



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	バラスト軌道の地震時座屈安定性の評価に関する研究
Author(s)	中村, 貴久
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	甲第13791号
Issue Date	2019-09-25
DOI	https://doi.org/10.14943/doctoral.k13791
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/75925
Type	doctoral thesis
File Information	Takahisa_Nakamura.pdf



バラスト軌道の地震時座屈安定性の 評価に関する研究

2019 年 9 月

北海道大学大学院工学院 環境フィールド工学専攻

防災地盤工学講座 地盤環境解析学研究室

中 村 貴 久

バラスト軌道の地震時座屈安定性の評価に関する研究

目次

第1章 序論	1
1.1 本研究の意義	1
1.2 既往の研究	3
1.2.1 過去の地震被害調査に関する研究	3
1.2.2 バラスト軌道の耐震に関する研究	6
1.2.3 地震時の道床横抵抗力および座屈安定性の解析手法に関する研究	8
1.2.4 地震時の座屈対策工に関する研究	14
1.2.5 海外におけるバラスト軌道の耐震に関する研究	16
1.2.6 地震時の支持構造物がバラスト軌道の座屈安定性に及ぼす影響に関する研究	16
1.2.7 まとめ	20
1.3 本研究の目的	21
1.4 本論文の構成	22
第2章 実物大模型を用いた地震時の道床横抵抗力特性の評価	24
2.1 試験の概要	24
2.1.1 大型振動台試験装置	24
2.1.2 加振中の道床横抵抗力の評価方法	25
2.2 試験条件	28
2.2.1 軌道模型の構築方法	28
2.2.2 道床横抵抗力試験	35
2.2.3 加振試験	37
2.3 試験結果と考察	40
2.3.1 加振前後の道床横抵抗力特性	40
2.3.2 加振中のまくらぎ変位	49
2.4 まとめ	110
第3章 小型模型を用いた加振中のバラスト変形メカニズムの解明	111
3.1 試験の概要	111
3.1.1 加振中のまくらぎ-バラスト連成挙動の評価方法	111
3.1.2 PIVによる画像解析方法	111
3.2 試験条件	113
3.2.1 軌道模型の構築方法	113
3.2.2 座屈対策工	116

3.2.3 道床横抵抗力試験.....	116
3.2.4 加振試験	118
3.3 試験結果と考察	120
3.3.1 加振前の道床横抵抗力特性.....	120
3.3.2 画像解析による加振前のバラストの変形特性.....	121
3.3.3 加振中のまくらぎ変位.....	124
3.3.4 画像解析による加振中のバラストの変形特性.....	127
3.4 まとめ	130
第4章 実物大模型を用いた座屈対策効果の検討.....	131
4.1 試験の概要	131
4.2 試験条件	133
4.2.1 軌道模型の構築方法.....	133
4.2.2 座屈対策工.....	137
4.2.3 道床横抵抗力試験.....	137
4.2.4 加振試験	137
4.3 試験結果と考察	139
4.3.1 加振前後の道床横抵抗力特性.....	139
4.3.2 加振中のまくらぎ変位.....	140
4.4 まとめ	167
第5章 地震時におけるバラスト軌道の道床横抵抗力の推定方法.....	168
5.1 加振試験結果の再整理.....	168
5.2 地震時道床横抵抗力の計算方法.....	171
5.3 地震時道床横抵抗力の計算結果.....	176
5.4 まとめ	179
第6章 地震時におけるバラスト軌道の座屈安定性の評価.....	180
6.1 地震時の最低座屈強さの算定.....	180
6.2 座屈安定性解析の結果.....	185
6.3 まとめ	191
第7章 結論	192
7.1 本研究の結論	192
7.2 今後の課題	194
参考文献	195

第1章 序論

1.1 本研究の意義

バラスト軌道は、バラスト、まくらぎ、レールから構成され、鉄道線路に敷設される一般的な軌道構造として広く採用されている。バラスト軌道は、温度上昇に伴い、レールが長軸方向へ伸長しようとするのを拘束されることでレールに軸力が生じる。この軸力によって軌道を横方向に座屈させようとする力が道床の横方向の抵抗力（以下、道床横抵抗力）を上回ると、著大なレール水平変位（以下、座屈）が発生する（図 1.1）。特にロングレール区間では軸力が増加しやすく、常時においても酷暑期には軌道の座屈が懸念される。一方で、日本は世界有数の地震国であり、地震時に道床横抵抗力が低下すると、さらに座屈の危険性が高まる恐れがあることから、地震に対する鉄道構造物の安全性を高めることは重要な課題である。

1995 年の兵庫県南部地震により、鉄道構造物に甚大な被害が生じたことで（図 1.2）、鉄道構造物の耐震設計法が見直され、2012 年に改訂された「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」¹⁾において、各種構造物はレベル 2 地震動に対応した設計法の整備が進められた。既設の構造物に対しても耐震対策が施されている。支持構造物の耐震性能が向上されているなか、バラスト軌道は、2012 年に制定された「鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造」²⁾において、常時の設計法が定められたものの、地震に対しては未整備である。バラスト軌道はこれまでに耐震設計法の開発に向けた十分な検討が進められておらず、構造物の耐震性が向上した昨今においては、地震時におけるバラスト軌道の座屈安全性を高める必要がある。そこで、本研究では、バラスト軌道の耐震性能を評価し、効果の高い座屈対策工を開発するため、地震時の座屈安定性に着目した検討を行うこととした。

常時において軌道のロングレールの座屈安定性を照査する際には、一般的に、まくらぎ 1 本を水平に単調載荷し、水平変位 2mm 時における水平荷重を軌きょうにおける道床横抵抗力を用いる²⁾。これは、まくらぎ 1 本を水平載荷した場合のまくらぎ水平変位 2mm 時における道床横抵抗力が、軌きょうの場合の道床横抵抗力の 70~80%程度となること、およびまくらぎ 1 本の場合は、軌きょう全体が移動する場合と比較して道床横抵抗力が約 15~20%程度高くなることから、まくらぎ 1 本の水平変位 2mm 時における道床横抵抗力は軌きょう全体が移動した場合の道床横抵抗力と概ね等しくなるためである^{3), 4)}。常時の座屈安定性は、軌道の敷設条件および道床横抵抗力をパラメータとして座屈安定性解析を実施し、これより低い温度では座屈を生じない軸力とレールの温度上昇により軌道を座屈させようとする軸力の関係を求めて照査する。常時の設計法を応用して、地震時の道床横抵抗力を数値解析により推定することは、地震時における座屈安定性解析による照査を実務で適用するために重要である。そこで、本研究では、地震時における道床横抵抗力を推定する方法を開発し、地震時における座屈安定性の評価方法を提案することとした。

地震により道床横抵抗力が低下することは従来から指摘されていたが、そのメカニズムについて十分に研究されていなかった。また、実際の軌道において、酷暑期に座屈が懸念されるのは曲線区間である。曲線区間は、曲線半径に応じて曲線外側に向かって超過遠心力が作用し、走行

安全性や乗り心地に影響を及ぼすため、曲線外側のレールを曲線内側よりも高くするために、まくらぎ下の道床の厚さ（カントの高さ）が異なる。しかし、道床形状の違いが道床横抵抗力に及ぼす影響はこれまでに十分に検討されていない。さらに、常時における座屈対策工は開発されているものの、地震時において十分に検討されていない。そこで、本研究では、加振中に低下する道床横抵抗力を評価する方法を検討し、その中で、カントの有無による道床形状の違いおよびまくらぎ本数が軌きょうとなった場合に加振中の道床横抵抗力特性およびバラスト軌道の変形特性に及ぼす影響を検討することとした。また、小型模型の加振試験において加振中のバラスト軌道の変形挙動を撮影した画像解析により、道床横抵抗力の低下メカニズムの解明とともに、各種座屈対策工の対策効果の検討を行うこととした。

以上より、本研究では、バラスト軌道の小型模型の加振試験により、道床内部の変形挙動を定性的に明らかにし、実物大模型の加振試験により、加振中の道床横抵抗力および変形挙動を定量的に評価する。最後に、それらの試験結果をもとに地震時の道床横抵抗力を数値解析で推定し、バラスト軌道の地震時における座屈安定性を評価する方法を提案することは、バラスト軌道の耐震設計に対する信頼性を向上させるために重要な意義がある。

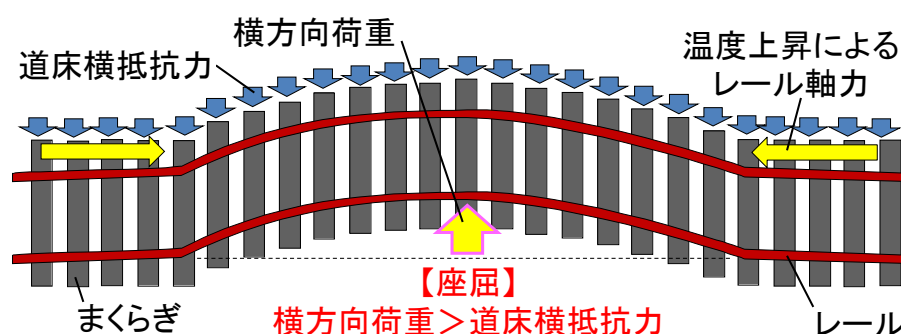


図 1.1 バラスト軌道の道床横抵抗力と横方向荷重の関係



図 1.2 兵庫県南部地震（1995）での被災事例⁵⁾
(構造物の破壊による軌道被害)

1.2 既往の研究

1.2.1 過去の地震被害調査に関する研究

三浦ら（1982）⁶⁾ は、昭和 55 年末までの地震による軌道の被害事例を調査している。それによると、列車に脱線または転覆等の被害が生じたのは、いずれも震度Ⅳ以上あるいはマグニチュード 5.5 以上の場合であり、震度Ⅳ以下では被害の報告がない（図 1.3）。また、列車が脱線または転覆に至った主な原因が以下のように分類されている（図 1.4）。

- (1) 土木構造物の破壊（図 1.5）
- (2) 地震動
- (3) レールの座屈箇所への進入

(1) については、盛土の崩壊もしくは沈下によるものが最も多いとみられるが、それにともない軌道に変状が生じることが多かった。しかし、構造物や路盤に大きな変状が見られない場合でも、バラスト軌道が大きく変形する場合があることが報告されている。

高橋（1951）⁷⁾ は、昭和 23 年の福井地震に調査報告書の中で、軌道の変状が発生する要因を以下のとおりに挙げている。

- (4) 水平動による軌きょうの横移動の残留
- (5) 温度応力による座屈
- (6) 地震の縦波による座屈
- (7) 地震動による道床横抵抗力の減少による座屈
- (8) 地盤不良箇所の共振による座屈

三浦（1996）⁵⁾ は、1995 年の兵庫県南部地震も含め、これまでの地震被害より列車の走行に影響を及ぼすと考えられる軌道の変状を以下のように調査分類している。

- (9) 列車直下の路盤の変状に基づく軌道変状
- (10) 構造物の破棄または変状に基づく軌道変状
- (11) 構造物や路盤の不連続箇所で生じる目違い、角折れ
- (12) 橋梁と盛土の境界部で生じる高低狂い
- (13) 構造物、路盤に特段の変状がない箇所で生じる軌道の座屈（図 1.6）

上記の被害のうち、(9) および (10) は構造物の大きな変状に起因するものであり、構造物の耐震性能の強化が求められるものである。(11) は、比較的波長の短い大きな曲率をもった 1 波だけの変形が生じる場合が多いことが示された。(12) は、盛土が沈下することで軌きょうの一部が浮き上がり状態と吊り下がり状態となり、またバラストが崩れて道床横抵抗力が大きく低下して座屈に至るものであった。(13) は、レールの湾曲の形状がレールの温度応力による座屈波形に似ており、湾曲部のレール曲率半径が温度応力による座屈よりも小さくなる傾向が確認された。また、座屈発生箇所のうち、レールの長手方向に軌きょうが大きく前後した痕跡がバラストにあり、温度のみの座屈形状よりもレール湾曲部の曲率半径が小さくなる傾向が認められた。

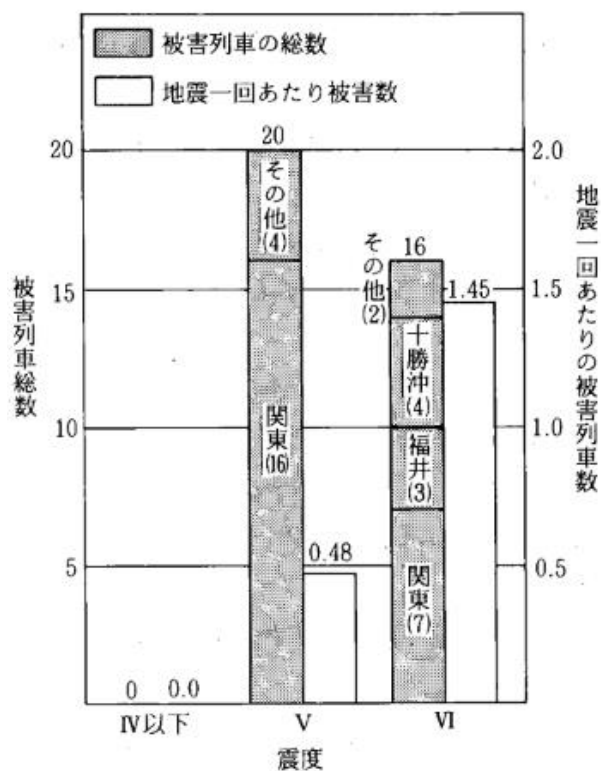


図 1.3 地震時の列車被害件数（三浦ら（1982））

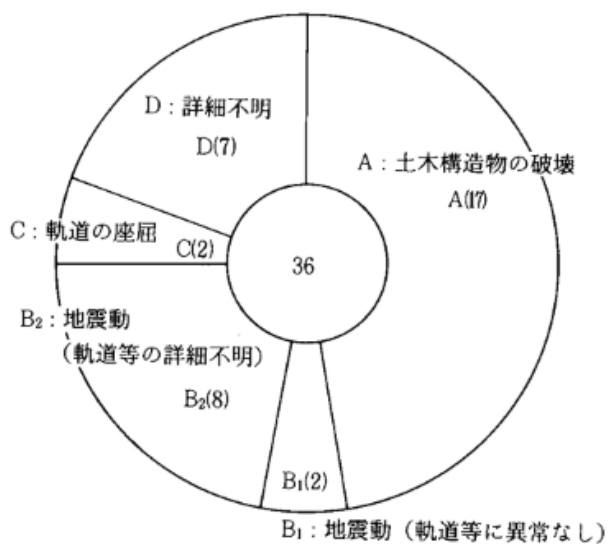


図 1.4 列車被害の原因別分類（三浦ら（1982））

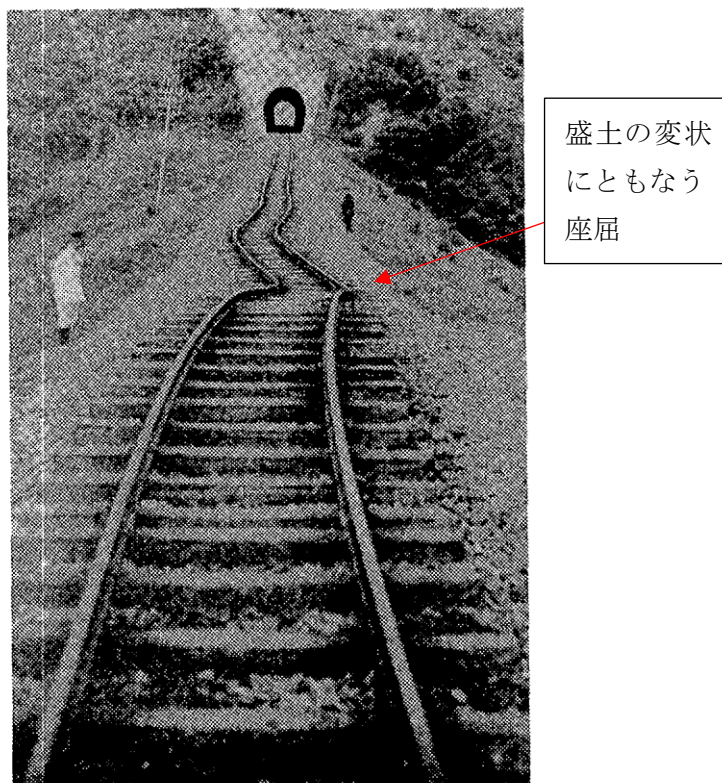


図 1.5 関東大地震（1923）での被災事例（三浦ら（1982））
（構造物の破壊による軌道被害）

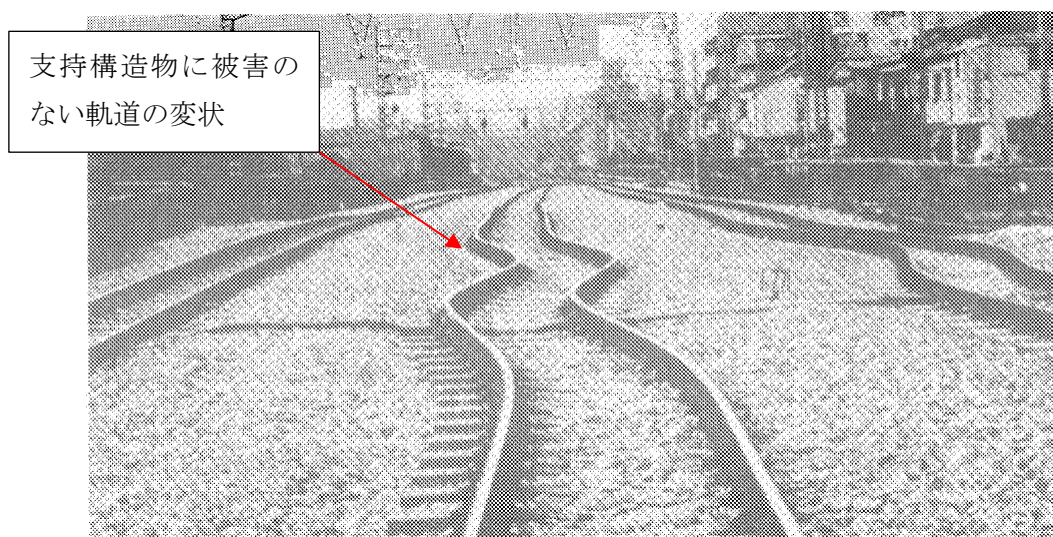


図 1.6 兵庫県南部地震（1995）での被災事例（三浦ら（1996））
（支持構造物は変状していないが軌道が変状）

1.2.2 バラスト軌道の耐震に関する研究

佐藤ら (1969)⁸⁾ は、地震時の道床横抵抗力を検討するため、実物大振動試験を実施した。加振中の道床横抵抗力を評価するため、まくらぎ 2 本からなるバラスト軌道のレールに載荷治具を設置して、軌きょうを横方向に載荷しながら加振試験を行った (図 1.7)。最大加振加速度は 6 m/s^2 であり、加振中に道床横抵抗力が低下することが示された (図 1.8)。また、佐藤ら (1987)⁹⁾ は、さらに低周波数領域の加振試験を実施するとともに (図 1.9)、座屈防止板の対策効果を検討した。その結果、加振周波数が $1 \text{ Hz} \sim 20 \text{ Hz}$ の範囲では、加振中の道床横抵抗力に与える影響は小さく、加振加速度が増加するにつれて道床横抵抗力が低下する傾向を示すことがわかった。また、座屈防止板を設置することにより、道床横抵抗力の低下を 3 割～5 割程度抑制する効果を発揮することが示された (図 1.10)。さらに、バラストの流動に至る加速度の限界値は、鉛直方向が 13 m/s^2 、水平方向が 8 m/s^2 であり、鉛直方向よりも水平方向の方がバラストの流動に影響を及ぼすことが示された。

関根ら (2005)¹⁰⁾ は、バラスト軌道の基礎的な検討を行うため、1/3 縮尺のバラスト軌道模型を用いた加振試験を実施した (図 1.11)。模型条件は平面ひずみ条件であり、模型縮尺に対する動的応答特性の影響を検討するために、1/1 模型との比較を行った。その結果、加振加速度 8 m/s^2 におけるバラストの残留変形は 1/1 模型の方が 1/3 模型よりも若干小さいものの概ね同程度であり、加振によるバラストの変形特性に及ぼすスケール効果の影響は小さいことが示された (図 1.12)。

中村ら (2010)¹¹⁾ は、バラスト軌道の耐震性能に関する研究の一環として、まくらぎ 1 本の実物大模型を用いて L2 地震動を想定した大型振動台試験を行い、地震後の道床横抵抗力特性を評価してきた (図 1.13)。しかし、地震中における検討は行われておらず、また、まくらぎ本数が複数本からなる軌きょうの場合の道床横抵抗力の特性や直線部・曲線部の道床横抵抗力の違いについても十分な検討が行われていなかった。また、バラスト止め壁および座屈防止板を座屈対策工として用いた場合の対策効果を、加振前後の道床横抵抗力より検討した。無対策では、レベル 2 地震動の加振後の道床横抵抗力が加振前に比べて半減した。バラスト止め壁は加振後の道床横抵抗力の低下を抑制する効果を発揮し、座屈防止板は加振前後に道床横抵抗力が低下するものの、加振前後とも無対策の 2 倍程度の道床横抵抗力を発揮することを確認した (図 1.14)。

熊倉ら (2010)¹²⁾ は、まくらぎ 1 本の実物大模型を用いて L2 地震動を想定した大型振動台試験を行い、加振前後の道床横抵抗力特性を検討した (図 1.15)。その結果、道床バラストが崩れる振動加速度は 6.0 m/s^2 、道床横抵抗力が低下する振動加速度は 7.5 m/s^2 程度であり、 1 Hz から 10 Hz の加振周波数の範囲では周波数の依存性が低いこと示した (図 1.16)。

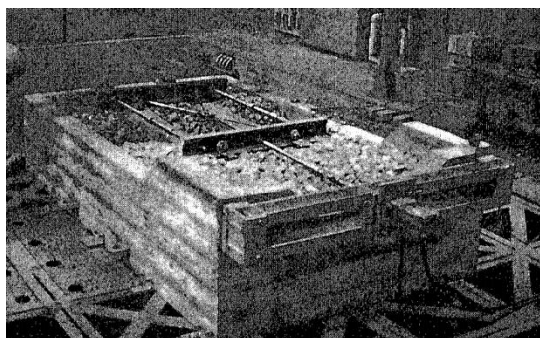


図 1.7 加振試験の状況 (佐藤ら (1969))

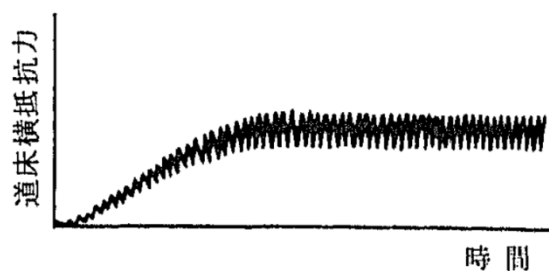


図 1.8 加振中の道床横抵抗力 (佐藤ら (1969))

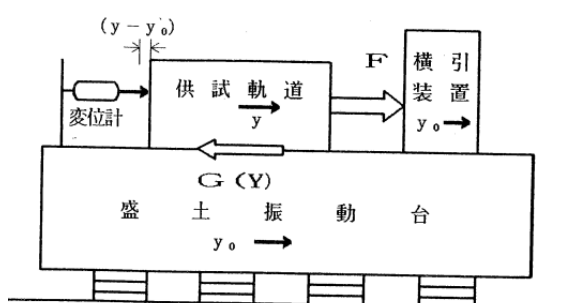


図 1.9 加振試験の条件
(佐藤ら (1987))

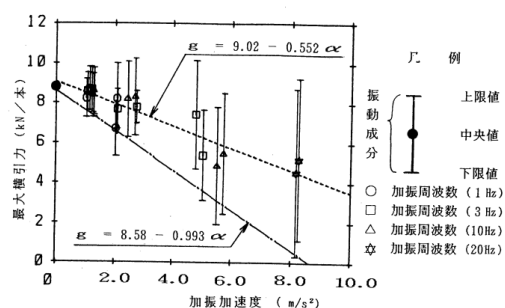


図 1.10 道床横抵抗力と加振加速度の関係
(佐藤ら (1987))



図 1.11 加振試験の状況 (関根ら (2005))

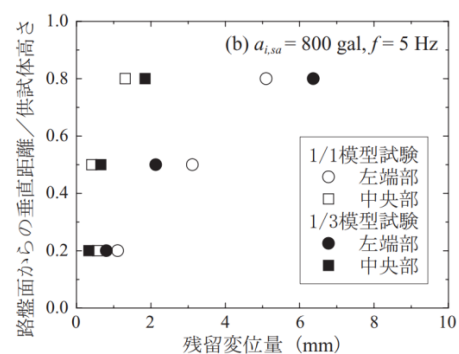


図 1.12 スケール効果の影響 (関根ら (2005))

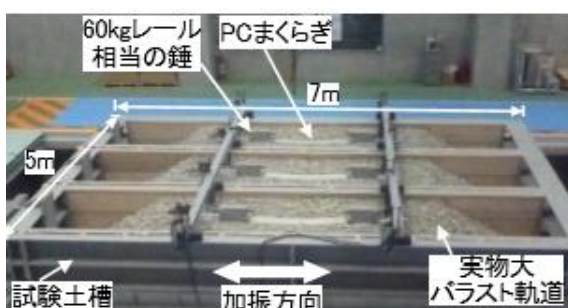


図 1.13 加振試験の状況 (中村ら (2010))

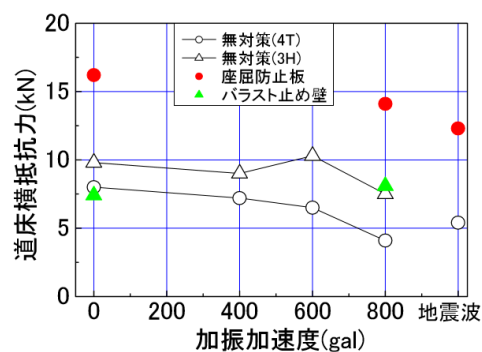


図 1.14 加振前後の道床横抵抗力 (中村ら (2010))

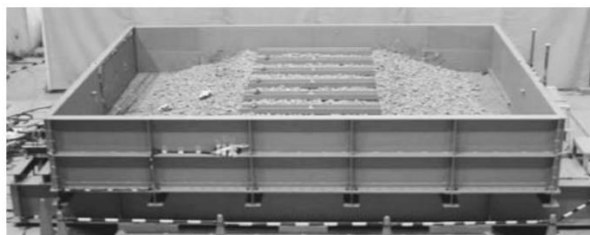


図 1.15 加振試験の状況(熊倉ら(2010))

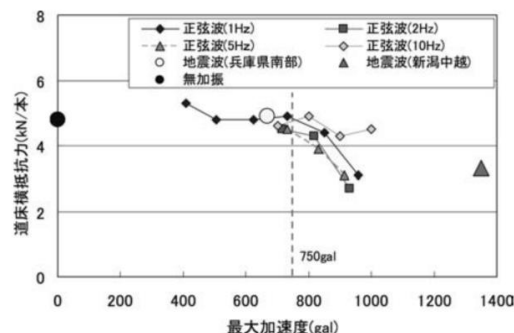


図 1.16 加振前後の道床横抵抗力(熊倉ら(2010))

1.2.3 地震時の道床横抵抗力および座屈安定性の解析手法に関する研究

佐藤ら(1976)³⁾は、常時におけるロングレールの座屈安定性を検討するにあたり、新幹線と在来線の各種まくらぎの道床横抵抗力の特性を評価するため、実物大模型試験を実施し(図 1.17), まくらぎ各面が負担する道床横抵抗力の算定式を提案している. 道床横抵抗力の算定式は、まくらぎ底面は摩擦力により、まくらぎ側面はバラストの土圧により、まくらぎ端面は土塊の極限つり合い法を用いたものであり(図 1.18), まくらぎ種別ごとに簡略化して算定する方法を設計標準で適用されている.

関根ら(2006)¹³⁾は、地震時の動的応答解析に適用可能な数値解析モデルを構築することを目的に、バラストの沈下挙動を予測する解析手法¹⁴⁾として用いた累積損傷度理論に基づく FEM 変形解析を用いて、バラスト軌道の地震時の簡易な変形予測手法を検討した. 累積損傷度理論は、鉄道構造物等設計標準(耐震設計)において、L2 地震動の鉄道盛土のゆすり込み沈下量の算定に用いられている¹⁵⁾. 加振時の動的応答解析により(図 1.19), 小型模型の加振試験結果と比較したところ、定性的な傾向は一致するものの、残留変位量は全体的に解析結果の方が大きくなることがわかった(図 1.20). また、関根ら(2010)¹⁶⁾は、累積損傷度理論を用いて、加振後の道床横抵抗力特性を評価する方法を検討したところ、実物大模型を用いた加振試験後の道床横抵抗力を概ね推定できることがわかった. しかし、実軌道ではまくらぎとバラストの連成挙動において、バラストに塑性変形が生じ、累積損傷度理論ではバラストの剛性を低下させることで弾性変形解析により評価する解析方法である(図 1.21). そのため、本推定方法を適用するには、まくらぎとバラストの底面摩擦の影響を別途検討する必要があるなど、解析手法の実用化には更なる検討が必要である(図 1.22).

Louis ら(2010)¹⁷⁾および(2014)¹⁸⁾は、常時における道床横抵抗力の推定方法を検討するため、実物大模型の道床横抵抗力試験を実施した(図 1.23). 道床肩幅、道床高さおよび道床のり面勾配に関する道床形状の影響および鉛直荷重の影響を考慮した実物大模型の道床横抵抗力試験を実施し、まくらぎ各面が負担する道床横抵抗力の推定式を提案した(図 1.24).

座屈安定性解析に関する研究は国内外で多く行われており、理論式の構成としては、エネルギー法によるものと、弾性方程式に基づくものとに大別される. 沼田(1970)¹⁹⁾は、軌道を 1 本の梁としてモデル化し(図 1.25), 座屈変形後のレールの軸力および曲げモーメントによるひずみ

エネルギーと道床縦抵抗力および道床横抵抗力に対する仕事から得られるエネルギーの平衡条件から最低座屈強さを求めた（図 1.26）。

宮井（1984）²⁰⁾ は、沼田（1970）のエネルギー法を発展させ（図 1.27）、初期軌道軌道変位およびレールに対する締結装置の水平回転抵抗力に対する仕事量を考慮できるようにするほか、道床横抵抗力を横変位に対して非線形関係とするなど、より実際の軌道条件に近いモデルを提案した（図 1.28）。

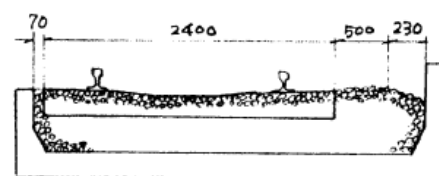
米国では、Kerr（1976）²¹⁾ が、バラスト軌道を道床縦抵抗力および道床横抵抗力が作用する 1 本の梁としてモデル化し、仮定した座屈形状をもとに微分方程式を解くことで座屈温度を求めた（図 1.29、図 1.30）。続いて、Kish（1990）²²⁾ および Kish ら（1996）²³⁾ が、実際のバラスト軌道と車両を用いた実物大の座屈実験を実施し、この梁モデルを発展させて、座屈変形解析プログラム CWR-BUCKLE を開発した（図 1.31、図 1.32）。一方、より実際の軌道条件を反映した座屈安定性解析を可能とするために、Jackson（1988）²⁴⁾ らが、2 次元 FEM のレール・まくらぎ骨組モデルを開発し、また、Barenberg ら（1997）²⁵⁾ らは、3 次元 FEM のレール・まくらぎ骨組モデルを開発し、汎用構造解析プログラム ABAQUS を用いて、Jackson（1988）では検討できなかった軌道の鉛直剛性等の条件を取り扱うことが可能となった。

欧州では、ERRI（European Rail Research Institut 欧州鉄道研究所）が、D202 委員会を発足させて、ロングレールの安定性に関する研究を実施し、軌道の縦方向、横方向、および鉛直方向の挙動を解析可能な座屈安定性解析プログラム CRERRI^{26), 27)} を開発した。

浅沼ら（2012）²⁸⁾ は、欧米で開発されたバラスト軌道の座屈変形解析プログラム CWR-BUCKLE を用いた FEM 解析により、地盤上および構造物上の地震時におけるバラスト軌道の変形特性を評価する方法を検討した。地震時動的解析を実施するにあたり、地震時の道床横抵抗力特性は上記の累積損傷度理論による推定方法を用いて設定しており、バラストの塑性変形を考慮した数値解析による評価方法は確立されていない（図 1.33、図 1.34）。

表-2.3 供試軌道の種類

	新 幹 線			在 来 線				
	60KCPM	50TPCM	50TPC	50NPCM	50NPC	40NPC	50NMC	50NMS
レール	60K	50T		50N		40N	50N	
まくらぎ	PC3He	PC3Ta		PC3号		PC7号	木	
締結装置	102形 高速用	102形		5形		10形	F型タイププレート	
道床バラスト	砕石	砕石		砕石		砕石	砕石	ふんばり砂利
バラストマット	有	有	無	有	無	無	無	無



a) 新幹線軌道

図 1.17 試験条件（佐藤ら（1976））

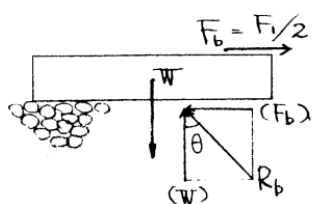


図-4.1 底面抵抗力



図-4.2 受働土圧

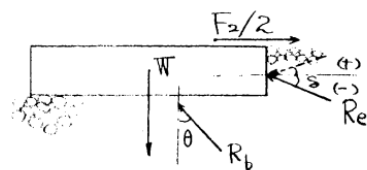


図-4.3 道床形状(2)での抵抗力

図 1.18 まくらぎ各面が負担する道床横抵抗力の土圧計算方法（佐藤ら（1976））

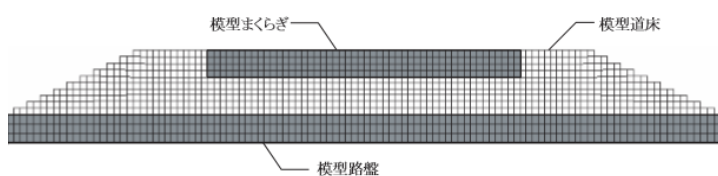


図 1.19 解析モデル（2次元）
関根ら（2006）

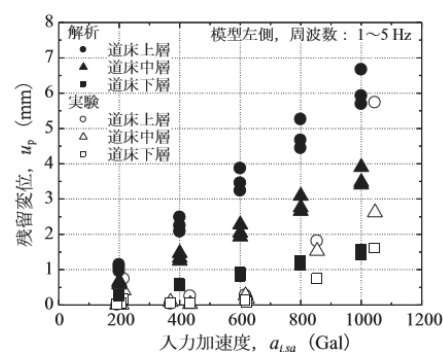


図 1.20 解析結果と実験結果の比較
関根ら（2006）

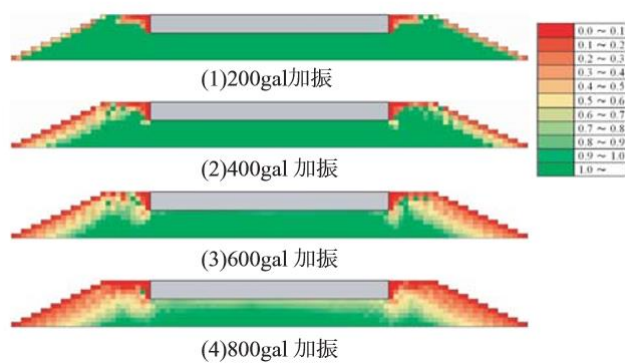


図 1.21 加振後のバラスト剛性のコンター
関根ら（2010）

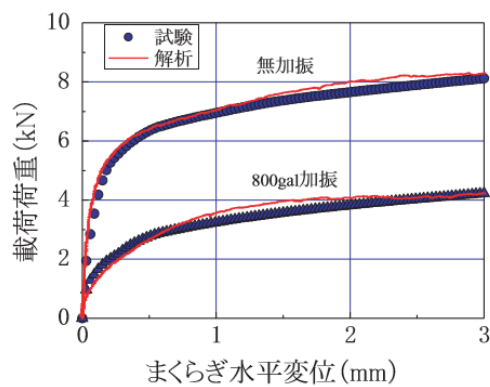


図 1.22 試験結果と解析結果
関根ら（2010）

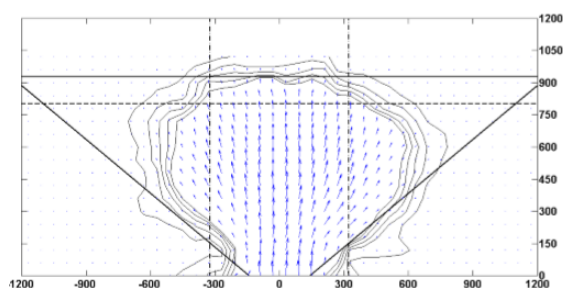
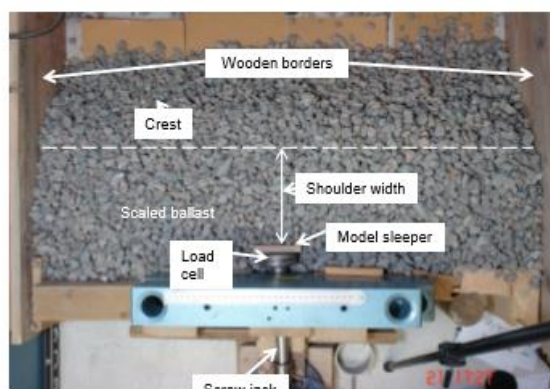


図 1.23 小型模型の道床横抵抗試験の画像解析
Louis ら (2010, 2014)

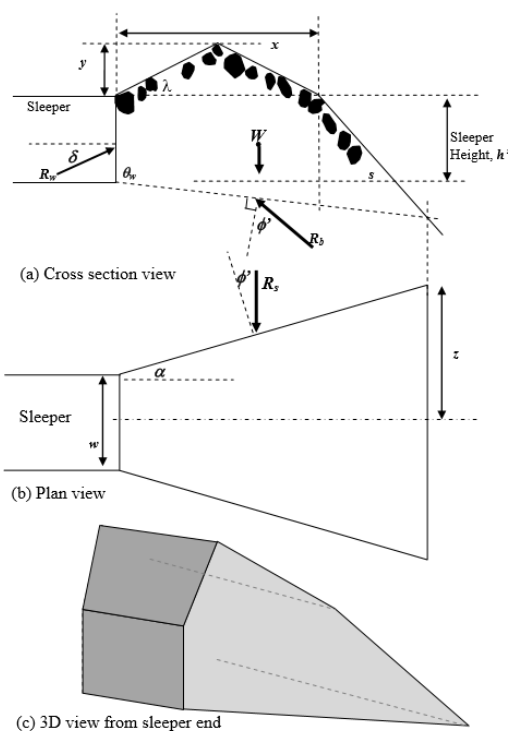


図 1.24 まくらぎ端面のモデル化
Louis ら (2010, 2014)

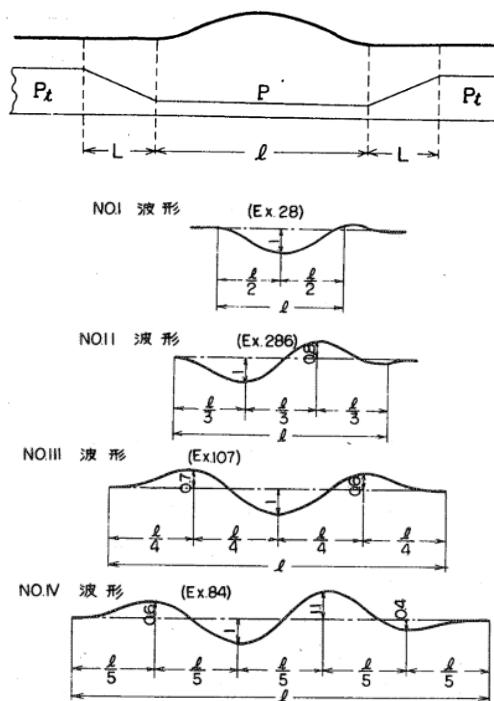


図 1.25 無限長レールの力のつり合い
沼田ら (1970)

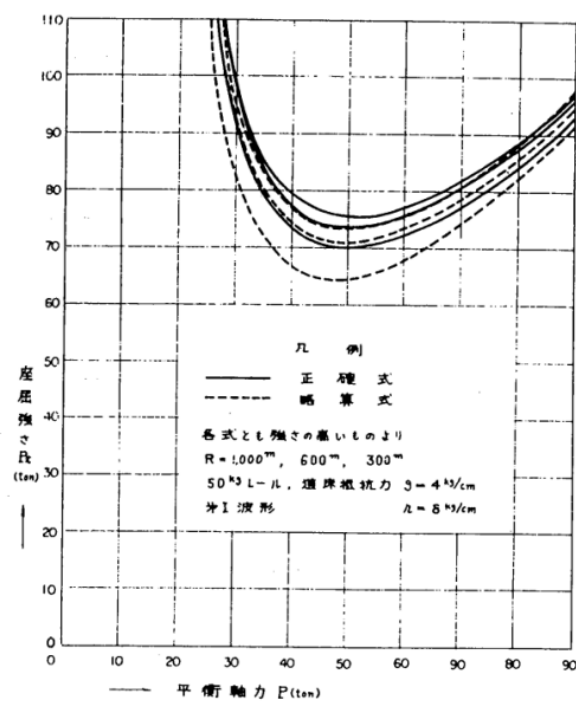


図 1.26 軸力と座屈強さの関係
沼田ら (1970)

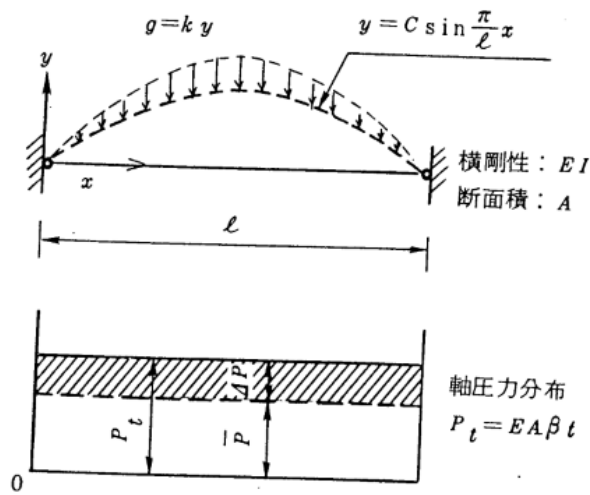


図 1.27 梁の横変形と軸圧力分布
宮井 (1984)

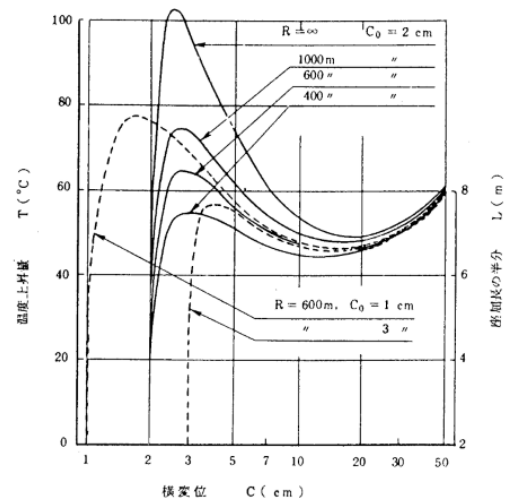


図 1.28 軸力と座屈強さの関係
宮井 (1984)

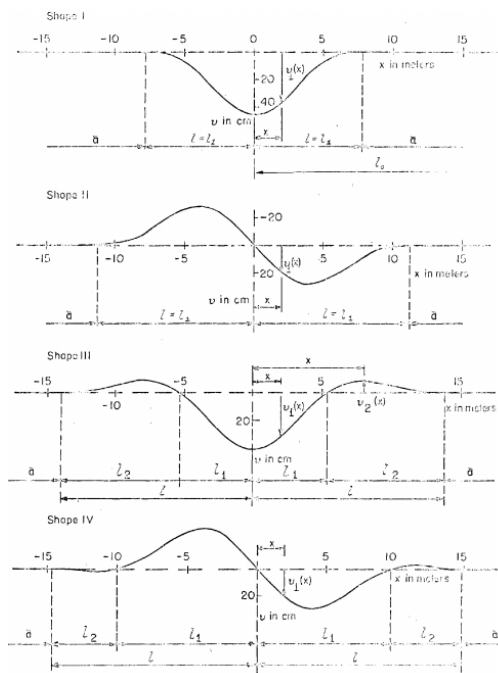


図 1.29 仮定した座屈形状
Kerr (1976)

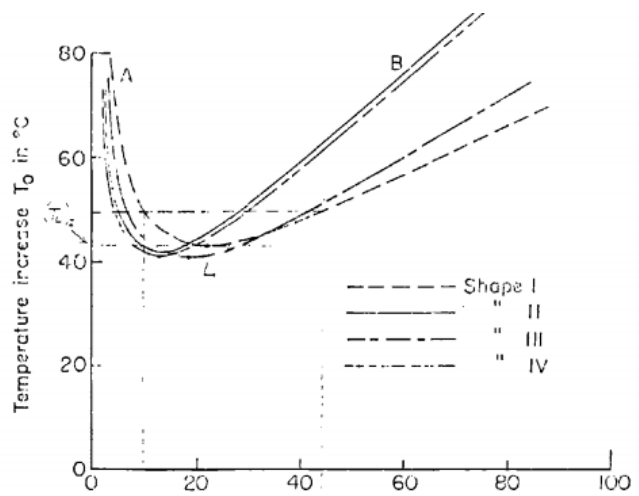


図 1.30 レールの横変位と温度上昇量の関係
Kerr (1976)

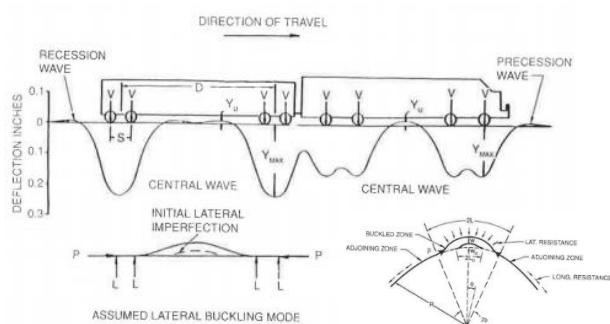


図 1.31 列車荷重および曲線区間の解析モデル
Kish ら (1990)

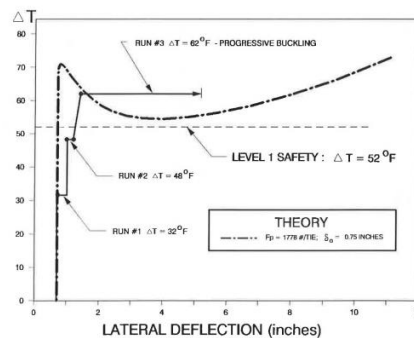


図 1.32 レール横変位と温度上昇量の関係
Kish ら (1990)

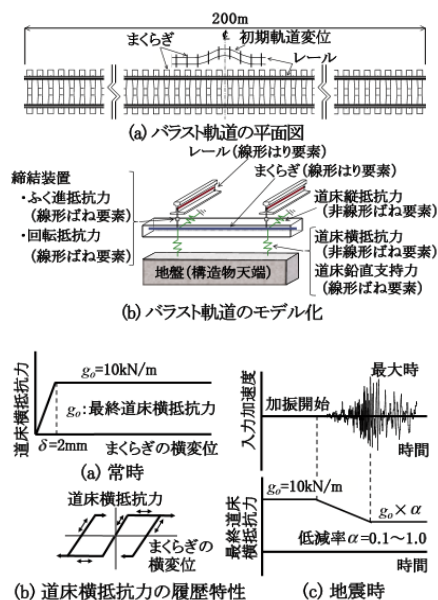


図 1.33 バラスト軌道のモデル化
浅沼ら (2011)

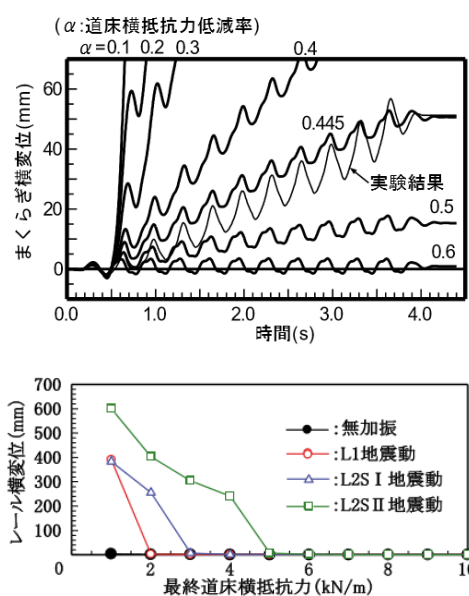


図 1.34 レールの横変位と道床横抵抗力の関係
浅沼ら (2011)

1.2.4 地震時の座屈対策工に関する研究

佐藤ら (1987)⁹⁾ は、地震時における橋台裏の盛土沈下により、軌道に浮きまくらぎが生じた場合の座屈安定性を確保する座屈対策工として、常時における道床横抵抗力の確保のために開発された座屈防止板を用いた実物大模型の加振試験により検討した。その結果、80 mm の浮き量において、無対策に比べて、道床横抵抗力の低下を 35～55 % に抑制する効果が認められた (図 1.35, 図 1.36)。

また、新幹線において、バラスト軌道の地震時脱線対策が施されており、JR 東海および JR 九州では、脱線防止ガードをレールの内側に並行して敷設し、さらに逸脱防止ストッパという金具が車両に設置され、地震時の車両の脱線を極力防止している。JR 東日本および JR 北海道の新幹線では、逸脱防止ガイド (L 型ガイド) を車両に設置している。JR 東海では、関ら (2009)²⁹⁾ が土木構造物、村松ら (2011)³⁰⁾ が軌道の脱線・逸脱防止対策を紹介しており、バラストの流出を防止する対策をしている。バラストの流出防止には、バラスト止め壁を用いる方法と、ジオテキバックというジオテキスタイル素材の土のう袋にバラストを詰め、バラスト軌道の道床のり面に積み上げて杭で固定する方法の 2 種類があり、施工箇所に応じて使い分けている (図 1.37, 図 1.38)。

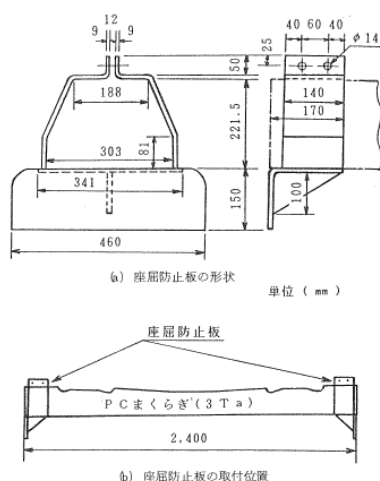


図 1.35 座屈防止板の設置状況
佐藤ら (1996)

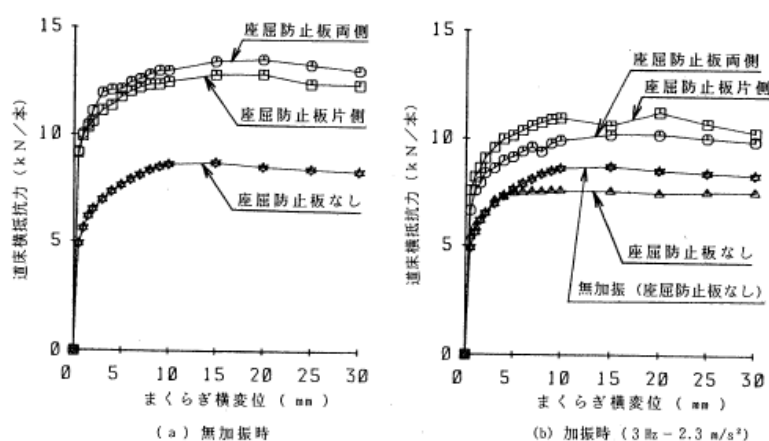


図 1.36 道床横抵抗力とまくらぎ変位の関係 (座屈防止板)
佐藤ら (1996)

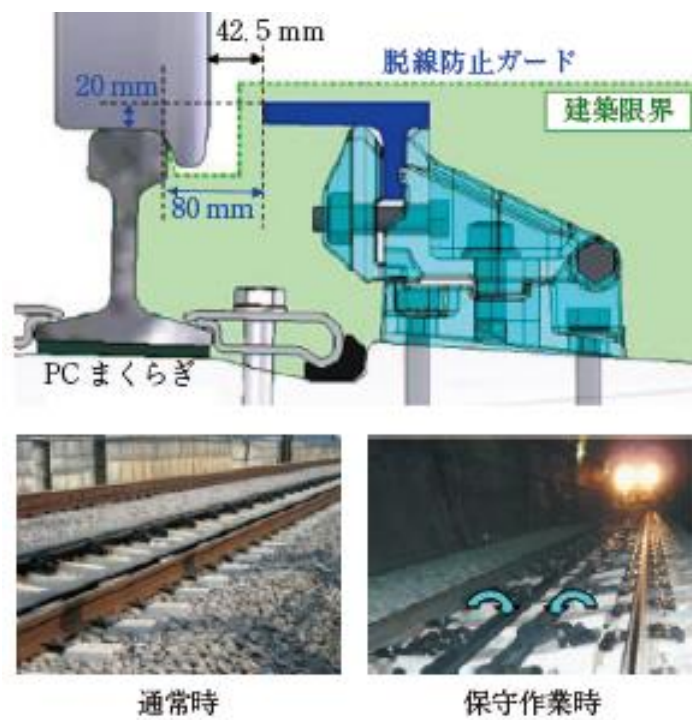


図 1.37 脱線防止ガード（関ら（2009））

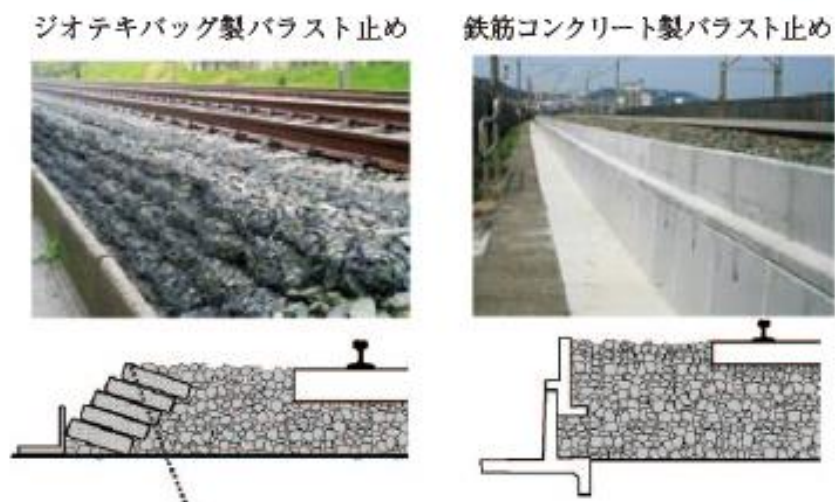


図 1.38 バラスト流出対策（村松ら（2011））

1.2.5 海外におけるバラスト軌道の耐震に関する研究

海外では、バラスト軌道の道床横抵抗特性および座屈安定性に関する研究が常時の場合について多く研究されているが、地震時に対して報告されているものは少ない。Guo ら (2014)³¹⁾ は、熊倉ら (2010)¹²⁾ の実験結果を用いて、DEM (図 1.39) による加振中の道床横抵抗力の推定方法を検討した (図 1.40)。

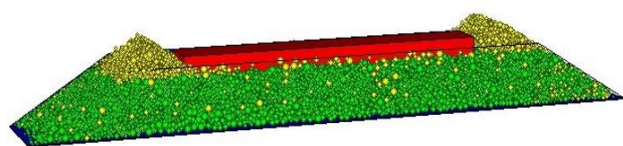


図 1.39 DEM 解析モデル (Guo ら (2013))

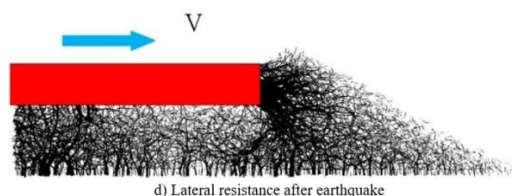


図 1.40 水平荷重ベクトル (Guo ら (2013))

1.2.6 地震時の支持構造物がバラスト軌道の座屈安定性に及ぼす影響に関する研究

佐藤ら (1972)³²⁾ は、地震時に橋梁および高架橋の不連続箇所では、隣接する桁の相互の間に折れ曲がり (以下、角折れ) が生じる現象に対して、数値解析により検討した。数値解析では、地震により角折れ現象が生じた箇所の調査結果³³⁾ を用いて (図 1.41)、水平方向と鉛直方向の角折れの変形特性に対する車両走行時 (図 1.42) の車体振動加速度および輪重変動を求めた。また、それらの解析結果から走行安全性を確保するための構造物の変位規制として限度値を示し (表 1.1)、東北・上越新幹線以降の構造物の設計に活用された。

佐藤ら (1985)³⁴⁾ は、地震時に高架橋の不連続箇所では、隣接する桁の相互の間に上下左右のずれ (以下、目違い) および水平角折れに対する軌道の変形特性を検討するため実物大試験を実施し (図 1.43～図 1.45)、佐藤ら (1972) の数値解析と比較した。その結果、角折れによるレールの曲げ応力および軌道の変形は解析値よりも小さくなり、目違い量 100mm の場合でも軌道に異状が生じないことが示された。

柳下 (1985)³⁵⁾ および三浦ら (1987)³⁶⁾ は、橋台背面盛土の沈下に伴う軌道の変形と車両の走行特性を数値解析により検討した。数値解析では、車両 (図 1.48) および盛土沈下により軌道に生じるレールの浮き上がりおよび吊り下がり³⁷⁾ (図 1.46) をモデル化した (図 1.47)。橋梁と盛土の上下方向の相対変位が 100mm 以下では、車両走行時 (図 1.48) にレール折損の発生の恐れはなく、レールの浮き上がりおよび吊り下がりが生じる 8m～10m の延長にわたって境界部の道床横抵抗力の確保が必要であることが明らかにされた。

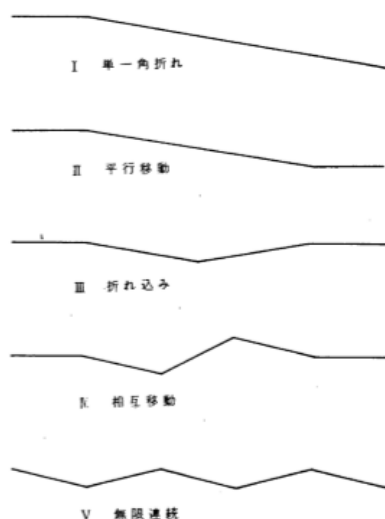


図 1.41 角折れ形状モデル (佐藤ら (1972))

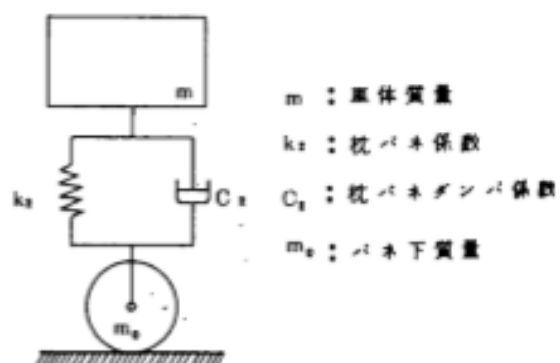


図 1.42 車両力学モデル (佐藤ら 1972))

表 1.1 角折れ、目違いに対する構造物の変位規制 (佐藤ら (1972))

変位の方向	列車速度 (km/h)	目違い (mm)	折れ角 (θ) (1/1000)			
			平行移動		折れ込み	
			$L < 30m$	$30m \leq L$	$L < 30m$	$30m \leq L$
鉛 直	70	20	20	20	20	20
	110		20	20	20	20
	160		18	16	20	18
	210	16	12	10	14	11
	260	11	8.5	7	9.5	7.5
水 平	70	10	12	12	12	12
	110		9	12	11	12
	160		6.5	7.5	8	9.5
	210	6	5.5	5	6.5	6
	260		4.5	4	5.5	4

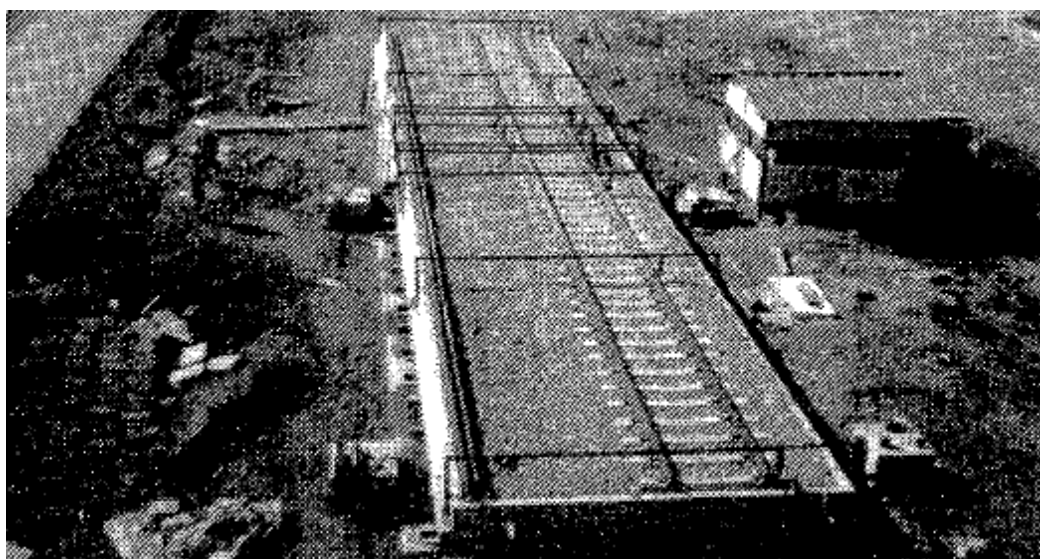


図 1.43 高架橋水平目違い試験 (佐藤ら (1985))

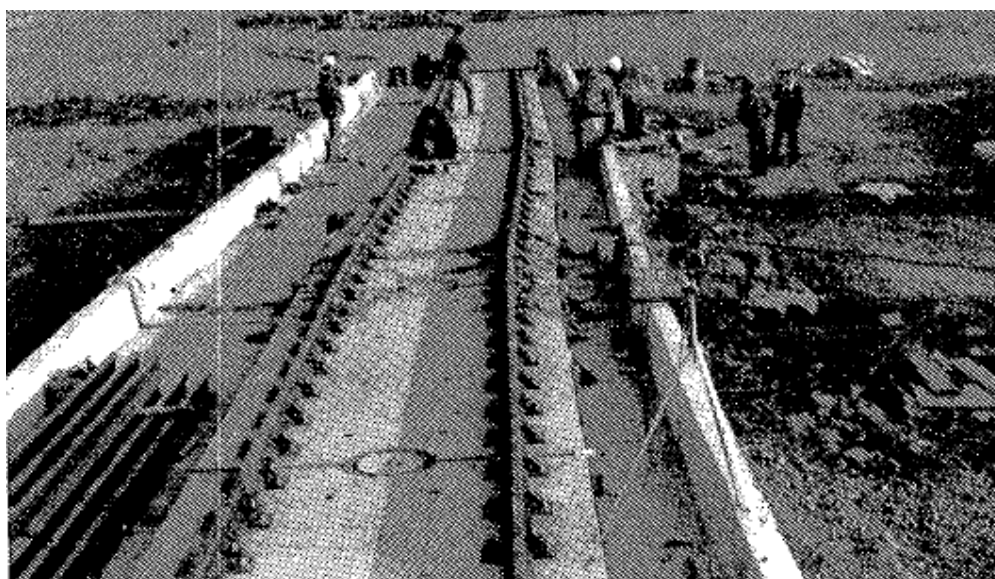


図 1.44 高架橋水平角折れ試験（スラブ軌道）（佐藤ら（1985））

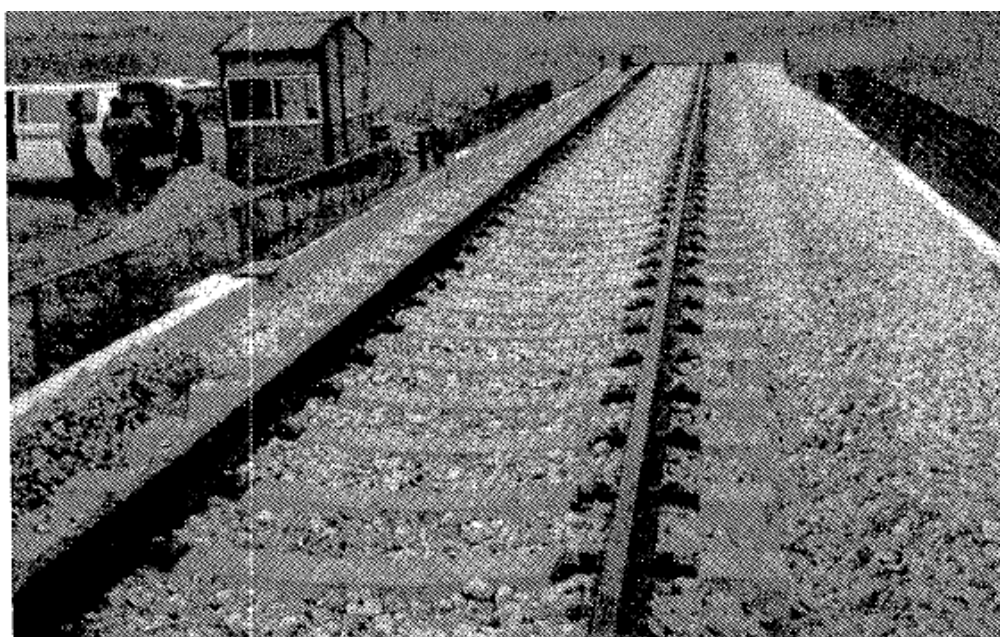


図 1.45 高架橋水平角折れ試験（バラスト軌道）（佐藤ら（1985））

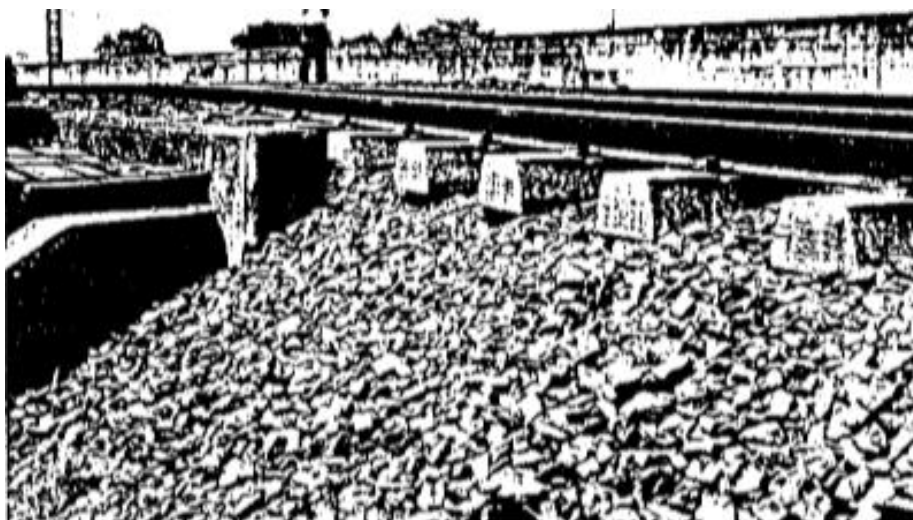


図 1.46 宮城県沖地震（1978）での被災事例（橋台背面盛土の沈下）（三浦ら（1987））

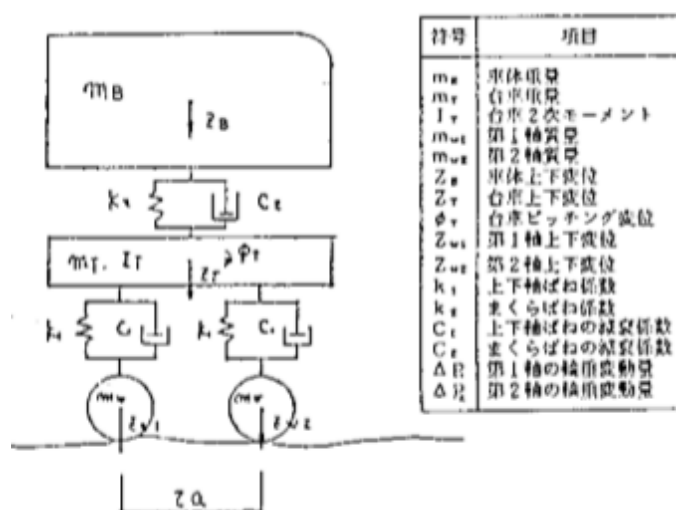


図 1.47 車体車両モデル（三浦ら（1987））

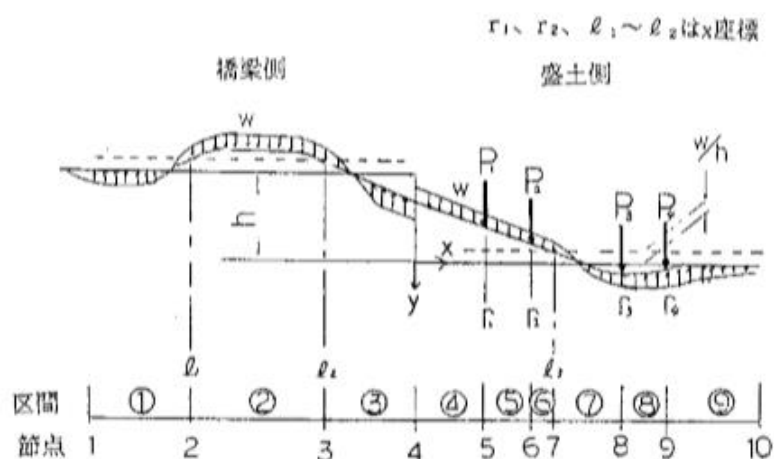


図 1.48 橋台背面盛土の沈下による軌道変形の解析モデル（三浦ら（1987））

1.2.7 まとめ

既往の研究より以下に得られた主な知見を示す。

- (1) 列車の走行安全性に支障した地震動は、震度V以上もしくはマグニチュード 5.5 以上の場合であり、被害の大半は支持構造物の変状によるものであるが、レールが湾曲して軌道にのみ変状が生じる場合があることが報告された。
- (2) 地震時におけるレールの湾曲による軌道の変状は、温度上昇による軌道の座屈形状に似ており、その要因には縦波もしくは横波の地震動による軌きょうの横移動、道床横抵抗力の低下とレールの温度応力、レール軸力の変動、地盤の共振等が挙げられているが、これまでに明らかとなっていない。
- (3) 常時における座屈安定性に関する研究は国内外に関らず多く実施されており、道床横抵抗力をモデル化し、エネルギー法の数値解析による最低座屈強さもしくは FEM 解析による座屈温度による評価方法が提案されているが、地震時の座屈安定性の評価方法に関する研究は少ない。
- (4) 常時の道床横抵抗特性を土圧理論によりまくらぎ各面の抵抗力の和から推定する方法、およびレールの温度応力による座屈対策工の道床横抵抗特性に関する研究が国内外で多く研究されている。また、加振中にバラストが流動に至る加振方向は、鉛直方向よりも水平方向の方が影響は大きいことが示された。しかし、地震時の道床横抵抗特性および地震時の座屈対策工に関する研究は少なく、加振中の道床横抵抗力は明らかにされていない。
- (5) 地震時における支持構造物の変状がバラスト軌道の座屈安定性に及ぼす影響に関する研究が多く実施されており、地震被害が多い橋台背面の盛土沈下および高架橋の角折れ・目違いによる走行安全性を実験および解析により検討した。橋台背面の盛土沈下では、レールの浮き上がりおよび吊り下がりが車両の走行特性に影響し、境界部において道床横抵抗力の確保が必要であることが示された。また、高架橋の角折れ・目違いでは、構造物の変位制限の限度値が設定された。

1.3本研究の目的

本章で示した過去の大地震による軌道の被害事例、バラスト軌道の耐震設計法が未整備である点および既往の研究を考慮し、本研究では、バラスト軌道の地震時における道床横抵抗力特性および変形挙動の解明と、地震時座屈安定性の評価方法の提案を目的とする。

1.2 で述べたように、過去の地震被害の調査結果より、震度V以上の地震動で列車の走行安全性に支障した被害が増大し、その要因の一部にレールの湾曲により軌道にのみ変状が生じた被害が報告された。また、軌道の変状の要因は明らかにされていないが、鉛直方向および水平方向の地震動、道床横抵抗力の低下、レール軸力の変動および地盤の共振等が考えられる。このうち、鉛直方向よりも水平方向の地震動の方がバラストの流出に影響することがわかっており、水平方向の地震動と道床横抵抗力の低下に関する研究が行われている。しかし、加振前後の道床横抵抗力特性に着目されており、バラスト軌道の地震中の道床横抵抗力特性に着目した研究は少ない。これまでに、加振中の道床横抵抗力特性に関する研究として、バラスト軌道の実物大模型を用いて、まくらぎに一定の載荷速度で引張荷重を作用させながら、加振試験を実施した研究が行われた。しかし、実際のバラスト軌道の横方向荷重を想定した評価方法ではないことから、加振中のまくらぎと道床の連成挙動を評価する方法に課題があった。また、支持構造物が軌道に与える影響に関して、走行安全性に着目した研究が多く実施されており、橋台背面盛土の沈下によるレールの浮き上がりや吊り下がり、高架橋の角折れおよび目違いによる影響が実験と解析により検討された。

一方、構造物の耐震設計法が性能照査型設計に移行し、バラスト軌道の耐震設計法を整備するにあたり、地震時におけるバラスト軌道の変形特性や道床横抵抗力特性を解明して設計に反映させることは、非常に重要である。これまでに地震時座屈安定性を評価する解析方法が研究されているが、地震時の道床横抵抗力をモデル化した解析方法に関する研究は十分に行われていなかった。現行の擁壁の鉄道構造物の耐震設計¹⁾では、簡便に地震時土圧を算出でき、実務において非常に利便性の高い岡部物部式が用いられており、土くさびの極限平衡状態における土圧を算定するクーロンの土圧理論に基づいている。市川ら(2014)³²⁾はクーロンの土圧理論に基づく極限つり合い法を用いた道床横抵抗力の推定方法が研究されており、それを応用して水平震度を設定し、地震時における道床横抵抗力の推定方法を検討することは、実務で適用するにあたり非常に有効である。

本研究では、以上の課題を踏まえ、軌道のみが地震時に変状する事例を対象に、レールの温度応力を考慮して、水平方向の地震動に対する道床横抵抗力の低下に着目して検討することとした。そこで、加振中のまくらぎとバラストの連成挙動が実際のバラスト軌道の変形挙動に近くなるように試験方法を検討し、加振中の道床横抵抗力特性および変形挙動を評価する。また、バラスト軌道の加振中の変形挙動を解明し、すべり面の発生過程および地震時道床横抵抗力との関連を評価して、地震時道床横抵抗力の推定方法および地震時座屈安定性の評価方法を提案する。なお、地震時の軌道の変状に影響すると考えられるレールの軸力変動および地盤の共振等については今後の課題とした。

1.4 本論文の構成

本論文は、7つの章で構成される。図 1.5 に本研究の構成を示す。

第1章では、過去の被災事例、既往の研究を総括することでバラスト軌道の耐震性能を評価することが実務上重要であること、およびバラスト軌道の道床横抵抗に関する研究が十分に検討されておらず、未解明であることを述べた。また、それらを踏まえて本研究の目的を示した。

第2章では、レールの温度応力により軌道を横変位させようとする横方向の荷重を作用させた状態で加振試験を行う評価方法を開発し、バラスト軌道の実物大模型を用いた大型振動台試験を実施して、加振中のバラスト軌道の変形挙動および道床横抵抗特性を評価した。その中で、まくらぎ本数が1本と複数本の軌きょうの実物大模型、およびカントの有無による道床形状が異なる実物大模型をそれぞれ構築し、地震時の道床横抵抗特性に与える影響を検討した。

第3章では、平面ひずみ条件のバラスト軌道の小型模型を構築して加振試験を実施し、加振中に道床横抵抗が低下するメカニズムを、まくらぎと道床の連成挙動の画像解析から解明した。加振中の変形挙動は、バラスト軌道の小型模型の断面を高速度カメラで撮影して、PIV (Particle Image Velocity : 画像粒子流速測定法) による画像解析により評価した。また、座屈対策工の加振中の変形挙動を検討するため、バラスト軌道の小型模型の加振試験および画像解析を行った。

第4章では、座屈対策工を施したバラスト軌道の実物大模型を構築して大型振動台試験を実施し、加振前後のまくらぎ残留変位より、地震時における座屈対策工の対策効果を定量的に評価した。

第5章では、第2章の試験結果を再整理して加振中に低下する道床横抵抗を求め、極限つり合い法を用いた地震時道床横抵抗の推定方法の計算結果と試験結果を比較および検討した。

第6章では、第5章で検討した地震時道床横抵抗の推定方法を用いて、新幹線および在来線における試算を実施し、地震時座屈安定性を評価した。

第7章では、本論文で得られた結論と今後の課題をまとめた。

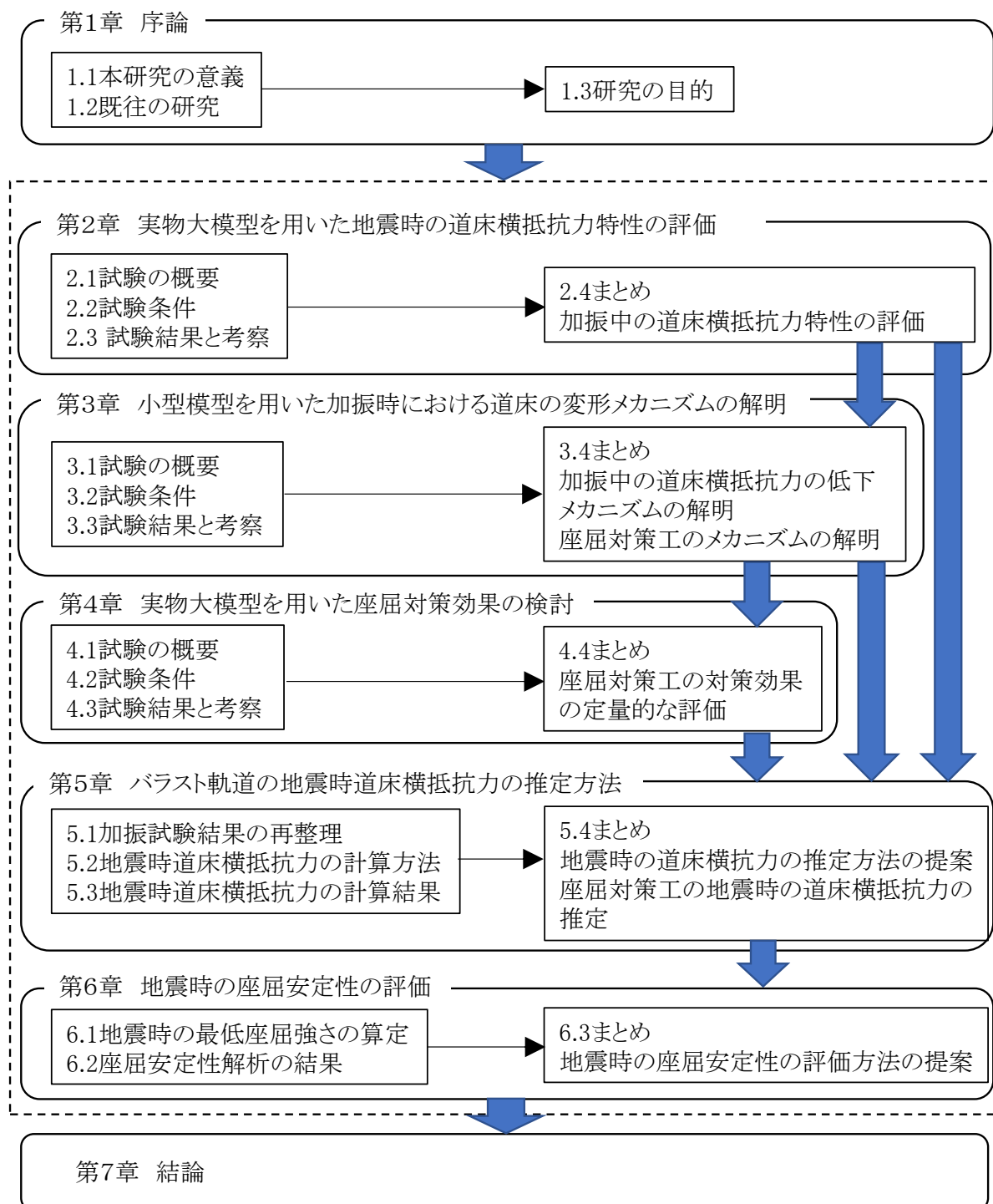


図 1.5 本論文の構成

第2章 実物大模型を用いた地震時の道床横抵抗力特性の評価

2.1 試験の概要

2.1.1 大型振動台試験装置

加振中および加振後の道床横抵抗力を評価するため、大型振動台試験を行った。加振には、油圧サーボ方式の加振装置を備えた公益財団法人鉄道総合技術研究所の大型振動台試験装置を用いた。大型振動台試験装置は、X方向とY方向の水平2方向の加振が可能であり、最大加振加速度は、X方向に $\pm 1.0G$ 、Y方向に $\pm 2.0G$ である。大型振動台試験装置の基本仕様を表2.1に、構造を図2.1に示す。試験土槽は、X軸7m、Y軸5m、高さ0.6mの鉄製であり、振動台テーブル上にボルトで剛結した。

表 2.1 大型振動台試験装置の基本仕様

加振方法	油圧サーボ方式
テーブル寸法	7m (X軸) × 5m (Y軸)
最大積載質量	500kN
加振方向	水平2軸 (X,Y軸)
最大変位	X軸 : $\pm 1.0m$, Y軸 : $\pm 0.25m$
最大速度	X軸 : $\pm 1.5m/s$, Y軸 : $\pm 0.75m/s$
最大加速度	X軸 : $\pm 1.0G$, Y軸 : $\pm 2.0G$
加振振動数	0.1~20Hz
加振パターン	地震波加振、正弦波加振
加振制御方式	加速度制御、変位制御、反力補償制御

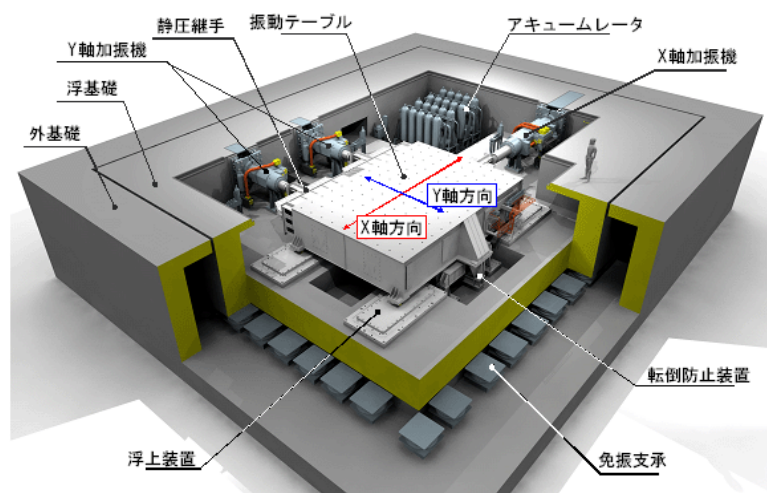


図 2.1 大型振動試験装置の構造

2.1.2 加振中の道床横抵抗力の評価方法

前章の図 1.1 のように、実際のバラスト軌道では、温度上昇にともなってレールに軸力が生じ、横方向荷重が生じる。そこで、レールの温度上昇による横方向荷重を考慮した試験条件とするため、本試験では、加振中においてロングレールが軌道を座屈させようとする一定の横方向荷重をまくらぎに与えて地震時の道床横抵抗力を評価した。横方向荷重は、引張り荷重をばねにより軌道模型に作用させた。ばねは、鉄道用架線（電車線）で使用されているテンションバランサを用いた（図 2.2 および表 2.2）。テンションバランサは 80～100mm 程度のストロークに対して張力変化率が 15%程度の特性を有するばねである。テンションバランサを用いることで、80～100mm 程度のまくらぎ残留変位に対して、一定荷重を作用させる条件となるため、実現象よりも安全側の評価となる。ばねを用いて横方向荷重を作用させた加振試験の状況を図 2.3 および図 2.4 に示す。

ここで、載荷方法に関して、既往の研究¹⁾では 2 本のレールに載荷ロッドを固定して引張荷重を作用させていたが、載荷時には 2 本のレールに均等に荷重が作用していない可能性もあると考えられた。一方、実際の軌道における道床横抵抗力の管理では載荷方向側の片方のレール位置のみに横方向荷重を作用させて載荷するのが一般的な方法となっている。そこで本研究では、載荷位置を明確にするためこれに合わせ、載荷方向側の片方のレールのみに引張荷重を作用させる条件で試験を行うこととした。

また、常時における座屈安定性には、レールの伸長に対してレール長手方向の軌道の変形挙動に対する道床縦抵抗も影響することがわかっている^{38)～44)}。軌道の設計標準²⁾では、座屈安定性の照査において最低座屈強さの算定に道床縦抵抗が用いられており、道床横抵抗の 2 倍としている。一方、地震時の座屈安定性には、道床縦抵抗よりも、軌道の横変位に対する道床横抵抗への影響が主体的であると考えられることから、本研究では道床横抵抗に対して検討することとした。

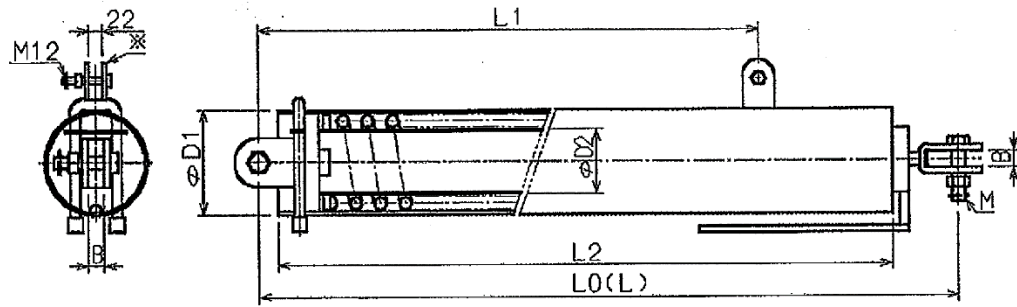


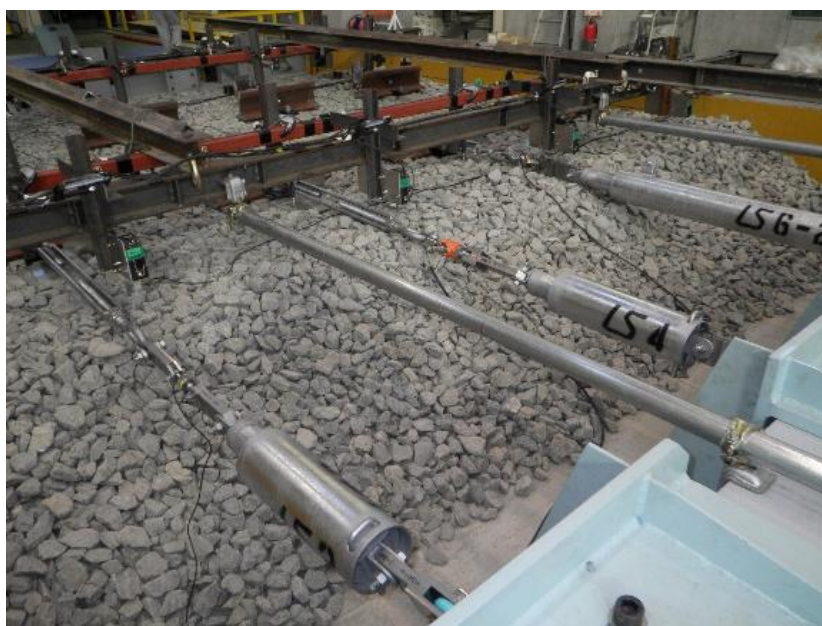
図 2.2 テンションバランサ概要

表 2.2 テンションバランサ仕様

種 別	標準張力 (kN)	取付 長, L1 (mm)	標準長, L (mm)	ストローク (mm)	外筒径 ΦD1 (mm)	B (mm)	質 量 (kg)
2 号	1.96	-	557	±56.5	127	22	13.5
4 号	3.92	-	597	±56	127	22	15.5
6 号-2	5.88	800	1148	±118.5	127	22	32
12 号-2	11.76	800	1265	±112.5	165.2	26	59



図 2.3 ばねによる横方向荷重の加振試験状況



(a) 2号、4号、6号-2



(b) 12号-2

図 2.4 テンションバランサの設置状況

2.2 試験条件

2.2.1 軌道模型の構築方法

試験ケースは、バラスト道床の形状がカントの有無で異なる場合の影響と、まくらぎ本数の影響を検討するため、計3ケースである。試験ケースの一覧を表2.3に示す。

バラスト道床の形状は、実軌道において車両が曲線を通過する際に曲線外軌に向かって超過遠心力が作用し、その影響を打ち消すために両レールに高低差（以下、カントという。）を設けて、曲線外軌レールを曲線内軌レールよりも高くする。このカントの影響を検討するため、道床形状は、直線区間と曲線区間を想定して、カントが0mmの場合とカント200mmの場合の2種類とした（図2.5および図2.6）。ここで、道床形状が道床横抵抗に及ぼす影響を佐藤ら（1976）の提案式により検討すると、まくらぎ各面が負担する抵抗力のうち、まくらぎ側面はカントの有無により断面に変化がないことから抵抗力に変化がない。まくらぎ底面および端面は、カントの勾配により、まくらぎの自重およびまくらぎ端面のバラストの自重が内軌レール側に作用することから、道床横抵抗がわずかに増加することが考えられる。

まくらぎ本数は、軌きょうによる影響を検討するため、まくらぎ1本と軌きょうを組んだまくらぎ3本の2種類とした（図2.7）。文献3）より、軌きょうの道床横抵抗は、まくらぎ1本のまくらぎ変位2mm時の道床横抵抗と概ね一致することで、実軌道ではまくらぎ1本の道床横抵抗試験により評価している。一方で、まくらぎ1本と軌きょうの場合で加振中の動的応答特性および道床横抵抗特性は十分に検討されていないことから、試験条件に設定した。

実物大軌道模型は、高架橋上における新幹線のバラスト軌道を想定し、道床厚200mm、道床肩幅500mm、法面勾配1:1.8とした。軌道模型の諸元を表2.4に示す。まくらぎは新幹線で一般的に用いられているPCまくらぎ3Hであり、レール種別は60kgレールである。まくらぎの構造を図2.8に、用いたまくらぎを図2.9に示す。レールの長さは、まくらぎ1本あたりの自重を考慮して、新幹線の標準的なまくらぎ間隔と同じ581mmとした。まくらぎ1本あたりのレール重量は、実軌道におけるまくらぎ間隔（レール25m/まくらぎ43本）より設定した。レールとまくらぎの締結には表2.5に示す締結装置を用いた。

高架橋上の新幹線バラスト軌道を想定し、バラスト・路盤間の摩擦係数を考慮するため、セメントボードを振動台テーブル上に設置した（図2.10）。その上に、バラストを投入し、道床厚（内軌側）200mm、道床肩幅500mmとし、密度 1.6t/m^3 となるように振動パイプレーターを用いて道床バラストを締め固めて、バラスト軌道を構築した。軌道模型の構築状況を図2.11および図2.12に示す。まくらぎ1本の場合は、まくらぎをレール長手方向に4本並べ、まくらぎ3本の場合はまくらぎ3本からなる軌きょうをレール長手方向に2組並べて、振動台テーブル上に配置した。実物大模型のまくらぎおよび軌きょうの配置間隔は、隣接するまくらぎまたは軌きょうの影響が小さくなるように設定した。

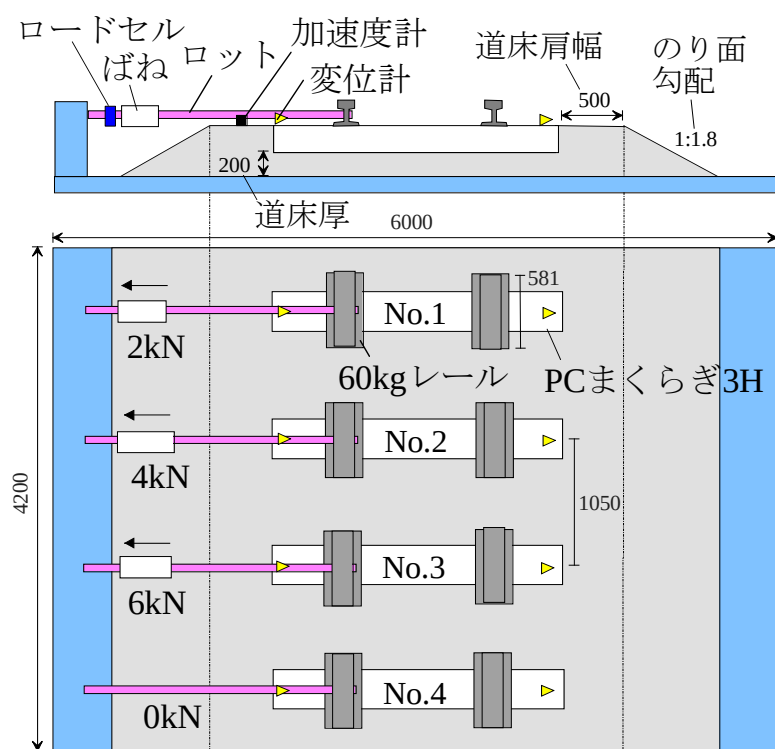


図 2.5 実物大模型の概要(ケース 1:まくらぎ 1 本-カント無し)

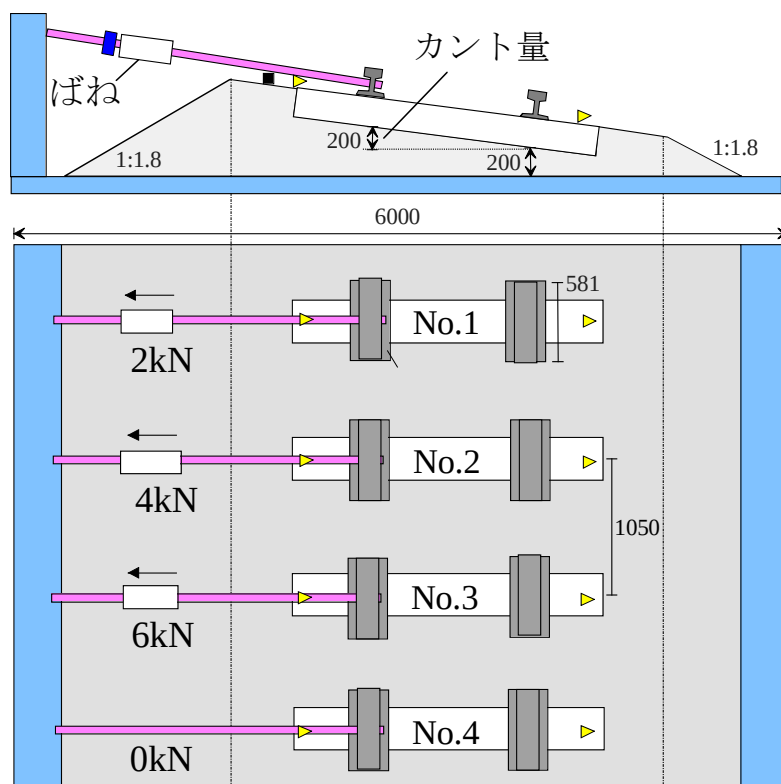


図 2.6 実物大模型の概要(ケース 2:まくらぎ 1 本-カント有り)

道床横抵抗力＝底面＋側面＋端面

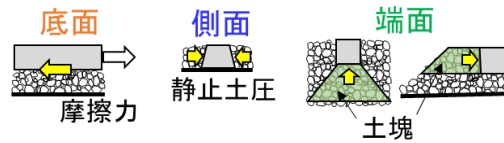


図 2.7 道床横抵抗力の推定方法(佐藤ら(1976))

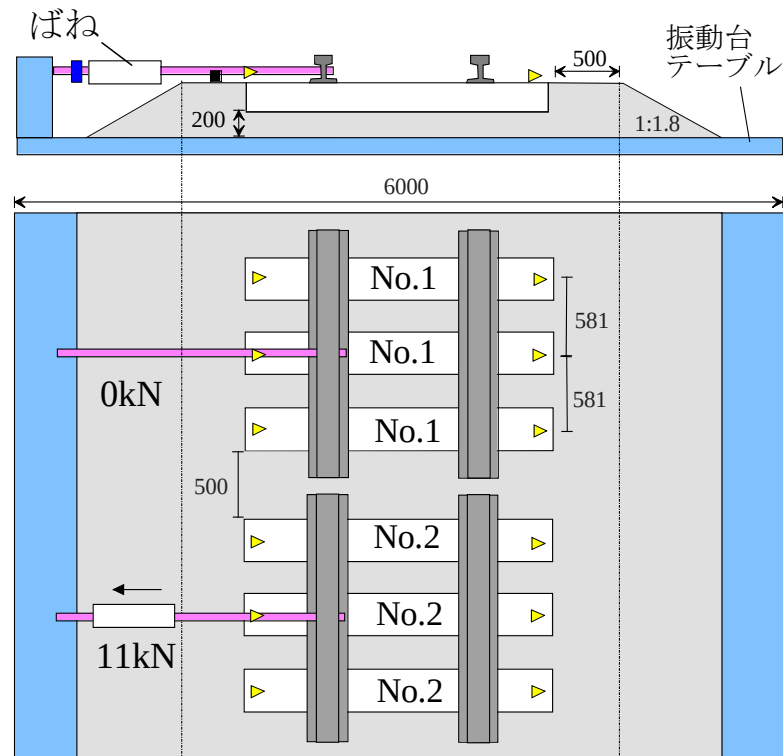


図 2.8 実物大模型の概要(ケース3:まくらぎ3本-カント無し)

表 2.3 試験条件

試験 ケース	道床 形状	まくらぎ 本数	まくらぎ No.	引張り 荷重	道床横抵 抗力試験	加振ステップ
ケース1	カント 無し	1本	1	2kN	-	①正弦波200gal ②正弦波400gal ③中越波600gal ④中越波700gal ⑤正弦波600gal ⑥正弦波700gal ⑦正弦波800gal
			2	4kN	-	
			3	6kN	加振前	
			4	0kN	加振後	
ケース2	カント 有り	1本	1	2kN	-	
			2	4kN	-	
			3	6kN	加振前	
			4	0kN	加振後	
ケース3	カント 無し	3本	1	11kN	加振前	
			2	0kN	加振後	

表 2.4 実物大模型の諸元

まくらぎ	PCまくらぎ 3H
レール	60kg
まくらぎ間隔	581mm (3本模型の場合)
道床肩幅	500mm
道床厚	200mm

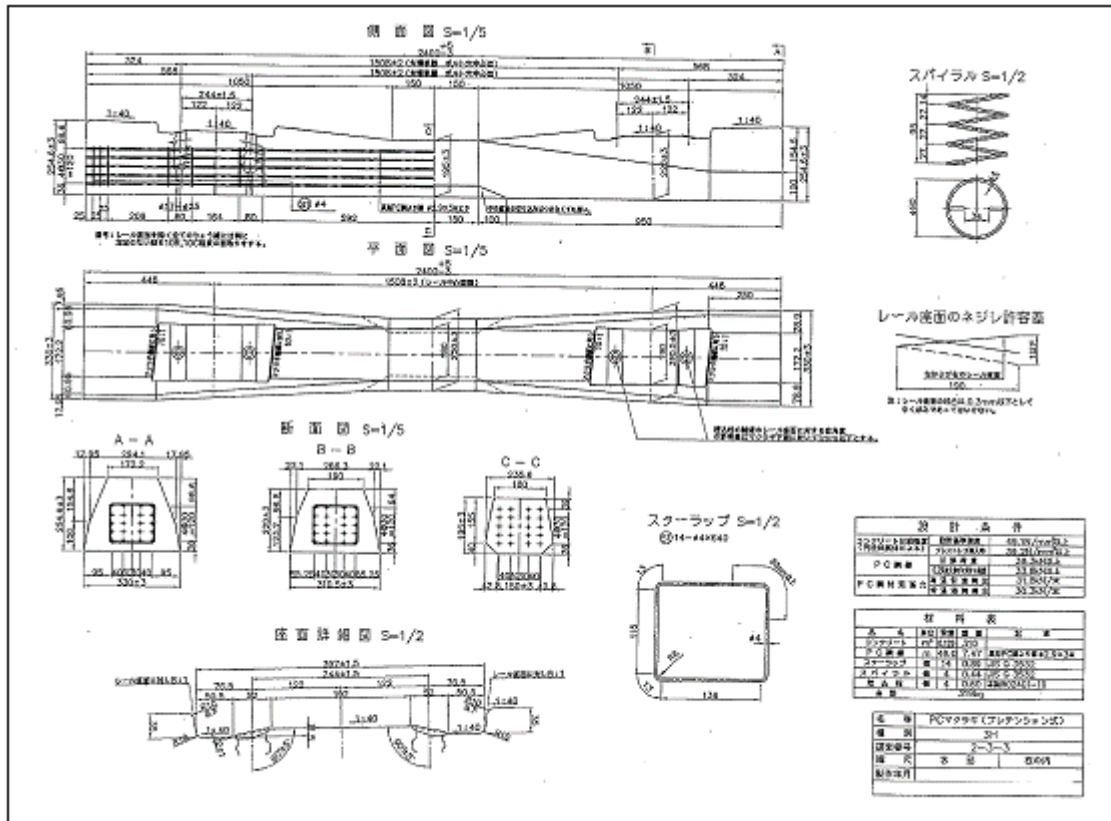


図 2.9 まくらぎ概要(PC まくらぎ 3H)



図 2.10 使用したまくらぎ(PC まくらぎ 3H)

表 2.5 締結装置の構成

項 目	型 式
レール締結装置	高速形 60 用
板ばね	高速形 60 10 mm
締結ボルト	102 高速形 座金付 $\phi 23.2$ mm $\times$ 165 mm
その他締結用品	平座金 4.5 mm $\times$ 45 mm
締結用絶縁品	102 形 高速形ばね受台
軌道パット	新幹線 60 用 2 種 (高速形) 10 mm $\times$ 140 mm $\times$ 180 mm

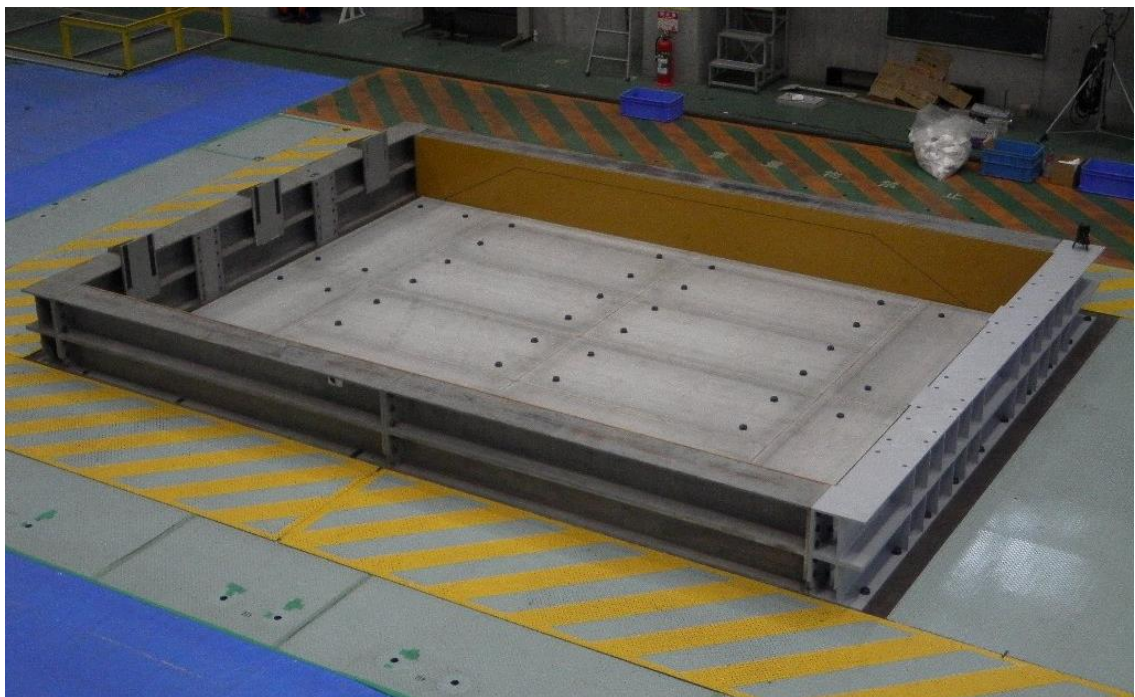


図 2.11 土槽組立て・セメントボード設置完了後全景



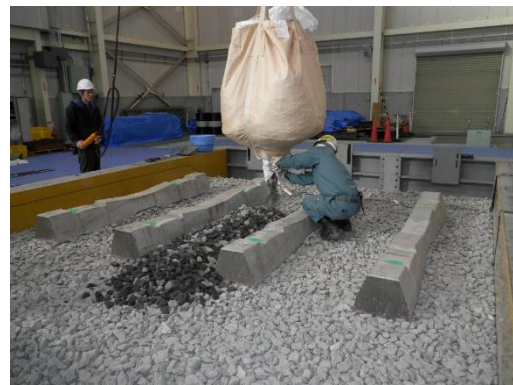
(a) 道床構築状況 (バラストの投入)



(b) 道床構築状況 (バラストの転圧)



(c) まくらぎの設置



(d) まくらぎ間のバラストの投入



(e) まくらぎ間のバラストの転圧



(f) 模型作製完了後 (加振前)

図 2.12 供試体の作製状況 (ケース 1: まくらぎ 1 本-カント無し)



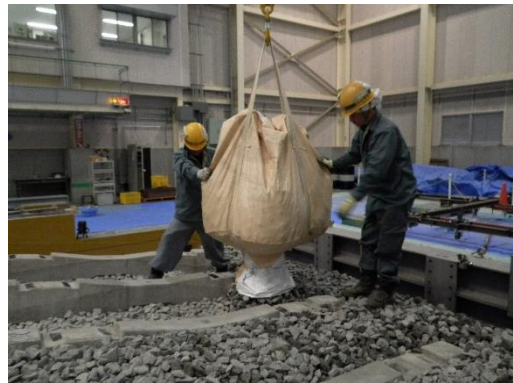
(a) 道床構築状況 (バラストの投入)



(b) 道床構築状況 (バラストの転圧)



(c) まくらぎの設置



(d) まくらぎ間のバラストの投入



(e) まくらぎ間のバラストの転圧



(f) 模型作製完了後 (加振前)

図 2.13 供試体の作製状況 (ケース 2: まくらぎ 1 本-カント有り)

2.2.2 道床横抵抗力試験

実際のバラスト軌道における道床横抵抗力は、一般的にまくらぎ 1 本をジャッキでまくらぎ長手方向に載荷し、まくらぎ変位 2 mm における荷重を道床横抵抗力として評価している。これは、既往の研究より、軌きょうが横方向に移動した場合の最終道床横抵抗力をまくらぎ 1 本の場合のまくらぎ変位 2 mm の荷重で評価できるとされているためである^{2), 4)}。そこで、道床横抵抗力試験は、実際のバラスト軌道で評価されている試験方法に則り、レールに載荷ロッドを接続して、まくらぎの長手方向にジャッキで引張荷重を作用させて、道床横抵抗力を評価した。

道床横抵抗力試験は、加振試験前の横方向荷重 6 kN の軌道模型および正弦波 8.0m/s^2 加振後の横方向荷重 0 kN の軌道模型に対して、図 2.13 に示す載荷装置を用いて、載荷速度 2 mm/min でまくらぎ長手方向に載荷を行った。載荷状況を図 2.14 に示す。

道床横抵抗力試験の計測項目は、まくらぎ両端部の水平変位および水平荷重である。用いた計測器の仕様一覧を表 2.6 に示す。なお、本試験では、軌きょうでの最終道床横抵抗力で評価するため、まくらぎ 1 本の場合はまくらぎ水平変位 2 mm 時、まくらぎ 3 本の場合は 10 mm 時の道床横抵抗力を軌きょうでの最終道床横抵抗力とした。

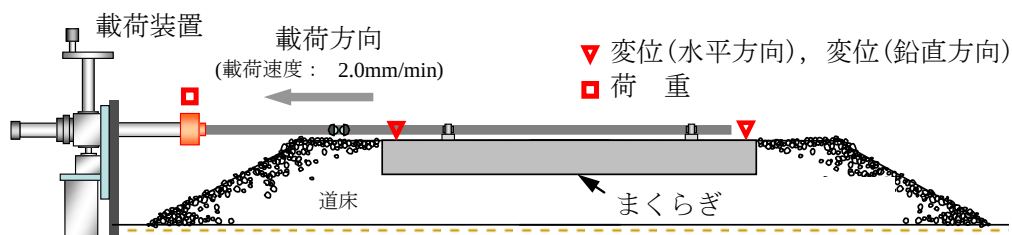


図 2.14 道床横抵抗力試験の方法

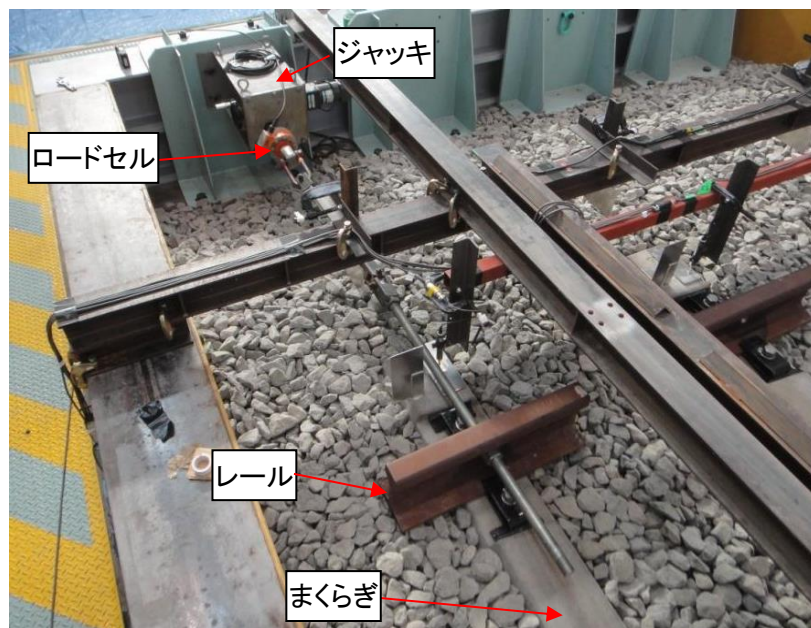
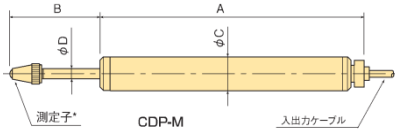
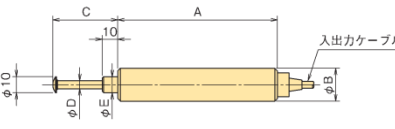
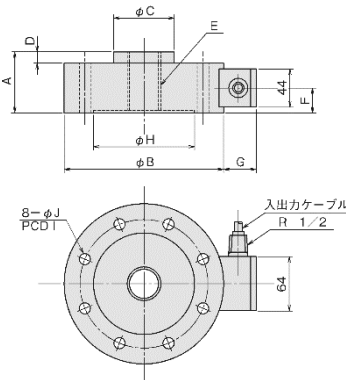


図 2.14 道床横抵抗力試験の載荷状況

表 2.6 計測器の詳細仕様一覧(道床横抵抗力試験)

項 目	用途・型式・仕様	外観																																																																														
接触式 変位計	メーカー: 東京測器研究所 型 式: CDP-100M 定格出力: 5mV/V 容 量: 100 mm データ整理上の極性: まくらぎが南側へ変位 (+)	 <table border="1" data-bbox="957 553 1353 654"><thead><tr><th>型 名</th><th>A (mm)</th><th>B (mm)</th><th>φC (mm)</th><th>φD (mm)</th><th>質量 (g)</th><th>適用ホルダ</th></tr></thead><tbody><tr><td>CDP-5M / -5MT</td><td>79</td><td>21.5</td><td rowspan="2">φ10</td><td rowspan="2">φ3</td><td>29</td><td rowspan="2">CDPF-12-25</td></tr><tr><td>CDP-10M / -10MT</td><td>79</td><td>27</td><td>47</td></tr><tr><td>CDP-25M / -25MT</td><td>114.5</td><td>41.5</td><td rowspan="2">φ20</td><td rowspan="2">φ5</td><td>125</td><td rowspan="2">CDPF-11-25</td></tr><tr><td>CDP-50M / -50MT</td><td>158</td><td>68</td><td>347</td></tr><tr><td>CDP-100M / -100MT</td><td>270</td><td>115.5</td><td>φ33</td><td>φ5</td><td>347</td><td>CDPF-11-50</td></tr></tbody></table> CDP-100M  <table border="1" data-bbox="957 931 1353 1039"><thead><tr><th>型 名</th><th>A</th><th>B</th><th>C</th><th>D</th><th>E</th><th>質量 (g)</th></tr></thead><tbody><tr><td>CDP-5</td><td>99</td><td>20.5</td><td>20</td><td>5</td><td>10</td><td>90</td></tr><tr><td>CDP-10</td><td>99</td><td>20.5</td><td>24</td><td>5</td><td>10</td><td>90</td></tr><tr><td>CDP-25</td><td>114</td><td>20.5</td><td>40</td><td>5</td><td>10</td><td>100</td></tr><tr><td>CDP-50</td><td>154</td><td>33.5</td><td>65</td><td>5</td><td>10</td><td>270</td></tr><tr><td>CDP-100</td><td>274</td><td>41</td><td>118</td><td>6</td><td>12</td><td>580</td></tr></tbody></table> CDP-25, CDP-50	型 名	A (mm)	B (mm)	φC (mm)	φD (mm)	質量 (g)	適用ホルダ	CDP-5M / -5MT	79	21.5	φ10	φ3	29	CDPF-12-25	CDP-10M / -10MT	79	27	47	CDP-25M / -25MT	114.5	41.5	φ20	φ5	125	CDPF-11-25	CDP-50M / -50MT	158	68	347	CDP-100M / -100MT	270	115.5	φ33	φ5	347	CDPF-11-50	型 名	A	B	C	D	E	質量 (g)	CDP-5	99	20.5	20	5	10	90	CDP-10	99	20.5	24	5	10	90	CDP-25	114	20.5	40	5	10	100	CDP-50	154	33.5	65	5	10	270	CDP-100	274	41	118	6	12	580
	型 名	A (mm)	B (mm)	φC (mm)	φD (mm)	質量 (g)	適用ホルダ																																																																									
CDP-5M / -5MT	79	21.5	φ10	φ3	29	CDPF-12-25																																																																										
CDP-10M / -10MT	79	27			47																																																																											
CDP-25M / -25MT	114.5	41.5	φ20	φ5	125	CDPF-11-25																																																																										
CDP-50M / -50MT	158	68			347																																																																											
CDP-100M / -100MT	270	115.5	φ33	φ5	347	CDPF-11-50																																																																										
型 名	A	B	C	D	E	質量 (g)																																																																										
CDP-5	99	20.5	20	5	10	90																																																																										
CDP-10	99	20.5	24	5	10	90																																																																										
CDP-25	114	20.5	40	5	10	100																																																																										
CDP-50	154	33.5	65	5	10	270																																																																										
CDP-100	274	41	118	6	12	580																																																																										
荷重計	メーカー: 東京測器研究所 型 式: TCLM-50KNA 定格出力: 2.5mV/V 容 量: 50kN データ整理上の極性: 引張 (+)	 TCLM-50KNA																																																																														

2.2.3 加振試験

加振試験および道床横抵抗力試験の試験条件を表 2.4 に示す。加振試験は、加振波形が正弦波（載荷集は数 3Hz，正弦波 10 波）および地震波の 2 種類であり，加振方向はレール直角方向である。地震波は，図 2.15 に示す新潟県中越地震における十日町高架橋上面の応答波である⁴⁵⁾（以下，「中越波」という）。

加振中に作用させる横方向荷重は，温度変化によりロングレールが軌道を座屈させようとする荷重を想定して，まくらぎ 1 本の場合が 0kN，2kN，4kN，6kN の 4 種類，まくらぎ 3 本の場合が 0kN と 11kN（まくらぎ 1 本あたり 3.7kN）の 2 種類とした。表 2.7 に横方向荷重とレール温度変化の関係を示す。横方向荷重はエネルギー法を用いて算出した²⁰⁾。計測項目は，まくらぎ両端部の水平変位および鉛直変位，まくらぎ両端部の水平加速度，道床肩部およびまくらぎ底面位置の道床表面の水平加速度，振動台テーブルの水平加速度，およびばねの横方向荷重である。

加振試験の状況を図 2.16 に示す。測定に用いた計測器一覧を表 2.8 および表 2.9 に示す。

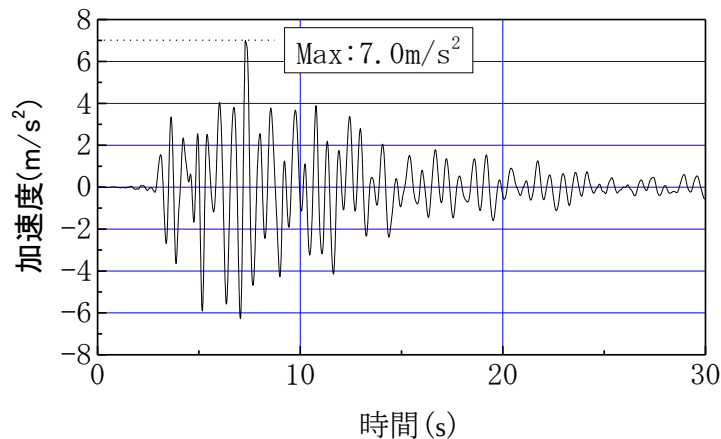


図 2.15 加振試験の地震波形(中越波)

表 2.7 引張り荷重とレール温度変化の関係

レールの温度上昇量	29℃	40℃	42℃	52℃
横方向荷重	2kN	11kN/3本	4kN	6kN

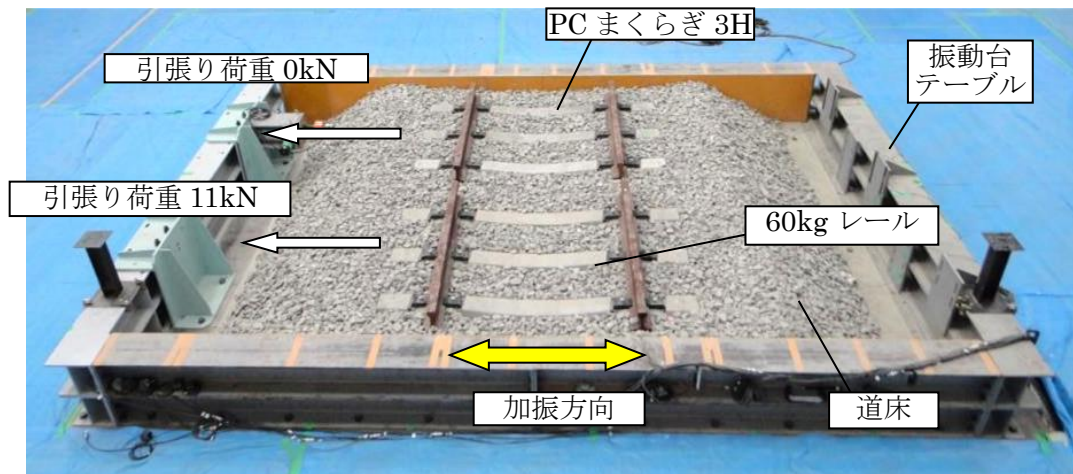


図 2.16 加振試験の状況(例:ケース3 まくらぎ3本-カント無し)

表 2.8 計測器の詳細仕様一覧(加振試験用)

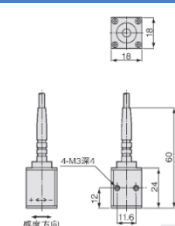
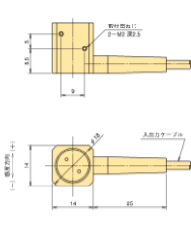
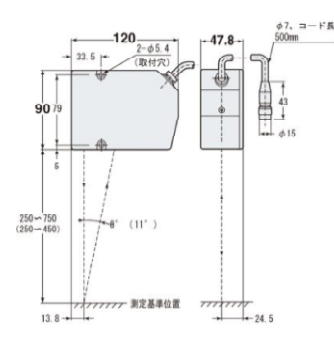
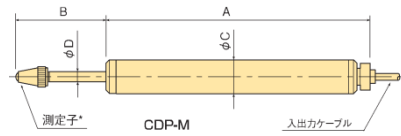
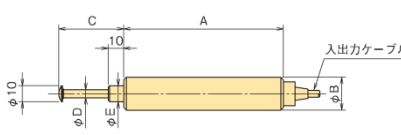
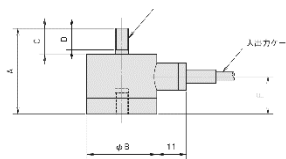
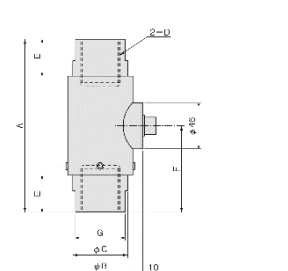
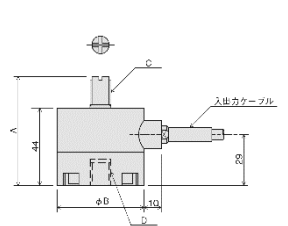
項 目	用途・型式・仕様	外観
加速度計	型 式:ASW-A 型 メーカー:株式会社 共和電業 定格出力:0.5mV/V (2G) データ整理上の極性: 北側(+)	 ASW-A
	型 式:ARF-50A メーカー:株式会社 共和電業 定格出力:0.5mV/V (2G) データ整理上の極性: 北側(+)	 ARF-50A
レーザー 変位計	型 式:LK-500 メーカー:株式会社 キーエンス 定格出力: 基準距離 500 mm 測定範囲±250 mm アナログ出力±5.0V (0.02V/mm) データ整理上の極性: まくらぎが南側に変位(+)	

表 2.9 計測器の詳細仕様一覧(加振試験用)

項 目	用途・型式・仕様	外観																																																																														
接触式 変位計	メーカー: 東京測器研究所 型 式: CDP-100M 定格出力: 5mV/V 容 量: 100 mm データ整理上の極性: まくらぎが南側へ変位 (+)	 <table border="1"><thead><tr><th>型 名</th><th>A (mm)</th><th>B (mm)</th><th>φC (mm)</th><th>φD (mm)</th><th>質量 (g)</th><th>適用ホルダ</th></tr></thead><tbody><tr><td>CDP-5M / -5MT</td><td>79</td><td>21.5</td><td rowspan="2">φ10</td><td rowspan="2">φ3</td><td>29</td><td rowspan="2">CDPF-12-25</td></tr><tr><td>CDP-10M / -10MT</td><td>79</td><td>27</td><td>47</td></tr><tr><td>CDP-25M / -25MT</td><td>114.5</td><td>41.5</td><td rowspan="2">φ20</td><td rowspan="2">φ5</td><td>125</td><td rowspan="2">CDPF-11-25</td></tr><tr><td>CDP-50M / -50MT</td><td>158</td><td>68</td><td>347</td></tr><tr><td>CDP-100M / -100MT</td><td>270</td><td>115.5</td><td>φ33</td><td>φ5</td><td>347</td><td>CDPF-11-50</td></tr></tbody></table> CDP-100M  <table border="1"><thead><tr><th>型 名</th><th>A</th><th>B</th><th>C</th><th>D</th><th>E</th><th>質量 (g)</th></tr></thead><tbody><tr><td>CDP-5</td><td>99</td><td>20.5</td><td>20</td><td>5</td><td>10</td><td>90</td></tr><tr><td>CDP-10</td><td>99</td><td>20.5</td><td>24</td><td>5</td><td>10</td><td>90</td></tr><tr><td>CDP-25</td><td>114</td><td>20.5</td><td>40</td><td>5</td><td>10</td><td>100</td></tr><tr><td>CDP-50</td><td>154</td><td>33.5</td><td>65</td><td>5</td><td>10</td><td>270</td></tr><tr><td>CDP-100</td><td>274</td><td>41</td><td>118</td><td>6</td><td>12</td><td>580</td></tr></tbody></table> CDP-25, CDP-50	型 名	A (mm)	B (mm)	φC (mm)	φD (mm)	質量 (g)	適用ホルダ	CDP-5M / -5MT	79	21.5	φ10	φ3	29	CDPF-12-25	CDP-10M / -10MT	79	27	47	CDP-25M / -25MT	114.5	41.5	φ20	φ5	125	CDPF-11-25	CDP-50M / -50MT	158	68	347	CDP-100M / -100MT	270	115.5	φ33	φ5	347	CDPF-11-50	型 名	A	B	C	D	E	質量 (g)	CDP-5	99	20.5	20	5	10	90	CDP-10	99	20.5	24	5	10	90	CDP-25	114	20.5	40	5	10	100	CDP-50	154	33.5	65	5	10	270	CDP-100	274	41	118	6	12	580
	型 名	A (mm)	B (mm)	φC (mm)	φD (mm)	質量 (g)	適用ホルダ																																																																									
CDP-5M / -5MT	79	21.5	φ10	φ3	29	CDPF-12-25																																																																										
CDP-10M / -10MT	79	27			47																																																																											
CDP-25M / -25MT	114.5	41.5	φ20	φ5	125	CDPF-11-25																																																																										
CDP-50M / -50MT	158	68			347																																																																											
CDP-100M / -100MT	270	115.5	φ33	φ5	347	CDPF-11-50																																																																										
型 名	A	B	C	D	E	質量 (g)																																																																										
CDP-5	99	20.5	20	5	10	90																																																																										
CDP-10	99	20.5	24	5	10	90																																																																										
CDP-25	114	20.5	40	5	10	100																																																																										
CDP-50	154	33.5	65	5	10	270																																																																										
CDP-100	274	41	118	6	12	580																																																																										
荷重計	メーカー: 東京測器研究所 型 式: TCLN-5KNA 定格出力: 1mV/V 容 量: 5.0kN データ整理上の極性: 引張 (+)	 TCLN-5KNA																																																																														
	メーカー: 東京測器研究所 型 式: TCLP-10KNB 定格出力: 1mV/V 容 量: 10kN データ整理上の極性: 引張 (+)	 TCLP-10KNB																																																																														
	メーカー: 東京測器研究所 型 式: TCLA-20KNA 定格出力: 2mV/V 容 量: 20kN データ整理上の極性: 引張 (+)	 TCLA-20KNA																																																																														

2.3 試験結果と考察

2.3.1 加振前後の道床横抵抗力特性

実軌道における道床横抵抗力は、一般的にまくらぎ 1 本をジャッキでまくらぎ長手方向に載荷し、まくらぎ変位 2mm における荷重を道床横抵抗力として評価している。そこで、本研究においても、実物大模型における道床横抵抗力にはまくらぎ変位 2mm における荷重を検討することとした。

図 2.17 に、横方向荷重 0kN のカント無しの場合の加振前および正弦波 8.0m/s² 加振後のまくらぎ水平変位と道床横抵抗力の関係を示す。まくらぎ変位 2mm 時で道床横抵抗力は 8.4kN であり、正弦波 8.0m/s² 加振後では 5.3kN に道床横抵抗力が低下した。

図 2.18 に、加振前および正弦波 8.0m/s² 加振後に行った道床横抵抗力試験のまくらぎ水平変位とまくらぎ鉛直変位の関係を示す。加振前後とも、まくらぎ水平変位の増加とともにまくらぎ両端部のまくらぎ鉛直変位が上昇方向に増加しており、載荷方向と反対側のまくらぎ端部の方が載荷側よりも鉛直変位が大きくなった。これは、水平載荷に対して、道床肩部のバラストが十分に締め固められて剛性が高い場合に、道床肩部のバラストのダイレイタンスにより、載荷側のまくらぎ端部が上昇するとともに、載荷側のまくらぎ端部を回転中心として、反対側のまくらぎも上昇する変形挙動を示すことによるものと考えられる。

図 2.19 に加振後の道床形状を示す。加振前と比べて、正弦波 6.0m/s² 加振後からまくらぎ端部の道床表面位置が低下し、正弦波 8.0m/s² 加振後ではまくらぎ端部が低下して、道床のり尻が上昇していることがわかる。また、まくらぎ端部周辺のパラストが加振によって崩壊して道床のり尻に堆積していた。

以上より、正弦波 8.0m/s² 加振後に道床肩部が崩壊してまくらぎ端部の負担力が低下したことで、加振後の道床横抵抗力が低下したと考えられる。

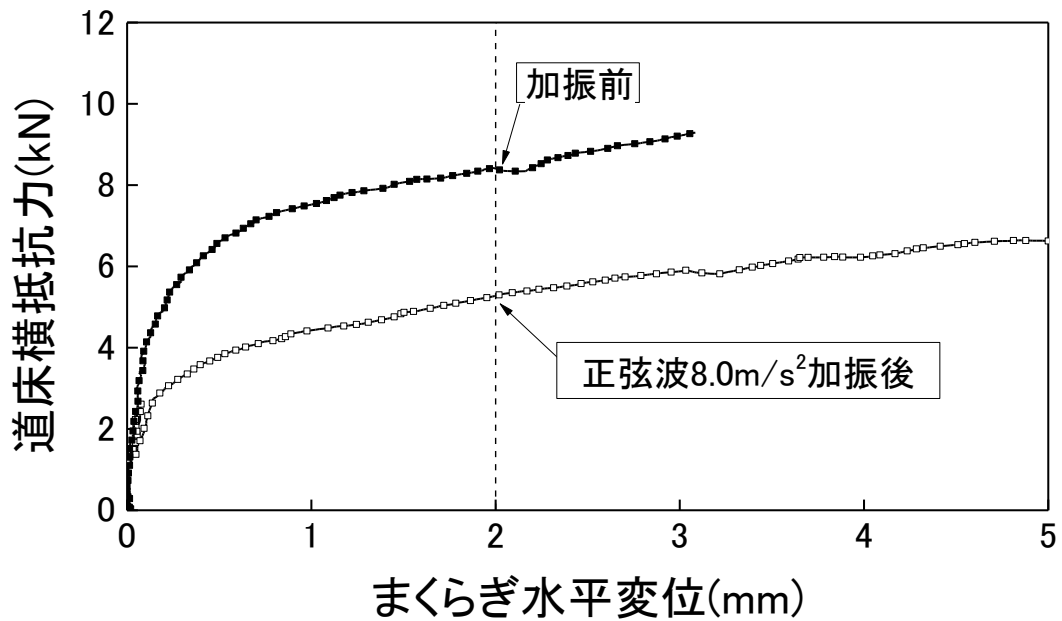


図 2.17 まくらぎ水平変位と道床横抵抗力の関係(まくらぎ 1 本・カント無し)

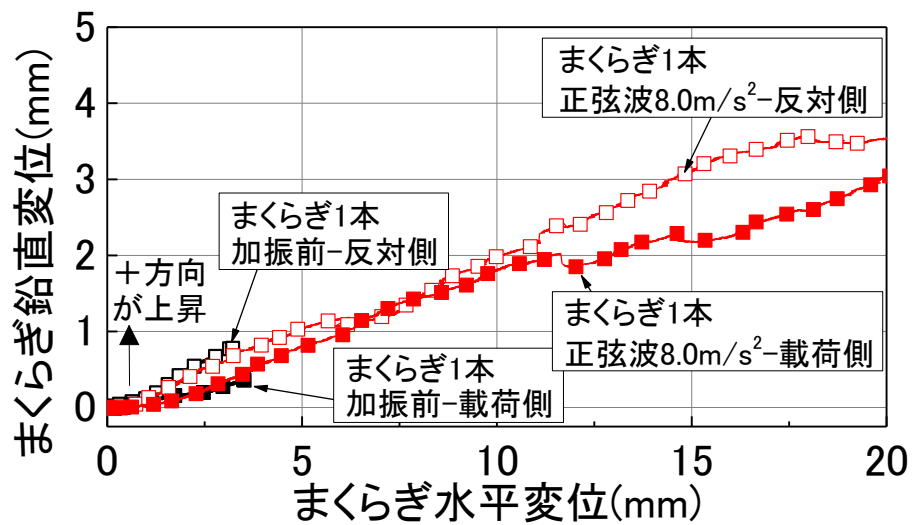


図 2.18 まくらぎの水平変位と鉛直変位の関係(まくらぎ 1 本・カント無し)

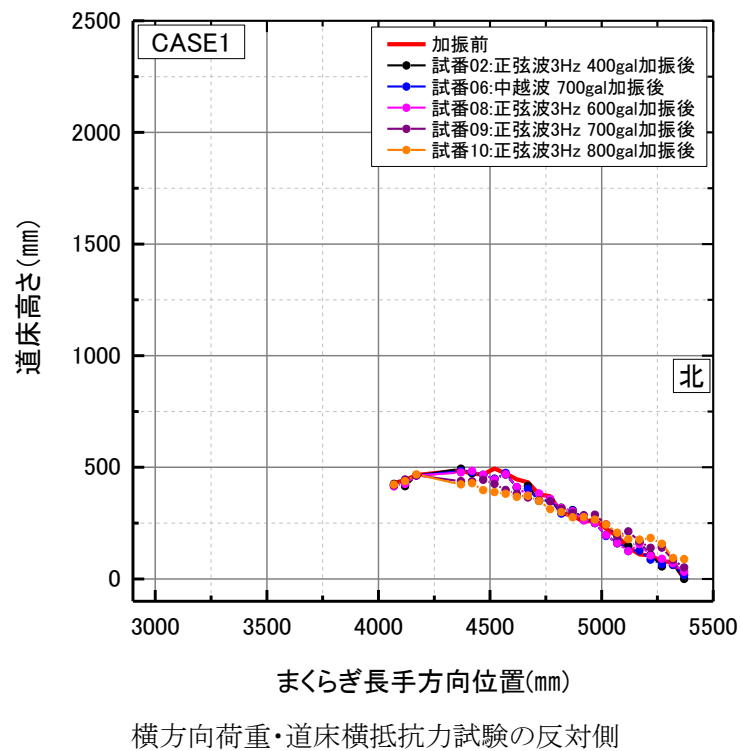
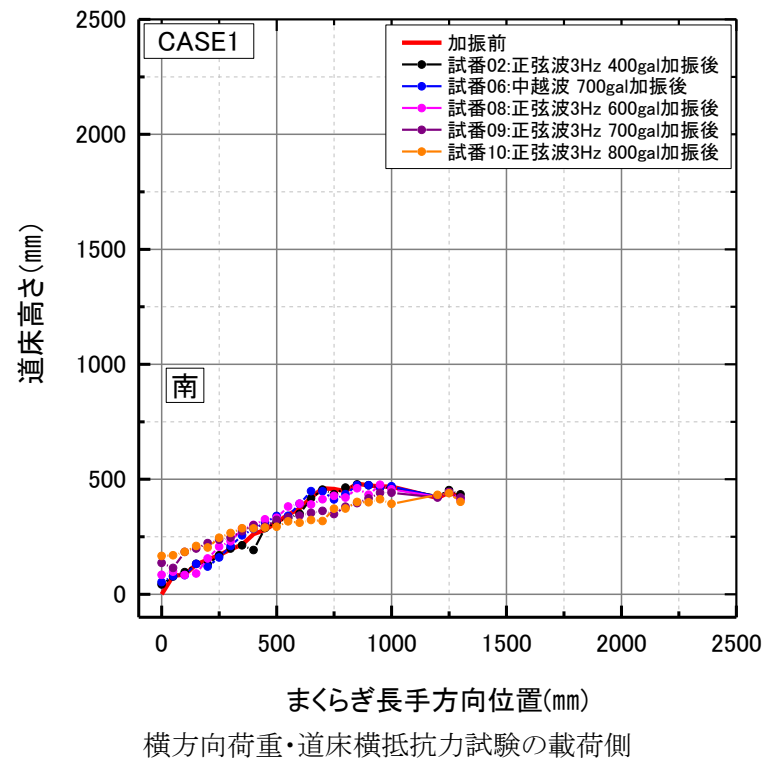


図 2.19 加振前後の道床形状(まくらぎ 1 本・カント無し)

2.3.1.1 道床形状の影響

図 2.20 に横方向荷重 0 kN のカント有りの場合の加振前および正弦波 8.0 m/s² 加振後のまくらぎ水平変位と道床横抵抗力の関係を示す。また、比較としてカント無しの試験結果を併せて示す。

加振前のまくらぎ変位と道床横抵抗力の関係は、カントの有無とも概ね同様の傾向を示し、カント有りではまくらぎ変位 2 mm 時に 8.2 kN であり、カント無しと概ね同程度の道床横抵抗力であった。正弦波 8.0 m/s² 加振後は、カントの有無ともに道床横抵抗力が低下する傾向を示し、カント有りでは 6.2 kN であった。加振後の道床横抵抗力の低下率は、カント無しの方が大きく 37 % 程度であり、カントありでは 24 % 程度であったが、まくらぎ変位が 4 mm 以降はカントの有無で同程度の道床横抵抗力を示した。

図 2.21 に、加振前および正弦波 8.0 m/s² 加振後に行った道床横抵抗試験のまくらぎ水平変位とまくらぎ鉛直変位の関係を示す。加振前後とも、まくらぎ水平変位の増加とともにまくらぎ両端部のまくらぎ鉛直変位が上昇方向に増加しており、载荷方向と反対側のまくらぎ端部の方が载荷側よりも鉛直変位が大きくなった。これより、カント無しと概ね同様の変形特性となっていることを確認した。

図 2.22 に加振後の道床形状を示す。カント有りの場合は、正弦波 7.0 m/s² 加振後からまくらぎ端部の道床表面位置が低下して、道床のり尻が上昇していることから、カント無しの場合と同様に、まくらぎ端部の道床が崩壊して負担力が低下したことで、道床横抵抗力が低下したと考えられる。

以上より、カントの有無による道床形状の違いが、道床横抵抗特性および変形特性に及ぼす影響は小さく、概ね同様の傾向を示すことを確認した。

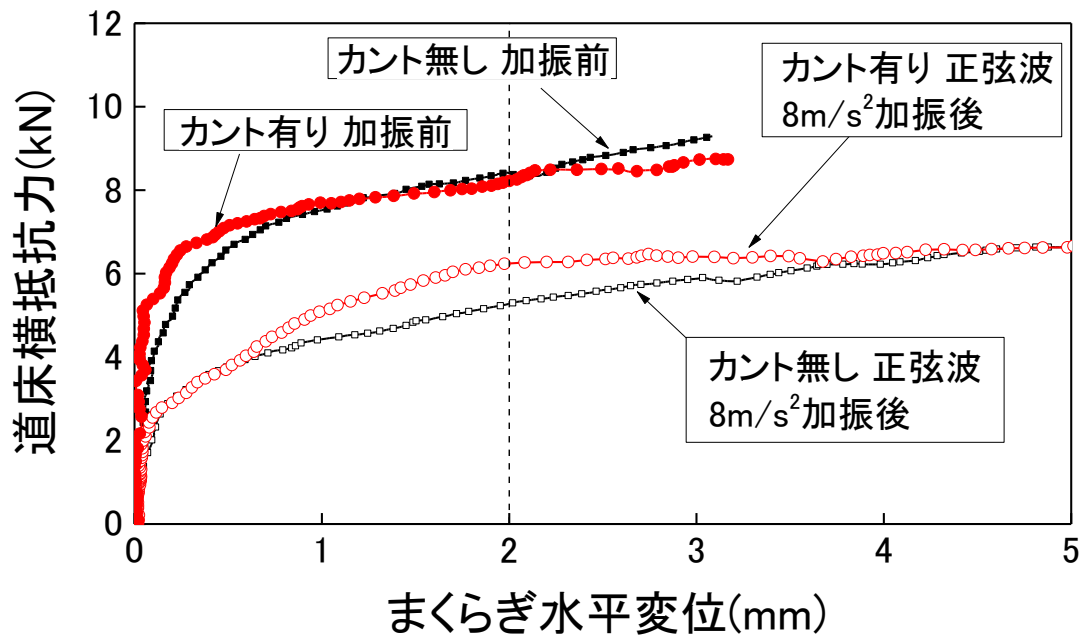


図 2.20 まくらぎ水平変位と道床横抵抗力の関係
(道床形状の影響、まくらぎ 1 本)

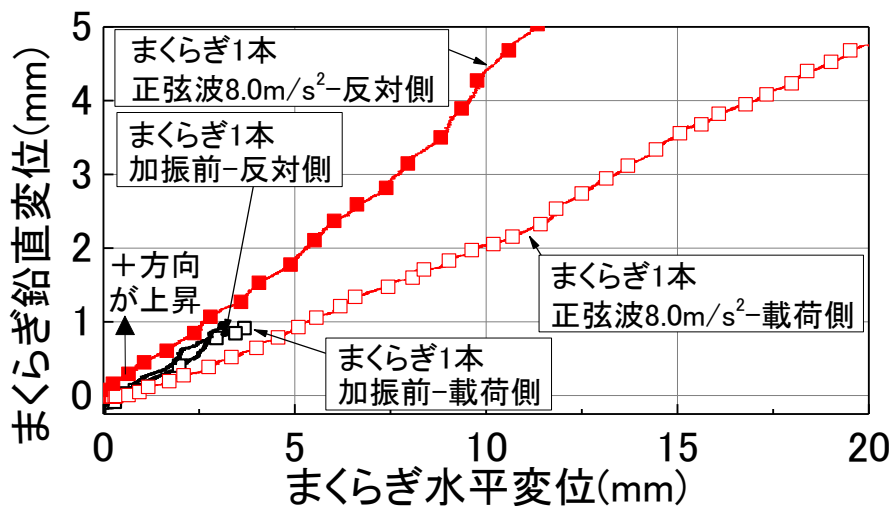
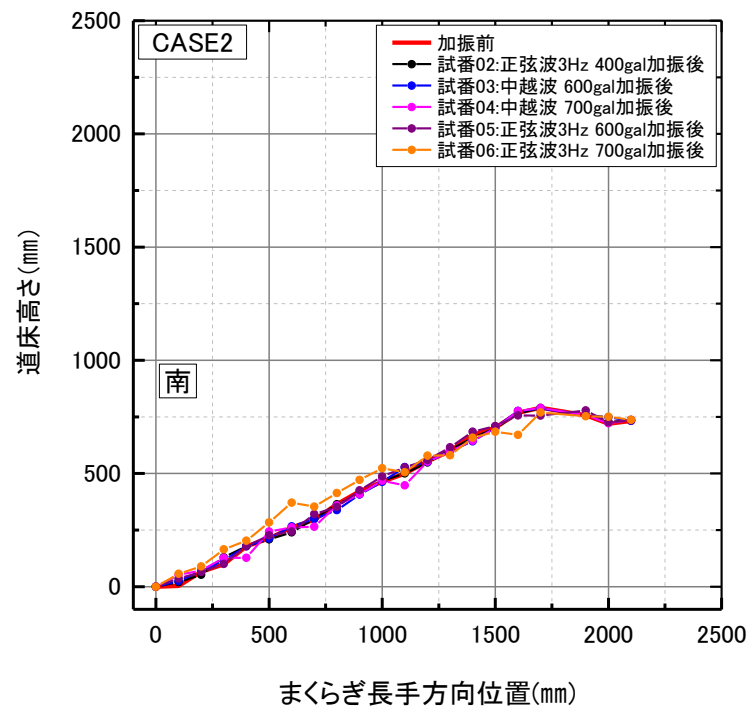
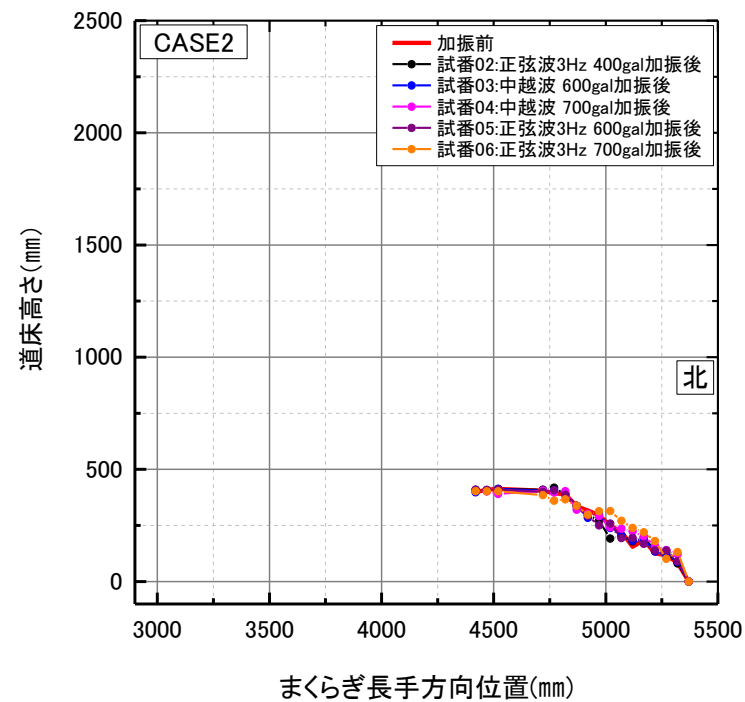


図 2.21 まくらぎの水平変位と鉛直変位の関係
(まくらぎ 1 本・カント有り)



横方向荷重・道床横抵抗力試験の載荷側



横方向荷重・道床横抵抗力試験の反対側

図 2.22 加振前後の道床形状(まくらぎ 1 本・カント有り)

2.3.1.2 まくらぎ本数の影響

図 2.23 に、まくらぎ 3 本のカント無しの場合の横方向荷重 0kN の加振前および正弦波 8.0 m/s^2 加振後のまくらぎ水平変位と道床横抵抗力の関係を示す。比較として、まくらぎ 1 本のカント無しの結果を併せて示す。なお、まくらぎ 3 本の道床横抵抗力は、まくらぎ 1 本あたりに換算している。ここで、本試験では、軌きょうでの最終道床横抵抗力で評価するため、まくらぎ 1 本の場合はまくらぎ水平変位 2 mm 時であったが、まくらぎ 3 本の場合は 10 mm 時の道床横抵抗力を軌きょうでの最終道床横抵抗力とした。

加振前の道床横抵抗力は、まくらぎ 3 本の 10 mm 時で 7.4 kN であり、まくらぎ 1 本よりもまくらぎ 3 本の道床横抵抗力の方がやや小さい値となった。正弦波 8.0 m/s^2 加振後の道床横抵抗力は、まくらぎ 3 本の方がやや大きい 6.8 kN であった。加振後の道床横抵抗力の低下率は、まくらぎ 1 本模型の 2 mm 時の場合の方が大きく 37% 程度であり、まくらぎ 3 本の 10 mm 時の場合は 9% 程度であった。これは、軌きょうの群杭効果によりまくらぎ 1 本あたりの道床横抵抗力が低下するため¹⁵⁾、もともとまくらぎ端部の寄与分が小さいまくらぎ 3 本の方がまくらぎ端部周辺の剛性低下の影響が小さくなり、加振後の道床横抵抗力の減少量が小さくなったためと考えられる。

図 2.24 に、加振前および正弦波 8.0 m/s^2 加振後に行った道床横抵抗力試験のまくらぎ水平変位とまくらぎ鉛直変位の関係を示す。加振前後とも、まくらぎ水平変位の増加とともにまくらぎ両端部のまくらぎ鉛直変位が上昇方向に増加しており、载荷方向と反対側のまくらぎ端部の方が载荷側よりも鉛直変位が大きくなった。これより、まくらぎ 1 本の場合と概ね同様の傾向を示すことを確認した。

図 2.25 に加振後の道床形状を示す。まくらぎ 3 本の場合は、正弦波 7.0 m/s^2 加振後からまくらぎ端部の道床表面位置が低下して、道床のり尻の道床高さが上昇していることから、カントなしの場合と同様に、まくらぎ端部の道床が崩壊して負担力が低下したことで、道床横抵抗力が低下したと考えられる。

以上より、まくらぎ本数が増加することで、群杭効果の影響によりまくらぎ 1 本あたりの道床横抵抗力が低下するが、加振後の道床横抵抗力は、もともとまくらぎ端部の寄与分が小さいまくらぎ 3 本の方がまくらぎ端部周辺の剛性低下の影響が小さくなり、加振後の道床横抵抗力の減少量が小さくなることがわかった。

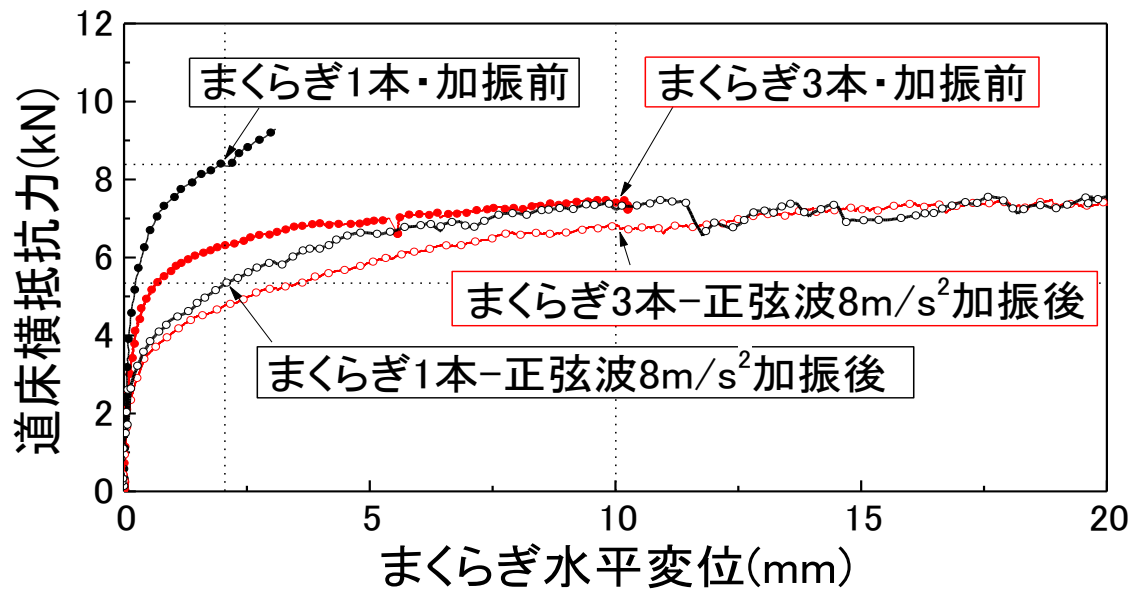


図 2.23 まくらぎ水平変位と道床横抵抗力の関係
(まくらぎ本数の影響, カント無し)

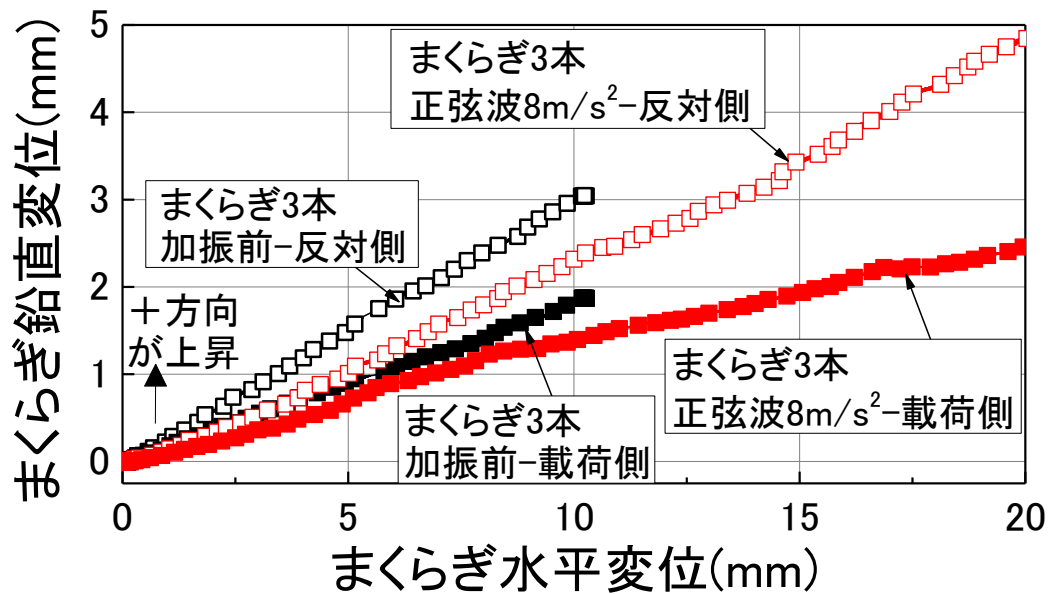
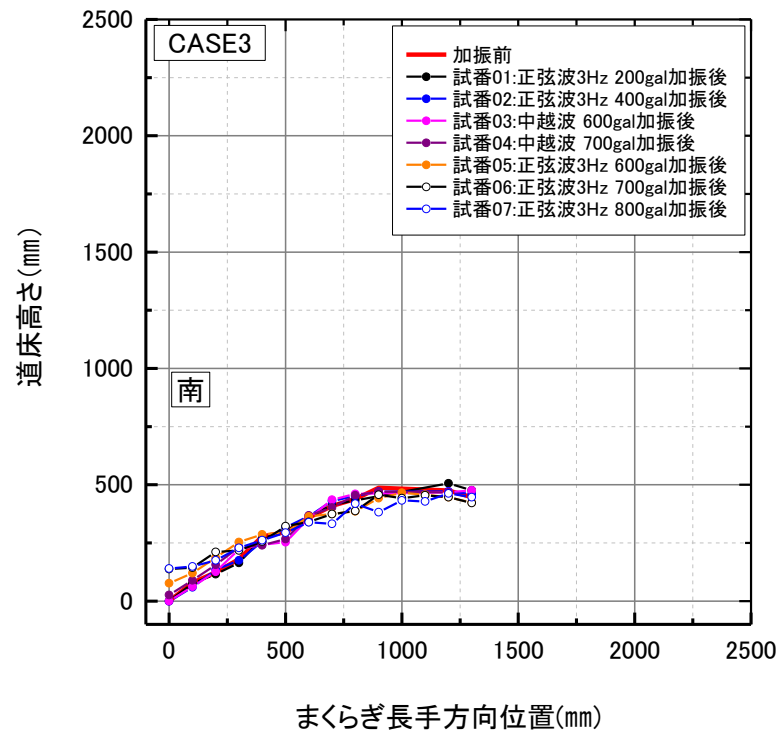
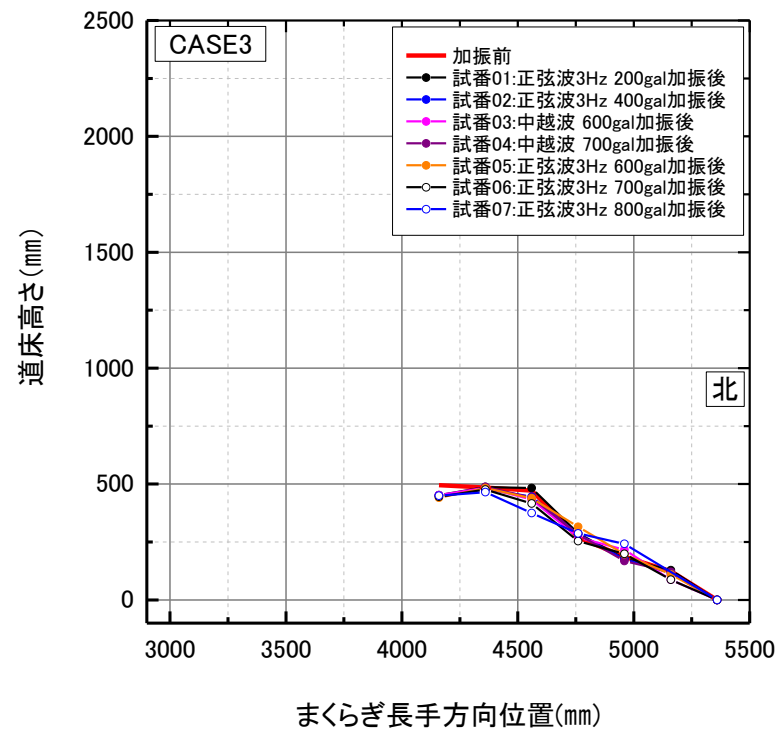


図 2.24 まくらぎの水平変位と鉛直変位の関係(まくらぎ 3 本)



横方向荷重・道床横抵抗力試験の載荷側



横方向荷重・道床横抵抗力試験の反対側

図 2.25 加振前後の道床形状(まくらぎ 1 本・カント有り)

2.3.2 加振中のまくらぎ変位

図 2.26 から図 2.46 に、カント無しのまくらぎ 1 本模型の加振中におけるまくらぎ変位波形およびまくらぎ、まくらぎ下の道床表層、道床底部、道床肩部の応答加速度、振動台テーブルの加振加速度を示す。

正弦波 2.0 m/s^2 では、横方向荷重によらず、加振波形と道床およびまくらぎの応答加速度波形は一致しており、まくらぎ変位波形もほとんど変化が見られなかった。

正弦波 4.0 m/s^2 では、横方向荷重によらず、加振波形と道床およびまくらぎの応答加速度波形は一致している。まくらぎ変位波形は、横方向荷重 4 kN および 6 kN の場合に加振波数とともに、まくらぎ変位振幅およびまくらぎ残留変位が生じ、横方向荷重が大きいほど、まくらぎ変位振幅およびまくらぎ残留変位ともに大きくなった。

中越波 6.0 m/s^2 では、横方向荷重によらず、加振波形と道床およびまくらぎの応答加速度波形は概ね一致している。まくらぎ変位波形は、最大加速度が生じた際に、横方向荷重 4 kN で 1 mm 程度の残留変位が、横方向荷重 6 kN で 6 mm 程度の残留変位が生じた。

中越波 7.0 m/s^2 では、最大加速度が生じた際に道床肩部の応答加速度に周期が非常に短く加速度の高い波が重畳しており、横方向荷重が増加するほど、その傾向は顕著であった。これは、加振によって道床肩部の表層に設置したバラストが乱されて、振動台テーブルと異なる応答を示したことが影響していると考えられる。また、横方向荷重 4 kN および 6 kN の場合において、最大加速度が生じた際にまくらぎおよびまくらぎ下の道床の応答加速度でも重畳波が生じた。これは、加振によってまくらぎに残留変位が生じたことで、まくらぎ上およびその下の道床上の加速度計が振動台テーブルと異なる挙動を示したと考えられる。道床底部の応答加速度波形は、横方向荷重によらず、概ね加振波形と一致していた。まくらぎ変位波形は、最大加速度が作用した際に、横方向荷重 6 kN においてまくらぎ残留変位が 26 mm 程度に急増し、ばねが伸びて荷重が抜けたことから、試験を中止した。横方向荷重 4 kN では 4 mm 程度、横方向荷重 2 kN 以下では 1 mm 未満であった。

正弦波 6.0 m/s^2 では、横方向荷重によらず、道床肩部の応答加速度に重畳波が生じており、横方向荷重が増加するほど、その傾向は顕著であった。また、横方向荷重 4 kN および 6 kN の場合においてまくらぎおよびまくらぎ下の道床の応答加速度でも重畳波が生じた。道床底部の応答加速度波形は、横方向荷重によらず、概ね加振波形と一致していた。まくらぎ変位波形は、横方向荷重 0 kN および 2 kN では残留変位が 1 mm 未満であるが、横方向荷重 4 kN の場合において、1 波目に 2 mm 程度、2 波目で 6 mm 程度であり、3 波目以降は 1 波ごとに微増し、10 波目にはまくらぎ残留変位が 10 mm 生じた。これより、最大加速度が生じた際にまくらぎ残留変位が生じ、特に横方向荷重が大きな条件ではまくらぎ残留変位が急増することを確認した。地震波の卓越周波数は 1.6 Hz であるが、正弦波では 3 Hz であり、横方向荷重 4 kN において、中越波ではまくらぎ残留変位が 1 mm 程度であったが、正弦波では 1 mm を超える残留変位が 1 波で生じたことから、作用時間と周波数の影響によるものと考えられる。また、加振加速度 6.0 m/s^2 では加振波形によらず道床横抵抗力が加振によって 6 kN よりも低下するものの、 4 kN では残留変位を 1 mm 以

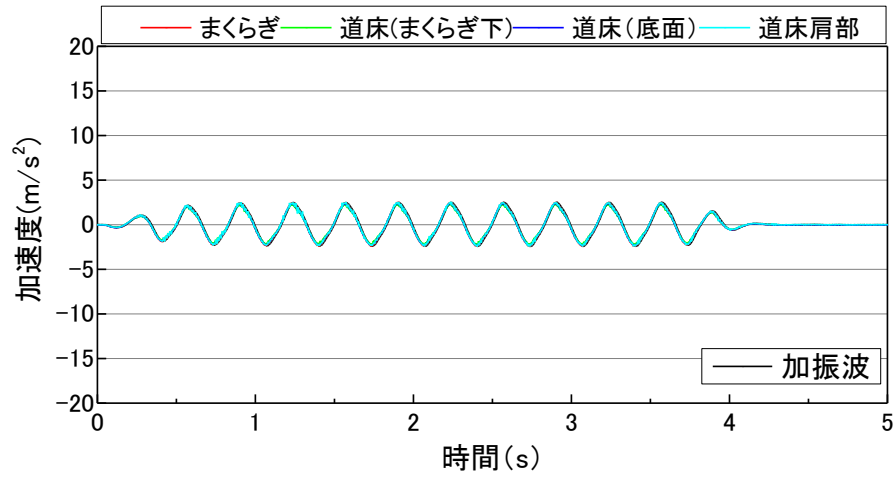
下に保持できると考えられる。

正弦波 7.0 m/s^2 では、横方向荷重によらず、道床肩部の応答加速度に大きな重畳波が生じており、横方向荷重 4 kN だけでなく 2 kN においてもまくらぎおよびまくらぎ下の道床の応答加速度でも重畳波が生じた。道床底部の応答加速度波形は、横方向荷重によらず、概ね加振波形と一致していた。横方向荷重 4 kN でもばねの荷重抜けが生じたが、8 波目までは荷重が作用しており、加振 1 波で最大 13 mm 程度の残留変位が生じた。横方向荷重 2 kN においては、加振波の数が増加すると、徐々に加振によるまくらぎ変位振幅と残留変位が非線形に増大し、10 波目には 14 mm 程度の残留変位が生じており、まくらぎ変位振幅も最大で 5 mm 程度であった。

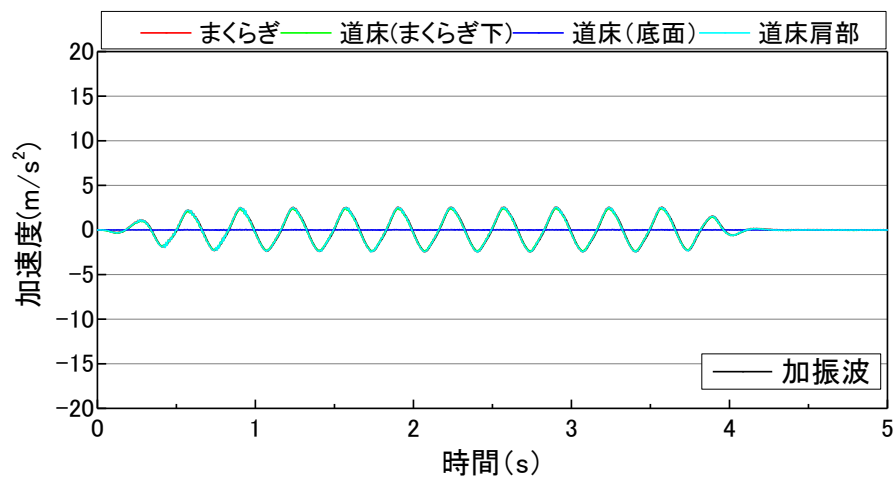
以上より、加振加速度 7.0 m/s^2 では、横方向荷重 4 kN 以下に道床横抵抗力が低下し、 2 kN においても連続して加振を受けることで、道床横抵抗力が低下することがわかった。

正弦波 8.0 m/s^2 では、横方向荷重 0 kN および 2 kN において、まくらぎ、まくらぎ下の道床、道床肩部の応答加速度に重畳波が生じており、まくらぎおよび道床が乱れて、振動台テーブルと異なる挙動を示したと考えられる。横方向荷重 0 kN の道床底部の応答加速度波形は加振波形と一致していることがわかる。まくらぎ変位波形は、横方向荷重 2 kN の場合に、加振波の数が増加すると、徐々に加振によるまくらぎ変位振幅と残留変位が非線形に増大し、10 波目には 59 mm 程度の残留変位が生じており、まくらぎ変位振幅も最大で 15 mm 程度であった。横方向荷重 0 kN では、加振中にまくらぎ変位振幅が 1 mm 程度生じたが、まくらぎ残留変位は 3 mm 程度であった。以上より、加振加速度 8.0 m/s^2 では、横方向荷重 2 kN 以下に道床横抵抗力が低下し、 0 kN ではまくらぎの変位振幅は生じるものの、残留変位が 3 mm 程度であることがわかった。また、まくらぎ変位は 1 波目よりも 2 波目以降の方が同等以上のまくらぎ残留変位が生じる傾向があることがわかった。

図 2.47 に、まくらぎ 1 本模型における横方向荷重と各加振ステップのまくらぎ残留変位の関係を示す。横方向荷重 0 kN では、正弦波 8.0 m/s^2 加振後もまくらぎ残留変位は 2.0 mm であるが、横方向荷重が増加するほど、各加振ステップのまくらぎ残留変位が増大していることがわかる。横方向荷重 2 kN は、正弦波 8.0 m/s^2 加振後のまくらぎ水平変位 10 mm 時における道床横抵抗力の $1/4$ 程度に相当するが、正弦波 8.0 m/s^2 加振により 51 mm の残留変位が生じた。このように、正弦波 8.0 m/s^2 加振後の道床横抵抗力より小さな横方向荷重でも大きな残留変位が生じたことから、加振中において道床横抵抗力が低下したものと考えられる。

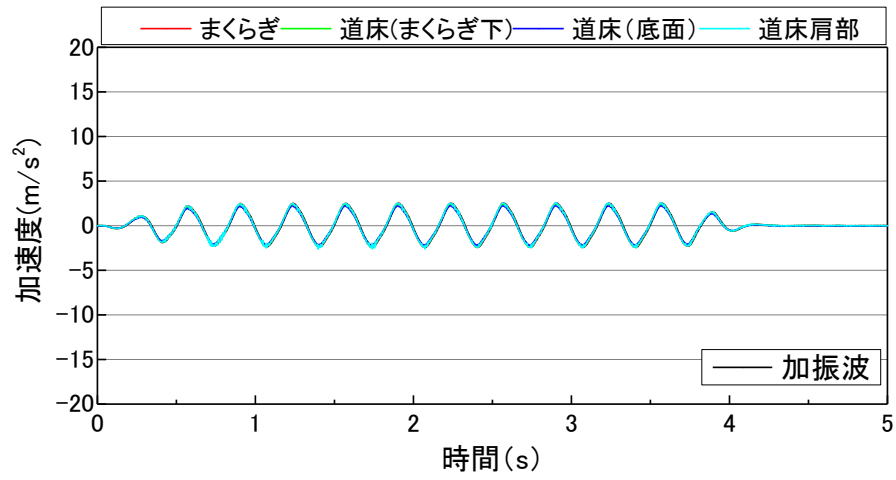


(a) 横方向荷重 0kN

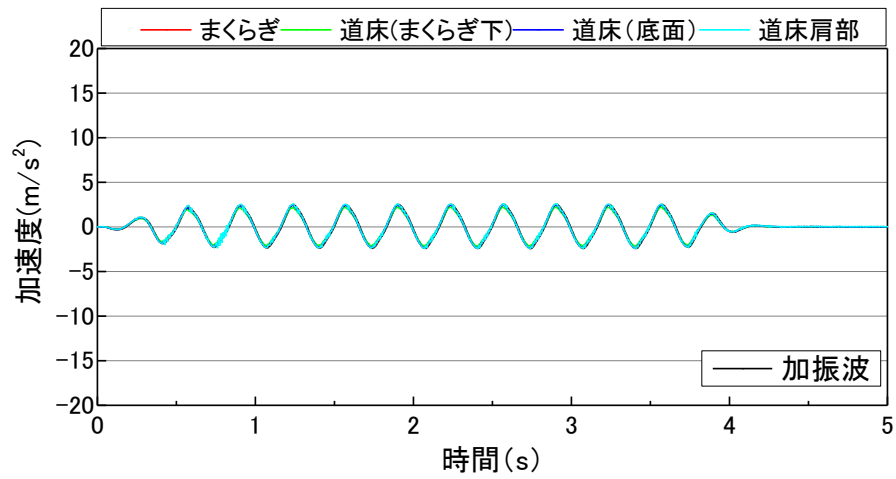


(b) 横方向荷重 2kN

図 2.26 加速度波形(1本・カント無し・正弦波 2.0m/s²)



(c) 横方向荷重 4kN



(d) 横方向荷重 6kN

図 2.27 加速度波形(1本・カント無し・正弦波 2.0m/s^2)

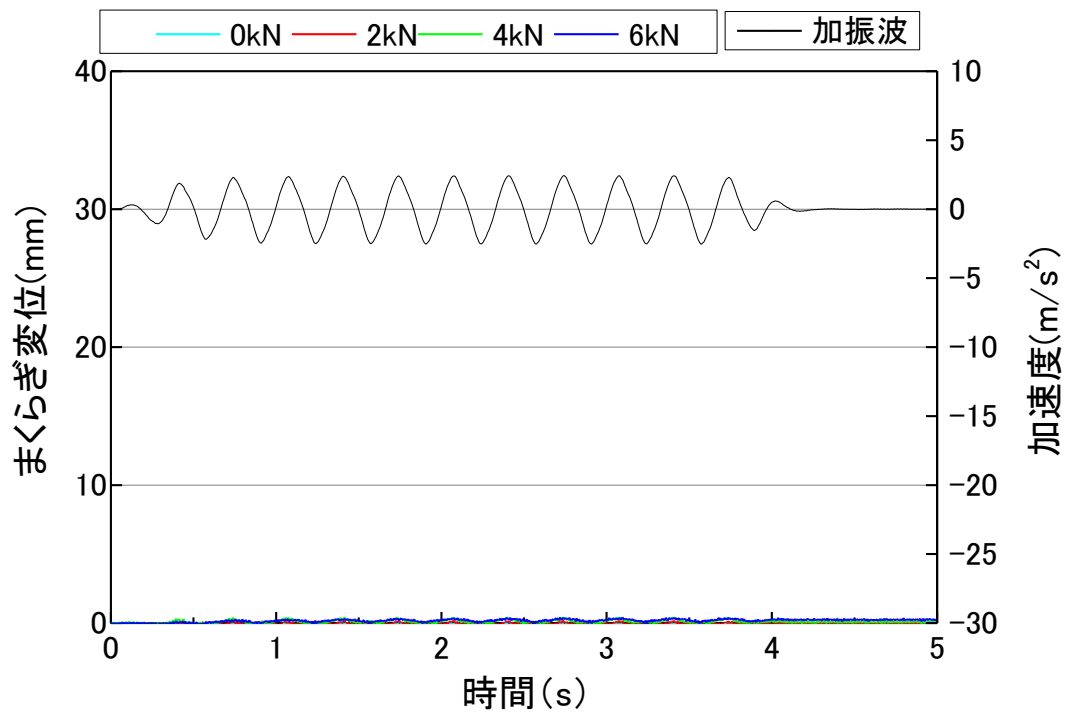
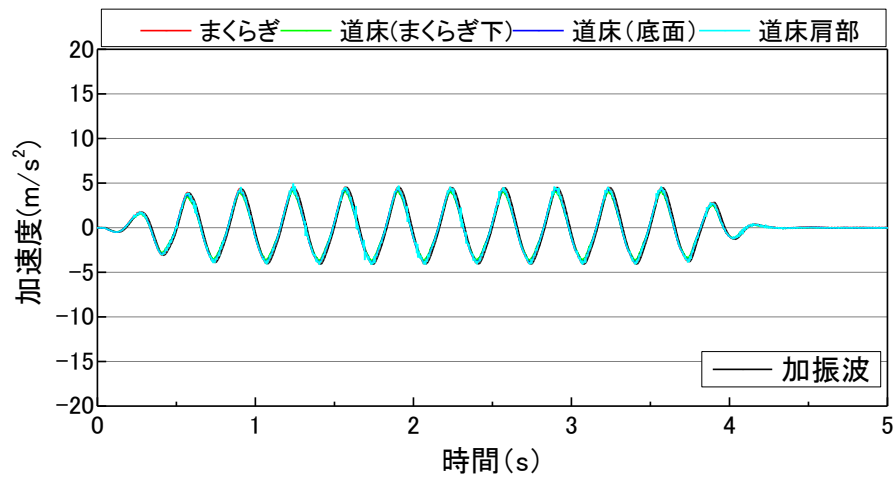
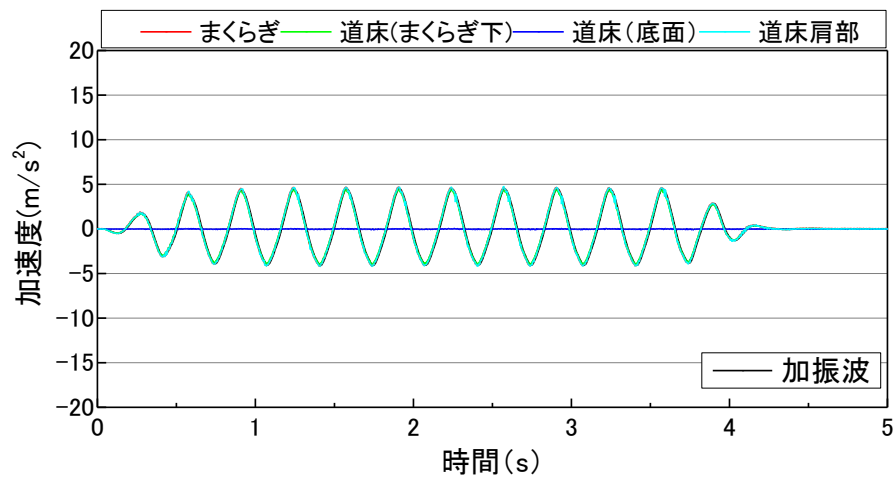


図 2.28 まくらぎ変位波形(1 本・カント無し・正弦波 $2.0m/s^2$)

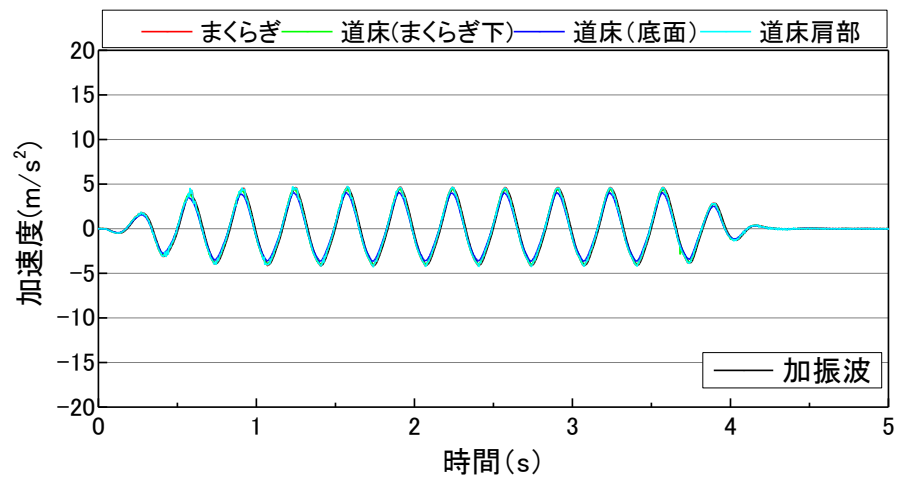


(a) 横方向荷重 0kN

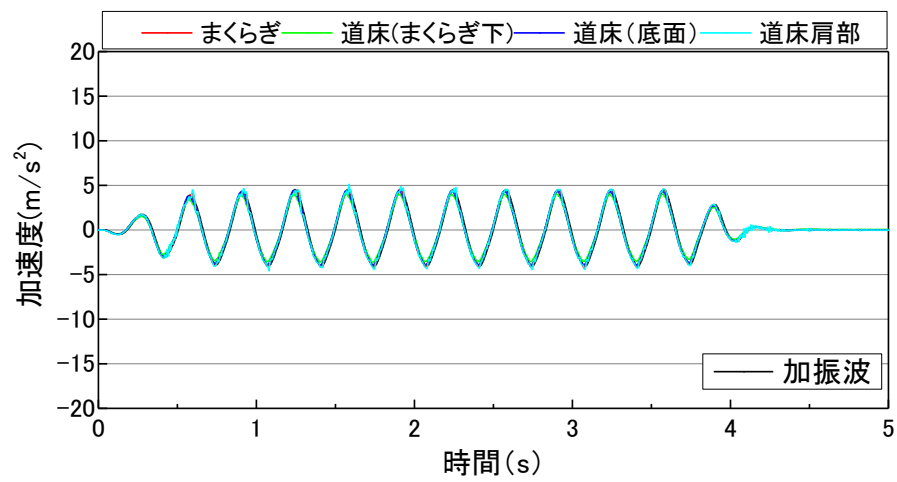


(b) 横方向荷重 2kN

図 2.29 加速度波形(1 本・カント無し・正弦波 4.0m/s^2)



(c) 横方向荷重 4kN



(d) 横方向荷重 6kN

図 2.30 加速度波形(1本・カント無し・正弦波 4.0m/s^2)

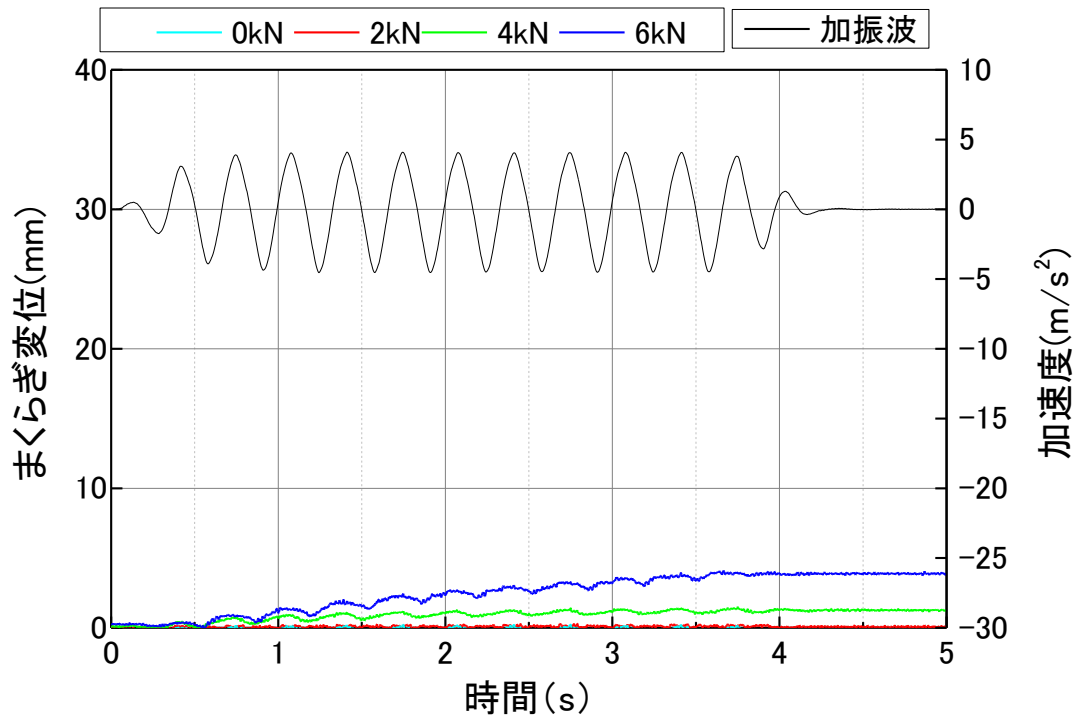
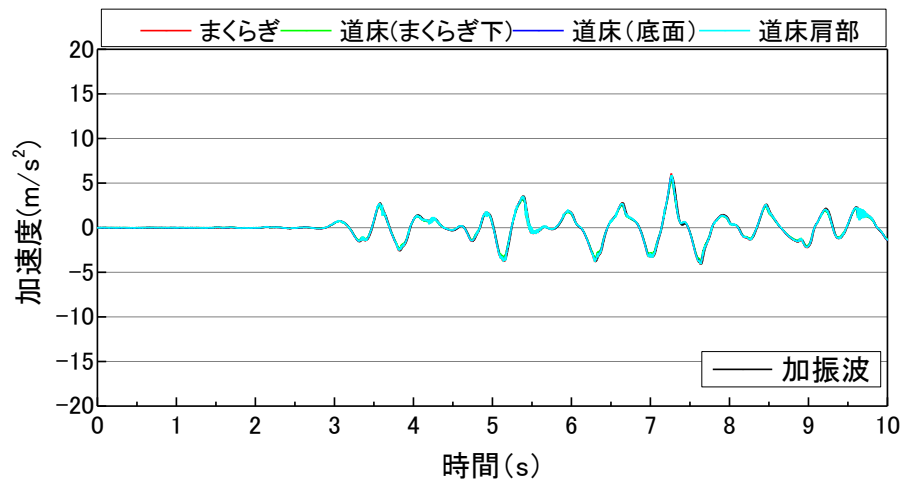
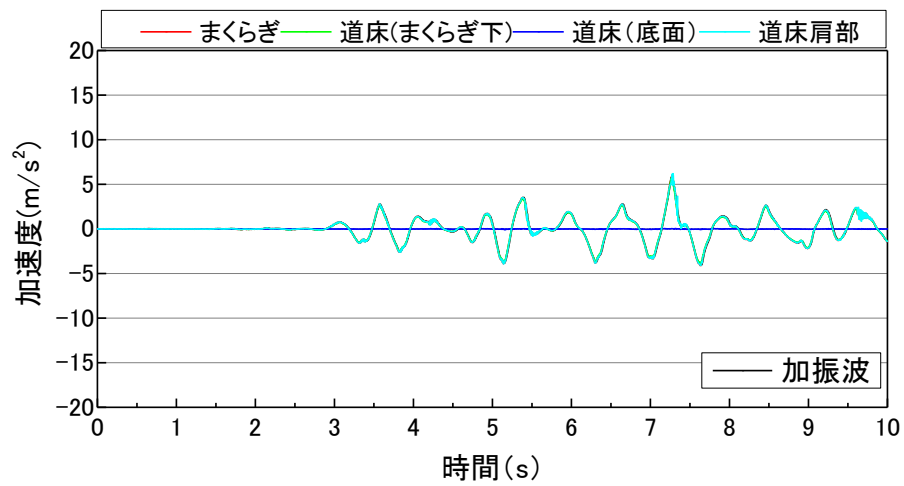


図 2.31 まぐらぎ変位波形(1 本・カント無し・正弦波 4.0m/s²)

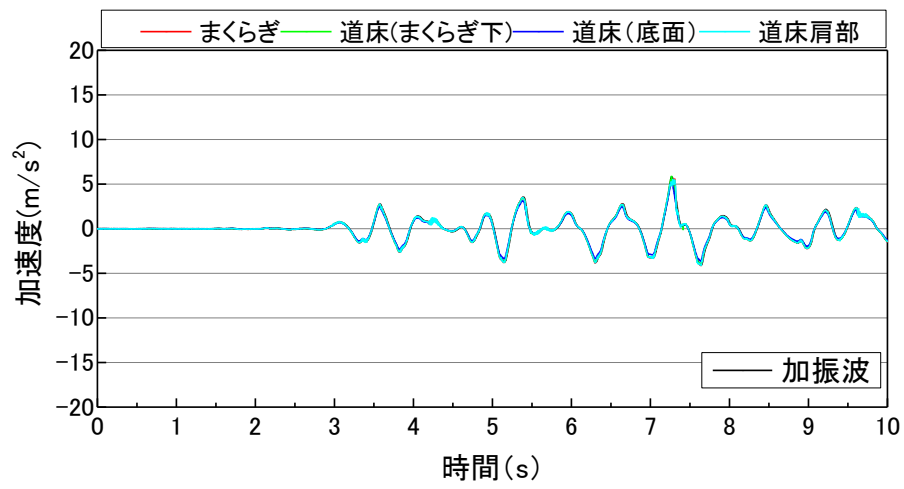


(a) 横方向荷重 0kN

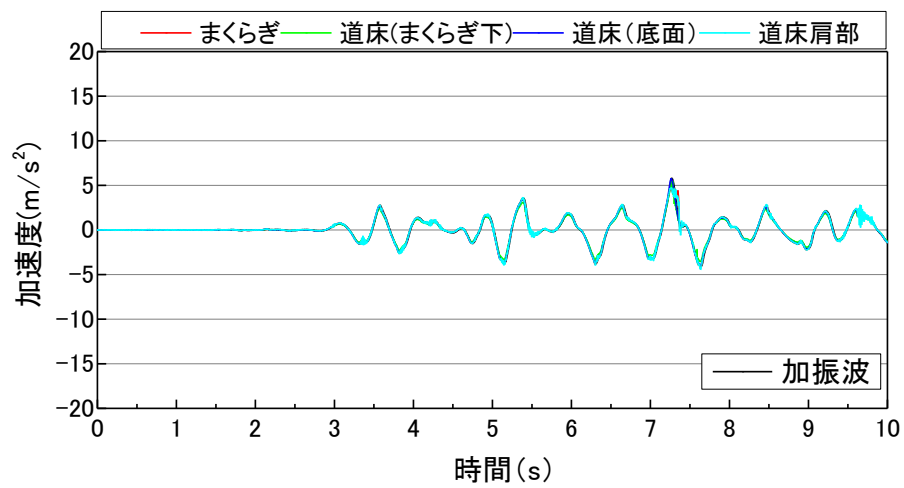


(b) 横方向荷重 2kN

図 2.32 加速度波形(1 本・カント無し・中越波 6.0m/s^2)



(c) 横方向荷重 4kN



(d) 横方向荷重 6kN

図 2.33 加速度波形(1本・カント無し・中越波 6.0m/s²)

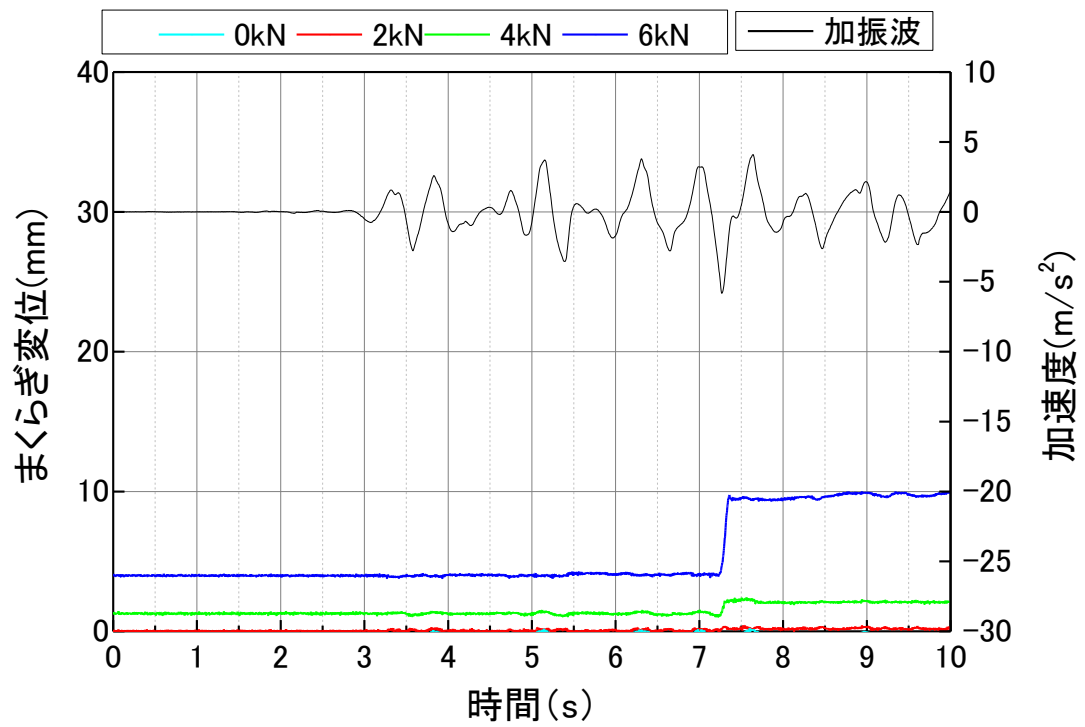
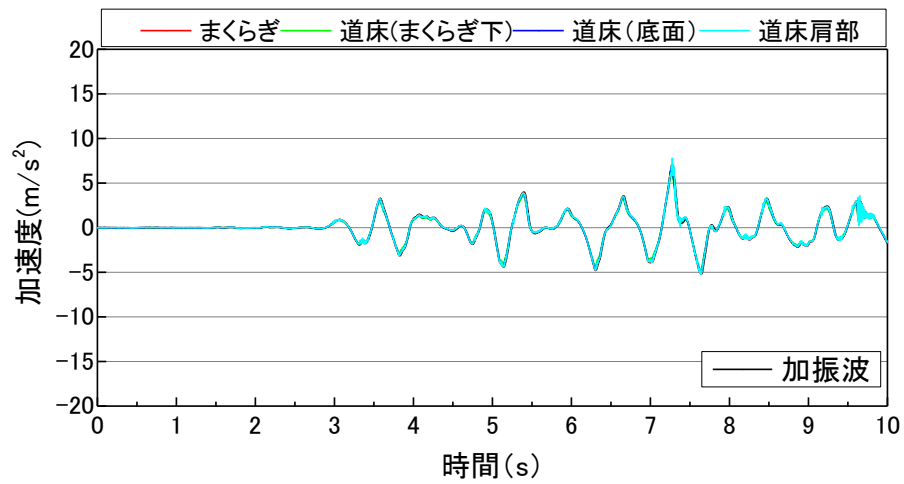
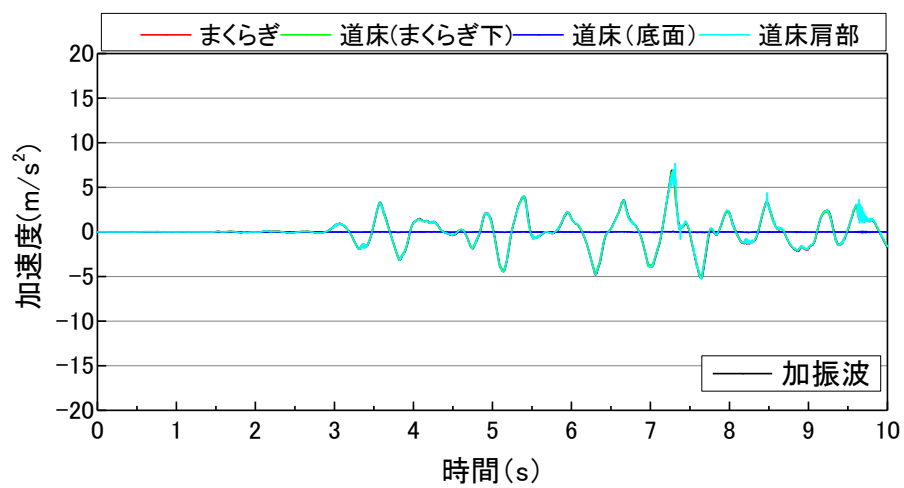


図 2.34 まくらぎ変位波形(1 本・カント無し・中越波 6.0m/s²)

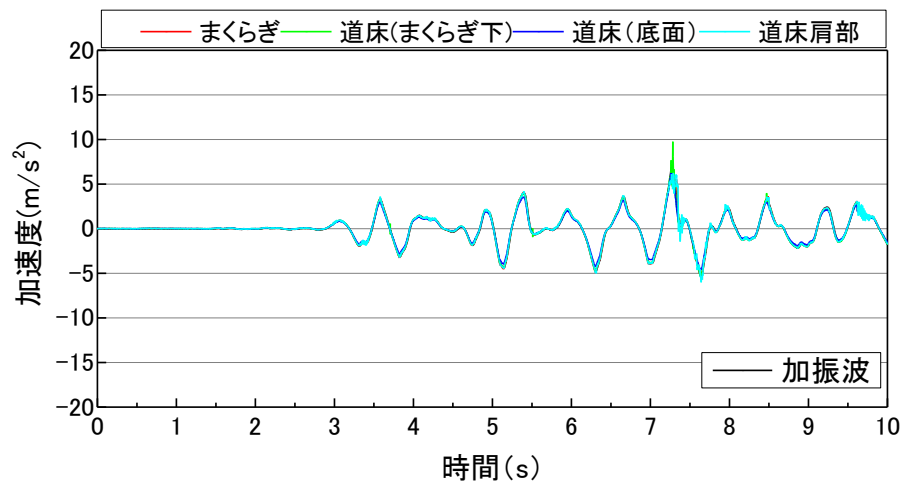


(a) 横方向荷重 0kN

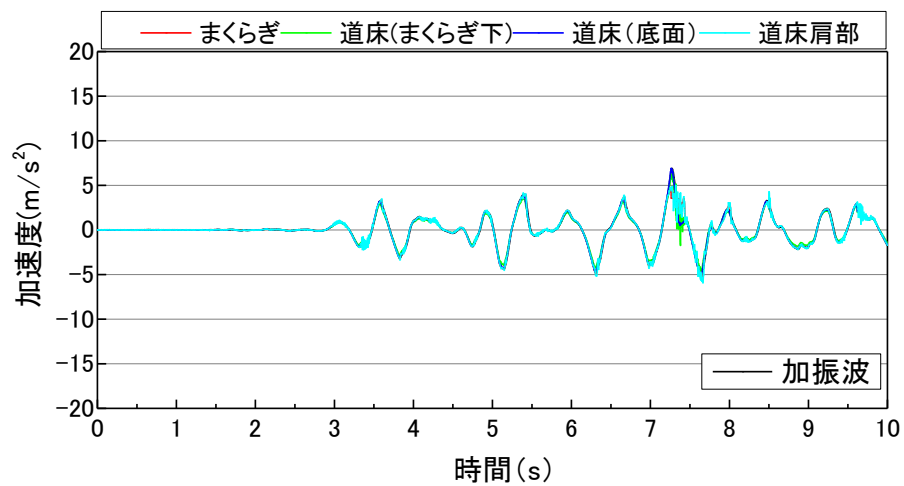


(b) 横方向荷重 2kN

図 2.35 加速度波形(1本・カント無し・中越波 7.0m/s^2)



(c) 横方向荷重 4kN



(d) 横方向荷重 6kN

図 2.36 加速度波形(1本・カント無し・中越波 7.0m/s²)

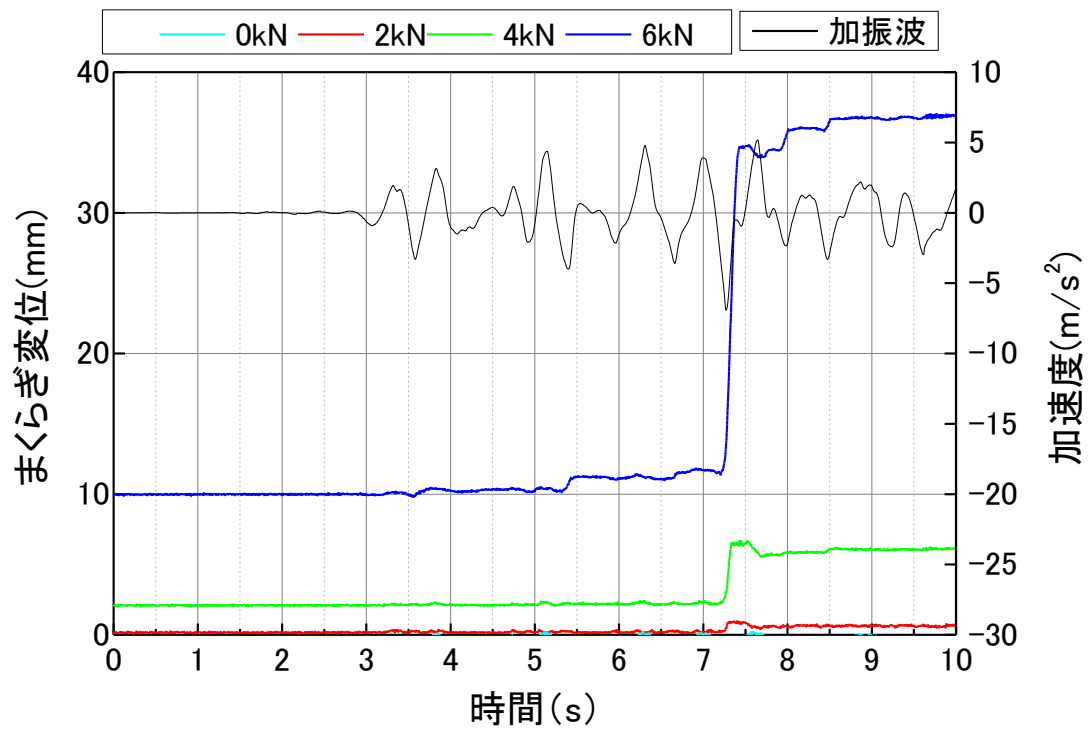
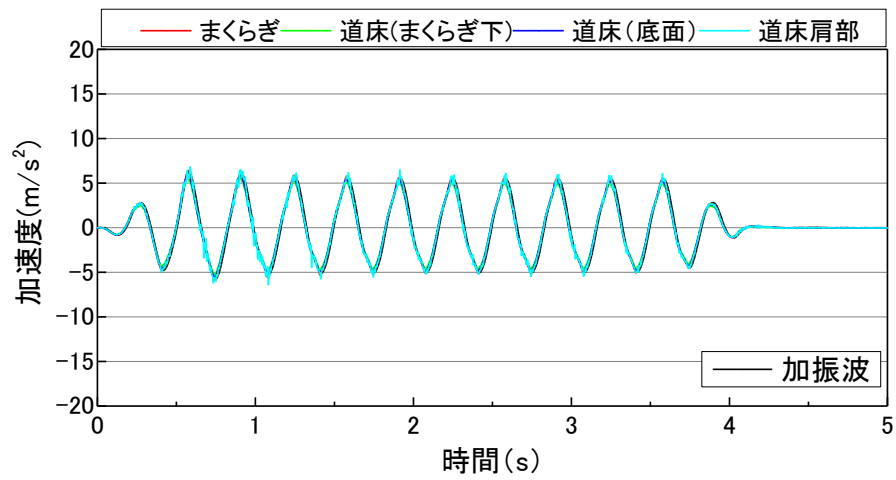
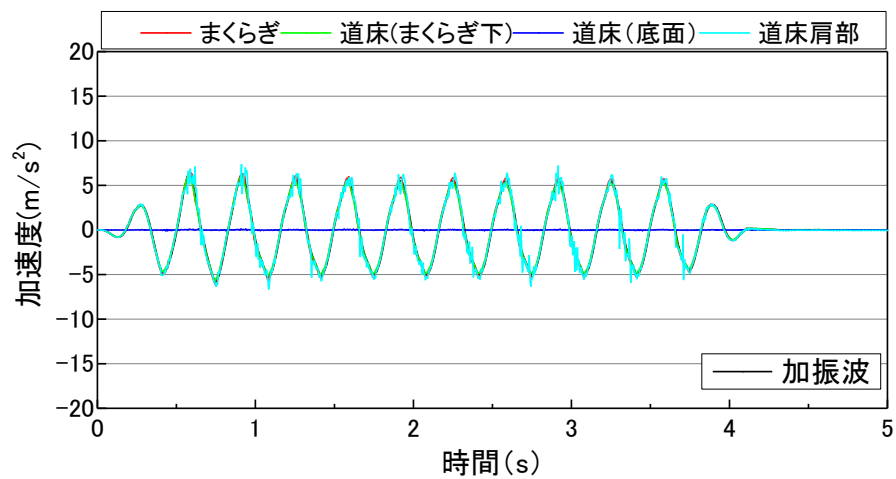


図 2.37 まくらぎ変位波形(1 本・カント無し・中越波 7.0m/s²)



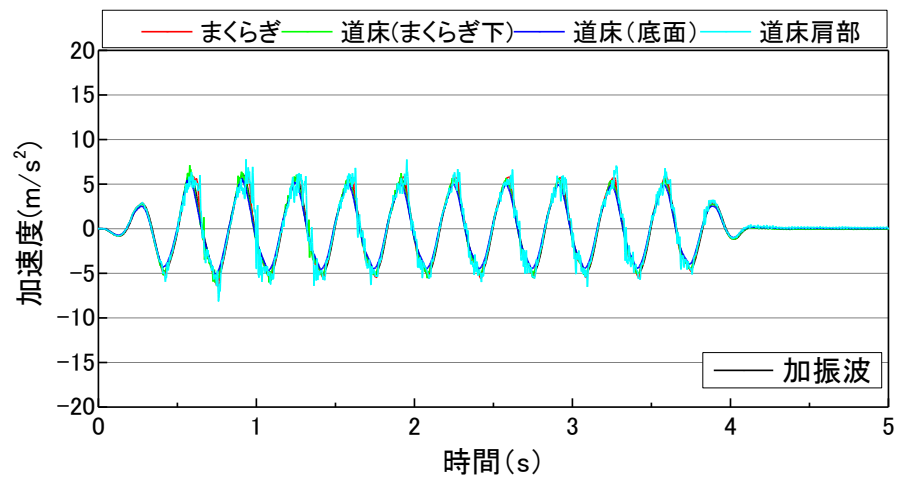
(a) 横方向荷重 0kN

(b)

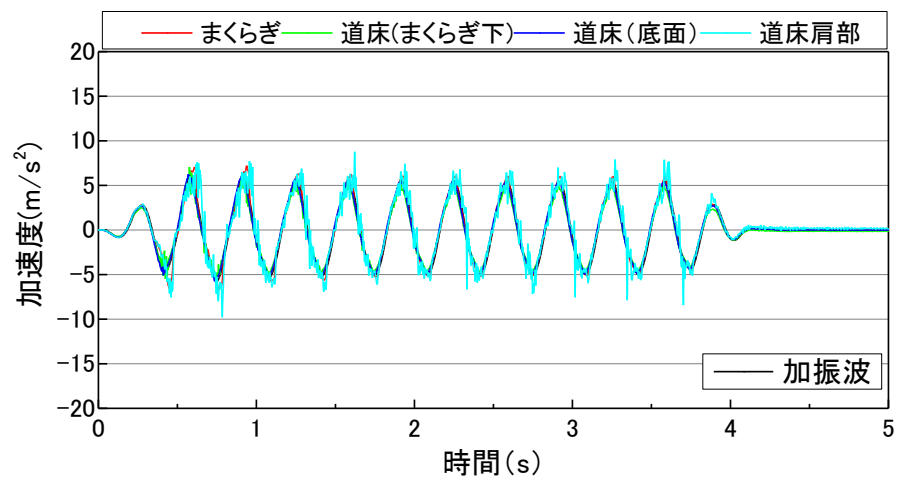


(b) 横方向荷重 2kN

図 2.38 加速度波形(1本・カント無し・正弦波 6.0m/s^2)



(c) 横方向荷重 4kN



(d) 横方向荷重 6kN

図 2.39 加速度波形(1本・カント無し・正弦波 6.0m/s²)

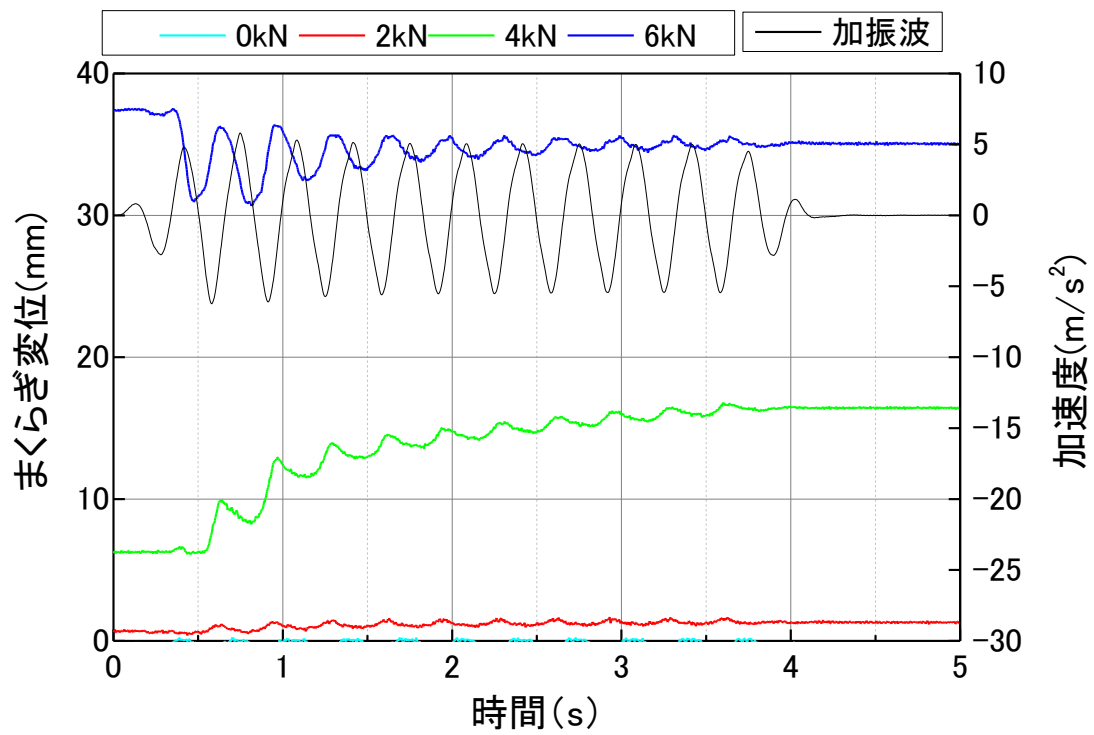
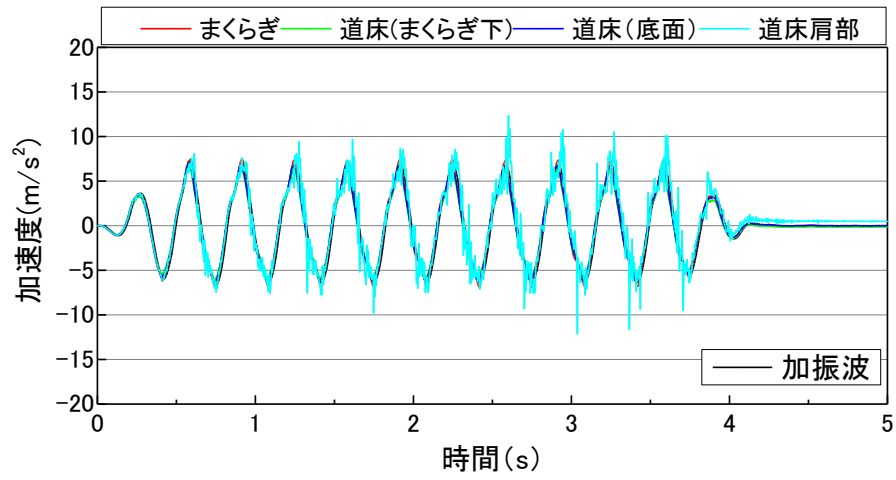
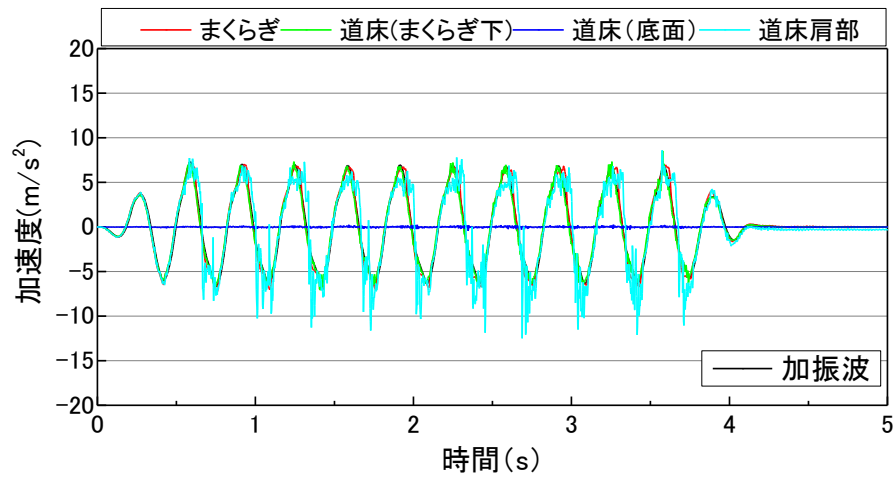


図 2.40 まくらぎ変位波形(1 本・カント無し・正弦波 6.0m/s²)

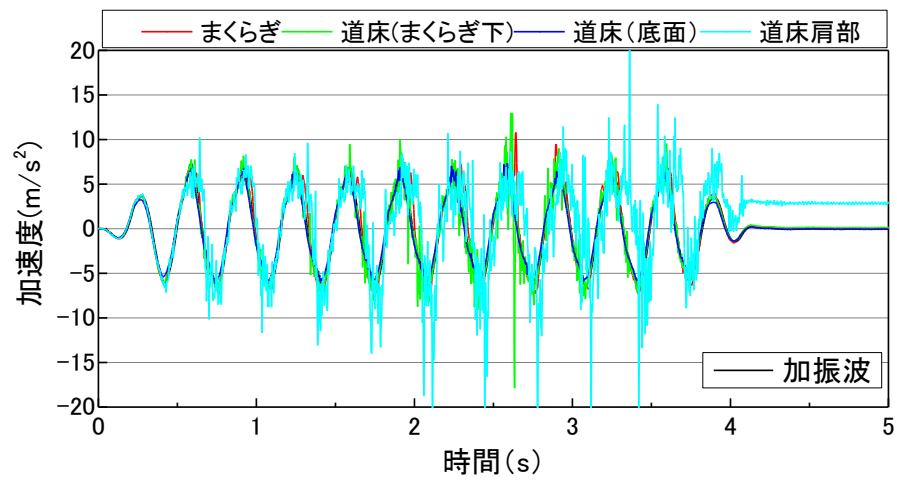


(a) 横方向荷重 0kN

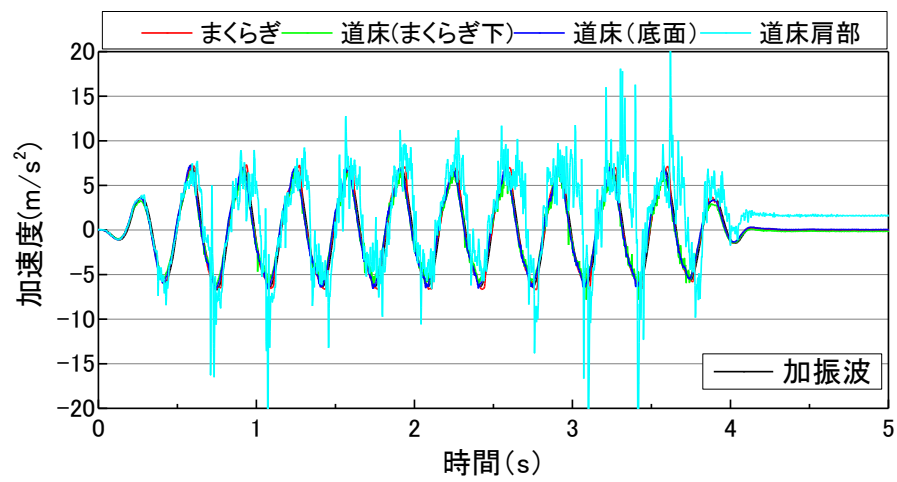


(b) 横方向荷重 2kN

図 2.41 加速度波形(1本・カント無し・正弦波 7.0m/s^2)



(c) 横方向荷重 4kN



(d) 横方向荷重 6kN

図 2.42 加速度波形(1本・カント無し・正弦波 7.0m/s^2)

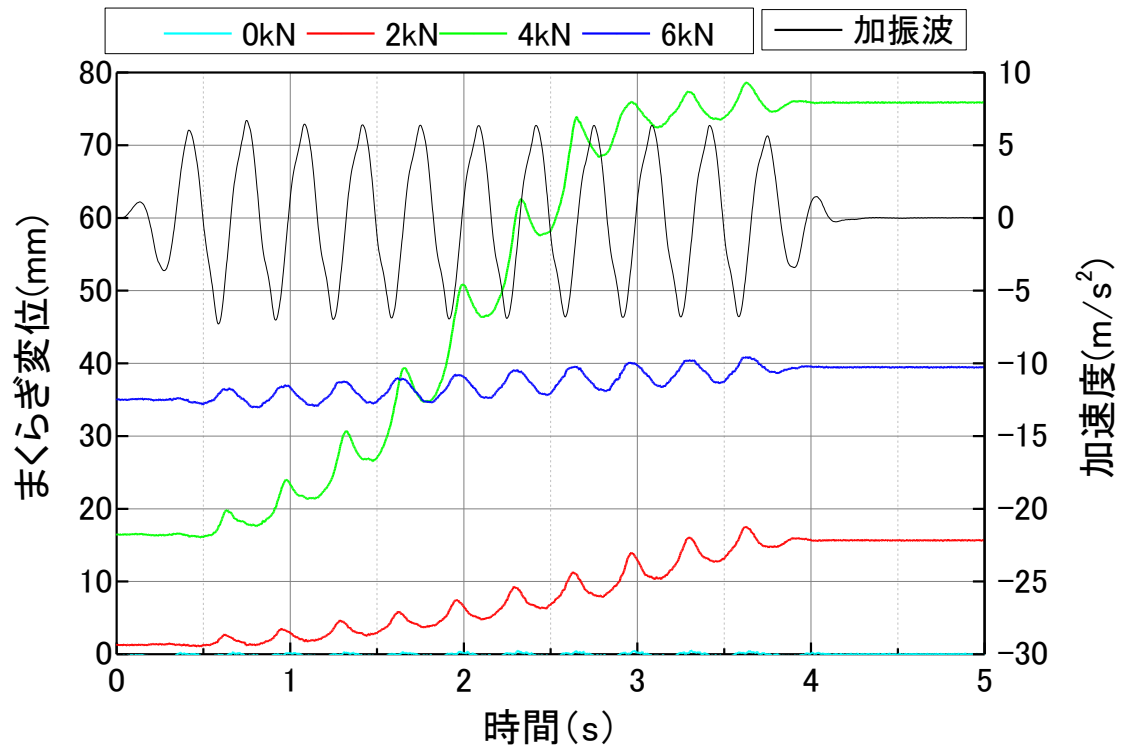
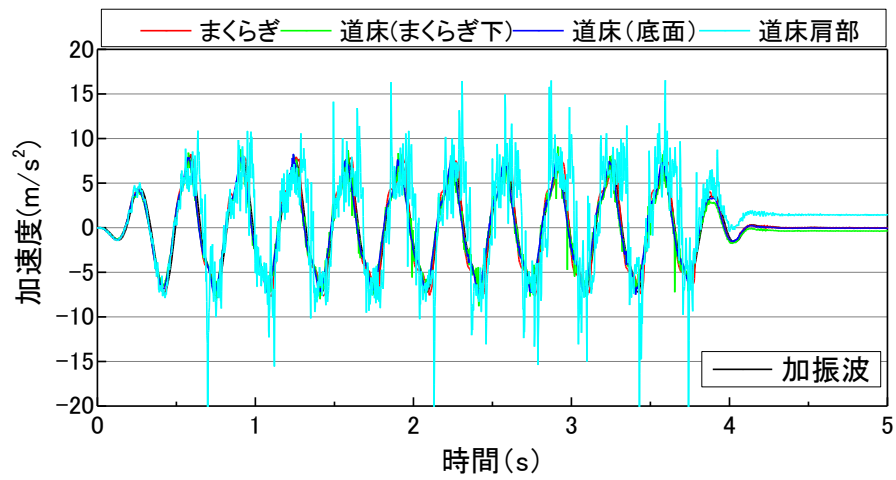
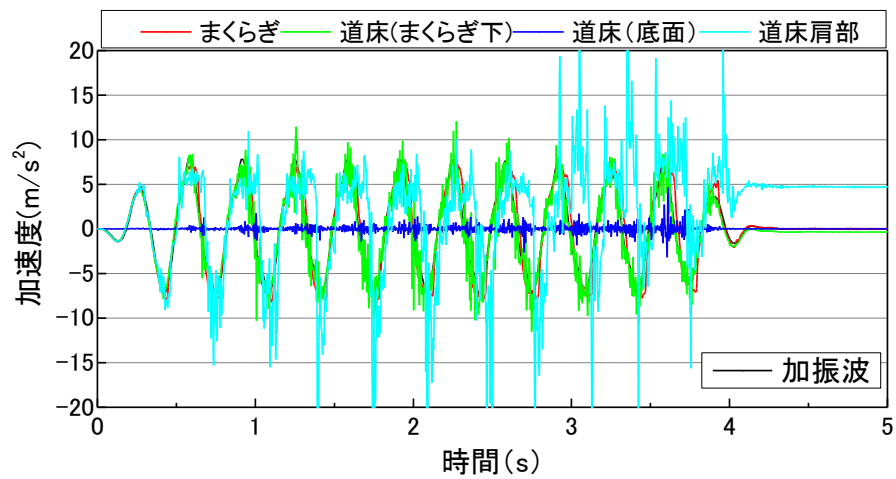


図 2.43 まくらぎ変位波形(1 本・カント無し・正弦波 7.0m/s^2)

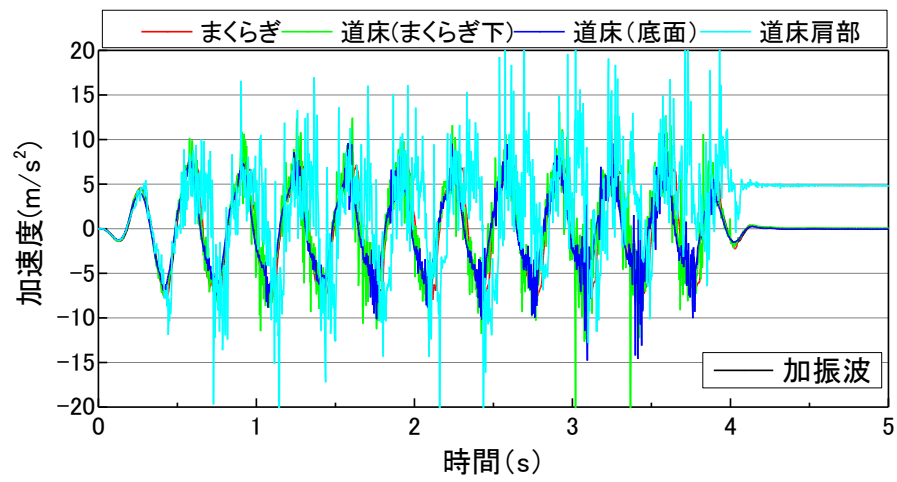


(a) 横方向荷重 0kN

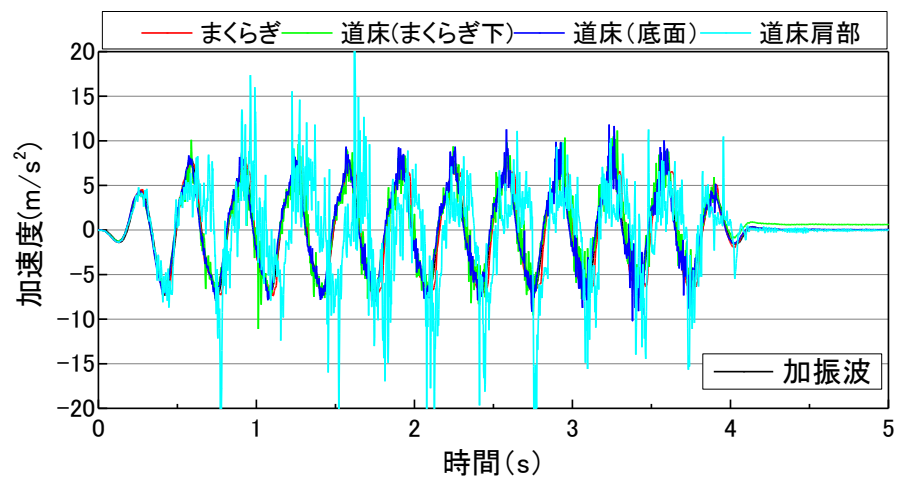


(b) 横方向荷重 2kN

図 2.44 加速度波形(1本・カント無し・正弦波 8.0m/s^2)



(c) 横方向荷重 4kN



(d) 横方向荷重 6kN

図 2.45 加速度波形(1本・カント無し・正弦波 8.0m/s^2)

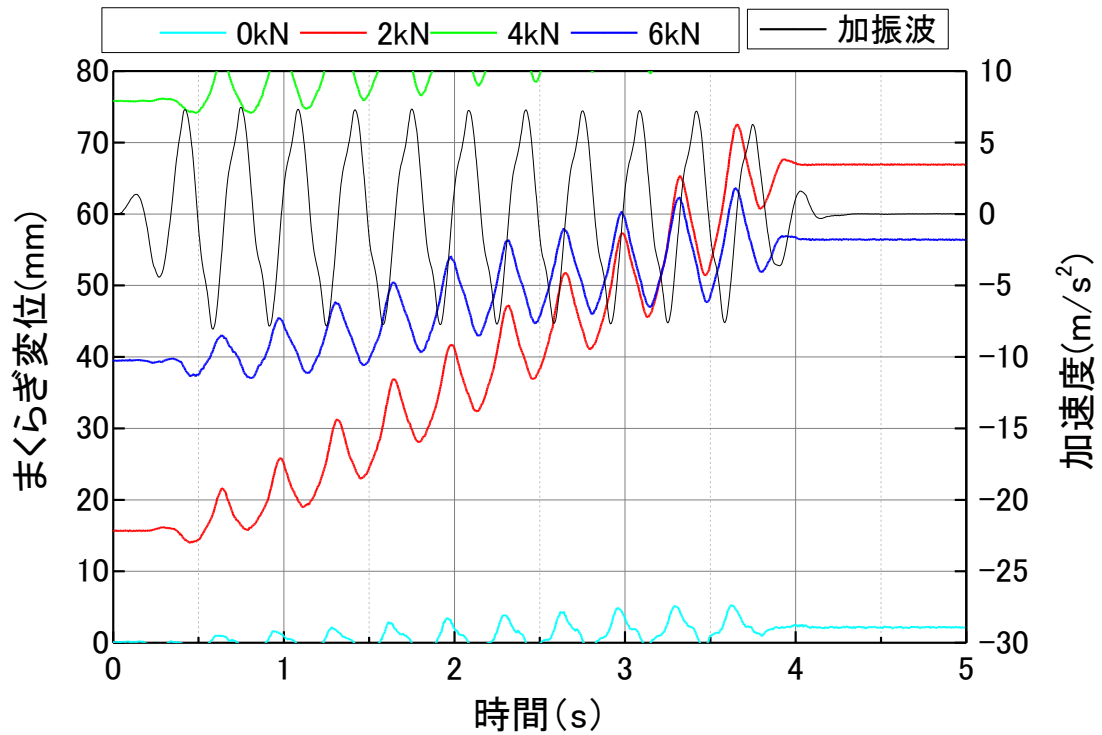


図 2.46 まくらぎ変位波形(1 本・カント無し・正弦波 8.0 m/s^2)

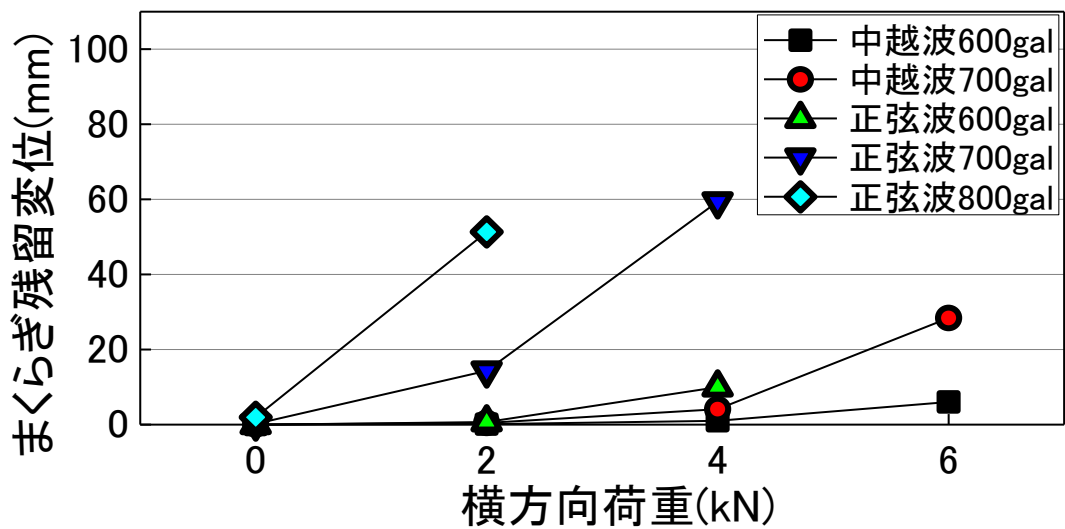


図 2.47 まくらぎ残留変位(まくらぎ 1 本・カント無し)

2.3.2.1 道床形状の影響

図 2.48 から図 2.68 に、カント有りのまくらぎ 1 本模型の加振中におけるまくらぎ変位波形およびまくらぎ、まくらぎ下の道床表層、道床底部、道床肩部の応答加速度、振動台テーブルの加振加速度を示す。

正弦波 2.0 m/s^2 では、横方向荷重によらず、加振波形と道床およびまくらぎの応答加速度波形は一致しており、まくらぎ変位波形もほとんど変化がなく、カント無しと同様の傾向であった。

正弦波 4.0 m/s^2 では、横方向荷重によらず、加振波形と道床およびまくらぎの応答加速度波形は一致している。まくらぎ変位波形は、横方向荷重 6 kN の場合に加振波数とともに、まくらぎ変位振幅およびまくらぎ残留変位が生じ、横方向荷重が大きいほど、まくらぎ変位振幅が大きくなり、まくらぎ残留変位は 8 mm 程度とカント無しよりも大きくなった。

中越波 6.0 m/s^2 では、横方向荷重によらず、加振波形と道床およびまくらぎの応答加速度波形は概ね一致している。まくらぎ変位波形は、最大加速度が生じた際に、横方向荷重 4 kN で 2 mm 程度の残留変位が、横方向荷重 6 kN で 14 mm 程度の残留変位が生じ、カント無しよりも大きくなった。

中越波 7.0 m/s^2 では、横方向荷重によらず、加振波形と道床およびまくらぎの応答加速度波形は一致している。まくらぎ変位波形は、最大加速度が生じた際に、横方向荷重 4 kN で 5 mm 程度の残留変位が、横方向荷重 6 kN で 28 mm 程度の残留変位が生じ、カント無しよりもやや大きいものの、概ね同程度であった。

正弦波 6.0 m/s^2 では、横方向荷重によらず、道床肩部の応答加速度に重畳波が生じており、横方向荷重が増加するほど、その傾向は顕著であった。また、横方向荷重 4 kN および 6 kN の場合においてまくらぎおよびまくらぎ下の道床の応答加速度でも重畳波が生じた。道床底部の応答加速度波形は、横方向荷重によらず、概ね加振波形と一致していた。まくらぎ変位波形は、横方向荷重 4 kN の場合において、まくらぎ残留変位が 8 mm 生じ、カント無しと概ね同程度であった。なお、横方向荷重 6 kN は、まくらぎ残留変位が大きく、ばねの荷重が抜けたため、試験を中止した。

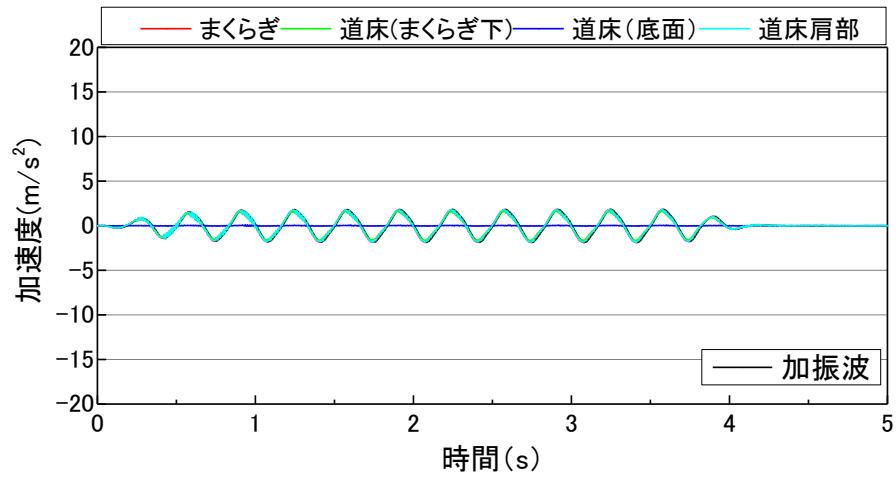
正弦波 7.0 m/s^2 では、横方向荷重によらず、道床肩部の応答加速度に大きな重畳波が生じており、横方向荷重 4 kN だけでなく 2 kN においてもまくらぎおよびまくらぎ下の道床の応答加速度でも重畳波が生じた。道床底部の応答加速度波形は、横方向荷重によらず、概ね加振波形と一致していた。横方向荷重 4 kN でもばねの荷重抜けが生じたが、8 波目までは荷重が作用しており、加振 1 波で最大 16 mm 程度の残留変位が生じた。横方向荷重 2 kN においては、加振波の数が増加すると、徐々に加振によるまくらぎ変位振幅と残留変位が増大し、 5 mm 程度の残留変位が生じており、カント無しよりもまくらぎ変位振幅および残留変位はやや小さかった。

以上より、加振加速度 7.0 m/s^2 では、横方向荷重 4 kN 以下に道床横抵抗力が低下し、 2 kN においても連続して加振を受けることで、道床横抵抗力が低下することがわかった。

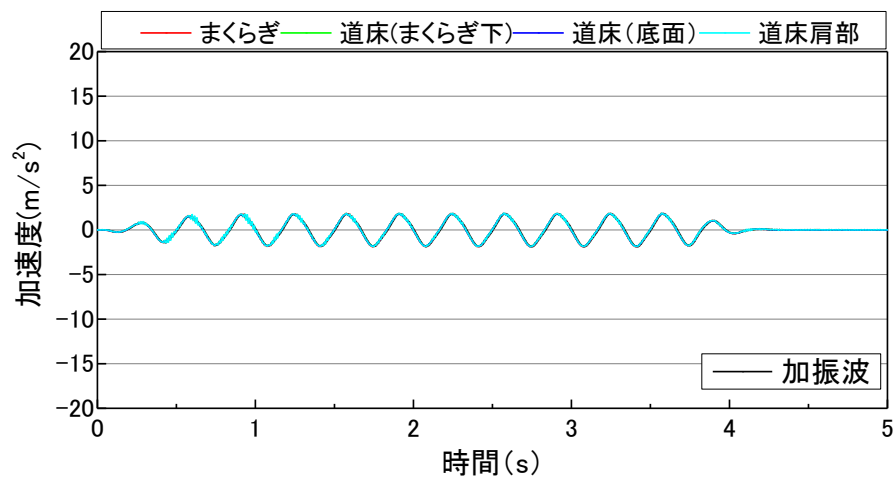
正弦波 8.0 m/s^2 では、横方向荷重 0 kN および 2 kN において、まくらぎ、まくらぎ下の道床、道床肩部の応答加速度に重畳波が生じており、まくらぎおよび道床が乱れて、振動台テーブルと

異なる挙動を示したと考えられる。横方向荷重 0kN の道床底部の応答加速度波形は加振波形と一致していることがわかる。まくらぎ変位波形は、横方向荷重 2kN の場合に、加振波の数が増加すると、徐々に加振によるまくらぎ変位振幅と残留変位が増大し、23 mm 程度の残留変位が生じており、まくらぎ変位振幅も最大で 10mm 程度であり、カント無しよりもまくらぎ変位振幅および残留変位が小さかった。

カント有りの場合の横方向荷重と各加振ステップのまくらぎ残留変位の関係を図 2.69 に示す。各加振ステップにおけるまくらぎ残留変位はカント無しと概ね同等であり、横方向荷重が増加するほど、各加振ステップのまくらぎ残留変位が増大していることがわかる。横方向荷重 4kN は、まくらぎ変位 2mm 時における正弦波 800gal 加振後の道床横抵抗力の 8 割程度であるが、加振中は正弦波 7.0m/s^2 でもまくらぎ水平変位が急増した。また、横方向荷重 2kN は、まくらぎ変位 2mm 時における正弦波 800gal 加振後の道床横抵抗力の 1/3 程度であるが、加振中は正弦波 8.0m/s^2 で 23mm 程度の残留変位が生じ、概ねカント無しと同様の傾向を示した。

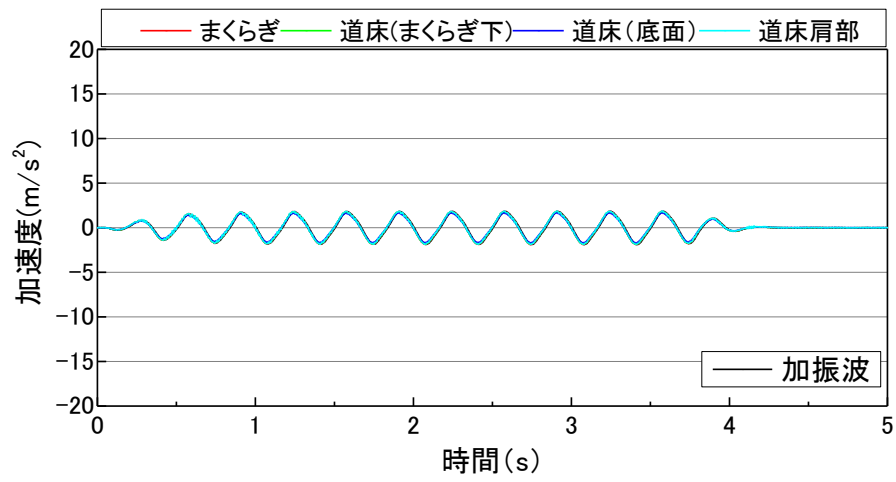


(a) 横方向荷重 0kN

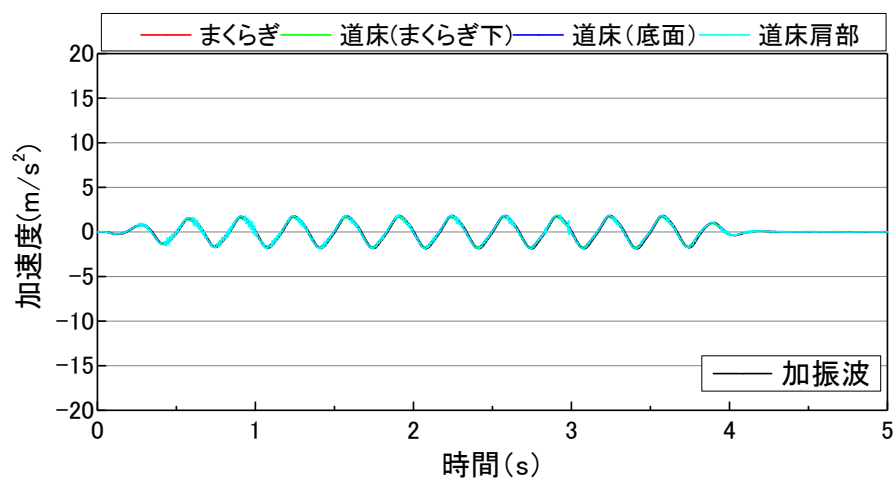


(b) 横方向荷重 2kN

図 2.48 加速度波形(1 本・カント有り・正弦波 2.0m/s^2)



(c) 横方向荷重 4kN



(d) 横方向荷重 6kN

図 2.49 加速度波形(1 本・カント有り・正弦波 2.0m/s²)

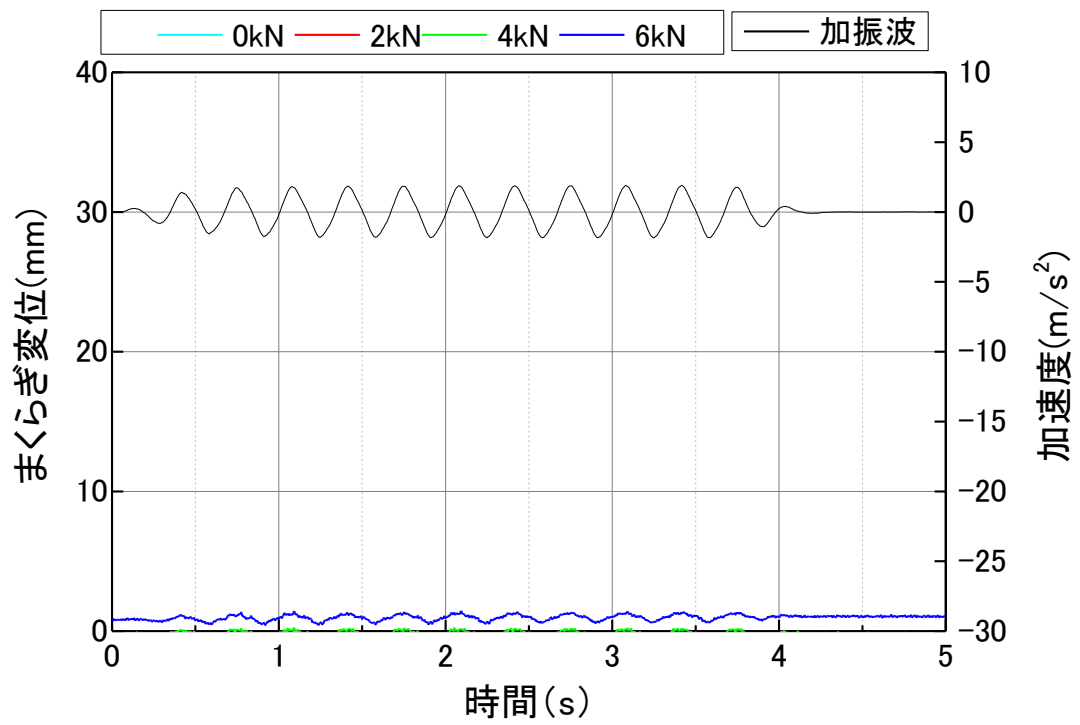
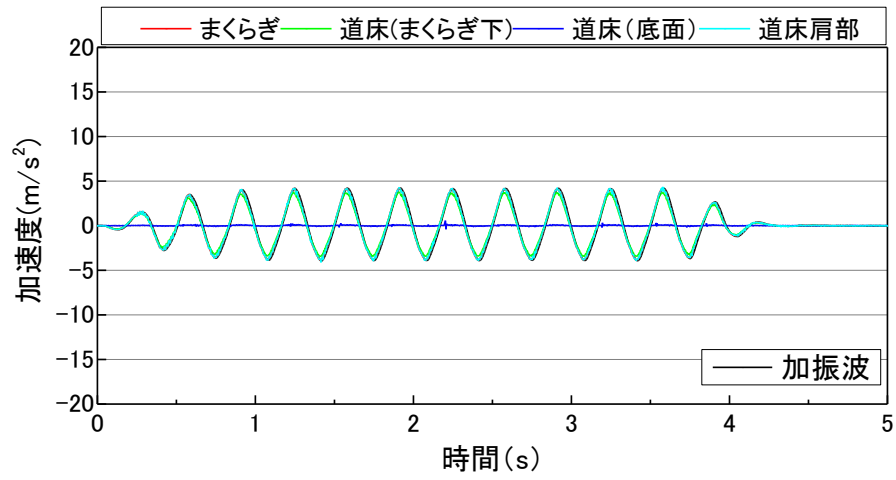
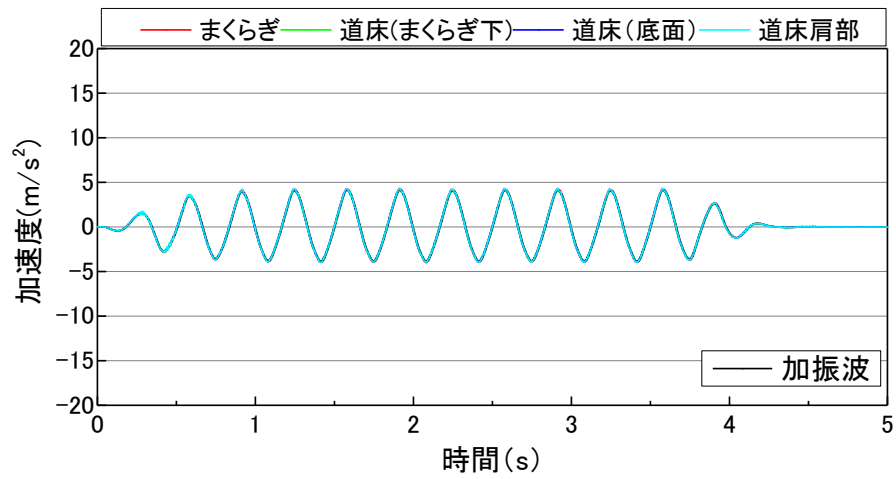


図 2.50 まくらぎ変位波形(1 本・カント有り・正弦波 2.0m/s²)

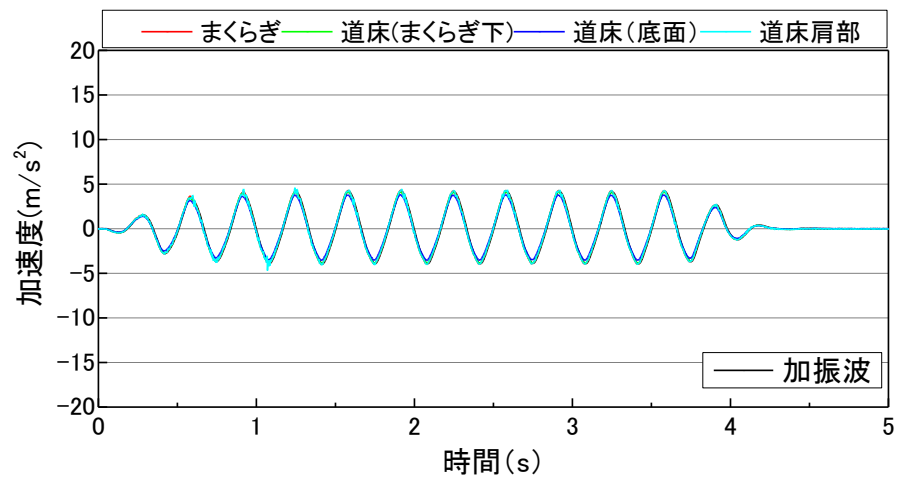


(a) 横方向荷重 0kN

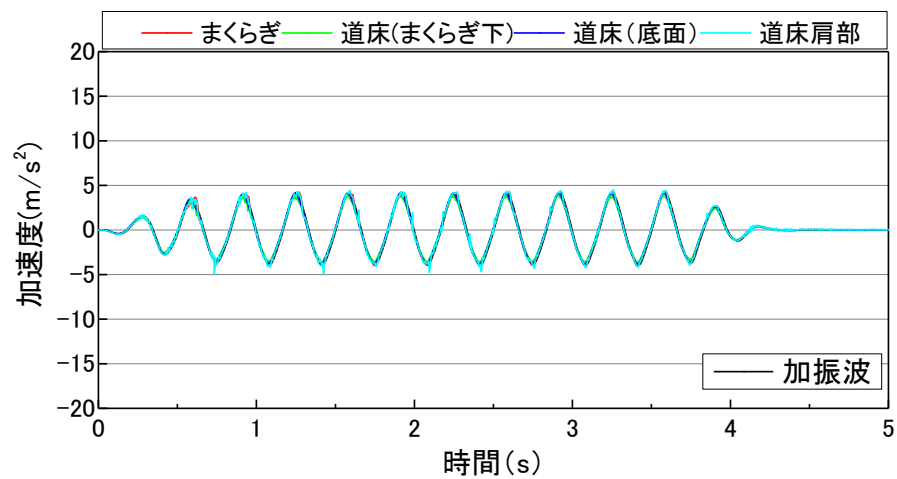


(b) 横方向荷重 2kN

図 2.51 加速度波形(1 本・カント有り・正弦波 4.0m/s^2)



(c) 横方向荷重 4kN



(d) 横方向荷重 6kN

図 2.52 加速度波形(1 本・カント有り・正弦波 4.0m/s²)

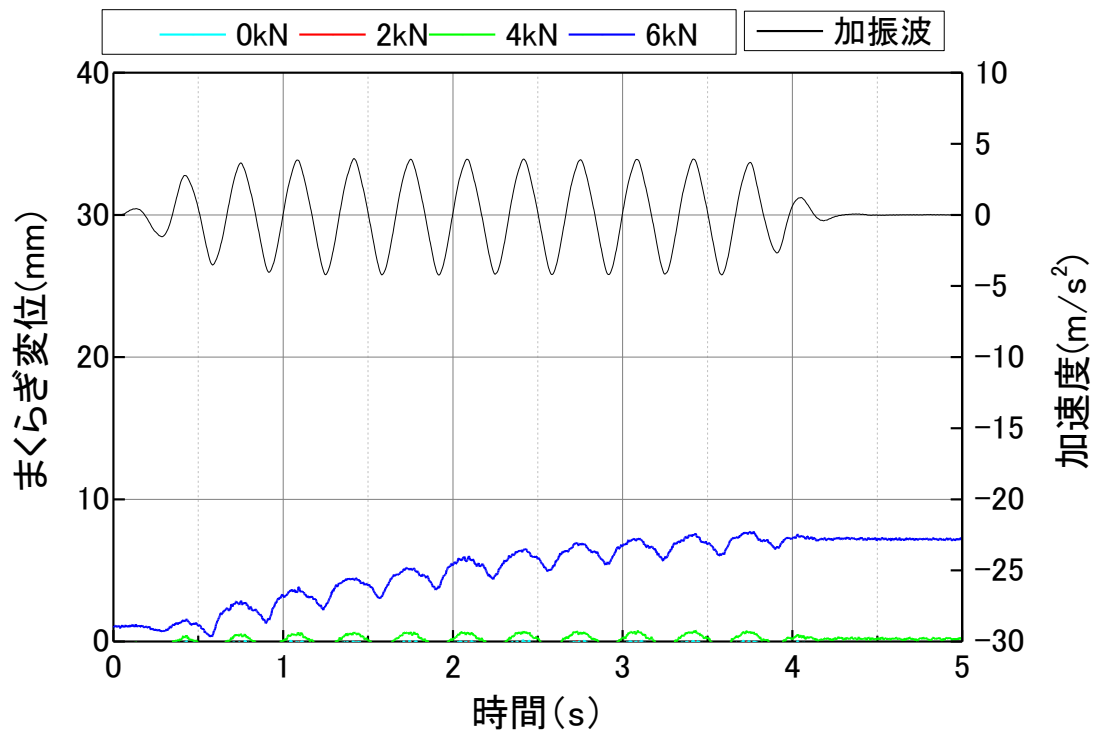
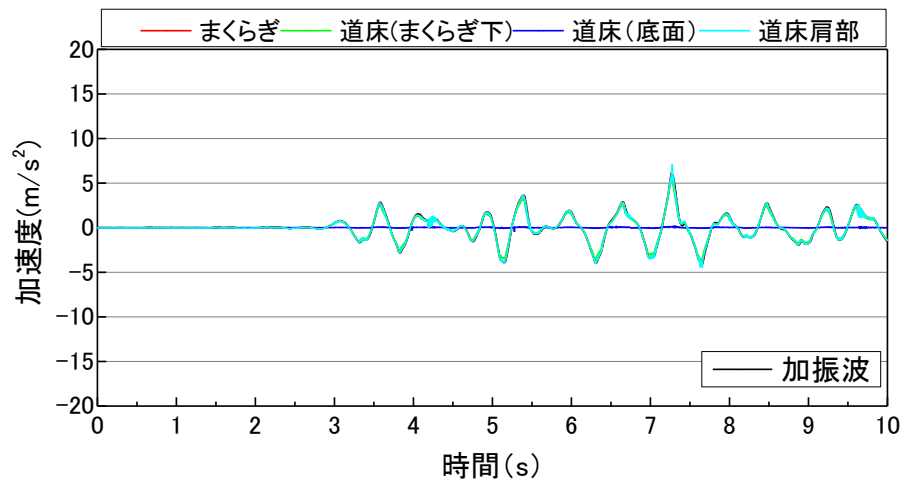
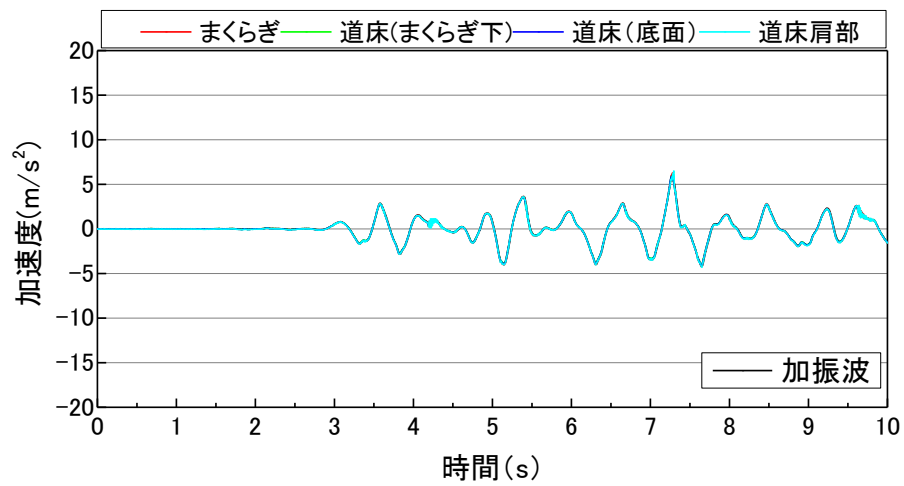


図 2.53 まくらぎ変位波形(1 本・カント有り・正弦波 4.0m/s²)

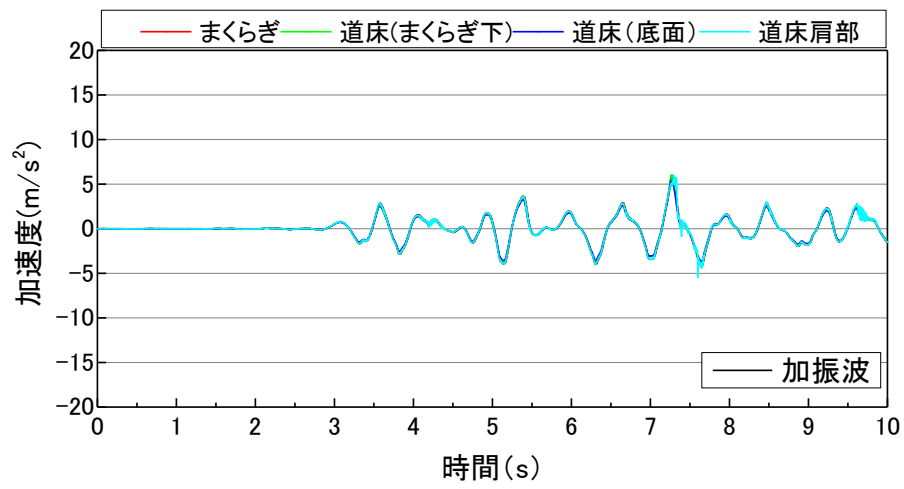


(a) 横方向荷重 0kN

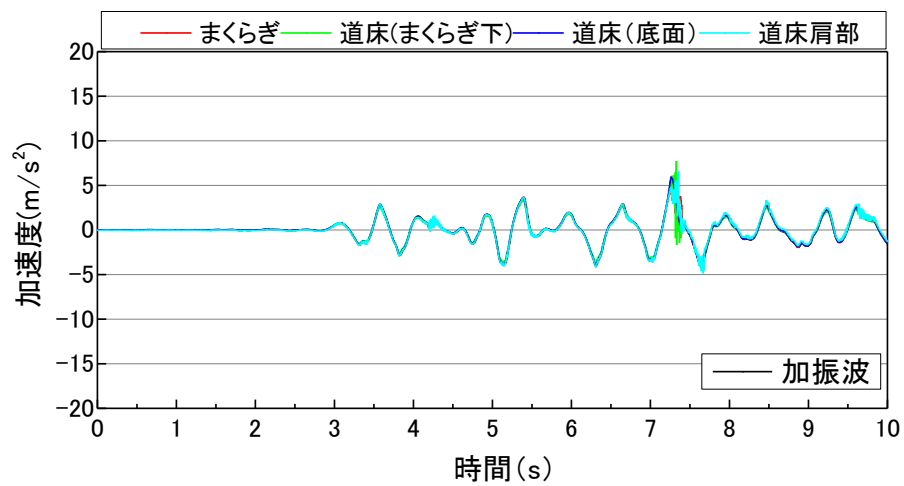


(b) 横方向荷重 2kN

図 2.54 加速度波形(1 本・カント有り・中越波 6.0m/s²)



(c) 横方向荷重 4kN



(d) 横方向荷重 6kN

図 2.55 加速度波形(1 本・カント有り・中越波 6.0m/s^2)

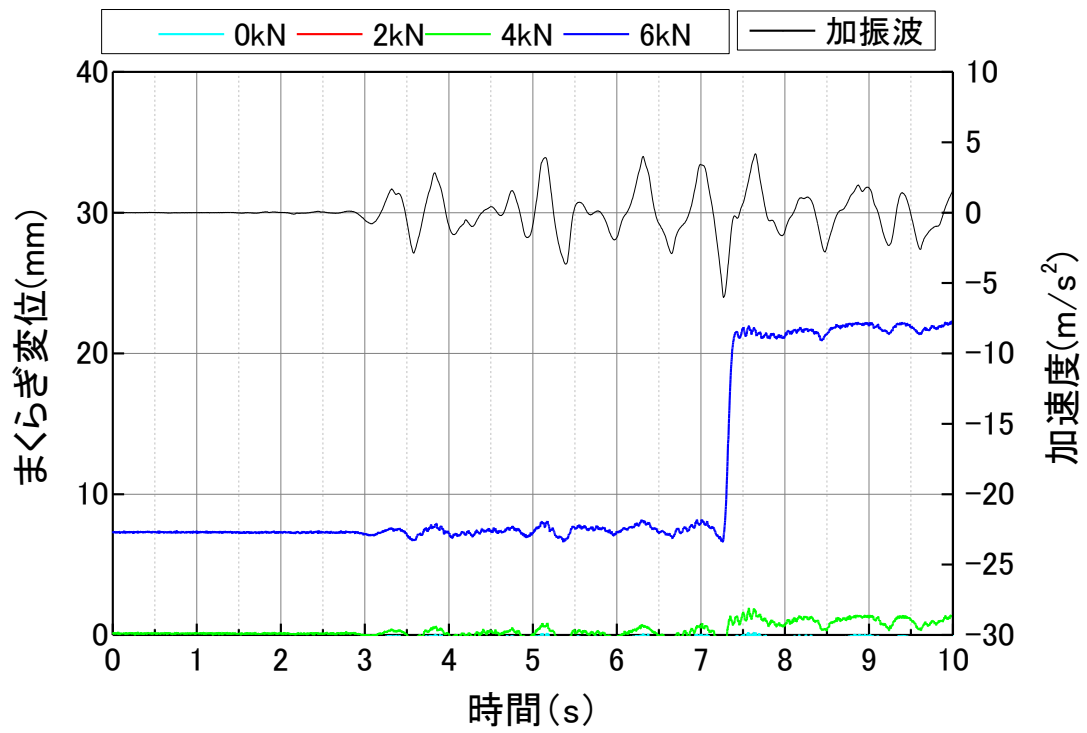
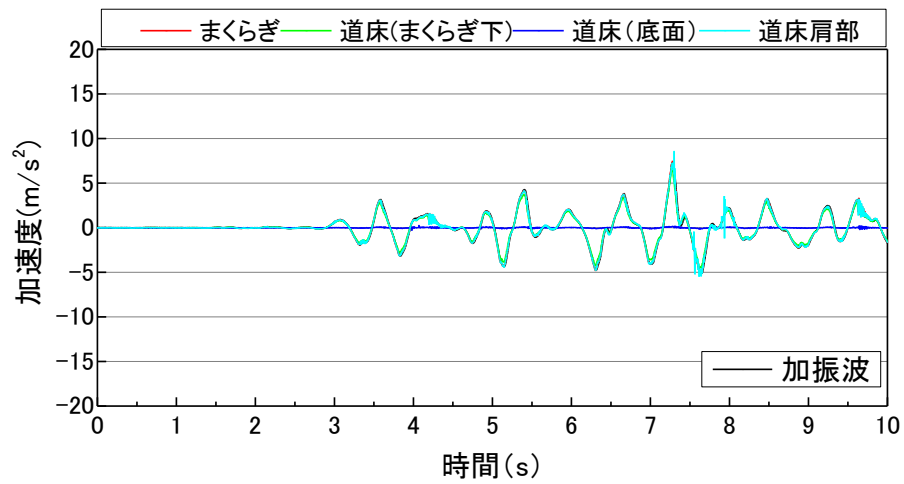
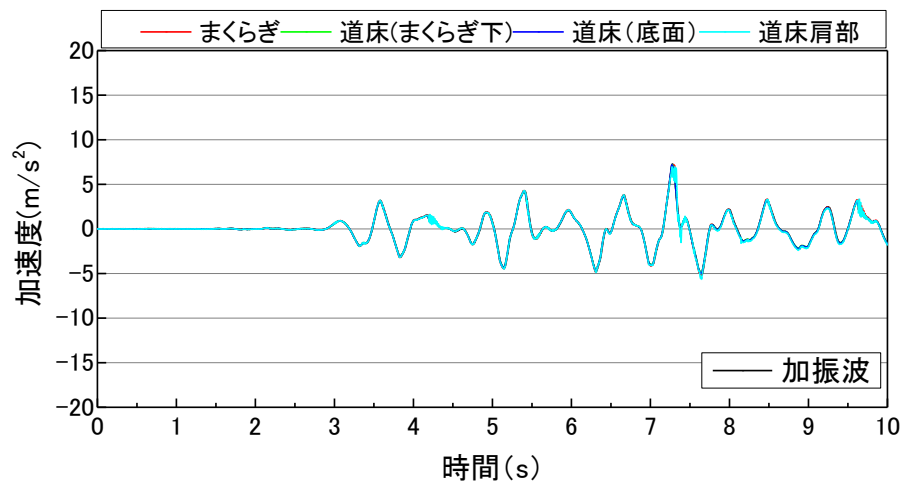


図 2.56 まくらぎ変位波形(1 本・カント有り・中越波 6.0m/s²)

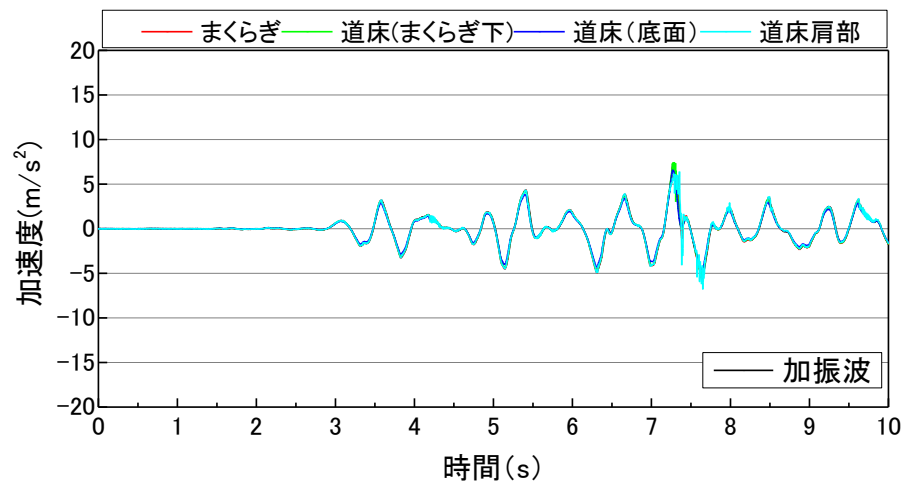


(a) 横方向荷重 0kN

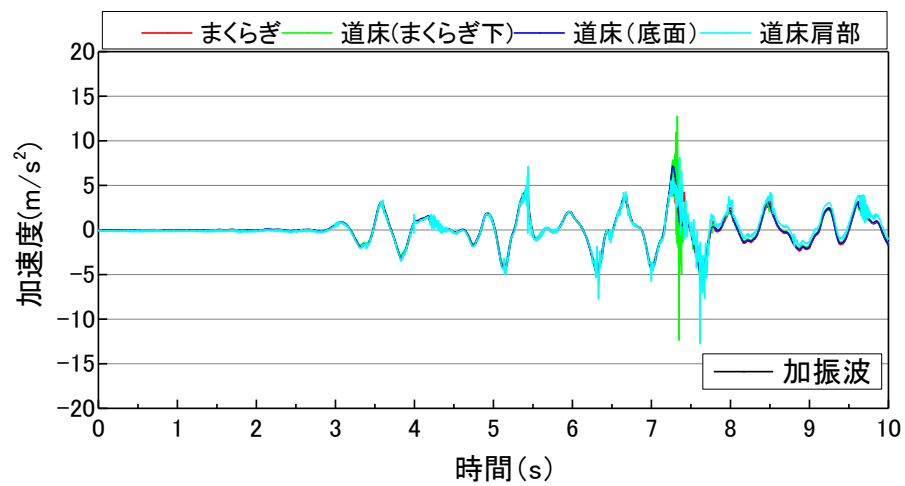


(b) 横方向荷重 2kN

図 2.57 加速度波形(1 本・カント有り・中越波 7.0m/s²)



(c) 横方向荷重 4kN



(d) 横方向荷重 6kN

図 2.58 加速度波形(1 本・カント有り・中越波 7.0m/s^2)

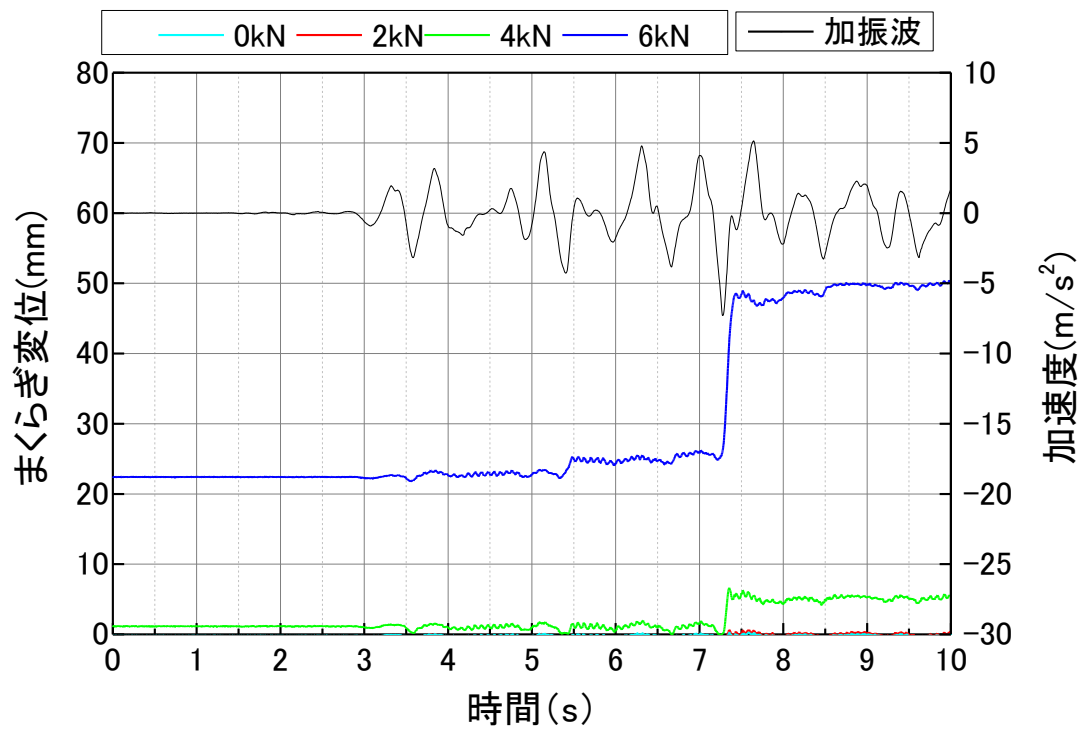
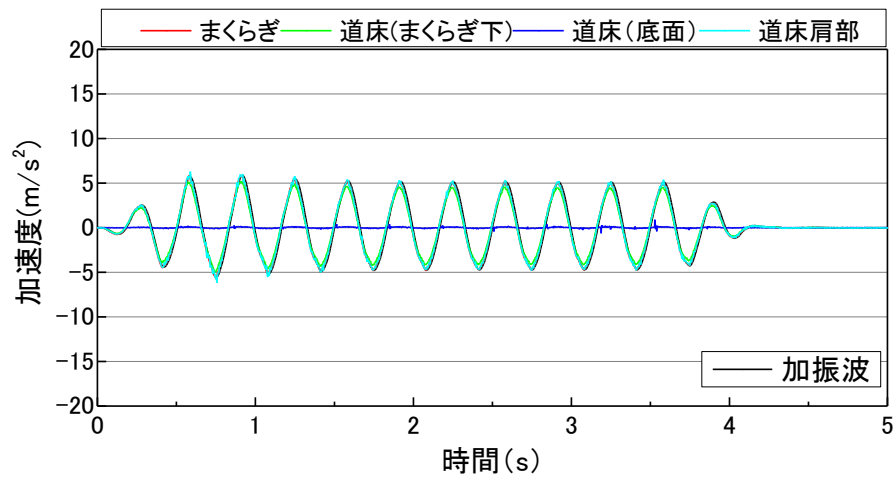
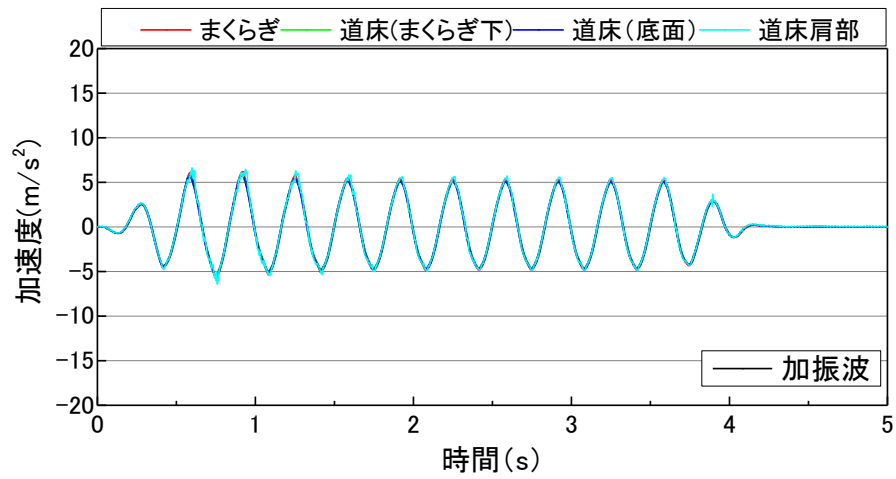


図 2.59 まくらぎ変位波形(1 本・カント有り・中越波 7.0m/s²)

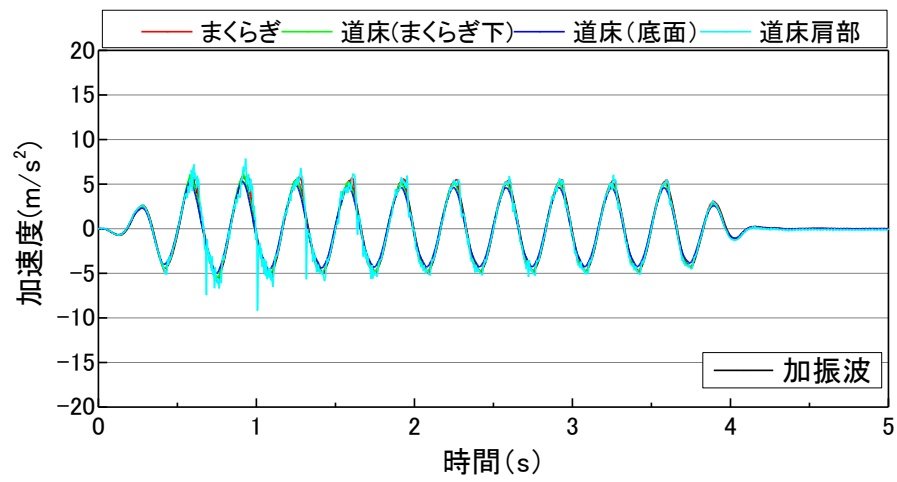


(a)横方向荷重 0kN

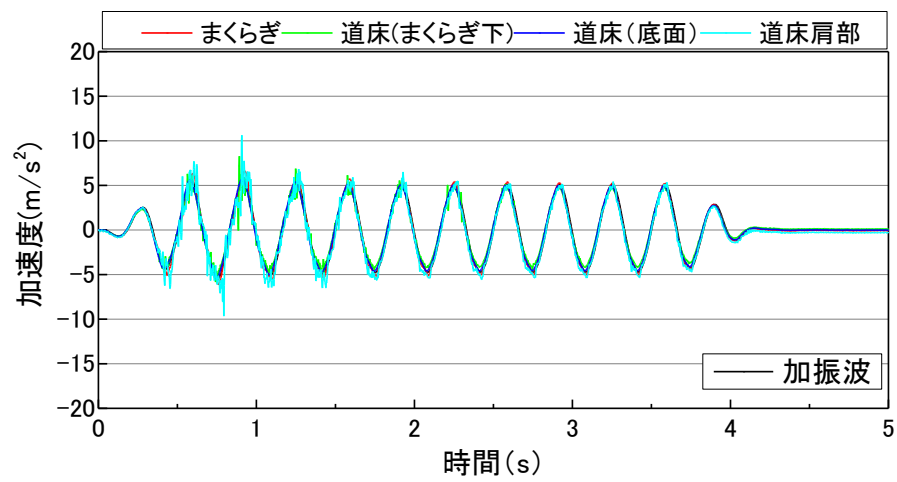


(b)横方向荷重 2kN

図 2.60 加速度波形(1本・カント有り・正弦波 6.0m/s^2)



(c) 横方向荷重 4kN



(d) 横方向荷重 6kN

図 2.61 加速度波形(1 本・カント有り・正弦波 6.0m/s²)

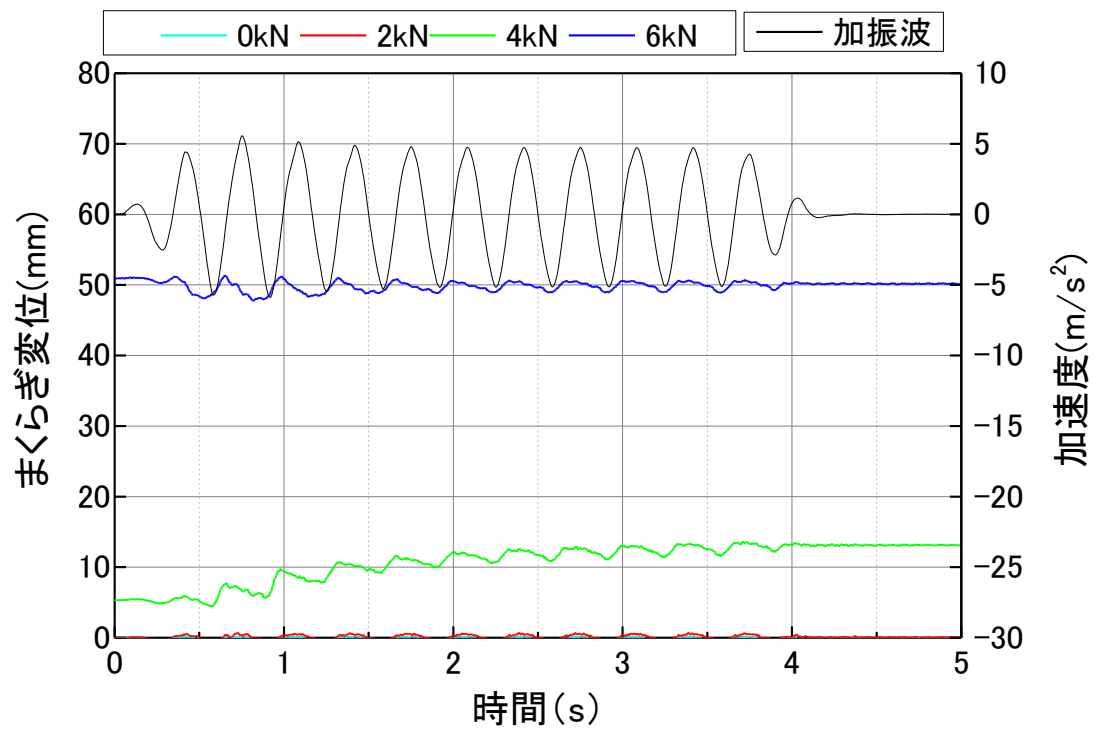
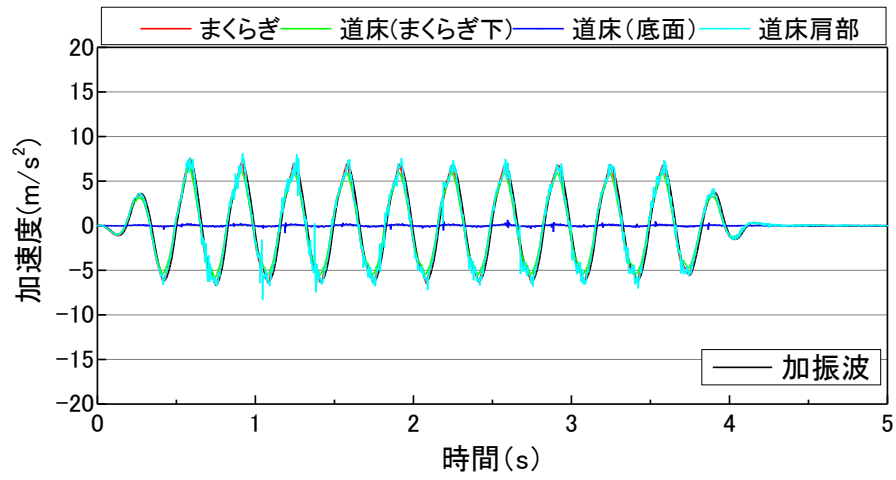
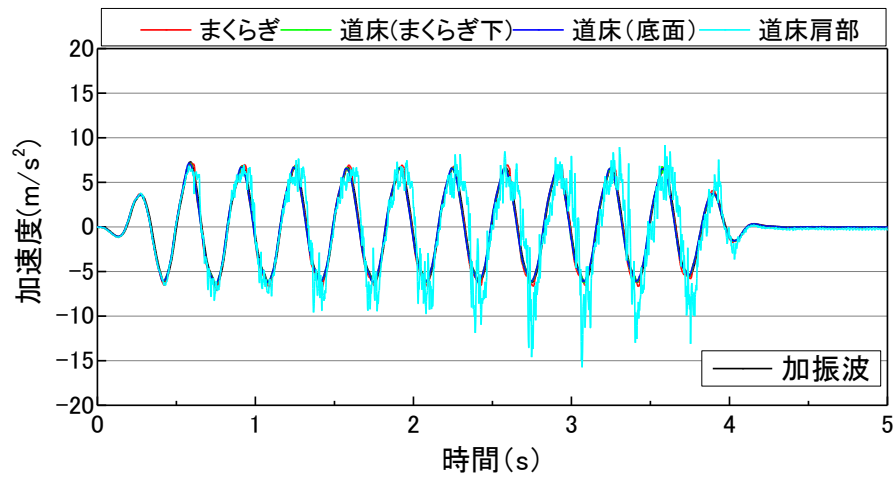


図 2.62 まくらぎ変位波形(1 本・カント有り・正弦波 6.0m/s²)

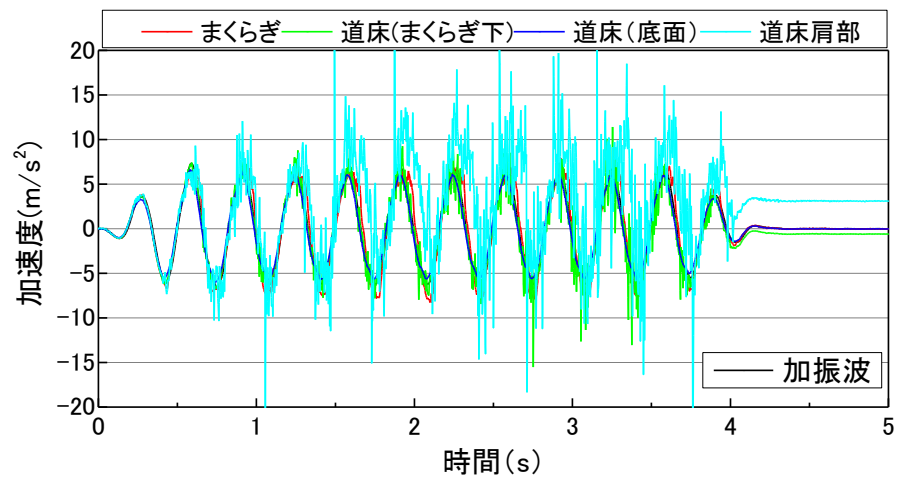


(a) 横方向荷重 0kN

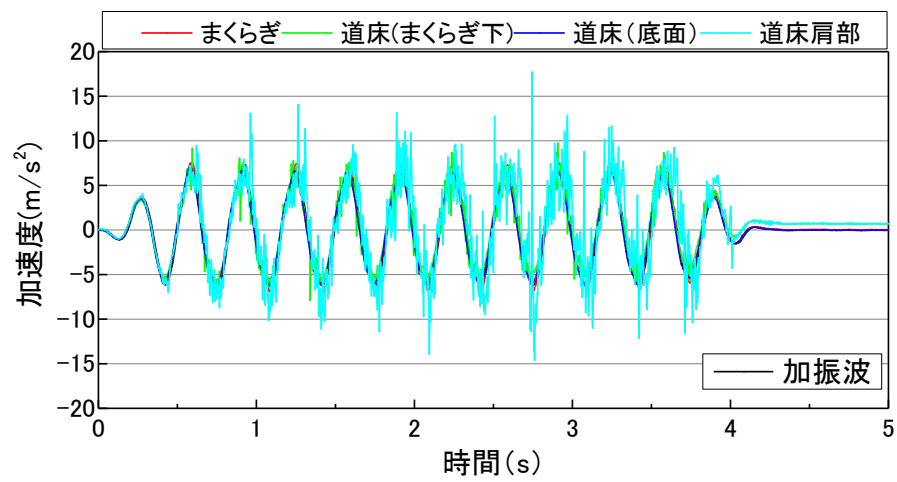


(b) 横方向荷重 2kN

図 2.63 加速度波形(1 本・カント有り・正弦波 7.0m/s²)



(c) 横方向荷重 4kN



(d) 横方向荷重 6kN

図 2.64 加速度波形(1 本・カント有り・正弦波 7.0m/s^2)

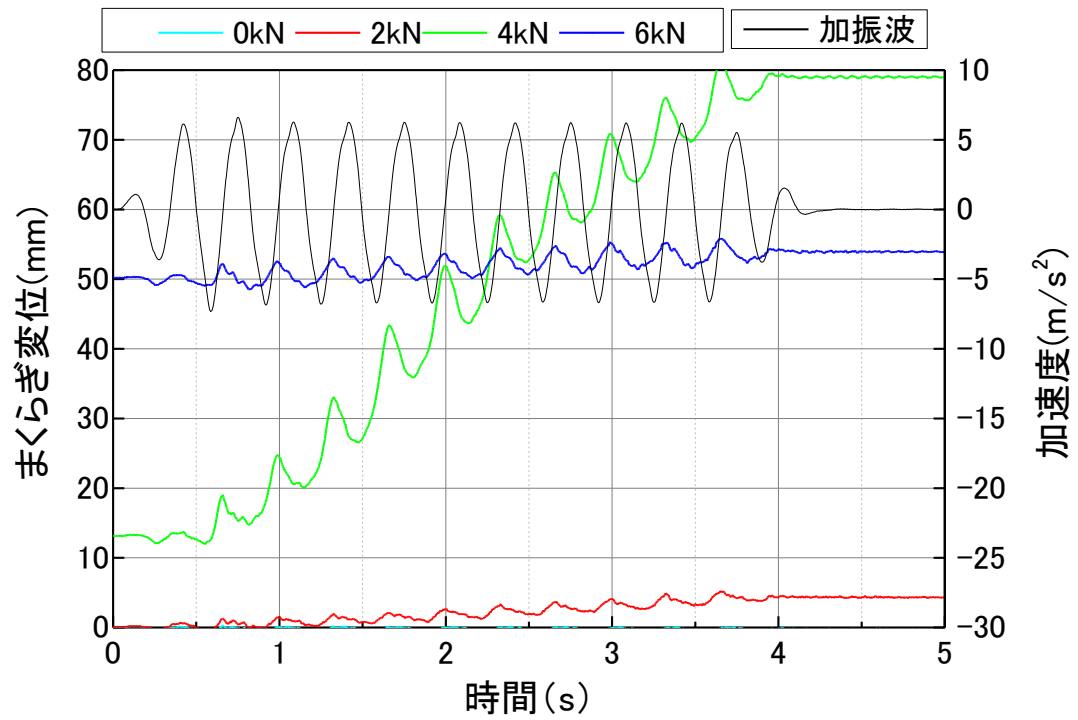
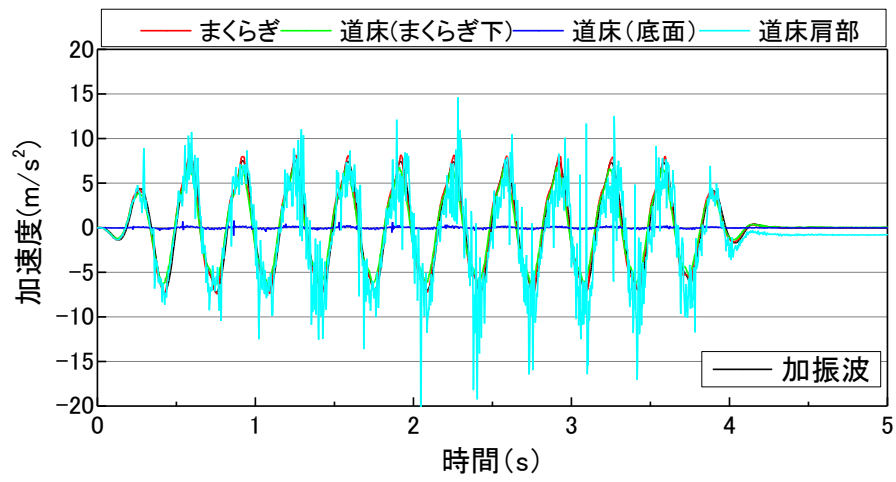
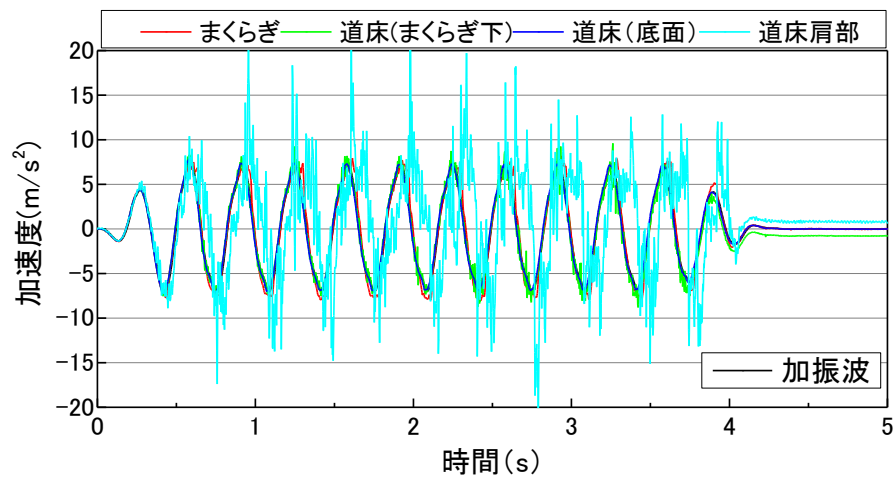


図 2.65 まくらぎ変位波形(1 本・カント有り・正弦波 7.0m/s²)

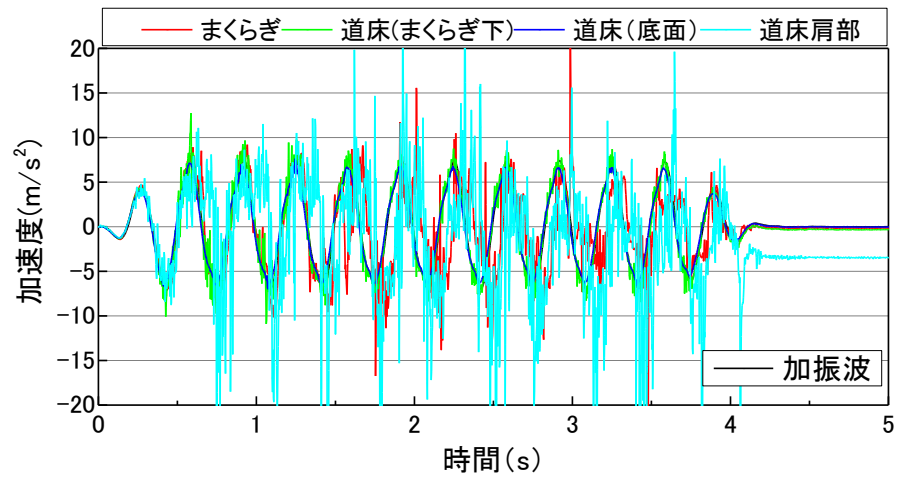


(a) 横方向荷重 0kN

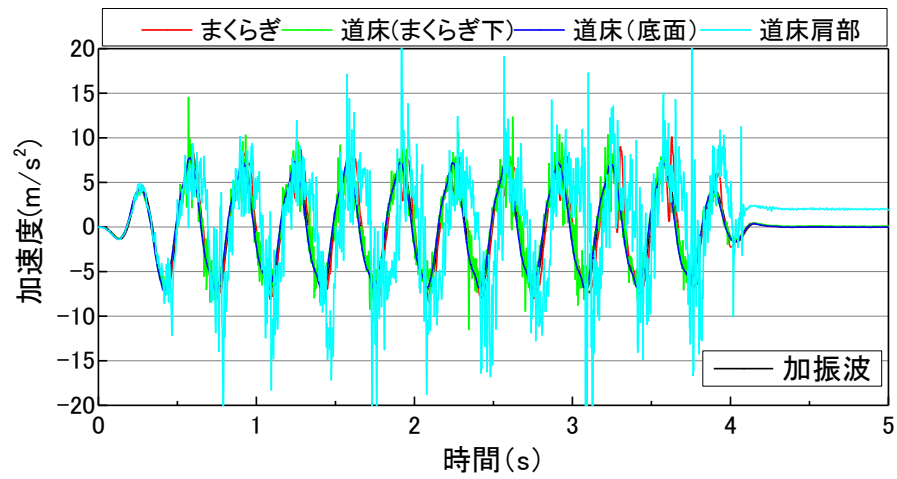


(b) 横方向荷重 2kN

図 2.66 加速度波形(1 本・カント有り・正弦波 8.0m/s²)



(c) 横方向荷重 4kN



(d) 横方向荷重 6kN

図 2.67 加速度波形(1 本・カント有り・正弦波 8.0m/s^2)

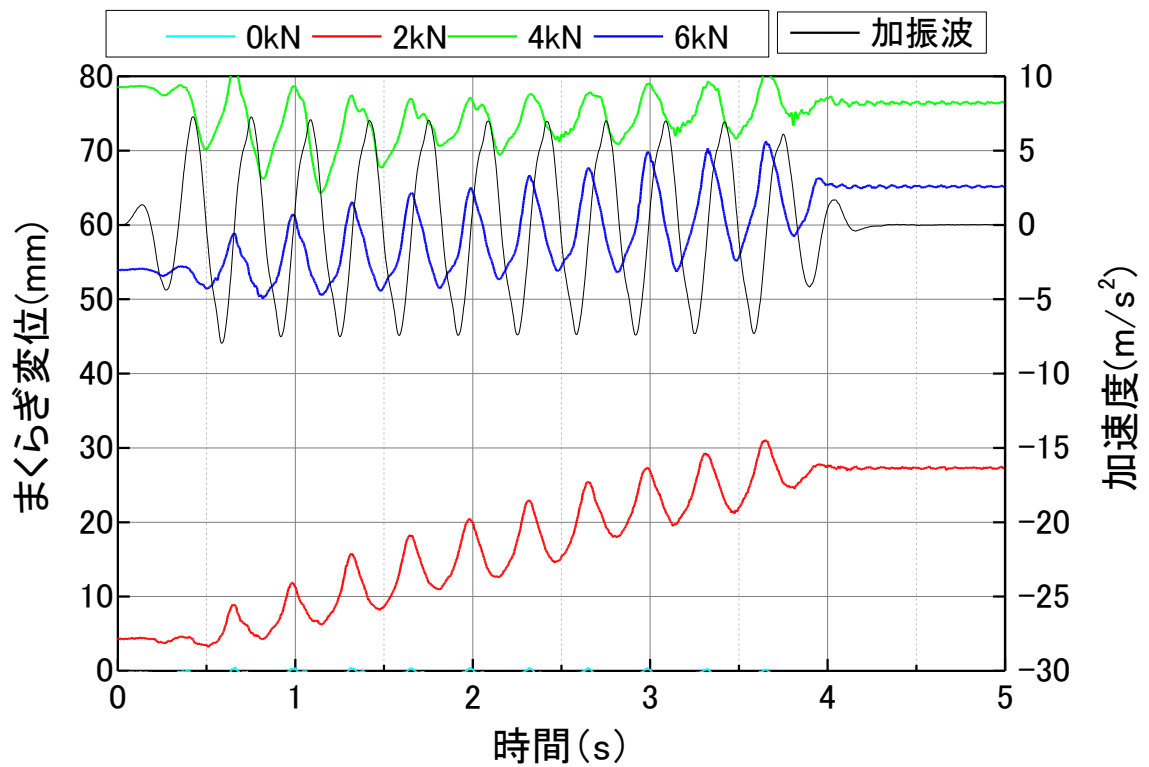


図 2.68 まくらぎ変位波形(1 本・カント有り・正弦波 8.0m/s²)

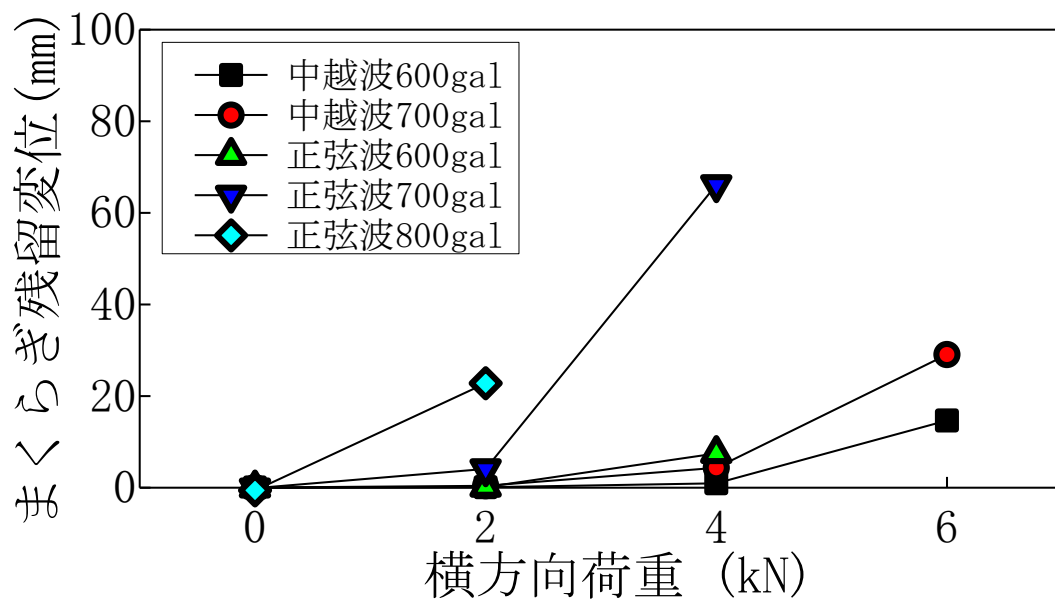


図 2.69 まくらぎ残留変位(まくらぎ 1 本・カント有り)

2.3.2.2 まくらぎ本数の影響

図 2.70 から図 2.83 に、カント無しのまくらぎ 3 本模型の加振中におけるまくらぎ変位波形およびまくらぎ、まくらぎ下の道床表層、道床底部、道床肩部の応答加速度、振動台テーブルの加振加速度を示す。

正弦波 2.0 m/s^2 では、横方向荷重によらず、加振波形と道床およびまくらぎの応答加速度波形は一致しており、まくらぎ変位波形もほとんど変化が見られなかった。

正弦波 4.0 m/s^2 では、横方向荷重 0 kN において、まくらぎの応答加速度波形に重畳波が生じており、横方向荷重 11 kN においては、道床肩部に重畳波が生じており、まくらぎ 1 本の場合と異なる傾向を示した。まくらぎ変位波形は、横方向荷重 11 kN において、 6 mm 程度のまくらぎ残留変位が生じ、まくらぎ 1 本の場合ではほとんどまくらぎ残留変位が生じなかった小さい加振加速度において、まくらぎ残留変位が生じた。

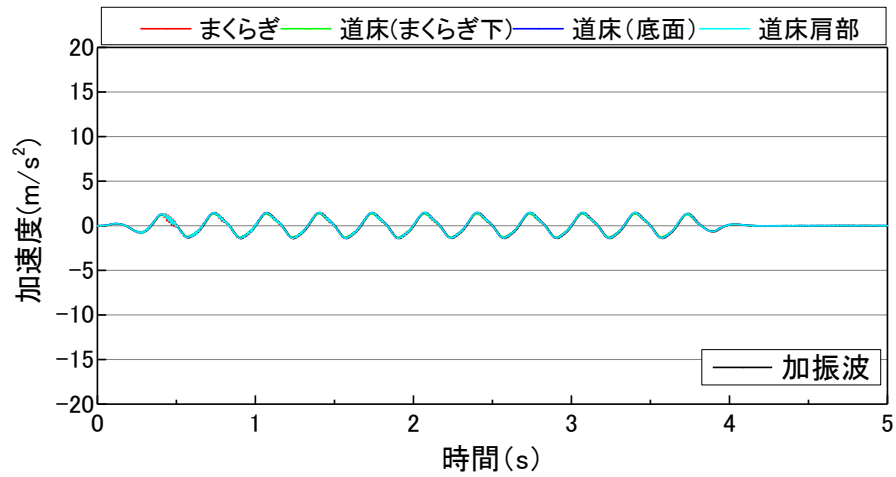
中越波 6.0 m/s^2 では、横方向荷重 0 kN において、まくらぎの応答加速度波形に重畳波が生じており、横方向荷重 11 kN においては、道床肩部に重畳波が生じた。まくらぎ変位波形は、横方向荷重 11 kN において、 10 mm 程度のまくらぎ残留変位が生じ、まくらぎ 1 本の場合よりも大きいまくらぎ残留変位が生じた。

中越波 7.0 m/s^2 では、横方向荷重 0 kN において、まくらぎの応答加速度波形に重畳波が生じており、横方向荷重 11 kN においては、道床肩部に重畳波が生じた。まくらぎ変位波形は、横方向荷重 11 kN において、 25 mm 程度のまくらぎ残留変位が生じ、まくらぎ 1 本の場合よりも大きいまくらぎ残留変位が生じた。

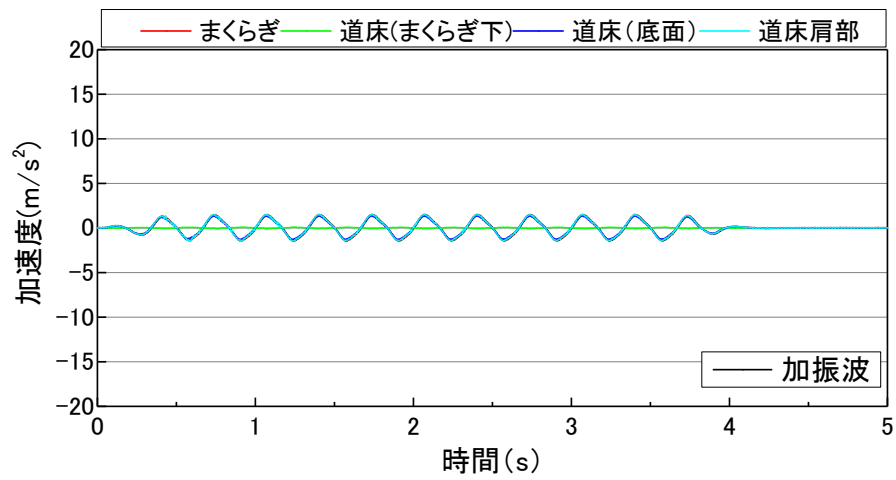
正弦波 6.0 m/s^2 では、横方向荷重 0 kN において、まくらぎの応答加速度波形に重畳波が生じており、横方向荷重 11 kN においては、道床肩部に重畳波が生じた。まくらぎ変位波形は、1 波目で 15 mm 程度、2 波目以降は 20 mm 程度生じ、ばねの荷重が抜けて変位が生じなくなった。

以上より、横方向荷重は、正弦波 8.0 m/s^2 加振後のまくらぎ水平変位 10 mm 時における道床横抵抗力の $1/2$ 程度であるが、まくらぎ 1 本模型と同様に加振中に大きな残留変位が生じた。横方向荷重 11 kN の場合に、まくらぎ 3 本に均等に荷重が分担されたと仮定すると、まくらぎ 1 本あたりの負担荷重は 3.7 kN となるが、中越波 6.0 m/s^2 および正弦波 6.0 m/s^2 の加振の場合に、まくらぎ 1 本の横方向荷重 4 kN の場合よりも大きな残留変位が生じ、横方向荷重 6 kN と同程度であった。横方向荷重 0 kN では、正弦波 8.0 m/s^2 加振後のまくらぎ残留変位が 2.3 mm であった。従って、まくらぎ 3 本の場合、群杭効果の影響でまくらぎ 1 本よりも加振中に道床横抵抗力が低下することがわかった。また、横方向荷重が 0 kN の場合では、どの加振加速度においても、振動台テーブルと道床の加速度波形が概ね一致しており、横方向荷重が小さい場合では、まくらぎ本数の影響が小さいことが考えられる。一方、横方向荷重 11 kN の場合では、まくらぎ 1 本模型の場合よりも振動台テーブルの加速度波形に対して道床肩部および道床表面の加速度波形が大きく乱れており、 6.0 m/s^2 程度の加振加速度でも、まくらぎ底部およびまくらぎ端部の道床が加振による影響を大きく受けることがわかった。これは、加振による道床肩部およびまくらぎ底面位置の道床表面の剛性低下に加えて、まくらぎ本数が増えることによる群杭効果によりまくらぎ端

部周辺の道床横抵抗力が加振中に低下したことによるものと考えられる。



(a) 横方向荷重 0kN



(b) 横方向荷重 11kN

図 2.70 加速度波形(3本・カント無し・正弦波 2.0m/s^2)

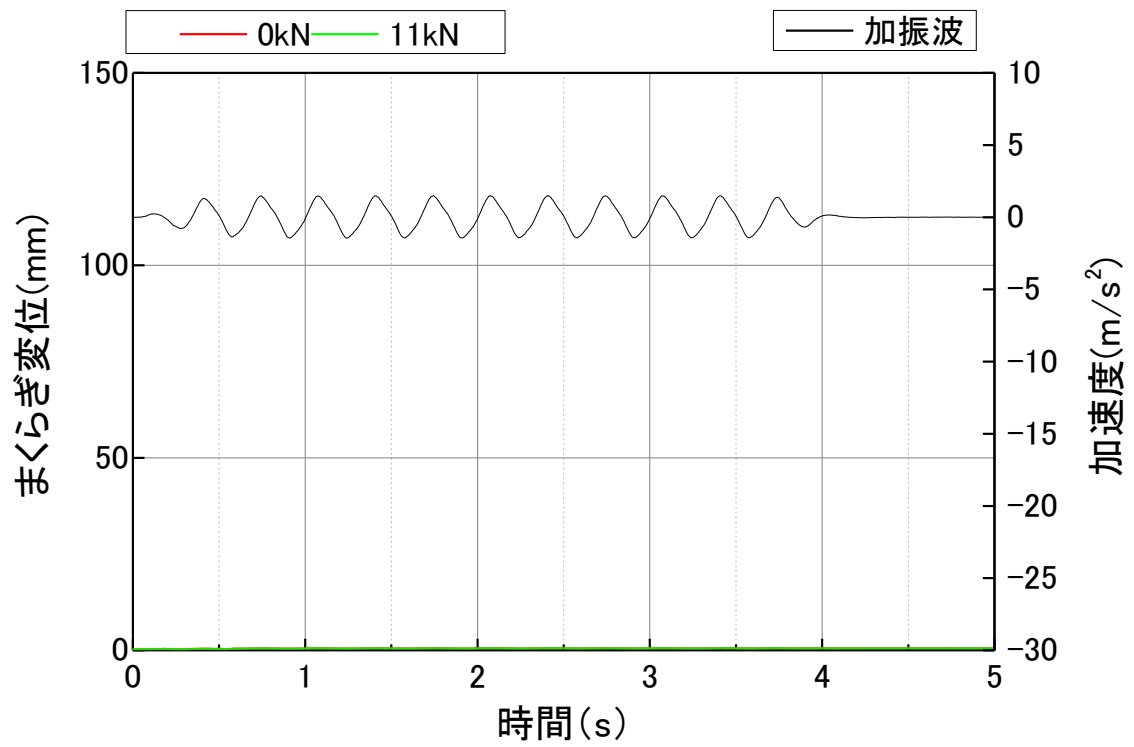
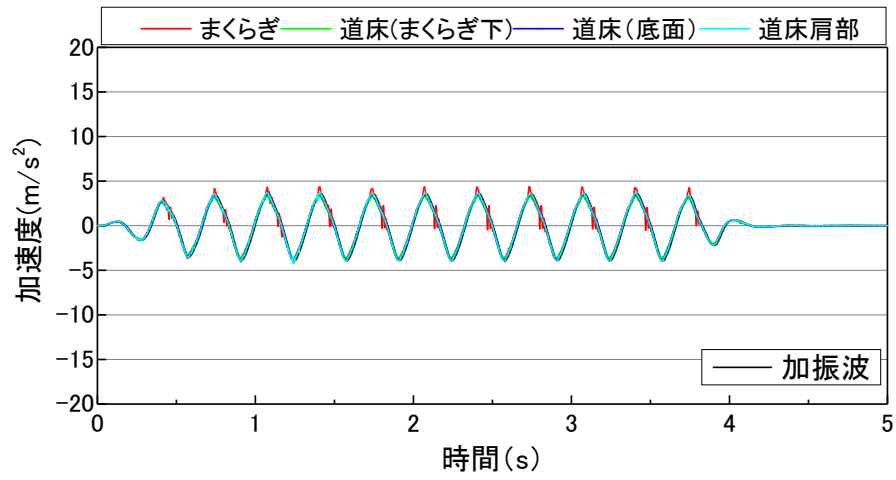
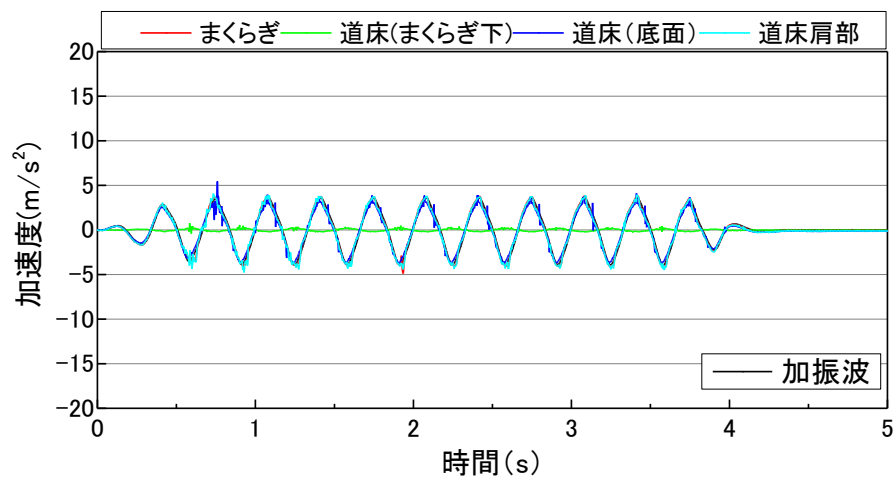


図 2.71 まくらぎ変位波形(3 本・カント無し・正弦波 2.0m/s²)



(a) 横方向荷重 0kN



(b) 横方向荷重 11kN

図 2.72 加速度波形(3本・カント無し・正弦波 4.0m/s²)

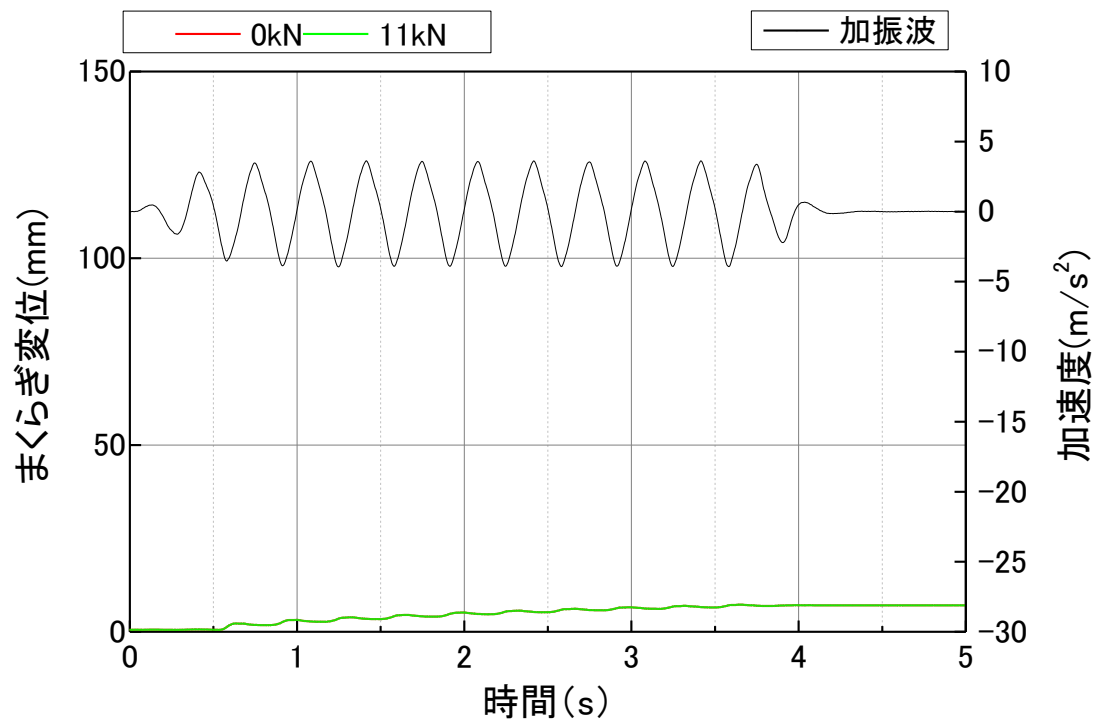
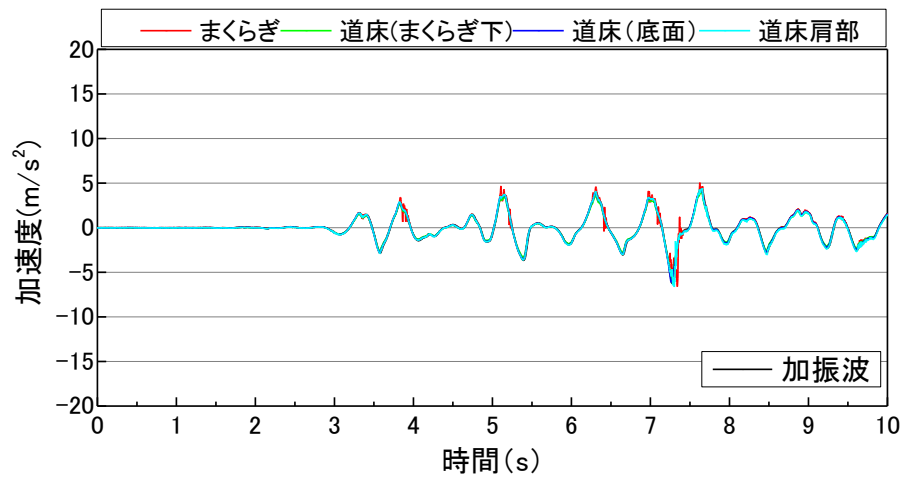
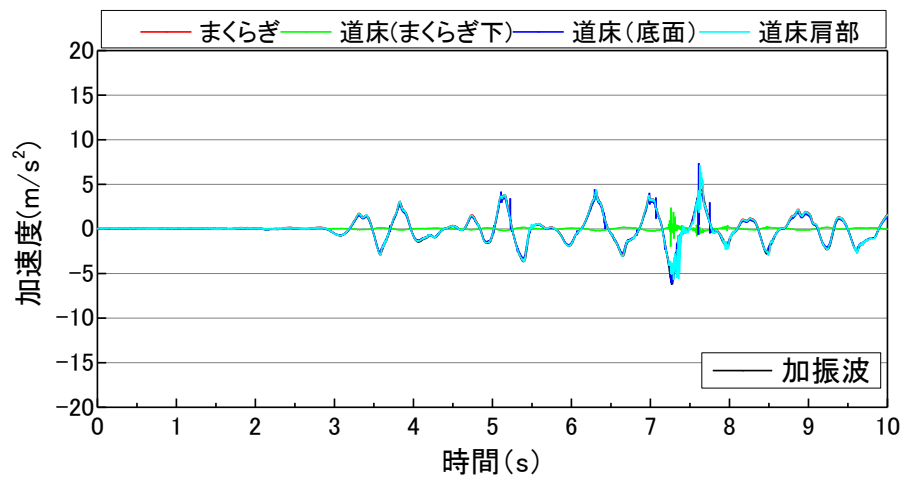


図 2.73 まくらぎ変位波形(3本・カント無し・正弦波 4.0m/s^2)



(a) 横方向荷重 0kN



(b) 横方向荷重 11kN

図 2.74 加速度波形(3本・カント無し・中越波 6.0m/s^2)

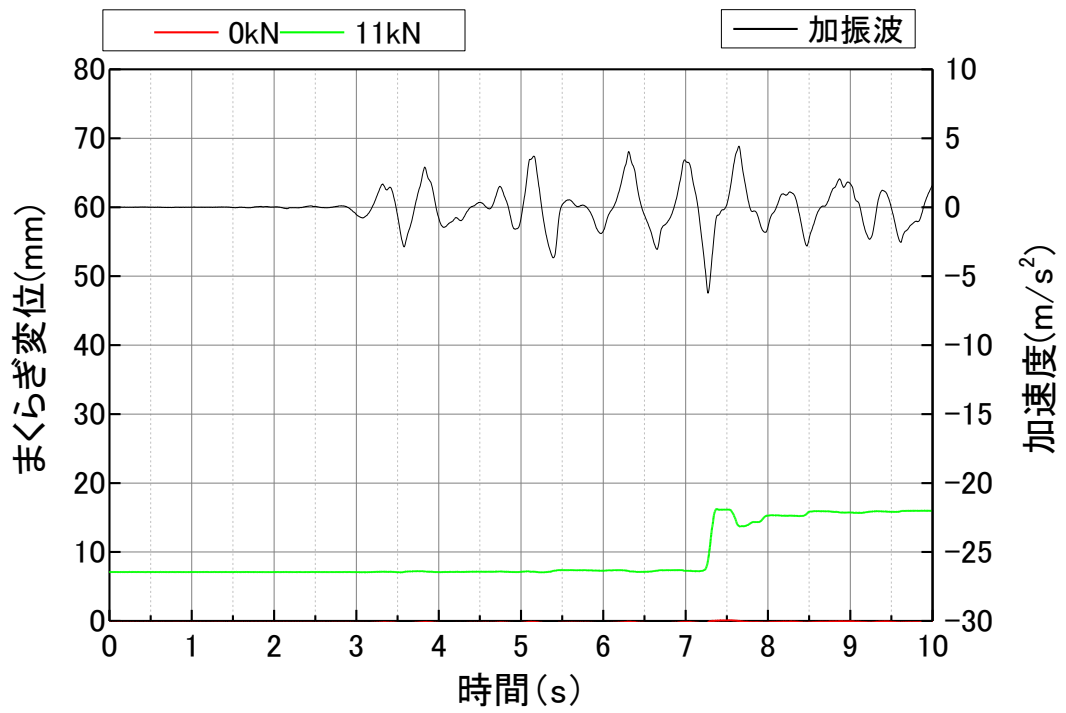
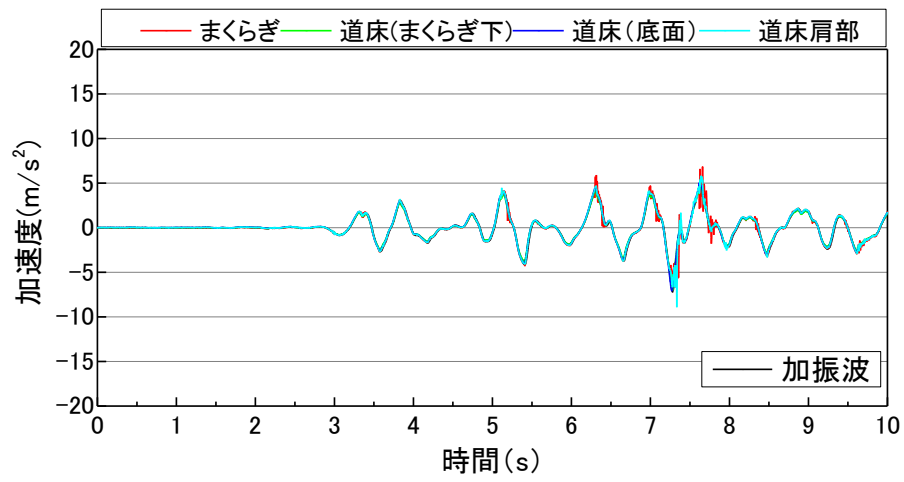
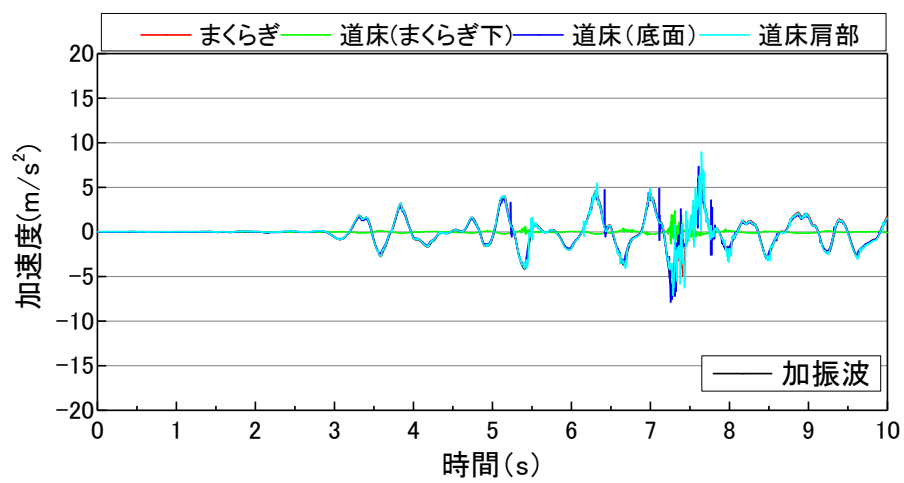


図 2.75 まくらぎ変位波形(3本・カント無し・中越波 6.0m/s^2)



(a) 横方向荷重 0kN



(b) 横方向荷重 11kN

図 2.76 加速度波形(3本・カント無し・中越波 7.0m/s²)

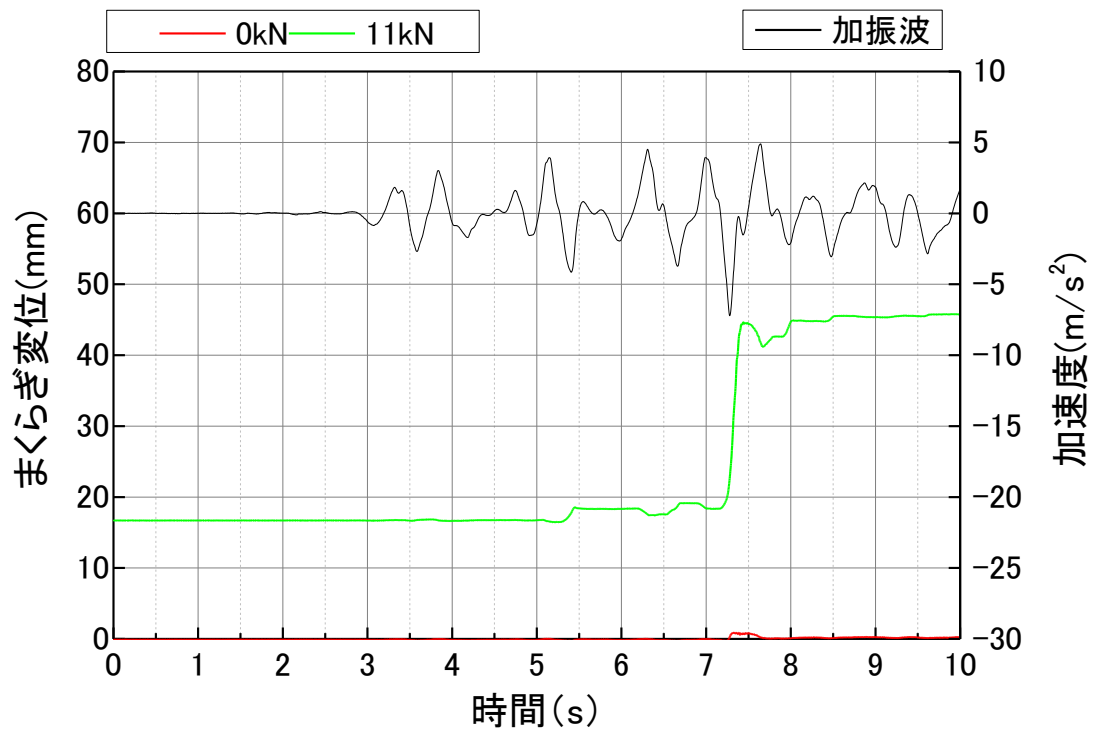
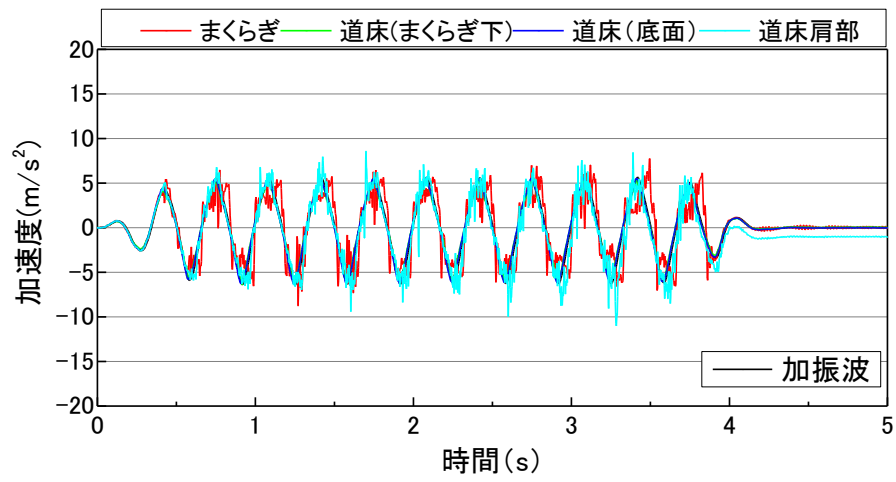
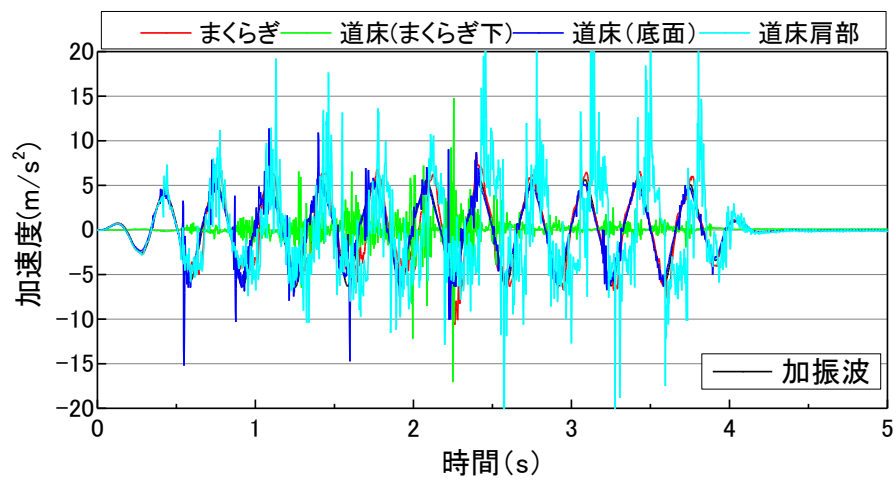


図 2.77 まくらぎ変位波形(3 本・カント無し・中越波 $7.0m/s^2$)



(a)横方向荷重 0kN



(b)横方向荷重 11kN

図 2.78 加速度波形(3本・カント無し・正弦波 6.0m/s^2)

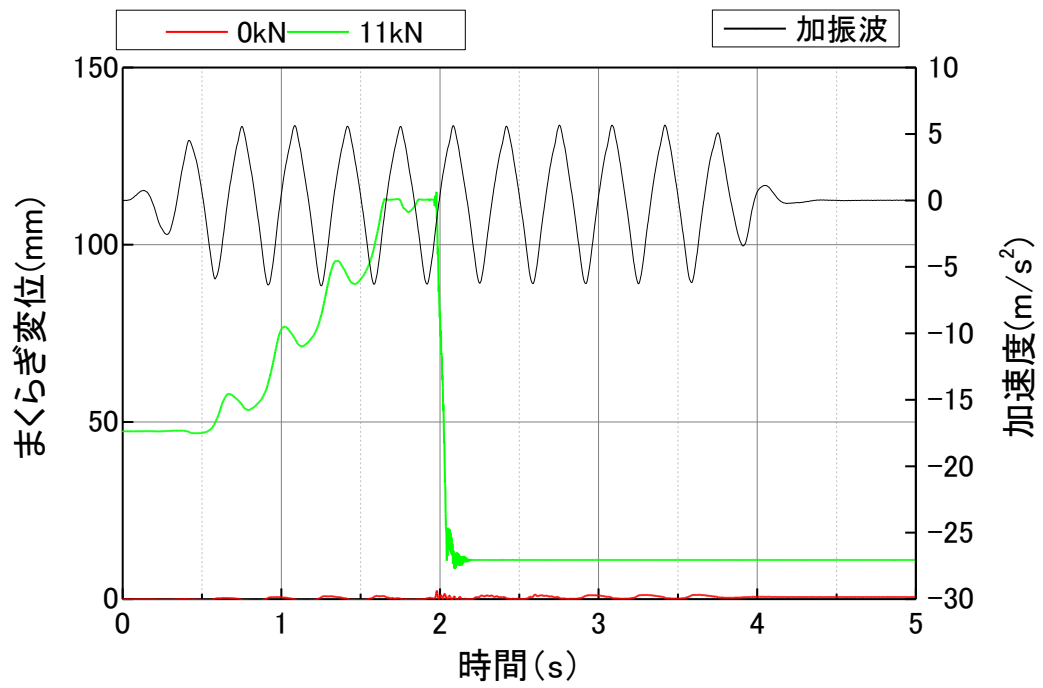
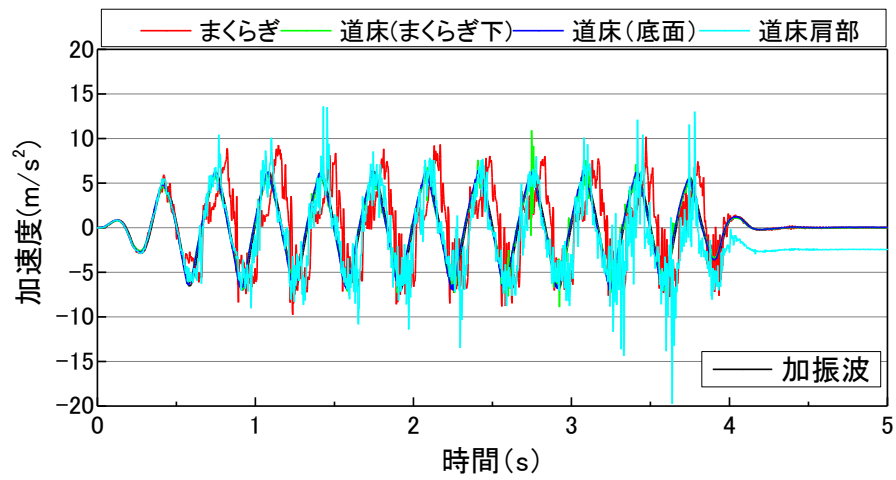
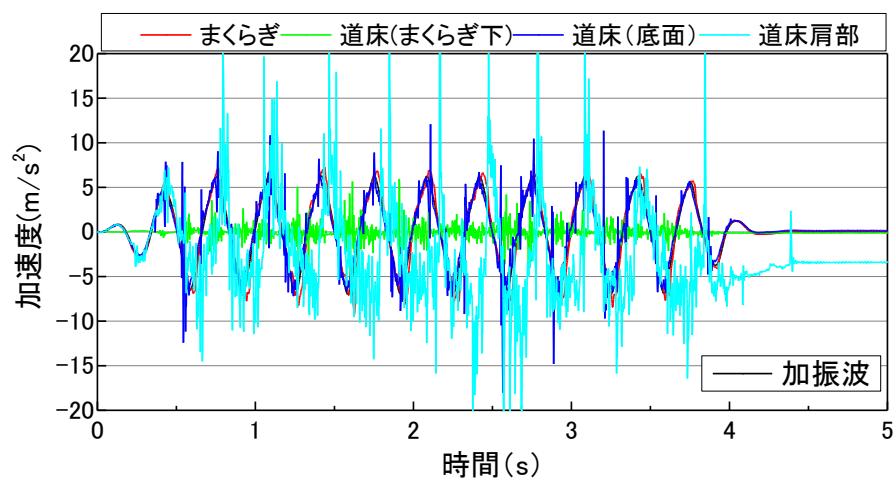


図 2.79 まくらぎ変位波形(3 本・カント無し・正弦波 6.0m/s^2)



(a) 横方向荷重 0kN



(b) 横方向荷重 11kN

図 2.80 加速度波形(3本・カント無し・正弦波 7.0m/s^2)

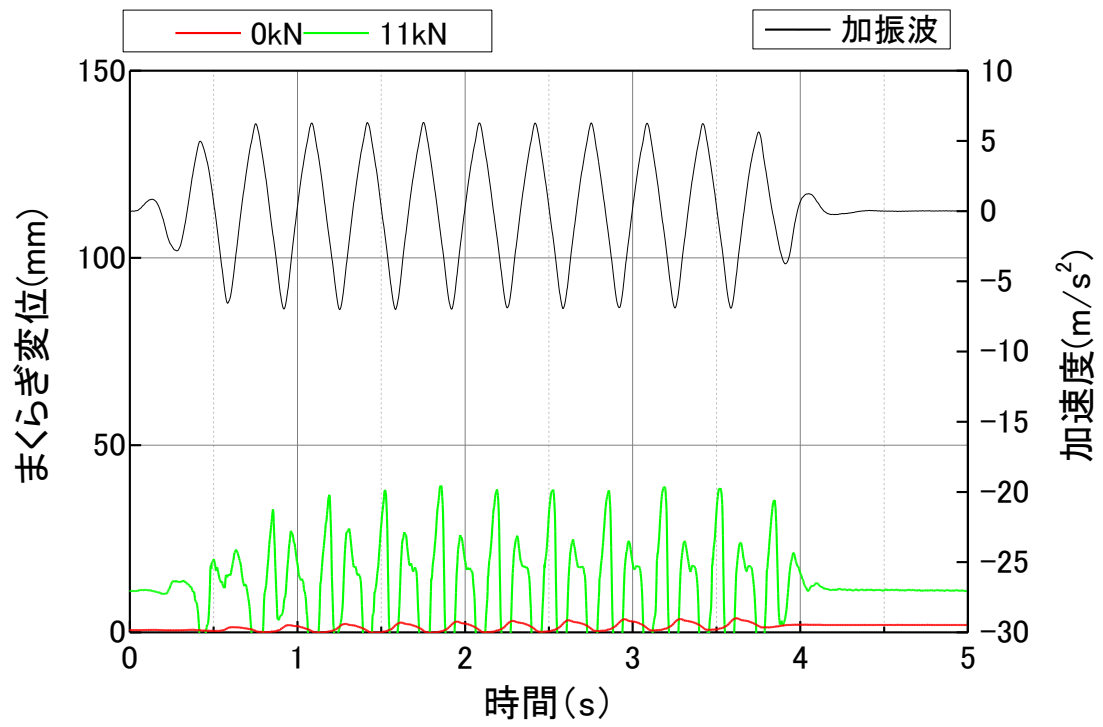
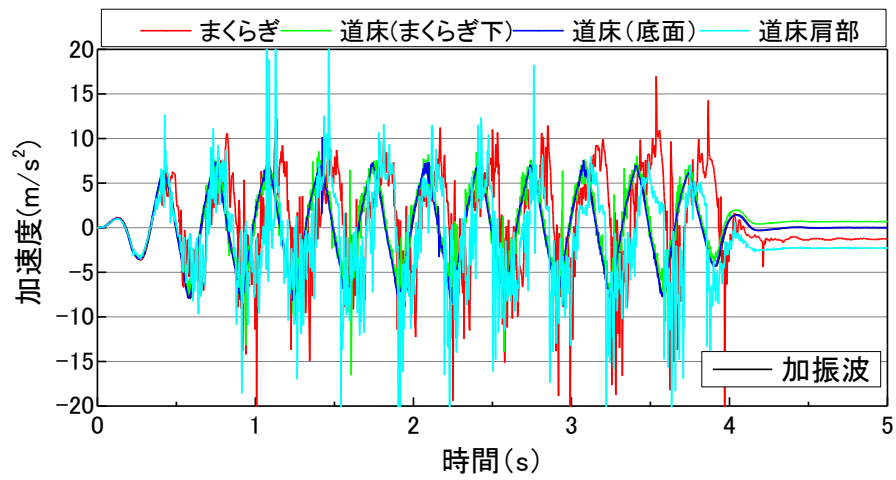
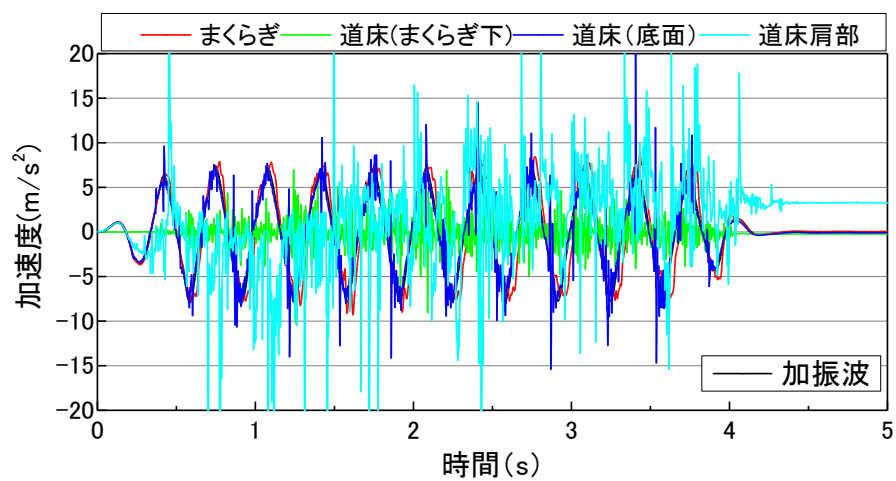


図 2.81 まくらぎ変位波形(3 本・カント無し・正弦波 7.0m/s²)



(a) 横方向荷重 0kN



(b) 横方向荷重 11kN

図 2.82 加速度波形(3本・カント無し・正弦波 8.0m/s^2)

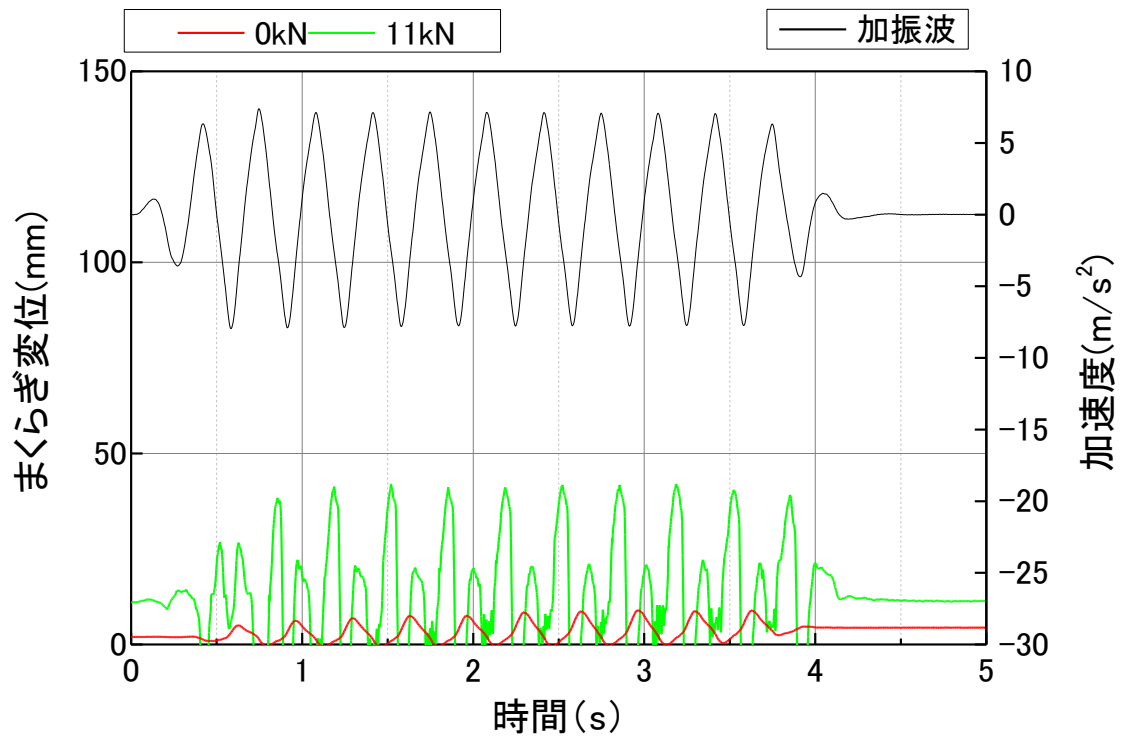


図 2.83 まくらぎ変位波形(3 本・カント無し・正弦波 8.0 m/s^2)

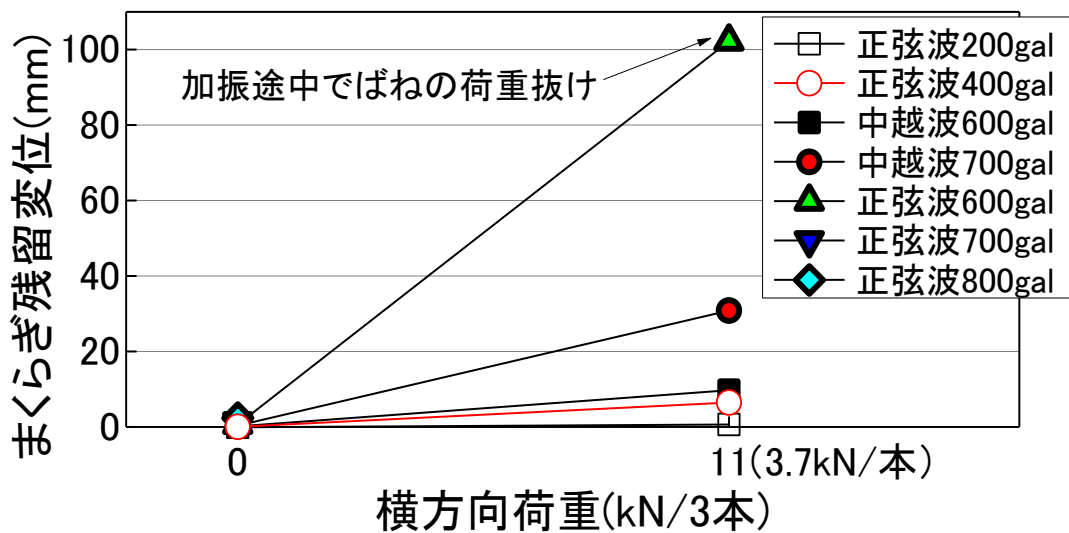


図 2.84 まくらぎ残留変位(カント無し・まくらぎ 3 本模型)

2.4まとめ

加振中におけるバラスト軌道の道床横抵抗力の特性を検討するため、大型振動台試験を行った。以下に得られた主な知見を示す。

- (1) 道床横抵抗力は加振後よりも加振中に大きく低下し、ロングレールが軌道を座屈させようとする荷重を想定した横方向荷重が加振後の道床横抵抗力より小さくても、まくらぎ残留変位が生じることがわかった。
- (2) カントの有無により道床形状が異なっても、加振中のまくらぎ残留変位および加振前後の道床横抵抗力とまくらぎ変位の関係は概ね同様の傾向を示しており、道床形状が道床横抵抗力に与える影響は小さいと考えられる。
- (3) 道床横抵抗力試験より、常時ではまくらぎ1本のまくらぎ変位2 mm時よりも、まくらぎ3本のまくらぎ変位10 mm時の道床横抵抗力がやや小さくなった。
- (4) 横方向荷重が作用していない条件に対して、正弦波 8.0 m/s^2 加振後に道床横抵抗力試験を行ったところ、まくらぎ本数によらず、加振後に道床横抵抗力は低下することがわかった。また、まくらぎ1本よりまくらぎ3本の方が、加振後の道床横抵抗力の減少率が小さかったことから、まくらぎ3本は群杭効果によりまくらぎ端部が負担する抵抗力の寄与分が小さいため、まくらぎ1本よりも道床の剛性低下の影響が小さいことが考えられる。
- (5) 横方向荷重が作用していない場合は、正弦波 8.0 m/s^2 加振後のまくらぎ残留変位が、まくらぎ1本と3本でどちらも概ね2 mm程度であり、横方向荷重が作用することで、加振中にまくらぎ残留変位が急増することがわかった。
- (6) 群杭効果により、まくらぎ1本よりも3本の方が、横方向荷重が作用した場合の加振中のまくらぎ残留変位が大きいことがわかった。

第3章 小型模型を用いた加振中のバラスト変形メカニズムの解明

3.1 試験の概要

3.1.1 加振中のまくらぎ-バラスト連成挙動の評価方法

加振中に道床横抵抗力が低下するメカニズムを、まくらぎと道床の連成挙動の画像解析から解明するために、バラスト軌道の小型模型を用いた加振試験を行った。画像解析は、平面ひずみ条件の 1/5 縮尺の小型模型に対して、道床横抵抗力試験中および加振試験中の模型断面を撮影して PIV (Particle Image Velocity: 画像粒子流速測定法) により実施した。また、座屈対策工の加振中の変形挙動を検討するため、画像解析を行った。

試験ケースは、2 種類の座屈対策工（バラスト止め壁および座屈防止板）を用いた場合と無対策の場合の計 3 ケースである。ここで、座屈防止板は酷暑期のレールの温度上昇による座屈対策工として実用的に使用されており、文献 11) において耐震対策工としても検討され、本試験方法とは評価方法が異なるものの、耐震対策としての効果が確認されている。バラスト止め壁は、バラストの盛りこぼれを防止するために道床のり面付近に設置して、歩行通路の確保などのために使用されており、一部の鉄道事業者では地震時におけるバラストの流出対策として用いられている³⁰⁾。本研究では、実軌道において実用的に使用されている両工法の地震時における変形挙動を検討した。

3.1.2 PIV による画像解析方法

加振試験の PIV による画像解析の撮影条件は、加振中の変形挙動を検討するために高速度カメラを使用し、加振 1 波あたりの撮影間隔は準備した高速度カメラの最高フレームレートとなる 300 fps、解像度 512×512 pixel とした。道床横抵抗力試験では、一眼レフカメラを用いて、載荷速度 0.4 mm/min に対して変形挙動を検討するために 4 秒間隔、解像度 3504×2336 pixel で撮影した。高速度カメラおよび一眼レフカメラの仕様を表 3.1 および表 3.2 に、高速度カメラを図 3.1 に示す。どちらの試験においても、試験前との 2 枚の画像を用いて、画像解析ソフトにより直接相互相関法による PIV 解析で変位増分ベクトルを求め、せん断ひずみを算出した。画像解析ソフトには、PIVTEC GmbH 製のフリーソフト「PIVview2C-Demo」を用いた。



高速度カメラ



一眼レフカメラ

図 3.1 使用したカメラ

表 3.1 高速度カメラの仕様

型番	NAC製 MEMRECAM fx-K5	
センサー	約2.2インチ131万画素CMOS	
撮影速度	100～168,000 fps	
解像力	1,280 × 1,024 pixel	
感度	カラー:ISO2,500 (f/4 gain 0db、1,000pps時)	
	モノクロ:ISO10,000 (f/4 gain 0db、1,000pps時)	
メモリー	2GB / 4GB / 8GB / 16GB	
シャッター	最速1/333,333秒	
記録時間	フルフレーム時	最高速度時
	9.8秒 (16GB・1,000 fps)	49秒 (16GB・32 × 48pixel)
インターフェース	1000BASE-T / 100BASE-TX / CF TypeI / CF TypeII	
ビデオ出力	専用ビューファインダー出力	
レンズマウント	Fマウント	
コントロールソフト	fxLink / GXLink / HXLink	
外形寸法	約(W) 145 × (H) 142 × (D) 328mm	
重量	約7.5kg	

表 3.2 一眼レフカメラの仕様

型式	CANON EOS-1D Mark II N		
タイプ	一眼レフ	レンズマウント	キャノンEFマウント
画素数	850万画素(総画素)	撮像素子	APS-H
	820万画素(有効画素)		28.7mm × 19.1mm
記録フォーマット	JPEG/RAW	撮影感度	標準:ISO100～1600
シャッタースピード	1/8000～30 秒	電池タイプ	専用電池
ファインダー形式	ペンタプリズム	液晶モニター	2.5インチ
			23万ドット
記録メディア	コンパクトフラッシュ マイクロドライブ SDカード	ファインダー倍率	0.72倍
		専用電池型番	NP-E3
		ファインダー視野率(上下/左右)	100/100

3.2 試験条件

3.2.1 軌道模型の構築方法

バラスト軌道の小型模型の概要を図 3.2 に示す。試験土槽の外寸は幅 2.0 m×奥行き 0.3 m×高さ 0.2 m であり、大型振動台テーブルにボルトで剛結した。また、図 3.3 に示すように、試験土槽の片側面をアクリル製とし、高速度カメラで加振中の小型模型の断面を撮影した。バラスト軌道の小型模型は、模型まくらぎ 1 本と模型バラスト道床から構成される。なお、平面ひずみ条件としたことで、道床横抵抗に与えるまくらぎ自重の影響が大きくなることが考えられたことから、模型レールは設けないこととした。道床バラストには、図 3.4 に示すように、実バラストの粒度分布を 1/5 縮尺した粒度分布に近くなるように粒度調整した碎石を用いた。道床密度は、列車荷重によって締め固められた道床状態を模擬して、締固め度 95 %以上となる 1.6 t/m^3 に設定した。碎石は実際のバラストに用いられているものと同じ石質の安山岩を用いた。まくらぎはモルタル製であり、平面ひずみ条件の 1/5 縮尺の相似則を満足するように設定した。まくらぎの形状は、新幹線のバラスト軌道で一般的に用いられている PC まくらぎ 3H の 1/5 縮尺の長さおよび高さとし、平面ひずみ条件となるように幅を土槽奥行きと同寸法とした。道床形状は、道床肩幅 100 mm、道床厚 40 mm、カント 40 mm、道床のり面勾配 1:1.8 であり、高架橋上の新幹線バラスト軌道の曲線区間を想定して設定した。また、土槽底面にはコンクリートと同程度の摩擦係数となるようにサンドペーパーを貼りつけた⁴⁶⁾。

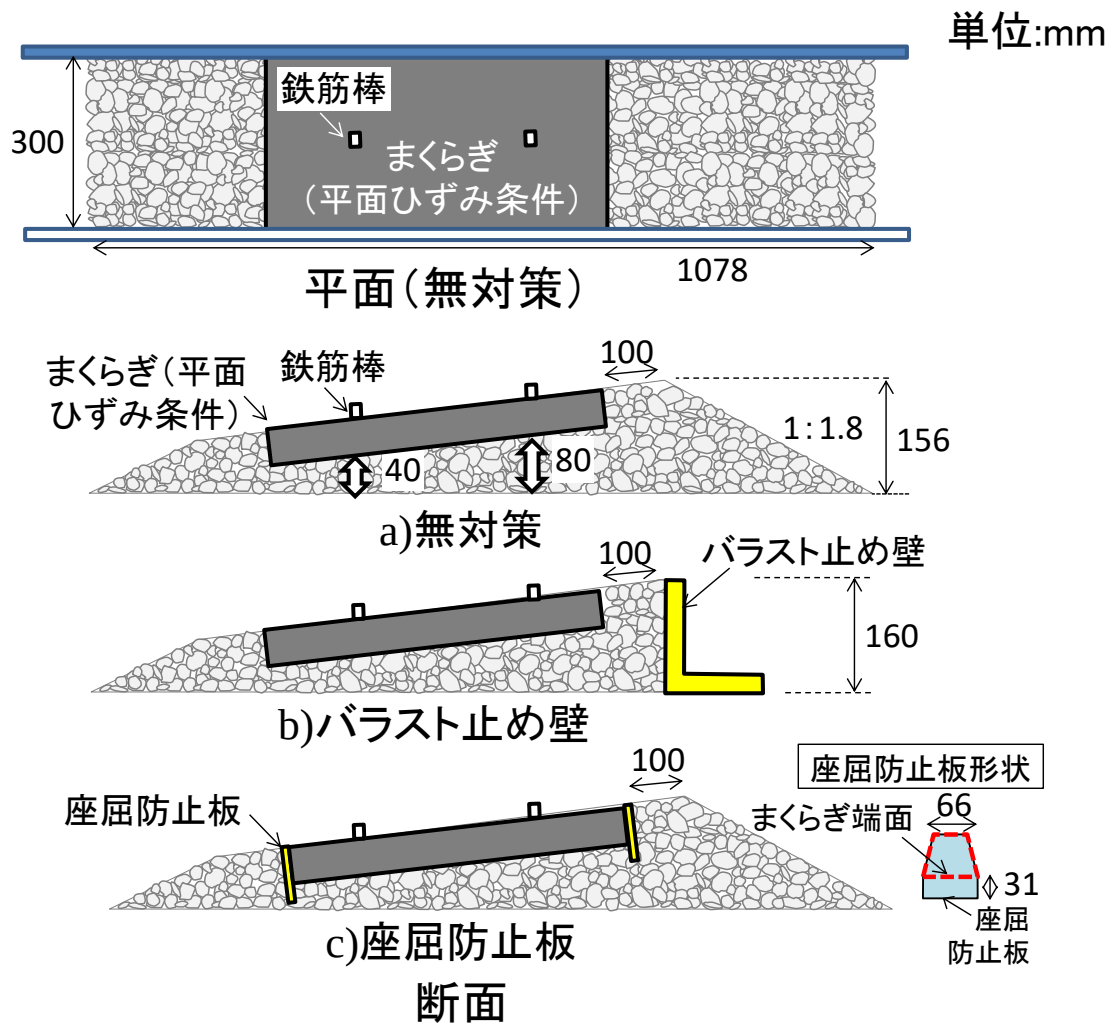


図 3.2 小型軌道模型の概要

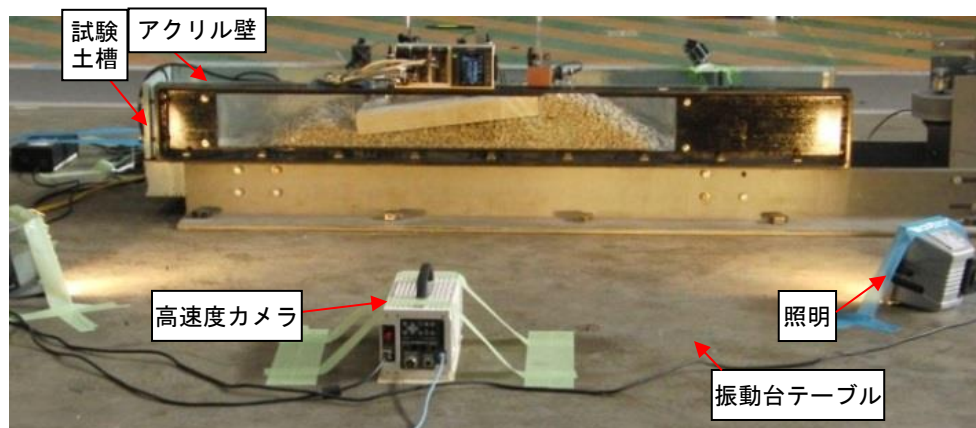


図 3.3 高速度カメラを用いた撮影状況



図 3.4 一眼レフカメラを用いた撮影状況

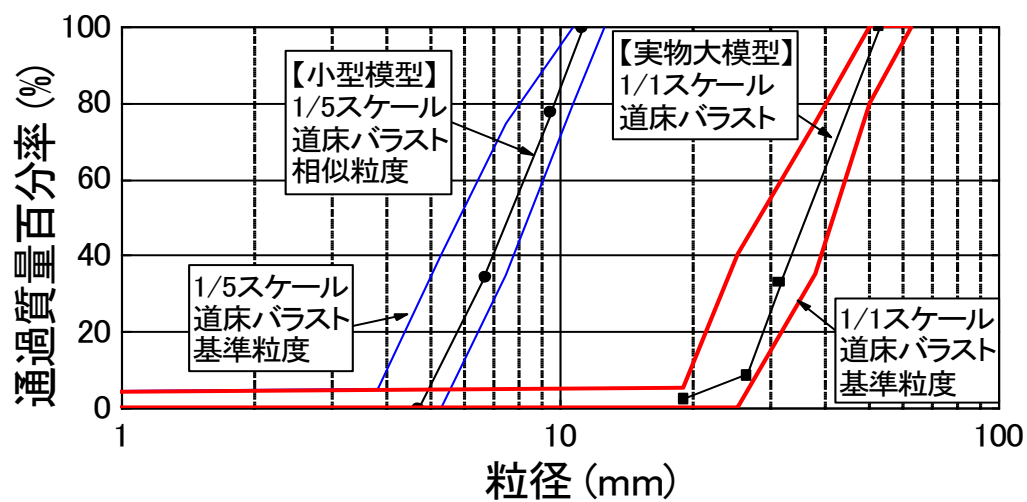


図 3.5 模型バラスト (1/5 縮尺) の粒度分布

3.2.2 座屈対策工

バラスト止め壁は、加振中の道床肩部の崩れを抑えることで、道床横抵抗力の低下を抑制する効果を期待するものであり、本試験ではまくらぎ端部から 100 mm 離れた外軌側の道床肩部に設置した。バラスト止め壁模型は鋼材とし、加振時および道床横抵抗力試験時にバラスト止め壁の変形を極力抑制するために、試験土槽に剛結した。座屈防止板は、まくらぎ端部に設置して道床横抵抗力の増加を期待するものである。座屈防止板模型は鉄板とし、まくらぎ両端部に接着剤で固着した。座屈防止板は、まくらぎの端面形状からまくらぎ底面より下に張り出す形状であり、別途検討した小型模型試験より高い効果が得られた⁴⁷⁾ (図 3.2 c))。

3.2.3 道床横抵抗力試験

道床横抵抗力試験は、第2章の試験方法と同様に、まくらぎに引張荷重をジャッキで作用させてまくらぎ長手方向に単調載荷した。試験条件を図 3.5 に示す。載荷速度は第2章の 1/5 縮尺の相似則を考慮して 0.4 mm/min とし、載荷時に載荷荷重およびまくらぎの水平変位を測定した。

ここで、平面ひずみ条件が道床横抵抗力特性に及ぼす影響を検討するため、文献 48) を参考に平面ひずみ条件のまくらぎの道床横抵抗力を算定した。文献 46) では、まくらぎ 1 本あたりの道床横抵抗力 (R) が、式(1)のようにまくらぎの端面 (R_{end})、底面 (R_{bottom})、側面 (R_{side}) の各負担力の和で表され、極限つり合い条件にて算出する方法が示されている。図 3.6 に道床横抵抗力とまくらぎの各面が負担する抵抗力の条件を示す。底面と側面の抵抗力はまくらぎと道床の摩擦力より求め、端面はバラストの受動土圧を土くさびおよびすべり面を仮定した極限つり合い法で求めることで、様々なまくらぎ形状の道床横抵抗力を推定可能であることが明らかにされている。

$$R = R_{\text{bottom}} + R_{\text{side}} + R_{\text{end}} \quad (1)$$

式 (1)を用いて平面ひずみ条件のまくらぎ (以下、まくらぎ (平面ひずみ条件)) と 1/5 スケールの PC まくらぎ 3H (以下、PC3H とする) 1 本の場合の道床横抵抗力を算出した結果を図 3.7 に示す。算出の際には、模型バラストのせん断抵抗角や、バラストとまくらぎの壁面摩擦角が必要であり、これらの値は文献 48) に因った。なお、せん断抵抗角については三軸状態 (軸対称状態) と平面ひずみ状態で数度程度異なることが知られているが⁴⁹⁾、ここではせん断抵抗角の実測値が得られていないため、まくらぎ (平面ひずみ条件) についても文献 48) と同じ値を用いて算出した。

まくらぎ側面の負担力は PC3H が 26 N であり、まくらぎ (平面ひずみ条件) ではまくらぎ側面が砕石と接していないことから側面の負担力は 0 N であった。底面の負担力は、PC3H が 33 N であるのに対して、まくらぎ (平面ひずみ条件) では PC3H よりも底面積が 4.5 倍程度広く、かつ自重が 4 倍程度重いことから、PC3H の 4 倍程度大きくなり、138 N であった。端面の負担力は、PC3H が 45 N であり、まくらぎ (平面ひずみ条件) ではまくらぎの側

面積が PC3H より広いものの、PC3H と同程度の 48 N であった。これは、極限つり合い法で算出する PC3H の道床肩部の土くさびの影響範囲（図 3.6）と本平面ひずみ条件による影響範囲が同程度であったためと考えられる。

以上より、まくらぎ（平面ひずみ条件）の場合、PC3H の負担力と比較して側面は小さく、端面は同程度、底面は 4 倍程度に大きいことで、道床横抵抗力は PC3H が 104 N であるのに対して、まくらぎ（平面ひずみ条件）では 186 N と 1.8 倍に大きくなると考えられる。従って、本小型模型試験では、加振中の道床横抵抗力の低下のメカニズムを、まくらぎと道床の連成挙動の画像解析から解明することに着目し、定量的には第 4 章の実物大軌道模型を用いた大型振動台試験により道床横抵抗力特性を評価することとした。

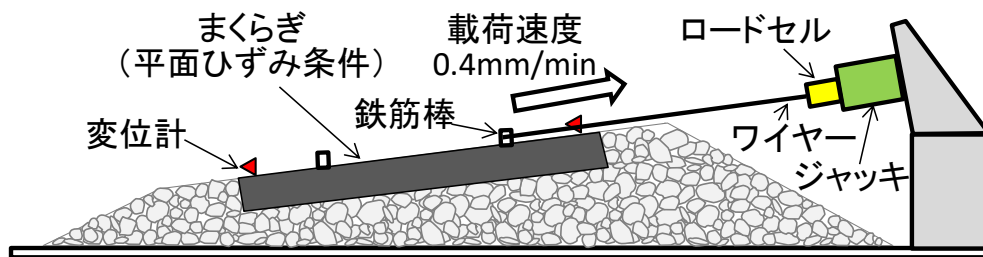


図 3.5 道床横抵抗力試験の条件

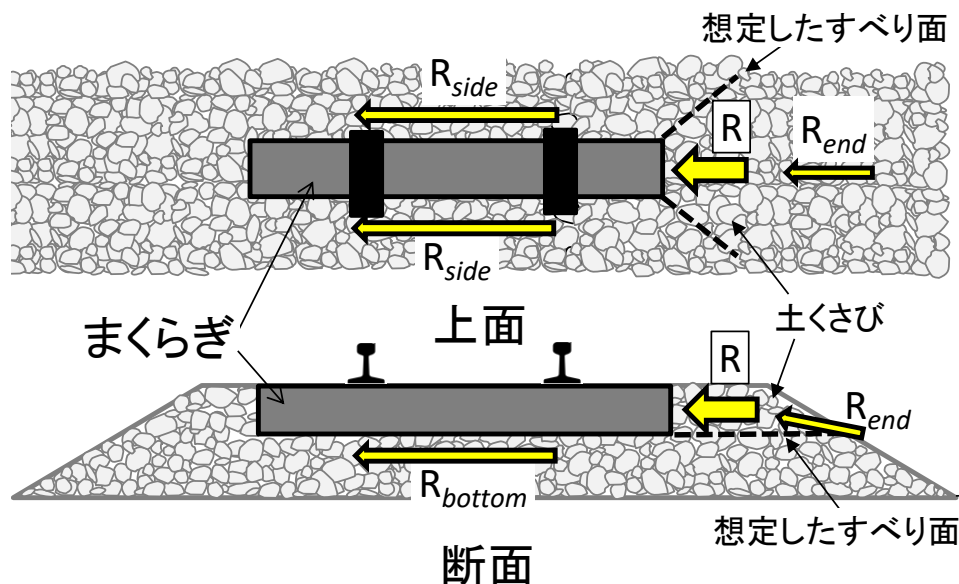


図 3.6 極限つり合い法を用いた道床横抵抗力の推定方法

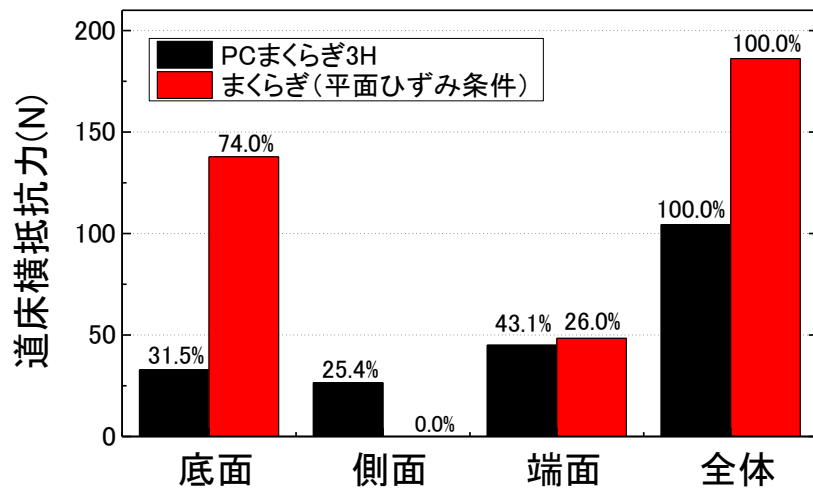


図 3.7 まくらぎ各面の負担力（極限つり合い法）

3.2.4 加振試験

加振試験の条件を表 3.3 に示す。加振波形は、正弦波（周波数 6.7 Hz、波数 10 波）および実地震波である。実地震波は、前章と同じ新潟県中越地震時に新幹線が脱線した際の高架橋天端における応答波である（図 3.8）（以下、中越波とする）。周波数は 1/5 縮尺の相似則⁵⁰⁾を考慮してそれぞれの加振波形を $\sqrt{5}$ 倍し、中越波は原波形に対して、正弦波は第 2 章の実物大模型試験の周波数 3 Hz に対してそれぞれの加振時間を圧縮した。加振方向はまくらぎ長手方向の水平方向であり、加振方式は正弦波および中越波を表 3.3 に示す順序で連続加振するステップ加振である。加振中に作用させる横方向荷重は、全ケースとも、無対策の道床横抵抗試験より得られるまくらぎ変位 0.4 mm（実スケール 2 mm）の道床横抵抗力の半分程度である 80 N で同一条件とし、定滑車とワイヤーおよび錘を用いて一定荷重となるようにまくらぎに作用させた（図 3.9）。測定項目はまくらぎ両端の水平変位である。

表 3.3 加振試験条件

試験ケース	加振波形	加振ステップ(m/s^2)
無対策	・正弦波 (6.7Hz, 10波) ・中越波	①正弦波2.0, ②正弦波4.0, ③中越波6.0, ④中越波7.0, ⑤正弦波6.0, ⑥正弦波7.0, ⑦正弦波8.0, ⑧正弦波9.0
バラスト止め壁		
座屈防止板		

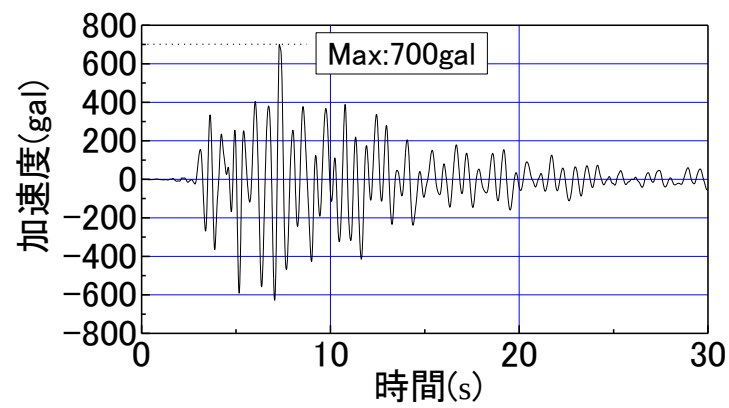


図 3.8 加振試験の地震波形（中越波）

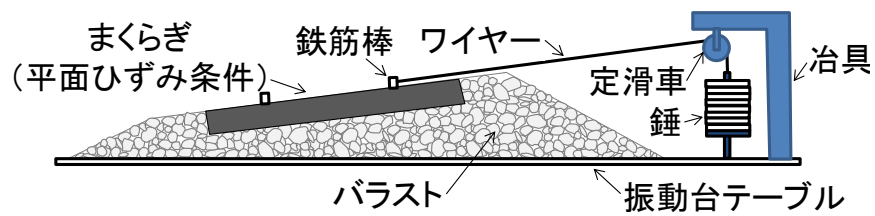


図 3.9 横方向荷重の作用方法

3.3 試験結果と考察

3.3.1 加振前の道床横抵抗特性

実物大模型における道床横抵抗にはまくらぎ変位 2 mm における荷重を検討しており、1/5 スケール模型の本道床横抵抗試験では縮尺を考慮してまくらぎ変位 0.4 mm とした。ただし、画像解析において、まくらぎ変位 0.4 mm に対する道床のひずみが微小で評価が困難であったことから、道床横抵抗試験および加振試験では、まくらぎ変位 2 mm の撮影画像を用いて道床の変形特性を評価することとし、道床横抵抗試験ではまくらぎ変位 2 mm の荷重を合わせて検討した。

加振前の道床横抵抗試験により得られた荷重とまくらぎ変位の関係を図 3.10 に示す。道床横抵抗は無対策の場合が最も小さく、まくらぎ変位 0.4 mm において 165 N であり、2 mm では 228 N であった。ここで、前項で算出した道床横抵抗と本試験結果を比較するにあたり、文献 7) では、まくらぎ変位 10 mm の荷重を最終道床横抵抗として推定している。本試験ではまくらぎ変位 2 mm まで載荷したことから、まくらぎ変位 2 mm の荷重を参考値として比較すると、前項で求めた道床横抵抗の計算結果が 186 N であり、本試験に近い値であった。

バラスト止め壁はまくらぎ変位の増加とともに道床横抵抗が増加し、0.4 mm で 267 N、2 mm では 477 N と高い道床横抵抗を発揮した。座屈防止板は、まくらぎ変位が 0.4 mm で 247 N であり、2 mm では 368 N であった。

どちらの座屈対策工も無対策に比べて高い道床横抵抗を発揮しており、まくらぎ変位が増加するほど道床横抵抗が増加することを確認した。

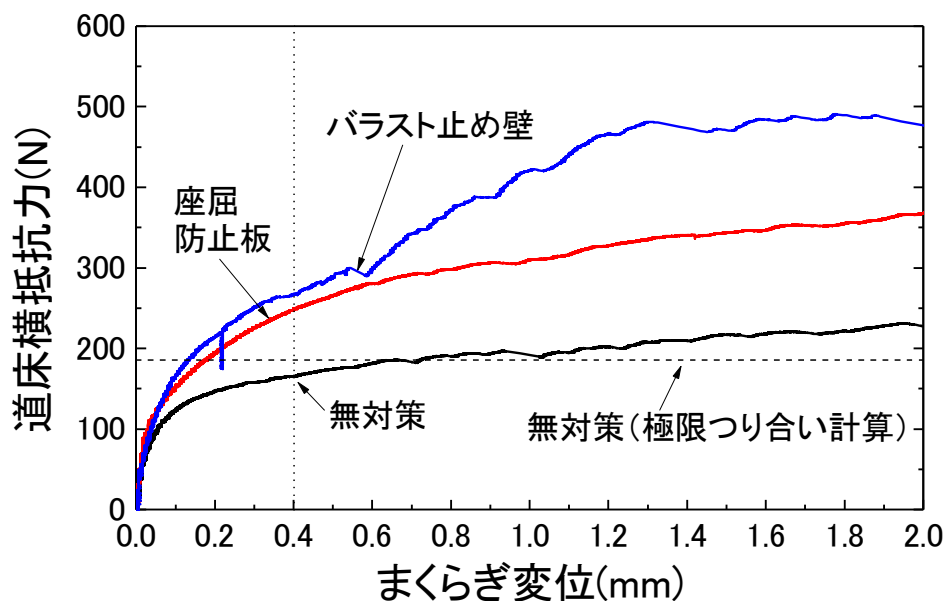


図 3.10 荷重とまくらぎ変位の関係（加振前）

3.3.2 画像解析による加振前のバラストの変形特性

加振前の道床横抵抗試験中の PIV による画像解析結果として、道床の変位ベクトルおよびせん断ひずみコンターを図 3.11～図 3.16 に示す。本画像解析では、各ケースとも、载荷前とまくらぎ変位 2 mm の画像を用いた。

無対策の場合、まくらぎの変位とともに载荷側のまくらぎ端部周辺の変位およびせん断ひずみが集中し、载荷側のまくらぎ底面付近から载荷方向に幅 20 mm～30 mm のすべり面が発生した（図 3.11 および図 3.12）。すべり面の幅はバラストのせん断変形に伴い、バラスト粒子が移動および回転したことによるものである。また、すべり面の発生位置が、前項の道床横抵抗力の推定方法に用いた極限つり合い法で想定した位置と概ね同様であることから（図 3.5）、本試験で得られた道床横抵抗力と計算結果が近い値になったと考えられる。

座屈防止板の場合、まくらぎ端部の底面よりさらに深い位置のバラストが载荷方向に移動しており（図 3.13）、無対策よりも深い位置に幅 20 mm～30 mm のすべり面が発生した（図 3.14）。これより、座屈防止板の根入れがまくらぎ底面よりも深い位置にあることで、まくらぎ端面に対して抵抗する道床の影響範囲が広がり、道床横抵抗力が増加したと考えられる。また、まくらぎの変位ベクトルの傾きが、まくらぎの右端部に対して左端部が大きくなっており、左右端部で異なっていることがわかる。文献 18) より、座屈防止板を設置することで载荷点と離れた端部のまくらぎ鉛直変位が载荷点に近い端部よりも鉛直変位が大きくなる傾向を示すことがわかっている。これより、座屈防止板の根入れの影響でまくらぎ端部の道床横抵抗力が高くなり、载荷点に近い右端部を回転中心として鉛直方向のモーメントが生じ、左右端部で異なる方向を示したと考えられる。

バラスト止め壁の場合、まくらぎ変位の増加とともにまくらぎ端部付近のバラストが载荷方向に移動するものの（図 3.15）、無対策に比べて道床肩部のせん断ひずみが狭い範囲に集中しており、幅 20 mm～30 mm のすべり面が急勾配に発生した（図 3.16）。これより、まくらぎの変位に対して、バラスト止め壁とまくらぎの間のバラストの移動がバラスト止め壁によって拘束されることで、道床横抵抗力が増加したと考えられる。

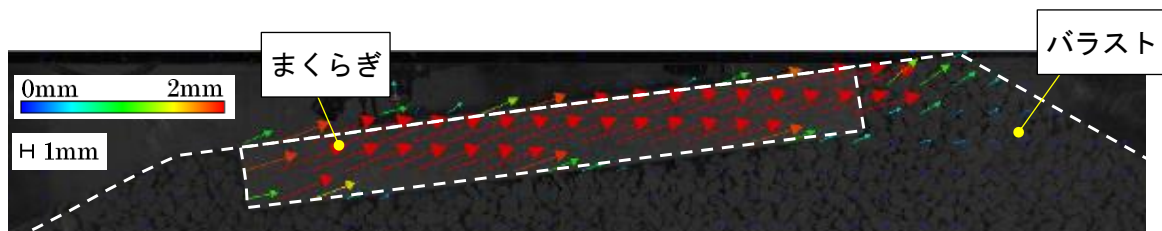


図 3.11 道床横抵抗試験中の道床変位ベクトル
(無対策・まくらぎ変位 2 mm)

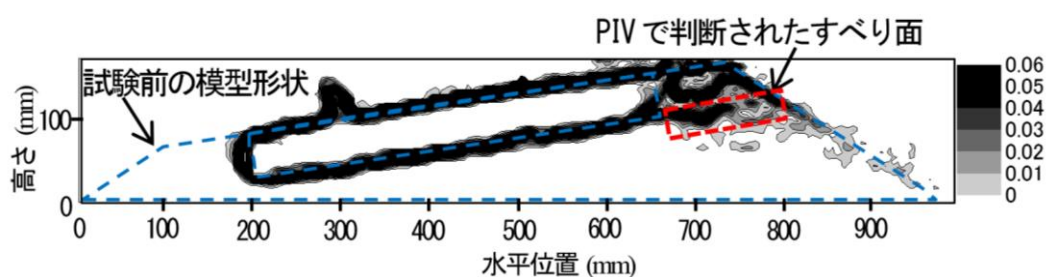


図 3.12 道床横抵抗試験中のせん断ひずみコンター
(無対策・まくらぎ変位 2 mm)

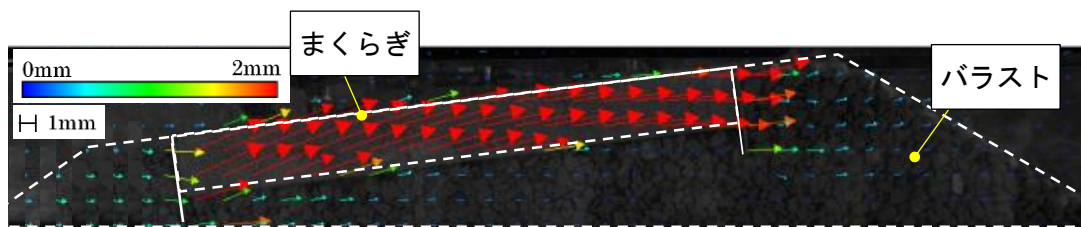


図 3.13 道床横抵抗試験中の道床変位ベクトル
(座屈防止板・まくらぎ変位 2 mm)

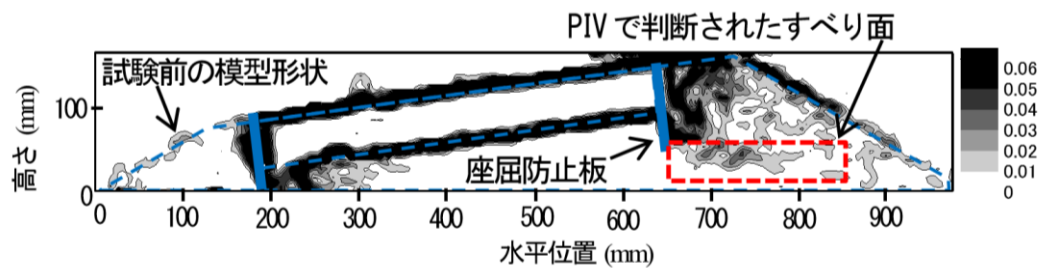


図 3.14 道床横抵抗試験中のせん断ひずみコンター
(座屈防止板・まくらぎ変位 2 mm)

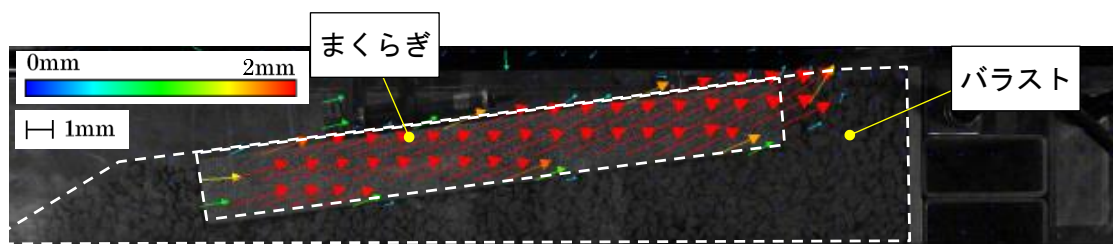


図 3.15 道床横抵抗試験中の道床変位ベクトル
(バラスト止め壁・まくらぎ変位 2 mm)

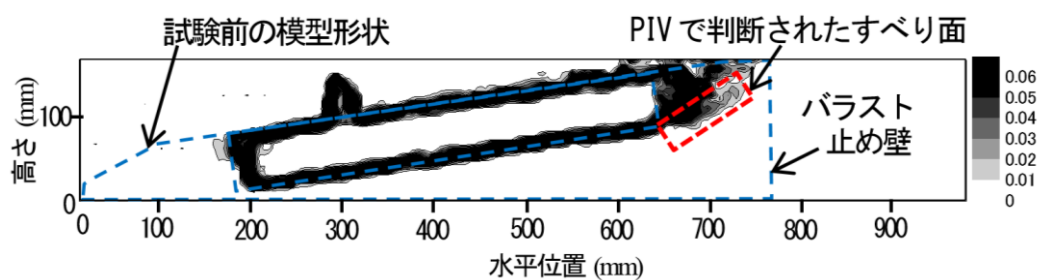


図 3.16 道床横抵抗試験中のせん断ひずみコンター
(バラスト止め壁・まくらぎ変位 2 mm)

3.3.3 加振中のまくらぎ変位

各加振ステップの加振中におけるまくらぎ変位波形を図 3.17 から図 3.19 に示す。無対策の場合、中越波 7.0 m/s^2 の加振により 1 mm を超える変位振幅が生じ、 2 mm 程度の残留変位が生じ、その後の正弦波 6.0 m/s^2 で加振波数の増加とともに残留変位が増加し、正弦波 7.0 m/s^2 では残留変位が急増した (図 3.17)。

座屈防止板の場合は、正弦波 7.0 m/s^2 から 1 mm を超える残留変位が生じ、正弦波 9.0 m/s^2 において変位振幅が加振波数の増加とともに急増したが、残留変位の発生は抑制する効果を発揮した (図 3.18)。

バラスト止め壁の場合は、正弦波 9.0 m/s^2 でもまくらぎ変位振幅および残留変位の発生を抑制する効果を発揮した (図 3.19)。

加振前後におけるまくらぎ水平方向の残留変位を図 3.20 に示す。なお、横方向荷重の作用方向を正とした。無対策の場合は正弦波 6.0 m/s^2 において加振波数の増加とともに、横方向荷重の作用方向にまくらぎ残留変位が増加した。座屈防止板は正弦波 8.0 m/s^2 からまくらぎ残留変位が増加し、バラスト止め壁は、正弦波 9.0 m/s^2 においてもまくらぎ残留変位がほとんど発生しなかった。

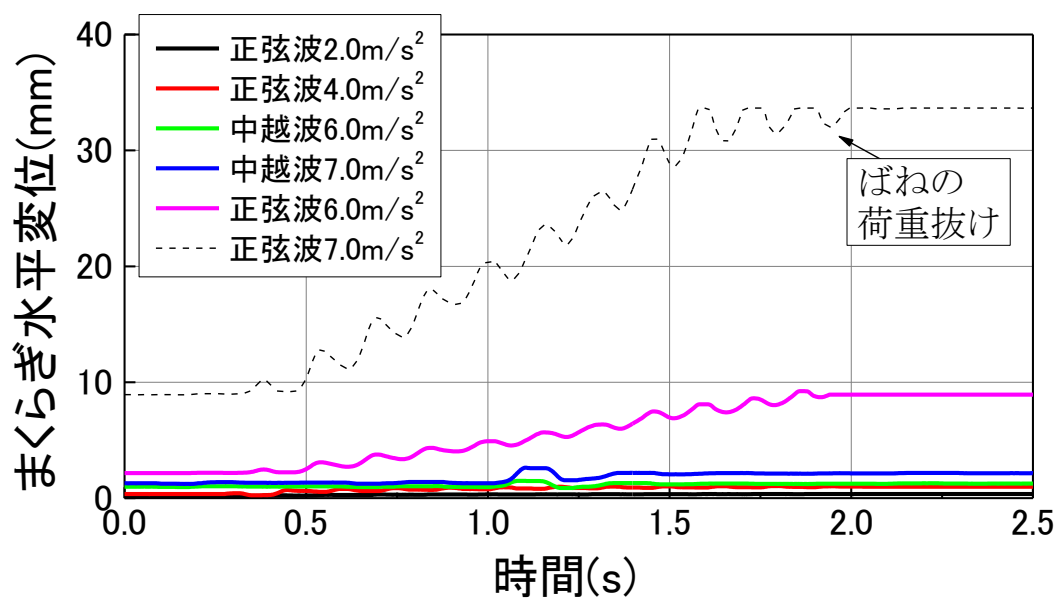


図 3.17 まくらぎ変位波形（無対策）

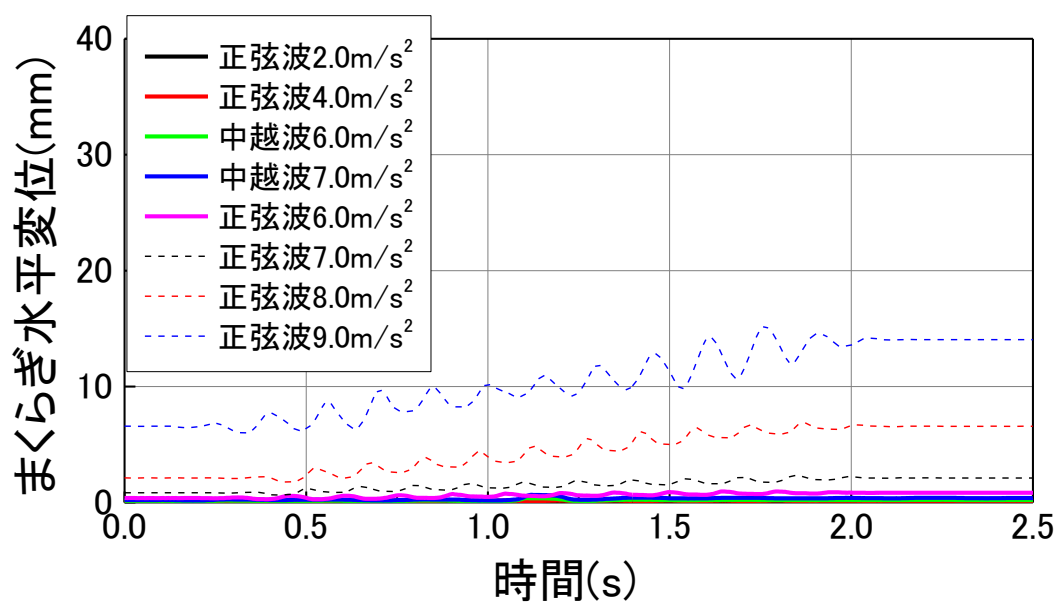


図 3.18 まくらぎ変位波形（座屈防止板）

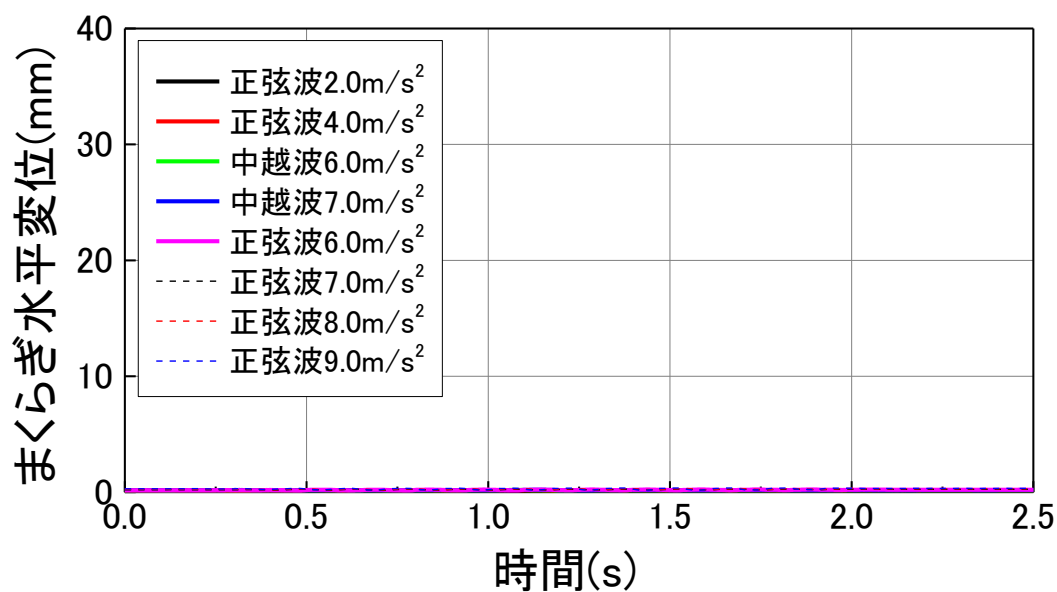


図 3.19 まくらぎ変位波形 (バラスト止め壁)

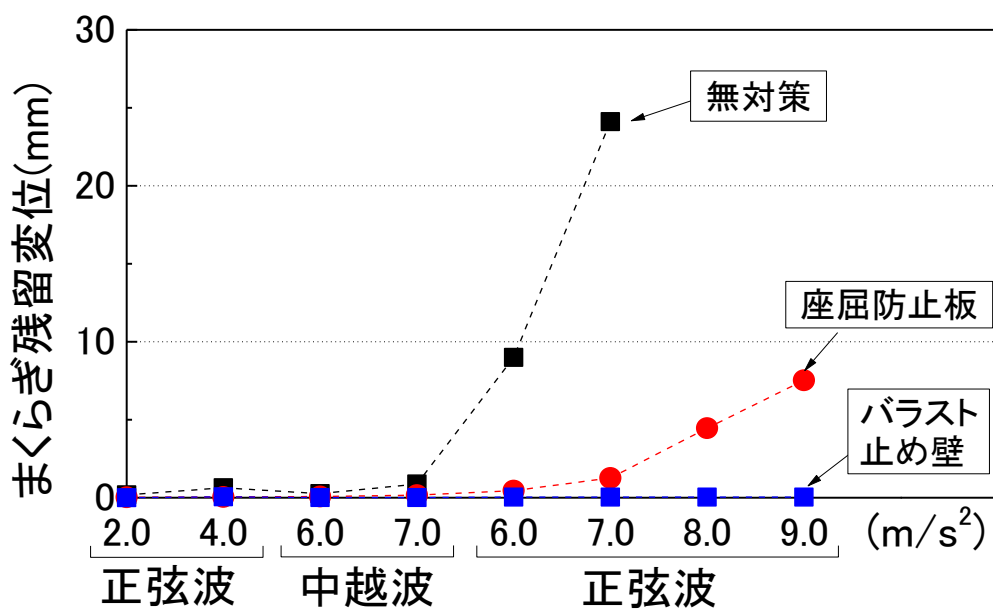


図 3.20 加振試験前後のまくらぎ残留変位

3.3.4 画像解析による加振中のバラストの変形特性

加振試験中の模型断面を撮影し、PIVによる画像解析により加振中における道床の変形特性を検討した。図 3.21～図 3.22 に、各ケースのまくらぎ変位 2 mm における道床ベクトルおよびせん断ひずみコンターを示す。なお、本画像解析では、まくらぎ残留変位が最も増大した加振加速度の正弦波の結果を用いて、加振 5 波目の最大・最小応答変位時の画像を用いた。加振波形は、無対策では正弦波 7.0 m/s^2 とし、座屈防止板およびバラスト止め壁では、正弦波 7.0 m/s^2 の場合にまくらぎおよびバラストがほとんど変位しなかったため、正弦波 9.0 m/s^2 とした。

無対策の場合、加振によって道床肩部および道床のり面が崩れるとともにまくらぎ端部のバラストが横方向荷重の作用方向であるまくらぎ長手方向に大きく変位していることがわかる(図 3.21)。また、道床横抵抗力試験と同様に、まくらぎ端部の底面の深さからまくらぎ長手方向に幅 20 mm～30 mm のすべり面が生じた(図 3.22)。これより、 7.0 m/s^2 程度の加振加速度が作用すると、道床横抵抗力が横方向荷重よりも低下してまくらぎ端部周辺のバラストが極限平衡状態となり、まくらぎ底面からすべり面が生じてせん断変形が進展し、まくらぎ残留変位が急増したと考えられる。

座屈防止板の場合、正弦波 9.0 m/s^2 の加振によって道床肩部および道床のり面が大きく崩れることで(図 3.23)、道床のり面に大きなせん断ひずみが生じた(図 3.24)。また、道床横抵抗力試験と同様の位置である座屈防止板底部の深さからまくらぎ長手方向に幅 10 mm～20 mm のすべり面が生じた。これより、正弦波 9.0 m/s^2 の加振によってまくらぎ端面が半面露出するほど道床肩部が崩れるものの、座屈防止板の根入れによって、横方向荷重に対してある程度の道床横抵抗力が保持され、加振中のまくらぎ残留変位を抑制したと考えられる。また、すべり面の幅がその他のケースよりも狭くなっている。これは、道床肩部が大きく崩れるほどの加振加速度が、すべり面と同じ方向に作用したことによる影響と考えられるが、詳細については更なる検討が必要である。

バラスト止め壁の場合は、バラスト止め壁を設置した外軌側のバラストの変位が抑制されており(図 3.25)、正弦波 9.0 m/s^2 の加振においても、外軌側の道床のり面および道床肩部にせん断ひずみはほとんど発生しなかった(図 3.26)。また、バラスト止め壁を設置していない内軌側は、道床肩部が崩れて大きなせん断ひずみが生じた。これより、加振による道床のり面の崩れがバラスト止め壁によって防止されることで、横方向荷重より高い道床横抵抗力が保持され、加振中のまくらぎ残留変位を抑制したと考えられる。これより、加振による道床のり面の崩れがバラスト止め壁によって防止されることで、横方向荷重より高い道床横抵抗力が保持され、加振中のまくらぎ残留変位を抑制したと考えられる。なお、平面ひずみ条件では、まくらぎとバラスト止め壁の間のバラストが四方を囲まれて拘束効果が高まったことも本試験結果に影響を与えたと考えられる。

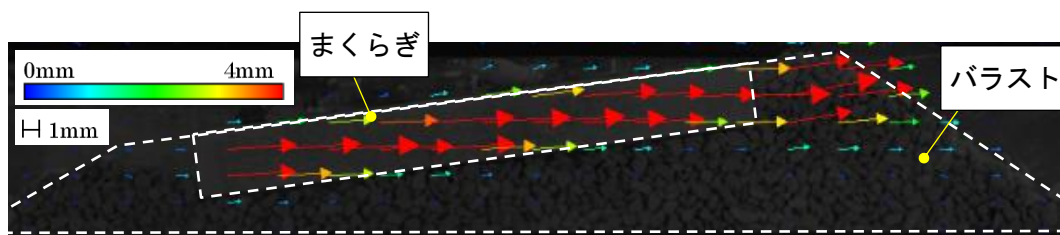


図 3.21 加振試験中の道床変位ベクトル
(無対策・正弦波 7.0 m/s²_5 波目)

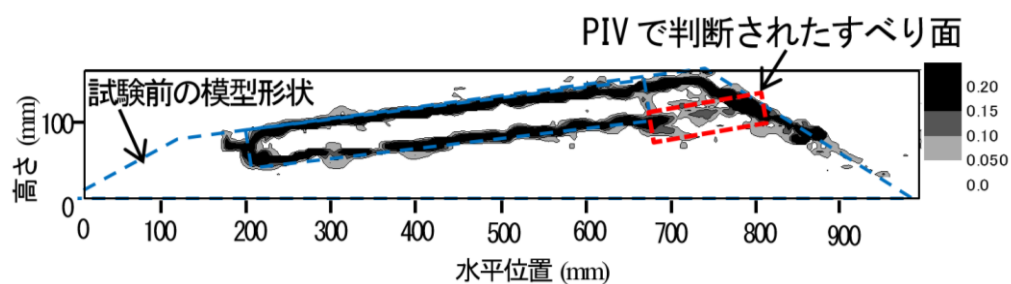


図 3.22 加振試験中のせん断ひずみコンター
(無対策・正弦波 7.0 m/s²_5 波目)

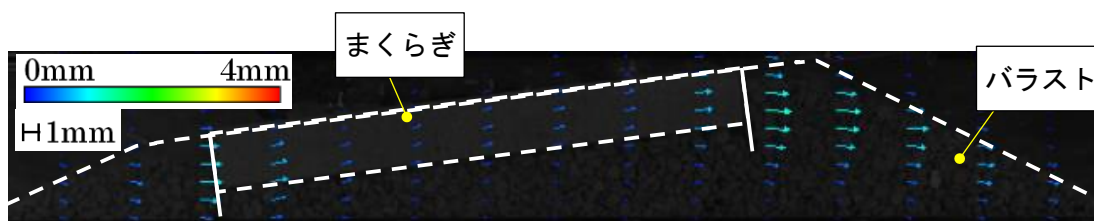


図 3.23 加振試験中の道床変位ベクトル
(座屈防止板・正弦波 9.0 m/s²_5 波目)

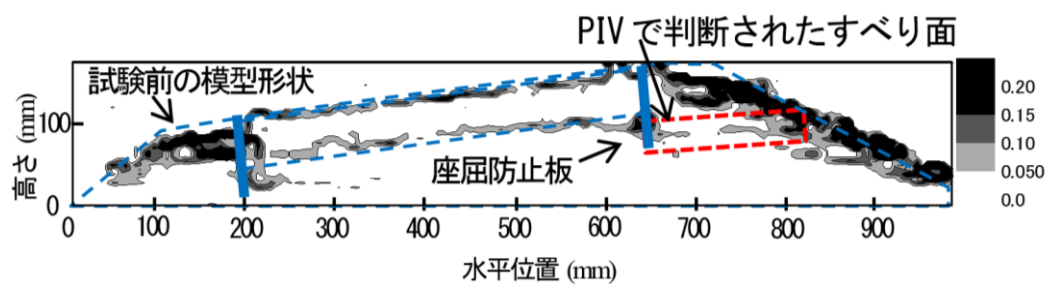


図 3.24 加振試験中のせん断ひずみコンター
(座屈防止板・正弦波 9.0 m/s²_5 波目)

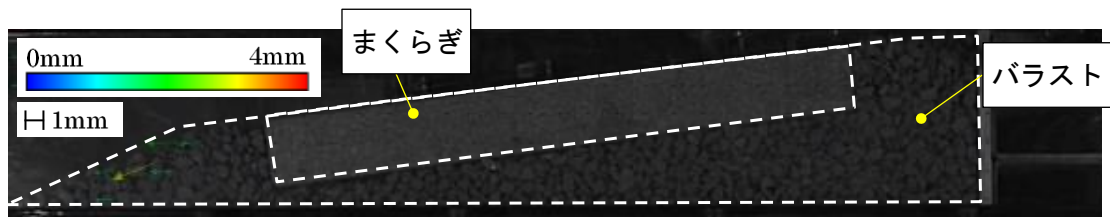


図 3.25 加振試験中の道床変位ベクトル
(バラスト止め壁・正弦波 9.0m/s^2 _5 波目)

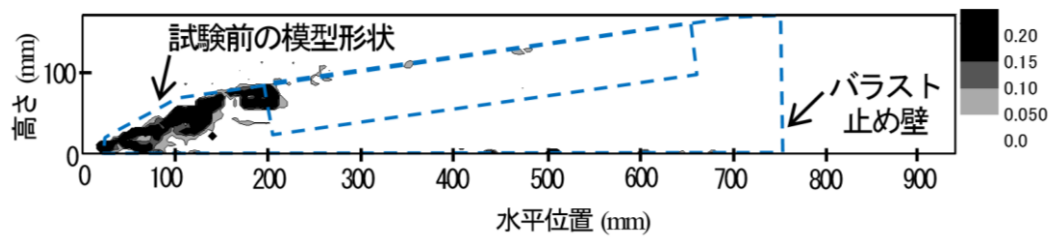


図 3.26 加振試験中のせん断ひずみコンター
(バラスト止め壁・正弦波 9.0 m/s^2 _5 波目)

3.4まとめ

- 1) 道床横抵抗試験より，無対策では，まくらぎの水平変位に対して，まくらぎ端部のバラストが載荷方向に移動し，道床内部ではまくらぎ端部の底面の深さから載荷方向にすべり面が生じることがわかった．
- 2) 加振試験より，無対策では，加振加速度が増加すると，道床肩部および道床のり面が崩れて道床横抵抗が低下し，まくらぎ端部の底面の深さに生じたすべり面に沿って道床のせん断変形が進展し，加振中のまくらぎ残留変位が増加すると考えられる．
- 3) 座屈防止板は，まくらぎ底面より深い位置まで根入れして設置することで，まくらぎ変位に対するバラストの影響範囲が深さ方向に広がり，道床横抵抗が増加すると考えられる．また，加振加速度が大きくなると，無対策と同様に道床肩部および道床のり面が崩れて道床横抵抗が低下するが，座屈防止板の根入れの効果で道床横抵抗が高くなるため，加振中のまくらぎ残留変位を低減する効果を発揮すると考えられる．
- 4) バラスト止め壁を道床肩部に設置することで，まくらぎ底面の深さから載荷方向に生じるすべり面の角度が無対策よりも急勾配となり，道床床横抵抗が増加すると考えられる．また，加振加速度が増加しても道床肩部の崩れを抑制することで，道床横抵抗の低下が抑制され，まくらぎ残留変位を低減すると考えられる．

第4章 実物大模型を用いた座屈対策効果の検討

4.1 試験の概要

座屈対策工の加振中の道床横抵抗特性を定量的に評価するため、実物大バラスト軌道模型を用いた大型振動台試験を行った。本試験では、第2章と同様に加振中において一定の横方向荷重をまくらぎに与えて地震時の道床横抵抗力を評価した。

試験ケースは、第3章で検討したバラスト止め壁および座屈防止板の2種類の座屈対策工と無対策の計4ケースである（図4.1、図4.2）。また、プレストレスは沈下対策として開発したものを応用したものであるが、さらに検討を深める必要があることから、本論文では試験条件および試験結果より割愛する。本研究では、実軌道において実用的に使用されているバラスト止め壁および座屈防止板の対策効果を定量的に評価することを目的としている。大型振動台試験の試験状況を図4.3に示す。

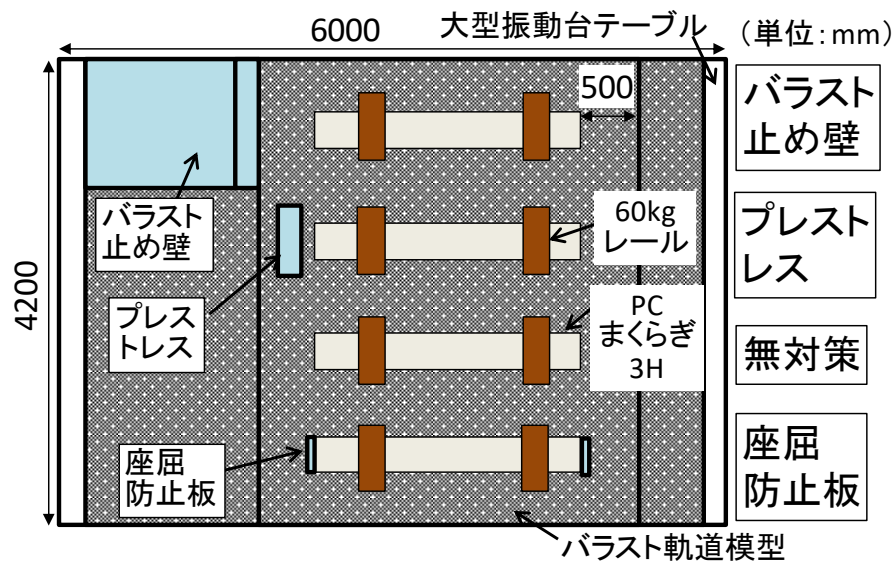


図 4.1 大型振動台試験の概要（平面）

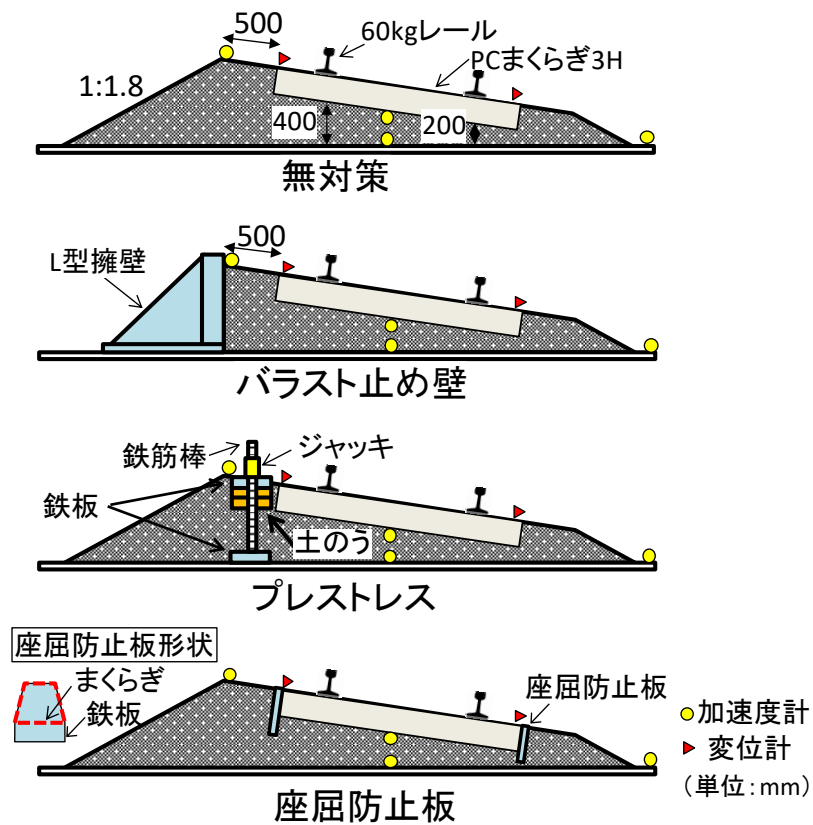


図 4.2 各種座屈対策工の概要 (断面)

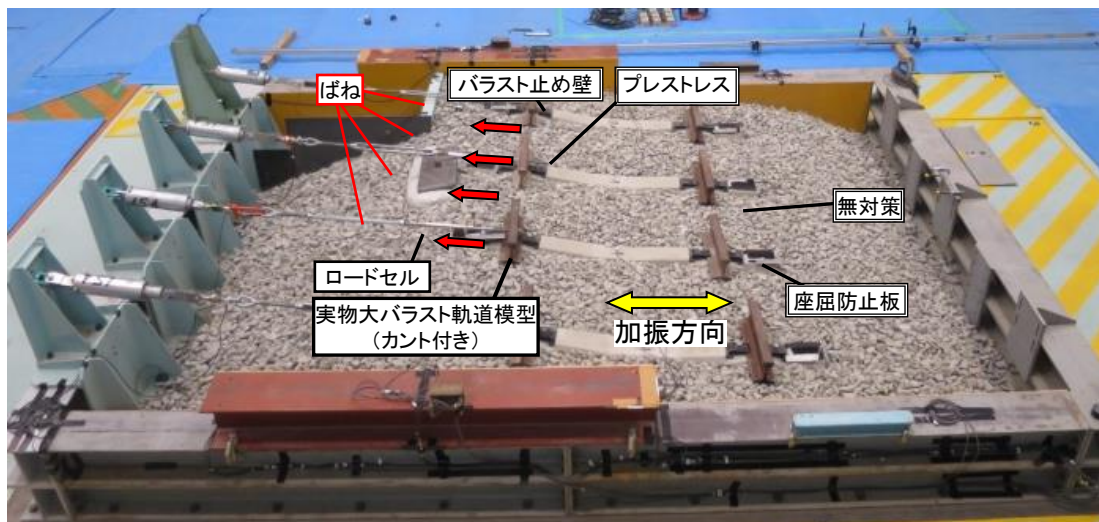
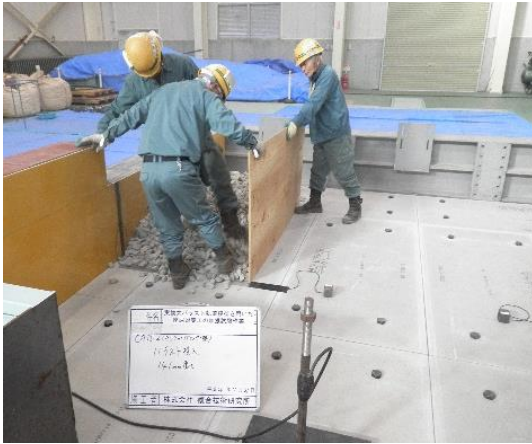


図 4.3 大型振動台試験の試験状況

4.2 試験条件

4.2.1 軌道模型の構築方法

軌道模型は、曲線区間の新幹線バラスト軌道を想定した実物大模型とした。バラスト道床の形状は、第2章のまくらぎ1本のカント有りの道床形状の模型条件と同様である。道床形状は、カント200mm、道床厚（内軌側）200mm、道床肩幅500mmであり、密度 1.6t/m^3 となるように振動バイブレーターを用いて道床バラストを締め固めて構築した。まくらぎ種別はPC まくらぎ3Hであり、レール種別は60kg レールである。レールの長さは、まくらぎ1本あたりの自重を考慮して、新幹線の標準的なまくらぎ間隔と同じ581mmとした。まくらぎ底面の高さまで道床を構築した後、まくらぎをレール長手方向に4本並べた。実物大模型のまくらぎ配置間隔は、隣接するまくらぎの影響が小さくなるように1mずつ離れた。また、高架橋上を想定し、実物大バラスト軌道模型と振動台テーブルの間にはコンクリートに近い材質であるセメントボードを設置した。図4.4から図4.6に軌道模型の構築状況を示す。



(a) バラスト撒きだし



(b) バラスト敷き均し



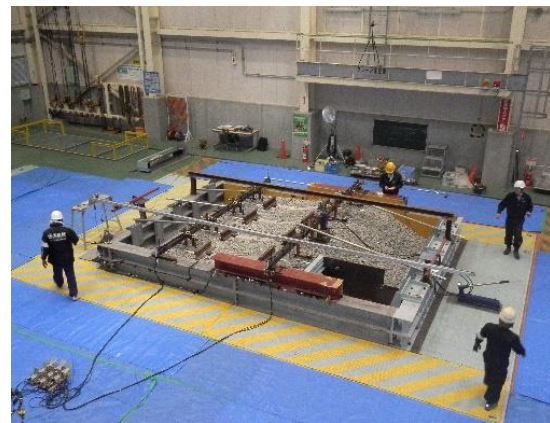
(c) バラスト転圧



(d) まくらぎ設置



(e) 軌道整備



(f) 軌道模型完了

図 4.4 バラスト軌道作製状況



図 4.5 座屈防止板の設置状況



図 4.6 バラスト止め壁の設置状況

4.2.2 座屈対策工

バラスト止め壁は、バラスト止め壁はまくらぎ端部から 500 mm 離れた外軌側の道床肩部に延長 1300 mm で設置した。バラスト止め壁の延長は、文献 48) の画像解析結果を参考に、まくらぎ端部における道床横抵抗力の影響範囲を考慮して設定した。本試験で用いたバラスト止め壁は鉄製の L 型の擁壁であり、加振に対して変形を抑えるために大型振動台テーブル上に剛結した。座屈防止板は小型模型試験と同様にまくらぎ底面位置より下に張り出す形状とした鉄板とし、まくらぎ両端部にボルトで剛結した。

4.2.3 道床横抵抗力試験

道床横抵抗力試験は、加振試験の前後に外軌側のまくらぎ長手方向に載荷速度 2 mm/min で載荷した (図 4.7)。計測項目は、まくらぎ両端部のまくらぎ水平変位およびロードセルによる道床横抵抗力である。なお、まくらぎ水平変位は載荷方向を正とした。

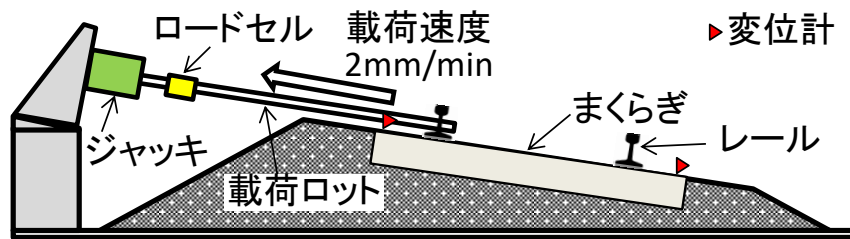


図 4.7 道床横抵抗力試験の条件

4.2.4 加振試験

加振試験の条件を表 4.1 に示す。加振波形は正弦波（周波数 3 Hz、波数 10 波）および中越波の 2 種類であり、加振ステップは小型模型試験と同条件である。まくらぎに作用させる横方向荷重は、ロングレールの温度上昇量が 40℃程度を想定した場合の値をエネルギー法により算出して 4 kN とし、一定の張力を保持できるばねを用いて、外軌側のまくらぎ長手方向に作用させた。

計測項目は、まくらぎ両端部に設置したまくらぎ変位、振動台テーブル、まくらぎおよび道床の水平加速度、ロードセルによる横方向荷重である。道床の水平加速度は、バラスト粒子に加速度計を接着剤で接着させて、各まくらぎの底部直下および振動台テーブル直上の 2 箇所に設置して測定した。また、加振前後の道床形状を測定するため、非接触式の距離計を用いて、各まくらぎの中央部の道床のり尻間をまくらぎ長手方向に測定した。

表 4.1 試験条件

試験ケース	横方向荷重	道床横抵抗試験	加振ステップ
バラスト止め壁	4kN	加振前	①正弦波2.0m/s ²
	0kN	加振後	②正弦波4.0m/s ²
無対策	4kN	加振前	③中越波6.0m/s ²
	0kN	加振後	④中越波7.0m/s ²
座屈防止板	4kN	加振前	⑤正弦波6.0m/s ²
	0kN	加振後	⑥正弦波7.0m/s ²
	4kN	加振前	⑦正弦波8.0m/s ²
	0kN	加振後	⑧正弦波9.0m/s ²

4.3 試験結果と考察

4.3.1 加振前後の道床横抵抗力特性

図 4.8 に加振前後における道床横抵抗力試験の結果を示す。加振前の道床横抵抗力は、まくらぎ変位 2 mm において無対策が 8.4 kN であるのに対して、バラスト止め壁が 9.5 kN，座屈防止板が 15.5 kN であった。バラスト止め壁は無対策よりも 2 割程度大きく，座屈防止板が無対策の 2 倍程度の道床横抵抗力を発揮した。加振後は，内軌側に最大 10 mm 程度のまくらぎ残留変位が生じた試験ケースがあったため，初期の値が小さくなることを考慮して，まくらぎ変位 30～40 mm の道床横抵抗力の平均値で加振後の道床横抵抗力を比較した。加振後の道床横抵抗力は，無対策が 7.5 kN であるのに対して，バラスト止め壁が 9.9 kN，座屈防止板が 15.4 kN であった。バラスト止め壁は無対策よりも 3 割程度大きく，座屈防止板が無対策の 2 倍程度の道床横抵抗力を発揮した。以上より，各種座屈対策工を施すことで，加振前後とも無対策に対して道床横抵抗力が向上することがわかった。

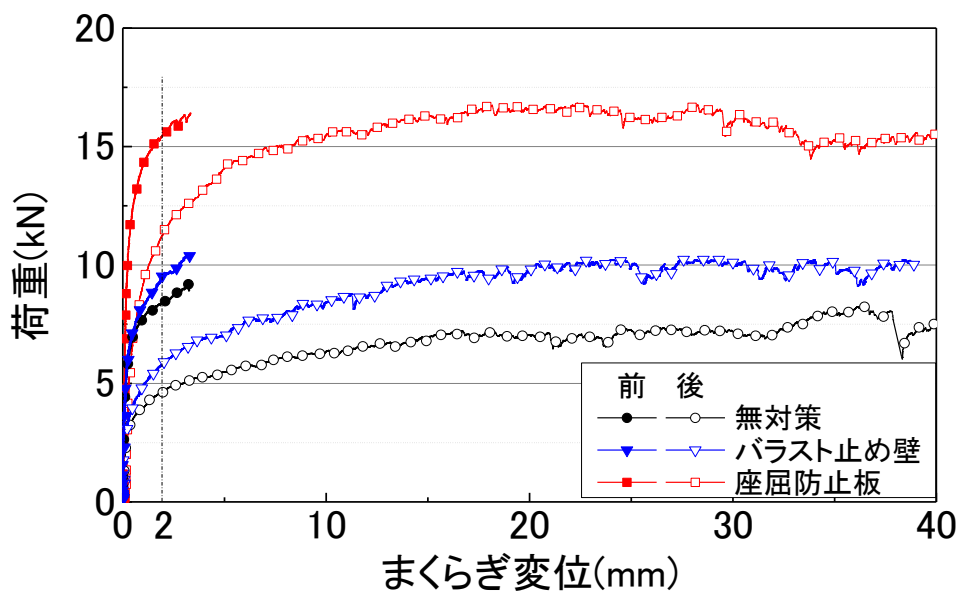


図 4.8 まくらぎ変位と荷重の関係（加振前後）

4.3.2 加振中のまくらぎ変位

図 4.9 から図 4.40 に、各加振ステップにおける加速度波形およびまくらぎ変位波形を各ケースでまとめ、横方向荷重ごとに整理した結果を示す。

正弦波 2.0 m/s^2 および 4.0 m/s^2 の場合、全ケースの加速度波形において、横方向荷重の有無によらず、加振波形と道床およびまくらぎの応答加速度波形は一致しており、まくらぎ変位波形もほとんど変化が見られなかった。

中越波 6.0 m/s^2 では、座屈防止板の加速度波形（横方向荷重 11kN ）の図 3.18 において、道床肩部の応答加速度波形に周期が非常に短く加速度の高い波が重畳している。これは、加振によって道床肩部の表層に設置したバラストが乱されて、振動台テーブルと異なる応答を示したことが影響していると考えられる。また、他の加速度計は概ね加振波形と一致していることがわかる。まくらぎ変位波形は、横方向荷重が 4kN が作用している場合にのみ、無対策において最大加速度が生じた際に 1mm 程度の残留変位が生じたが、無対策の横方向荷重 0kN および対策工の両ケースにおいては、残留変位はほとんど生じなかった。

中越波 7.0 m/s^2 では、無対策および座屈防止板の場合に、横方向荷重によらず、最大加速度が生じた際に道床肩部の応答加速度に重畳波が生じており、それ以外の加速度波形は概ね加振波形と一致していた。バラスト止め壁の場合は加振波形とすべての応答加速度波形が一致していた。まくらぎ変位波形は、横方向荷重 4kN が作用している場合にのみ、無対策において最大加速度が生じた際に 3.5mm の残留変位が加振前後で生じたが、無対策の横方向荷重 0kN および対策工の両ケースにおいては、ほとんど残留変位が生じなかった。

正弦波 6.0 m/s^2 では、無対策および座屈防止板の場合に、横方向荷重によらず、最大加速度が生じた際に道床肩部の応答加速度に重畳波が生じており、それ以外の加速度波形は概ね加振波形と一致していた。バラスト止め壁の場合は加振波形とすべての応答加速度波形が一致していた。まくらぎ変位波形は、横方向荷重 4kN が作用している場合にのみ、無対策において最大加速度とともに残留変位が加振前後で繰返し生じた。無対策の横方向荷重 0kN および対策工の両ケースにおいては、変位振幅がわずかに生じるものの、残留変位はほとんど生じなかった。

正弦波 7.0 m/s^2 では、無対策および座屈防止板の場合に、横方向荷重によらず、道床肩部の応答加速度に大きな重畳波が生じており、バラスト止め壁の場合も道床肩部に最大加速度が生じた際に重畳波がわずかに生じた。全ケースともそれ以外の加速度波形は概ね加振波形と一致していた。まくらぎ変位波形は、横方向荷重 4kN が作用している場合にのみ、無対策において最大加速度とともに残留変位が加振前後で繰返し生じた。無対策の横方向荷重 0kN および対策工の両ケースにおいては、変位振幅がわずかに生じるものの、残留変位はほとんど生じなかった。

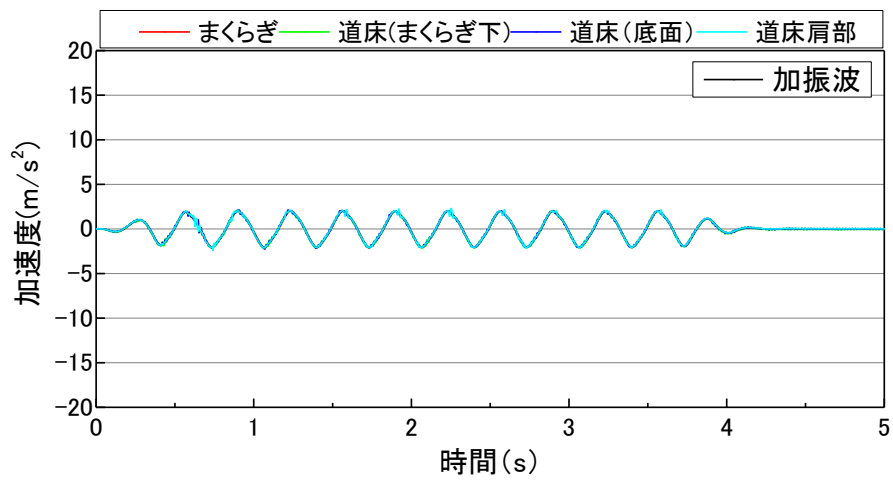
正弦波 8.0 m/s^2 では、無対策および座屈防止板の場合に、横方向荷重によらず、道床肩部の応答加速度に大きな重畳波が生じており、バラスト止め壁の場合も道床肩部に最大加速度が生じた際に重畳波が生じた。また、全ケースともまくらぎおよびまくらぎ下の道床の応答加速度が、最大加速度が生じた際に加振波形と位相差がわずかに生じた。この傾向は、無対策の横方向荷重 4kN の場合に顕著であり、加振によってまくらぎに残留変位が生じたことで、まくらぎおよびその下の道床の応答加速度が振動台テーブルと位相がずれたと考えられる。一方、道床底面の応答

加速度波形は概ね加振波形と一致していることがわかる。まくらぎ変位波形は、横方向荷重 4kN が作用している場合に、全ケースにおいて加振波数とともに残留変位が生じており、特に無対策が顕著であった。無対策のまくらぎ変位およびまくらぎ残留変位は加振ごとに非線形に急増し、横方向荷重を作用させているばねの荷重が抜けると、まくらぎ残留変位がほとんど増加しなくなった。加振中にまくらぎ残留変位が急増したのは、加振中に道床横抵抗力が低下して横方向荷重 4 kN よりも小さくなったためと考えられる。横方向荷重 0kN の場合は全ケースにおいては、変位振幅がわずかに生じるものの、残留変位はほとんど生じなかった。

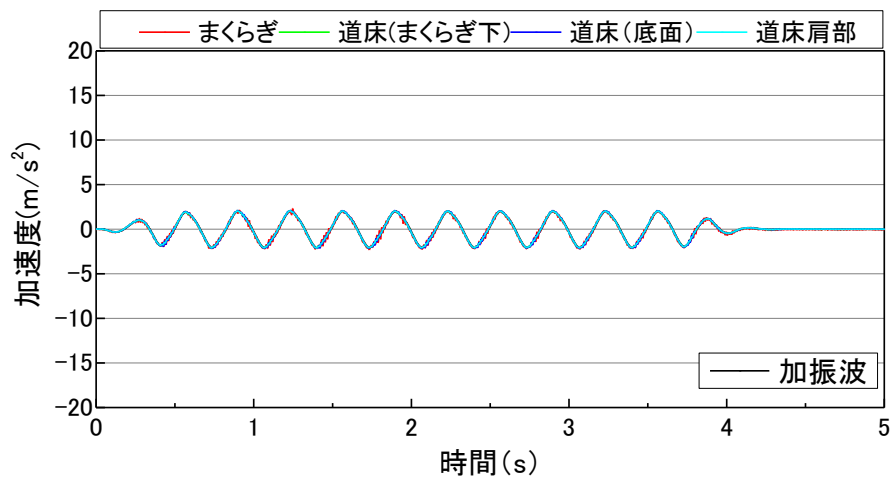
正弦波 9.0 m/s^2 では、無対策の横方向荷重 4kN のばねは荷重が抜け、また、無対策および座屈防止板の道床肩部は崩壊したことから、各ケースの道床肩部の応答加速度も参考値となる。道床横抵抗力によらず、バラスト止め壁の道床肩部の応答加速度に顕著な重畳波が生じた。また、全ケースともまくらぎおよびまくらぎ下の道床の応答加速度に重畳波が、最大加速度が生じた際に加振波形と位相差がわずかに生じた。全ケースの道床底部の応答加速度波形においても、最大加速度作用時においてわずかに波形に乱れが生じていることがわかる。まくらぎ変位波形は、座屈防止板は加振波数の増加とともにまくらぎ残留変位が徐々に増加するのに対して、バラスト止め壁はまくらぎ残留変位が急増した。これより、座屈防止板は横方向荷重に対して、正弦波 9.0 m/s^2 の加振中でもある程度の道床横抵抗力を保持する効果を発揮したのに対して、バラスト止め壁は正弦波 9.0 m/s^2 の加振中に横方向荷重よりも道床横抵抗力が低下したと考えられる。ここで、前章の小型模型試験の加振前の道床横抵抗力は、座屈防止板よりもバラスト止め壁の方が高く、加振中のまくらぎ残留変位の抑制効果もバラスト止め壁の方が高かった。これは、小型模型試験が平面ひずみ条件としたことで、まくらぎとバラスト止め壁の間のバラストが四方を囲まれて拘束効果が高まったことによるものと考えられる。

図 4.59 に各加振ステップの加振前後におけるまくらぎ残留変位と加振ステップの関係を示す。どのケースも加振加速度が増加するとまくらぎ残留変位が増加する傾向を示し、無対策では正弦波 7.0 m/s^2 で急増したが、どちらの座屈対策工も正弦波 7.0 m/s^2 ではまくらぎ残留変位を抑制する効果を発揮した。特に座屈防止板は正弦波 9.0 m/s^2 でも無対策の正弦波 7.0 m/s^2 よりまくらぎ残留変位を低減させる効果を発揮した。

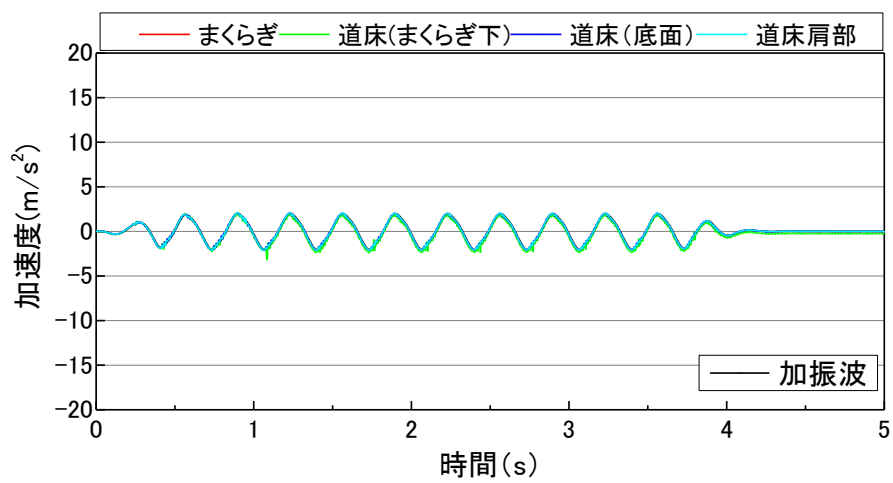
図 4.40 に加振後の道床形状を示す。各ケースの正弦波 7.0 m/s^2 と 8.0 m/s^2 で加振した後、および座屈防止板とバラスト止め壁の場合はさらに正弦波 9.0 m/s^2 で加振した後の道床形状を示す。無対策および座屈防止板の場合は、正弦波 7.0 m/s^2 で道床肩部および道床のり面の一部が崩れ、正弦波 8.0 m/s^2 ではさらに崩れて、正弦波 9.0 m/s^2 ではまくらぎ端部が一部露出した（図 4.40 (a)、図 4.40 (c) および図 4.41）。バラスト止め壁の場合は、正弦波 9.0 m/s^2 においても道床肩幅は加振前とほとんど変化していないことがわかる（図 4.40(b)）。これより、無対策および座屈防止板では道床肩部および道床のり面が崩れて道床横抵抗力が低下するが、バラスト止め壁は道床肩部の崩れを防止し、道床横抵抗力の低下を抑制する効果を発揮すると考えられる。



(a) 無対策

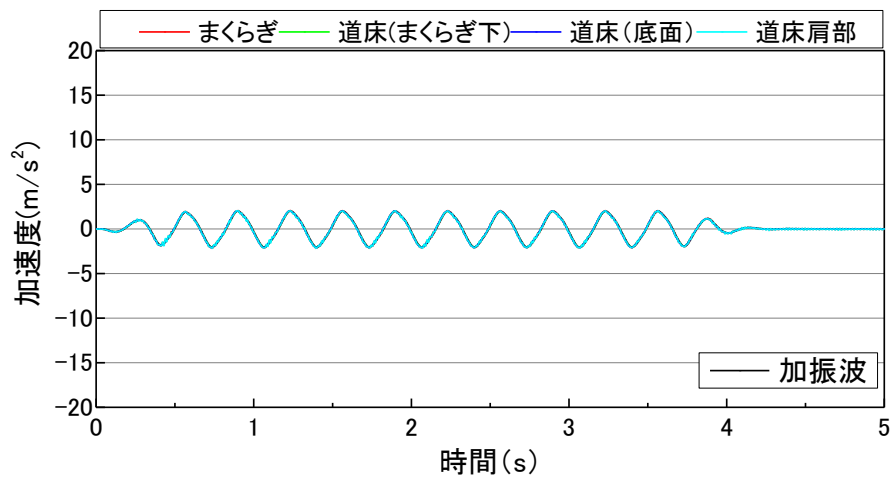


(b) バラスト止め壁

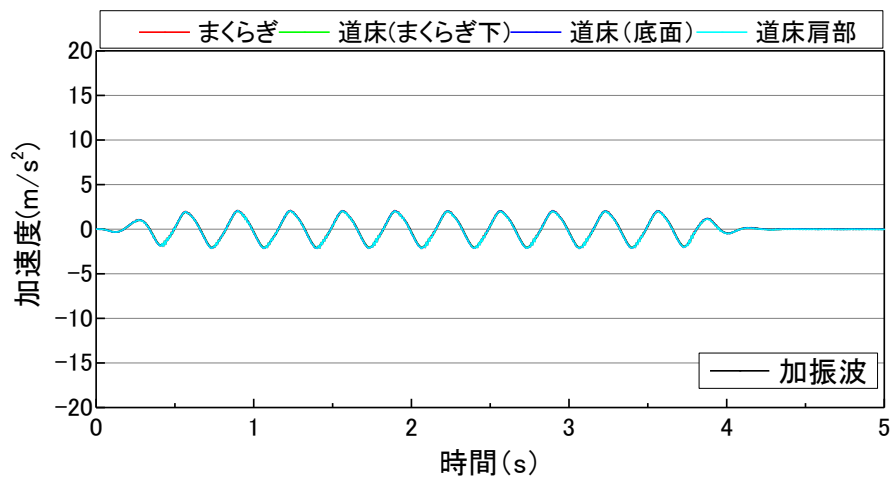


(c) 座屈防止版

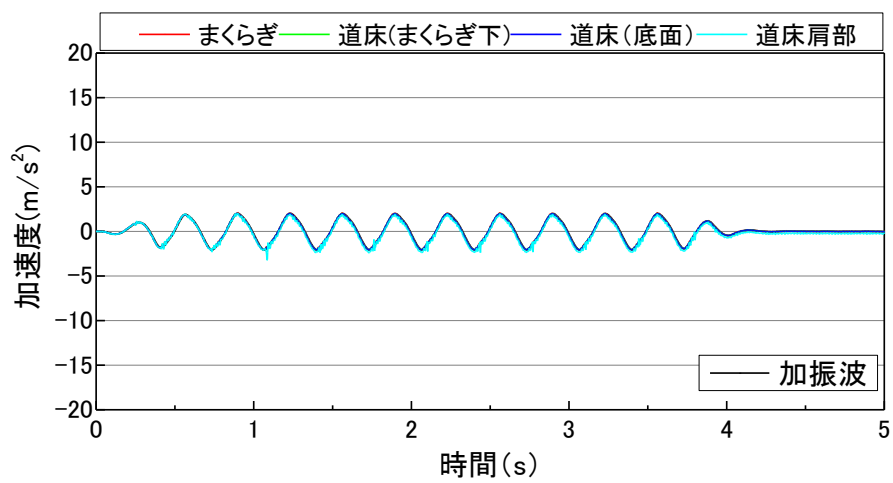
図 4.9 加速度波形（横方向荷重 0kN、正弦波 2.0m/s²）



(a) 無対策



(b) バラスト止め壁



(c) 座屈防止版

図 4.10 加速度波形（横方向荷重 0kN、正弦波 2.0m/s²）

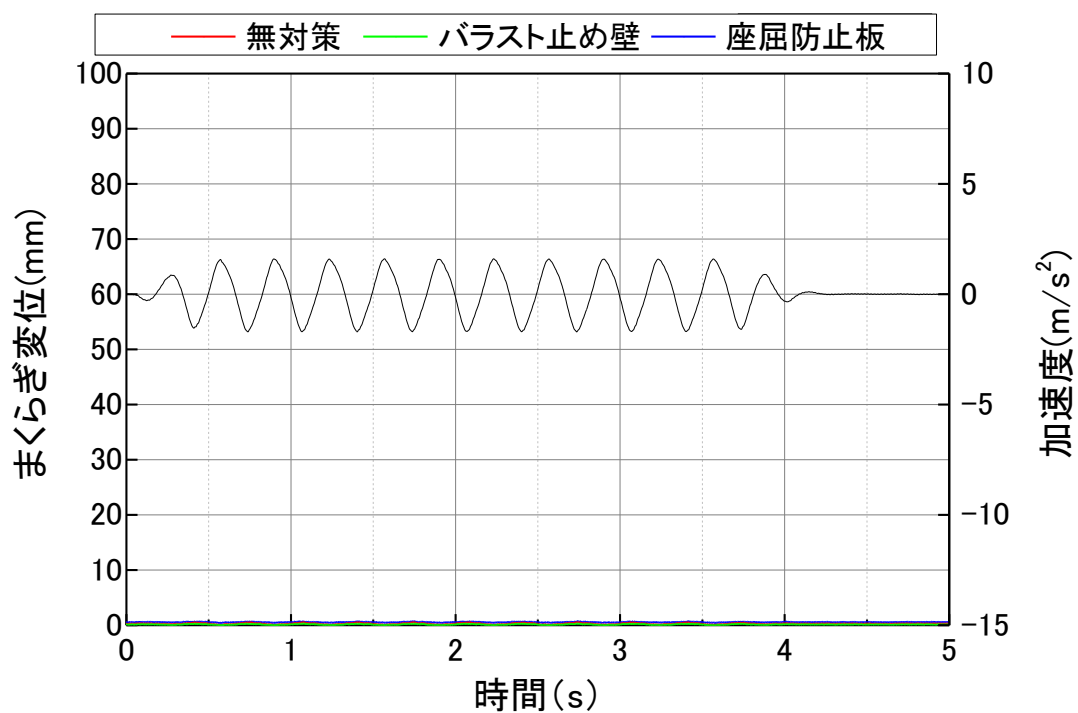


図 4.11 まくらぎ変位波形（横方向荷重 0kN、正弦波 2.0m/s²）

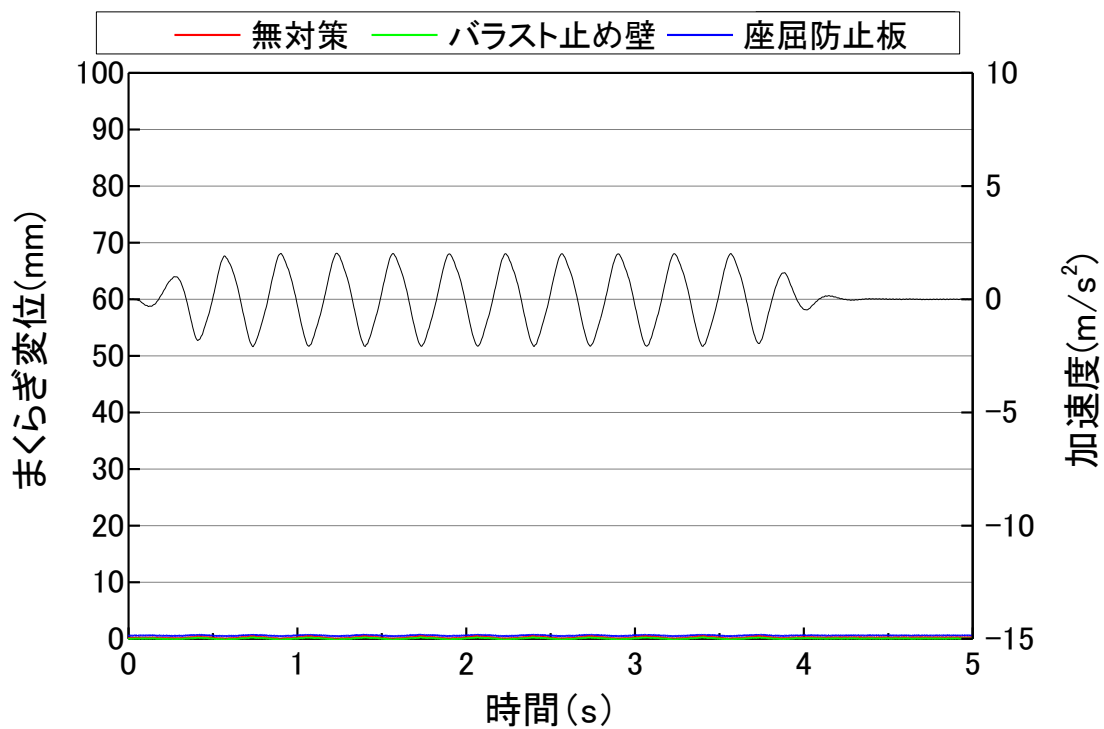
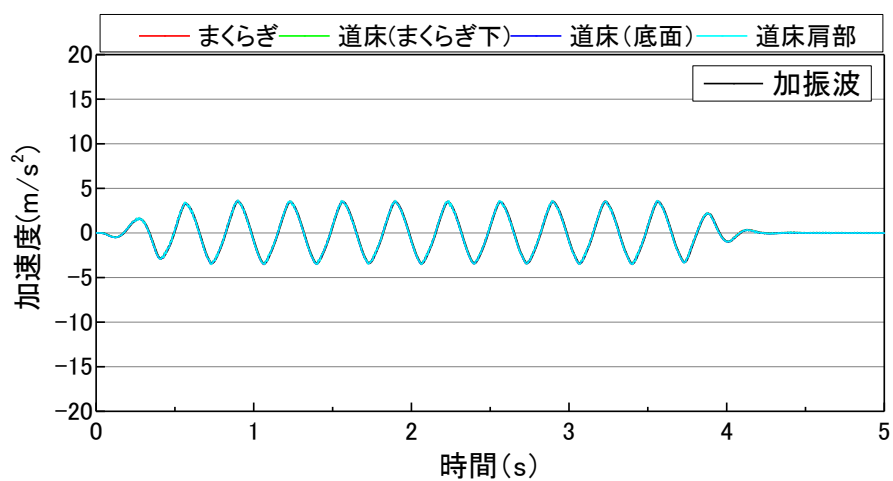
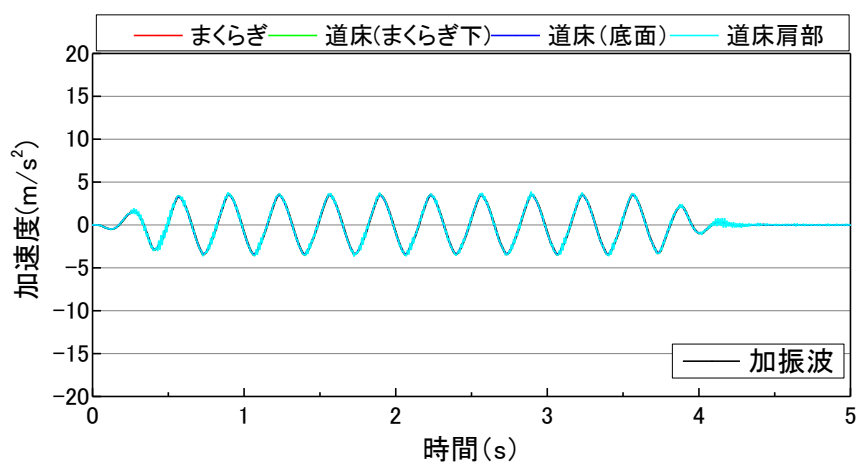


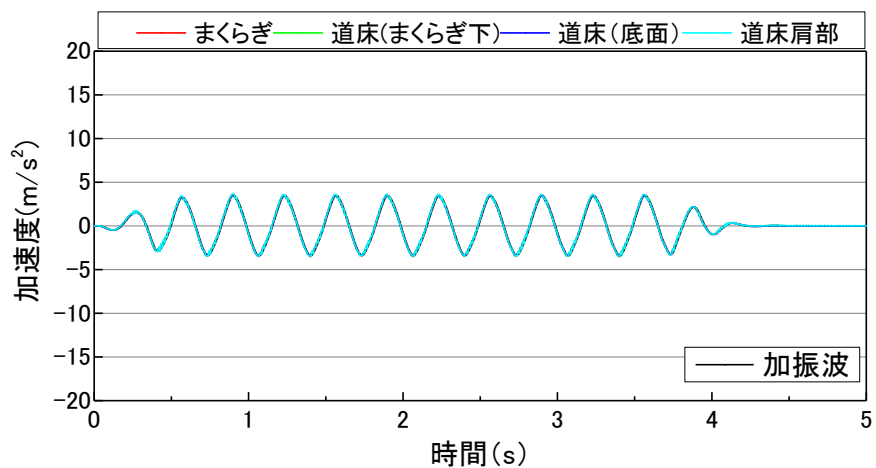
図 4.12 まくらぎ変位波形（横方向荷重 4kN、正弦波 2.0m/s²）



(a) 無対策

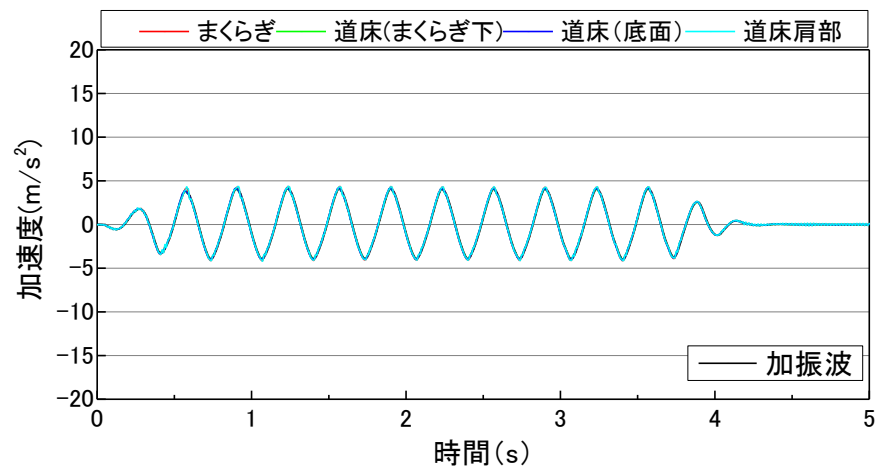


(b) バラスト止め壁

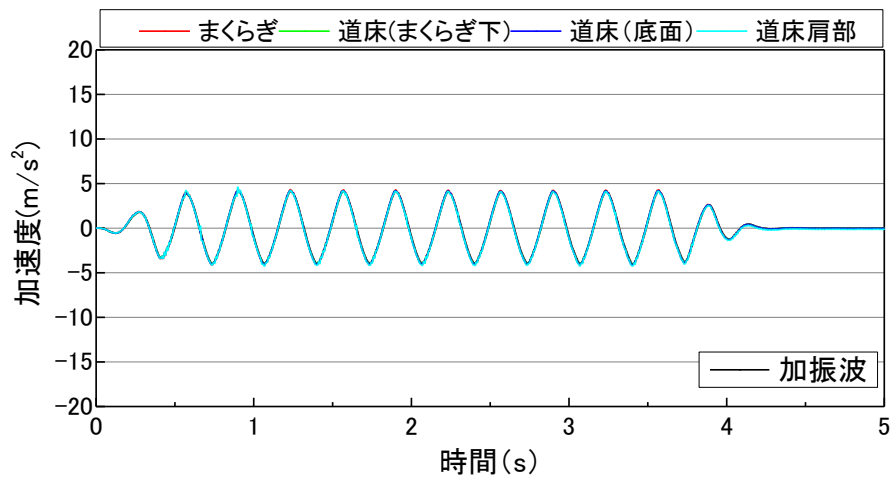


(c) 座屈防止版

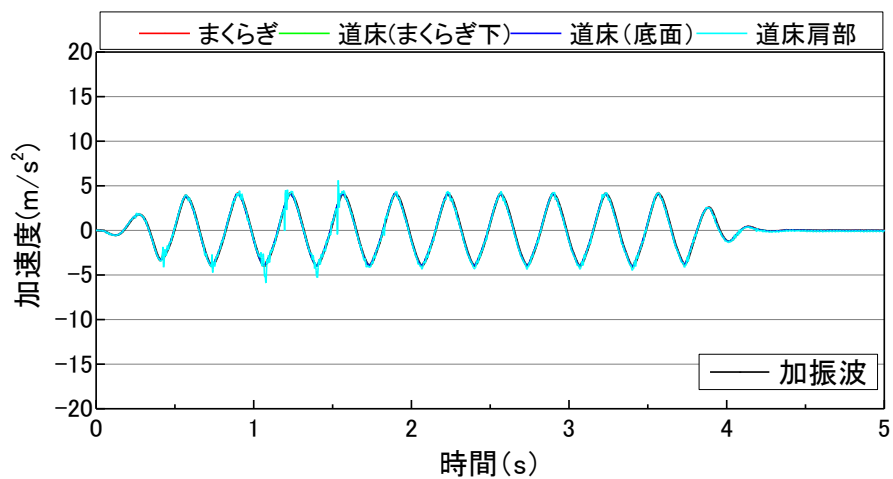
図 4.13 加速度波形（横方向荷重 0kN、正弦波 4.0m/s²）



(a) 無対策



(b) バラスト止め壁



(c) 座屈防止版

図 4.14 加速度波形 (横方向荷重 4kN、正弦波 4.0m/s²)

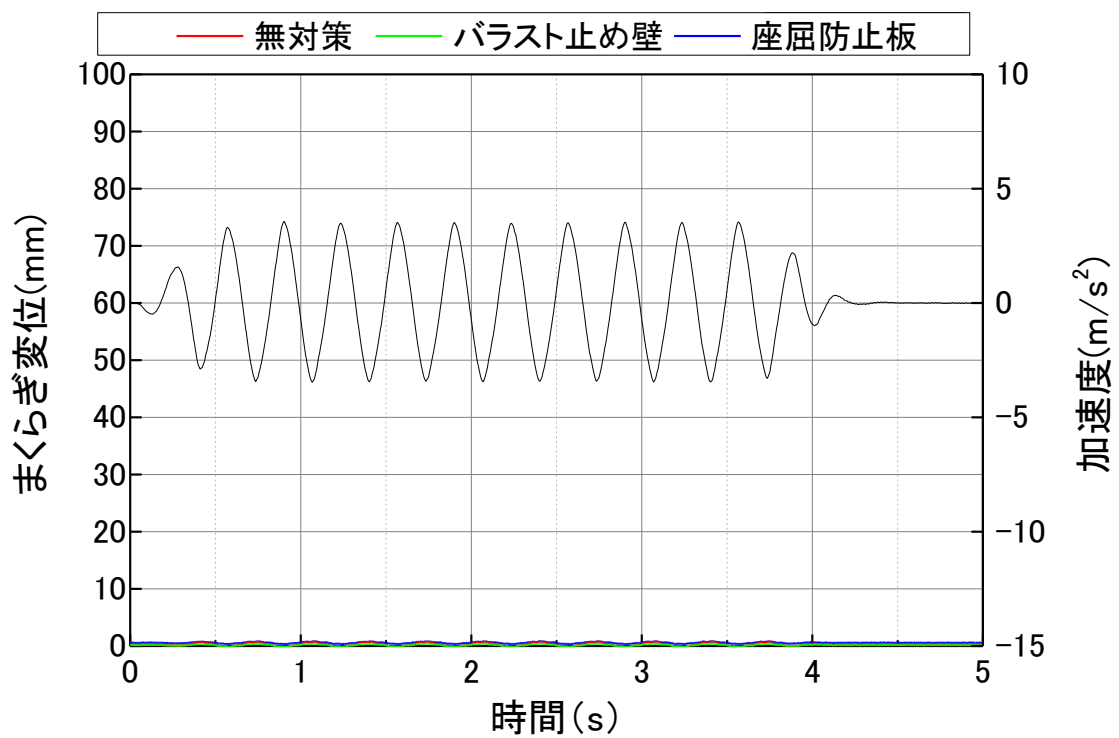


図 4.15 まくらぎ変位波形（横方向荷重 0kN、正弦波 4.0m/s²）

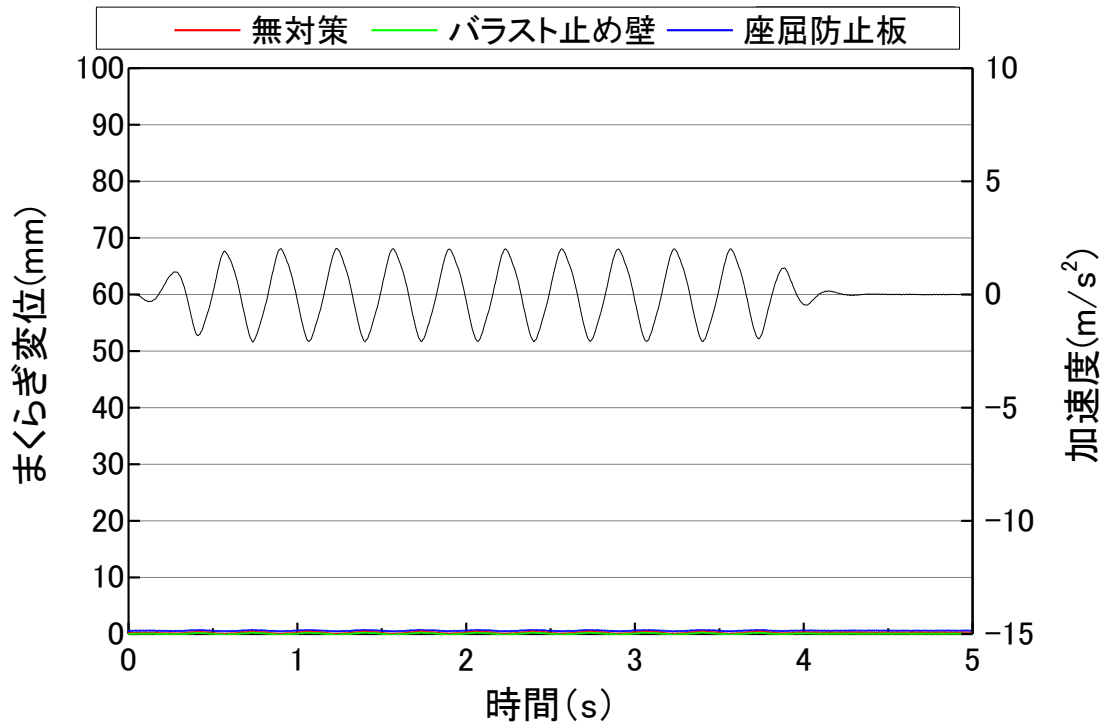
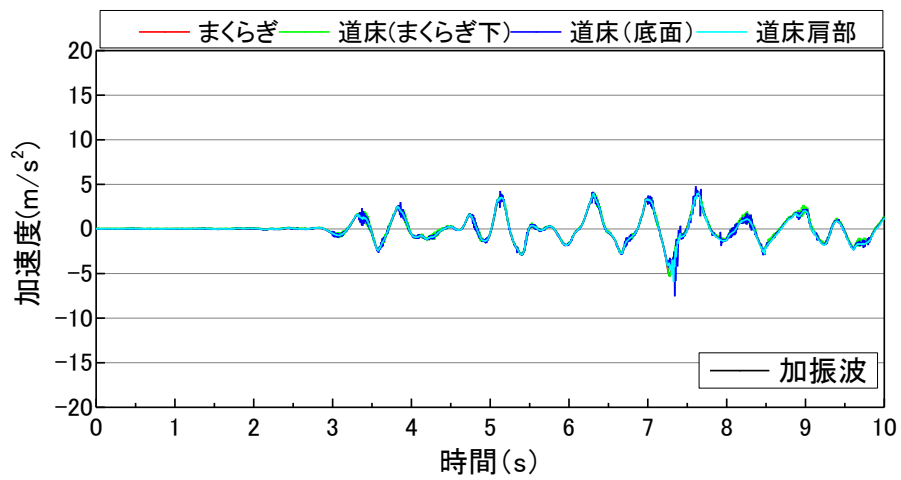
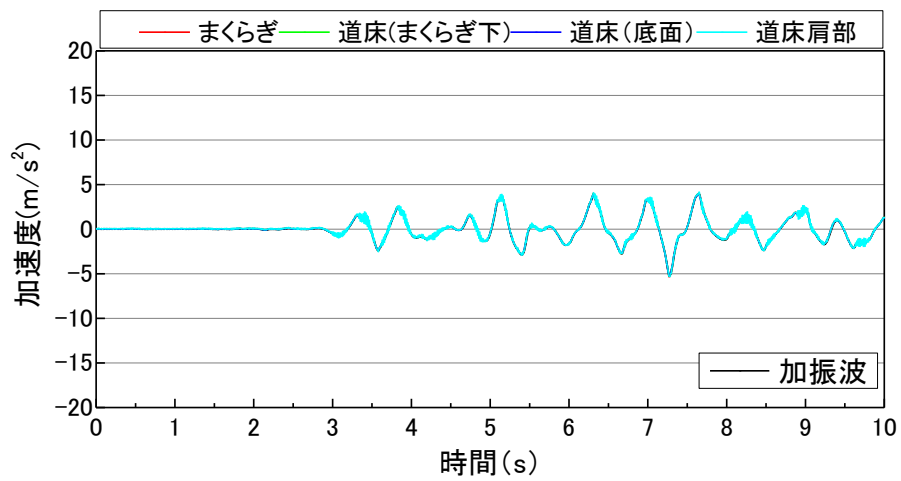


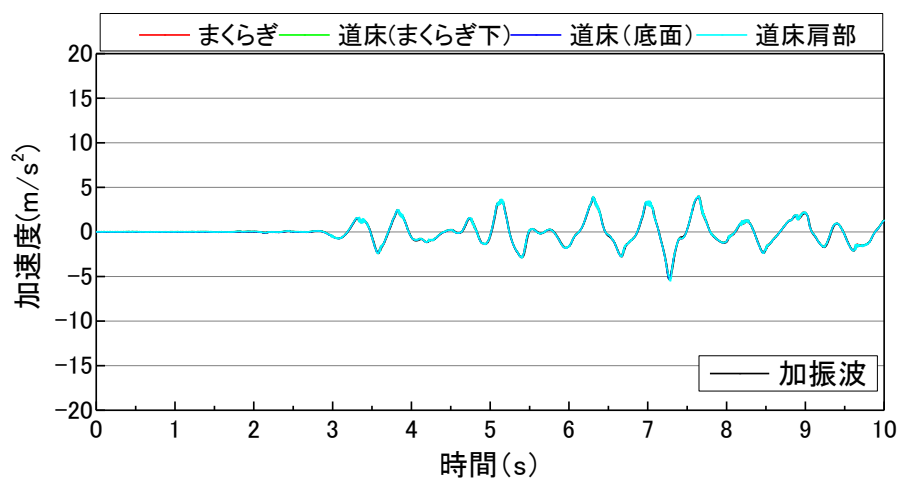
図 4.16 まくらぎ変位波形（横方向荷重 4kN、正弦波 4.0m/s²）



(a) 無対策

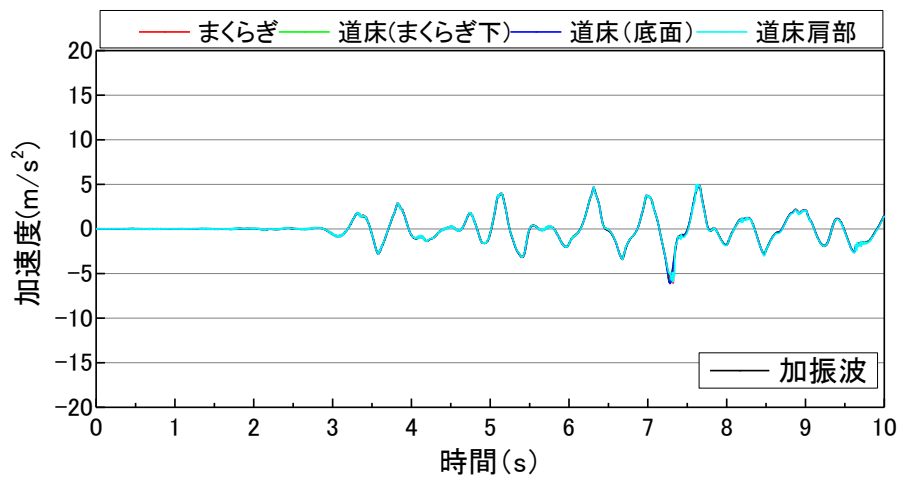


(b) バラスト止め壁

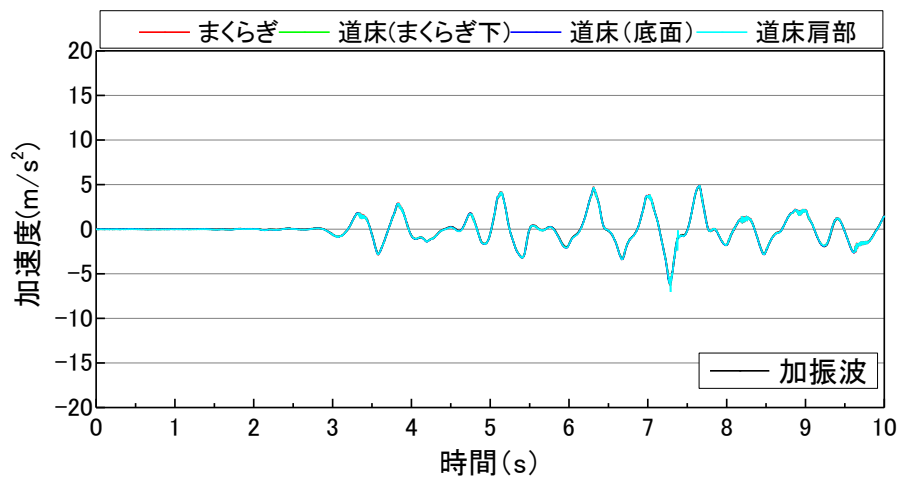


(c) 座屈防止版

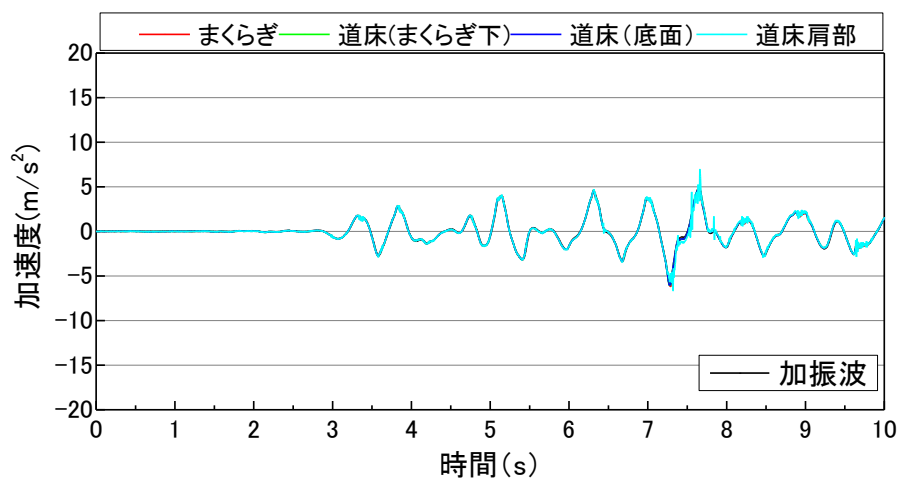
図 4.17 加速度波形（横方向荷重 0kN、中越波 6.0m/s²）



(a) 無対策



(b) バラスト止め壁



(c) 座屈防止版

図 4.18 加速度波形（横方向荷重 4kN、中越波 6.0m/s²）

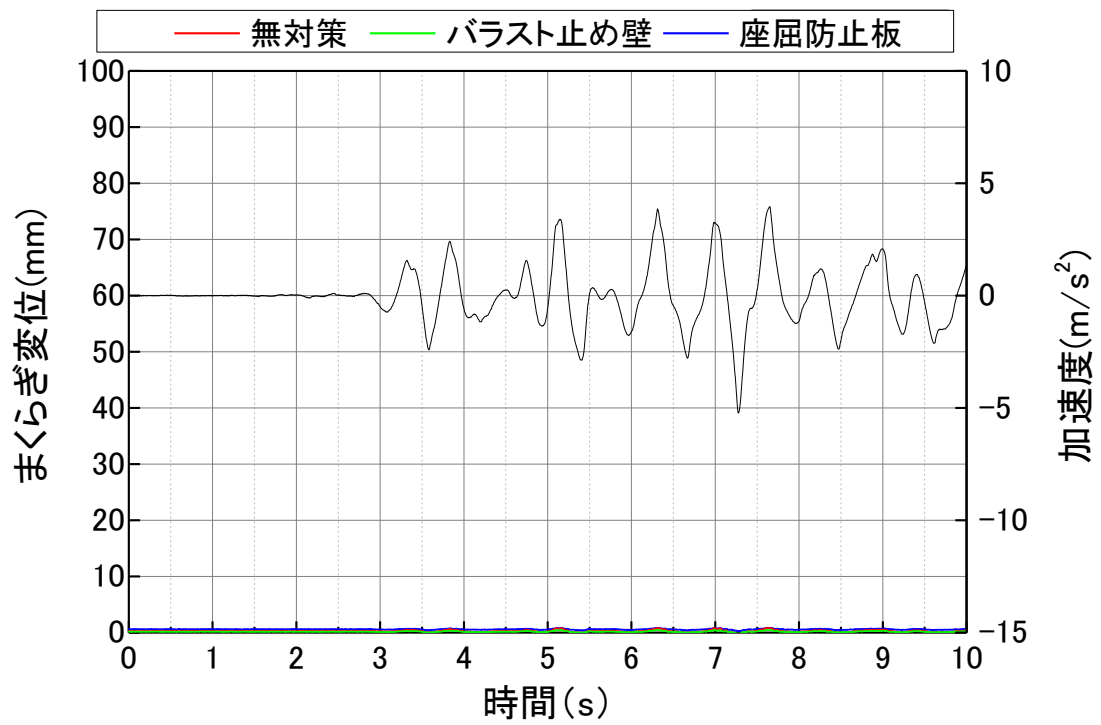


図 4.19 まくらぎ変位波形（横方向荷重 0kN、中越波 6.0m/s²）

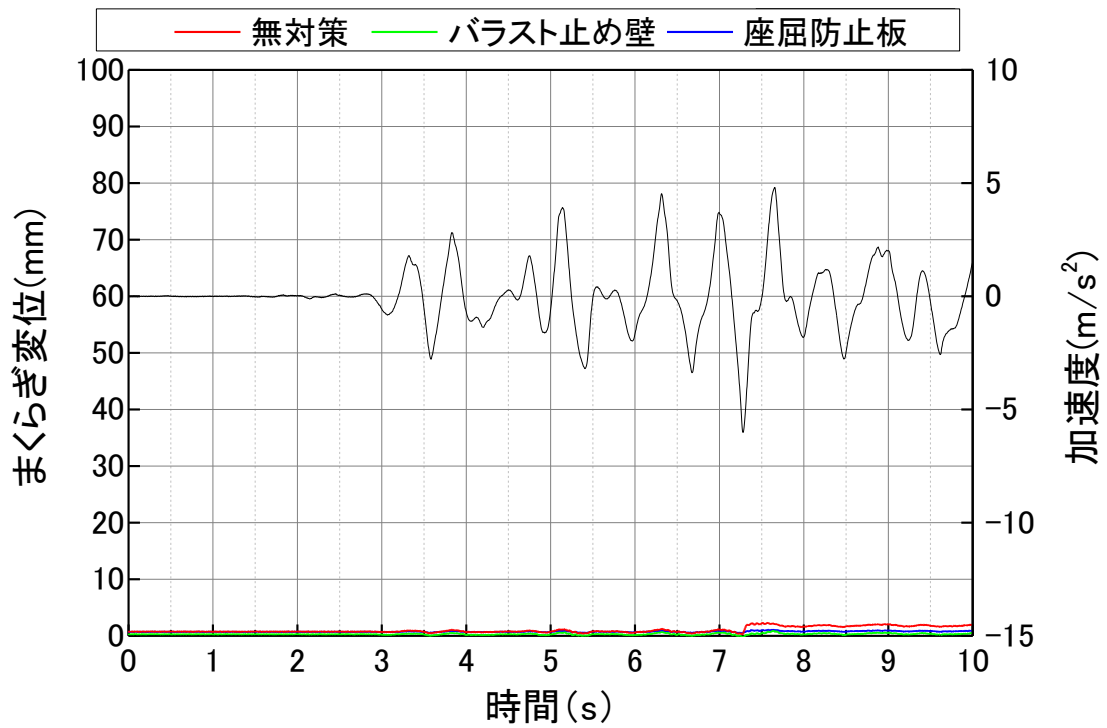
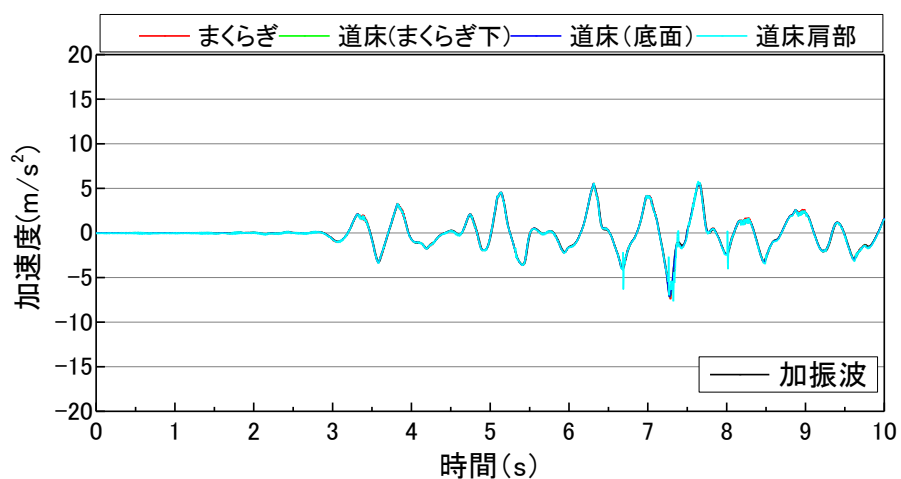
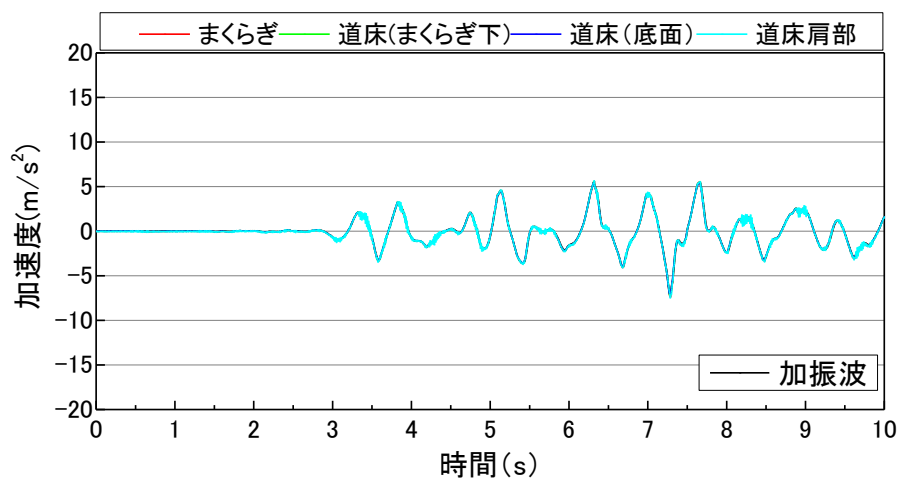


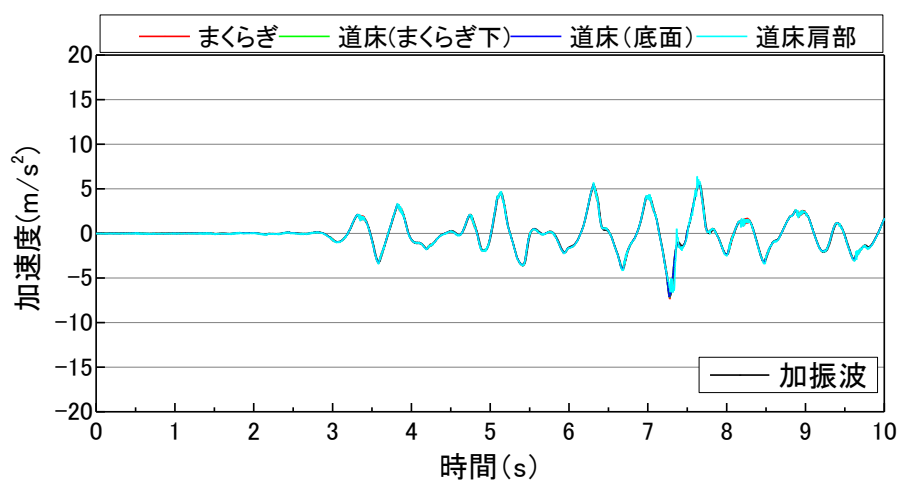
図 4.20 まくらぎ変位波形（横方向荷重 4kN、中越波 6.0m/s²）



(a) 無対策

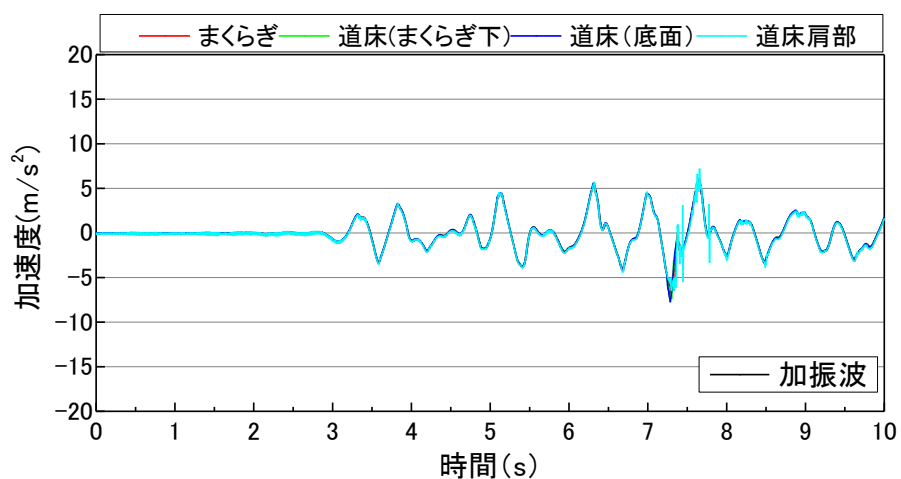


(b) バラスト止め壁

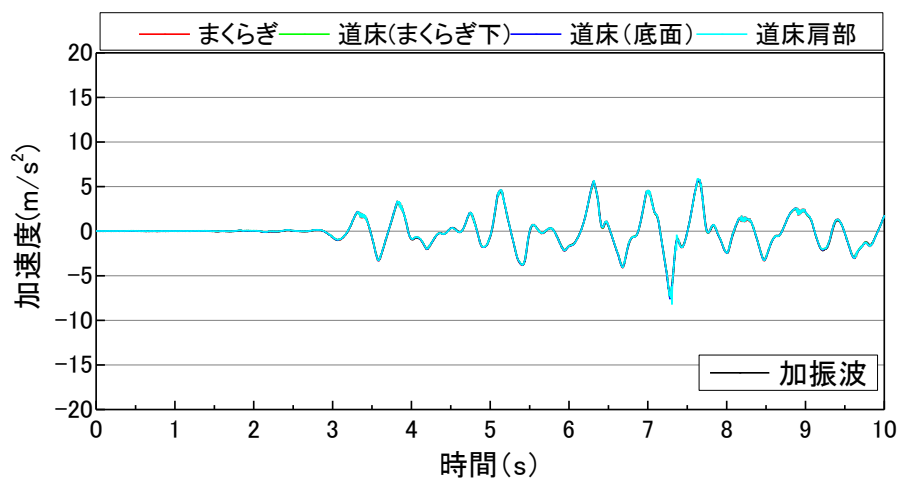


(c) 座屈防止版

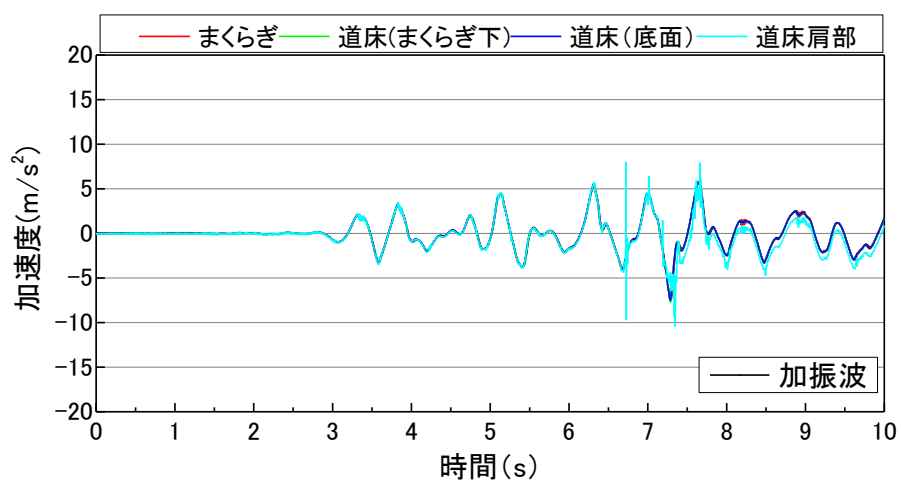
図 4.21 加速度波形（横方向荷重 0kN、中越波 7.0m/s²）



(a) 無対策



(b) バラスト止め壁



(c) 座屈防止版

図 4.22 加速度波形（横方向荷重 4kN、中越波 7.0m/s²）

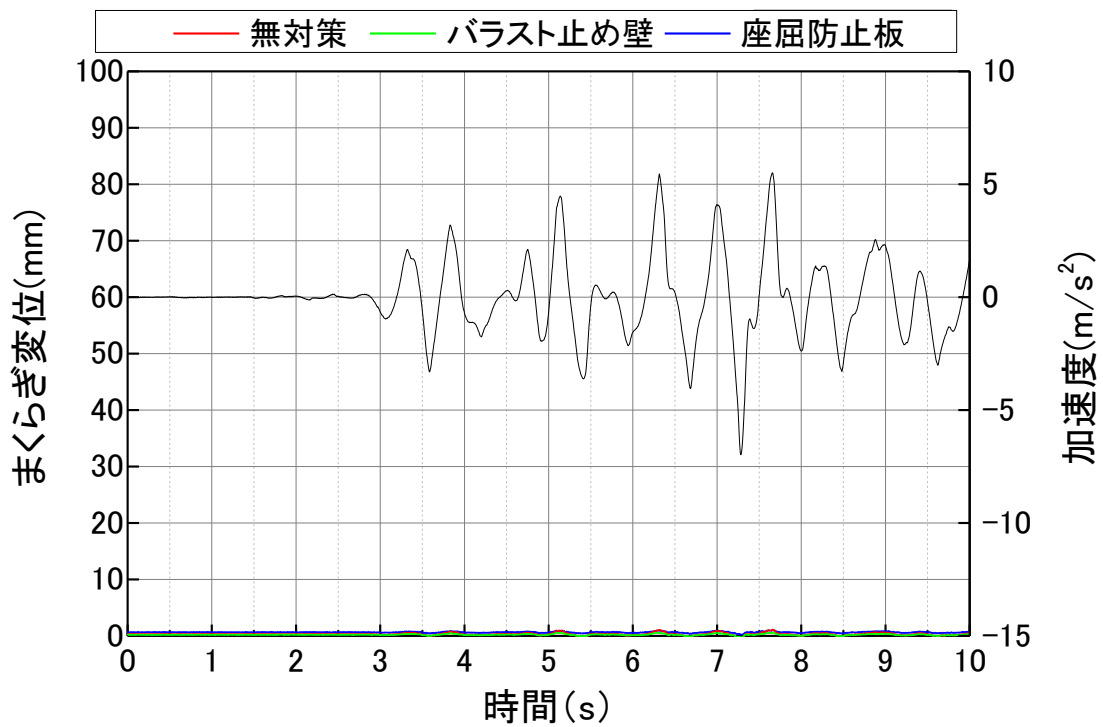


図 4.23 まくらぎ変位波形（横方向荷重 0kN、中越波 7.0m/s²）

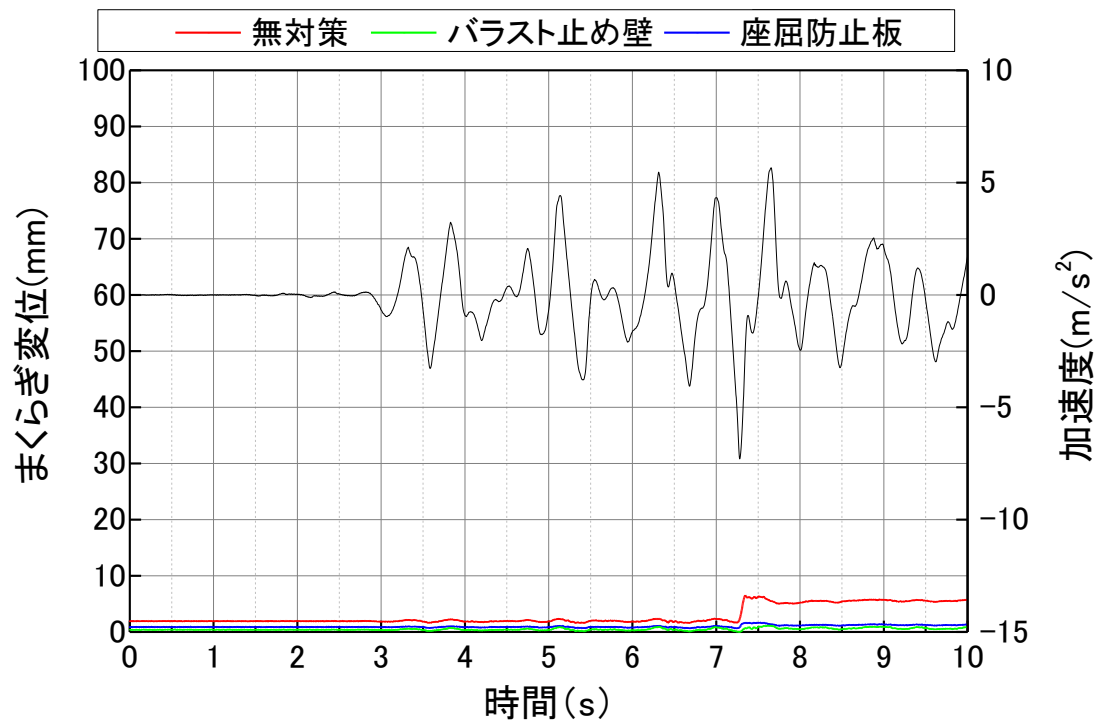
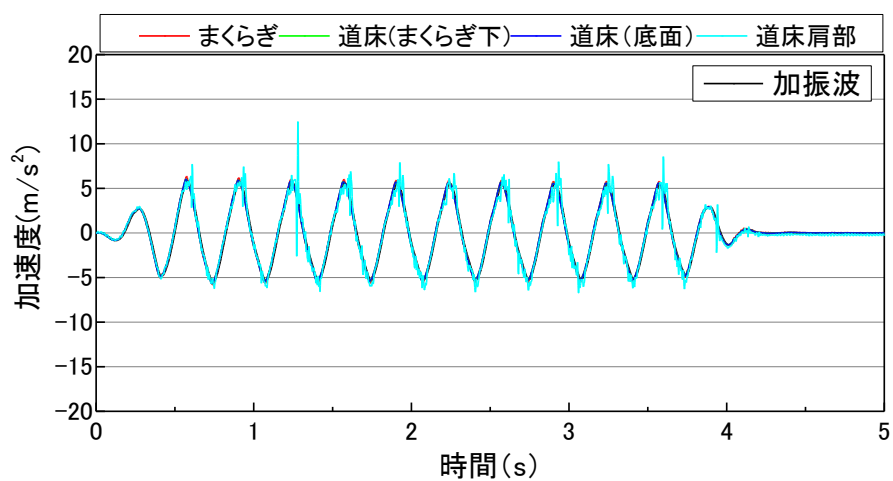
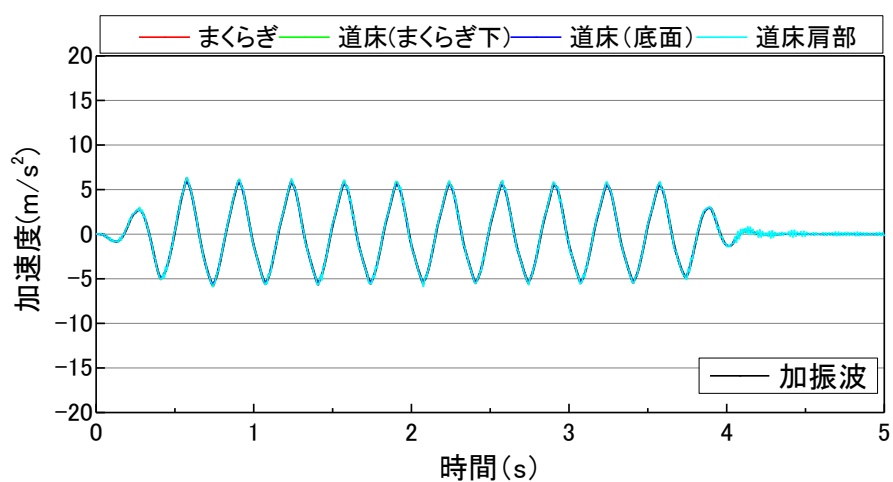


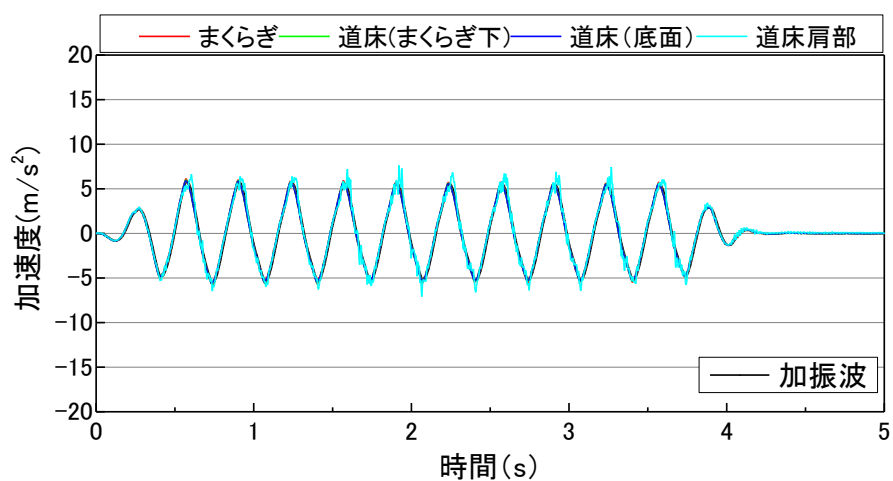
図 4.24 まくらぎ変位波形（横方向荷重 4kN、中越波 7.0m/s²）



(a) 無対策

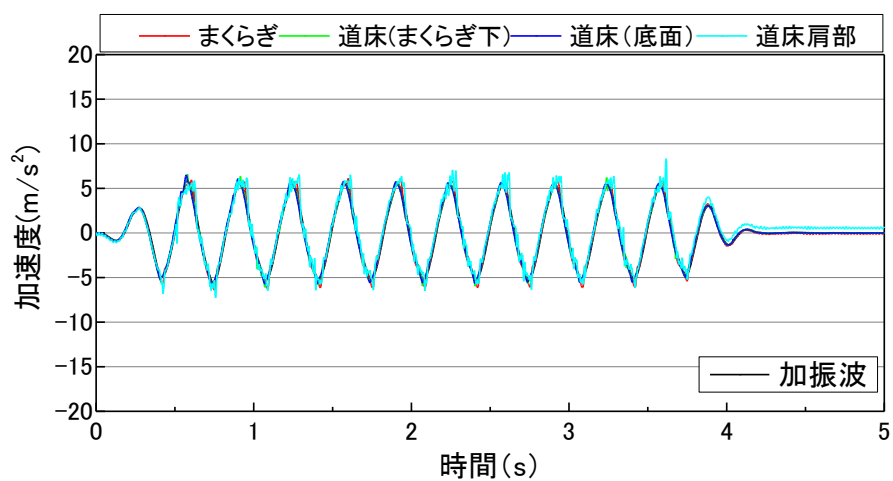


(b) バラスト止め壁

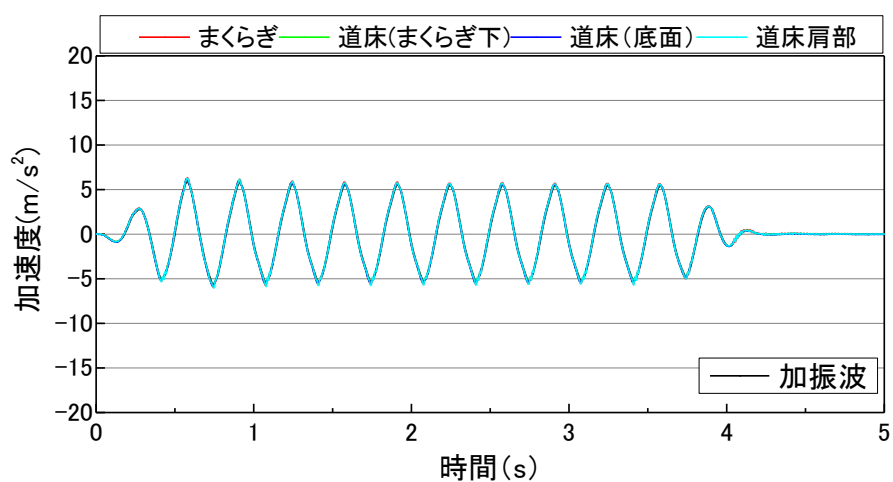


(c) 座屈防止版

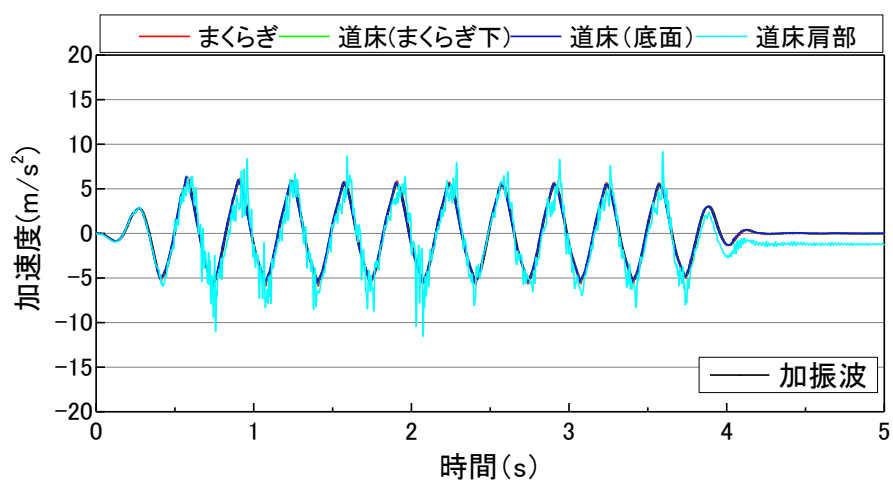
図 4.25 加速度波形（横方向荷重 0kN、正弦波 6.0m/s²）



(a) 無対策



(b) バラスト止め壁



(c) 座屈防止版

図 4.26 加速度波形（横方向荷重 4kN、正弦波 6.0m/s²）

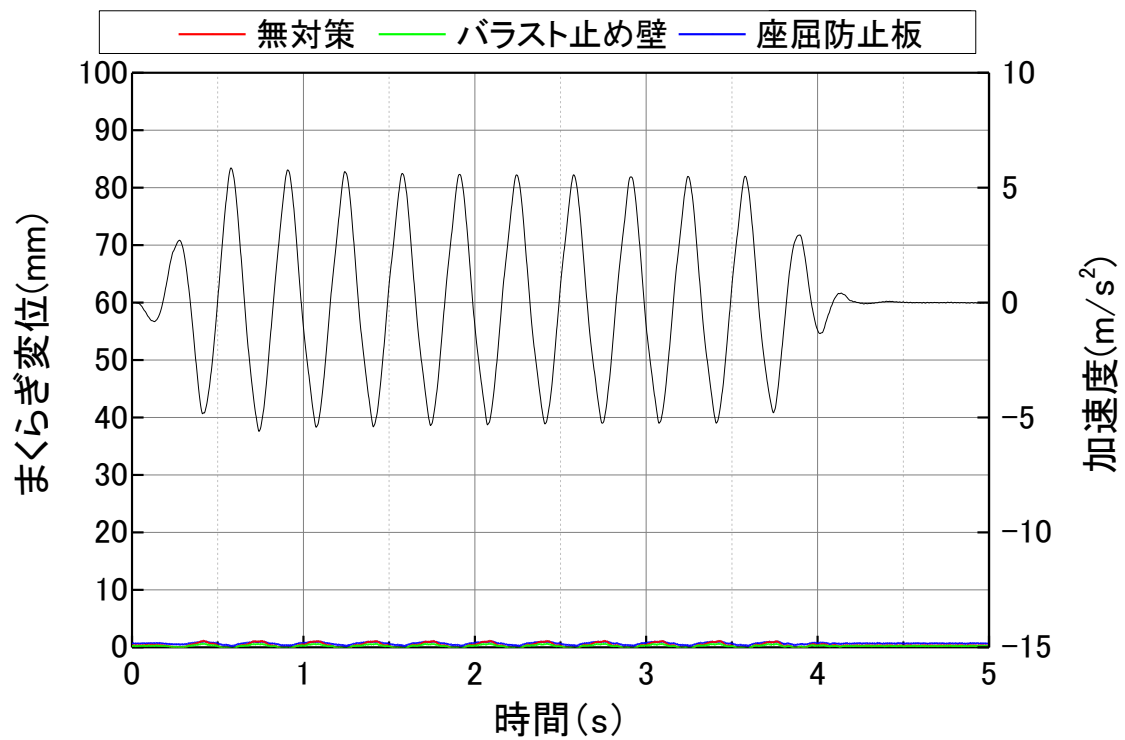


図 4.27 まくらぎ変位波形（横方向荷重 0kN、正弦波 6.0m/s²）

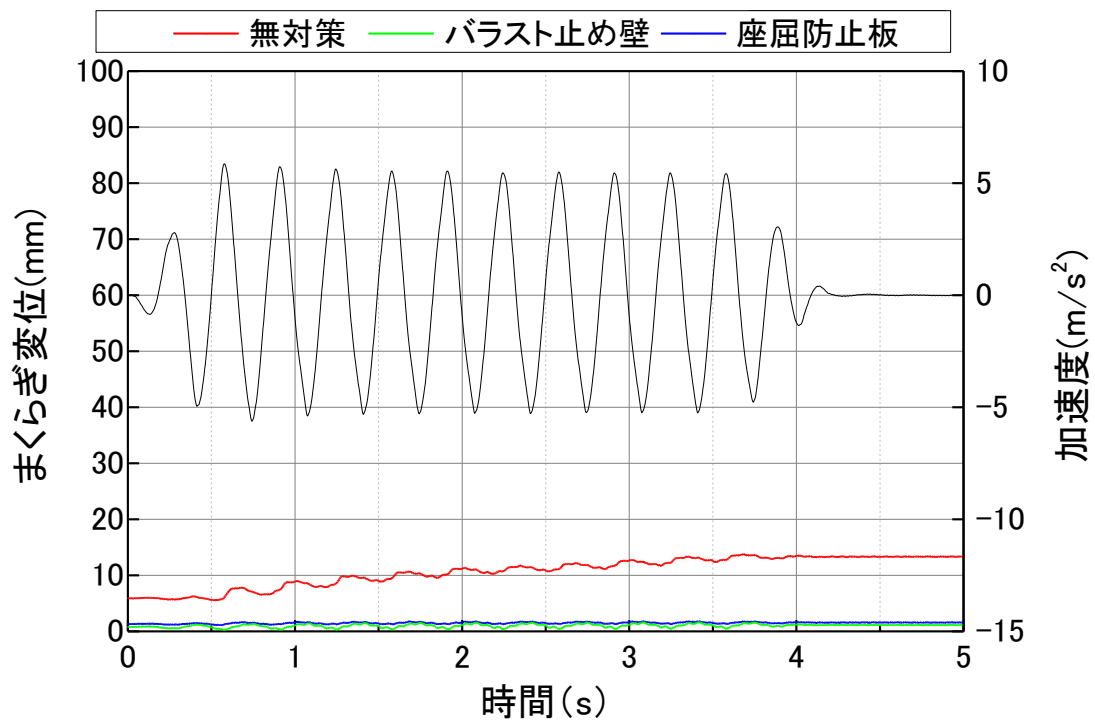
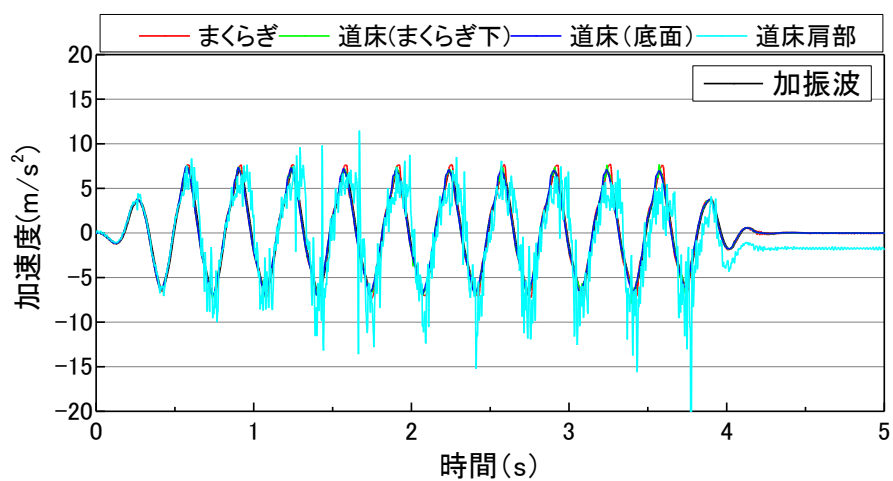
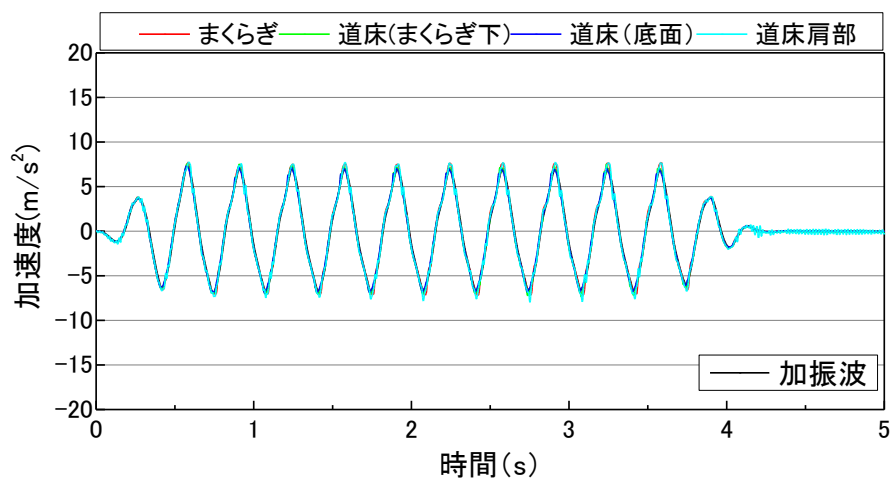


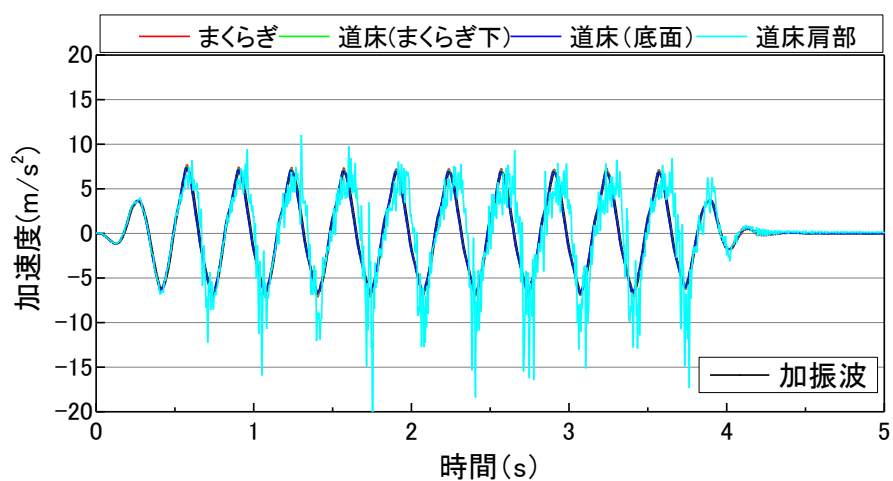
図 4.28 まくらぎ変位波形（横方向荷重 4kN、正弦波 6.0m/s²）



(a) 無対策

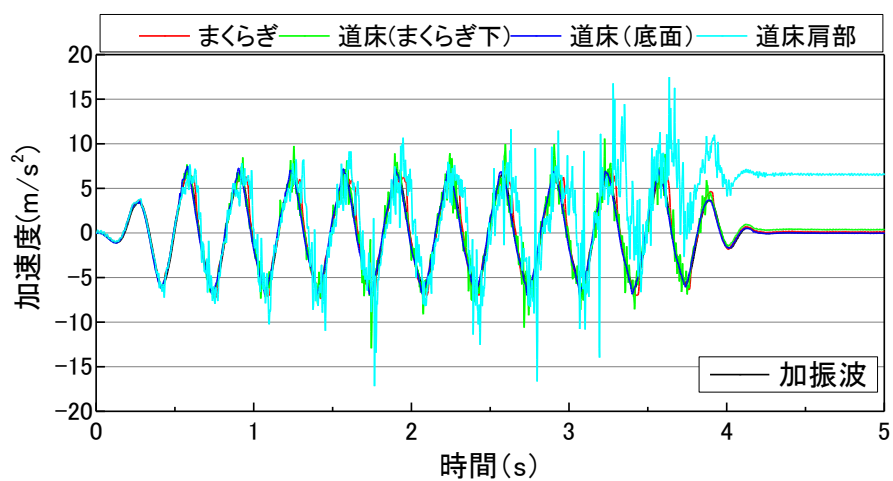


(b) バラスト止め壁

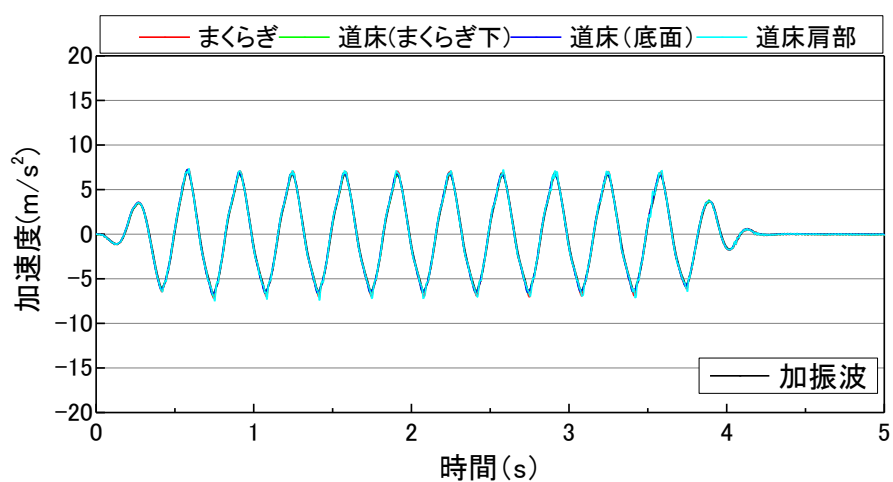


(c) 座屈防止版

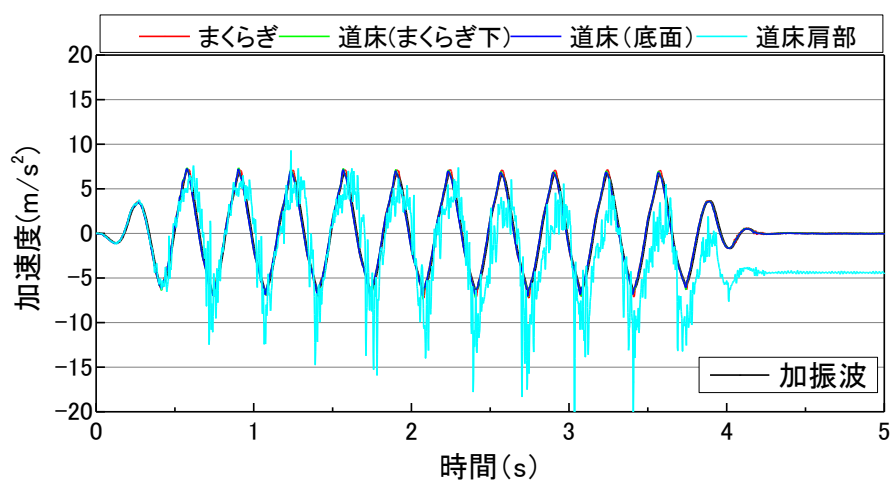
図 4.29 加速度波形（横方向荷重 0kN、正弦波 7.0m/s²）



(a) 無対策



(b) バラスト止め壁



(c) 座屈防止版

図 4.30 加速度波形 (横方向荷重 4kN、正弦波 7.0m/s²)

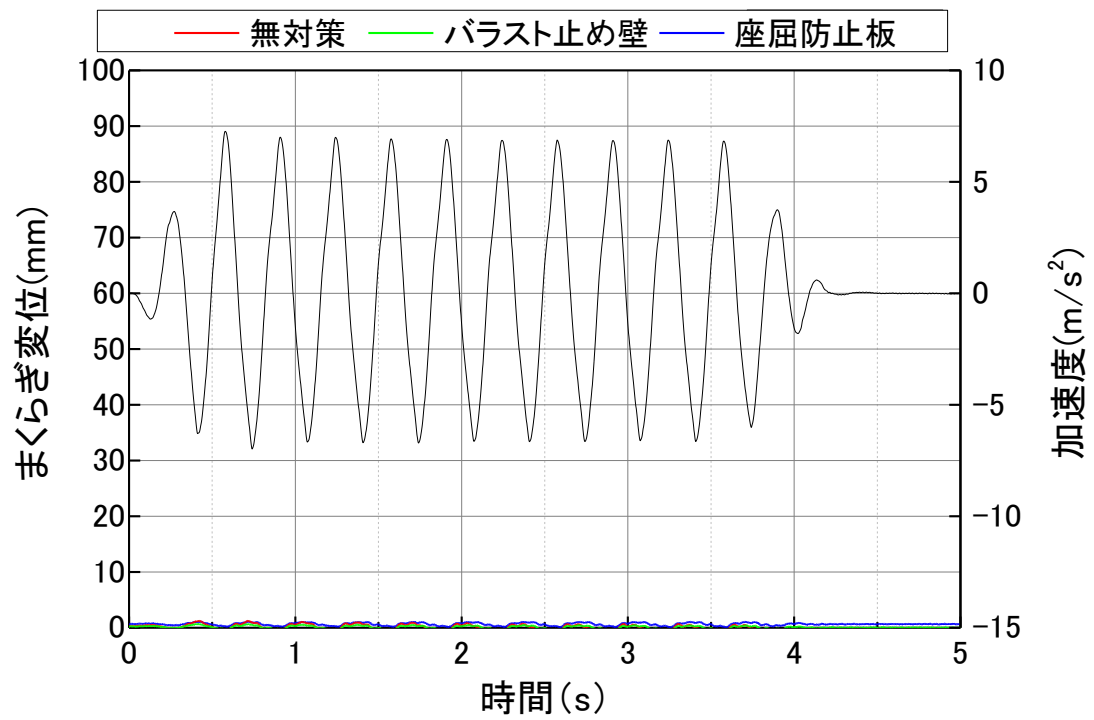


図 4.31 まくらぎ変位波形（横方向荷重 0kN、正弦波 7.0m/s²）

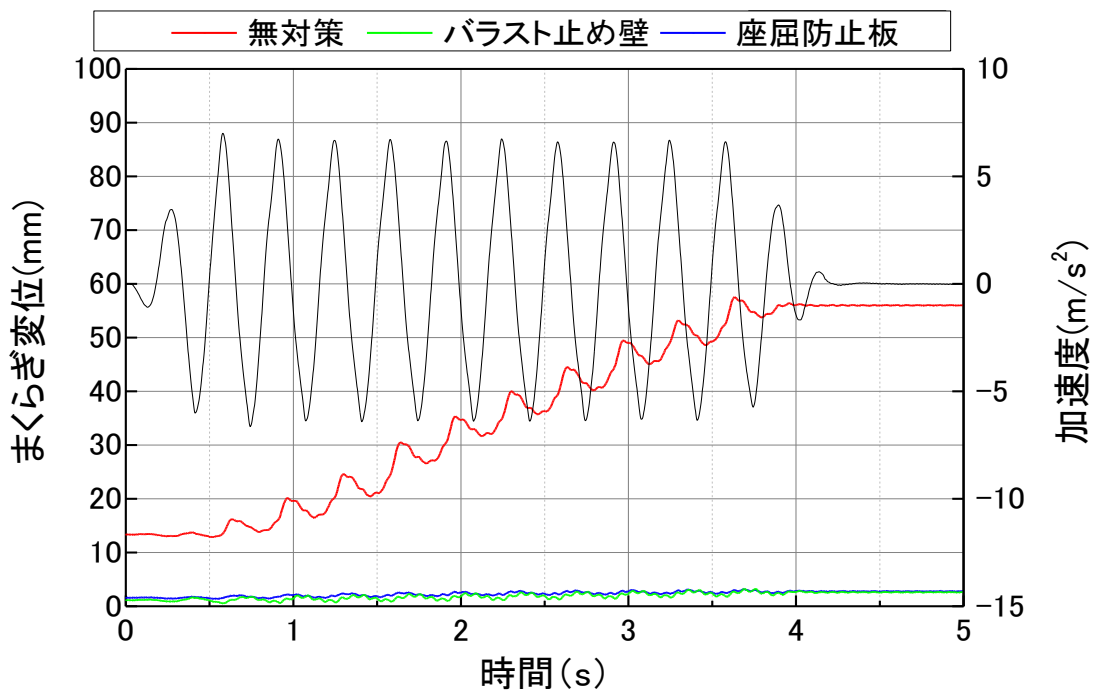
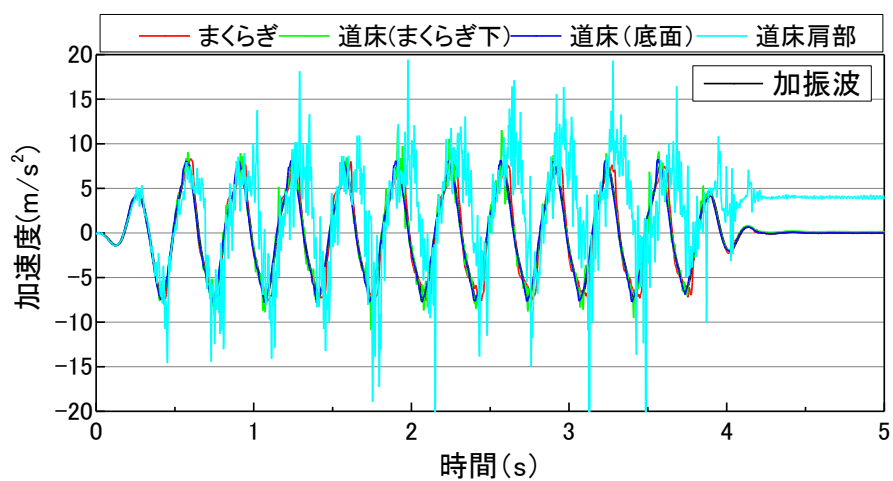
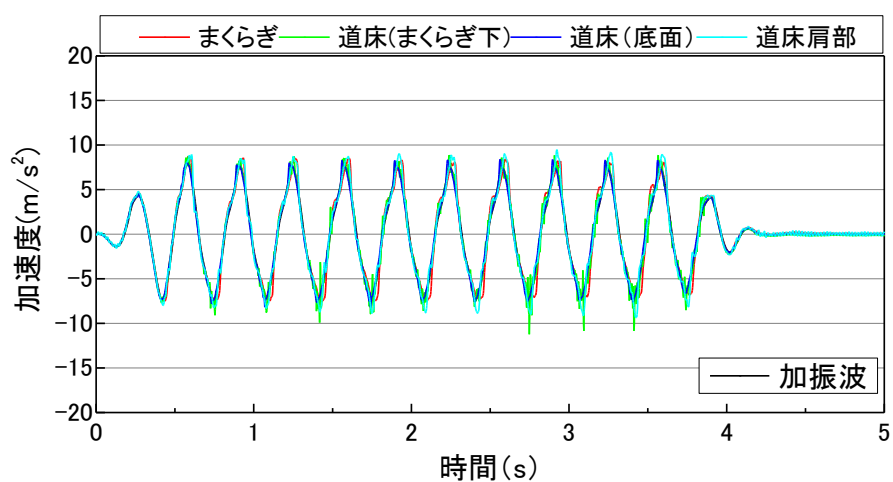


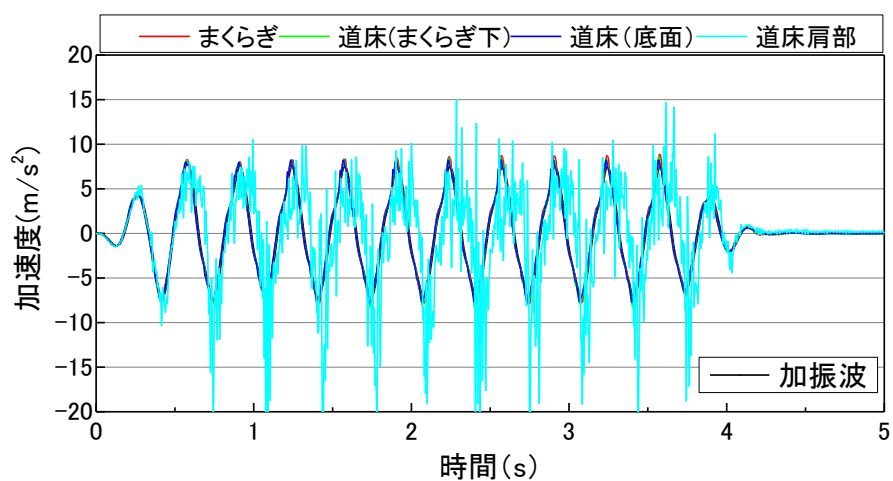
図 4.32 まくらぎ変位波形（横方向荷重 4kN、正弦波 7.0m/s²）



(a) 無対策

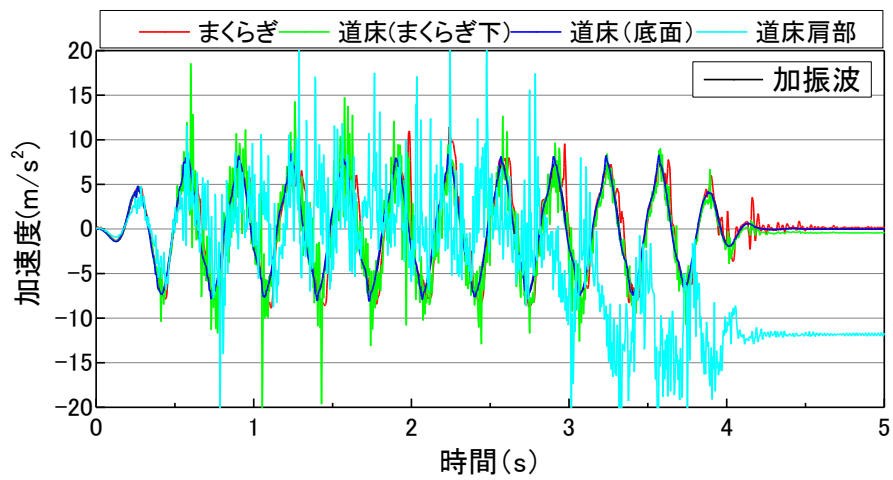


(b) バラスト止め壁

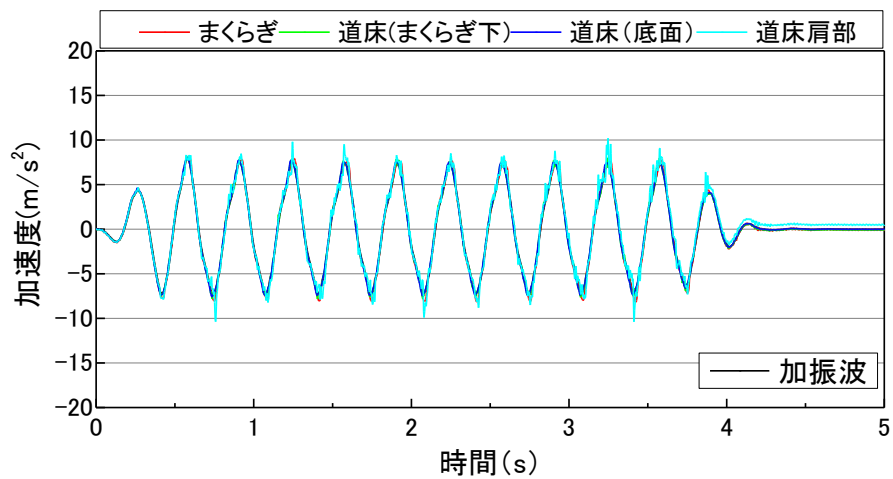


(c) 座屈防止版

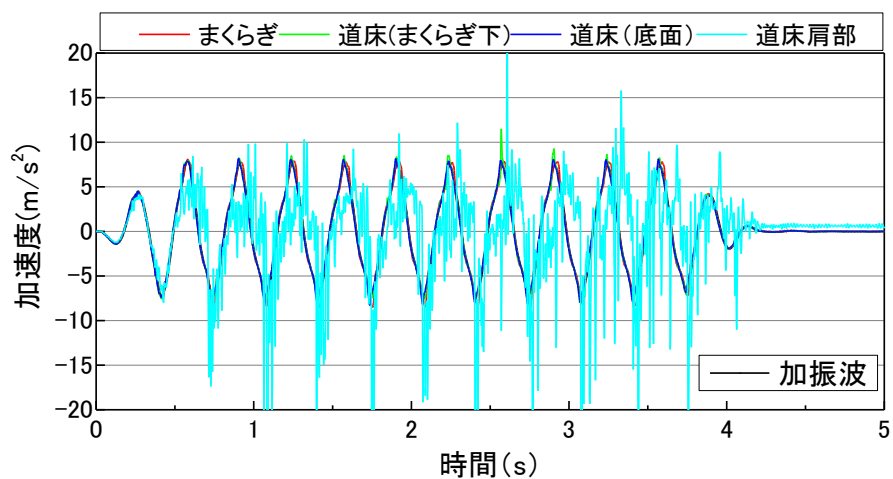
図 4.33 加速度波形（横方向荷重 0kN、正弦波 8.0m/s²）



(a) 無対策



(b) バラスト止め壁



(c) 座屈防止版

図 4.34 加速度波形 (横方向荷重 4kN、正弦波 8.0m/s²)

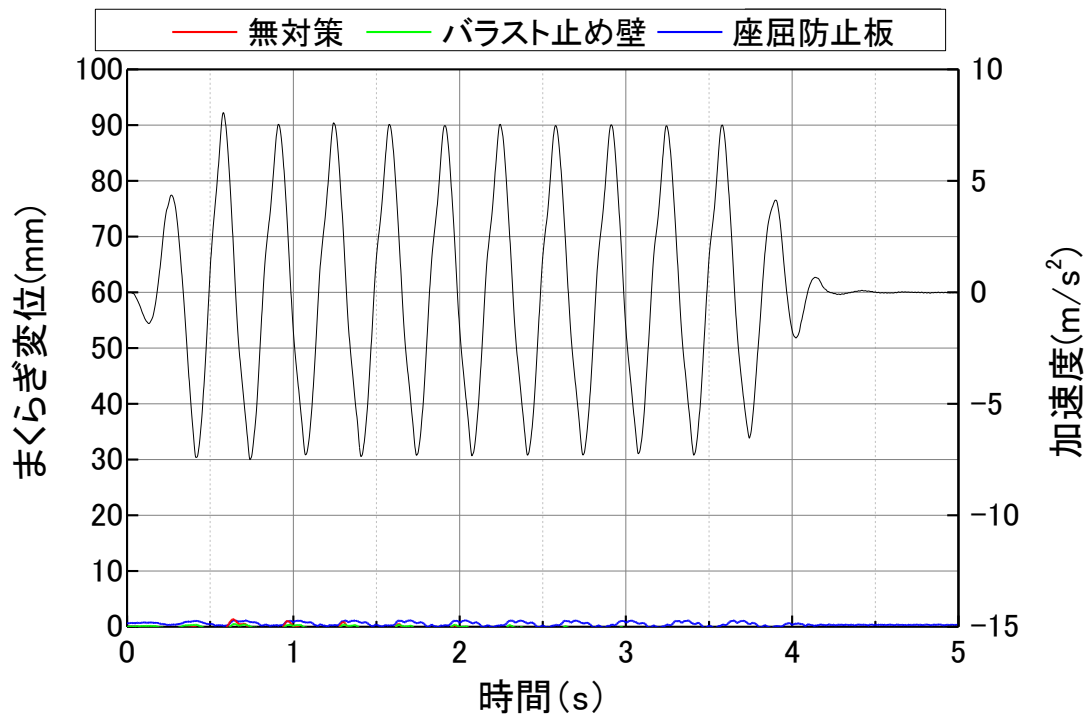


図 4.35 まくらぎ変位波形（横方向荷重 0kN、正弦波 8.0m/s^2 ）

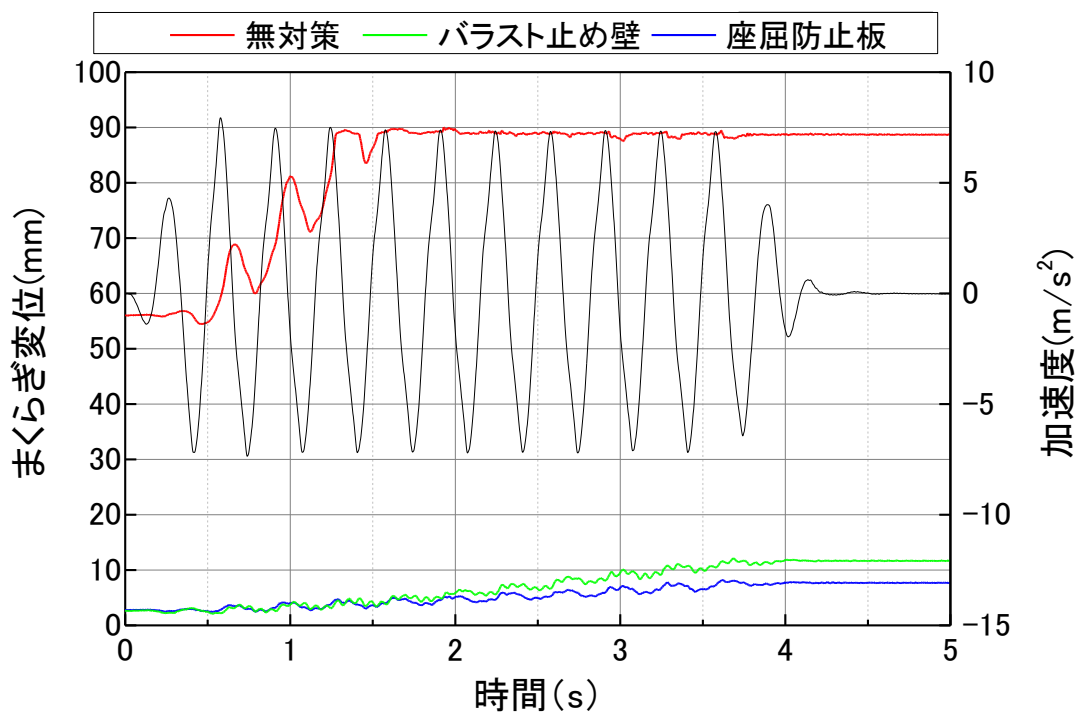
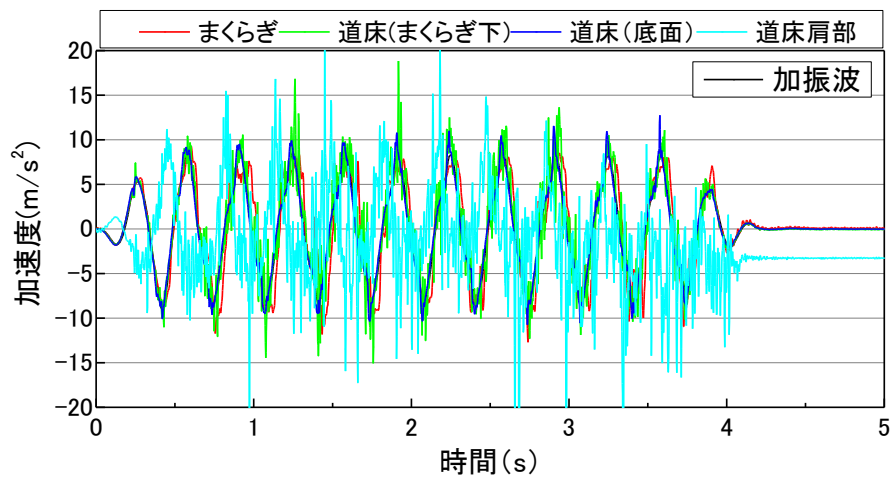
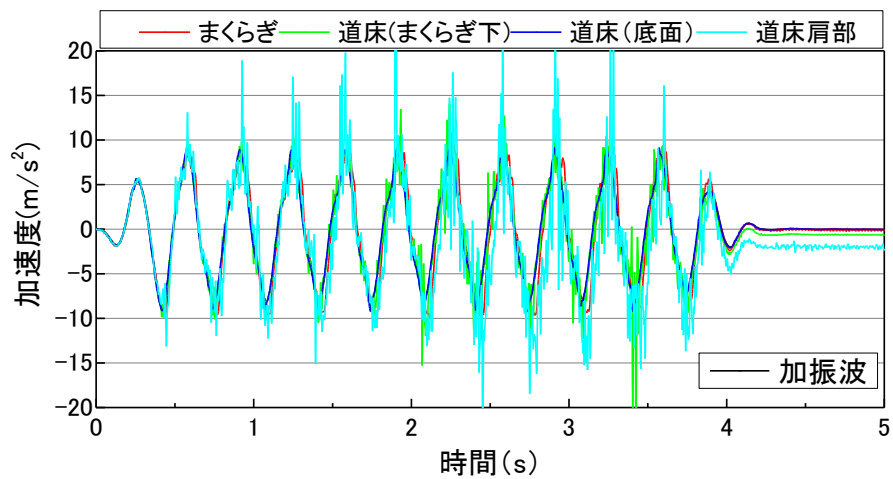


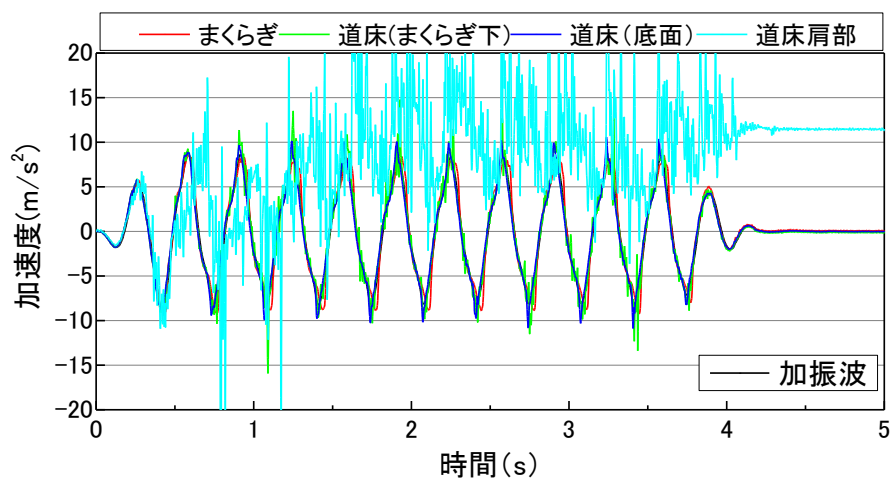
図 4.36 まくらぎ変位波形（横方向荷重 4kN、正弦波 8.0m/s^2 ）



(a) 無対策



(b) バラスト止め壁



(c) 座屈防止版

図 4.37 加速度波形（横方向荷重 4kN、正弦波 9.0m/s²）

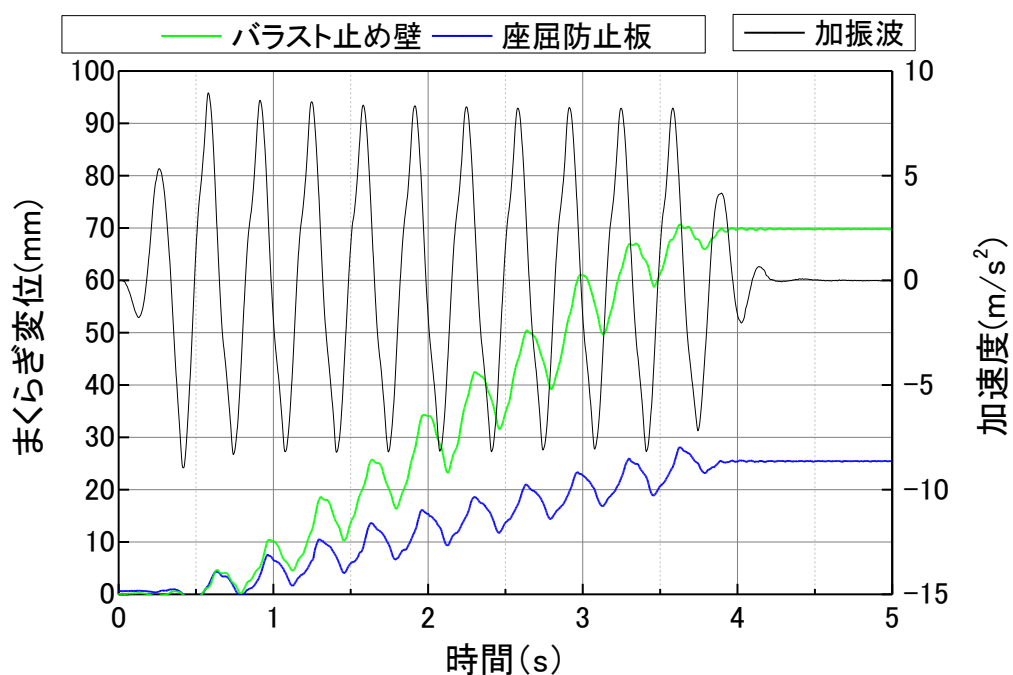


図 4.38 まくらぎ変位波形（横方向荷重 4kN、正弦波 9.0m/s^2 ）

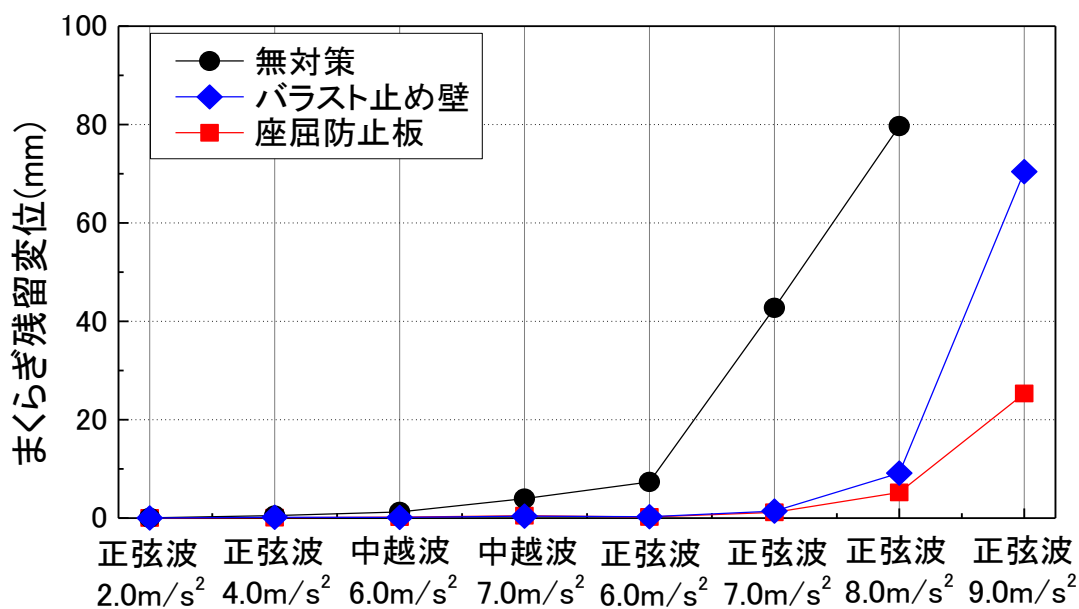
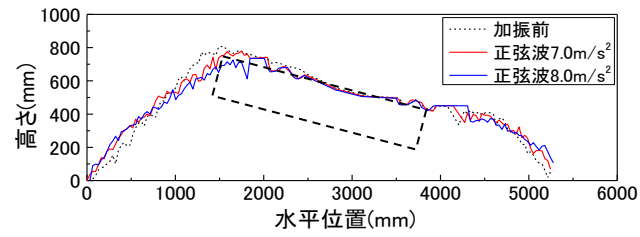
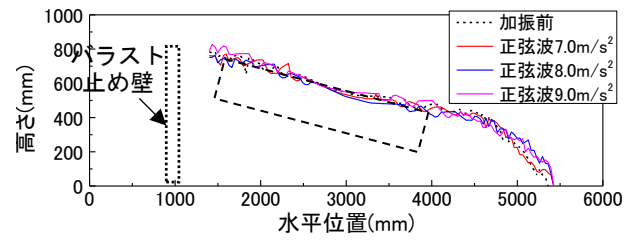


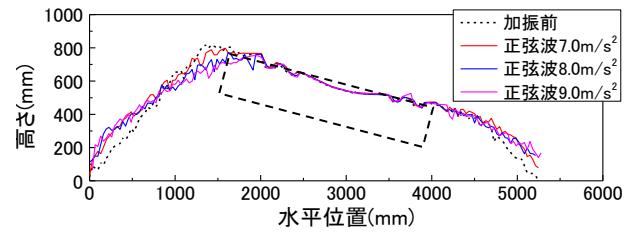
図 4.39 各加振ステップのまくらぎ残留変位



(a) 無対策



(b) バラスト止め壁



(c) 座屈防止板

図 4.40 加振前後の道床形状



図 4.41 正弦波 9.0m/s²加振後の軌道模型の状態（横方向荷重 4kN）

4.4まとめ

本章では、各種座屈対策工の対策効果を定量的に評価するため、実物大軌道模型を用いた加振試験を行った。

得られた知見を以下に示す。

- (1) 道床横抵抗力試験より、加振前の道床横抵抗力は、バラスト止め壁が無対策よりも2割程度大きく、座屈防止板が無対策の2倍程度に向上することがわかった。
- (2) 加振試験より、無対策では正弦波 7.0 m/s^2 でまくらぎ残留変位が急増するのに対して、どちらの座屈対策工とも正弦波 7.0 m/s^2 におけるまくらぎ残留変位を抑制する効果を発揮した。
- (3) 座屈防止板は、道床横抵抗力を向上する効果を発揮したことで、加振中に道床横抵抗力が低下しても、横方向荷重より高い道床横抵抗力を保持し、正弦波 9.0 m/s^2 においてもまくらぎ残留変位が無対策の正弦波 7.0 m/s^2 より低減する効果を発揮した。
- (4) バラスト止め壁は、正弦波 9.0 m/s^2 の場合に、道床肩部の崩壊を抑制する効果を発揮したが、道床横抵抗力の向上効果は座屈防止板より小さく、加振中に道床横抵抗力が横方向荷重よりも低下したことで極限平衡状態となり、まくらぎ残留変位が急増した。

第5章 地震時におけるバラスト軌道の道床横抵抗力の推定方法

5.1 加振試験結果の再整理

第2章の実物大模型試験（図 5.1）の結果より，加振中に低下する道床横抵抗力を評価するにあたり，横方向荷重が道床横抵抗力を上回ると加振中にまくらぎ残留変位が生じる．そこで，まくらぎ残留変位が生じた際の加振加速度と横方向荷重より加振中の道床横抵抗力を設定した．設定方法は，所定のまくらぎ残留変位が生じた加振加速度に対して，1つ前の加振加速度の横方向荷重を道床横抵抗力とした．つまり，ステップ加振は加振加速度 $1 \sim 2 \text{ m/s}^2$ で増加させていることから，設定した加振加速度の道床横抵抗力は，横方向荷重以上の道床横抵抗力を有しており，安全側の評価となっている．また，第4章の座屈対策工（座屈防止板，バラスト止め壁）の実物大模型試験についても合わせて整理した．ここで，加振波形の周波数および作用時間によって生じるまくらぎ残留変位は異なるが，本加振条件において上限となるまくらぎ残留変位量を設定して，加振中の道床横抵抗力を検討することとした．まくらぎ残留変位の上限は，走行安全性を考慮するために設定されたレール長手方向のレールの水平変位の整備基準値である新幹線の 7 mm および在来線（1級線）の 23 mm を参考に，新幹線もしくは在来線の整備基準値以下となるように各加振波形の1波あたりに生じるまくらぎ残留変位の上限を 1 mm ， 5 mm および 10 mm の3種類とした．

一例として，正弦波 4.0 m/s^2 におけるまくらぎ変位の時刻歴波形を図 5.2 に示す．まくらぎ1本の 4.0 kN よりもまくらぎ3本の 3.7 kN/本 の方が，郡杭効果の影響によりまくらぎ残留変位が大きいことがわかる．また，まくらぎ1本の横方向荷重 6.0 kN の場合に1波のまくらぎ残留変位は 1 mm 以内であったのに対して，まくらぎ3本の横方向荷重 3.7 kN/本 の場合にまくらぎ残留変位が 1 mm を超えた．そのため，まくらぎ残留変位の上限を 1 mm とした場合，まくらぎ1本での加振加速度 4.0 m/s^2 における道床横抵抗力は 6.0 kN 以上となり，まくらぎ3本で評価した場合は 3.7 kN/本 以下と判定した．

まくらぎ1本およびまくらぎ3本の場合のまくらぎ残留変位から判定した加振中に低下した道床横抵抗力と加振加速度の一覧を表 5.1 に，座屈対策工の一覧を表 5.2 に示す．加振加速度が増加するにつれて道床横抵抗力が低下し，まくらぎ1本の場合は加振加速度 4.0 m/s^2 以上から，まくらぎ3本の場合は加振加速度 2.0 m/s^2 以上から，加振前の半分以下に道床横抵抗力が加振中に低下することがわかった．

また，座屈対策工を施すことで，正弦波 7.0 m/s^2 の場合に，まくらぎ残留変位の上限が 1 mm の場合に， 4 kN 以上の道床横抵抗力を保持できることがわかった．まくらぎ残留変位の上限が 5 mm および 10 mm の場合は，正弦波 8.0 m/s^2 であっても， 4 kN 以上の道床横抵抗力を保持できることがわかった．

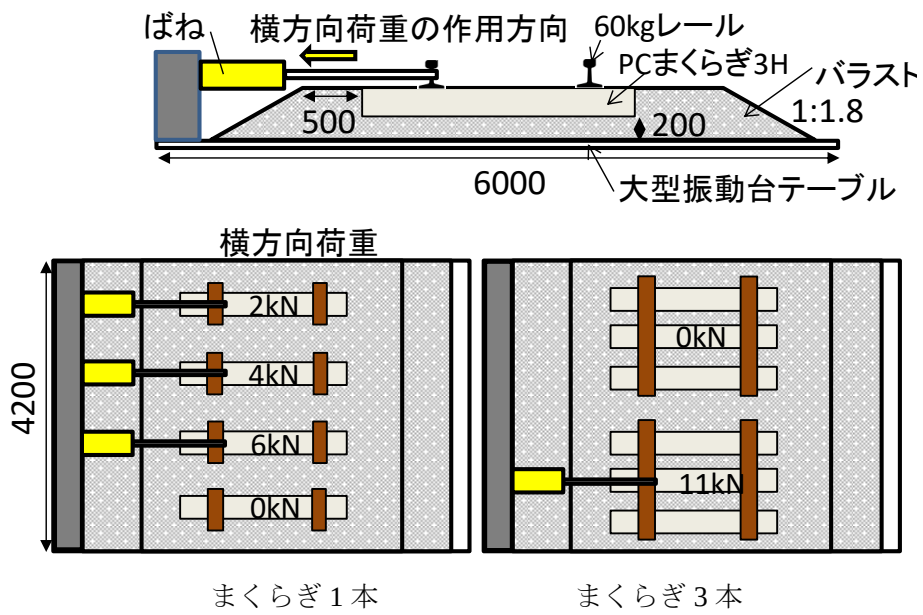


図 5.1 実物大模型試験の条件

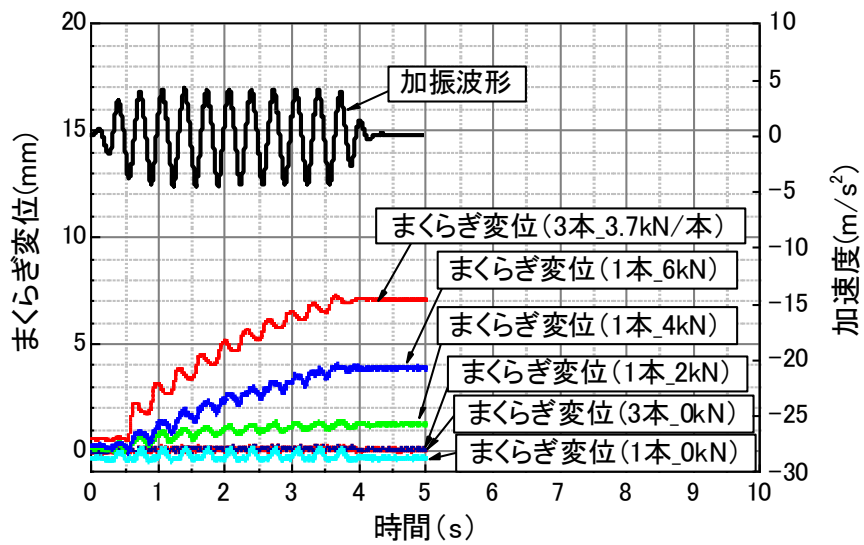


図 5.2 まくらぎ変位の時刻歴波形（正弦波 $4.0 m/s^2$ ）

表 5.1 加振時道床横抵抗力と加振加速度の関係（無対策）

加振 加速度	道床横抵抗力(kN/本)					
	まくらぎ残留変位(1本)			まくらぎ残留変位(3本)		
	≦1mm	≦5mm	≦10mm	≦1mm	≦5mm	≦10mm
2.0m/s ²				3.7kN		
4.0m/s ²	6kN	6kN		－	3.7kN	
6.0m/s ²	4kN	－	6kN	－	－	3.7kN
7.0m/s ²	2kN	4kN	4kN	－	－	－
8.0m/s ²	－	－	－	－	－	－

表 5.2 加振時道床横抵抗力と加振加速度の関係（座屈対策工）

加振 加速度	道床横抵抗力(kN/本)					
	座屈防止板			バラスト止め壁		
	≦1mm	≦5mm	≦10mm	≦1mm	≦5mm	≦10mm
2.0m/s ²						
4.0m/s ²						
6.0m/s ²						
7.0m/s ²	4kN			4kN		
8.0m/s ²	－	4kN		－	4kN	4kN
9.0m/s ²	－	－	4kN	－	－	－

5.2地震時道床横抵抗力の計算方法

これまでに道床横抵抗力を評価する方法として、L M Le Pen and W Powrie(2011)¹⁷⁾ は、ある形状のまくらぎ一本を横引きして得られる道床横抵抗力の推定を、複雑な道床形状や地震時慣性力などを比較的考慮しやすい極限つり合い法を用いて試みている。佐藤ら (1976)³⁾ は、各種バラスト軌道の道床横抵抗力を推定するために、まくらぎ種別、道床形状を変えた道床横抵抗試験を実施し、まくらぎの底面、側面および端面が負担する道床横抵抗力を検討した。その結果、まくらぎ底面の負担力は実験結果より求めたまくらぎの摩擦係数を設定して求め、まくらぎ側面および端面の負担力は、土圧計算により求めた。市川ら (2014)⁴⁸⁾ は、佐藤らの研究をさらに発展させて、極限つり合い法を用いて、様々なまくらぎ形状や軌きょう条件の道床横抵抗力に対する適用性を小型模型実験結果と比較し、解析により実験結果を概ね評価できることを確認した。

現行の擁壁の鉄道構造物の耐震設計では、地震時土圧などを比較的考慮しやすい岡部物部式^{52), 53)} が用いられており、土くさびの極限平衡状態における土圧を算定するクーロンの土圧理論⁵⁴⁾に基づいている。本研究においても、クーロンの土圧理論に基づく極限つり合い法を用いた道床横抵抗力の推定方法⁴⁸⁾に水平震度を設定して、地震時における道床横抵抗力の推定を行った。

道床横抵抗力の推定方法として、文献 48) ではまくらぎ 1 本あたりの道床横抵抗力 (R) が、式(1)のように、まくらぎの端面 (R_{end})、底面 (R_{bottom})、側面 (R_{side}) の各負担力の和で表され、各負担力は極限つり合い条件にて、式(1.1)～式(1.3)により算出する方法が提案されている。図 5.3 に極限つり合い法を用いた道床横抵抗力の計算条件を示す。

$$R = R_{bottom} + R_{side} + R_{end} \quad (1)$$

$$R_{bottom} = \tan\delta \times W_{sleeper} \quad (1.1)$$

$$R_{side} = K_0 \rho_d l h^2 \times \tan\delta \quad (1.2)$$

$$R_{end} = \sin\delta / \cos(\delta + \varphi) \times W_{ballast} \quad (1.3)$$

ここで、 δ : バラストの壁面摩擦角、 K_0 : 静止土圧係数、 ρ_d : 道床密度、 l : まくらぎ長さ、 h : まくらぎ高さ、 φ : バラストの内部摩擦角

本研究では、式 (1)の極限つり合い法の推定方法に加振加速度の水平震度 k_h を設定して、地震時に加速度が作用することで低下する道床横抵抗力の推定方法を検討した。図 5.4 に地震時にはたらく慣性力とまくらぎの各面が負担する抵抗力の条件を示す。まくらぎの底面の負担力 (R_{bottom}) および側面の負担力 (R'_{side}) は式 (1.1) および式 (1.2)と同様とした。ただし、文献 48) では静止土圧係数 K_0 を 1.5 としているが、本研究では粒子間摩擦角 φ に基づく Jaky の式 (式(2)) で算定した。

$$K_0 = 1 - \sin\varphi \quad (2)$$

地震による慣性力を考慮するために端面 (R'_{end}) の負担力において、バラストの土塊 (W_{ballast}) に水平震度 k_h を設定した。図 5.5 に、極限つり合い法を用いた端面の負担力に関する応力のつり合い条件を示す。端面の負担力に関する応力を水平方向と鉛直方向に分解すると式(3)および式(4)のようになる。

$$\sum V = 0 : W_{\text{ballast}} - R'_s \cos\varphi + R'_{\text{end}} \sin\theta = 0 \quad (3)$$

$$\sum H = 0 : K_h W_{\text{ballast}} - R'_s \sin\varphi + R'_{\text{end}} \cos\theta = 0 \quad (4)$$

ここで、別途検討結果より、バラスト内部のすべり面はまくらぎ底面から水平となることから $\theta=0$ とすると式(3')および式(4')となり、端面の負担力 (R'_{end}) について整理すると、式(5)を得る。

$$R'_s = W_{\text{ballast}} / \cos\varphi \quad (3')$$

$$R'_{\text{end}} = R'_s \sin\varphi - k_h W_{\text{ballast}} \quad (4')$$

$$R'_{\text{end}} = (\tan\varphi - k_h) W_{\text{ballast}} \quad (5)$$

また、まくらぎの慣性力を考慮するため、まくらぎの自重 (W_{sleeper}) に水平震度 k_h を設定し、まくらぎ各面の負担力に足し合わせ、地震時の道床横抵抗力 (R') として式 (3) を採用する。

$$R' = R_{\text{bottom}} + R'_{\text{side}} + R'_{\text{end}} - k_h W_{\text{sleeper}} \quad (7)$$

式 (7)を用いて道床横抵抗力を算出するにあたり、バラストの内部摩擦角 φ は、文献 48) において 1/5 相似粒度バラストの三軸試験および文献 7) を参考に 55°に設定している。本研究では、鉄道の土留め擁壁の耐震設計法¹⁾を参考に、バラストのひずみ軟化挙動を考慮し、1/5 相似粒度バラストの三軸試験のピーク強度および残留強度より、バラストの内部摩擦角 φ を設定することとした。

バラストの 1/5 相似粒度の碎石を用いた三軸試験は、供試体寸法を高さ 300 mm、直径 150 mm とし、拘束圧 20kPa、载荷速度 0.1 %/min の排気条件で単調载荷により行った。密度は実物大試験と同じ 1.6 t/m³ とした。図 5.6 に鉛直応力と軸ひずみの関係を示す。軸ひずみ 3%程度でピーク強度に達し、その内部摩擦角 φ_{peak} は 56°であった。軸ひずみ 11%程度で概ね残留強度となり、その内部摩擦角 φ_{res} は 48°であった。ここで、実物大試験の加振中に生じるバラストのひずみレベルは、加振波形 1 波あたりの残留変位が 0.2%～2%程度であり、累積ではひずみレベルが 10%を超える加振加速度もある。従って、実物大試験において、三軸試験のピーク強度および残留強

度におけるひずみレベルに達すると考えられる。

バラストとまくらぎの壁面摩擦角 φ は、文献 48) において、壁面摩擦角 δ と土質材料との間に式(8)が成り立つとしている。また、文献 48) ではバラストとまくらぎの壁面摩擦角 $\delta = 42^\circ$ 、内部摩擦角 $\varphi = 55^\circ$ としており、式(8)を概ね満足していることから、式(8)を用いて設定した。

$$\delta = \varphi \times \frac{3}{4} \quad (8)$$

まくらぎ本数が 1 本から 3 本に増加した場合は、図 5.7 に示すように、まくらぎ端面の抵抗力の影響範囲が隣接まくらぎと干渉し合うため、まくらぎ 1 本の場合と同様に計算すると道床横抵抗力を過大に評価してしまう。そこで、軌きょうの場合の土塊の算出には、重なり合う土塊を引くことで、軌きょうの道床横抵抗力の算出が可能となる。

座屈対策工は、バラスト止め壁が極限つり合い法を用いた本 推定方法で評価することが困難であることから、座屈防止板について検討することとした。座屈防止板の道床横抵抗力の推定にあたり、すべり面等のパラメータは無対策の場合と同様であり、計算式も同様となる。座屈防止板の対策効果は、まくらぎ端面に設置した座屈防止板により、まくらぎ端面のバラストの土塊が大きくなることで道床横抵抗力が増加することから、本計算では便宜上、まくらぎ高さが座屈防止板の長さの分だけ増加したと設定した。

以上をもとに、各パラメータを算出した解析条件の一覧を表 5.3 に示す。

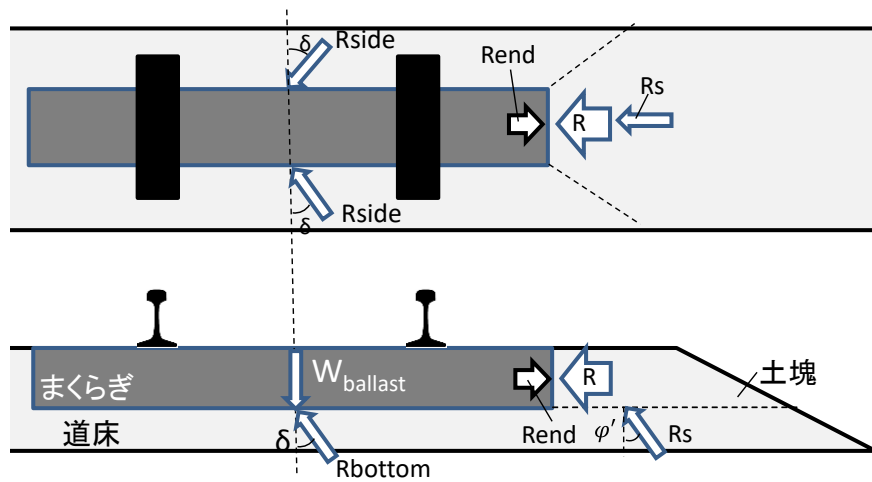


図 5.3 極限つり合い法を用いた常時における道床横抵抗力の計算条件

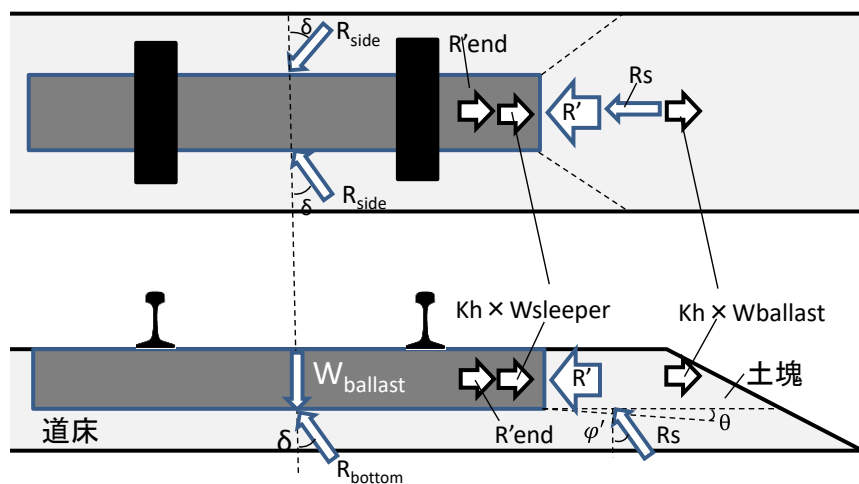


図 5.4 極限つり合い法を用いた地震時における道床横抵抗力の計算条件

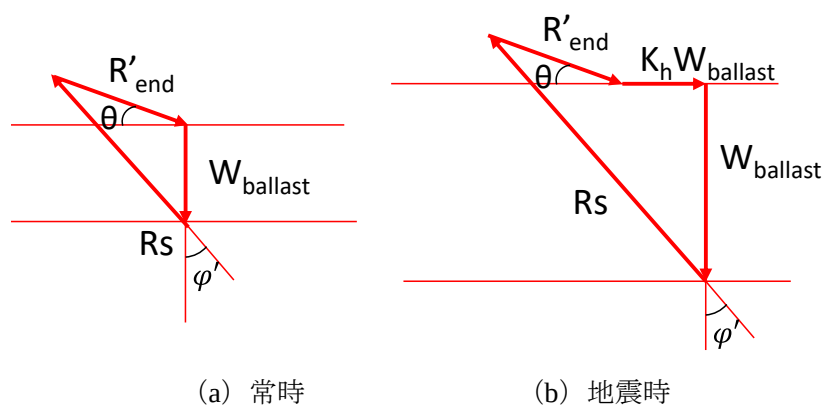


図 5.5 極限つり合い法を用いた端面の負担力に関する応力のつり合い条件

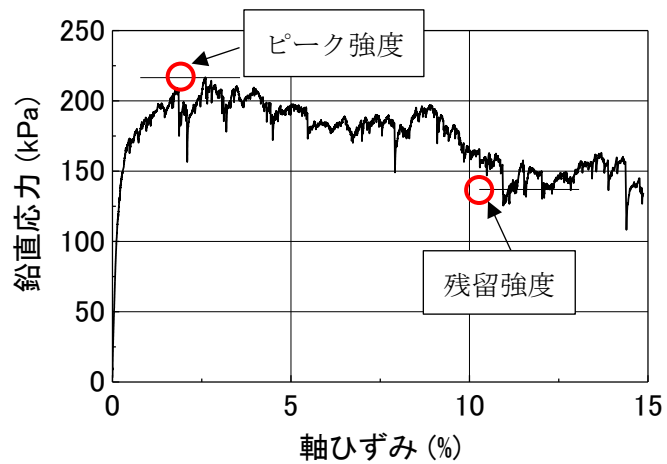


図 5.6 鉛直応力と軸ひずみの関係（三軸試験）

表 5.3 解析条件一覧

項目		数値	備考
すべり面角度 θ		0°	
内部摩擦角 φ	φ_{peak}	56°	三軸試験
	φ_{res}	48°	
壁面摩擦角 δ	φ_{peak}	42°	文献11) $\delta = \varphi \times 3/4$
	φ_{res}	36°	
静止土圧係数 K_0	φ_{peak}	0.17	Jakyの式 $K_0 = 1 - \sin \varphi$
	φ_{res}	0.26	

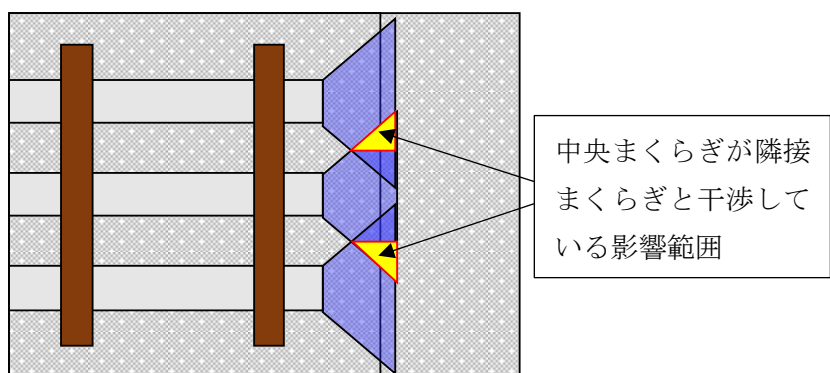


図 5.7 隣接まくらぎの影響範囲

5.3地震時道床横抵抗力の計算結果

図 5.8 および図 5.9 に、無対策のまくらぎ 1 本およびまくらぎ 3 本の場合の加振加速度と算出した道床横抵抗力の関係を示す。また、同図には前項で検討した加振中の道床横抵抗力も合わせて示しており、加振中の道床横抵抗力を各加振加速度に対して算出した計算結果と試験結果を比較した。バラストの内部摩擦角 ϕ_{peak} を用いた計算結果は、まくらぎ 1 本のまくらぎ残留変位の上限が 5 mm および 10mm、まくらぎ 3 本の場合のまくらぎ残留変位の上限が 10mm において、各加振加速度の試験結果よりも同等かそれ以下となった。しかし、まくらぎ残留変位の上限が 1mm の場合は、加振加速度 4.0 m/s^2 より大きくなると、まくらぎ 1 本および 3 本とも計算結果の方が大きくなった。バラストの内部摩擦角 ϕ_{res} を用いた計算結果は、まくらぎ残留変位の上限が 5 mm および 10 mm の場合に、まくらぎ 1 および 3 本とも各加振加速度において、試験結果の方が小さくなった。しかし、まくらぎ残留変位の上限が 1mm の場合は、まくらぎ 1 本の加振加速度 7.0 m/s^2 以上およびまくらぎ 3 本の試験結果に対して計算結果の方が大きくなった。

図 5.10 に、座屈防止板の加振加速度と算出した道床横抵抗力の関係を示す。無対策と同様に、バラストの内部摩擦角 ϕ_{peak} を用いた計算結果は、まくらぎ残留変位の上限が 1 mm、5 mm および 10mm とも実験結果よりも大きい道床横抵抗力となった。バラストの内部摩擦角 ϕ_{res} を用いた場合は、まくらぎ残留変位の上限が 1 mm、5 mm および 10mm とも計算結果の方が小さくなった。

以上より、バラストの内部摩擦角 ϕ_{res} を用いた計算結果は、試験結果より求めた道床横抵抗力よりも全体的に小さくなり、安全側の評価となることがわかった。また、無対策のまくらぎ残留変位の上限が 1 mm の場合は、バラストの内部摩擦角 ϕ_{res} においてもやや過大評価となるが、試験結果の道床横抵抗力は加振により所定のまくらぎ残留変位が生じなかったものであり、ステップ加振の加振加速度の増加幅を狭めると、本推定式に近づく可能性があることから、本推定式により概ね試験結果を評価できるものと考えられる。

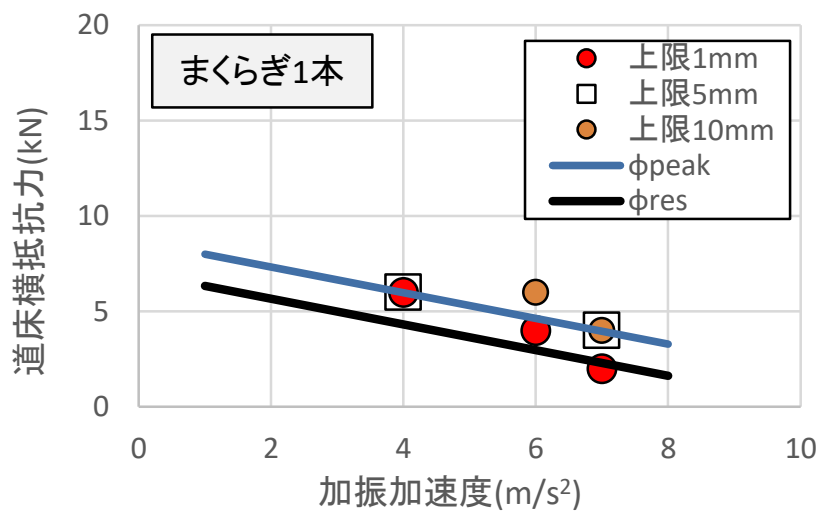


図 5.8 加振加速度と道床横抵抗力の関係
(まくらぎ 1 本)

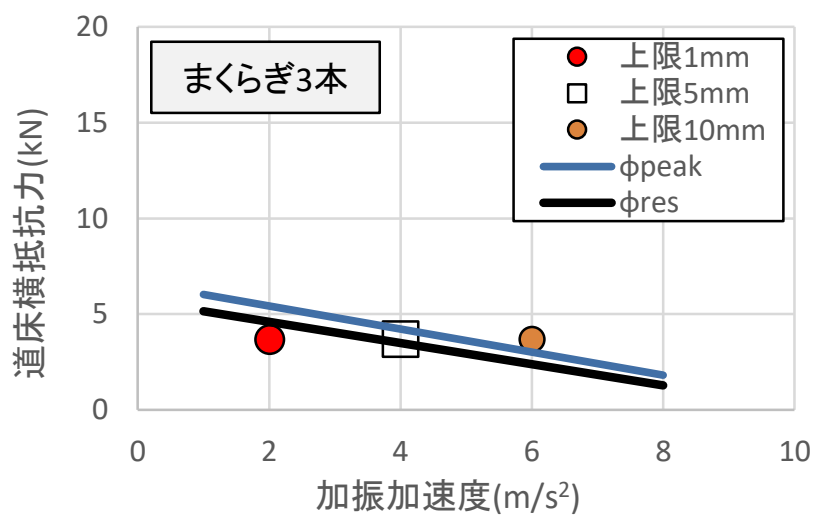


図 5.9 加振加速度と道床横抵抗力の関係
(まくらぎ 3 本)

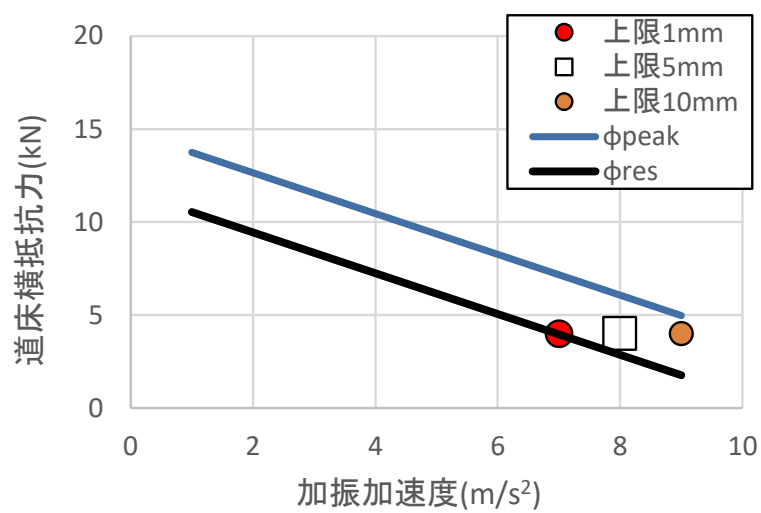


図 5.10 加振加速度と道床横抵抗力の関係
(座屈防止板)

5.4まとめ

- 大型振動台試験より、各加振波形の1波あたりに生じるまくらぎ残留変位が1 mm, 3 mm および 15 mm 以上となる場合に、道床横抵抗力が横方向荷重よりも低下した状態と判定した。
- 極限つり合い法の推定方法に加振加速度の水平震度 k_h を設定して、地震時に加速度が作用することで低下する道床横抵抗力の推定方法を検討した。また、バラストのひずみ軟化挙動を考慮し、1/5 相似粒度バラストの三軸試験のピーク強度および残留強度より、バラストの内部摩擦角を設定した。
- バラストのピーク強度よりも残留強度の内部摩擦角 ϕ_{res} を用いることで、無対策のまくらぎ残留変位の上限が 5 mm および 10 mm の道床横抵抗力を、各加振加速度において安全側に評価できることがわかった。
- まくらぎ残留変位の上限が 1 mm の場合は、バラストの内部摩擦角 ϕ_{res} においてもやや過大評価となるが、試験結果の道床横抵抗力は加振により所定のまくらぎ残留変位が生じなかったものであり、ステップ加振の加振加速度の増加幅を狭めてさらに検討することで、本推定式に近づくことが考えられる。
- 座屈防止板の道床横抵抗力は、バラストの内部摩擦角 ϕ_{res} を用いることで、まくらぎ残留変位の上限が 1 mm, 5 mm および 10 mm とともに計算結果の方が小さくなり、安全側の評価となることがわかった。

第6章 地震時におけるバラスト軌道の座屈安定性の評価

6.1 地震時の最低座屈強さの算定

常時におけるバラスト軌道の設計法では、ロングレール区間の温度上昇によるレール軸力に対して、最低座屈強さにより座屈安定性を照査している²⁾。図 6.1 にレール変位とレール温度上昇量の関係を示す。これは、一般に、レールの温度上昇により圧縮のレール軸力がバラスト軌道に作用すると横方向にレール変位が徐々に増大し、限界点 A (T_A 度) に達すると、座屈が生じて B 点に飛び移ることから、これより低い温度では座屈を生じない C 点 (T_C 度) に相当する軸力を最低座屈強さとしているためである。

レール変位とレール温度上昇の関係は、エネルギー法により算出することができる^{30), 31)}。エネルギー法は、軌道のひずみエネルギーが増減して道床横抵抗力に対して仕事をするため、軌道の層エネルギーが変化する。この変化量は軌道の変形量と変形に対する抵抗力およびレール温度に依存する。軌道が安定したつり合い状態を保つためには、総エネルギーが極小値をもつことが条件となる^{30), 31)}。エネルギー法により求める最低座屈強さ P_t は、次式を用いて、ニュートン法により求める極小値である。

$$P_t = P + \sqrt{\frac{\gamma^2 r^2}{P} + \frac{\alpha r}{P^2 \sqrt{P}} \left\{ \left(g - \vartheta \frac{P}{R} \right)^2 + K \left(g - \vartheta \frac{P}{R} \right) \times \frac{P}{R} \right\} - \frac{\gamma r}{\sqrt{P}}} \quad (1)$$

ここに、 P_t ：座屈する直前のレール軸力、 P ：座屈後平衡状態にあるときの軸力

$$\gamma = \frac{(n+1)\sqrt{2\pi}\sqrt{EJ}}{2} \quad (2)$$

n ：座屈波形の数、 J ：レールの垂直軸周りの断面 2 次モーメント、 r ：道床縦抵抗力、 μ , φ , ϑ ：座屈波形から求まる定数

$$\alpha = 8\mu E^2 J A \sqrt{EJ} \quad (3)$$

$$K = \varphi / 2\mu \quad (4)$$

ここで、地震時の座屈安定性を評価するにあたり、文献 28) では、限られた試験条件の範囲ではあるが、地震動が作用した際の道床横抵抗力特性を考慮し、FEM 解析に軌道の横変位量を定量的に評価する方法を提案している。

本研究では、地震時における道床横抵抗力の低下が座屈安定性に及ぼす影響を検討するにあたり、常時におけるロングレールの設計法を用いて、温度上昇によるレール軸力と地震時における最低座屈強さを求め、その関係より地震時の座屈安定性を照査する方法を検討する。

温度上昇時の圧縮のレール軸力 P を式(5)により求め、常時においてロングレールの照査に用いられている式(6)により、地震時の最低座屈強さ P'_t との関係から地震時の座屈安定性

を評価する．

$$P = E \times A \times B \times \Delta t \quad (5)$$

$$\gamma_a \times \gamma_b \times \gamma_i \times \frac{P}{P'_t} \leq 1.0 \quad (6)$$

ここに、 P ：圧縮のレール軸力の応答値， E ：レール鋼ヤング率， A ：レール断面積， B ：レール鋼の線膨張係数， Δt ：設定温度からの温度上昇量， γ_a ：構造解析係数， γ_b ：軌道部材係数， γ_i ：軌道構造係数， P'_t ：地震時の最低座屈強さとする．ここで、軌道構造の設計標準³⁾では、常時においてロングレールの座屈安定性を照査する上で、式(6)の安全係数（構造解析係数 γ_a 、軌道部材係数 γ_b 、軌道構造係数 γ_i ）を設定している．文献 3) を参考に安全係数には標準的な値を設定することとした．圧縮のレール軸力の応答値 P には、安全係数を乗じて算定する．また、最低座屈強さ P'_t は、実軌道における道床横抵抗力のばらつきを考慮するために、文献 3) を参考に安全係数として材料係数 γ_m を設定し、道床横抵抗力に材料係数を除した値により算定する．表 6.1 に設定した安全係数を示す．

地震時における最低座屈強さの算出には、前項で検討した極限つり合い法による道床横抵抗力の推定方法を用いて、文献 6) を参考に無限長の軌きょうの場合の道床横抵抗力を加振加速度ごとに算出し、エネルギー法により求めた²⁶⁾．推定方法のパラメータは前項と同じであり、バラストの内部摩擦角は $\phi_{res} = 48^\circ$ を用いた．算出する道床横抵抗力の条件は、まくらぎ種別が異なる 2 種類であり、新幹線および在来線で一般に用いられている PC まくらぎ 3H および PC まくらぎ 3 号である．また、座屈対策工として、座屈防止板を用いた場合を検討した．

座屈安定性の照査に用いるレール軸力の温度上昇量は 10°C 、 20°C 、 30°C 、 40°C とした．曲線半径は $1,000\text{ m}$ と $10,000\text{ m}$ の 2 種類であり、初期通り変位は 4 mm とした．レールは 60 kg レールであり、まくらぎ間隔は新幹線で一般的に用いられている 581 mm とした．表 6.2 に解析パラメータを示す．

図 6.2 および図 6.3 に、極限つり合い法により算出した地震時の道床横抵抗力を示す．また、図 6.4 および図 6.5 に、座屈防止板の地震時の道床横抵抗力を示す．検討する加振加速度は、試験結果で所定のまくらぎ残留変位が生じた 7.0 m/s^2 以下とした．

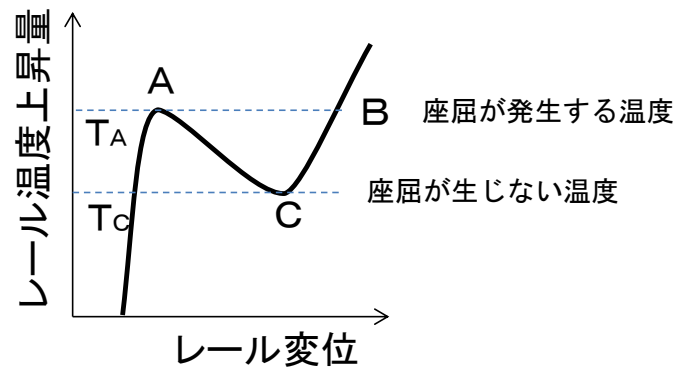


図 6.1 レール変位とレール温度上昇量の関係

表 6.1 安全係数

安全係数	値
軌道構造係数 γ_a	1.0
軌道部材係数 γ_b	1.0
軌道構造係数 γ_i	1.2
材料係数 γ_m	1.0, 1.43

表 6.2 解析パラメータ

項目	値
温度上昇量	10°C, 20°C, 30°C, 40°C
レール種別	60kgレール
レールの断面積	0.00775 mm ²
レール鋼ヤング率	2.06×10^6 N/mm ²
レール鋼の線膨張係数	1.14×10^{-5} /°C
まくらぎ種別	3H, 3号
曲線半径	1,000m, 10,000m
初期通り変位	4mm
まくらぎ間隔	581mm
すべり面角度 θ	0°
内部摩擦角 ϕ_{res}	48°
壁面摩擦角 δ	36°
静止土圧係数 K_0	0.26

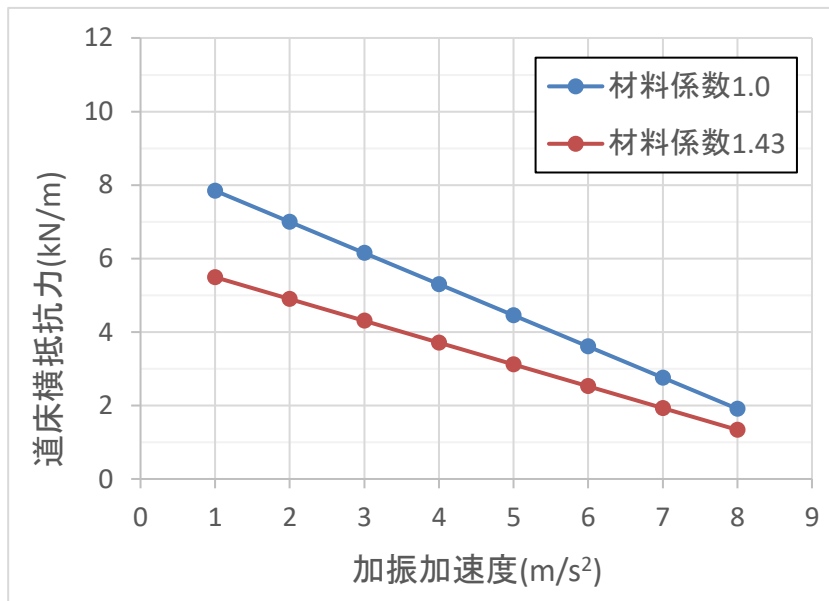


図 6.2 加振加速度と地震時の道床横抵抗力の関係
(PC まくらぎ 3H)

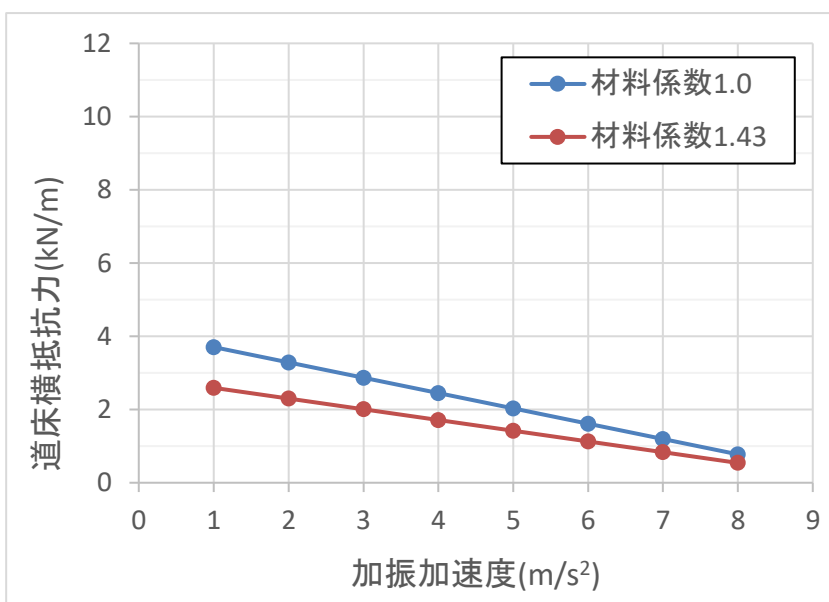


図 6.3 加振加速度と地震時の道床横抵抗力の関係
(PC まくらぎ 3 号)

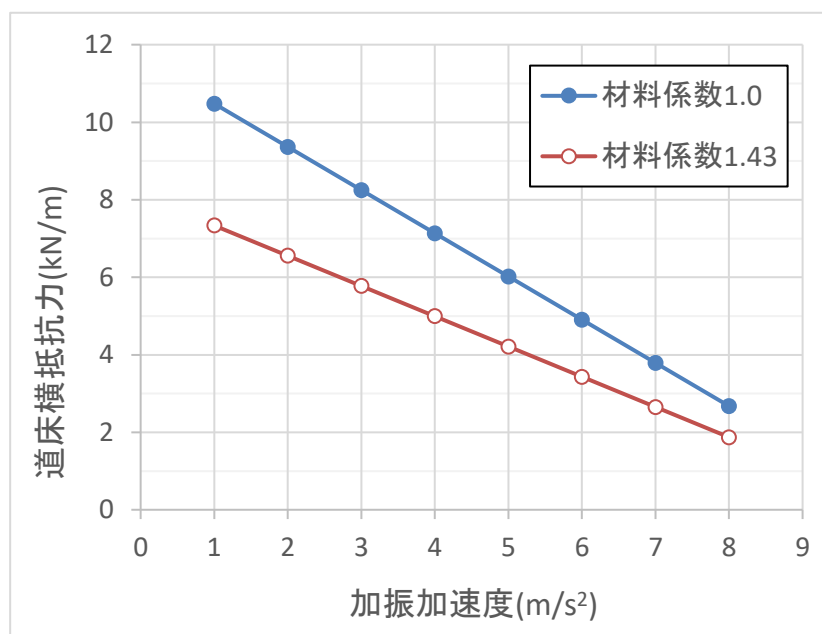


図 6.4 加振加速度と地震時の道床横抵抗力の関係
(座屈防止板・PC まくらぎ 3H)

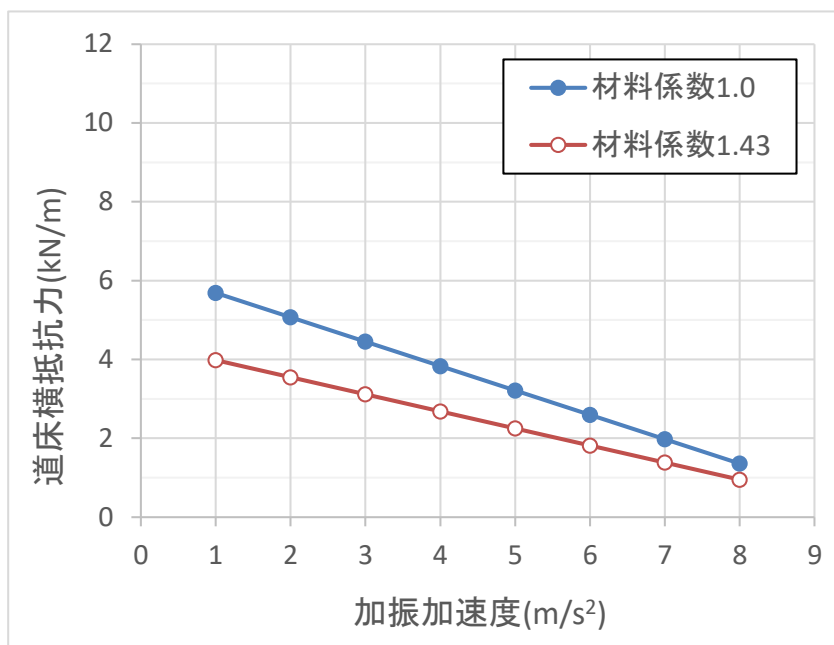


図 6.5 加振加速度と地震時の道床横抵抗力の関係
(座屈防止板・PC まくらぎ 3号)

6.2 座屈安定性解析の結果

一般的に常時確保する必要がある道床横抵抗力は、文献 3)によると、新幹線がレール温度上昇量 40°C に対して 7 kN/m および在来線が 35°C で 5 kN/m となっている。その場合の最低座屈屈強さは、曲線半径 $1,000\text{ m}$ で新幹線が 928 kN 、在来線が 806 kN であり、 $10,000\text{ m}$ で新幹線が 956 kN 、在来線が 821 kN であった。それに対して、式(9)を用いて 60 kg レールのレール軸力を算出すると、新幹線では 40°C の温度上昇で 713 kN であり、在来線では 35°C の温度上昇で 624 kN であった。式(10)の算定式を用いて照査したところ、常時においては曲線半径 $1,000\text{ m}$ であっても、安全率は 1.0 以下であり、十分な座屈強さを保有していることを確認した。

図 6.6 および図 6.7 に、新幹線を想定した PC まくらぎ 3H の場合の加振加速度と最低座屈強さの関係を示す。曲線半径が最低座屈強さに与える影響は小さく、曲線半径 $10,000\text{ m}$ の方が $1,000\text{ m}$ よりも全体的に最低座屈強さがわずかに大きかった。材料係数 $\gamma_m=1.0$ の場合は、加振加速度が 7.0 m/s^2 以下の場合に、レール温度上昇 40°C の軸力よりも高い最低座屈強さを有していると考えられる。道床横抵抗力のばらつき影響を考慮した材料係数 $\gamma_m=1.43$ の場合は、加振加速度が 6.0 m/s^2 以上の場合に、最低座屈強さがレール温度上昇 40°C の軸力よりも下回ると考えられる。また、加振加速度が 7.0 m/s^2 以下の場合に、レール温度上昇量 35°C の軸力よりも高い最低座屈強さを有していると考えられる。

図 6.8 および図 6.9 に、在来線を想定した PC まくらぎ 3 号の場合の加振加速度と最低座屈強さの関係を示す。PC まくらぎ 3H と同様に、曲線半径が最低座屈強さに与える影響は小さく、曲線半径 $10,000\text{ m}$ の方が $1,000\text{ m}$ よりも全体的に最低座屈強さがわずかに大きかった。材料係数 $\gamma_m=1.0$ の場合は、加振加速度が 6.0 m/s^2 以上の場合に、最低座屈強さがレール温度上昇量 35°C の軸力を下回り、加振加速度が 7.0 m/s^2 の場合に、曲線半径 $1,000\text{ m}$ がレール温度上昇量 30°C の軸力よりも下回ると考えられる。道床横抵抗力のばらつき影響を考慮した材料係数 $\gamma_m=1.43$ の場合は、加振加速度が 4.0 m/s^2 以上の場合に、曲線半径 $1,000\text{ m}$ の最低座屈強さがレール温度上昇量 35°C のレール軸力を下回り、加振加速度が 6.0 m/s^2 以上の場合にレール温度上昇量が 30°C のレール軸力を下回ると考えられる。

図 6.10 および図 6.11 に、PC まくらぎ 3H に座屈防止板を設置した場合の加振加速度と最低座屈強さの関係を示す。座屈防止板を設置したことで、曲線半径に関わらず全体的に最低座屈強さが増加した。材料係数 $\gamma_m=1.43$ 、曲線半径 $1,000\text{ m}$ 、加振加速度 7.0 m/s^2 の場合に、最低座屈強さがレール温度上昇量 40°C の軸力よりもわずかに下回るものの、それ以外の条件では、加振加速度 7.0 m/s^2 以下の場合に、最低座屈強さは曲線半径に関わらずレール温度上昇量 40°C の軸力を上回ると考えられる。

図 6.12 および図 6.13 に、PC まくらぎ 3 号に座屈防止板を設置した場合の加振加速度と最低座屈強さの関係を示す。PC まくらぎ 3H と同様に座屈防止板を設置したことで、曲線半径に関わらず全体的に最低座屈強さが増加した。材料係数 $\gamma_m=1.0$ の場合は、加振加速度が 6.0 m/s^2 の場合に、曲線半径 $1,000\text{ m}$ の最低座屈強さがレール温度上昇量 40°C の軸力をわずかに下回り、加振加速度が 7.0 m/s^2 の場合に、曲線半径 $1,000\text{ m}$ の最低座屈強さがレール温度上昇量 35°C の軸

力をわずかに下回り，曲線半径 10,000 m の最低座屈強さのレール温度上昇量 40℃の軸力を下回った．材料係数 $\gamma_m=1.43$ の場合は，加振加速度が 4.0 m/s² 以上の場合に，曲線半径 1,000 m および 10,000 m の最低座屈強さがレール温度上昇量 40℃のレール軸力を下回るものの，加振加速度が 7.0 m/s² の場合にレール温度上昇量が 30℃のレール軸力は上回ると考えられる．

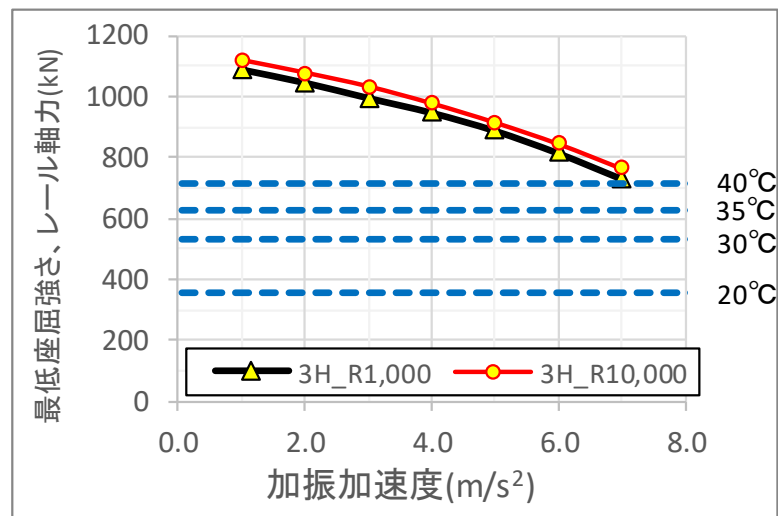


図 6.6 加振加速度と最低座屈強さの関係
(PC まくらぎ 3H・材料係数 $\gamma_m=1.0$)

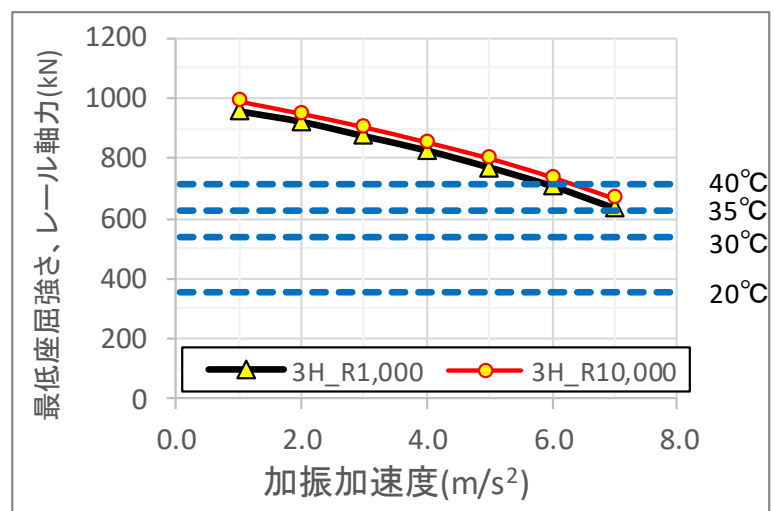


図 6.7 加振加速度と最低座屈強さの関係
(PC まくらぎ 3H・材料係数 $\gamma_m=1.43$)

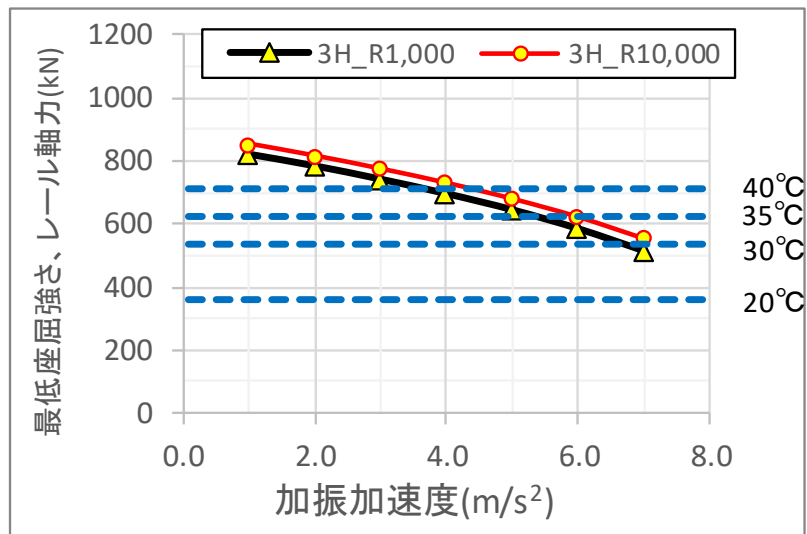


図 6.8 加振加速度と最低座屈強さの関係
(PC まくらぎ 3 号・材料係数 $\gamma_m=1.0$)

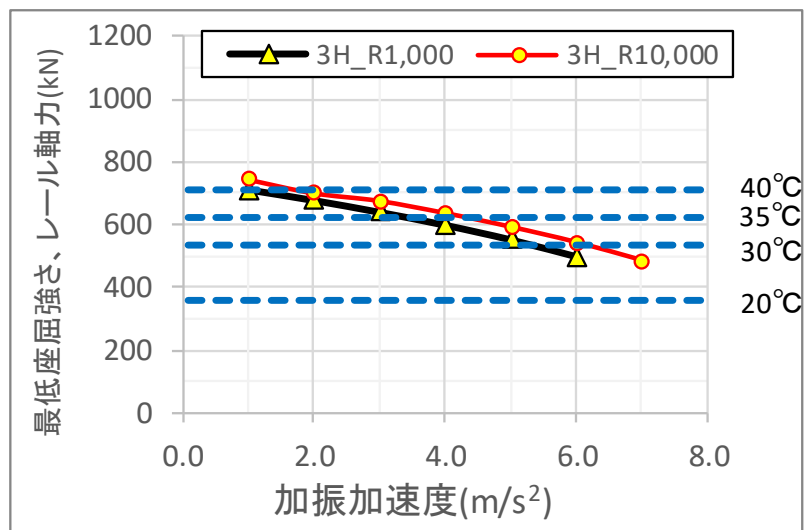


図 6.9 加振加速度と最低座屈強さの関係
(PC まくらぎ 3 号・材料係数 $\gamma_m=1.43$)

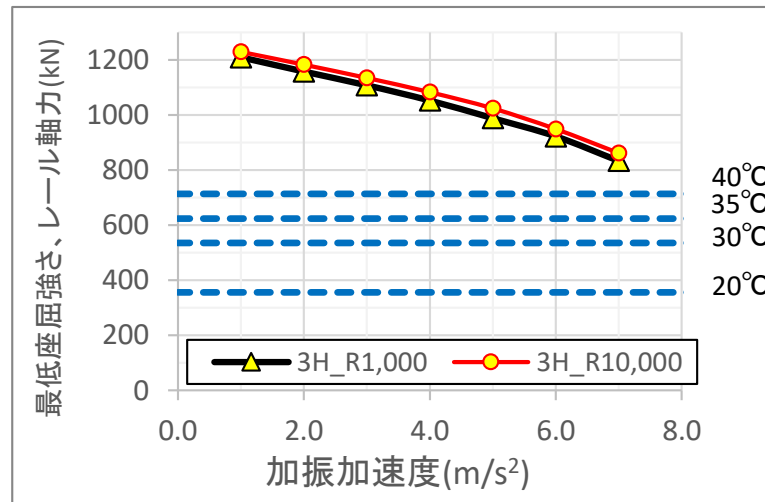


図 6.10 加振加速度と最低座屈強さの関係
(座屈防止板・PC まくらぎ 3H・材料係数 $\gamma_m=1.0$)

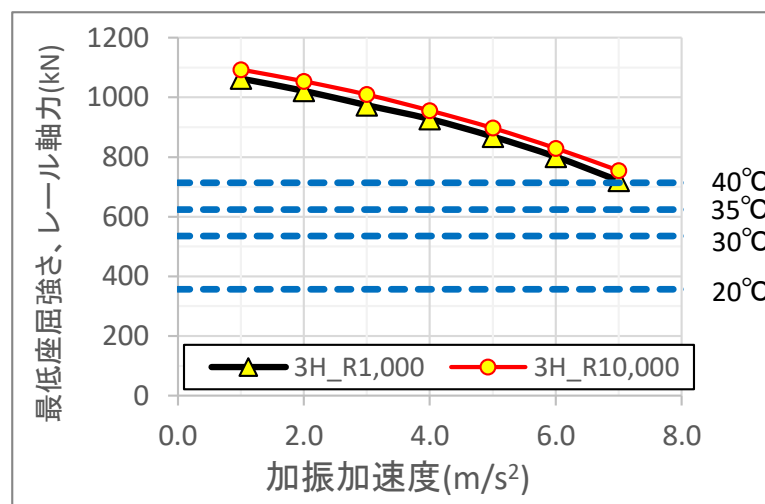


図 6.11 加振加速度と最低座屈強さの関係
(座屈防止板・PC まくらぎ 3H・材料係数 $\gamma_m=1.43$)

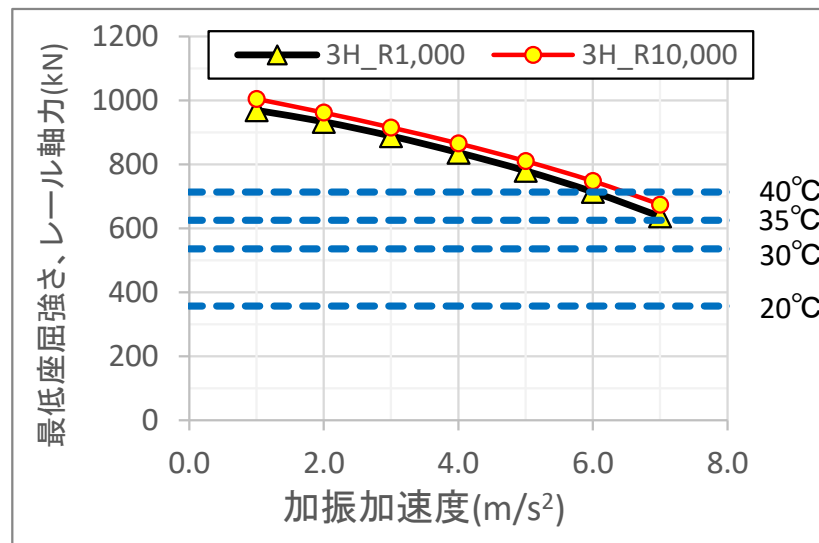


図 6.12 加振加速度と最低座屈強さの関係
(座屈防止板・PC まくらぎ 3 号・材料係数 $\gamma_m=1.0$)

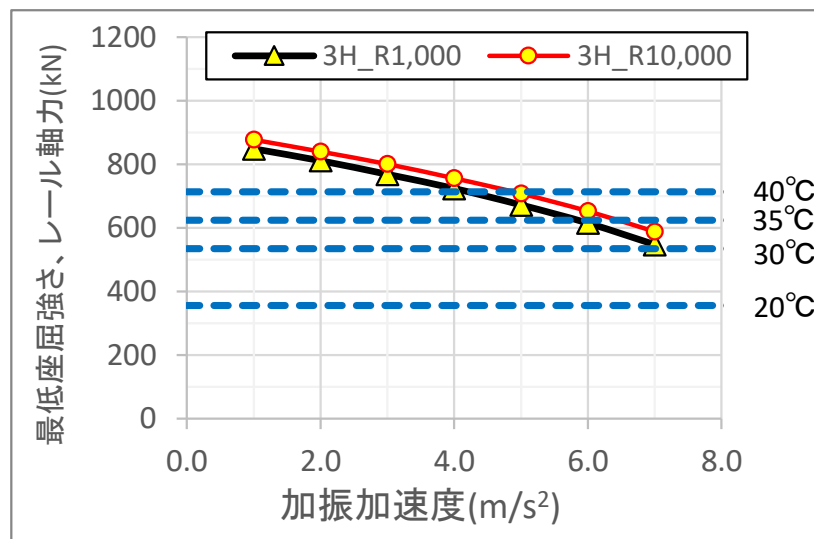


図 6.13 加振加速度と最低座屈強さの関係
(座屈防止板・PC まくらぎ 3 号・材料係数 $\gamma_m=1.43$)

6.3まとめ

地震時におけるバラスト軌道の座屈安定性を評価するため、第2章で実施した大型振動台試験をもとに、極限つり合い法を用いた地震時の最終道床横抵抗力の推定方法を検討した。次に、各加振加速度で低下する道床横抵抗力を用いてロングレールの最低座屈強さをエネルギー法により算定し、地震時におけるバラスト軌道の座屈安定性を検討した。

得られた知見を以下に示す。

- ・ まくらぎ種別によらず、曲線半径が最低座屈強さに与える影響は小さく、曲線半径 10,000 m の方が 1,000 m の最低座屈強さよりも全体的にわずかに大きかった。
- ・ PC まくらぎ 3H の場合の地震時の座屈安定性解析を実施したところ、材料定数 1.0 の場合は、加振加速度が 7.0 m/s^2 以下において、レール軸力よりも高い最低座屈強さを保有している。また、道床横抵抗力のばらつきの影響を考慮した材料係数 1.43 の場合は、加振加速度が 6.0 m/s^2 以上の場合に、最低座屈強さがレール温度上昇 40°C の軸力よりも下回るものの、レール温度上昇量 35°C の軸力よりも高い最低座屈強さを有していると考えられる。
- ・ PC まくらぎ 3 号の場合における地震時の座屈安定性解析を実施したところ、材料係数 $\gamma_m = 1.0$ の場合は、加振加速度が 6.0 m/s^2 以上の場合に、最低座屈強さがレール温度上昇量 35°C の軸力を下回り、加振加速度が 7.0 m/s^2 の場合に、曲線半径 1,000 m がレール温度上昇量 30°C の軸力よりも下回ると考えられる。また、道床横抵抗力のばらつきの影響を考慮した材料係数 $\gamma_m = 1.43$ の場合は、加振加速度が 4.0 m/s^2 以上の場合に、曲線半径 1,000 m の最低座屈強さがレール温度上昇量 35°C のレール軸力を下回り、加振加速度が 6.0 m/s^2 以上の場合にレール温度上昇量が 30°C のレール軸力を下回ると考えられる。
- ・ 座屈対策工を施すことで、まくらぎ種別によらず、最低座屈強さが向上し、PC まくらぎ 3H では加振加速度が 7.0 m/s^2 以下において、レール温度上昇量が 40°C でも概ね座屈安定性を保持できることがわかった。
- ・ PC まくらぎ 3 号の場合も座屈防止板の効果により、加振加速度が 7.0 m/s^2 以下において、レール温度上昇量 30°C 以下での座屈を抑制する効果を発揮することがわかった。

第7章 結論

7.1 本研究の結論

本研究では、バラスト軌道の地震時における道床横抵抗力特性および変形挙動の解明と、地震時座屈安定性の評価方法の提案を目的として、小型模型および実物大模型を用いた加振試験等を実施した。模型条件は、まくらぎ本数が1本および3本の軌きょうの2種類とし、道床形状が直線区間と曲線区間の2種類とした。小型模型を用いた加振試験では、地震時の変形挙動を評価するために画像解析を行い、すべり面の発生特性を評価した。また、地震時における道床横抵抗力を極限つり合い法により評価する方法を検討し、加振試験結果と比較した。また、座屈安定性解析によりレール温度の上昇量と地震時の座屈安定性を評価した。得られた知見は以下のとおりである。

(1) 地震時の道床横抵抗力特性およびバラストの変形挙動の評価

- 地震中の道床横抵抗力特性を評価するため、まくらぎに一定の横方向荷重を作用させながら加振する条件で、実物大模型の大型振動台試験を実施したところ、加振前後よりも加振中に道床横抵抗力が大きく低下することがわかった。
- まくらぎ下の道床の厚さが異なる直線区間と曲線区間の道床形状の違いが道床横抵抗力特性に与える影響を検討したところ、道床形状が異なっても、加振前後の道床横抵抗力試験および加振試験のまくらぎ変位と道床横抵抗力の係数に大きな違いはなく、定量的に概ね同様の道床横抵抗力特性を示すことがわかった。これは、道床形状の違いの影響が、カントの勾配によるまくらぎとバラストの自重による道床横抵抗力の向上であるが、提案した道床横抵抗力の推定方法によりその影響はわずかであったことから、カントの勾配による影響は小さいことがわかった。
- まくらぎ本数が1本から3本の軌きょうに増加すると、加振前の道床横抵抗力が低下し、加振中の道床横抵抗力もさらに低下することで、同じ加振加速度でもまくらぎ1本よりも大きなまくらぎ残留変位が生じた。これは、群杭効果の影響で隣接まくらぎの影響範囲が重なることでまくらぎ端部の抵抗力が低下することによるもので、加振中においては、その影響でまくらぎ残留変位が生じやすくなることがわかった。

(2) 地震時における道床横抵抗力の低下メカニズムの解明と座屈対策効果について

- 加振中に道床横抵抗力が低下するメカニズムを、まくらぎと道床の連成挙動の画像解析から解明するために、平面ひずみ条件の小型模型を用いた加振試験を行った。その結果、加振加速度が大きくなると、道床横抵抗力が横方向荷重よりも低下して極限平衡状態となり、まくらぎ下からすべり面が生じてせん断変形が進展したことで、まくらぎ残留変位が急増することがわかった。
- 座屈防止板をまくらぎ端面に底面よりも深い位置まで根入れして設置することで、座屈防止板の下からまくらぎ長手方向にすべり面が生じ、まくらぎ端面に抵抗する道床の影響範

囲が広がり、道床横抵抗力が増加することがわかった。

- ・ バラスト止め壁を道床肩部に設置すると、まくらぎ下から発生するすべり面が急勾配となり、バラスト止め壁とまくらぎの間のバラストの移動がバラスト止め壁によって拘束されることで、道床横抵抗力が増加することがわかった。

(3) 地震時の座屈対策工の対策効果について

- ・ 座屈防止板およびバラスト止め壁の対策効果を実物大模型の大型振動台試験で検討したところ、正弦波 7.0 m/s^2 の加振に対して、無対策ではまくらぎ残留変位が急増したが、どちらの座屈対策工もまくらぎ残留変位を大きく抑制する効果を発揮することを確認した。
- ・ 座屈防止板は、道床横抵抗力を向上する効果があることから、加振中に道床横抵抗力が低下しても横方向荷重より高い道床横抵抗力を保持し、正弦波 9.0 m/s^2 においてもまくらぎ残留変位が無対策の正弦波 7.0 m/s^2 より低減することがわかった。
- ・ バラスト止め壁は、正弦波 9.0 m/s^2 の場合に、道床肩部の崩壊を抑制する効果を発揮したが、道床横抵抗力の向上効果は座屈防止板より小さく、加振中に道床横抵抗力が横方向荷重よりも低下したことで極限平衡状態となり、まくらぎ残留変位が急増することがわかった。

(4) 地震時の道床横抵抗力の推定方法

- ・ クーロンの土圧理論に基づく極限つり合い法を用いた道床横抵抗力の推定方法を応用して、新たに水平震度を設定し、バラストのひずみ軟化挙動を考慮した地震時の道床横抵抗力の推定方法を開発した。
- ・ バラストのピーク強度よりも残留強度の内部摩擦角 ϕ_{res} を用いることで、無対策のまくらぎ残留変位の上限が 5 mm および 10 mm の道床横抵抗力を、各加振加速度において安全側に評価できることがわかった。まくらぎ残留変位の上限が 1 mm の場合は、バラストの内部摩擦角 ϕ_{res} においてもやや過大評価となるが、試験結果の道床横抵抗力は加振により所定のまくらぎ残留変位が生じなかったものであり、ステップ加振の加振加速度の増加幅を狭めてさらに検討することで、本推定式に近づくことが考えられる。
- ・ 座屈防止板の道床横抵抗力は、バラストの内部摩擦角 ϕ_{res} を用いることで、まくらぎ残留変位の上限が 1 mm 、 5 mm および 10 mm とともに計算結果の方が小さくなり、安全側の評価となることがわかった。

(5) 地震時座屈安定性の評価

- ・ 現行のロングレールの設計法を応用して、開発した推定方法により地震時の道床横抵抗力を設定し、最低座屈強さと温度上昇によるレール軸力の関係より地震時の座屈安定性を評価する方法を開発した。
- ・ 地震時座屈安定性を検討したところ、加振加速度が 6.0 m/s^2 以上の場合に、新幹線ではレール温度上昇量が 40°C 以上、在来線では 30°C 以上で最低座屈強さをレール軸力を下回ること

がわかった。

- ・ 座屈防止板を設置することで最低座屈強さが向上し、加振加速度が 7.0 m/s^2 以下の場合に、新幹線ではレール温度上昇量が 40°C 以下、在来線では 30°C 以下で最低座屈強さがレール軸力を上回ることがわかった。

以上のように、本研究ではバラスト軌道の道床横抵抗力が加振中に低下するメカニズムを詳細に検討した上で、極限つり合い法により、加振中に低下する道床横抵抗力を概ね評価できることを示した。また、既往の座屈安定性解析に地震時における道床横抵抗特性を組み込むことで、地震時における座屈安定性を評価する方法を提案した。

7.2 今後の課題

実物大模型試験により、加振中のバラスト軌道の変形特性を明らかにすることは、道床横抵抗特性を数値解析モデル化する場合に基礎データとなり、バラスト軌道の耐震性能を評価する上で、役立ちうる。第2章および第4章の実物大加振試験の試験条件では、 100mm 程度までの伸長に対して引張荷重の変化率が 15% 以下のばねを用いており、実現象よりも横方向荷重を安全側の評価とした。また、地震時の軌道の座屈安定性を評価するにあたり、本試験条件では道床横抵抗特性に着目してまくらぎ長手方向に加振したが、地震時の軌道の伸長方向の抵抗力は未解明となった。さらに研究を深度化するには、上記のような課題を検討する必要がある。一方で、加振中の道床横抵抗性を評価するにあたり、載荷方法に関して、既往の研究⁴⁾では2本のレールに載荷ロッドを固定して引張荷重を作用させていたが、載荷時には2本のレールに均等に荷重が作用していない可能性もあると考えられた。実際の軌道における道床横抵抗力の管理では載荷方向側の片方のレール位置のみに横方向荷重を作用させて載荷するのが一般的な方法となっている。そのため、本研究では載荷位置を明確にするためこれに合わせ、載荷方向側の片方のレールのみに引張荷重を作用させる条件で試験を行っているが、今後の課題として、両方のレールに引張荷重を作用させる方法やより実際の軌道の現象に即した評価方法を検討する必要がある。

道床横抵抗特性の数値解析モデルの課題として、地震時におけるバラスト軌道の変形特性を数値解析で詳細に評価する方法が必要である。例えば鉄道構造物の盛土および土留め擁壁の耐震設計では、Newmark 法を用いて、簡便に地震時の土構造物の変形量を算定する方法を適用しており、バラスト軌道においても、同手法を応用することで、まくらぎとバラストの連成挙動を定量的に評価することが可能と考えられる。また、バラストの繰返し沈下特性の評価には下負荷面モデルを用いた FEM 解析が行われており、バラストの弾塑性挙動をモデル化している。地震時の道床横抵抗特性を評価するには、まくらぎとバラストの水平方向の繰返し連成挙動を評価する必要があり、下負荷面モデルを適用することで、解析手法の進展が期待できる。また、本解析手法では検討が困難であったバラスト止め壁も FEM 解析により評価できると考えられる。

参考文献

- 1) (公財) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説- 耐震設計，2012.
- 2) (公財) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造，2012.
- 3) 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，Vol.76，No.150，pp.69-77，1976.
- 4) 三浦重，柳川秀明：急曲線へのロングレールの適用，鉄道総研報告，Vol.6，No.1，1992.
- 5) 三浦重：地震時の軌道変状と安全性，鉄道総研報告，Vol.10，No.3，pp.23-pp.30，1996.
- 6) 三浦重，切敷啓介：地震による列車および軌道の被害に関する文献調査，鉄道総研報告速報，No.82-45，1982.
- 7) 高橋龍太郎：福井地震概要，北陸震災調査特別委員会，昭和 23 年福井地震震害調査報告，土木学会 北陸震災調査特別委員会，Ⅱ建設部門，pp.1- 22，1951.
- 8) 佐藤吉彦，小林悟，永田正己：地震時における道床横抵抗力と軌道の安定，鉄道技術研究資料，Vol.26，No.11，pp.3- 6，1969.
- 9) 佐藤吉彦，高谷博文，鈴木俊一：軌道の地震時における座屈安定性の検討-新幹線の場合-，鉄道技術研究報告，No.1334，1978.
- 10) 関根悦夫，石川達也：地震時における有道床軌道の変形挙動，鉄道総研報告，Vol.19，No. 2，pp.6- 23，2005.
- 11) 中村貴久，関根悦夫，白江雄介：大型振動台試験によるバラスト軌道の耐震性能評価，鉄道総研報告，Vol.24，No.12，pp.23- 29，2010.
- 12) 熊倉孝雄，石井秀明，小西俊之：大規模地震時における有道床軌道の耐震性評価，JR EAST Technical Review-No.32，pp.29-32，2010.
- 13) 関根悦夫，石川達也：累積損傷度理論によるバラスト軌道の沈下予測手法，鉄道総研報告，Vol.21，No.6，pp.17- 22，2006.
- 14) 関根悦夫，石川達也：累積損傷度理論による有道床軌道の耐震性能評価，鉄道総研報告，Vol.20，No. 4，pp.17- 22，2006.
- 15) 舘山勝，堀井克己，小島謙一：盛土の耐震性能と耐震設計，鉄道総研報告，Vol.13，No.3，pp.43- 48，1999.
- 16) 白江雄介，関根悦夫，中村貴久：地震動を受けたバラスト軌道の道床横抵抗力推定法，鉄道総研報告，Vol.24，No.12，pp.29- 34，2010.
- 17) L M Le Pen and W Powrie: Contribution of Base, Crib, and Shoulder Ballast to the Lateral Sliding Resistance of Railway Track: Journal of Rail and Rapid Transit, 2011.
- 18) Louis Le Pen, Athma Ram Bhandari and William Powrie: SLEEPER END RESISTANCE OF BALLASTED RAILWAY TRACKS: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014.
- 19) 沼田実：ロングレールの座屈強さ，鉄道技術研究報告，No.721，pp.1- 109，1970.
- 20) 宮井徹：エネルギー法による軌道座屈の数値解析，鉄道技術研究報告，No.1271，1984

- 21) A.D.Kerr : An Analysis of Thermal Track Buckling in the Lateral Plane, FRA- OR&D-76-285, 1976.
- 22) A.Kish and G.Samavedam : Dynamic Buckling of Continuous Welded Rail Track: Teary, Tests, and Safety Concepts, Proceedings of TRB Track Lateral Stability Conference, TRR 1289, 1990.
- 23) A.Kish, G.Samavedam and D.Read : Track Buckling Models and Verification Testing, WCRR96', Preconference Proceedings, pp.439- 445, 1996.
- 24) Y.Bao and E.J.Barenberg : Three Dimensional Stability of Continuous Welded Rail(CWR) Track, WCRR96', Preconference Proceedings, pp.657- 663, 1996.
- 25) J.E.Jackson, Jr,N.R.Bauld , Jr,M.S.Ramesh and S.C.Menon : A Superelement for Lateral Track Deformation, Applied Mechanics Rail Transportation Symposium, pp.7- 18, 1988.
- 26) Coreraad Esveld: Modern Railway Track Second Edition, 2001.
- 27) CWERRI user's guide, 2002.
- 28) 浅沼潔, 関根悦夫, 片岡宏夫, 曾我部正道, 後藤恵一, 徳永宗正 : バラスト軌道の地震時変形挙動, 鉄道総研報告, Vol.25, No.6, 2011.
- 29) 関 雅樹・大木基裕・庄司朋宏・永尾拓洋・荒鹿忠義 : 地震時における盛土の破壊と対策の有効性に関する実験的検証, 第 21 回中部シンポジウム論文集, 2009.
- 30) 村松浩成 : 東海道新幹線における地震対策, コンクリート工学, Vol. 49, No. 1, pp.1_37- pp.1_42, 2011.
- 31) Guo Qing Jing, Qi Luo, Zijie Wang, Chuantao Yin, : Micro-analysis of lateral ballast resistance of seismic characteristics, JOURNAL OF VIBROENGINEERING. Vol. 16, ISSUE 1. ISSN 1392-871, 2014
- 32) 佐藤吉彦, 三浦重 : 走行安全並び乗心地を考慮した線路構造物の折れ角限度, 鉄道技術研究報告, No.820, 1972.
- 33) 山田剛二 : “十勝沖地震” 調査報告, 鉄道技術研究所報告, No.650, 1968.
- 34) 佐藤吉彦, 三浦重, 高井秀之, 長沢孝哉 : 高架橋の水平目違いおよび水平角折れに対する軌道の変形特性試験, 鉄道技術研究所速報, No.A-85-61, 1987.
- 35) 柳下尚道 : 橋台裏盛土の沈下による軌道変形に関する理論計算, 鉄道技術研究所速報, No.A-87-64, 1985.
- 36) 三浦重, 古賀徹志 : 地震時の橋台裏盛土沈下箇所における軌道変状と走行安全, 鉄道技術研究所速報, No.A-85-119, 1987.
- 37) 宮城県沖地震調査グループ : 1987 年宮城県沖地震調査報告, 鉄道技術研究報告, No.1111, 1979.
- 38) 星野陽一 : 長大レールの温度伸縮, 鉄道業務研究資料, 第 8 巻, 第 2 号, p.4, 1951.
- 39) 立花文勝, 田中正彦, 鈴木秀昭, 沼田実 : 曲線軌道座屈実験, 鉄道技術研究資料, 第 14 巻, 第 7 号, pp.292~pp.307, 1957 年.
- 40) Teodoresco, C. C. : Calculation of the longitudinal stresses, according to variations in the

- temperature, in a section of line laid with long welded rails, Monthly Bulletin of the International Railway Congress Association, Vol.44, No.10, pp.637- pp.652, 1967.
- 41) Question D 101: Braking and acceleration forces on bridges and interaction between track and structure, Report No.6, 9, 14 & 20, ORE, 1974, 1975, 1979 & 1983.
 - 42) 三浦重, 小林悟, 篠田七次: スラブ軌道上ロングレールの加熱試験, 鉄道技術研究資料, Vol.32, No.12, pp.9~pp.10, 1975.
 - 43) 宮井徹, 細川岳洋, 浜崎郷廣: ロングレールの伸縮調査, 鉄道技術研究資料, Vol.41, No.2, pp.15, 1984.
 - 44) 伊能忠敏, 鈴木俊一, 佐藤吉彦: 履歴をもつ非線形道床縦抵抗力によるロングレール軌道の伸縮特性, 土木学会論文集VI, Vol.383, No.7, pp.55- pp.62, 1987.
 - 45) 地震による新幹線脱線シミュレーション解析グループ: 新潟県中越地震新幹線脱線シミュレーション解析, 鉄道総研報告, 特別第 52 号, 2008.
 - 46) Y. Koike, T.Nakamura, K. Hayano and Y. Momoya, : Numerical method for evaluating the lateral resistance of sleepers in ballasted tracks, Soils and Foundations, Vol.54, Issue 3, pp.502– 514, 2014.
 - 47) 早野公敏, 市川拓真, 中村貴久, 桃谷尚嗣: 座屈防止板付きまくらぎに対する道床横抵抗特性の基礎的検討, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol.73, No.3, I_169-I_177, 2018.
 - 48) 市川拓真, 早野公敏, 中村貴久, 桃谷尚嗣, 小池陽平: 極限釣り合い法を用いた鉄道バラスト軌道の道床横抵抗力の推定, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol.70, No.3, I_71-I_77, 2014.
 - 49) A.W.Bishop: The strength of soils as engineering materials. Geotechnique, Vol.16, Issue 2, pp.91– 130, 1966.
 - 50) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, No.275, 1978.
 - 51) 関根悦夫, 中村貴久, 平尾博樹: バラスト軌道の道床横抵抗力に関する模型試験, 第 65 回年次学術講演会, IV-237, pp.473– 474, 2010.
 - 52) 渡辺健治, 舘山勝: 地震時土圧の大きさに及ぼす擁壁の支持条件の影響, 鉄道総研報告, Vol.20, No.5, pp.41- 46, 2006.
 - 53) J. Koseki, Y. Munaf, T. Sato, F. Tatsuoka, M. Tateyama, and K. Kojima : Shaking and Tilt Table Tests of Geosynthetic-Reinforced Soil and Conventional-Type Retaining Walls, Vol. 5, Issue 1-2, pp. 73- 96, 1998.
 - 54) Okabe.S : General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam, Journal of Japan Society of Civil Engineers, Vol.10, No.6, pp.1277- 1323,1924.

謝辞

本論文の作成にあたり、多くの方々にご指導およびご助言を賜りましたことを厚く御礼申し上げます。本論文は、筆者が鉄道総合技術研究所軌道技術研究部の在籍中の研究成果をまとめたものです。

北海道大学大学院工学研究院環境フィールド工学部門教授の石川達也先生には、ご多忙の中、指導教官として本研究の遂行にあたって終始、懇切丁寧にご指導およびご助言を賜りました。同専攻教授の渡部要一先生、並びに、北方圏環境政策工学部門教授松本高志先生には副査としてご助言を賜るとともに、ご多忙の中、本論文の細部にわたりご指導を賜りました。

元北海道大学教授の三浦清一氏には学部学生時代より永年にわたり多大なるご指導を賜りました。元軌道・路盤研究室長の関根悦夫氏（現北武コンサルタント）には、私を学術研究の道に導いていただき、研究開発に向かう姿勢を厳しくご指導を賜りました。横浜国立大学都市科学部都市基盤学科都市イノベーション研究院（都市基盤）教授の早野公敏先生には極限つり合い法の考え方をはじめ、道床横抵抗力特性について貴重なご助言を賜りました。

鉄道総合技術研究所の元軌道技術研究部長の古川敦氏（現総務部長）、元軌道技術研究部長（現事業推進部長）の村本勝己氏、軌道技術研究部長の片岡宏夫氏には、研究を進めるにあたり、日頃より励ましのお言葉およびご指導を賜りました。

軌道・路盤研究室長の桃谷尚嗣氏には、本論文を作成する機会を与えて頂き、試験方法から考察に至るまで研究全般にわたって懇切丁寧なご指導およびご助言とともに、研究を進めるにあたり多大なお力添えを賜りました。元軌道・路盤研究室の藪中嘉彦氏（現西日本旅客鉄道株式会社）および野村清順氏（現東海旅客鉄道株式会社）には、大型振動台試験および小型模型試験において多大なるご協力を頂きました。複合技術研究所の飯島正敏氏には、大型振動台試験において多大なご協力を頂きました。

本論文をまとめるにあたり、多くの方々よりご指導、ご助言、励ましのお言葉を頂きました。ここに心より御礼申し上げます。今後も研究活動を堅持し、鉄道技術の発展に寄与できるように、及ばずながら尽力させていただく所存です。

最後になりますが、これまで温かい目で見守ってくれた軌道・路盤研究室の皆様および家族に深く感謝申し上げます。