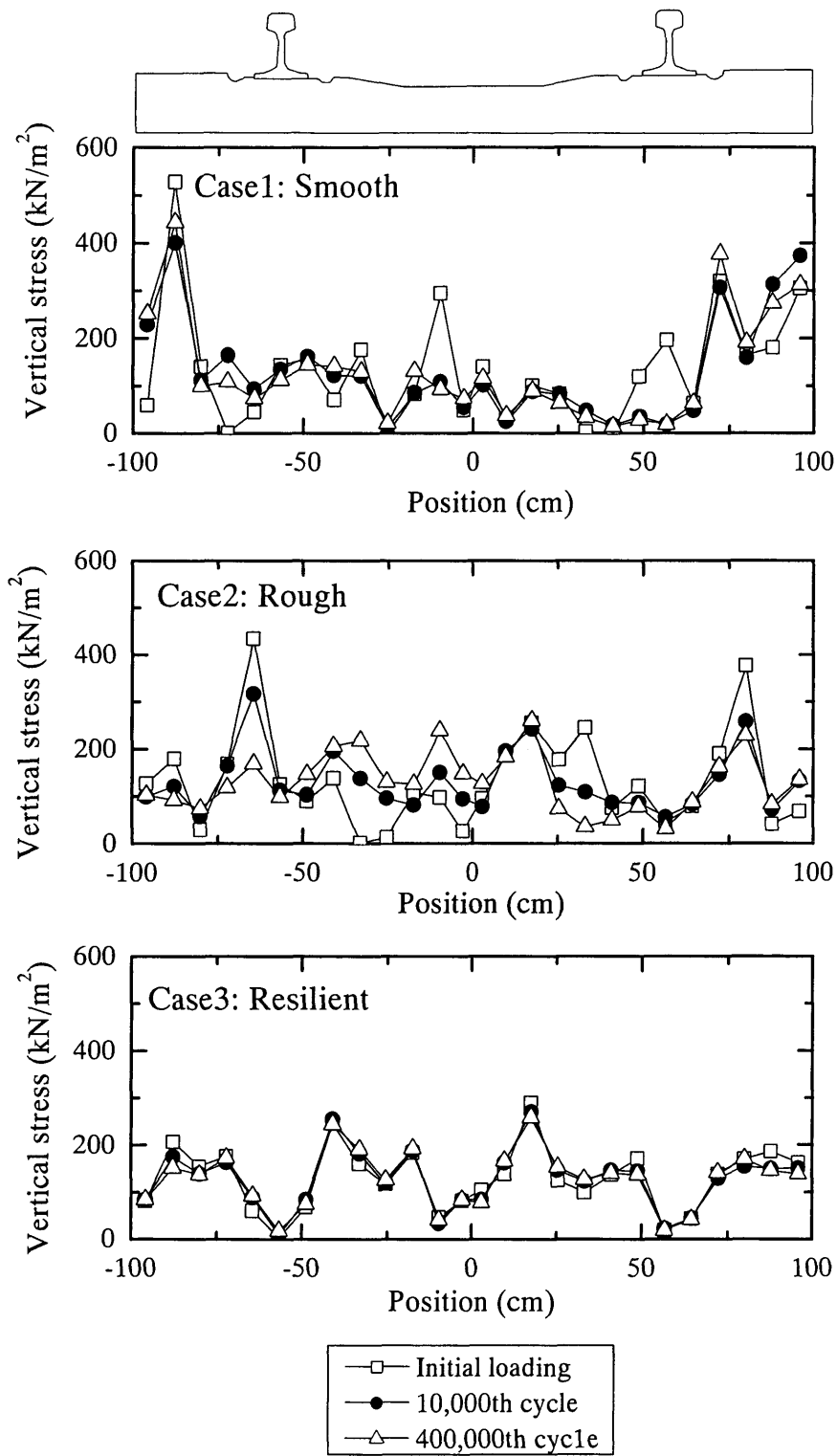


図 5.3.7 まくらぎ下面圧力（鉛直応力）の分布

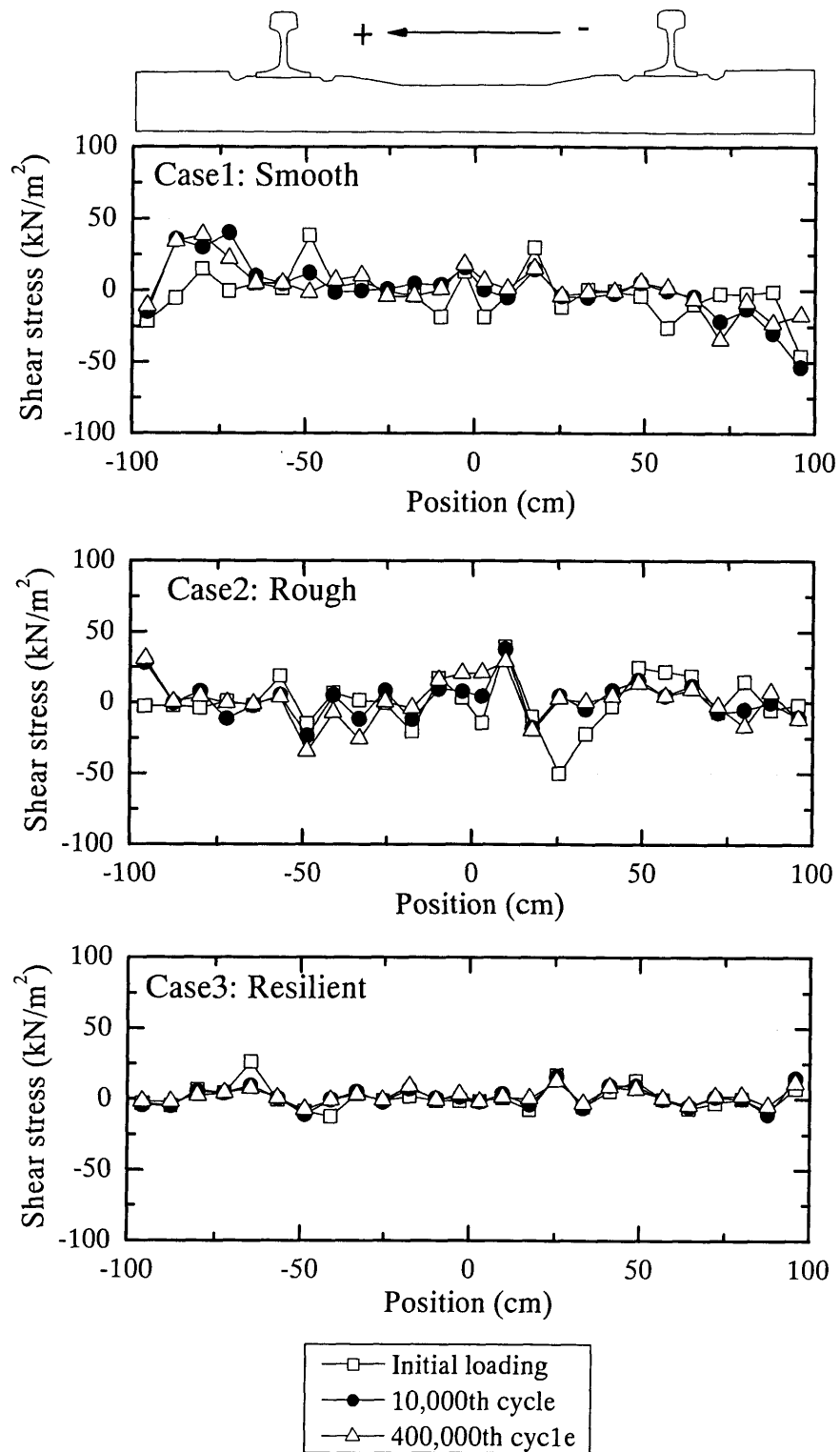


図 5.3.8 まくらぎ下面圧力（せん断応力）の分布

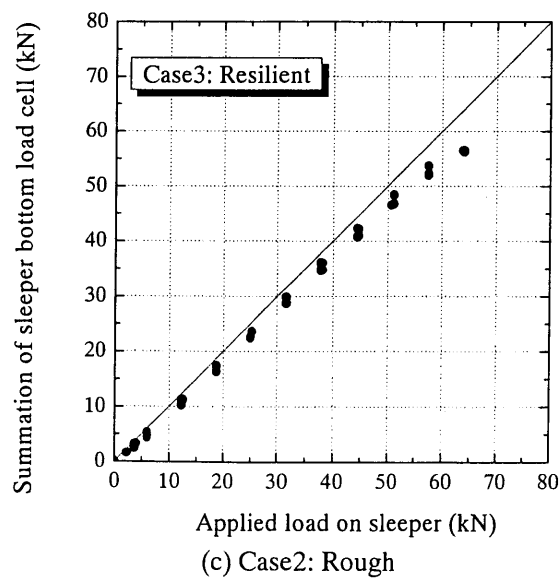
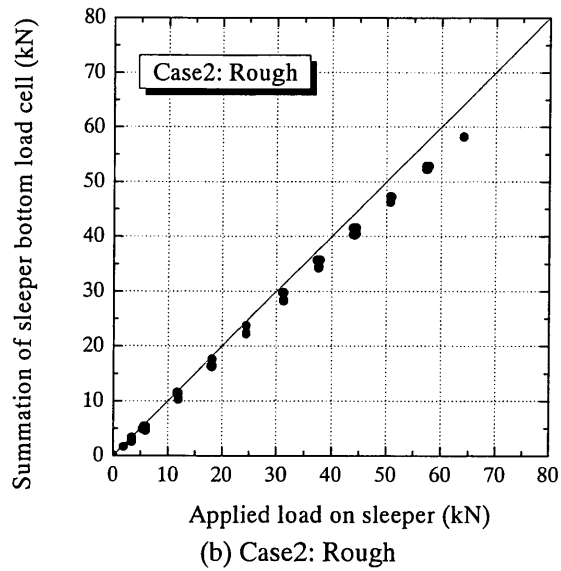
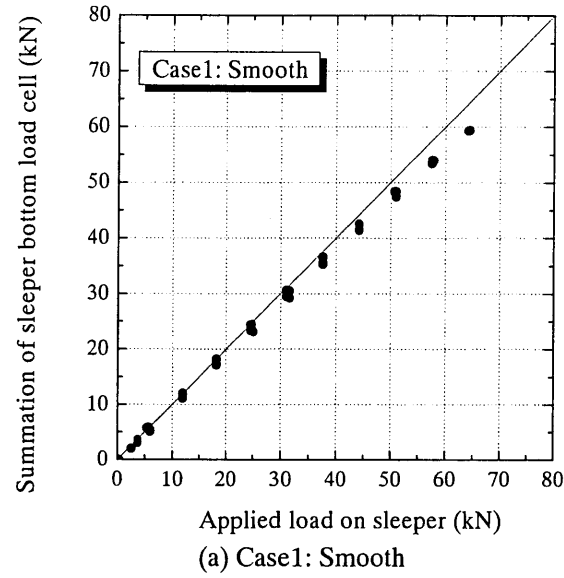


図 5.3.9 まくらぎ下面ロードセル荷重の合計値と載荷荷重の比較

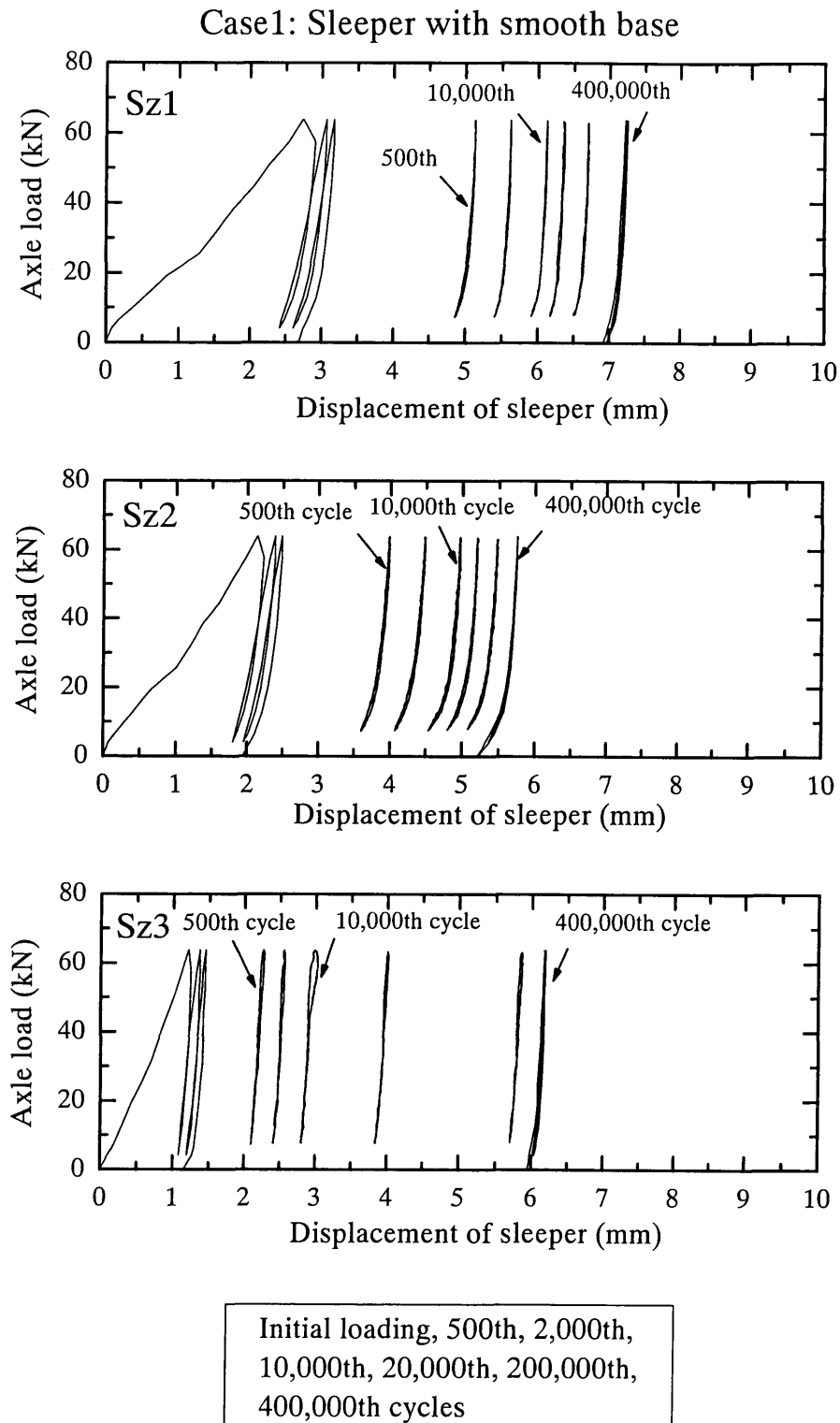


図 5.3.10 載荷荷重－まくらぎ変位曲線 (Case1:Smooth)

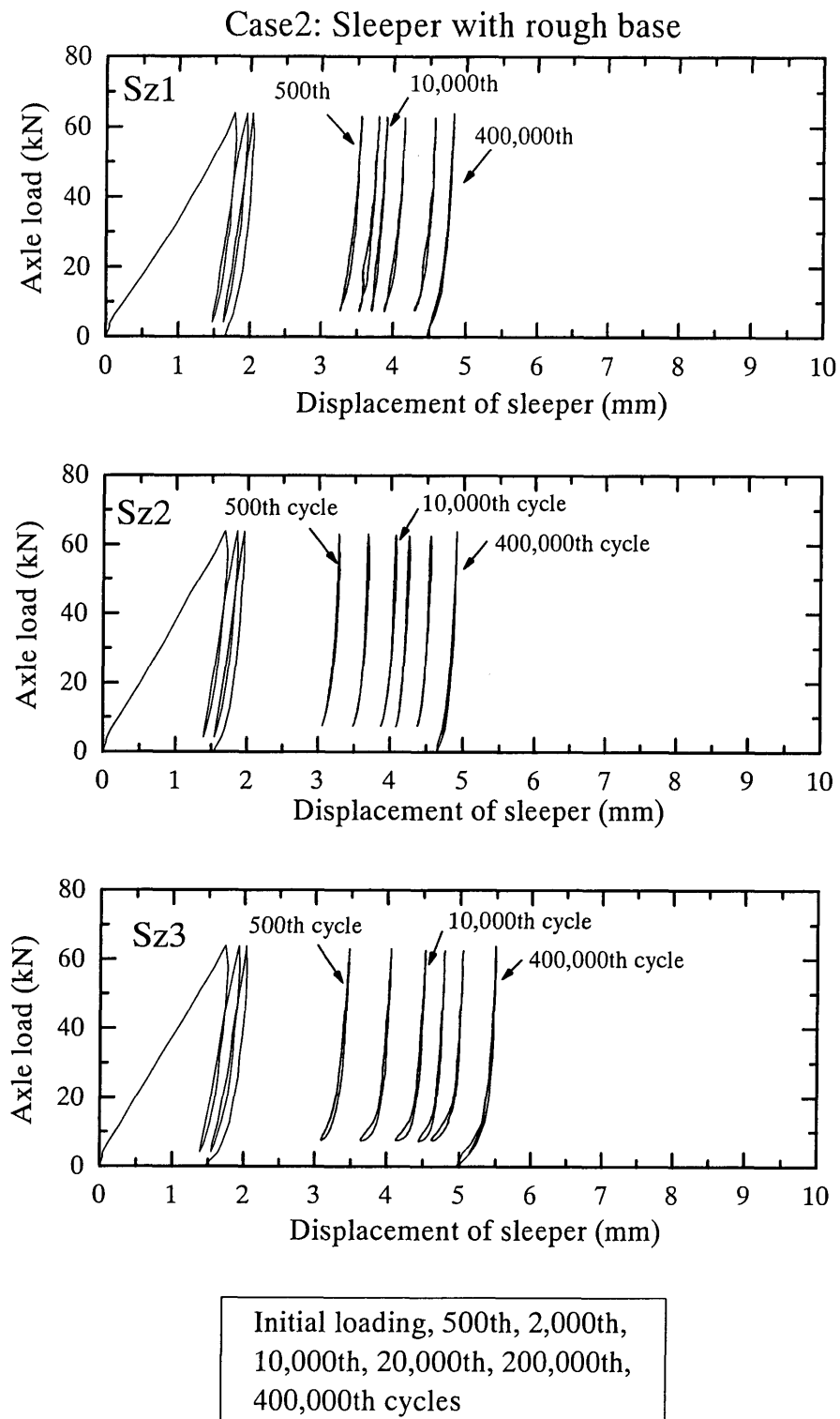


図 5.3.11 載荷荷重－まくらぎ変位曲線 (Case2:Rough)

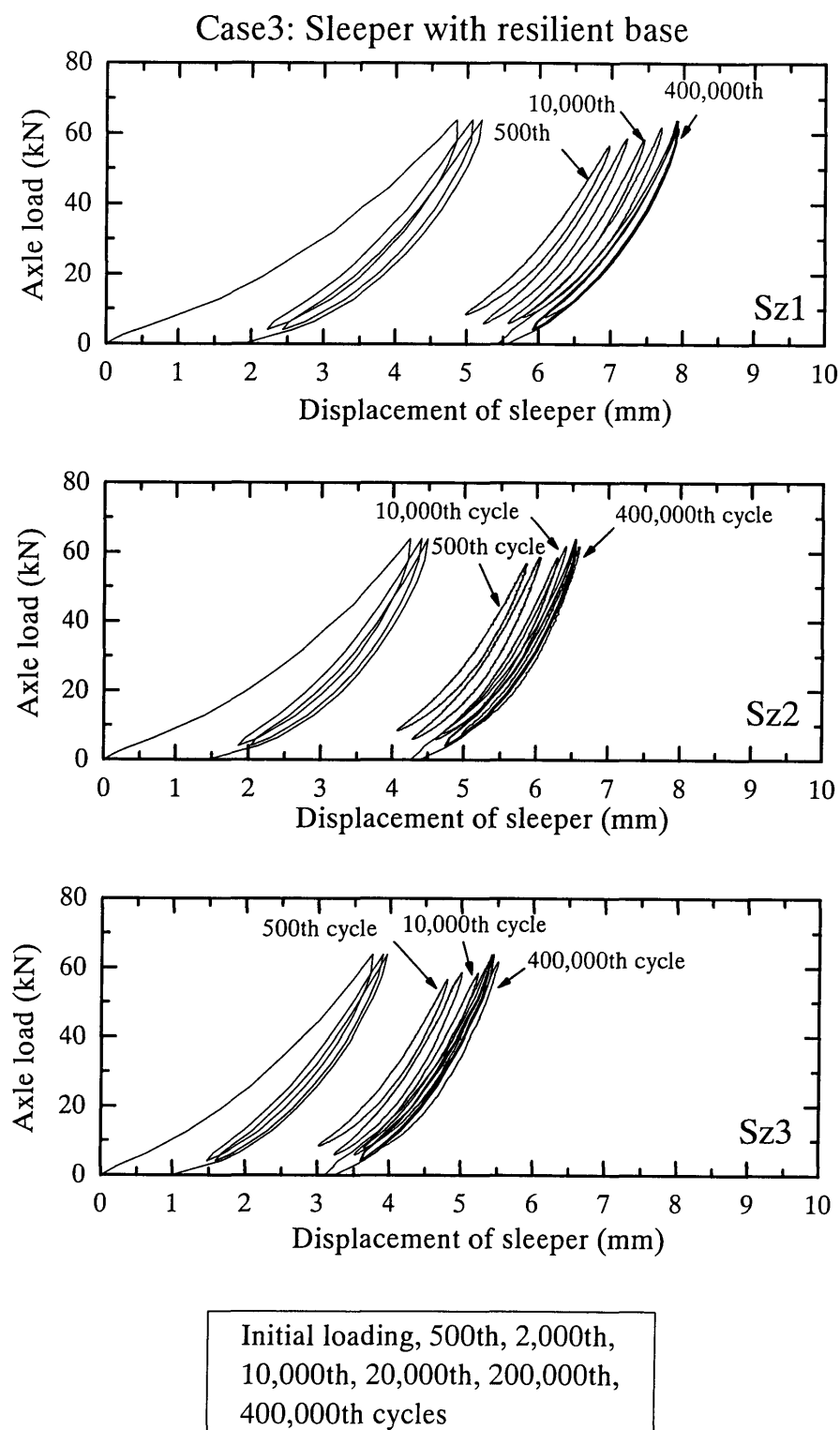


図 5.3.12 載荷荷重－まくらぎ変位曲線 (Case3:Resilient)

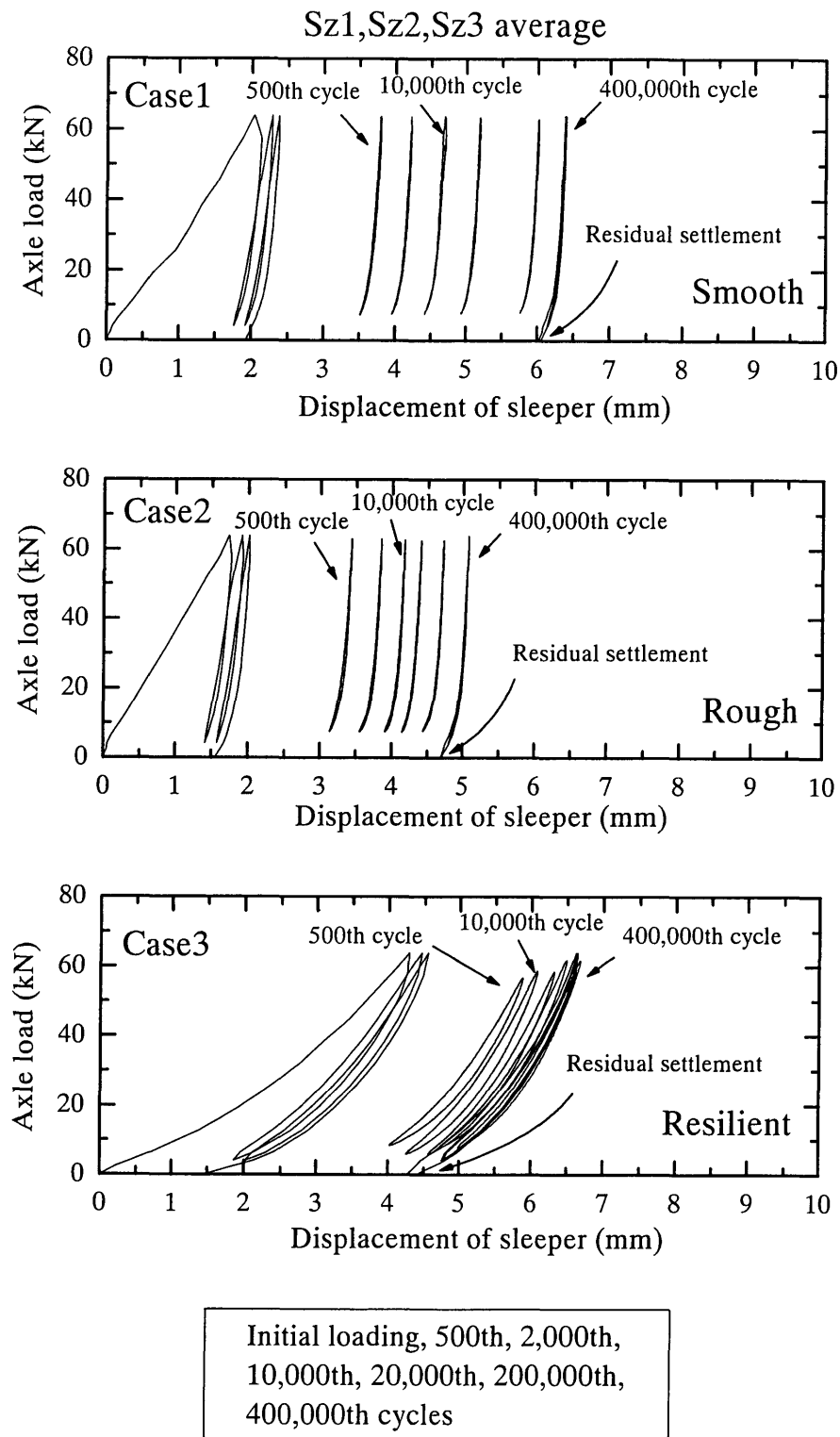
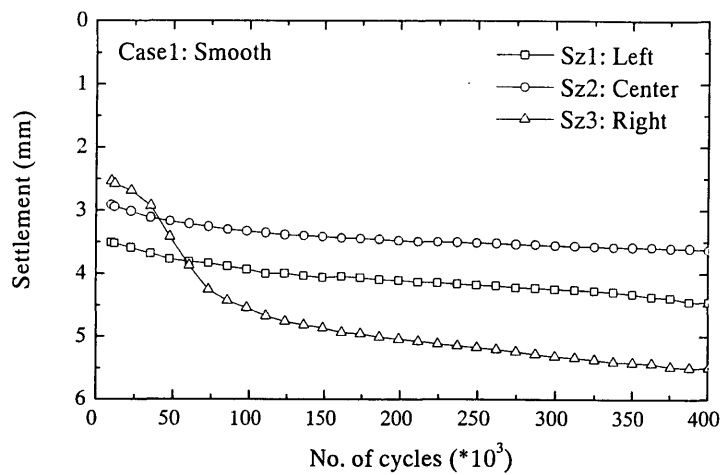
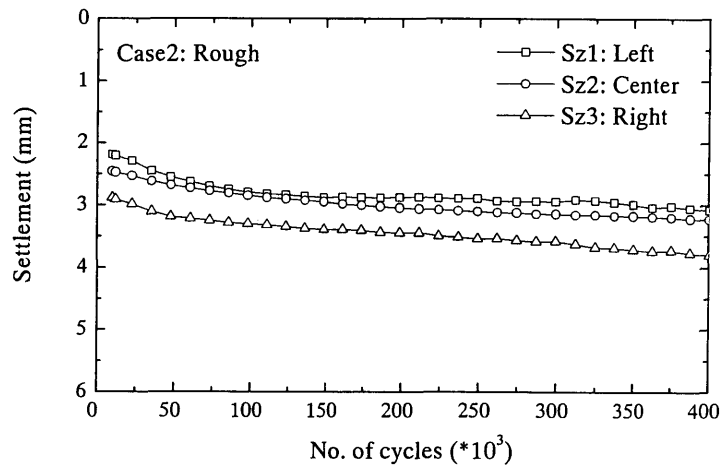


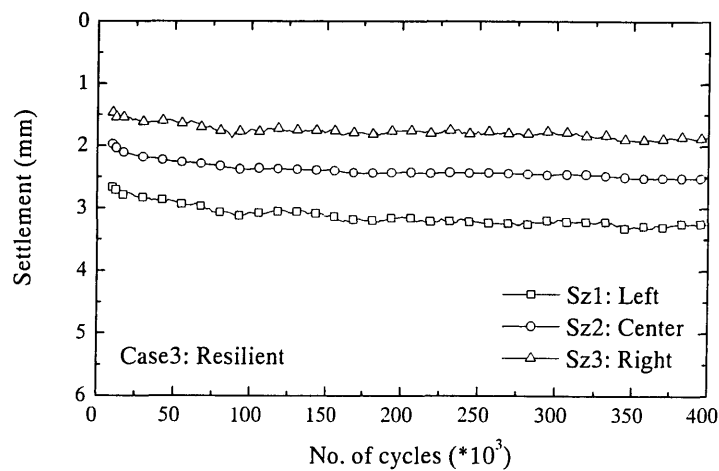
図 5.3.13 載荷荷重－まくらぎ変位曲線 (Sz1, Sz2, Sz3 平均)



(a) Case1: Smooth

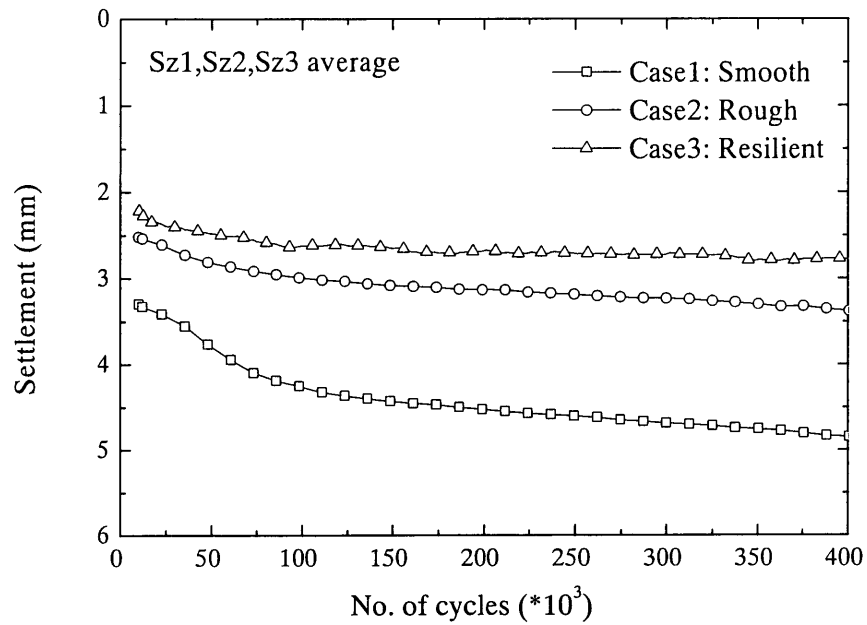


(b) Case2: Rough

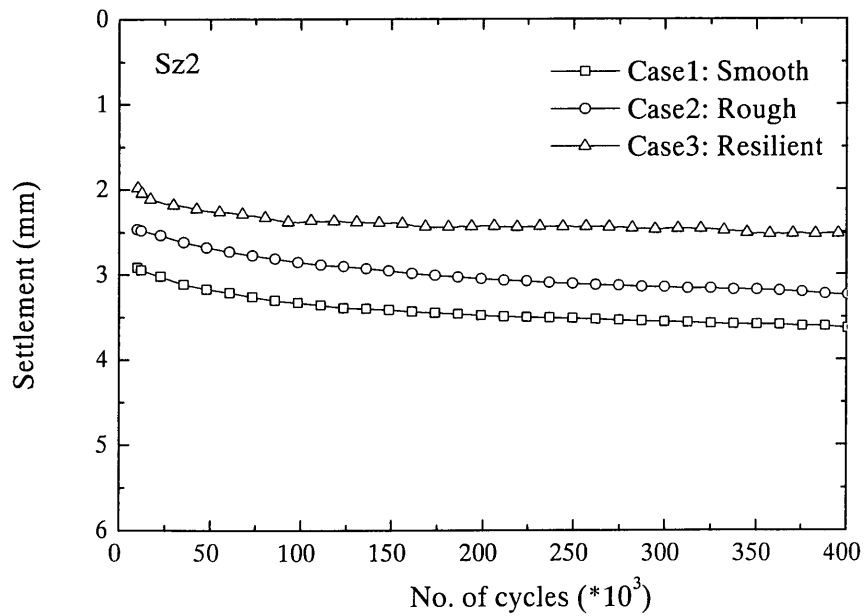


(c) Case3: Resilient

図 5.3.14 繰返し载荷回数と沈下量の関係



(a) Sz1, Sz2, Sz3 average



(b) Sz2 (Center of sleeper)

図 5.3.15 繰返し載荷回数と沈下量の関係

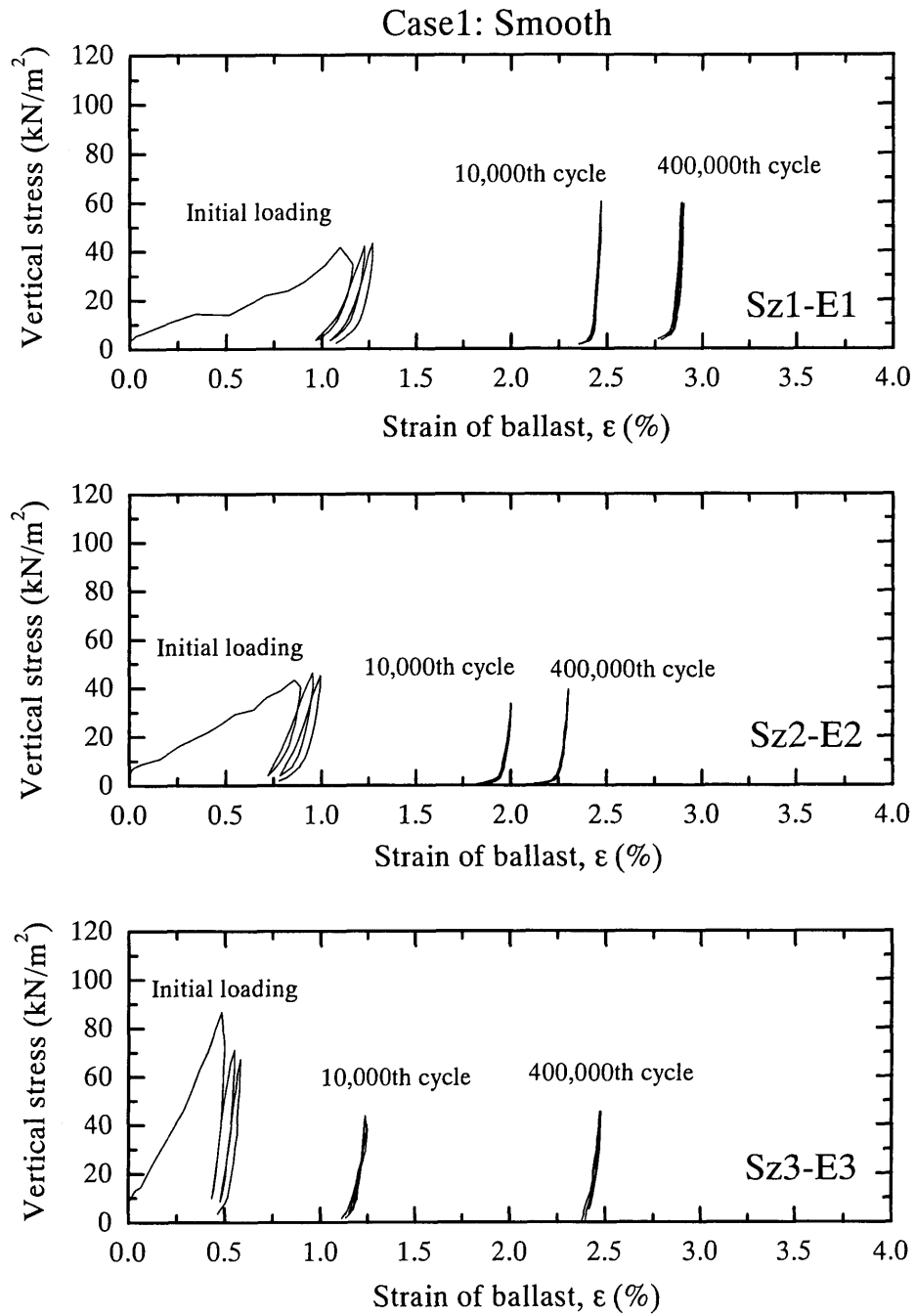


図 5.3.16 バラストの応力-ひずみ曲線 (Case1: Smooth)

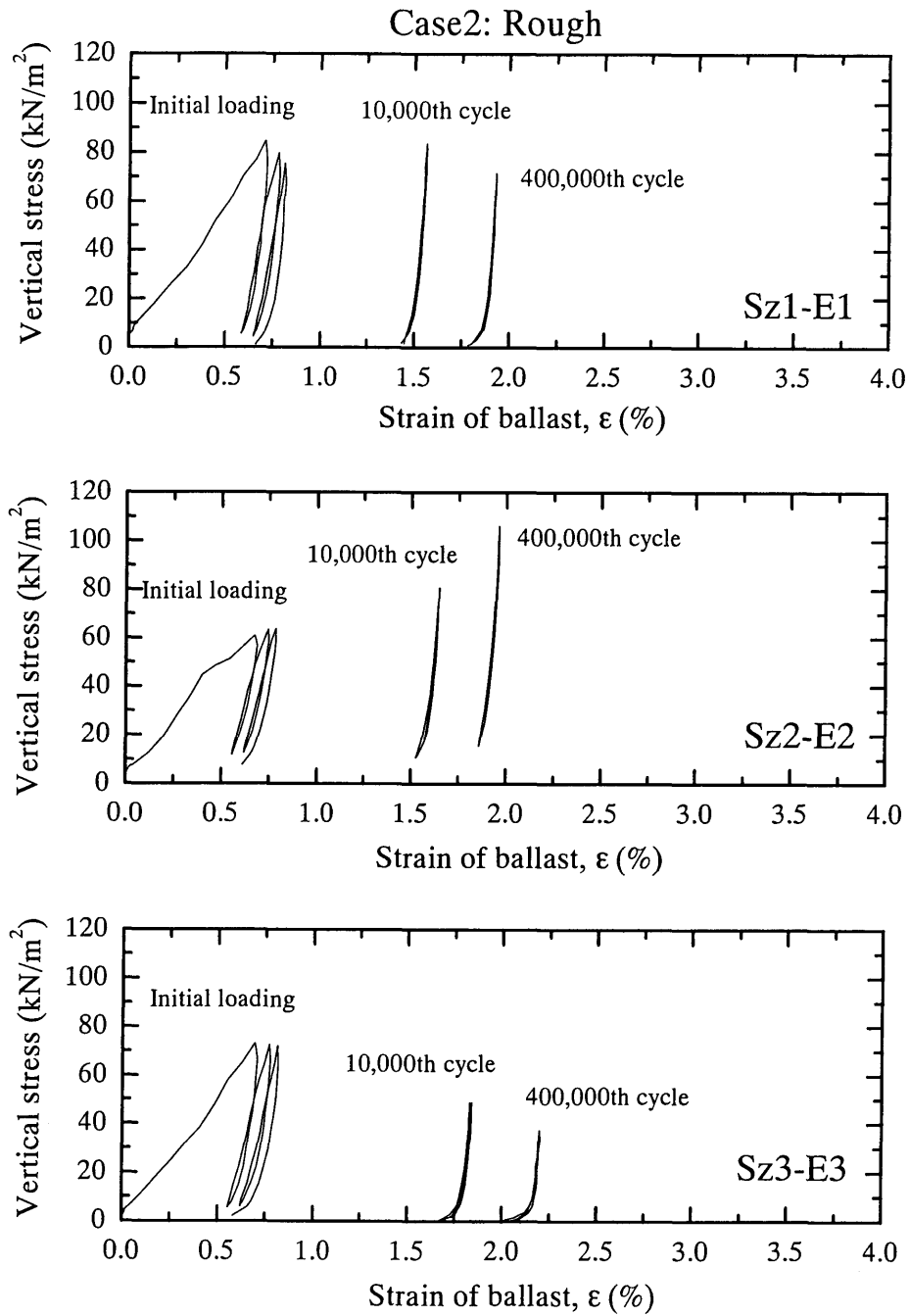


図 5.3.17 バラストの応力-ひずみ曲線 (Case2: Rough)

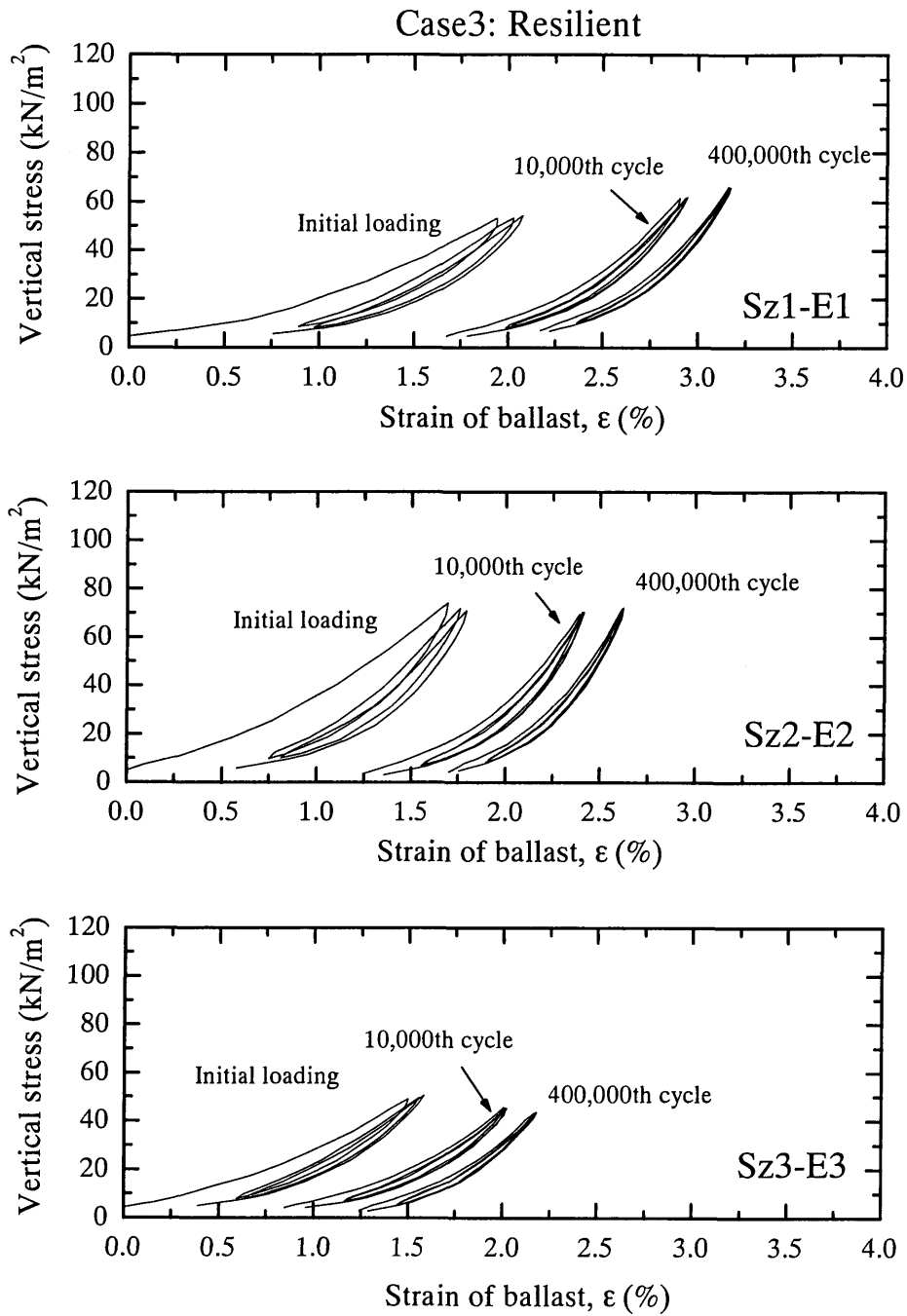


図 5.3.18 バラストの応力-ひずみ曲線 (Case3: Resilient)

(注) Case3 は弾性材の変形を含む

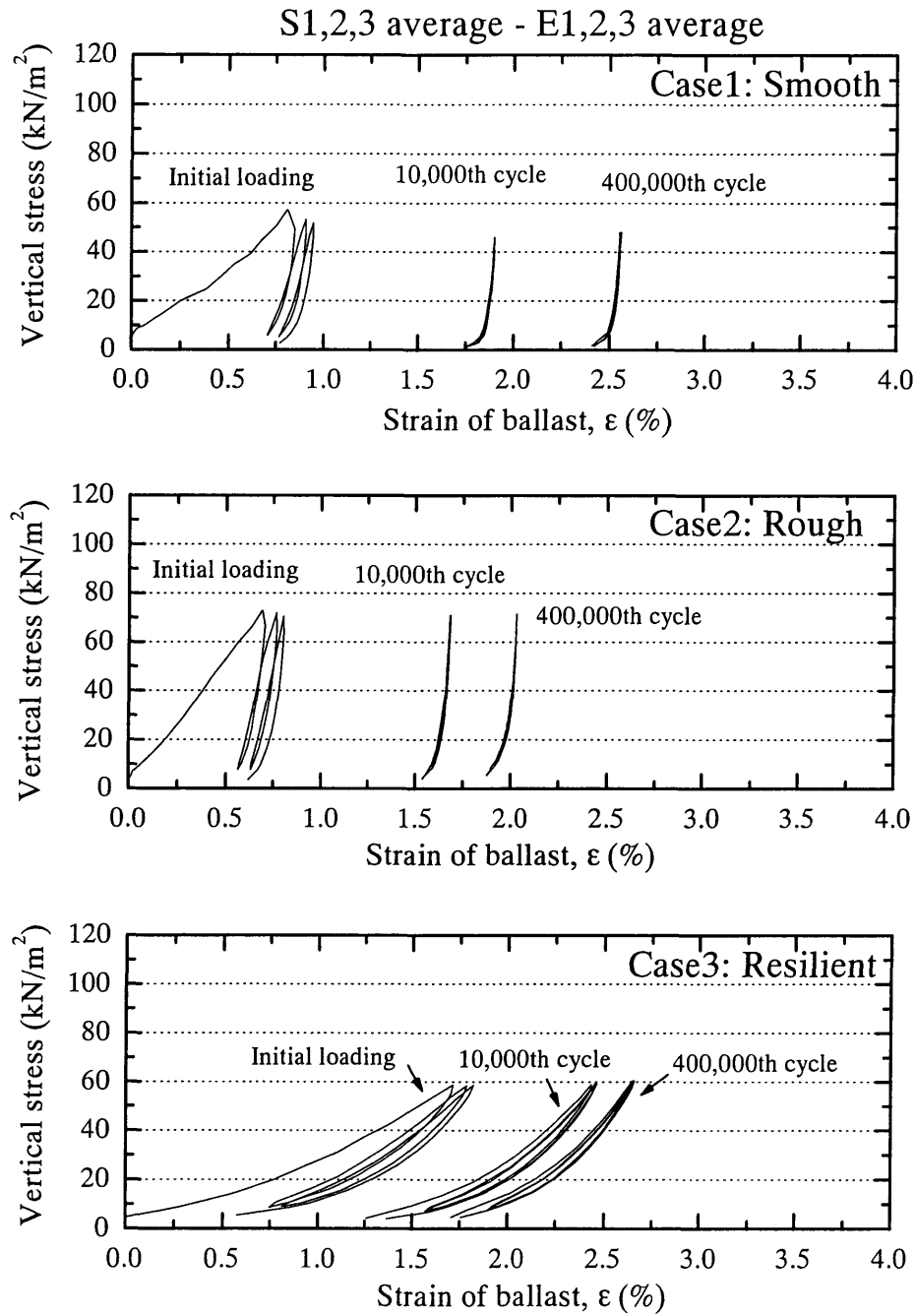


図 5.3.19 バラストの応力-ひずみ曲線（平均値）

（注）Case3 は弾性材の変形を含む

5.4 FEMによるまくらぎ下面圧力および路盤圧力の検討

5.4.1 バラストの変形係数によるまくらぎ下面圧力と路盤圧力の変化

FEMによりバラスト軌道の解析を行うためには、比較的サイズの大きな粒状体の集合である道床バラストを連続体として仮定しなければならない。そのときに重要となるのが、バラストの変形係数（剛性）の設定である。バラストの変形に対してFEM解析を行う際には、適切な変形係数を与える必要がある。一方、まくらぎの変位には、まくらぎ下面とバラスト表面の接触状態に起因するベディングエラーが影響を与える。これを解析で表現するためには、まくらぎとバラストの間にGap要素等を用いることにより、非線形解析を行う必要がある。しかしながら、非線形解析を行うのは客観的なパラメータの設定が難しいことに加え解析上の経験的な技術が必要となるので、実務として路盤の設計に用いる手段としては未だ適切ではないと考えられる。そこで、ここでは線形弾性解析により路盤表面に作用する圧力を求めるための、適切なバラストの変形係数の設定方法について検討を行った。

FEM解析モデルを図5.4.1に示す。まくらぎはPC3号まくらぎの形状を忠実にモデル化した。バラストの厚さは25cmとし、路盤はコンクリート路盤とした。実際のバラスト軌道では、まくらぎ側面もバラストで覆われているが、FEMでそのままバラストのモデル化を行うとまくらぎ側面とバラストが連続体となるため、まくらぎ側面のバラストがせん断抵抗により鉛直荷重を支持してしまうという問題が生じる。そこで、本解析におけるバラスト層はまくらぎの荷重を主に支持するまくらぎ底面以下の25cm分のみモデル化を行った。解析パラメータを表5.4.1に示す。バラストの変形係数は50, 100, 150, 200, 300, 400 MN/m²の6種類について解析を行った。

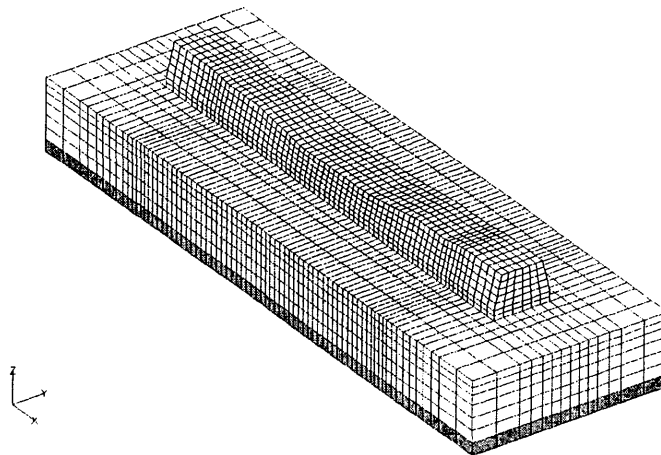


図 5.4.1 FEM 解析モデル

表 5.4.1 FEM 解析パラメータ

	ヤング率 E (MN/m ²)	ポアソン比
PC まくらぎ	35000	0.17
道床バラスト	50, 100, 150, 200, 300, 400	0.3

バラスト表面における鉛直応力の分布を図 5.4.2 に示す。バラストの変形係数が小さい時は、まくらぎの縁部で鉛直応力が高くなる傾向にある。一方、バラストの変形係数が大きくなると、レール直下における鉛直応力が高くなる事が分かる。

路盤表面における鉛直応力の分布を図 5.4.3 に示す。バラストの変形係数が小さい時はまくらぎの下全体に広く鉛直応力が分散しているが、変形係数が大きくなるとレール直下に鉛直応力が集中する傾向が見られる。

バラスト表面における鉛直応力を図 5.4.4 に示す。変形係数が最も大きい 400 MN/m^2 のときにはまくらぎ中心部とレール直下の応力の差が大きくなっている。それに対して、バラストの変形係数が小さいときはまくらぎ中心部よりもレール直下の値がやや大きくなる傾向が見られるものの、その差は小さい。一方、まくらぎ長手方向のまくらぎ中心線と縁部で比較すると、まくらぎ縁部の応力の方が大きくなっている事が分かる。

路盤表面における鉛直応力を図 5.4.5 に示す。バラスト表面における鉛直応力と同様に、変形係数が最も大きい 400 MN/m^2 のときにはまくらぎ中心部とレール直下の応力の差が大きくなっている。バラストの変形係数が小さいときにもまくらぎ中心部よりもレール直下の値がやや大きくなる傾向が見られるがその差は小さい。

バラスト表面の変位量を図 5.4.6 に示す。バラスト表面の変位はバラストの変形係数に大きく依存している。バラストの変形係数が 50 MN/m^2 のときはレール直下で 0.38 mm 、まくらぎ中心で 0.31 mm の変位が生じているが、 100 MN/m^2 のときは変位が小さくなり、レール直下で 0.20 mm 、まくらぎ中心で 0.14 mm となる。バラストの変形係数を 400 MN/m^2 とした場合ではレール直下で 0.06 mm 、まくらぎ中心で 0.02 mm であり、非常に小さくなる。

5.4.2 FEM における適切なバラストの変形係数の検討

Case2: Rough の繰返し載荷試験における 40 万回載荷後の荷重－変位曲線を図 5.4.7 に示す。まくらぎ左側端部の Sz1、まくらぎ中心の Sz2、まくらぎ右側端部の Sz3 の各々について荷重－変位曲線を示している。荷重－変位曲線は下に凸の逆反り型の形状となっているが、特に載荷荷重 10 kN 以下の領域における非線形性が強い。一般的に締固めた礫質の材料では凸の逆そり型の応力－ひずみ関係が見られることが多いが、まくらぎの載荷試験では特に非線形性が強く現れる。これにはバラストの材料特性としての剛性の拘束圧依存性だけではなく、まくらぎ下面とバラストの接触状態に起因するベディングエラーや不陸によるまくらぎ支持状態のばらつきが含まれているものと考えられる。

ここでは路盤の設計のためのバラストの変形係数として、載荷荷重 20 kN 以上の領域を線形に近似した値を使用することとした。荷重－変位曲線の 20 kN 以上の領域に対して、最小二乗法により線形近似を行った。この傾きを軌道支持ばね係数（まくらぎ一本あたりのばね係数）とし、載荷荷重の小さい領域における変位を含まないまくらぎ変位を求めた。このようにして求めたまくらぎ変位と、バラストの変形係数を 100 MN/m^2 とした場合の FEM によるまくらぎ変位の比較を図 5.4.8 に示す。載荷荷重の小さい、非線形性の強い領域の影響取り除いた状態で比較を行うと、

バラストの変形係数を 100MN/m^2 としたときに、実測値との整合性が高いことが分かる。荷重レベルの大きい領域では、まくらぎとバラストが十分に密着しバラスト層自体のひずみが変形の主な要因になると考えられる。そのため、バラスト層自体の変形係数は 100MN/m^2 程度であると判断できる。

一方、関根ら（2002）によるバラストの大型三軸試験結果を図 5.4.9 に示す⁷⁾。この試験ではロサンゼルス試験機で道床バラストを強制的に磨耗させ、磨耗度による違いを比較している。磨耗していないケースを磨耗度 O、10 分間磨耗させたケースを磨耗度 A、35 分間磨耗させたケースを磨耗度 B としている。磨耗度により変形係数は異なっているが、例えば磨耗度 A の場合に注目すると、まくらぎ下面圧力に相当する軸差応力 133kN/m^2 のときに接線変形係数は 100MN/m^2 程度となっている。軸差応力や軸ひずみレベルによって変形係数は異なるが、他のケースについても、変形係数は $100\sim 200\text{MN/m}^2$ 程度の範囲に主に分布している。このように、三軸圧縮試験の結果からも、設計上のバラストの変形係数として 100MN/m^2 程度の値を採用することは妥当であると考えられる。

FEM と繰返し載荷試験におけるまくらぎ下面圧力の比較を図 5.4.10 に示す。まくらぎ下面圧力の実測値は 40 万回載荷後の静的載荷における Case1: Smooth と Case2: Rough の値の平均値である。実測値は位置によるばらつきが大きく、最小値は 20kN/m^2 程度、最大値は 280kN/m^2 程度まで分布している。しかしながら実測によるまくらぎ下面圧力の平均値は約 120kN/m^2 であり、平均値で見ると FEM によるまくらぎ下面圧力の値と良い一致を示している。路盤表面の圧力を図 5.4.11 に示す。路盤表面の圧力の実測値についても、40 万回載荷後の静的載荷における Case1: Smooth と Case2: Rough の値の平均値とっている。路盤表面の圧力については実測値のばらつきが小さく、FEM の結果との整合性も良い。このように、バラストの変形係数を 100MN/m^2 とすることで、FEM の結果は実測値と良い一致を示した。

図 5.4.12 に従来の強化路盤の設計で用いられていたまくらぎ下面圧力と FEM の比較を示す。また、図 5.4.13 に路盤圧力の比較を示す。従来の設計で用いられていた路盤圧力はまくらぎ下面から台形に分散された等分布荷重であるが、FEM とほぼ同程度の値となることが分かる。また、この値は試験により得られた実測値との整合性も高い。しかしながら、従来の路盤圧力は路盤表面で矩形に分布した圧力が一定で作用するのに対して、FEM ではより実際に近い分布傾向を表現することができる。性能規定による強化路盤の設計において、アスファルトコンクリートの疲労寿命から強化路盤の耐用年数を規定する方法を導入するため、アスファルトコンクリートに発生するひずみを精度良く求める必要がある。アスファルトコンクリートのひずみを求める際には、路盤表面における圧力分布は大きな影響を与えられられるため、単純化して矩形とした路盤圧力分布を用いるのではなく、FEM を用いてバラスト部分を含めてモデル化した解析を行うことでより実際の変形挙動に近い、精度の高い設計を行うことができると考えられる。

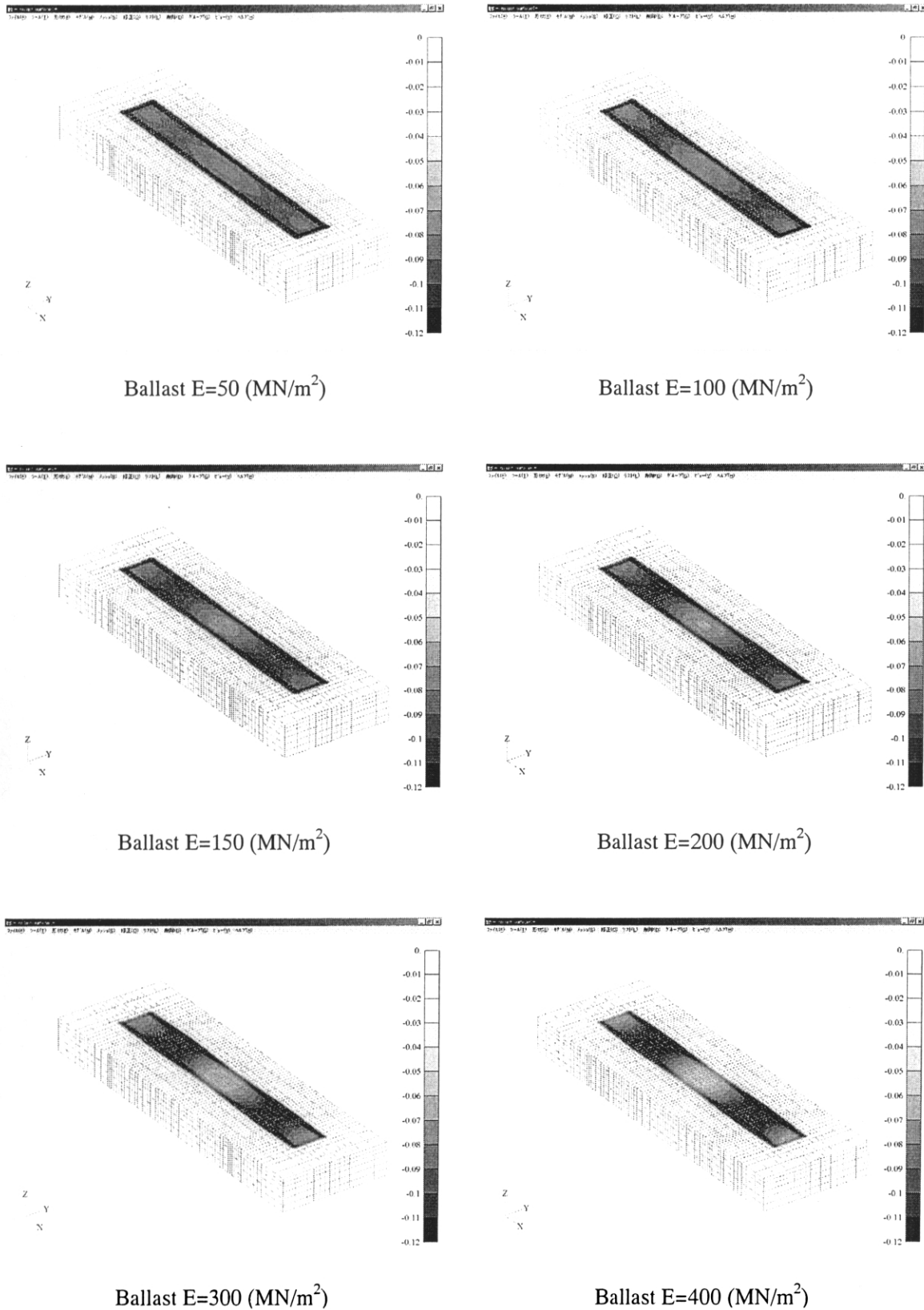


図 5.4.2 バラストの変形係数によるバラスト表面鉛直応力の変化

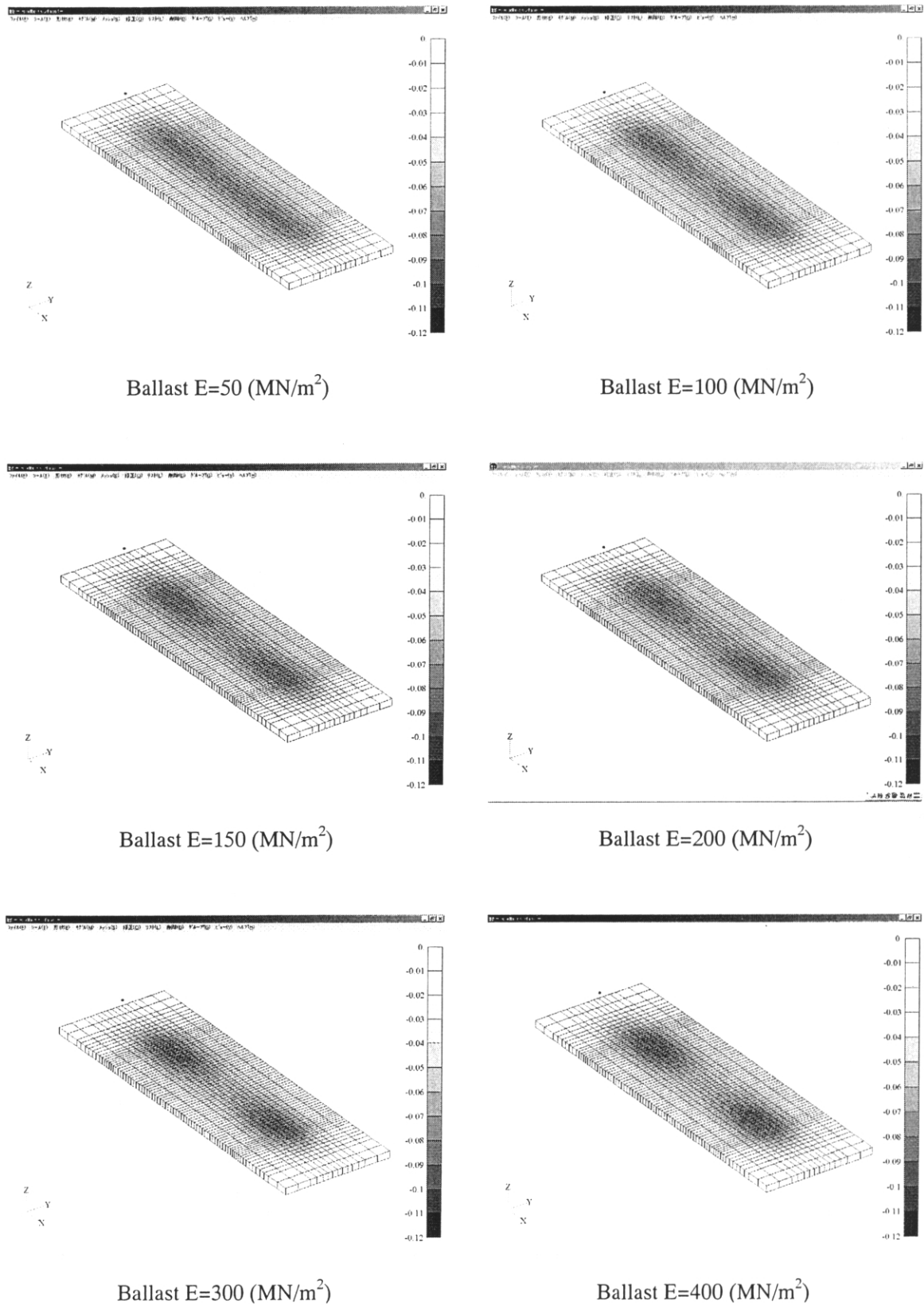


図 5.4.3 バラストの変形係数による路盤表面鉛直応力の変化

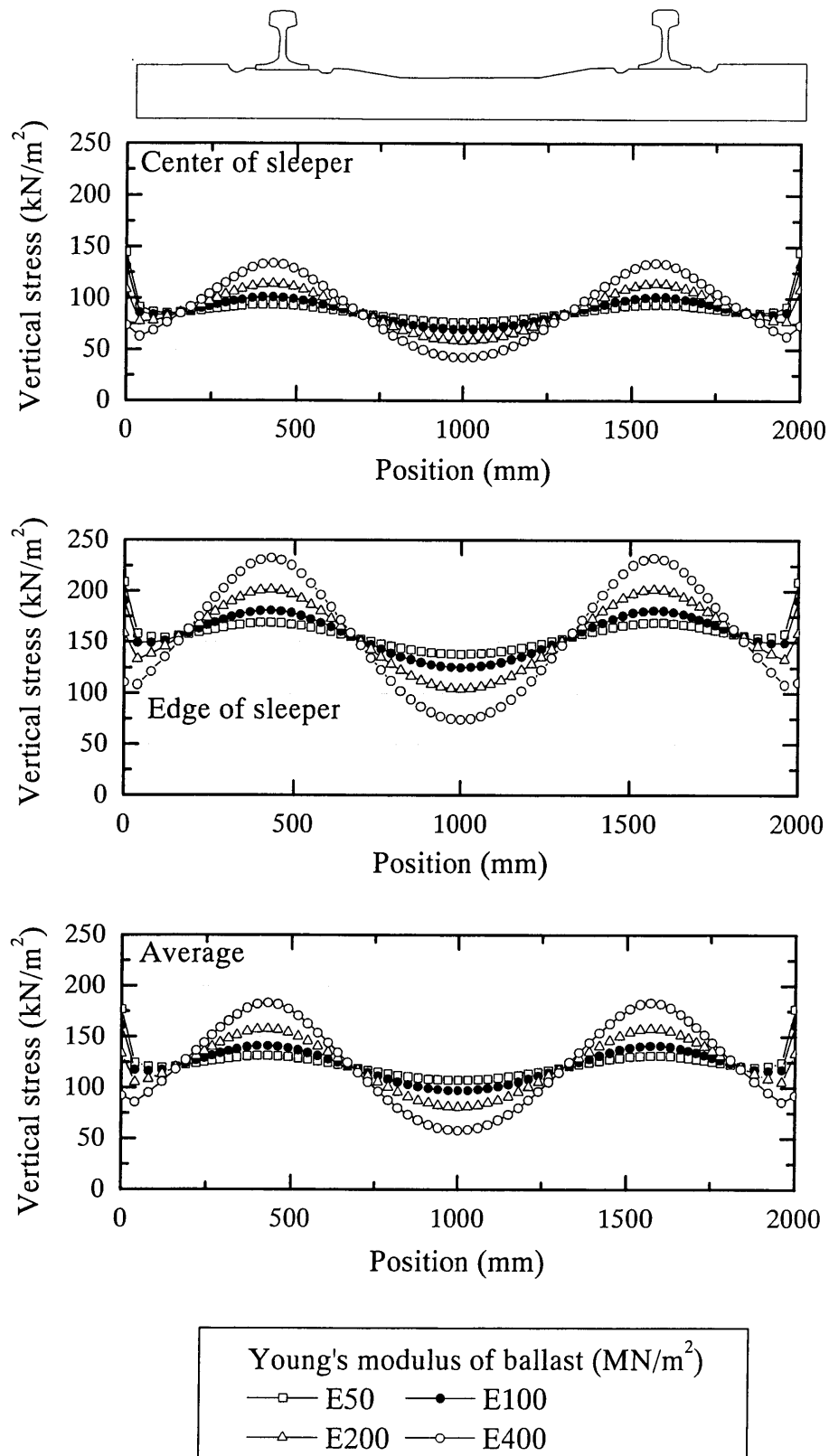


図 5.4.4 FEM によるまくらぎ下面圧力分布（バラスト表面の鉛直応力）

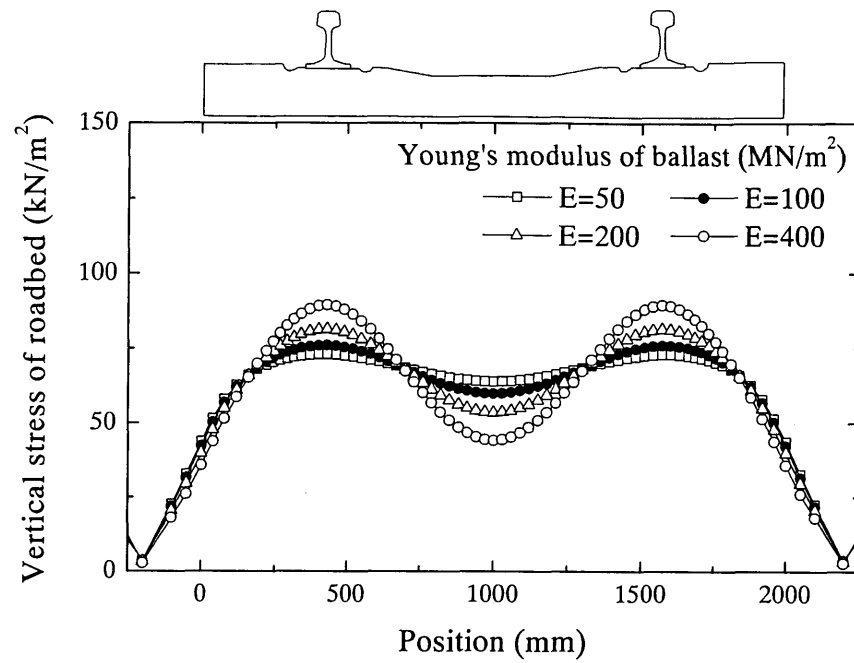


図 5.4.5 FEM による路盤表面の圧力分布

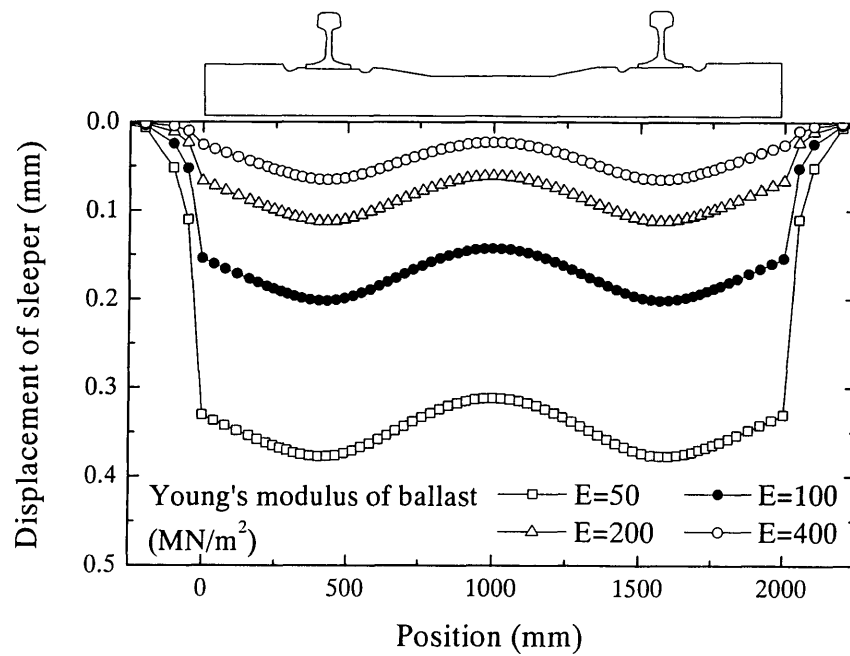


図 5.4.6 FEM によるまくらぎの変位分布

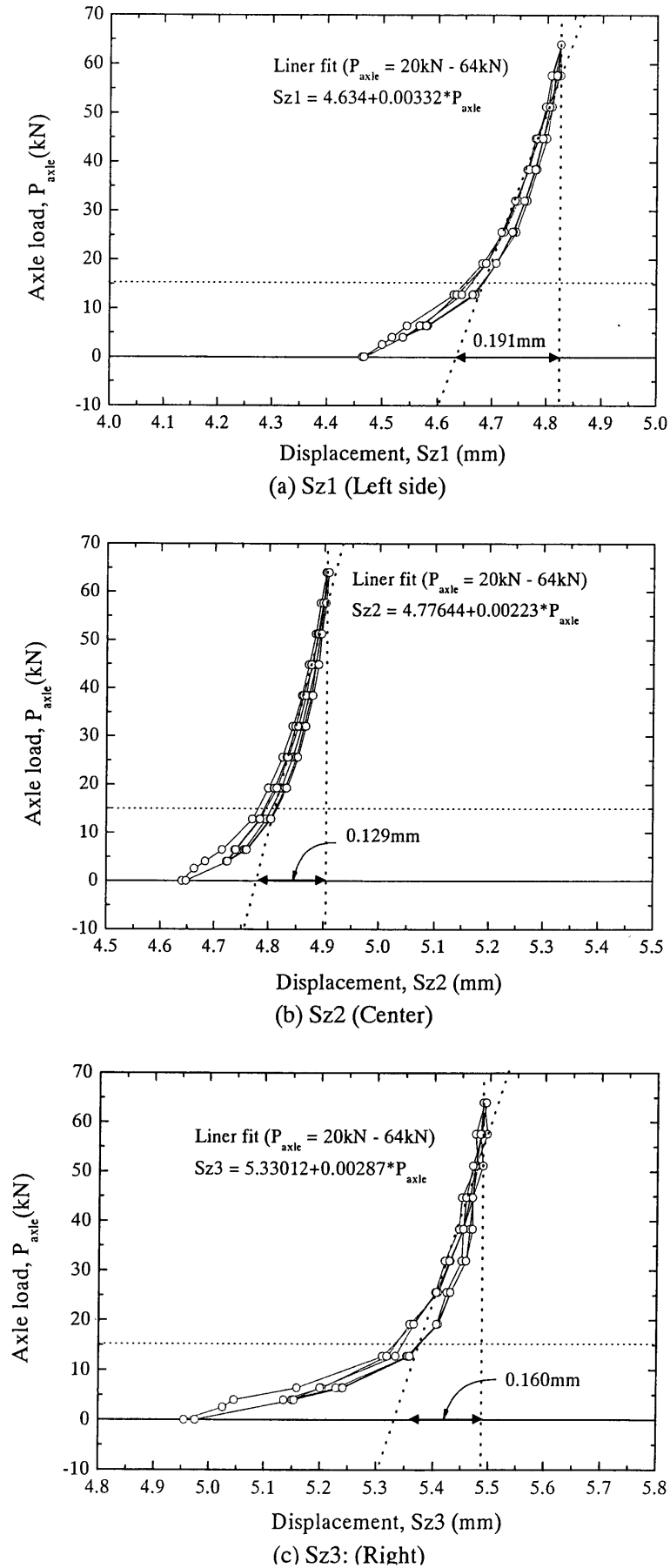


図 5.4.7 まくらぎとバラストの接触面の影響を取り除いた変位量の計算

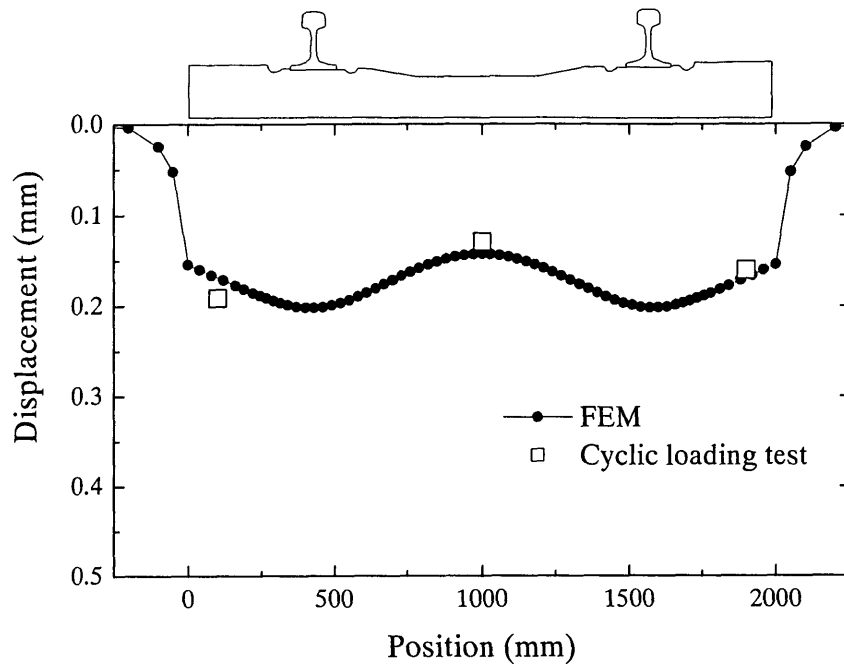


図 5.4.8 まくらぎ変位の FEM と実測値の比較 (バラスト $E=100\text{MN/m}^2$)

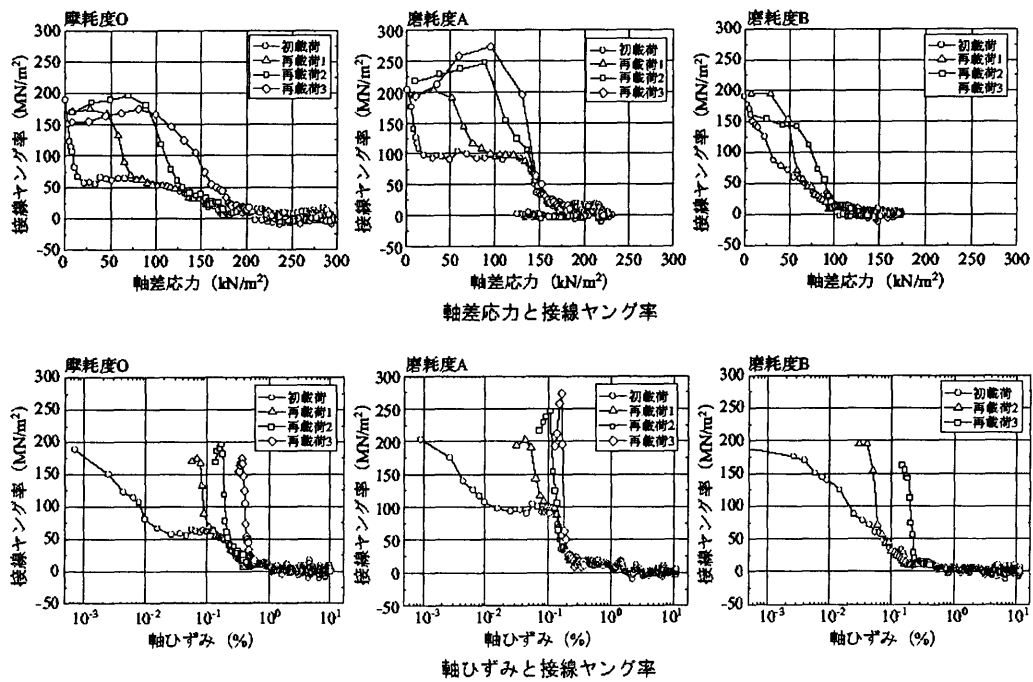


図 5.4.9 大型三軸圧縮試験によるバラストの変形係数 (関根ら⁷⁾)

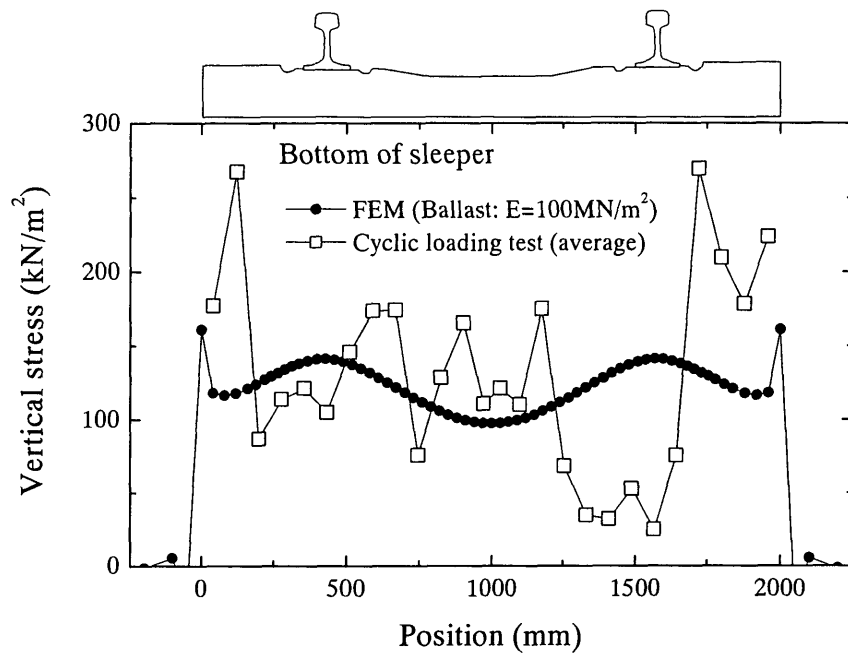


図 5.4.10 FEM と繰返し載荷試験におけるまくらぎ下面圧力分布の比較

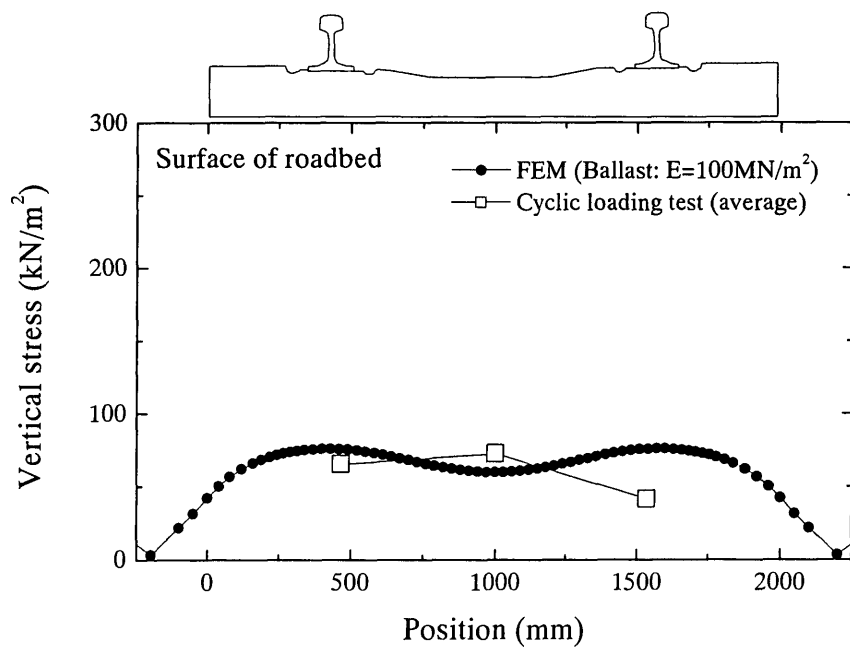


図 5.4.11 FEM と繰返し載荷試験における路盤表面圧力分布の比較

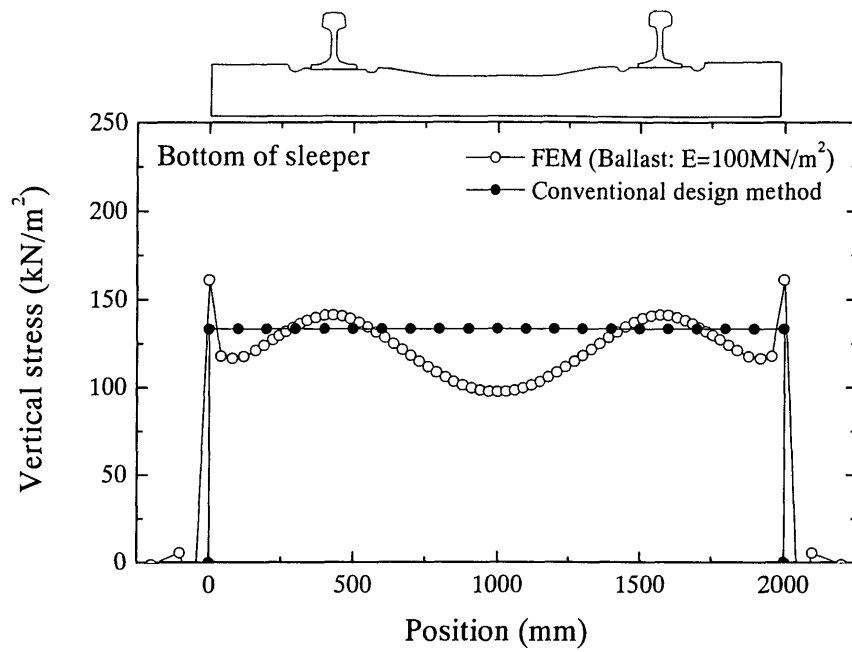


図 5.4.12 FEM と従来の設計方法におけるまくらぎ下面圧力分布の比較

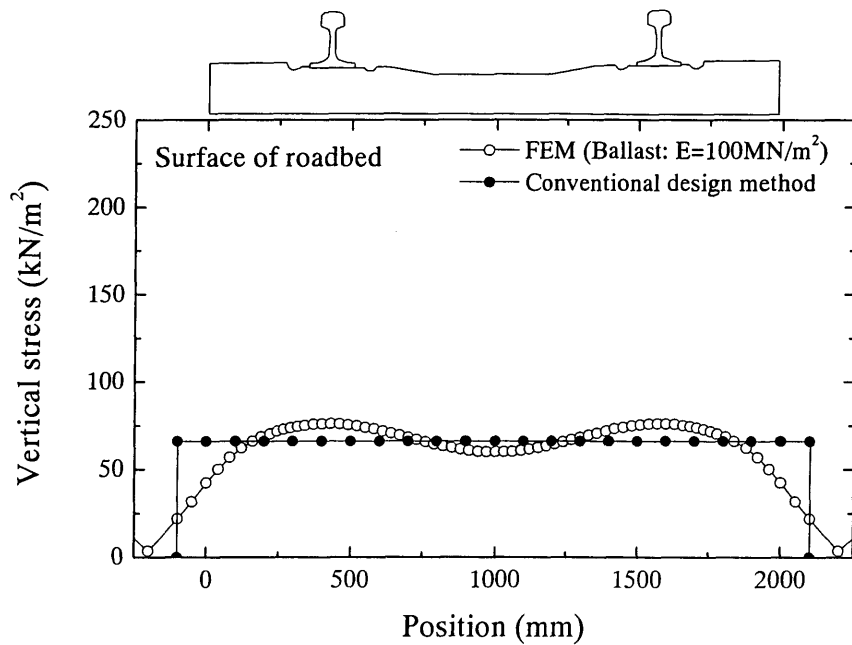


図 5.4.13 FEM と従来の設計方法における路盤表面圧力分布の比較

5.5 第5章のまとめ

第5章では実物大のバラスト軌道の変形挙動について検討を行った。はじめに、バラスト軌道の試験軌道にまくらぎ下面圧力測定用のまくらぎを設置して、モータカーの走行試験を行った。モータカーの移動に伴ってまくらぎが受ける荷重を測定した結果、およそ5本のまくらぎで輪重を支持しており、まくらぎ荷重分担率は0.4:0.2:0.1程度になることが確認された。一方、まくらぎ下面の圧力はまくらぎ下面とバラストの粒子の接触状態の影響を強く受けてばらつきが生じることが分かった。そのため、まくらぎ下面における圧力の分布傾向は明瞭には得られないが、レール直下でやや圧力が大きくなる傾向は見られた。

バラスト上に設置した1本のまくらぎに対する繰返し載荷試験においても、まくらぎ下面の圧力はバラストとまくらぎ下面の接触状態に起因するばらつきが大きかった。しかしながら、弾性まくらぎでは弾性材がバラスト表面の不陸を吸収するためばらつきが比較的小さくなり、繰返し載荷に伴うまくらぎ下面圧力分布の変化も小さかった。また、繰返し載荷試験においてまくらぎ下面圧力測定用のロードセル格納治具の形状を改良することにより、まくらぎ下面に作用する荷重の合計値を測定した結果、まくらぎ下面では載荷荷重の90%程度の荷重を支持していることが明らかとなった。残りの10%程度の荷重はまくらぎ側面における摩擦力等により支持されているものと考えられる。

繰返し載荷による残留沈下量は、まくらぎ下面の材質の影響を受けることが分かった。滑らかな鉄板を用いた「Case1:Smooth」、滑り止めパターン付の「Case2:Rough」、弾性まくらぎの「Case3:Resilient」を比較した結果、まくらぎの残留沈下量はCase1>Case2>Case3の順となった。これは、まくらぎ底面がバラスト粒子の移動を拘束することにより、沈下を抑制する効果があるためであると考えられる。

従来の強化路盤の設計では、まくらぎ下面の圧力が矩形にバラスト内に分布して路盤表面に作用すると仮定して計算が行われていた。しかし、アスファルトコンクリートのひずみを求めるためには、より実際に近い圧力分布を用いる必要があると考えられる。そのためには圧力の分布形状を仮定せずに、まくらぎとバラストをFEMでモデル化した解析を行うのがよいと考えられる。そのためには、非線形性の強い挙動を示すバラスト層に対して、線形弾性解析を行うために適切な変形係数を設定しなければならない。載荷試験による検討の結果、バラスト層の非線形性はまくらぎとバラスト粒子の接触の影響が大きいと考えられ、特に荷重が20kN未満のときに非線形性が強いことが分かった。そのためFEM解析を行う際には、荷重レベルの大きい20kN以上の荷重-変位曲線を近似できるようなバラストの変形係数を用いることとした。検討の結果、解析に用いるバラストの変形係数は100kN/m²程度の値を用いることが妥当であることが分かった。本研究における方法でバラストの変形係数を設定することで、まくらぎとバラスト間のベッディングエラーに起因する変位量が除去されるため、まくらぎの変位は実測値よりも小さくなると考えられるが、路盤に表面作用する圧力や路盤以下の構造における応力・ひずみに関しては適切にシミュレートすることができると考えられる。

参考文献

- 1) 都淳一：鉄道路盤表層に作用する路盤圧力の研究，鉄道技術研究資料，第19巻 第5号，pp.202-206, 1962.5
- 2) 板井幸市，須長誠，伊東孝之：実物大模型による路盤圧力測定，鉄道技術研究所速報，Vol.A84, No.167, 1984.11
- 3) 須田征男，長門彰，徳岡研三，三浦重編：新しい線路－軌道の構造と設計－，日本施設協会，1997.3
- 4) 石川達也，大西有三，堀池高広：不連続変形法（DDA）による道床バラスト部繰返し変形機構の検討，土木学会論文集，No.645 / III-50, pp.15-28, 2000.3
- 5) 須長誠：強化路盤の合理的設計法に関する研究，鉄道総研報告，特別第6号，1996
- 6) 石川達也：粗粒材の変形特性を考慮した軌道破壊現象の解明に関する研究，京都大学博士論文，1999
- 7) 関根悦夫，河野昭子，長戸博，鬼頭昭人：道床バラストの磨耗過程における強度，変形特性，鉄道総研報告，第16巻 第4号，pp.13-18, 2002.4

第6章 耐用年数を考慮した強化路盤の設計方法

6.1 設計方法の概要

第1章で述べた通り、平成4年に制定された「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物」¹⁾において、強化路盤は路盤表面の変位量が2.5mm以内となるようにその厚さが定められている。これは、定常的に2.5mm以上のたわみが路盤に生じると、アスファルトコンクリートにひび割れが発生しやすくなるという考え方に基づいている。路盤の厚さは軌道条件（ロングレール or 継目レール、在来線 or 新幹線）ごとに、路床の平板載荷試験による K_{30} 値に応じて標準的な値が示されている。そのため、軌道条件と路床の K_{30} 値が定まれば、路盤の厚さは一意に決まることになる。

一方、新しい強化路盤の設計では性能規定による方法を導入することが求められている。性能規定による方法では、それぞれの線区における使用条件を考慮しなければならないため、列車の通過本数や列車荷重に応じた柔軟な設計を行う必要がある。アスファルトコンクリートに関する性能規定による設計方法として、道路のアスファルト舗装の設計では性能規定による方法が導入されており²⁾、鉄道においてもアスファルト路盤直結軌道^{3), 4), 5)}に関しては平成11年制定の「鉄道構造物等設計標準・同解説 省力化軌道用土構造物」⁶⁾において耐用年数を考慮した設計方法が導入されている。これらの方法ではアスファルトコンクリート下面に生じる引張りひずみによってアスファルトコンクリートの疲労寿命を考慮している。ここでは、これらの設計方法を参考にして、性能規定による強化路盤の設計方法について検討を行った。

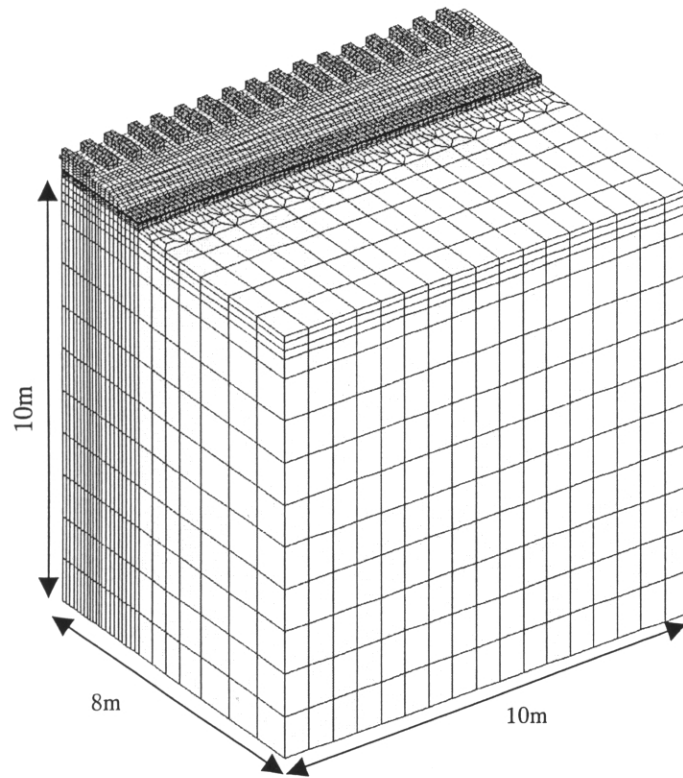
6.2 解析モデル

性能規定による強化路盤の設計を行うためには、アスファルトコンクリート下面の引張りひずみを精度よく推定する必要がある。第3章から第5章までの検討において、線形弾性解析によるFEMを用いることで、実務上問題のない精度で列車荷重下の強化路盤の変形特性をシミュレートできることを確認した。そこで、本章では実物大の強化路盤を想定した解析を行うことにより、強化路盤のアスファルトコンクリートに発生するひずみを求めることとした。

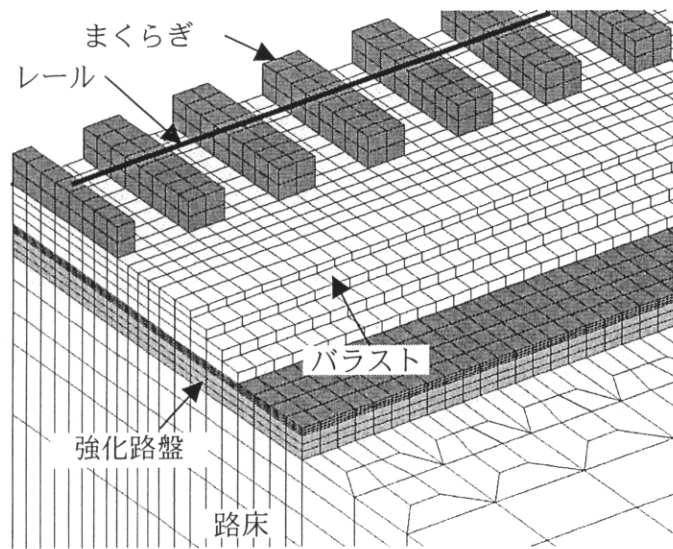
強化路盤のFEM解析モデルを図6.2.1および図6.2.2に示す。解析には第3章から第5章までの検討と同様に汎用プログラムであるNASTRANを使用し、3次元モデルによる線形弾性解析を行った。強化路盤のアスファルトコンクリートのひずみを精度よく求めるために、要素分割数を十分多くとっている。レールは梁要素、軌道パッドはばね要素、まくらぎ、バラスト、路盤、路床はソリッド要素を用いてモデルを作成した。解析時間を短縮するために解析モデルは1/4対称モデルとした。軌間は在来線を想定して狭軌とし、まくらぎ間隔は60cmとした。路床は深さ10m、

軌道延長方向にはモデルの対称軸から 10m の距離までモデル化した。路盤の幅は 1 級線の施工基面幅とし、軌道中心からレール直角方向に 2.75m とした。また、路床の幅は軌道中心から 8m とした。載荷点は軸距 2.1m の 2 軸台車を想定し、台車の中心がモデルの中心軸と一致するような位置で載荷を行った。

解析パラメータを表 6.2.1 に示す。バラストの変形係数は「第 5 章 バラスト上に設置した実物大まくらぎの載荷試験」における検討結果を考慮して、強化路盤設計のための値として 100MN/m^2 を採用することとした。アスファルトコンクリートの変形係数は、「第 4 章 実物大アスファルト路盤直結軌道の載荷試験」の検討結果をもとに、ここでは AI（アメリカアスファルト協会）が示している気温 20°C のときの値として、 3000MN/m^2 とした。粒度調整碎石の変形係数は従来の強化路盤の設計で用いられていた値が三軸圧縮試験の結果⁷⁾と比較して妥当であったため、従来の値を踏襲して 180MN/m^2 とした。路床の変形係数は従来の方法を参考にして、第 1 章の式 (1.3.11)～(1.3.13) で示した平板載荷試験による 10^{-3} ひずみレベルの変形係数から、変形係数のひずみレベル依存性を考慮して決定した。列車荷重の主な影響範囲である路床の深さ 3m までは 10^{-4} ひずみレベルであり、第 2 章に示した三軸圧縮試験による接線変形係数の傾きを考慮して 2.5 倍に割り増した値を使用した。路床の深さ 3m 以深については、 10^{-5} ひずみレベルであり、さらに拘束圧も高くなることから 10^{-4} ひずみレベルからさらに 2 倍割り増した値を用いた。この方法で求めた路床の変形係数は K_{30} 値 $=110\text{MN/m}^3$ の場合、深さ 3m までは 67.0MN/m^2 、3m 以深については、 133.9MN/m^2 となる。「鉄道構造物等設計標準・同解説 省力化軌道用土構造物」におけるアスファルト路盤直結軌道の設計において、路床の K_{30} 値 $=110\text{MN/m}^3$ に対する値として 100MN/m^2 が使用されていることを考慮すると、鉄道路盤の設計に用いる値としては妥当な範囲であると判断できる。



(a) FEM 解析モデル（全体図）



(b) FEM 解析モデル図（拡大図）

図 6.2.1 実物大強化路盤の FEM 解析モデル図

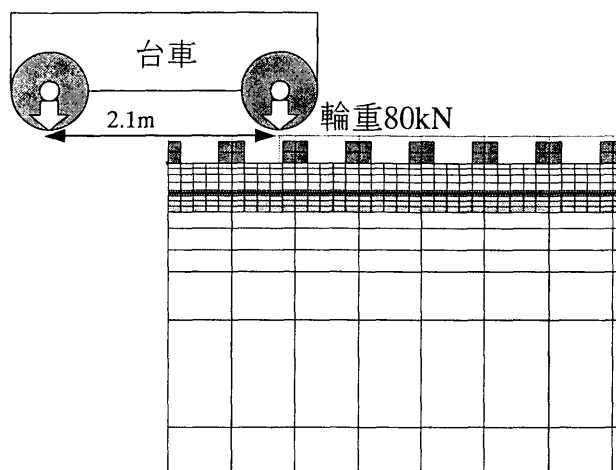


図 6.2.2 解析モデルにおける載荷点の位置

表 6.2.1 FEM 解析パラメータ

	ヤング率 E MN/m ²	ポアソン比 ν
レール	210000	0.3
まくらぎ	35000	0.17
バラスト	100	0.3
アスファルトコンクリート	3000	0.3
粒度調整碎石	180	0.3
路床 K ₃₀ =70MN/m ³	42.6(0-3m) 85.2(3-10m)	0.3
路床 K ₃₀ =110MN/m ³	67.0(0-3m) 133.9(3-10m)	0.3

6.3 解析結果

6.3.1 路盤表面の変位

路盤表面変位の解析結果を図 6.3.1 に示す。路床の K_{30} 値が 70MN/m^3 の場合と 110MN/m^3 の場合について、粒度調整碎石層厚さが 15cm, 30cm, 60cm の場合についてそれぞれ示している。路床の K_{30} 値が 70MN/m^3 の場合は、路盤変位は 80kN の静止輪重に対して 1.25mm～1.5mm 程度であり、路床の K_{30} 値が 110MN/m^3 の場合は、路盤変位は 80kN の静止輪重に対して 0.9mm～1mm 程度である。路盤が厚い場合の方が、路盤が薄い場合よりも変位がやや小さくなっているが、路盤の厚さが路盤表面の変位に与える影響は比較的小さく、特に路床の変形係数が大きい場合は路盤厚さによる変位の差が小さいことが分かる。これは、路盤の変位は主に路床の変形係数に依存し、路盤を厚くしても変位を抑制する効果が小さいことを示している。変位の分布範囲については、本解析のような台車による 2 軸載荷の場合、まくらぎ 13～15 本程度の範囲に広く分布している。

図 6.3.2 に速度衝撃率を考慮した路盤表面の変位と路盤厚さの関係を示す。路盤に作用する荷重は列車速度とともに増加するが、平成 4 年制定の土構造物設計標準において、速度衝撃率は式 (6.3.1) および (6.3.2) が用いられている。設計輪重は EF81 機関車の場合で 82kN が用いられている。

$$\text{速度衝撃率} = 1 + 0.3 V / 100 \quad (\text{ロングレール}) \quad (6.3.1)$$

$$\text{速度衝撃率} = 1 + 0.5 V / 100 \quad (\text{継目レール}) \quad (6.3.2)$$

在来線における列車の最高速度は 160km/h である。そのため、ロングレールの場合速度衝撃率の最大値は 1.48、継目レールでは 1.8 となる。図中には、静止輪重の場合、ロングレール（速度衝撃率 1.48）の場合、および継目レールの場合（速度衝撃率 1.8）について路盤表面の変位を示している。従来の設計標準では路床の K_{30} 値が 70MN/m^3 の場合、ロングレールでは粒度調整碎石層の厚さは 30cm、継目レールでは 60cm とされており路盤表面の変位は 2.5mm 以内とされている。本解析においても、それらの条件では路盤変位は 2.5mm 以内となっており、従来の設計方法との整合性が確認できる。路床の K_{30} 値が 110MN/m^3 の場合も同様に、従来の設計方法における路盤厚さとすることで、変位の制限値 2.5mm を満たしていることが確認できる。

6.3.2 アスファルトコンクリートのひずみ

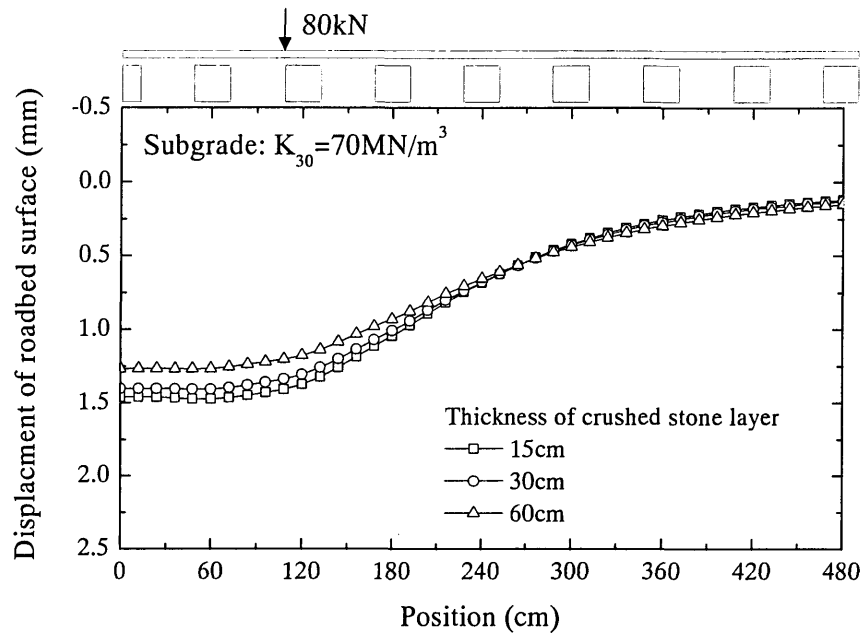
アスファルトコンクリート下面のレール長手方向のひずみを図 6.3.3 に示す。路床の K_{30} 値が 70MN/m^3 の場合と 110MN/m^3 の場合において、粒度調整碎石層の厚さが 15cm, 30cm, 60cm の場合についてそれぞれ示している。路床の K_{30} 値が 70MN/m^3 の場合の方が、路盤厚さに対するひずみの変化量が比較的大きく、路床の K_{30} 値が 110MN/m^3 の場合は路盤厚さに対するひずみの変化量が比較的小さくなる。アスファルトコンクリートの引張りひずみの大きさは載荷点直下が最も大きかった。

レール長手方向のアスファルトコンクリートのひずみはまくらぎ直下で引張り、まくらぎ中間部では圧縮となっている。路盤のたわみは 13～15 本程度の範囲に及ぶ下に凸型の形状であるが、

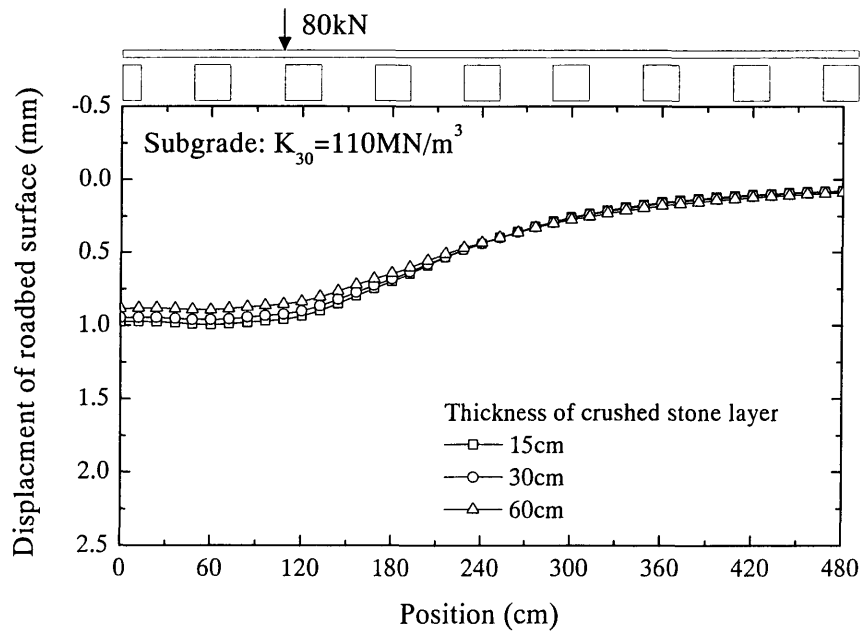
アスファルトコンクリート下面のひずみは路盤のたわみが生じているスパンに対して常に引張りひずみが生じているのではなく、離散的に配置された個々のまくらぎの影響を強く受けている。これは、鉄道路盤におけるアスファルトコンクリートのひずみの大きさを考慮する場合、路盤のたわみ形状のみでは評価できないことを示している。まくらぎ直下で引張り、まくらぎ中間部で圧縮となる傾向は、「第2章 小型軌道模型を用いた移動荷重載荷試験」において、バラストを用いた Series2 Case5 でも確認されている。

載荷点直下のまくらぎの直下における、レール直角方向のアスファルトコンクリート下面のひずみを図 6.3.4 に示す。レール直角方向のひずみはレールよりやや外側で引張りひずみが最大となり、まくらぎ端部よりも外側では圧縮ひずみが生じている。レール直角方向のひずみについても路床の K_{30} 値が 70MN/m^3 の場合の方が、 K_{30} 値が 110MN/m^3 の場合よりも路盤厚さに対するひずみの変化量が大きくなっている。

図 6.3.5 に引張りひずみの最大値と路盤厚さの関係を示す。引張りひずみの最大値はレール長手方向、レール直角方向、および最大主ひずみについて示している。路床の K_{30} 値が 70MN/m^3 の場合において、粒度調整碎石層の厚さが 15cm の場合はレール長手方向よりもレール直角方向のひずみの方が大きい。しかし、粒度調整碎石層の厚さが 60cm の場合は逆にレール長手方向のひずみの方が大きくなっている。一方、路床の K_{30} 値が 110MN/m^3 の場合には常にレール長手方向のひずみの方が大きい。このように、路盤の厚さや路床の剛性によって、ひずみが大きくなる方向が変化することが分かった。ひずみは路床の剛性が小さく、路盤が薄いときはレール直角方向が大きくなり、路床の剛性が高く、路盤が厚いときにはレール長手方向が大きくなる傾向となっている。以上の結果より、鉄道路盤においてひずみの発生する方向は路床や路盤の条件によって変化するため、疲労寿命を考慮するための引張りひずみは方向を指定せず、最大主ひずみで評価する必要があると考えられる。

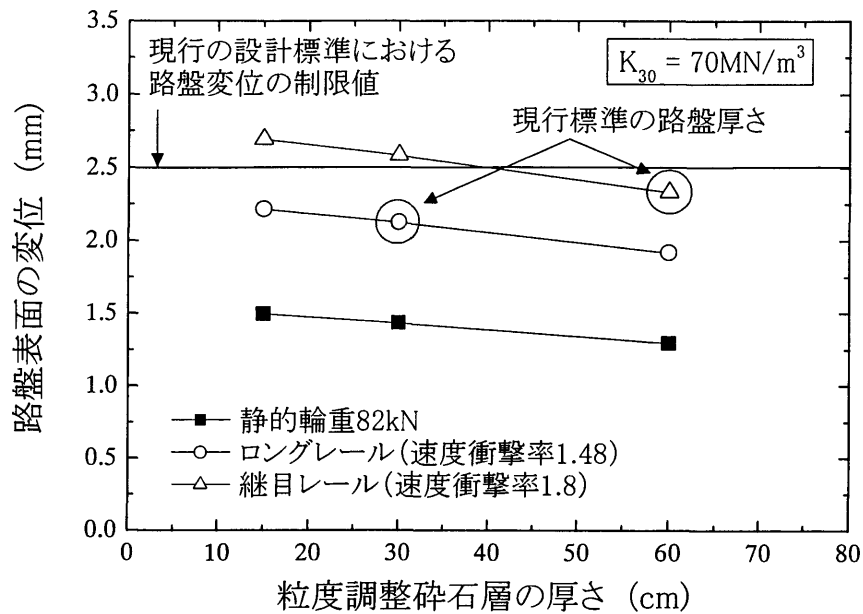


(a) Displacement of roadbed ($K_{30}=70\text{MN/m}^3$)

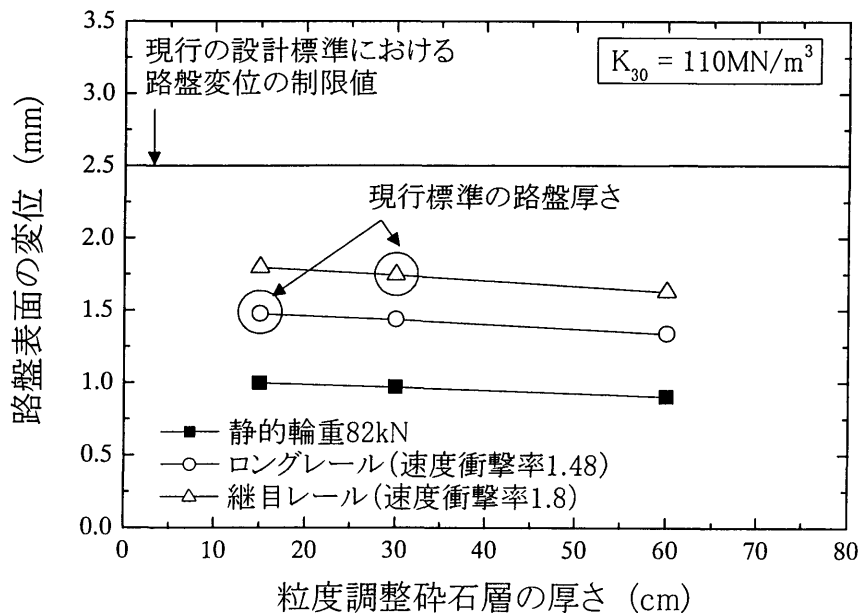


(b) Displacement of roadbed ($K_{30}=110\text{MN/m}^3$)

図 6.3.1 FEM による路盤表面の変位

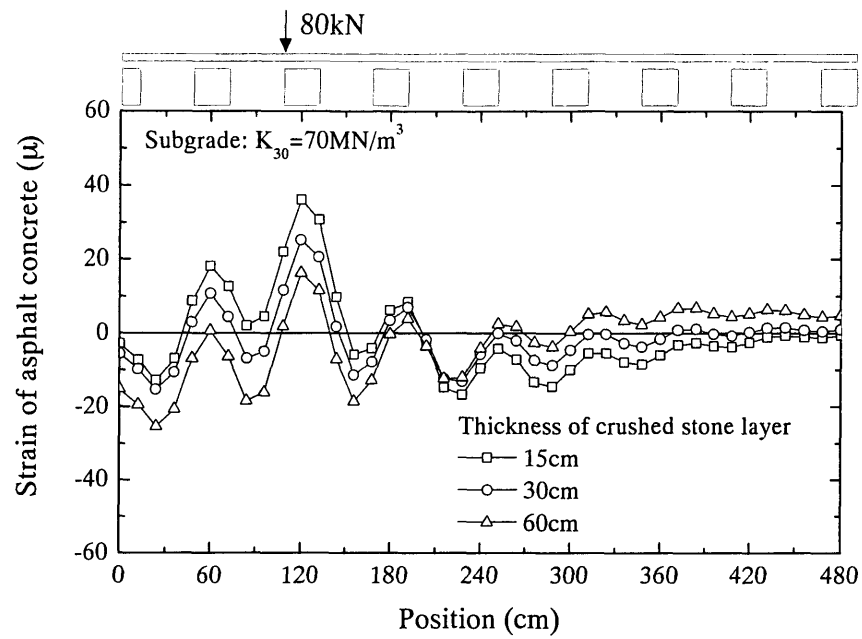


(a) 速度衝撃率を考慮した路盤表面の変位 ($K_{30}=70\text{MN/m}^3$)

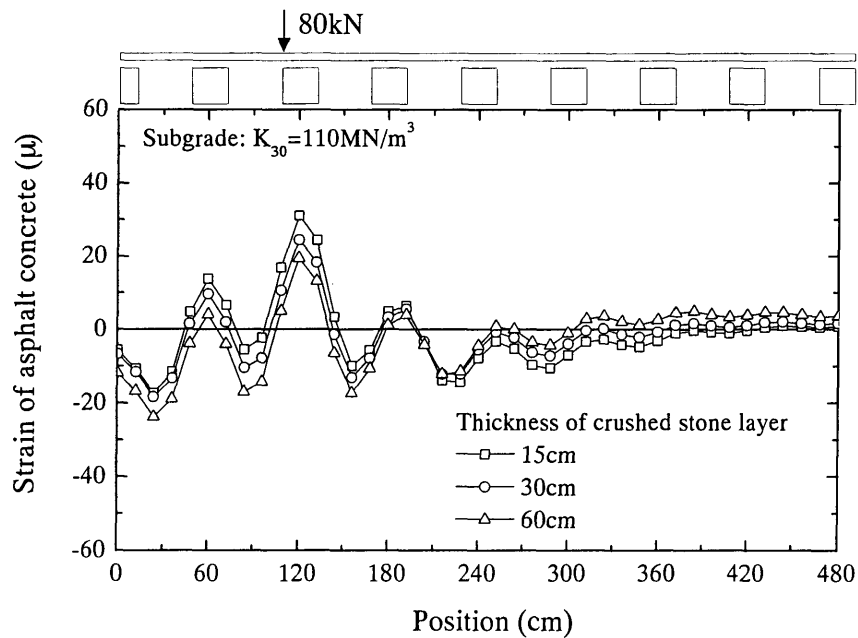


(b) 速度衝撃率を考慮した路盤表面の変位 ($K_{30}=110\text{MN/m}^3$)

図 6.3.2 速度衝撃率を考慮した路盤表面の変位

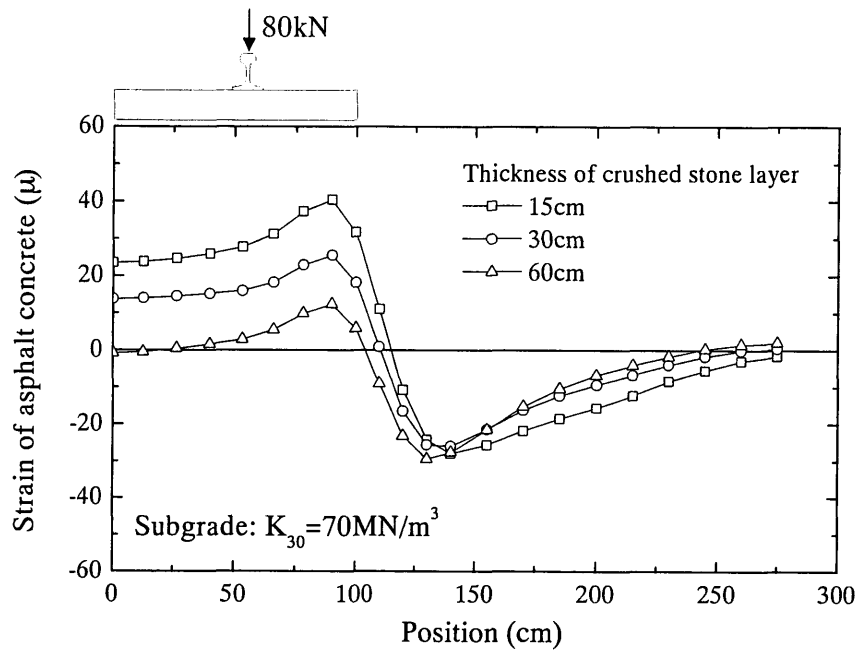


(a) Strain of asphalt concrete ($K_{30}=70\text{MN/m}^3$)

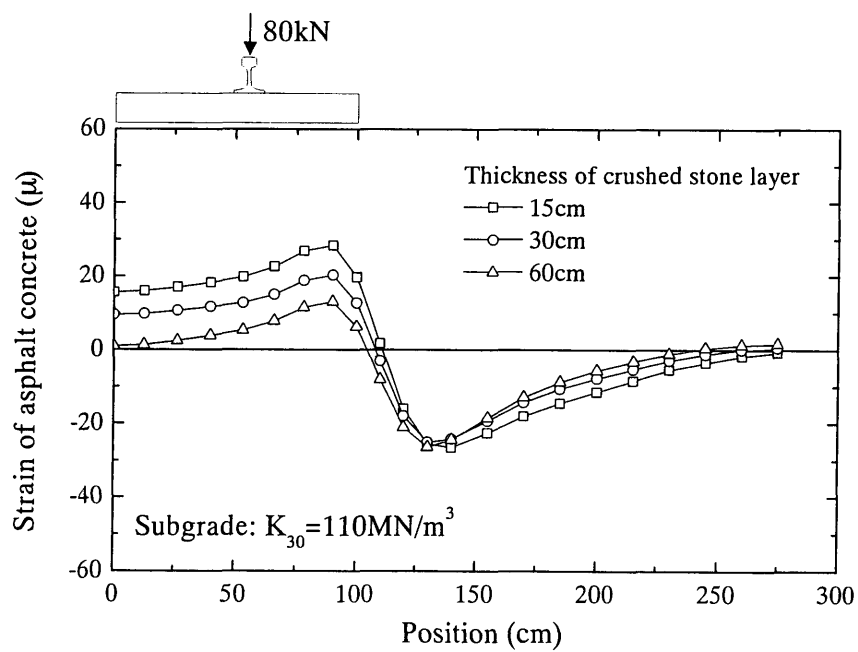


(b) Strain of asphalt concrete ($K_{30}=110\text{MN/m}^3$)

図 6.3.3 FEM によるアスファルトコンクリートのひずみ（レール長手方向）

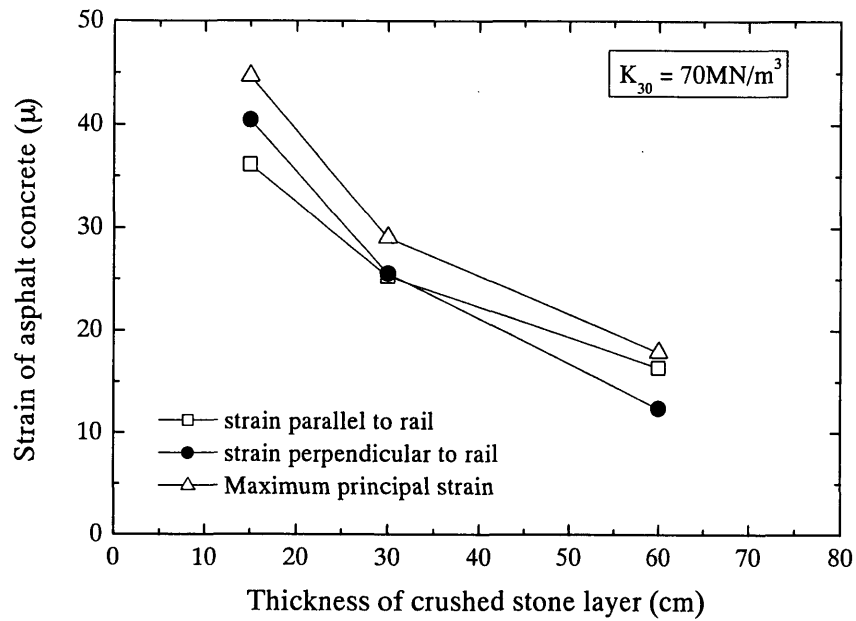


(a) Strain of asphalt concrete ($K_{30}=70\text{MN/m}^3$)

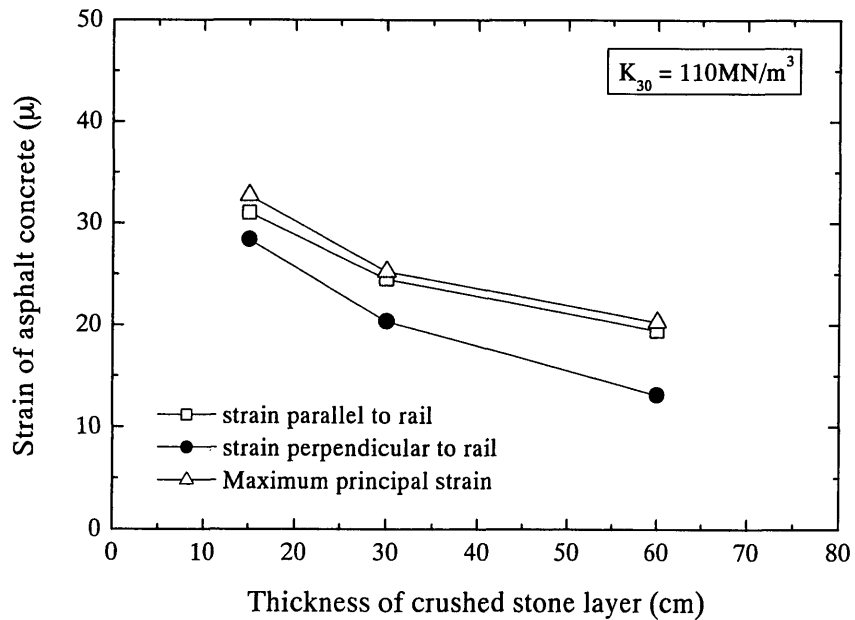


(b) Strain of asphalt concrete ($K_{30}=110\text{MN/m}^3$)

図 6.3.4 FEM によるアスファルトコンクリートのひずみ（レール直角方向）



(a) Strain of asphalt concrete ($K_{30}=70\text{MN/m}^3$)



(b) Strain of asphalt concrete ($K_{30}=110\text{MN/m}^3$)

図 6.3.5 路盤の厚さによるアスファルトコンクリートのひずみの最大値

6.4 アスファルトコンクリートの耐用年数の試算

アスファルトコンクリートの疲労クラックに対する規準式については、道路のアスファルト舗装および省力化軌道用アスファルト路盤の設計で使用されている式 (6.4.1)を用いた。この式はAIのAASHO 道路試験の結果をもとに求められた破壊基準式であり⁸⁾、アスファルトコンクリートの設計に広く使用されている。強化路盤のアスファルトコンクリートの耐用年数を求める際にも、この破壊基準式を使用することとした。

$$N_{fA} = S_A(18.4 \cdot C \cdot 6.167 \times 10^{-5} \cdot \varepsilon_i^{-3.291} \cdot E_A^{-0.854}) \quad (6.4.1)$$

N_{fA} : アスファルトコンクリートの破壊回数

S_A : 設定したひび割れ率による定数（ここでは $S_A=1$ （ひび割れ率 20%）とした）

ε_i : アスファルトコンクリート下面の引張りひずみ

E_A : アスファルトコンクリートの弾性係数(MN/m²)

C : アスファルトコンクリートの空隙率(V_v)とアスファルト量(V_b)の関数

$$C = 10^M \quad M = 4.84 \left(\frac{V_b}{V_v + V_b} - 0.69 \right) \quad (6.4.2)$$

アスファルトコンクリートの空隙率は密粒度の場合とし、 $V_v=4.5\%$ 、アスファルト量を $V_b=6\%$ とした。アスファルトコンクリートの弾性係数は温度 20℃の場合として 3000MN/m³ とした。

速度衝撃率は式(6.3.1)および(6.3.2)に示したように、列車最高速度 160km/h のときのロングレールにおける速度衝撃率は 1.48、継目レールにおける速度衝撃率は 1.8 となる。これは輪重変動の最大値であるので、実際にはこの荷重が常に作用するということはないが、ここでは最も厳しい場合の条件として輪重変動の最大値が常に作用する条件で試算を行った。式(6.4.1)に入力するひずみは、FEM で求められた最大主ひずみに対して、速度衝撃率を乗じた値とした。

耐用年数の計算を表 6.4.1 に、計算結果を図 6.4.1 に示す。この試算の結果から、従来の設計路盤厚さとすることで、鉄道路盤として妥当な耐用年数を有していることが分かる。しかしながら、これは荷重の非常に厳しい条件での試算であり、実際の設計では静的輪重を中心とした輪重変動の分布を考慮するのが合理的である。また、アスファルトコンクリートは設計標準では粗粒度とされているので、密粒度の場合よりも設計寿命は短くなる。一方、上記の破壊基準式には道路における走行輪のばらつきの影響が含まれているが⁹⁾、鉄道では固定された軌道の上を走行するため、走行位置による載荷点のばらつきは生じない。そのため、耐用年数を求める際には補正を行う必要がある。また、実際の設計時には季節ごとの気温の変化によるアスファルトコンクリートの変形係数の変化も加味しなければならない。

以上の影響を考慮してアスファルトコンクリートの耐用年数を求めることで、性能規定化に対応した強化路盤の設計を行うことができる。

表 6.4.1 アスファルトコンクリートの耐用年数の計算

路床: $K_{30}=70\text{MN/m}^3$ 路盤厚さ: 15cm ロングレール

計算条件	計算結果	
アスファルト量 V_b %	6	
空隙率 V_v %	4.5	M
アスコン弾性係数(MN/m ²)	3000	-0.573885714
輪重(kN)	80	
列車速度(ロングレール)	160	速度衝撃係数
アスコンひずみ(静的)	4.4662E-05	アスコンひずみ(衝撃)
		Nfa(破壊回数)
通トン(万トン)	2000	18504046
通過軸数/路盤載荷回数	1	1年あたりの載荷回数
		1226250
		耐用年数(年)
		15.08994551

路床: $K_{30}=70\text{MN/m}^3$ 路盤厚さ: 15cm 縦目レール

計算条件	計算結果	
アスファルト量 V_b %	6	
空隙率 V_v %	4.5	M
アスコン弾性係数(MN/m ²)	3000	-0.573885714
輪重(kN)	80	
列車速度(ロングレール)	160	速度衝撃係数
アスコンひずみ(静的)	4.4662E-05	アスコンひずみ(衝撃)
		Nfa(破壊回数)
通トン(万トン)	2000	9716194
通過軸数/路盤載荷回数	1	1年あたりの載荷回数
		1226250
		耐用年数(年)
		7.923501831

路床: $K_{30}=70\text{MN/m}^3$ 路盤厚さ: 30cm ロングレール

計算条件	計算結果	
アスファルト量 V_b %	6	
空隙率 V_v %	4.5	M
アスコン弾性係数(MN/m ²)	3000	-0.573885714
輪重(kN)	80	
列車速度(ロングレール)	160	速度衝撃係数
アスコンひずみ(静的)	2.9063E-05	アスコンひずみ(衝撃)
		Nfa(破壊回数)
通トン(万トン)	2000	76095646
通過軸数/路盤載荷回数	1	1年あたりの載荷回数
		1226250
		耐用年数(年)
		62.05557235

路床: $K_{30}=70\text{MN/m}^3$ 路盤厚さ: 30cm 縦目レール

計算条件	計算結果	
アスファルト量 V_b %	6	
空隙率 V_v %	4.5	M
アスコン弾性係数(MN/m ²)	3000	-0.573885714
輪重(kN)	80	
列車速度(ロングレール)	160	速度衝撃係数
アスコンひずみ(静的)	2.9063E-05	アスコンひずみ(衝撃)
		Nfa(破壊回数)
通トン(万トン)	2000	39956671
通過軸数/路盤載荷回数	1	1年あたりの載荷回数
		1226250
		耐用年数(年)
		32.58444113

路床: $K_{30}=70\text{MN/m}^3$ 路盤厚さ: 60cm ロングレール

計算条件	計算結果	
アスファルト量 V_b %	6	
空隙率 V_v %	4.5	M
アスコン弾性係数(MN/m ²)	3000	-0.573885714
輪重(kN)	80	
列車速度(ロングレール)	160	速度衝撃係数
アスコンひずみ(静的)	1.7898E-05	アスコンひずみ(衝撃)
		Nfa(破壊回数)
通トン(万トン)	2000	375174730
通過軸数/路盤載荷回数	1	1年あたりの載荷回数
		1226250
		耐用年数(年)
		305.9528887

路床: $K_{30}=70\text{MN/m}^3$ 路盤厚さ: 60cm 縦目レール

計算条件	計算結果	
アスファルト量 V_b %	6	
空隙率 V_v %	4.5	M
アスコン弾性係数(MN/m ²)	3000	-0.573885714
輪重(kN)	80	
列車速度(ロングレール)	160	速度衝撃係数
アスコンひずみ(静的)	1.7898E-05	アスコンひずみ(衝撃)
		Nfa(破壊回数)
通トン(万トン)	2000	196998568
通過軸数/路盤載荷回数	1	1年あたりの載荷回数
		1226250
		耐用年数(年)
		160.6512278

路床: $K_{30}=110\text{MN/m}^3$ 路盤厚さ: 15cm ロングレール

計算条件	計算結果	
アスファルト量 V_b %	6	
空隙率 V_v %	4.5	M
アスコン弾性係数(MN/m ²)	3000	-0.573885714
輪重(kN)	80	
列車速度(ロングレール)	160	速度衝撃係数
アスコンひずみ(静的)	3.2704E-05	アスコンひずみ(衝撃)
		Nfa(破壊回数)
通トン(万トン)	2000	51604025
通過軸数/路盤載荷回数	1	1年あたりの載荷回数
		1226250
		耐用年数(年)
		42.0827929

路床: $K_{30}=110\text{MN/m}^3$ 路盤厚さ: 15cm 縦目レール

計算条件	計算結果	
アスファルト量 V_b %	6	
空隙率 V_v %	4.5	M
アスコン弾性係数(MN/m ²)	3000	-0.573885714
輪重(kN)	80	
列車速度(ロングレール)	160	速度衝撃係数
アスコンひずみ(静的)	3.2704E-05	アスコンひずみ(衝撃)
		Nfa(破壊回数)
通トン(万トン)	2000	27096492
通過軸数/路盤載荷回数	1	1年あたりの載荷回数
		1226250
		耐用年数(年)
		22.09703715

路床: $K_{30}=110\text{MN/m}^3$ 路盤厚さ: 30cm ロングレール

計算条件	計算結果	
アスファルト量 V_b %	6	
空隙率 V_v %	4.5	M
アスコン弾性係数(MN/m ²)	3000	-0.573885714
輪重(kN)	80	
列車速度(ロングレール)	160	速度衝撃係数
アスコンひずみ(静的)	2.5214E-05	アスコンひずみ(衝撃)
		Nfa(破壊回数)
通トン(万トン)	2000	121447207
通過軸数/路盤載荷回数	1	1年あたりの載荷回数
		1226250
		耐用年数(年)
		99.03951653

路床: $K_{30}=110\text{MN/m}^3$ 路盤厚さ: 30cm 縦目レール

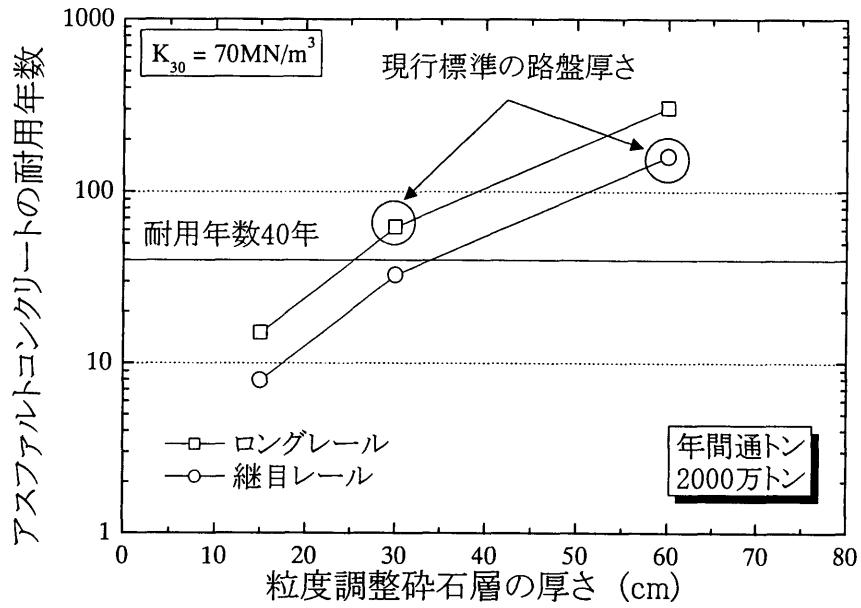
計算条件	計算結果	
アスファルト量 V_b %	6	
空隙率 V_v %	4.5	M
アスコン弾性係数(MN/m ²)	3000	-0.573885714
輪重(kN)	80	
列車速度(ロングレール)	160	速度衝撃係数
アスコンひずみ(静的)	2.5214E-05	アスコンひずみ(衝撃)
		Nfa(破壊回数)
通トン(万トン)	2000	63770089
通過軸数/路盤載荷回数	1	1年あたりの載荷回数
		1226250
		耐用年数(年)
		52.00415005

路床: $K_{30}=110\text{MN/m}^3$ 路盤厚さ: 60cm ロングレール

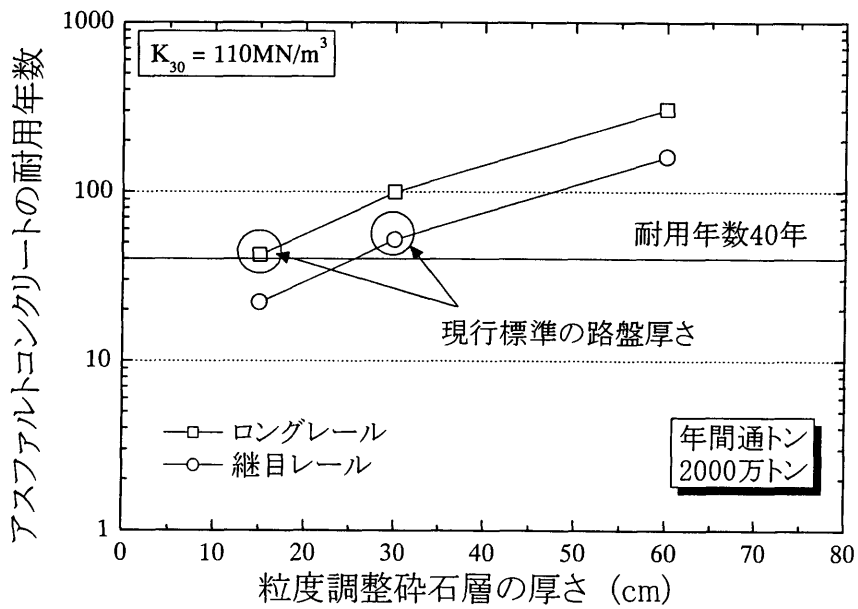
計算条件	計算結果	
アスファルト量 V_b %	6	
空隙率 V_v %	4.5	M
アスコン弾性係数(MN/m ²)	3000	-0.573885714
輪重(kN)	80	
列車速度(ロングレール)	160	速度衝撃係数
アスコンひずみ(静的)	1.7898E-05	アスコンひずみ(衝撃)
		Nfa(破壊回数)
通トン(万トン)	2000	375174730
通過軸数/路盤載荷回数	1	1年あたりの載荷回数
		1226250
		耐用年数(年)
		305.9528887

路床: $K_{30}=110\text{MN/m}^3$ 路盤厚さ: 60cm 縦目レール

計算条件	計算結果	
アスファルト量 V_b %	6	
空隙率 V_v %	4.5	M
アスコン弾性係数(MN/m ²)	3000	-0.573885714
輪重(kN)	80	
列車速度(ロングレール)	160	速度衝撃係数
アスコンひずみ(静的)	1.7898E-05	アスコンひずみ(衝撃)
		Nfa(破壊回数)
通トン(万トン)	2000	196998568
通過軸数/路盤載荷回数	1	1年あたりの載荷回数
		1226250
		耐用年数(年)
		160.6512278



(a) アスファルトコンクリートの耐用年数 ($K_{30}=70\text{MN/m}^3$)



(b) アスファルトコンクリートの耐用年数 ($K_{30}=110\text{MN/m}^3$)

図 6.4.1 速度衝撃率を考慮したアスファルトコンクリートの耐用年数

6.5 第 6 章のまとめ

第 6 章では強化路盤の設計を性能規定により行うために、アスファルトコンクリートの疲労寿命により耐用年数を規定する方法を検討した。アスファルトコンクリートの耐用年数を求めるためには、アスファルトコンクリートの引張りひずみを精度良く推定する必要がある。ここでは 3 次元 FEM 解析により、アスファルトコンクリートのひずみを求める方法を検討した。第 3 章から第 5 章までの検討により、線形弾性解析においても解析パラメータを適切に設定することで、鉄道路盤の変形挙動を実務上問題のない精度で表現することが可能であることが示されたことを踏まえ、レール、まくらぎ、バラストを含めてモデル化した解析を行った。

解析の結果、アスファルトコンクリートのひずみは路盤のたわみ形状ではなく、離散的に配置されたまくらぎの位置の影響を強く受けることが分かった。また、引張りひずみの卓越する方向は、路盤の厚さや路床の変形係数によって変化するため、引張りひずみを評価する際には最大主ひずみを用いるのが適切であることが分かった。

新しい設計方法により、平成 4 年に制定された「構造物等設計標準・同解説 土構造物」示されている強化路盤の耐用年数を評価したところ、従来の路盤厚さは妥当な範囲であることが確認できた。しかしながら、性能規定による設計方法では列車荷重や列車本数に応じた柔軟な設計に対応することができるため、より経済的な設計を行うことができるようになることが期待できる。

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，1992.11
- 2) 日本道路協会：舗装設計施工指針，2001.12
- 3) 安藤勝敏：土路盤上省力化軌道の支持構造とその設計に関する研究，鉄道総研報告，特別第 17 号，1997
- 4) 桃谷尚嗣，安藤勝敏，橋本修治，阿部忠行，江本学，渡辺忠明：アスファルト路盤直結軌道の開発，土木学会舗装工学論文集，第 4 巻，pp77-86，1999.12
- 5) Momoya,Y., Ando,K. and Horiike,T.: Performance tests and basic design on solid bed track on asphalt pavement, Bearing capacity of roads, railways and airfields, Lisbon, Portugal, 2002.6
- 6) 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，1999.12
- 7) 木幡行宏，蔣関魯：繰返し載荷履歴を受けた粒度調整碎石の三軸せん断特性，鉄道総研報告，第 12 巻 第 4 号，pp.43-48，1998.4
- 8) The Asphalt Institute: Research and Development of The Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1) Ninth Edition, Research Report No.82-2, 1982.8
- 9) 土田美穂，丸山暉彦：アスファルト舗装設計寿命の信頼性に関する研究，第 8 回北陸道路舗装会議，技術報文集，2000.6

第7章 結論

本研究では鉄道路盤の変形特性を検討するために、小型模型を用いた移動荷重載荷試験、実物大アスファルト路盤直結軌道の載荷試験、およびバラスト上に設置したまくらぎの載荷試験を行った。また、それらの試験における弾性挙動をFEMにより評価した。小型模型による移動荷重載荷試験、まくらぎの載荷試験では累積沈下に関する検討も行った。本研究では鉄道路盤の変形メカニズムについて詳細な検討を行った上で、アスファルトコンクリートを用いた強化路盤の変形特性を検討し、性能規定化に対応した新しい設計方法の提案を行った。

従来、軌道や路盤の変形特性を評価する際には、レール上の一点で繰返し載荷を行う定点載荷試験が主に行われてきたが、定点載荷試験では実際の列車走行とは載荷方法が異なるので、軌道や鉄道路盤の変形メカニズムが列車走行時と異なる可能性があった。すなわち、定点載荷試験では繰返し載荷を行うと載荷点直下に局所的な残留変形が生じ、繰返し載荷とともに支持条件が変化するため、列車の走行に伴う軌道や路盤の変形メカニズムを検討するためには実際の列車走行と同じような移動荷重による繰返し載荷試験を行う必要があった。本研究では小型模型を用いて移動荷重載荷試験を行い、移動荷重載荷による軌道と路盤の変形メカニズムに関する詳細な検討を行った。

強化路盤の小型模型を用いた移動荷重載荷試験を行った結果、強化路盤のアスファルトコンクリートのひずみは、路盤が厚い場合の方が小さくなることが確認された。また、繰返し載荷に対する路盤の累積沈下量は、路盤が厚い場合にやや小さくなることが確認された。ただし、路床の密度が大きい場合には沈下量が小さくなることが確認されたが、路床の密度自体が大きい場合は密度の差による沈下量の差が小さくなることが分かった。路盤が薄い（もしくは無い）場合は、軌道の弾性変形量が大きくなり、その結果として荷重がまくらぎに広く分散され、載荷点直下のまくらぎ荷重分担率が小さくなることが分かった。一方、路盤が薄い（もしくは無い）場合は、路盤による荷重分散効果が小さくなり、土槽底面における応力が大きくなることが確認された。しかしながら、路盤の有無は大きな影響があるものの、路盤の厚さが累積沈下量や土槽底面の応力に与える影響はあまり大きくはなかった。

載荷方式の影響として、移動荷重載荷を行うと定点載荷よりも沈下量が大きくなることが分かった。この原因として、移動荷重載荷ではすべてのまくらぎが最大荷重を受けるのに対して、定点載荷では載荷点の直下のみが最大荷重を受けること、定点載荷中には軌道の支持条件が変化し、載荷点直下のまくらぎ荷重分担率が減少するという構造的な要因が大きいと考えられる。まくらぎの受ける荷重の大きさの影響については、まくらぎ1本の模型に対して載荷荷重を段階的に変化させた繰返し載荷試験を行うことにより検討を行った。その結果、載荷荷重を5%程度減少させ

ただけで沈下量が半分程度に減少することが分かった。つまり、荷重履歴を受けている地盤では、それより小さい荷重を受けても沈下量はあまり進まないため、載荷中に荷重分担率が刻々と減少する定点載荷では沈下量が小さくなったと考えられる。沈下量の定量的な評価のためには載荷方式による構造的なメカニズムの検討に加え、移動荷重載荷における主応力方向の回転の影響も含めた総合的な検討が必要である。

一方、画像解析により模型実験における地盤内のひずみ分布を検討した結果、剛性の高い路盤が存在する場合は路床のひずみが小さくなるが、路盤がない場合や路盤の剛性が小さい場合には、まくらぎの直下にひずみが集中することが分かった。

FEM 解析により、小型模型を用いた移動荷重載荷試験の弾性的な変形挙動のシミュレーションを行った。はじめに要素分割数の影響を検討した結果、本解析で行った程度の要素分割を行っていれば、解析結果への影響は小さいことが確認された。移動荷重載荷による模型の弾性挙動を FEM によりシミュレートする際には、地盤のパラメータを適切に設定することで、まくらぎ荷重分担率、路盤表面変位、土槽底面鉛直応力について実験結果と整合性の高い結果を得ることができることを確認した。また、土槽底面のせん断応力については、模型実験において土槽底面と地盤の間にすべりの影響があるため、FEM においてもばね要素を用いるなどしてすべりを表現することで、実測値と整合性の高い結果を得ることができていることが分かった。一方、FEM の結果を用いて主応力の方向とその大きさを検討した結果、まくらぎ直下の浅い位置では主応力の方向がほとんど変化しないが、まくらぎ中間部では 2 本のまくらぎから荷重を受けるため、主応力の方向が変化することが分かった。地盤の深い位置では複数のまくらぎから荷重を受けるため、まくらぎ直下においてもまくらぎ中間部と同様に主応力の方向が回転するものの、深い位置では主応力の回転量自体が小さくなることが分かった。道路のように、地盤の上を直接車輪が走行する場合には地盤内の浅い位置で主応力の方向が連続的に大きく変化すると考えられるが、鉄道のように離散的に配置されたまくらぎを介して載荷が行われる場合には、応力が最も集中するまくらぎ直下では主応力の方向がほとんど回転しないことが分かった。このように鉄道において、地盤内の主応力の回転を評価する際には、まくらぎのように不連続な構造体で支持される場合の影響を考慮する必要がある。

また、FEM によって得られた弾性ひずみの分布と模型実験により得られた塑性ひずみの分布を比較した結果、ひずみの分布傾向は一致することが分かった。これは、鉄道の路盤や路床のように比較的微小なひずみレベルでの繰返し載荷においては、弾性ひずみの発生する箇所に塑性ひずみも蓄積されることを示している。

アスファルト路盤の変形特性を評価するために、実物大のアスファルト路盤における静的載荷試験を行った。本研究ではアスファルト路盤の上に直接まくらぎを設置するアスファルト路盤直結軌道を試験敷設して静的載荷試験を行い、FEM 解析によるシミュレーションを行った。アスファルトコンクリートのひずみに関する詳細な計測を行った結果、静的載荷試験ではアスファルトコンクリートの表層にも引張りひずみが生じたが、当初行った FEM では表層付近には圧縮ひずみが生じていた。これは、アスファルト路盤直結軌道のアスファルトコンクリート層が板構造とし

て変形していないことを示している。その原因として、アスファルトコンクリート層は施工時に、基層、中間層、表層の順に転圧されているため、各層間のすべりがアスファルトコンクリートのひずみに影響を与えている可能性が考えられた。そこで、FEMにおいて各層間に水平方向に作用するバネ要素を挿入することにより層間のすべりを表現したところ、実測値と整合性の高い結果が得られることが分かった。このように、複数の層に分けて転圧するアスファルト路盤では層間のすべりを考慮する必要があることが分かったが、強化路盤のアスファルトコンクリート層は1層で転圧されるため、アスファルト層間のすべりを考慮する必要はない。

以上は静的載荷による検討であったが、輪軸落下試験によりアスファルトコンクリートの動的挙動についても検討を行った。その結果、アスファルト路盤は衝撃荷重を受けた場合、静的載荷時と比較すると載荷荷重に対して変形量が小さく、アスファルトコンクリートのひずみも小さいことが確認された。これには地盤の慣性力による応力伝播の遅れと、アスファルトコンクリートと地盤の粘弾性的な速度依存性の影響が大きいと考えられる。そのため、車輪のフラットなどにより衝撃荷重を受けた場合でも、静的解析において衝撃荷重を考慮すれば、ひび割れの発生については安全側の評価になると考えられる。

一方、実物大の試験軌道においてバラスト軌道の変形特性について検討を行った。バラスト軌道の試験軌道において、下面にロードセルを取り付けたまくらぎを設置してモータカー走行試験を行った。その結果、車輪がまくらぎの直上にあるときにまくらぎが受ける荷重は輪重の40%程度であり、まくらぎの荷重分担率は載荷点直下:載荷点隣:載荷点2本隣のまくらぎでおよそ0.4:0.2:0.1となることが確認された。これは従来の強化路盤の設計において仮定していたまくらぎの荷重分担率が適切であることを示している。また、本研究で行った移動荷重載荷試験のモデルの剛性が適切であったことも示している。

レールの上から複数のまくらぎに対して定点載荷試験を行うと支持条件が変化するという問題が生じるため、本研究ではバラストの上に実物大のまくらぎ1本を設置して繰返し載荷試験を行った。分割したロードセルでまくらぎ下面の圧力を測定した結果、まくらぎ下面の圧力はバラスト粒子とまくらぎ下面の接触状態に起因するばらつきが大きくなることが分かった。ただし、ゴム材を用いた弾性まくらぎの場合は弾性材がバラスト表面の不陸を吸収するためばらつきが比較的小さくなり、弾性材がバラストの移動を拘束するため繰返し載荷に伴うまくらぎ下面圧力分布の変化も小さかった。まくらぎ下面に作用する荷重の合計値を測定した結果、まくらぎ下面では載荷荷重の90%程度の荷重を支持していることが明らかとなった。残りの10%程度の荷重についてはまくらぎ側面における摩擦力等により支持されているものと考えられた。

繰返し載荷による残留沈下量は、まくらぎ下面の材質の影響を受けることが分かった。滑らかな鉄板を用いた「Case1:Smooth」、滑り止めパターン付の「Case2:Rough」、弾性まくらぎの「Case3:Resilient」を比較した結果、まくらぎの沈下量はCase1>Case2>Case3の順となった。これは、まくらぎ底面がバラスト粒子の移動を拘束することにより、沈下を抑制する効果があるためであると考えられる。

バラスト上に設置したまくらぎの載荷試験についてFEMによるシミュレーションを行った結

果、バラスト軌道の変形特性は非線形性が強いものの、弾性解析を行う際にはバラスト層のヤング率に 100kN/m^2 程度の値を用いることで妥当な路盤圧力が得られることが確認された。これは非線形性の強いまくらぎの荷重－変位曲線において、荷重レベルの大きい部分の接線ばね係数に相当する値である。バラスト軌道におけるまくらぎの荷重－変位曲線にはまくらぎ下面とバラスト粒子間の接触状態の影響が強く含まれるが、バラスト層自体の変形係数として 100kN/m^2 程度の値を用いることで、荷重レベルの小さい領域に含まれる非線形性の強い部分の影響を取り除いて路盤圧力の評価を行うことができる。

以上の結果により、解析パラメータを適切に設定することで、弾性解析による3次元FEM解析で列車荷重下における路盤の変形挙動を適切に評価できることが確認できた。その上で実物大の強化路盤を対象としたFEM解析を行い、求められたアスファルトコンクリートのひずみから耐用年数の試算を行った。解析ではレール、まくらぎ、バラストを含めてモデル化しているので、軌道構造の形状や地盤剛性による荷重分担率の違いを表現することができる。解析の結果、アスファルトコンクリートのひずみは路盤のたわみ形状ではなく、離散的に配置されたまくらぎの位置の影響を強く受けることが明らかとなった。すなわち、まくらぎ直下では引張りひずみが生じるが、まくらぎ中間部ではひずみが小さく、路盤や路床の条件によっては圧縮ひずみが生じることが分かった。また、引張りひずみの卓越する方向は、路盤の厚さや路床の剛性によって変化するため、引張りひずみを評価する際には最大主ひずみを用いるのが適切であることが分かった。

新しい設計方法により、平成4年に制定された「構造物等設計標準・同解説 土構造物」示されている強化路盤の耐用年数を評価したところ、従来の路盤厚さは妥当な範囲であることが確認できた。本研究で提案した性能規定による設計方法では列車荷重や列車本数に応じた柔軟な設計に対応することができるため、より経済的な設計を行うことができるようになることが期待できる。

以上のように、本研究では鉄道路盤の変形メカニズムを詳細に検討した上で、新しい強化路盤の設計方法を提案した。また、移動荷重載荷試験と定点載荷試験の結果から、載荷方式による路盤の変形特性の違いを明らかにした。本研究によって、鉄道路盤の弾性挙動については定量的な評価を行うことができることが分かった。ただし、解析において一方、繰返し載荷による塑性変形については変形のメカニズムが明らかになり、定性的にはその挙動について評価することが可能となった。

今後の課題として、繰返し載荷による軌道および路盤の残留変形を定量的に求める方法を検討することが必要である。特に、路盤に直接まくらぎやスラブを設置する省力化軌道では軌道の変形が生じたときの補修が困難であるため、設計時に残留沈下量を定量的に求めることができることが望ましい。現在の設計では地盤の剛性（平板載荷試験の K_{30} 値）と締固め密度で路床の施工管理を行っており、設計標準に定められている基準を満たしていれば、有害な沈下は生じないという考え方に基づいて設計が行われている。この設計方法では列車荷重や列車本数などの使用条件によらず、同じ品質の路床を構築する必要がある。それに対して、列車走行による路床の残留変形量が定量的に求められるようになれば、性能規定化に対応した経済的な設計を行うことが可

能になる。しかしながら、列車の走行による残留沈下は本研究で明らかになったように、移動荷重載荷による影響や軌道構造の影響、載荷速度の影響等が寄与するため、非常にメカニズムが複雑となる。そのため、列車の走行による地盤の残留変形量を正しく求めるためには、それぞれの影響因子を複合的に評価する必要があると考えられる。

本研究では静的な繰返し載荷により移動荷重の影響を検討したが、実際の列車走行では時速300km/h以上の高速走行による動的な影響も考慮しなければならない。列車走行による動的な影響には、一定の荷重が速い速度で移動する影響と、軌道の形状や車体の動揺等によって載荷荷重が変動する影響がある。列車が高速で走行する場合には載荷点の連続的な移動による地盤の動的な応答の影響も考慮する必要があるが生じる。また、レール継目部などの軌道の形状や構造物の境界において発生する動的な輪重変動の影響も考慮しなければならない。一方、地盤材料の変形特性には速度依存性があるため、載荷速度が早く、載荷時間が短い場合には剛性の高い挙動を示す。特にアスファルトコンクリートは速度依存性が高いことが知られている。そのため、載荷速度が速く、載荷時間の短い高速走行時には地盤材料の物性的には変形が小さくなる方向に作用する。このように、地盤材料の物性としては変形が小さくなる方向に作用し、構造体としての動的な応答については変形が大きくなる方向に作用する場合があると考えられるため、残留変形についての定量的な検討を行うためにはこれらの影響を総合的に評価する必要がある。

繰返し載荷による地盤材料の変形特性については今後、要素試験等を通じて詳細に検討を行う必要がある。本研究において、不連続に支持されたまくらぎの直下付近では主応力の回転量は小さいことが分かったが、剛性の高い路盤に連続的に支持された省力化軌道や地盤のある程度深い位置では主応力方向の回転の影響は無視することができないと考えられる。要素試験を通じて、主応力方向の回転量とその影響を定量的に評価する必要がある。また、速度依存性の影響も作用すると考えられるので、最終的には載荷周波数の影響も検討していく必要がある。

移動荷重載荷の影響としては、本研究ではレール長手方向に平行な平面ひずみ条件で実験を行ったが、実際にはレール直角方向の変形も考慮しなければならない。弾性挙動については本研究で解析による3次元的な検討を行ったが、今後の課題として繰返し載荷による残留変形量についても3次元的な評価を行う必要がある。

このように、列車の走行による路盤の残留沈下に対しては多くの要因が作用しており、そのメカニズムは非常に複雑である。そのため、路盤の残留沈下量を定量的に正しく求めるためには、以上のような課題を今後検討する必要がある。

謝辞

本論文を作成するにあたり、多くの方々の御指導、御助言を賜りました。厚く御礼申し上げます。主査を引き受けて下さいました東京大学の龍岡文夫教授には御多忙の中、研究の計画段階から御指導、御助言を頂き、研究全般に渡って懇切丁寧な御指導を頂きました。また、副査を引き受けて下さいました小長井一男教授、東畑郁生教授、古関潤一教授、内村太郎講師には御多忙の中お時間を割いて頂き、貴重な御指導、御助言を頂きました。

長岡技術科学大学の丸山暉彦教授、高橋修助教授にはアスファルトコンクリートの設計方法や測定方法について御意見、御助言を頂きました。東洋大学の須長誠教授には強化路盤の設計の考え方について御指導、御助言を頂きました。北海道大学の石川達也助教授には鉄道総研在籍時に、バラストを用いた実物大試験や移動荷重載荷試験について御指導、御助言を頂きました。室蘭工科大学の木幡行宏助教授には三軸圧縮試験による土質定数の考え方について御指導を頂きました。中央大学の姫野賢治助教授には移動荷重載荷試験について御助言を頂きました。東京理科大学助手の平川大貴氏には、実験方法や実験結果の解釈について御助言、御意見を頂きました。

鉄道総合技術研究所理事の垂水尚志氏には研究を進めるにあたり、温かい励ましの御言葉を頂きました。元軌道技術研究部長の内田雅夫氏（現総務部長）、軌道技術研究部長の高井秀之氏、構造物技術研究部長の村田修氏には励ましの御言葉を頂くとともに、御指導、御助言を頂きました。元軌道・路盤研究室長の安藤勝敏氏（現日本線路技術技術部長）には軌道の構造全般について御指導頂くとともに、アスファルト路盤の設計について御指導、御助言を頂きました。

軌道・路盤研究室長の関根悦夫氏には実験の方法から設計の考え方に至るまで、研究全般に渡って懇切丁寧な御指導、御助言を頂きました。また、研究を進めるために多大な力添えを頂きました。軌道・路盤研究室の堀池高広氏、村本勝己氏、河野昭子氏には実験や業務の全般において多大な御指導、御助言、御協力を頂きました。軌道力学研究室の名村明氏にはバラストを用いた実物大試験や海外の省力化軌道の現状について御指導、御助言を頂きました。

基礎・土構造研究室長の館山勝氏は研究を学位論文として完成させることを強く勧めて下さり、研究の進め方について御指導、御助言を頂くとともに、励ましの御言葉を頂きました。基礎・土構造研究室の小島謙一氏には土構造標準においてお世話になりました。渡辺健治氏には画像解析の方法について御意見、御助言を頂くとともに、土構造標準においてお世話になりました。篠田昌弘氏には実験や解析について御意見、御助言を頂くとともに、論文の作成について御助言を頂きました。アルファエンジニアリングワーカーズの青木稔氏、若井聡雄氏、中央大学の江口知行氏、仲村茂氏（現町田市役所）には移動荷重載荷試験において多大な御協力を頂きました。日本線路技術の原禮次氏には実物大試験において多大な御協力を頂きました。

本論文を完成させるにあたり、多くの方々に御指導、御助言を頂き、また励ましの御言葉を頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。最後に、研究を支えてくれた家族に感謝します。