

博士論文

活荷重または地震荷重が作用した際の
球面すべり支承の力学的挙動に関する研究

Research on dynamic behavior of
spherical sliding bearing
under live and seismic load action

宇都宮大学大学院工学研究科システム創成工学専攻

指導教員 藤倉 修一 教授

大藪 宏文

2024年1月

要 旨

活荷重または地震荷重が作用した際の 球面すべり支承の力学的挙動に関する研究

大藪 宏文

球面すべり支承は免震効果が期待される新しいタイプの免震支承であり、免震支承の特徴としてすべり面の摩擦による減衰機構と球面による復元機構を併せ持っている。支承は橋梁における上下部構造の取付部材であり、国内における既往の大規模な地震では、橋の性能に影響を及ぼす支承部の被害が生じていることから、支承という部材の重要性が確認されている。球面すべり支承を橋梁に適用することで、橋梁の更なる免震性能向上に寄与することが可能である。

球面すべり支承は主にスライダーおよびコンケイブプレートから構成され、スライダーが持つ球型凸面とコンケイブプレートが持つ球型凹面をすべり面として摺動する。スライダー表面には PTFE 織物と接着性を高めた高強度繊維の二重織物から成るすべり材を貼付し、コンケイブプレート表面 (SUS304) との摩擦係数を低く保つようになっている。

球面すべり支承は建築構造物に適用された実績はあるものの、橋梁への適用は少ない。球面すべり支承の橋梁への適用のため、橋梁における支承に求められる性能を有することを検証することは重要である。ここで、支承に求められる性能とは、上部構造から伝達される死荷重、活荷重などの鉛直荷重、地震や風などの水平荷重を確実に支持して下部構造へ伝達すること、また、活荷重や温度変化の影響などによる上部構造の水平移動、たわみによる支点部の回転変位に対しても円滑に追従し、上部構造と下部構造の相対的な変位を吸収することである。

本研究では、球面すべり支承の橋梁への適用を検討するため、活荷重時および地震時における球面すべり支承の挙動を調査する実験を行った。実験は縮小模型実験を基本とし、活荷重時の実験では、球面すべり支承によって支持された橋梁模型桁を用いて実験を行い、橋梁模型桁のたわみによって支点部に生じる回転や変位を観察した。地震時の実験では、振動台を用いた正弦波および地震波による加振を行い、球面すべり支承によって支持された橋梁上部構造模型の応答を観察した。また、支承のすべり変位に応じて橋脚に生じる偏心曲げモーメントについても観察し、下部工への影響を検証した。さらに、これらの実験に対する再現解析を FEM 解析および動的解析にて行い、解析モデルの妥当性を検証した。

謝 辞

本論文は、筆者が宇都宮大学大学院工学研究科システム創成工学専攻の博士後期課程の在学期間の研究成果をまとめたものです。論文の執筆に至るまで、多くのご指導ご鞭撻を賜りました。ここで、心より厚く御礼申し上げます。

恩師である藤倉修一教授には多大なご指導ご支援を頂きました。実験や解析の詳細な箇所まで相談に乗っていただき、研究の完成度を高めることができました。論文の執筆に至っては、文章表現の工夫などを教えていただきました。また、筆者が所属する株式会社シビテックの業務において、解析等の相談に乗っていただくなど、大変お世話になりました。先生の研究に対する情熱や生徒一人ひとりを大切にする姿は、見習うべき存在であると感じております。本当にありがとうございました。

中島章典教授（現 HRC 研究所）には同じ研究室の長として、論文やゼミのご指導を頂きました。また、特別に授業を受けさせて頂き、構造力学の基礎を学ぶことができました。本当にありがとうございました。

Nguyen Minh Hai 助教（現ダナン大学工科大学）には、実験や論文において多大なご指導を頂きました。特に実験では振動台実験などの時間のかかる実験にもかかわらずご協力を頂き、大変感謝しております。本当にありがとうございました。

Thay Visal 助教には、宇都宮大学に赴任して間もないにもかかわらず、実験のご協力を頂きました。本当にありがとうございました。

本博士論文の副指導教員である藤原浩巳教授、丸岡正知准教授、審査員である池田裕一教授、中野達也准教授をはじめ、宇都宮大学地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科（旧工学部建設学科建設工学コース）の先生方には有益なご助言を下さり、大変勉強になりました。また、丸岡准教授には特別に授業を受けさせていただきました。心より厚く御礼申し上げます。

筆者と同じテーマの研究を行った竹内小織氏、前鶴菜摘氏、高橋健太郎氏には、共に活動する姿に励まされ、論文の執筆までたどり着くことができました。ここに感謝の意を示します。

宇都宮大学地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科構造研究室の卒業生および在学生の葛西孝平氏、水取未流氏、尾形圭祐氏、小島侑城氏、新村遼氏、野口大智氏、柳沼大介氏、山口敬也氏、藤岡光氏、長谷部恭一氏、平野優麻氏、乾真之介氏、野沢哲哉氏、小幡竜馬氏、櫻井拓也氏、馬場翔太郎氏、青田洸希氏、植木星吾氏、出町元大氏、中野緒末氏、柳谷一輝氏、勝目進之介氏、谷本靖斗氏には、実験を手伝っていただいたり、研究室生活を共に楽しく過ごせるような雰囲気作りをしていただき、感謝しております。本当にありがとうございました。

新日鉄住金エンジニアリング株式会社の山崎伸介氏、野呂直以氏、田村康行氏には、実験に用いる球面すべり支承の作成や、論文の共著者としてご意見を頂くなど、大変お世話になりました。心より厚く御礼申し上げます。

川金コアテックの姫野岳彦氏、清水博氏、ロペス ヒメネス ハビエール氏には、実験や研究の相談をさせて頂きました。心より厚く御礼申し上げます。

本研究は、先生方をはじめ、構造研究室全員の協力のもと成し遂げることができました。ご協力いただいた皆様に感謝するとともに、本研究が今後の研究に役立つことができれば幸いです。

目次

1. 序論	1
1.1 研究背景	1
1.2 本研究の目的	3
1.3 研究方法と本論文の構成	4
1.4 支承の役割	5
1.5 活荷重載荷時の支承の挙動	9
1.6 地震時の支承被害	11
1.7 球面すべり支承	12
1.8 既往の研究（海外）	13
1.9 既往の研究（日本国内）	19
1.10 相似則について	21
2. 活荷重作用時における球面すべり支承の挙動検証実験	31
2.1 はじめに	31
2.2 実験方法	32
2.2.1 橋梁模型桁および球面すべり支承	32
2.2.1(1)試験体概要	32
2.2.1(2)載荷方法	35
2.2.1(3)計測項目	39
2.2.2 支承の回転角	40
2.3 実験結果	43
2.3.1 載荷荷重とたわみの関係	43
2.3.2 載荷荷重と回転角の関係	44
2.3.3 回転角とスライダ変位の関係	46
2.4 球面すべり支承の下沓の変位について	50
2.5 まとめ	53

3. 活荷重を想定した静的载荷実験に対する再現解析	54
3.1 はじめに	54
3.2 解析方法	55
3.2.1 解析モデル	55
3.2.2 摩擦係数	60
3.3 解析結果	62
3.3.1 回転角～スライダ変位関係	62
3.4 シングル球面すべり支承の挙動考察	66
3.4.1 下沓変位～スライダ変位関係	66
3.4.2 支承部の力のつり合い	68
3.4.3 スライダの応力状態	70
3.5 ダブル球面すべり支承の挙動考察	71
3.5.1 支承部の力のつり合い	71
3.5.2 スライダの応力状態	74
3.6 まとめ	75
4. 球面すべり支承の地震時挙動に関する振動台実験	76
4.1 はじめに	76
4.2 実験方法	77
4.2.1 球面すべり支承	77
4.2.2 実験装置および測定項目	80
4.2.3 入力波形	85
4.2.4 実験データのノイズ処理	89
4.3 実験結果	90
4.3.1 正弦波による加振	90
4.3.2 地震波による加振	95
4.3.3 球面すべり支承の回転応答について	112
4.4 まとめ	116

5. 振動台実験の再現解析	117
5.1 はじめに	117
5.2 解析方法	118
5.2.1 解析モデル	118
5.3 解析結果および考察	122
5.3.1 一支承モデルによる解析	122
5.3.2 二支承モデルによる解析	125
5.4 まとめ	127
6. 結論	128
参考文献	130

1. 序論

1.1 研究背景

2016年4月14日に発生した熊本地震では、橋長206mの阿蘇大橋の落橋や県道上の多数の橋梁の損傷などが生じ、九州自動車道の通行止めや新幹線の運休等、交通インフラに大きな被害が生じた。橋梁が損傷によって耐荷性能を失い、直接もしくは間節的に通行止めとなると、その橋梁に沿った道路はすべて遮断される。万が一、その道路が1つの集落につながる唯一の道路であった場合、その集落は孤立し、地震後の救助活動や救援物資の輸送ができない。従って、大地震後に橋梁の耐荷性能を失わないようにすることは、道路交通網やライフラインの維持において非常に重要である。

1995年兵庫県南部地震の被害から、支承部の損傷事例が多数確認され、支承についてもレベル2地震動に対する設計が行われることとなった。レベル2地震動とは、「橋の設計供用期間中に発生することは極めて稀であるが一旦生じると橋に及ぼす影響が甚大であると考えられる地震動」と定義されている¹⁾。その後の2011年東北地震や2016年熊本地震において、レベル2地震動に対しても機能するように設計されたゴム支承に破断等の損傷が確認された。さらに、2016年熊本地震では、橋脚が巻立て補強されていたものの支承部およびその周辺に必要な補強がなされていなかったために、支承本体および取付部が破壊されたため、上部構造に損傷が生じ、道路が通行止めとなった事例もある。このように、過去に国内で発生した大規模な地震では、橋梁の性能に影響を及ぼすような支承の被害が幾度も確認され、支承の重要性が認識されている。以上のことから、大地震の発生時に橋梁の耐荷性能を損なわないような支承が必要である。

免震設計は上部構造から下部構造に伝わる地震力を低減することを目的としており、変形性能の高い支承が要求される。現在、我が国では、一般的に、免震支承として積層ゴム系支承が用いられている。しかしながら、レベル2地震動が作用した場合、積層系ゴム支承が損傷せずに、大変形に対応するためには、積層ゴムの断面積を大きくする必要がある。このことは結果として支承が大型化することとなり、材料コストや支承高の面で制約を受ける。さらに、2011年東北地方太平洋沖地震、2016年熊本地震において、経年劣化や地盤変状等の要因も重なり、積層ゴム系支承に破断や亀裂等の被害が生じている²⁾。これらを背景とし

て、積層ゴム系支承だけでなく、異なるタイプの免震支承の開発も進める必要があり、本研究では新たな免震支承として、我が国の橋梁では一般的に使用されていない球面すべり支承に着目した。

球面すべり支承は、Zayas らによって初めて検討され、海外では、幾つかの国において橋梁への適用実績がある³⁾。球面すべり支承は、凹型球面を有するコンケイブプレート上をスライダーが滑る可動式の免震支承であり、摩擦による減衰機能と振り子運動による復元機能を有している。球面すべり支承は振り子の原理によりスライダーが摺動するため、固有周期は以下の式のように求められる⁴⁾。

$$T = 2\pi\sqrt{2R/g} \quad (1.1)$$

ここで、 T は固有周期、 R はコンケイブプレートの球面半径、 g は重力加速度である。固有周期を決定する変数は球面半径のみであるため、積層ゴム系支承と比較して上載荷重の影響を受けないという利点がある。

1.2 本研究の目的

本研究では、国内において橋梁への適用実績のない球面すべり支承に着目し、我が国の橋梁への適用性を検討する。検討項目は以下のようにまとめられる。

1. 常時設計荷重時の球面すべり支承の挙動

常時設計荷重として自動車の走行による主桁のたわみを生じる際に、橋梁の支点部では回転および変位が生じる。球面すべり支承がこの回転および変位に対してどのような挙動を示すかを明らかにする。球面すべり支承によって支持された橋梁模型桁を用いて実験を行い、橋梁模型桁のたわみによって支点部に生じる回転や変位に関する力学的挙動を検証する。

2. 地震時の球面すべり支承の挙動

球面すべり支承の免震支承としての挙動を明らかにするため、振動台を用いた実験を行う。正弦波および地震波による加振を行い、球面すべり支承によって支持された橋梁上部構造模型の応答を観察する。また、支承のすべり変位に応じて橋脚に生じる偏心曲げモーメントについても検証する。

3. 球面すべり支承の解析的な検討

構造解析による結果をもとに橋梁の設計が行われるが、解析モデルの設定方法等が解析結果に重要な影響を及ぼすことがある。そのため、解析モデルの妥当性を評価することは橋梁を設計する上で必要である。常時設計荷重時の挙動に対して FEM 解析を、地震時の挙動に対して動的解析を行い、実験結果と比較することで球面すべり支承の解析モデルの妥当性を検証する。

1.3 研究方法と本論文の構成

本研究では、球面すべり支承の橋梁への適用を検討するため、活荷重時および地震時における球面すべり支承の挙動を調査する実験を行った。実験は縮小模型実験を基本とし、活荷重時の実験では、球面すべり支承によって支持された橋梁模型桁を用いて実験を行い、橋梁模型桁のたわみによって支点部に生じる回転や変位を観察した。地震時の実験では、振動台を用いた正弦波および地震波による加振を行い、球面すべり支承によって支持された橋梁上部構造模型の応答を観察した。また、支承のすべり変位に応じて橋脚に生じる偏心曲げモーメントについても観察し、下部工への影響を検証した。さらに、これらの実験に対する再現解析をFEM解析および動的解析にて行い、解析モデルの妥当性を検証した。

本論文では、全6章から構成され、各章の概要は以下の通りである。

1章では、橋梁を構成する部材の1つである支承の重要性を説明し、球面すべり支承の免震支承としての橋梁への適用を提案した。また、球面すべり支承の国内外の既往研究の概要を整理した。さらに、構造工学分野における相似則について体系的に整理し、縮小模型実験の妥当性を考察した。

2章では、活荷重作用時における球面すべり支承の水平変位および回転といった挙動を明らかにすることを目的として、球面すべり支承によって支持された橋梁模型桁を用いて実験を行った。

3章では、2章の実験結果を基に、球面すべり支承の挙動や応力状態を調査するため、FEM解析を行った。FEM解析では、すべり面の摩擦力が下部工に与える影響を調査するためのモデルを作成した。

4章では、球面すべり支承の地震時挙動を調査するため、縮小模型を用いて振動台実験を行った。縮小模型では、橋梁上部工模型および球面すべり支承のほかに、下部工を模擬した橋脚を含んでいる。この橋脚は、地震時に下部工に作用する反力を調査するために設置した。

5章では、4章の実験結果を基に、シングル球面すべり支承の振動台実験に対して、橋脚—支承—上部構造による解析モデルを用いた非線形動的解析を行った。解析モデルには、面圧、速度および温度依存性を考慮したモデルを使用し、PTFE—ステンレス系の摩擦係数の各種依存性の影響を示した。

6章では、本研究で得られた結論を述べた。

1.4 支承の役割

橋梁を構成する部材の一つである支承は、「沓(しゅう)」とも呼ばれる。沓は訓読みで「くつ」となり、文字通り靴と同じ履物の意味を示す。設計や維持管理等の橋梁に関わる業務において支承と沓はどちらを呼称しても同じ部材を示しており、明確に分類する条件は不明である。呼び分けの一例として、支承の構造はたいてい上下に分離でき、図-1.1のように橋桁側(上)に位置するものを「上沓(うわしゅう)」, 橋台側(下)に位置するものを「下沓(したしゅう)」と呼び、支承の台座として「沓座(しゅうざ)モルタル」を設置する⁵⁾。このように、支承と沓はほぼ同義であることから、橋梁に支承を取り付けるということは、橋梁に靴を履かせているということに他ならない。つまり、支承に求められる役割は、靴の役割に近いと考えられる。人間は靴を履くことで自らの足を衝撃や摩擦から保護するが、橋梁も同様に支承によって橋桁を保護することが求められる。人間は足を動かすことによって移動するが、橋梁には足は無く、移動などしないと思われるかもしれないが、図-1.2に示すように橋梁の支点位置は桁のたわみや温度変化による桁の膨張・収縮、地震動等によって変位を生じる。その変位量は数十 m の橋長に対して数 cm とわずかであるが、かかる応力は凄まじく、支点部分を固定しようものならたやすく破壊される。

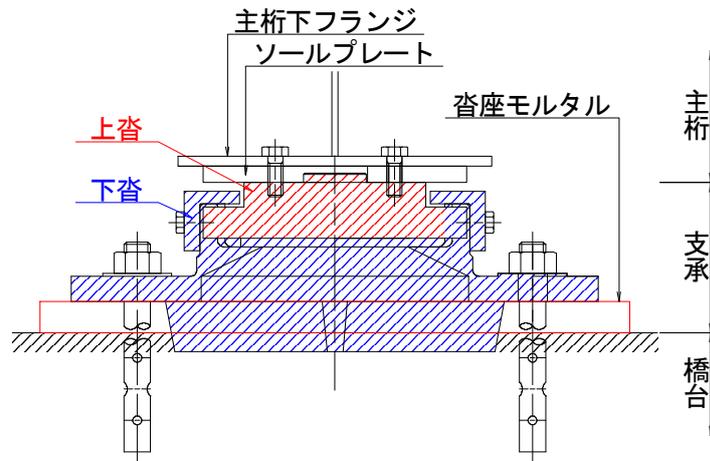
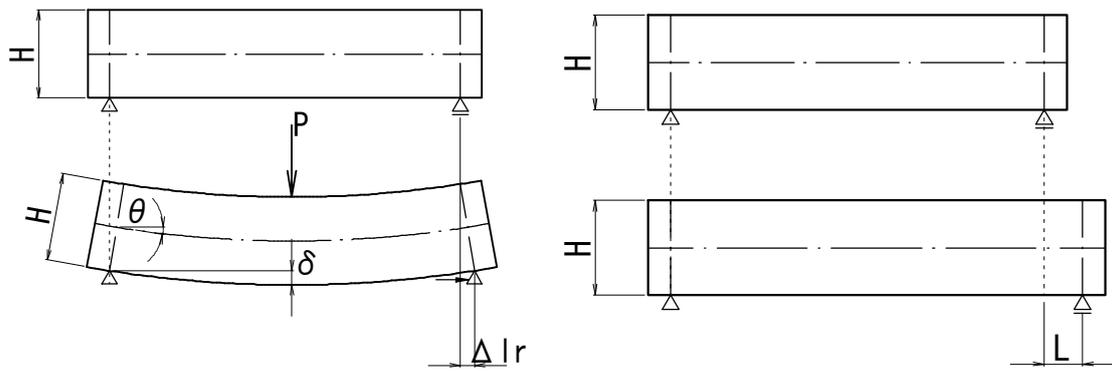
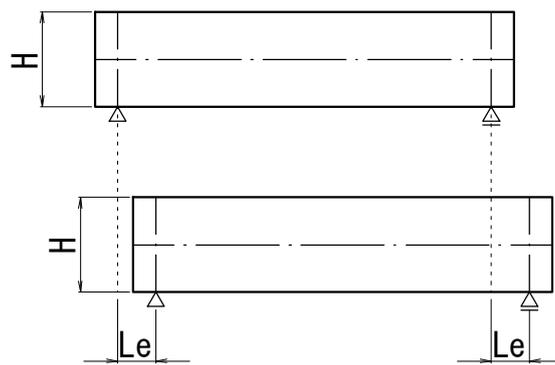


図-1.1 支承断面図



(a) 桁のたわみによる変位

(b) 桁の温度変化による膨張・伸縮変位



(c) 地震動による変位

図-1.2 支点位置の各種変位

平成 29 年道路橋示方書 I 共通編⁶⁾では、支承の性能について、次のように規定している。

(1) 支承部は、次の性能を確保するよう、適切な形式、構造及び材料を選定しなければならない。

- 1) 支承部は、上部構造から伝達される荷重を確実に下部構造に伝達すること。
- 2) 支承部は、活荷重、温度変化等による上部構造の伸縮や回転に追随し、上部構造と下部構造の相対的な変位を吸収すること。

荷重を伝達するとは、上部構造の死荷重、活荷重といった鉛直荷重や風および地震等の水平荷重を確実に支持して下部構造に伝達することを示す。

平成 30 年道路橋支承便覧⁵⁾では、支承に求められる機能として、表-1.1 に示すような鉛直方向支持機能、水平方向支持機能、回転方向支持機能の 3 つに分類している。

表-1.1 支承に求められる機能

機能	対応する力・変形の種類や低減機能	
鉛直方向支持機能	下向きの力	
	上向きの力（上揚力）	
水平方向支持機能	水平力	
	水平変位	
	水平力低減機能	減衰機能
		アイソレート機能
回転方向支持機能	たわみ・ねじれ	

また、荷重の伝達について、次のように書かれている。

「上下部構造間の荷重伝達は、上部構造の慣性力を低減するために、地震時に下部構造から上部構造へ伝達する振動を直接そのまま伝達するのではなく、支承に減衰機能やアイソレート機能を持たせて伝達する振動を小さくし、これによって、橋の性能を満足させることができる場合もある。」

この減衰機能とアイソレート機能を併せ持つ支承を免震支承と呼び、免震支承は地震動の影響による水平方向の慣性力を分散させることが可能である。免震支承として代表的な積層ゴム支承とすべり支承の比較を表-1.2 に示す。

表-1.2 代表的な免震支承の特徴

	積層ゴム支承	すべり支承
主な材質	ゴム	鋼材-PTFE
減衰機構	変形	摩擦
アイソレート機構	せん断変形	すべり

免震支承として国内で最も多く採用されている積層ゴム支承は、弾性材料の変形により上下部構造のそれぞれの変位を分離する機構を持つ。また、振動による運動エネルギーをゴム支承の変形に伴い生じる熱エネルギーに変換して減衰させる。一方で、すべり支承は鋼材表面と PTFE の接触面のすべりによって上下部構造のそれぞれの変位を分離し、すべりに伴う摩擦によって変位を小さくし、減衰機能を発揮する。

以上のことから、本研究では、球面すべり支承が支承としての役割を果たすことを検討するため、支承の移動や回転に着目した実験が重要であると考えられる。支承の移動については、スライダの摺動に起因するため、摩擦力や支承が設置される下部工への影響について調査する。

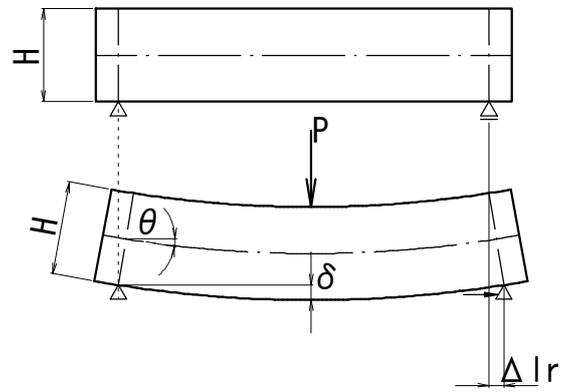
1.5 活荷重載荷時の支承の挙動

橋梁の支承は上部構造からの荷重を確実に下部構造に伝達する機能を求められており、荷重や温度変化等による伸縮や回転に追随することによって、上部構造と下部構造の相対的な変位を吸収し、適切に作動する必要がある。

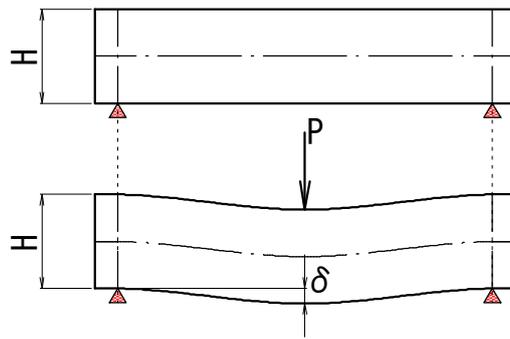
橋梁では通常、自身の荷重（死荷重）と車両等の荷重（活荷重）によって主桁にたわみが生じる。単純梁では片方を固定、反対側を可動とするのが一般的であり、例えば集中荷重によって変形する場合、図-1.3(a)に示すように支点は梁に対して外側に移動する。橋梁において通常用いられるゴム支承ではせん断変形によって支承の変形が生じるが、球面すべり支承ではスライダが摺動することで支承が変形する。

構造力学では、支点の移動量は支間長に比べて非常に小さいものであるため、移動量についてあまり議論はされないが、支点の移動量はわずかであるものの、仮に完全にゼロとした場合、梁の端部が拘束されるため、図-1.3(b)のような状態となる。このような状態で桁にたわみが生じると、支点部分に大きな力が生じ、桁もしくは支承の損傷の原因となる。球面すべり支承ではスライダの摩擦によって支点の移動を実現しているため、摩擦力が支点の移動量や桁のたわみ、または回転角に対して影響を及ぼしている可能性がある。

以上から、本論文2章および3章では、橋梁模型実験およびFEM解析を実施し、活荷重載荷時の球面すべり支承の力学的挙動を検証した。



(a)片側支点固定，片側支点可動とした場合



(b)両側支点を固定した場合

図-1.3 桁のたわみと支点移動

1.6 地震時の支承被害

2016年熊本地震は最大マグニチュード7.3、最大震度7を記録し、気象庁が定義する長周期地震動階級の設定後に初となる最大の階級4を観測している。熊本地震における橋梁の損傷の中では、ゴム支承の深刻な損壊について複数の報告がなされており、これらの橋梁は平成8年版道路橋示方書に基づいて設計されていたことから、全国の橋梁技術者の注目を集めた。平成8年度版道路橋示方書では、1995年兵庫県南部地震（神戸地震）を受けて改訂が行われており、耐震設計に関連した規定が大幅に改訂されている。しかしながら、熊本地震においては、地震動は示方書の設計地震動と同程度レベルであるものの、地盤変状に伴う下部構造の移動などの影響が評価できず、このことがゴム支承の損壊につながったと報告されている⁷⁾。平成29年度版道路橋示方書では、支承が破壊しても下部構造が不安定とならず上部構造を支持できる構造形式とすることが規定されている。

九州橋梁・構造工学研究会（KABSE）⁸⁾は2016年熊本地震対応特別委員会を設置し、地震によって被災した橋梁の調査を行った。その中で、ゴム支承が被災した5橋（大切畑橋、扇の坂橋、俵山大橋、すすきの原大橋、一ツ橋側道橋）に対して、ゴム支承の破壊過程や終局状態を明らかにするための被害分析が行われている。被害分析では損傷状況の観察とFEMによる破壊過程を比較し、被災メカニズムの分析が行われた。損傷状況の観察ではゴム本体の破断や取り付けボルトの破断など、ゴム支承の破壊状況は位置によって異なることが示された。FEMによる破壊過程の検証では、ゴム支承の設計ひずみ（250%）を上回る300%以上のせん断ひずみが生じた。また、桁の浮き上がりによってせん断キーが機能しなかったことも示唆され、設計の段階においてせん断キーとソールプレートの遊びをなくすことが重要であると結論づけている。このことから、設計においては大地震に備えてゴム支承の限界状態を詳細に把握し、せん断キーや取り付けボルトに至るまで詳細なモデル化が必要であると提言されている。

1.7 球面すべり支承

日本国内において現在の橋梁に用いられているすべり支承の例として、BP・A 支承をエラー! 参照元が見つかりません。に示す。BP・A 支承は上沓と支承板の平面で支点の移動に対応し、下沓と支承板の曲面で支点の回転に対応する。地震動や桁の伸縮のような水平変位に対応することができるものの、地震後の支承の変位を元の位置に戻す機能（復元機能）は持ち合わせていない。このような支承に復元機能を付加する場合は、変位機能と復元機能を分離した「機能分離型支承」が用いられ、復元機能はダンパー等の別のデバイスで補われている。

これに対して図-1.5 に示す球面すべり支承は「機能一体型支承」であり、すべり面を球面とすることで、地震後に自重で中心に向かって摺動するため、復元機能を持ち併せている。機能を一体化したことにより、球面すべり支承は構造の単純化が可能であり、製造や管理が容易であるという利点が挙げられる。

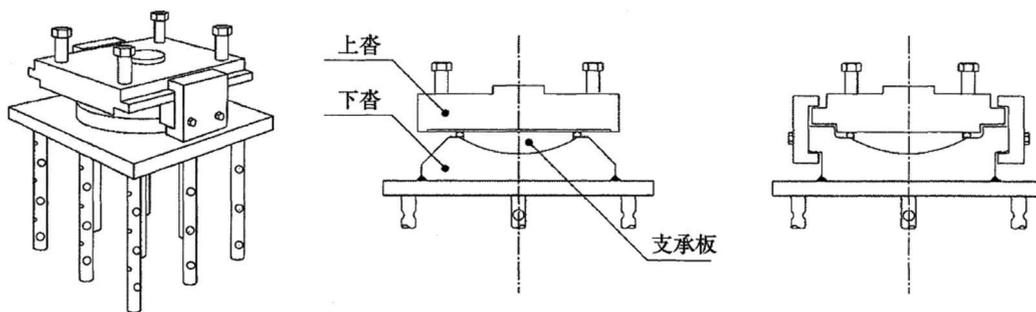


図-1.4 BP・A 支承（出典：文献⁵⁾）

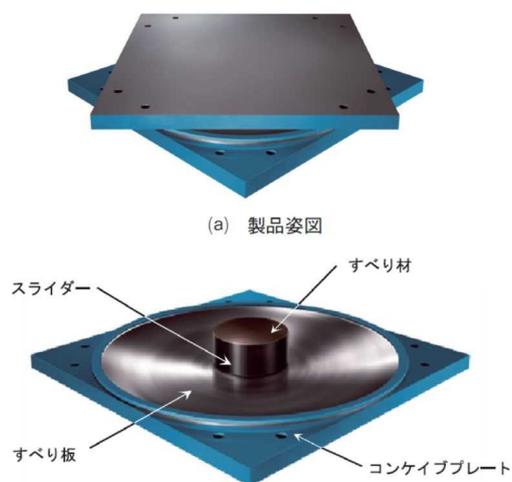


図-1.5 球面すべり支承（出典：文献⁴⁾）

1.8 既往の研究(海外)

(1) Zayas らの研究

1987年に Zayas らによって考案された Friction Pendulum System (FPS)³⁾は、サンフランシスコの米国控訴裁判所ビルの改修に採用された。それまでは、すべりによる免震システムは平らなすべり面を使用していたが、Zayas らはすべり面を球面としたことで振り子(Pendulum)のように動作するよう設計した。このことは、従来の免震システムで必要とされていた復元機能を持つ装置が不要になるとして高い評価を受けた。また、FPSの特徴として支承本体の構造高さが低いことが、歴史的建築物の改修に適していると考えられる。

(2) Tsai らの研究

2003年には、Tsai らによって2つ以上の球面を備えた Multi-Friction Pendulum System(MFPS)⁹⁾が考案され、2004年には図-1.6に示すような実物大の建築構造物を対象とした振動台実験を実施し、実験結果からその耐震性能を実証した。また、地震時の力学的挙動を数値解析によってシミュレーションできるように、MFPSの有限要素法を提案した。Tsai らは、スライダの変位量に応じてすべり面の曲率半径を変えること¹⁰⁾(Variable Curvature Friction Pendulum System (VCFPS),図-1.7)や、片側のすべり面の形状を工夫してすべりの方向を固定する¹¹⁾等(図-1.8)、目的に応じた様々な球面すべり支承を考案した。



図-1.6 Tsai らの実物大の振動台実験装置 (図の出典：文献⁹⁾)

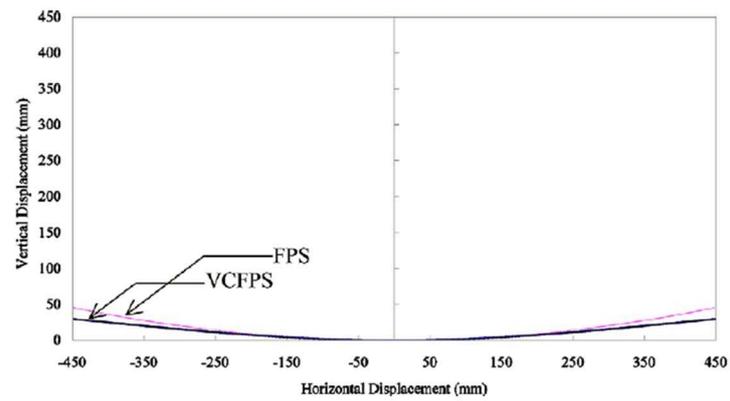


図-1.7 Tsai らの VCFPS (図の出典：文献¹⁰⁾)

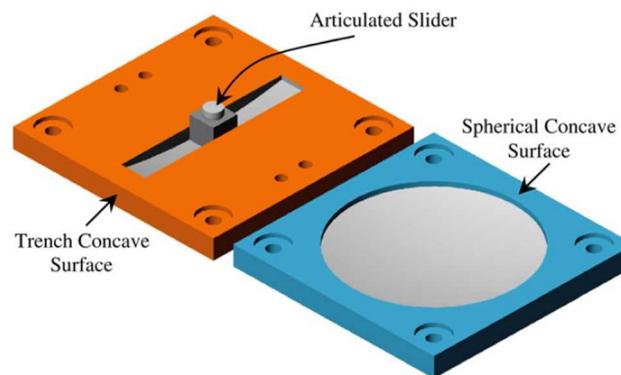


図-1.8 Tsai らの溝型球面すべり支承 (図の出典：文献¹¹⁾)

(3) Constantinou らの研究

Constantinou らは、PTFE と鋼材によるすべり支承の研究¹²⁾ からスタートし、PTFE-ステンレス系のすべりは摺動速度や面圧によって変化することを示した。1993 年には橋梁を免震化するための球面すべり支承に関する研究を行い¹³⁾、日本のレベル 1 地震動のような比較的弱い地震動に対しても免震機能が働くことを示した。2004 年には MFPS の研究を行い、その中で MFPS の詳細な挙動について考察し¹⁴⁾、支承まわりの荷重と変位の関係について方程式を立てている (図-1.9, 図-1.10)。

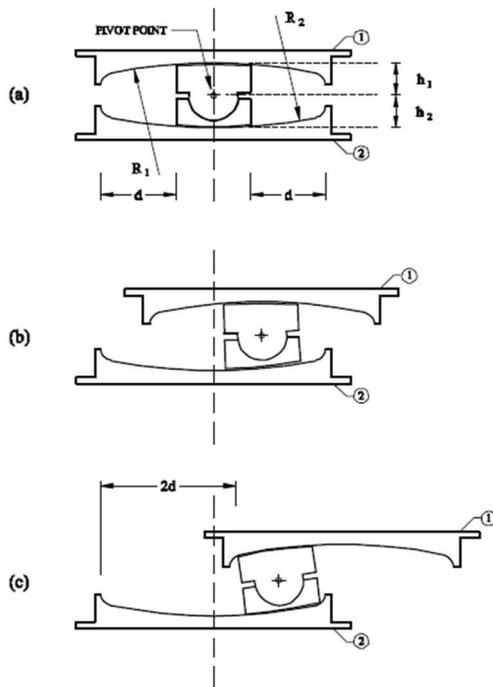


図-1.9 MFPS (図の出典：文献¹⁴⁾)

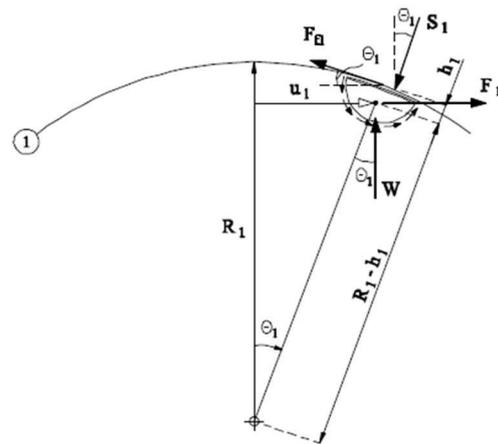


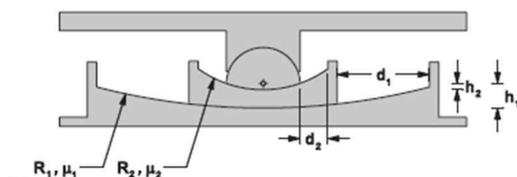
図-1.10 スライダーとすべり面の荷重と変位の関係 (図の出典：文献¹⁴⁾)

Constantinou らは 2007 年には MFPS をさらに発展させた様々な球面すべり支承を考案している¹⁶⁾。その中ですべり面を複数持つ球面すべり支承は、それぞれの球面半径や摩擦係数を調整することで大小様々な地震動に対応できると考えている。図-1.11 に Constantinou らの考案した MFPS を示す。

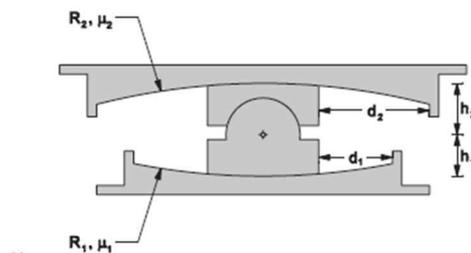
図-1.11(a)に示す改良シングル球面すべり支承は、元々は1つであったすべり面を2つとしている。上沓部分はヒンジ構造として上部構造の回転に対応している。

図-1.11(b)に示すダブル球面すべり支承は関節構造を持つスライダを上下のすべり面で挟む構造になっている。上下それぞれのすべり面の球面半径や摩擦係数が異なっている。

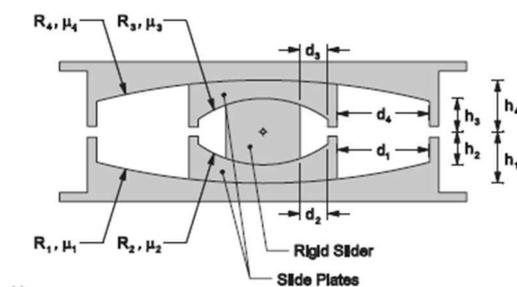
図-1.11(c)に示すトリプル球面すべり支承は、スライダを挟む内側の上下のすべり面を合わせて1とし、さらに外側の上下のすべり面をそれぞれ2,3としてトリプルとしている。



(a) 改良型シングル球面すべり支承



(b) ダブル球面すべり支承



(c) トリプル球面すべり支承

図-1.11 Constantinou らの球面すべり支承 (図の出典：文献¹⁶⁾)

更に Constantinou らはトリプル球面すべり支承の動作原理について詳しく述べている．図-1.12 に示すように，トリプル球面すべり支承の4つのすべり面に対して移動量 u ，回転角 θ ，摩擦力 F ，垂直抗力 S を用いて方程式を立て，球面すべり支承の動作原理を説明し，すべてのすべり面における最大変位時の荷重-変位関係を図-1.13 のように示している¹⁵⁾．図-1.11 (c) 中の摩擦係数と球面半径の大小関係は以下のように定義し，トリプル球面すべり支承が最も効率的に機能すると説明している．

$$\mu_2 = \mu_3 < \mu_1 < \mu_4 \quad (1.2)$$

$$R_2 = R_3 \ll R_1 = R_4 \quad (1.3)$$

これは，内側 (R_2 と R_3) のすべり面が球面半径および摩擦係数ともに小さく，外側 (R_1 と R_4) のすべり面が球面半径および摩擦係数ともに大きいことを示す．このことにより，設計基準の地震動 (Design Based Earthquake, DBE) および考え得る最大の地震動 (Maximum Considered Earthquake, MCE) に対応が可能であるとしている．日本の橋梁の耐震設計に当てはめるならば，DBE はレベル 1 地震動，MCE はレベル 2 地震動となる．変位の小さな地震の場合，摩擦係数の小さい内側のすべり面が摺動する．地震動が収束した後，最終的な変位が内側のすべり面の範囲内であれば，そのすべり面の球面半径によって元の位置に戻る方向に変位が生じる．変位が大きい地震の場合，最初に内側のすべり面が摺動するが，すべり面の端部の変位制限にぶつかる．そこからさらに変位を生じると，外側のすべり面が摺動し始める．外側のすべり面では摩擦係数の小さい下側のすべり面がすべり始め，変位制限にぶつかると上側のすべり面が摺動し始める．このとき，摺動可能な変位はすべてのすべり面の変位制限にぶつかるまでの変位の合計となる．地震動が収束した後，内側のすべり面では元の位置に戻るが，外側のすべり面では必ずしも元の位置に戻るとは限らず，残留変位を生じる．

このように，トリプル球面すべり支承は DBE に対しては元の位置に戻ることが可能であり，一方で MCE に対しては無理に戻ろうとはせず残留変位を生じることで支承の破壊を防ぐことができるとしている．

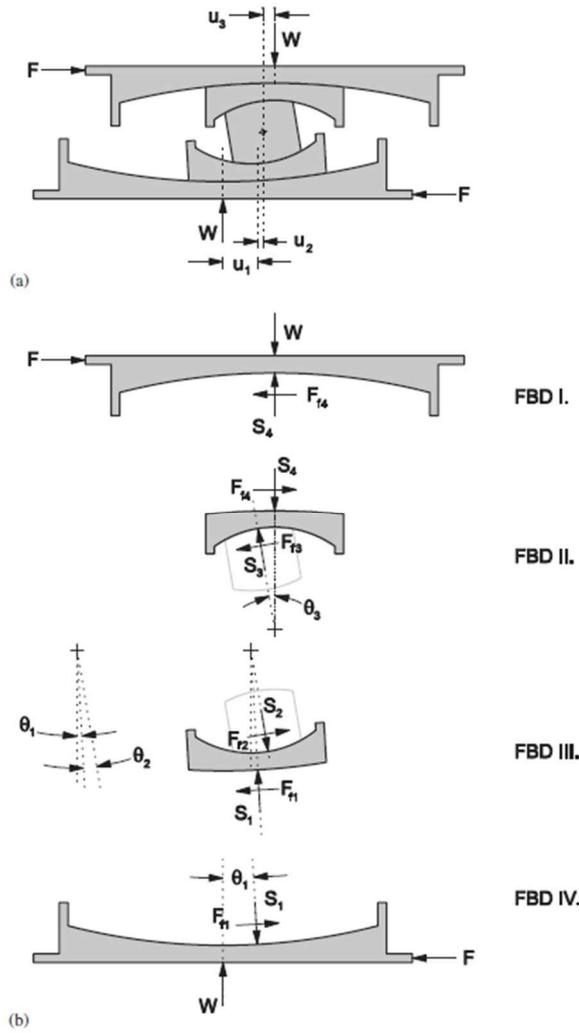


図-1.12 トリプル球面すべり支承の荷重と変位の関係 (図の出典：文献¹⁵⁾)

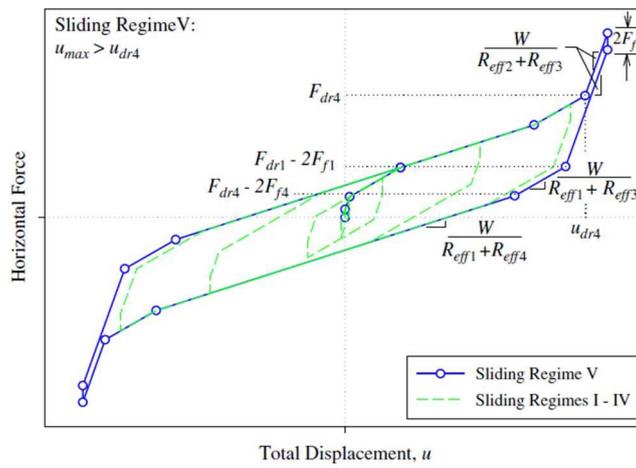


図-1.13 トリプル球面すべり支承の荷重-変位関係 (図の出典：文献¹⁵⁾)

1.9 既往の研究(日本国内)

日本国内では、兵庫県南部地震を契機に免震構造が広く普及するようになったが、そのほとんどが積層ゴム支承を用いた免震構造であった。その後、積層ゴム支承以外の免震装置の開発が活発になり、すべり系の支承もその1つであった。すべり系支承は摩擦を用いた支承として機能分離型支承の開発からスタートしており、すべりを担当する部材と復元を担当する部材をそれぞれ別個に設計するというものであった。球面すべり支承は、すべり面を球面として機能を一体化することで、構造や材料の単純化を可能にしている。

(1) 百田らの研究

百田らは2001年にすべり面を上下に2つ有する球面すべり支承を用いた研究を行っている¹⁷⁾。この研究は建築構造物に対しての応答値を実測したものであるが、Constantinouらのものと異なるのはスライダが関節構造を持たない部分である。このことにより、二つの摺動界面で摩擦が不均等な場合にスライダの上側部分と下側部分の回転角の差を吸収することと、接触面の荷重を均等に分散させ、過度の摩耗を避けることができないとしている。

(2) 岡村らの研究

岡村らは2001年から建築構造物に対してシングルおよびダブル球面すべり支承を用いた研究として解析および実験を行っている^{18)~21)}。実験では4基の支承のうち3つのパターンを試験しており、鉛直荷重が均等になる場合と不均等になる場合(偏荷重時)、鉛直荷重が不均等かつ摩擦係数が不均等になる場合(偏摩擦時)に対する振動台実験を行っている。その結果、偏荷重時には免震性能の低下はほとんど確認されず、偏摩擦時には構造物の回転運動が見られ、免震性能の低下が確認されたものの、回転角が小さいことから十分な免震性能があることがわかった。総合的には、予想される摩擦係数や上部構造荷重のばらつきや変動による免震性能への影響は極めて小さいと結論付けている。

(3) 竹内らの研究

竹内らは 2015 年にダブル球面すべり支承を用いた模型実験を行っている²²⁾。その中で、重量が偏心したり軸力が変動したりする場合には、支承部において浮き上がりが生じる可能性があるのではないかということで実験を行った。実験では振動台を用いて 4 基の支承に支持された構造物模型に対して錘の数を調整することで均等载荷と偏心载荷を行っている。浮き上がりが生じた際、上杓とスライダーの間に 0.4~0.8mm の隙間が見られ、スライダーの空走も確認されたが、水平応答に関してはその影響は小さく、免震効果自体はあまり変化していないと結論付けている。

(4) 中村らの研究

積層ゴム支承と比べて球面すべり支承は、長周期化が容易で周期のばらつきも小さく、限界変形の拡大が容易であることから、中村らは NS-SSB を開発している⁴⁾。NS-SSB の特徴として、スライダーにかかる面圧を従来の 3 倍程度とすることで外形サイズをコンパクトにしており、積層ゴム支承と比べて構造高が低く変形性能の高い支承となっている。PTFE-ステンレスのすべり系では、スライダーの摺動に伴う面圧・速度・温度の変化によって摩擦係数が変化することが知られており、これらに対して縮小モデル試験体を用いて実験を行った。その結果、面圧依存性、速度依存性、温度依存性の 3 つについて、実験式を提案している。

1.10 相似則について

本研究では模型実験を行うが、想定している実橋梁に作用する荷重に対して模型に載荷する荷重の比は妥当な数値でなければならない。例えば、模型の1辺の長さが実物の10分の1であった場合、面積は100分の1であり、体積は1000分の1であることは明らかであるが、加速度や応力といった物理量についても検討する必要がある。過去の論文を参照すると、模型実験や縮小実験を行う場合に「相似則」を用いて実現象との関連を説明することが多い^{23) 24)}。しかしながら、相似則の教科書のようなものは存在せず、相似則そのものを検証した論文はほとんどない。その理由として、相似則は完璧な理論として成立せず、どこかで矛盾が生じるためであると考えられる。ここでは、相似則について体系的に考察する。

構造力学における相似則は、表-1.3のように時間・長さ・質量の3つの相似比を定義することで、速度や力といった物理量は組立単位と同様に扱うことができる。表-1.3の相似比(1)では、時間・長さ・質量の縮尺は独立しているため、任意の数A, B, Cが設定され、残りの物理量は組立単位として、A, B, Cの組み合わせで表現されている。これを計算しやすくするため、相似比(2)ではスケールファクターとして変数S, a, b, cを用いてA, B, Cを表現する。

表-1.3 相似則

物理量	次元(SI 単位)	相似比(1)	相似比(2)	備考
時間	s	$1/A$	$1/S^a$	$A=S^a$
長さ	m	$1/B$	$1/S^b$	$B=S^b$
質量	kg	$1/C$	$1/S^c$	$C=S^c$
速度	m/s	A/B	$1/S^{(b-a)}$	
加速度	m/s^2	A^2/B	$1/S^{(b-2a)}$	
力	$N=kg \cdot m/s^2$	A^2/BC	$1/S^{(c+b-2a)}$	
応力	$N/m^2=kg/ms^2$	A^2B/C	$1/S^{(c-b-2a)}$	

相似比を決定する a , b , c は任意であり, 無限の組み合わせが存在する. 例えば, 表-1.4 のように $a=b=c=1$ とした場合, 時間・長さ・質量が同じ相似比 $1/S$ となるが, 加速度は S 倍, 応力は S^2 倍となる. これは, 重力加速度が地球上の S 倍の環境下でヤング係数が通常の鋼材の S^2 倍の材料を使用して実験を行うということになり, 地球上での実験は困難であることを示している.

表-1.4 相似則 ($a=b=c=1$ とした場合)

物理量	次元(SI 単位)	相似比	備考
時間	s	$1/S$	$a=1$
長さ	m	$1/S$	$b=1$
質量	kg	$1/S$	$c=1$
速度	m/s	$1/S^0=1$	$b-a=0$
加速度	m/s^2	$1/S^{-1}=S$	$b-2a=-1$
力	$N=kg \cdot m/s^2$	$1/S^0=1$	$c+b-2a=0$
応力	$N/m^2=kg/m \cdot s^2$	$1/S^{-2}=S^2$	$c-b-2a=-2$

構造工学分野の論文では、遠藤ら²⁵⁾、Constantinouら¹³⁾、金治ら²⁶⁾の論文中において相似則が示されている。表-1.5～表-1.7に示すように、スケールファクター(Sまたはλ)は異なるものの、共通の相似則が用いられており、時間を $1/S^{0.5}$ 、長さを $1/S$ 、質量を $1/S^2$ としている。

表-1.5 遠藤らの相似則(出典:文献²⁵⁾)

物理量	設定方法	相似比
(基本条件) 面圧=1、長さ=1/S (不変量) 重力加速度、密度、ゴムせん断弾性係数		
桁重量	面圧*面積	$1/S^2$
桁質量	桁重量/重力加速度	$1/S^2$
ゴムバッファばね定数	ゴムせん断弾性係数*面積/厚さ	$1/S$
ゴムバッファ周期	$\sqrt{\text{桁質量/ゴムバッファばね定数}}$	$1/\sqrt{S}$
時間	周期	$1/\sqrt{S}$
速度	長さ/時間	$1/\sqrt{S}$
加速度	速度/時間	1
慣性力	質量*加速度	$1/S^2$
変位	慣性力/ゴムバッファばね定数	$1/S$
面圧	桁重量/面積	1

	実橋	実験供試体	備考
橋軸方向支間長	40m	5.71m	1/7
主桁間隔	10m	1.43m	1/7
上部工分担重量/橋脚当たり	6,306kN	901kN	1/7
上部工分担重量/すべり系支承当たり	3,158kN	455kN	1/7
上部工(橋桁)重量 ²⁾	6306*2=12,612kN	257kN	$1/7^2$
ゴムバッファばね値/橋脚	23,536kN/m	3362kN/m	1/7
ゴムバッファ寸法 ³⁾	2,600*2,600*286mm	371*371*41mm	1/7
すべり支承径 ⁴⁾	Φ460mm	Φ66mm	1/7
固有周期	1.04sec	0.393sec	$1/\sqrt{7}$
重心高さ	2.2m	0.314m	1/7

¹⁾ 1橋脚当たり2つのすべり支承と1つのゴムバッファを想定

²⁾ 連続橋中間の2径間分を想定

³⁾ 設計変位:500mm、設計変位時せん断ひずみ:175%、せん断弾性係数G:1N/mm²とした場合

⁴⁾ 設計面圧:20 N/mm²とした場合

表-1.6 Constantinou らの相似則 (出典: 文献¹³⁾)

QUANTITY	DIMENSION	SCALE FACTOR*
Linear Dimension	L	4
Displacement	L	4
Velocity	LT ⁻¹	2
Acceleration	LT ⁻²	1
Time	T	2
Frequency	T ⁻¹	0.5
Force	F	16
Stress	FL ⁻²	1
Pressure	FL ⁻²	1
Strain	---	1

* PROTOTYPE / MODEL

表-1.7 金治らの相似則 (出典: 文献²⁶⁾)表-3 実橋と試験体の諸元 (相似率 $\lambda=8.75$)

	実橋	試験体
上部構造重量	7,500kN	98kN
上部構造固有周期	3.00秒	1.01秒
積層ゴム剛性	1.068kN/mm	0.122kN/mm
すべり支承面圧	19.5N/mm ²	19.5N/mm ²
平均摩擦係数	約0.05	約0.05

表-2 実橋と試験体の相似則

対象	試験体/実橋	対象	試験体/実橋
長さ, 変位	$1/\lambda$	加速度	1
面圧	1	速度	$1/\sqrt{\lambda}$
時間	$1/\sqrt{\lambda}$	周期	$1/\sqrt{\lambda}$
質量	$1/\lambda^3$	慣性力	$1/\lambda^3$
剛性	$1/\lambda$		

遠藤ら²⁵⁾、Constantinouら¹³⁾、金治ら²⁶⁾の論文の傾向をまとめると表-1.8のように $a=0.5$, $b=1$, $c=2$ とすることが良いと考えられているようである。この相似則を決定した根拠については論文中で明確に触れられていないが、加速度や応力の次元において相似比が1となるために重力加速度や材料のヤング係数を変化させずに模型実験が可能であることと思われる。これらの相似比に対して、論文毎に固有のスケールファクターSが与えられている。

表-1.8 相似則 ($a=0.5, b=1, c=2$ とした場合)

物理量	次元(SI 単位)	相似比	備考
時間	s	$1/S^{0.5}$	$a=0.5$
長さ	m	$1/S$	$b=1$
質量	kg	$1/S^2$	$c=2$
速度	m/s	$1/S^{0.5}$	$b-a=0.5$
加速度	m/s^2	$1/S^0=1$	$b-2a=0$
力	$N=kg \cdot m/s^2$	$1/S^2$	$c+b-2a=2$
応力	$N/m^2=kg/m \cdot s^2$	$1/S^0=1$	$c-b-2a=0$

相似則に従って、重力加速度や材料のヤング係数を同じくして完璧な実験が可能であるかのように見えるが、例えば表-1.9のように密度の相似比を計算すると S となる。つまり、相似則に厳密に従うならば、ヤング係数は同じでも密度が S 倍の材料を用意しなくてはならないことになる。

このように、全ての物理量を相似比通りにすることは難しく、着目する物理量のみをあわせる場合が多い。構造力学において密度の影響が大きいとは考えにくく、問題にならないとされている。

表-1.9 相似則の一部 ($a=0.5, b=1, c=2$ とした場合)

物理量	次元(SI 単位)	相似比	備考
時間	s	$1/S^{0.5}$	$a=0.5$
長さ	m	$1/S$	$b=1$
質量	kg	$1/S^2$	$c=2$
密度	kg/m^3	$1/S^{-1}=S$	$c-3b=-1$

可能性として、表-1.3の a, b, c の組み合わせにおいてすべてを満足する値が存在するかもしれない。香川²⁷⁾は土の密度に着目していたため、表-1.10に示すような相似則を考案し比較した。

表-1.10 (a) の相似則 A は時間と長さを $1/\lambda$ としているため、加速度が λ 倍となっている。これは、密度は等倍にはなるものの、重力加速度も λ 倍が必要となるため、模型実験に適さないとしている。

表-1.10 (b) の相似則 B は表-1.8 および表-1.9 と同じ相似則であり、密度が等倍とならないため、密度を重視する土構造物の模型実験に適さないとしている。

エラー! 参照元が見つかりません。(c) の相似則 C では、香川は密度と加速度がともに 1 となり、重力加速度と土質を変えることなく実験が可能としている。しかしながら、応力とひずみの関係が一致しないため、相似則が乱れることになるが、その影響は 10⁻²~10⁻¹% 程度であるとして問題ないと結論づけている。

表-1.10 (a) 香川の相似則 A
(出典：文献²⁷⁾)

	模型/実物
振動数	λ
質量密度	1
動的変位	$1/\lambda$
動ひずみ	1
応力	1
加速度	λ

表-1.10 (b) 香川の相似則 B
(出典：文献²⁷⁾)

	模型/実物
振動数	$\sqrt{\lambda}$
質量密度	λ
動的変位	$1/\lambda$
動ひずみ	1
応力	1
加速度	1

表-1.10 (c) 香川の相似則 C
(出典：文献²⁷⁾)

	模型/実物
振動数	$\lambda^{3/4}$
質量密度	1
動的変位	$1/\lambda^{3/2}$
動ひずみ	$1/\lambda^{1/2}$
応力	$1/\lambda$
加速度	1

本研究の2章～5において用いる縮小模型の相似則について考察する。西本らの研究²⁸⁾では球面すべり支承の実大試験体による実験を行っており、これをもとに表-1.8の相似則を用いて比較する。

本実験では、実構造に対する縮小率は約1/11とし、表-1.11に示す物理量のような相似比を持つ。長さの相似比をスライダ直径と定義する。西本らのスライダ直径は220mmに対して、縮小模型のスライダ直径は20mmとなり、長さ（相似比：1/S）は1/11となる。球面半径は西本らの研究では4500mmであるため、相似則に合わせるならば模型では約400mmとなるが、後述する振動台性能と固有周期の関係から相似則通りとはせず、縮小模型の球面半径を2500mmとした。

応力（相似比：1/S⁰）は1/1となり、実物と同じヤング係数の材料を用いることができ、スライダにかかる面圧を同じくすることができる。面圧が同じであることから、西本らの摩擦係数の面圧依存式を適用することができる。西本らの研究では15～120MPaの範囲で実験を行っており、縮小模型では上載荷重を調整して16MPaとすることとした。

時間（相似比：1/S^{0.5}）は1/3.3となり、西本らの研究における約6秒に対して縮小模型では約1.8秒が要求される。振動台に入力する地震波においても、厳密に相似則に従うのであれば、時間軸を1/3.3に縮小し、加速度を等倍で入力しなければならない。しかしながら、道路橋示方書に示されているような地震動は最大加速度が1000gal近くになり、当研究室所有の振動台のスペックでは再現が不可能である。そのため、地震動の再現ではなく、入力波の振動特性と球面すべり支承の固有周期の関係に着目し、地震波の最大加速度を調整し、なおかつ球面すべり支承の球面半径を2500mmとして実験を行うこととした。

表-1.11 本実験に用いる相似則

物理量	相似比	相似比	縮小模型		西本らの研究 ²⁸⁾	
時間	$1/S^{0.5}$	1/3.3	固有周期	4.5s	固有周期	6.0s
長さ	1/S	1/11	スライダー 直径	20mm	スライダー 直径	220mm
			球面半径	2500mm	球面半径	4500mm
応力	$1/S^0$	1	ヤング係数 (鋼材)	200kN/mm ²	ヤング係数 (鋼材)	200kN/mm ²
			面圧	16MPa	面圧	15~ 120MPa

2. 活荷重作用時における球面すべり支承の挙動検証実験

2.1 はじめに

球面すべり支承は、免震支承であるため、これまでに地震時に関する研究を中心に行われているが^{9) 13) 18) 22)}、その他の設計荷重に対する検討はあまり行われていない。橋梁の支承は上部構造からの荷重を確実に下部構造に伝達する機能を求められており、活荷重や温度変化等による伸縮や回転に追随することによって、上部構造と下部構造の相対的な変位を吸収し、適切に作動する必要がある。活荷重作用時においては支承部では回転や水平移動が生じるが、支承部に高速で大きな変形が生じる地震時の挙動とは異なるため、常時の活荷重作用によって、支承部にどのような現象が生じるか把握する必要がある。また、回転機構と水平移動機構を有する支承として、ピボットローラー支承があるが、ピボットローラー支承は回転部分とローラー部分が分かれているのに対して、球面すべり支承では、スライダーがローラーとヒンジの働きを併せ持っている。

球面すべり支承のスライダーにはいくつか種類があり、本論文ではスライダーの形状によってシングル球面すべり支承およびダブル球面すべり支承という名称を与えている。シングル球面すべり支承では、スライダーの上下に球面半径の異なる面を有しており、それぞれすべり面および回転機構に対応する。一方でダブル球面すべり支承では、上下に2つのすべり面を有するため最大変位量が大きい、回転機能に劣る特徴がある。

活荷重が橋梁に作用した場合、桁のたわみに伴って、支承部には回転および水平変位が同時に生じる。本章では、活荷重作用時における球面すべり支承の水平変位および回転といった挙動を明らかにすることを目的として、シングル球面すべり支承およびダブル球面すべり支承を用いて実験を行った。

2.2 実験方法

2.2.1 橋梁模型桁および球面すべり支承

本実験では、実橋梁における活荷重による回転角を再現するために、2基の球面すべり支承で支持された梁試験体に対して、支間中央に集中荷重を載荷した。

2.2.1(1)試験体概要

実験に用いる球面すべり支承の詳細を図-2.1に示し、. 図-2.1 (a), 写真-2.1 および写真-2.2 に示すシングル球面すべり支承はスライダ（材質 SS400）とコンケイブプレート（材質 SUS304）およびヒンジプレート（材質 SUS304）から構成される。スライダは上下に2つの凸型球面を有し、球面半径はそれぞれヒンジ部とすべり面に対応している。コンケイブプレートは球面半径 2500 mm の凹型面を有し、このコンケイブプレート上をすべり面としてスライダは摺動する。

図-2.1 (b), 写真-2.3 および写真-2.4 にダブル球面すべり支承を示すが、こちらはコンケイブプレートがスライダの上下面に配置される。2つのコンケイブプレートは同じ球面半径 2500 mm の凹型面を有し、スライダは上下に対応する凸型球面を有する。

すべり面に接するスライダの表面には、PTFE 織物と接着性を高めた高強度繊維の二重織物から成るすべり材を貼付した。ヒンジプレートは 30mm の凹型面を有しており、スライダのもう1つの凸型球面を拘束し、上部構造の回転に対応する。ヒンジ部には摩擦抵抗を低減するために、スライダと接する部分に液状潤滑油を塗布した。

摩擦係数については解析概要で示すが、スライダの PTFE とコンケイブプレート表面での摩擦係数は、要素実験より 0.04~0.05 程度であり、スライダとヒンジプレート表面では液状潤滑油を介した金属同士の摩擦係数として 0.01 程度と推定される。なお、スライダの直径は実橋梁を想定して、最大活荷重時にスライダのすべり面に作用する面圧が 30N/mm²程度となるように、直径 30mm と 35mm のものを用いた。

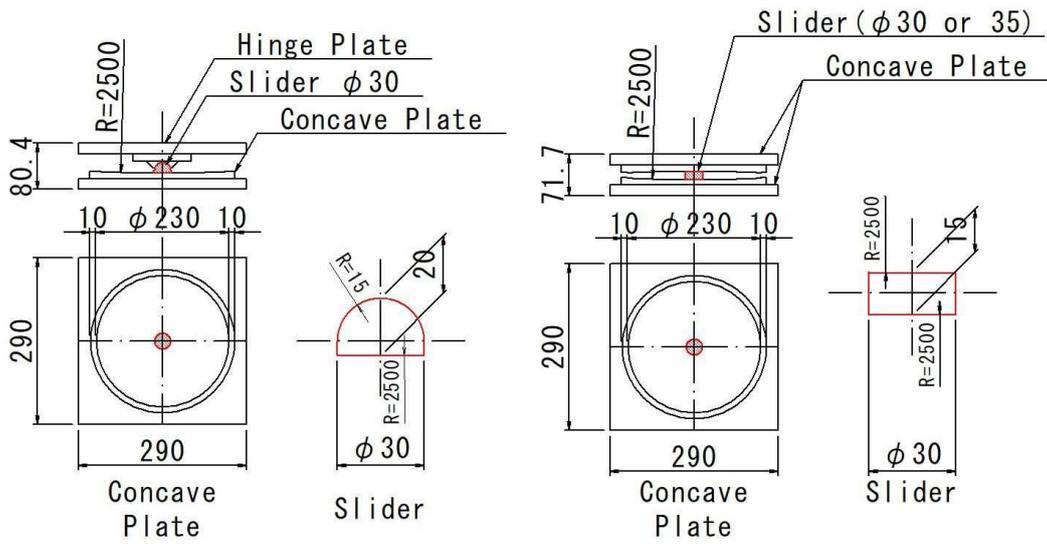


図-2.1 (a) シングル球面すべり支承

図-2.1 (b) ダブル球面すべり支承



写真-2.1 シングル球面すべり支承



写真-2.2 シングル球面すべり支承 (設置状態)

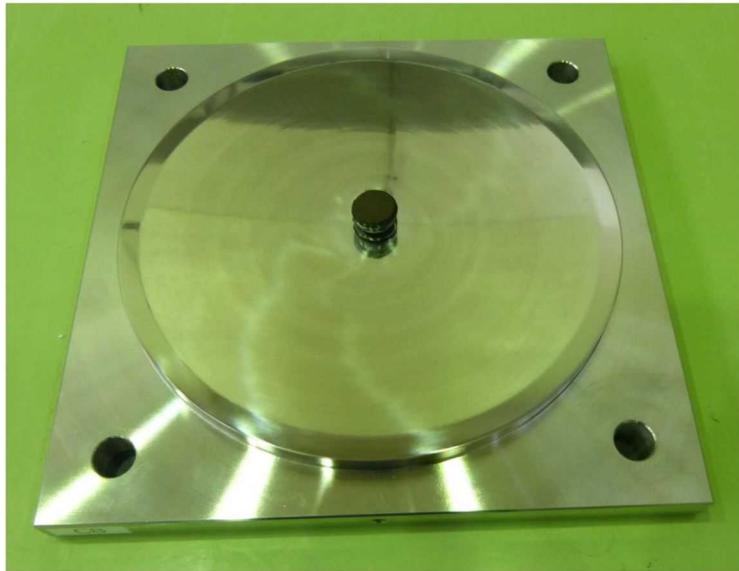


写真-2.3 ダブル球面すべり支承

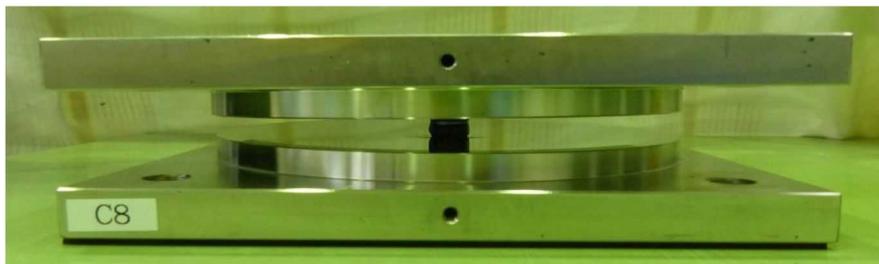


写真-2.4 ダブル球面すべり支承（設置状態）

2.2.1(2) 載荷方法

実験装置模式図を図-2.2 に示し、写真-2.5 に載荷実験状況を示す。図-2.2 はシングル球面すべり支承の場合を示しているが、ダブル球面すべり支承も同様であり、計測項目もあわせて示している。梁試験体には H 形鋼を用いて、全長 4.5 m、支承の中心間距離は 4 m である。梁試験体は 2 基の球面すべり支承で支持し、一方の支承を支承 A、もう一方を支承 B とした。桁高の違いによるスライダの水平変位への影響を調べるために、H 形鋼は 2 種類を使用し、図-2.3 に示すような梁試験体 1 (H 200×200×8×12) と梁試験体 2 (H 300×150×6.5×9) とした。支間中央に集中荷重を載荷することで所定の回転角を生じさせた。所定の回転角とは、2.2.2 で記載する支承の回転角であり、橋長 34m の一般的な道路橋の活荷重による支点部の回転角を示す。

載荷方法は繰り返し漸増載荷とし、図-2.4 に示すような 20 kN、50 kN、100 kN の 3 つの荷重サイクルで載荷した。20 kN 載荷は初期荷重、50 kN 載荷は活荷重作用時の回転角 (0.00465 rad) または許容たわみ時の回転角 (0.00544 rad) が生じる荷重を概ね想定している。100 kN は支間中央の H 形鋼下フランジが降伏する直前の荷重であり、設計荷重を大幅に超える荷重状態である。また、試験体のセッティング後に予備実験を行い、セッティング時に生じる初期配置のずれを調整した後に、本実験を行った。

シングル球面すべり支承の場合、図-2.5 に示すように、2 通りのコンケイブプレートの配置が考えられる。コンケイブプレートの配置によってすべり面がスライダの下になる場合を CASE1、すべり面がスライダの上になる場合を CASE2 とした。ダブル球面すべり支承では、上下ともにコンケイブプレートの配置となる。以上の実験条件をまとめたものを表 2.1 に示す。

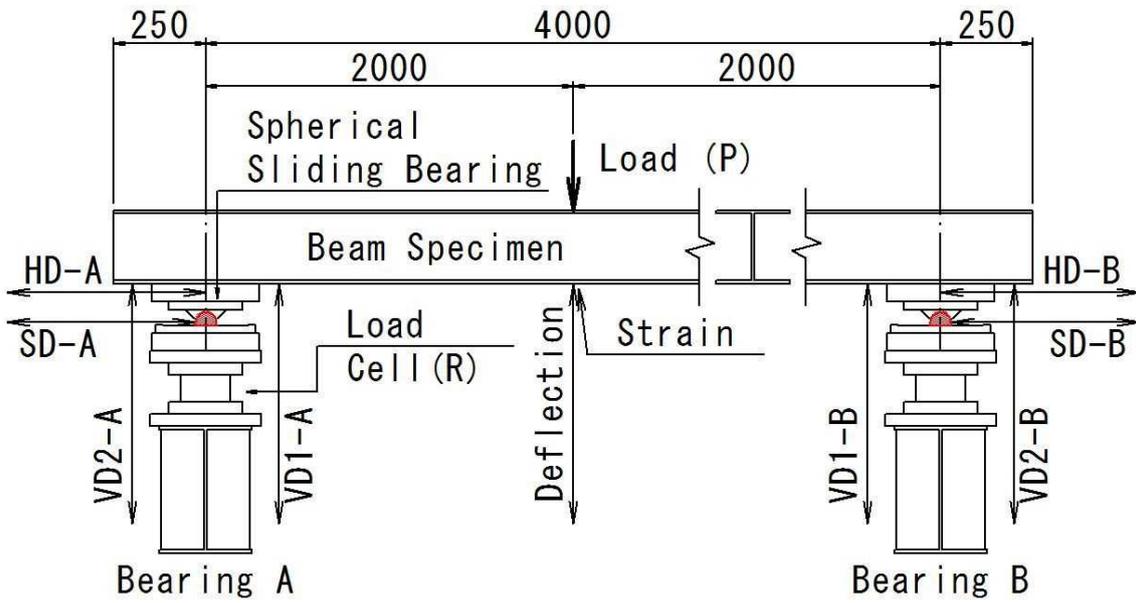
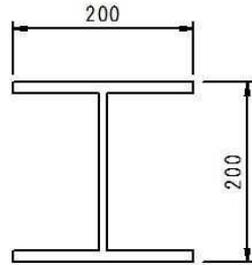


図-2.2 実験装置模式図



写真-2.5 載荷実験状況

Beam1
H-200x200x8x12



Beam2
H-300x150x6.5x9

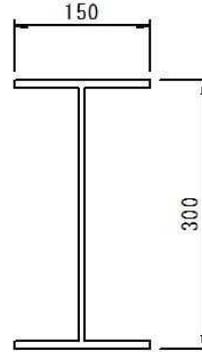


図-2.3 梁試験体 (H形鋼)

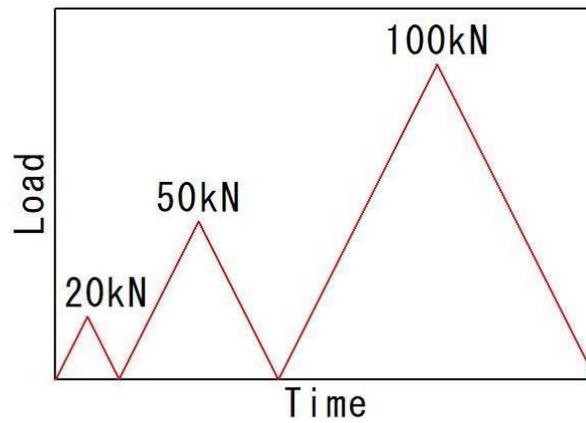


図-2.4 荷重サイクル

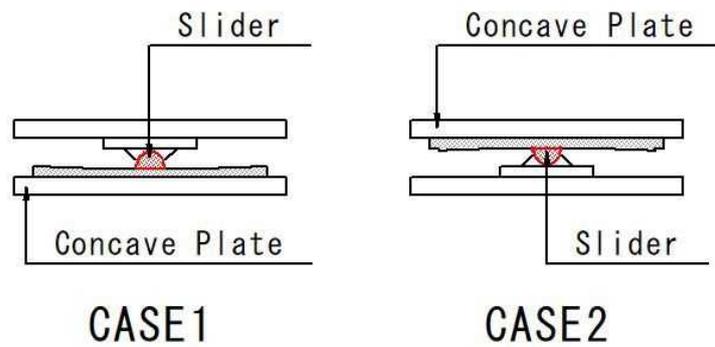


図-2.5 シングル球面すべり支承の配置ケース

表 2.1 実験条件一覧

	シングル球面すべり支承	ダブル球面すべり支承
支承条件	CASE1：すべり面が スライダーの下	スライダーの上下ともに コンケイブプレート
	CASE2：すべり面が スライダーの上	
橋梁模型桁 (H鋼) および スライダー	梁試験体 1：H-200x200 (スライダー：直径 30mm) 梁試験体 2：H-300x150 (スライダー：直径 35mm)	
コンケイブ プレート	球面半径：R=2500mm	
載荷荷重	20kN・50kN・100kN	

2.2.1(3)計測項目

図-2.2 に示したように、計測項目は、載荷荷重(P)、支点部の鉛直反力(R)、スライダーの水平変位(SD)、上脊の水平変位(HD)、支点部の前後の梁の鉛直変位(VD_1, VD_2)である。変位は、高感度変位計を用いて、支承を支えている横梁を不動点として、横梁からの相対変位としてそれぞれ測定した。鉛直変位は支承部の回転角を求めるために計測し、H鋼の下フランジに変位計を各支承で2ヶ所ずつ設置し、支承の中心から、支間中央側に200mmの位置(VD_1)とその反対側に200mmの位置(VD_2)で計測した。支点部の回転角 θ は式(2.1)から算出した。

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{VD_2 - VD_1}{400} \right) \quad (2.1)$$

図-2.6 に支承周りの計測変位を示す。スライダー変位（摺動変位）は、CASE1 の場合には図-2.6 (a) に示すようにスライダーの水平変位 SD であるが、CASE2 の場合には図-2.6 (b) に示すようにコンケイブプレートが回転するため、測定した変位を補正して求める必要がある。図-4 (c) に示すように CASE2 の SD' をスライダー変位とし、式 (2.2) によって求めた。

$$SD' = HD \cos \theta + h_s \sin \theta \quad (2.2)$$

ここで、 h_s は上脊変位測定位置からスライダー中心までの高さである。

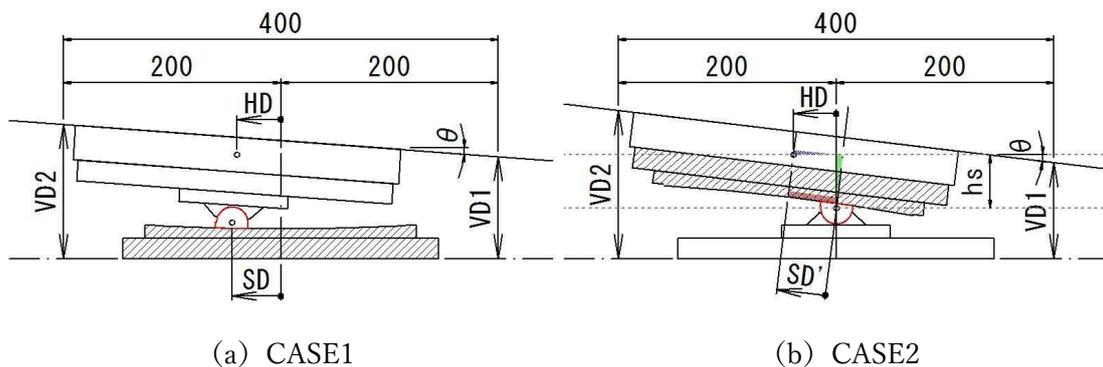


図-2.6 スライダー変位（シングル球面すべり支承）

2.2.2 支承の回転角

橋梁模型桁に対する静的載荷実験を行うにあたって、支点部の回転角の目標値として、実際の橋梁に生じる回転角の算定を行った。本実験では、実橋梁で想定する回転角と同じ回転角を再現し、そのときの球面すべり支承の挙動を検証することとした。図-2.7 に示すように、支間 34.0 m、幅員 12.5 m の 5 主桁非合成単純プレートガーダー橋を対象橋梁とした。5 本の主桁のうち、最も大きい荷重を受ける中央の主桁に着目し、図-2.8 および図-2.9 のように道路橋示方書に規定されている B 活荷重を載荷した。支点部の回転角に着目していることから、回転角が最も大きくなる活荷重載荷状況を把握するため、回転角に関する影響線を求めた。その結果、図-2.10 に示すように、着目している支承から 14.4 m の位置で回転角が最大になるため、その位置を中心に橋軸方向 10.0 m の長さに 43.45 kN/m、それ以外の部分に 11.27 kN/m の荷重を載荷した。なお、載荷荷重には衝撃係数 $i = 0.238$ を考慮している。計算の結果、支点部の回転角は 0.00465 rad となった。また、活荷重によるたわみの許容値は、道路橋示方書より、支間長 $L = 34.0$ m の場合、57.8 mm となるので、このたわみによる支点部の回転角は 0.00544 rad であった。球面すべり支承で支持された模型桁に対する載荷実験では、これらの回転角を再現する。なお、道路橋示方書における支承移動量の計算では、鋼橋において活荷重による支点の回転角を $\theta = 1/150$ (≈ 0.00667 rad) としており、本実験での目標値に近い。

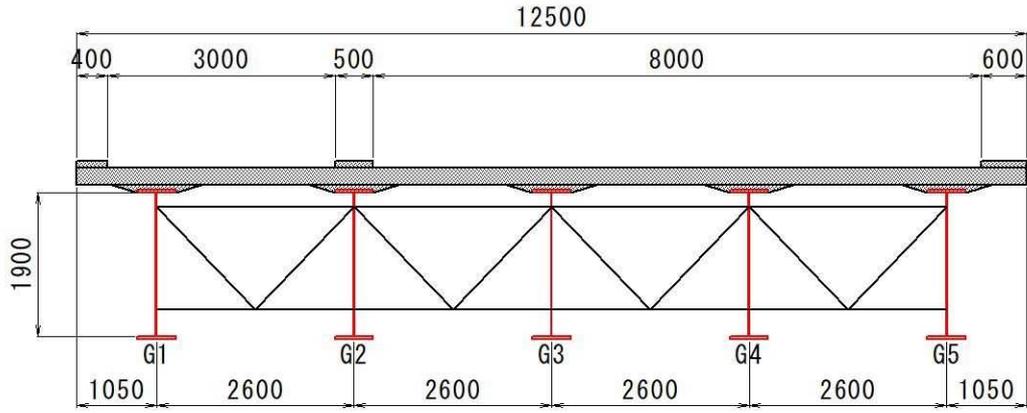


図-2.7 5主桁非合成単純プレートガーダー橋

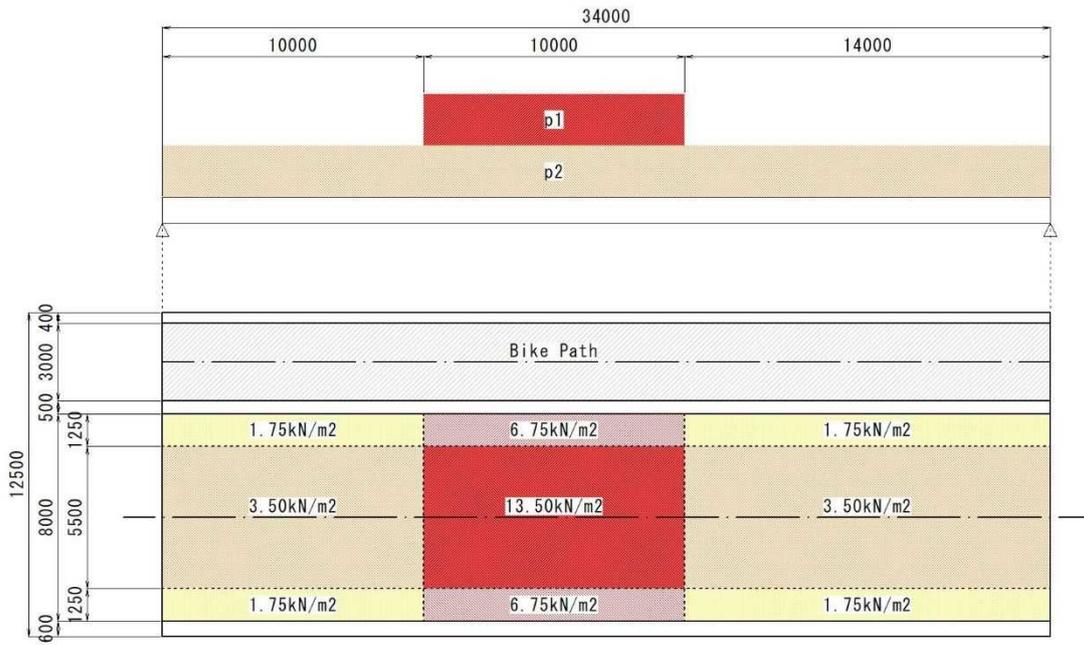


図-2.8 B活荷重

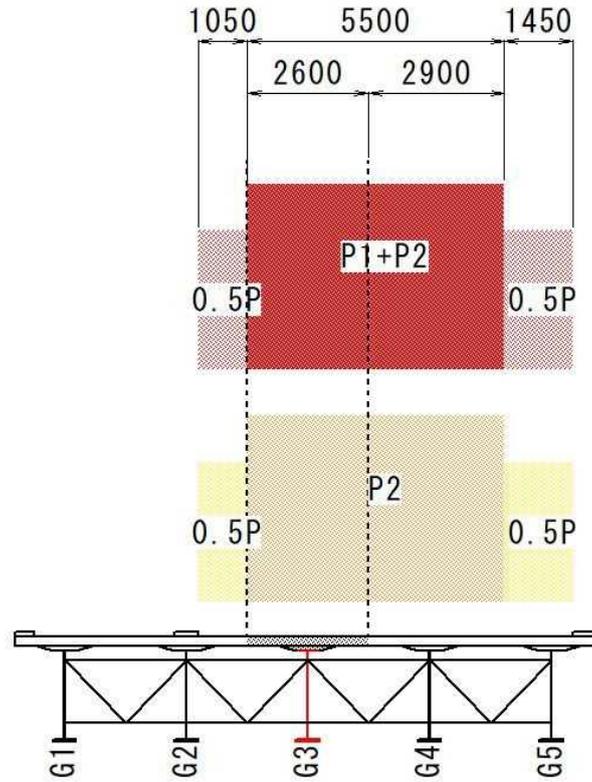


図-2.9 中央主桁に着目したB活荷重載荷状況

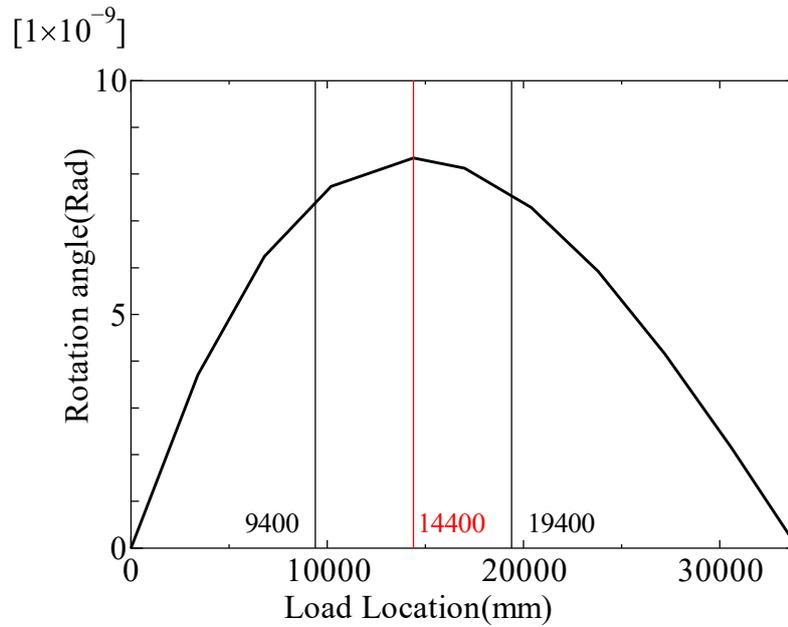


図-2.10 回転角の影響線

2.3 実験結果

2.3.1 載荷荷重とたわみの関係

載荷荷重とたわみの関係を図-2.11 に示す。図-2.11 (a) は梁試験体 1 におけるシングル球面すべり支承およびダブル球面すべり支承の結果を示している。図-2.11 (b) は梁試験体 2 におけるシングル球面すべり支承およびダブル球面すべり支承の結果を示している。それぞれの実験結果に加えて、梁のたわみの理論値も併せて示す。理論値は式 (2.3) から求めた。

$$\delta_v = \frac{PL^3}{48EI} \quad (2.3)$$

ここで、 δ_v は梁のたわみ、 P は載荷荷重、 L は支間長、 E はヤング係数、 I は梁の断面二次モーメントである。

梁試験体 1 および梁試験体 2 の結果を見ると、すべて直線形状を示しており、理論式のようにたわみは荷重と比例関係にあることがわかる。理論値と比較すると、荷重 100 kN の時点で実験結果のたわみは理論値よりも 10% 程度大きいことがわかるが、概ね一致していると言える。

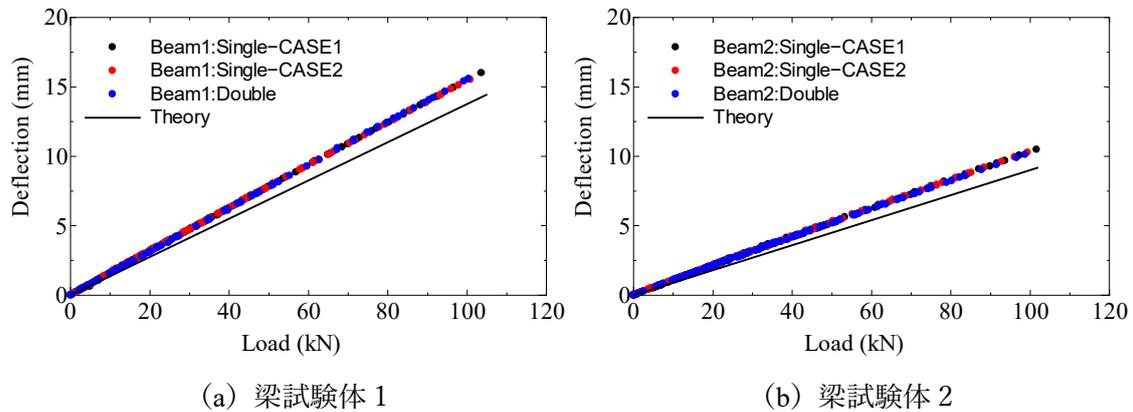


図-2.11 たわみ-荷重関係

2.3.2 載荷荷重と回転角の関係

載荷荷重と回転角の関係を図-2.12～図-2.14に示す。図-2.12および図-2.13はシングル球面すべり支承，図-2.14はダブル球面すべり支承の結果を示している。

図-2.12および図-2.14(a)は梁試験体1の結果を示し，図-2.13および図-2.14(b)は梁試験体2の結果を示す。

図-2.12(a)および図-2.13(a)はシングル球面すべり支承 CASE1の結果を示し，図-2.12(b)および図-2.13(b)はシングル球面すべり支承 CASE2の結果を示す。

縦軸は載荷荷重(kN)，横軸は回転角(rad)を示す。赤線と青線はそれぞれ支点 A と支点 B を示し，黒線は両者の平均である。橙色の破線は単純梁における回転角の理論値を示し，式(2.4)から計算した。

$$\theta = \frac{PL^2}{16EI} \quad (2.4)$$

ここで， L は支間長， E は梁のヤング係数， I は梁の断面二次モーメントである。

すべての結果において，載荷荷重と回転角の関係は線形に近い関係であった。図-2.12(a)のシングル球面すべり支承 CASE1では，載荷荷重 100 kN では平均回転角は 0.0114 rad であり理論値の 0.0107 rad と近い値になった。図-2.12(b)のシングル球面すべり支承 CASE2では，載荷荷重 100 kN では，平均回転角は 0.0122 rad，理論値は 0.0104 rad と理論値の方が 17%程度小さかった。

梁試験体2においても同様の傾向であり，図-2.13(a)シングル球面すべり支承 CASE1では載荷荷重 100 kN で平均回転角は 0.0077 rad であり，理論値に近い値であった。

図-2.13(b)の載荷荷重 100 kN では，平均回転角は 0.0079 rad，理論値は 0.0070 rad と理論値の方が 13%程度小さかった。

ダブル球面すべり支承については，図-2.14(a)の梁試験体1では載荷荷重 100 kN で平均回転角は 0.0105 rad であり，理論値に近い値であった。図-2.14(b)の梁試験体2では載荷荷重 100 kN で 0.0068 rad と，こちらも理論値に近い値であった。

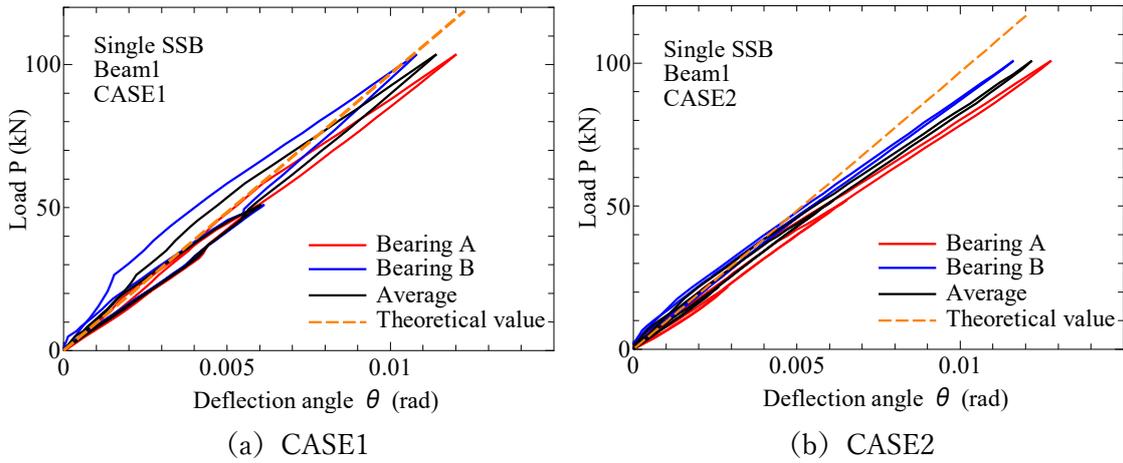


図-2.12 荷重-回転角 (梁試験体1, シングル球面すべり支承)

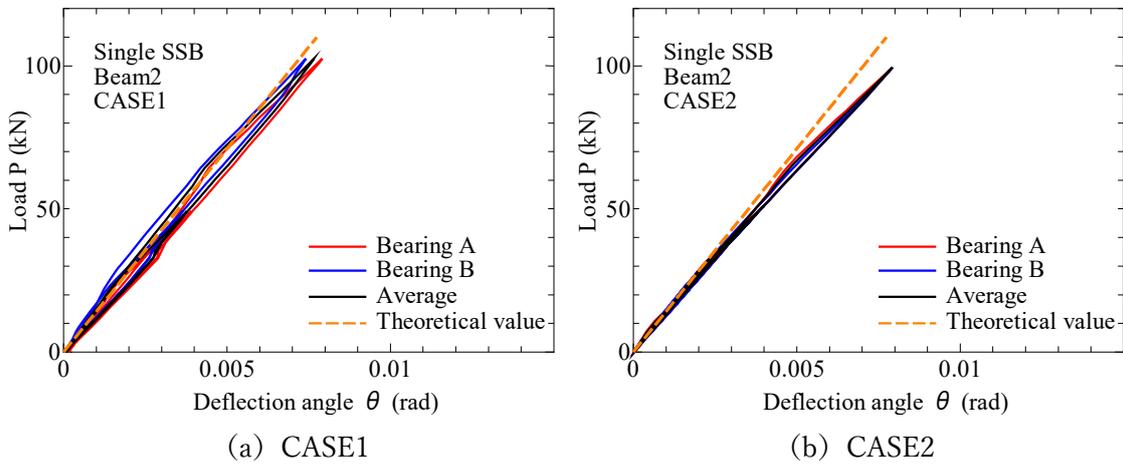


図-2.13 荷重-回転角 (梁試験体2, シングル球面すべり支承)

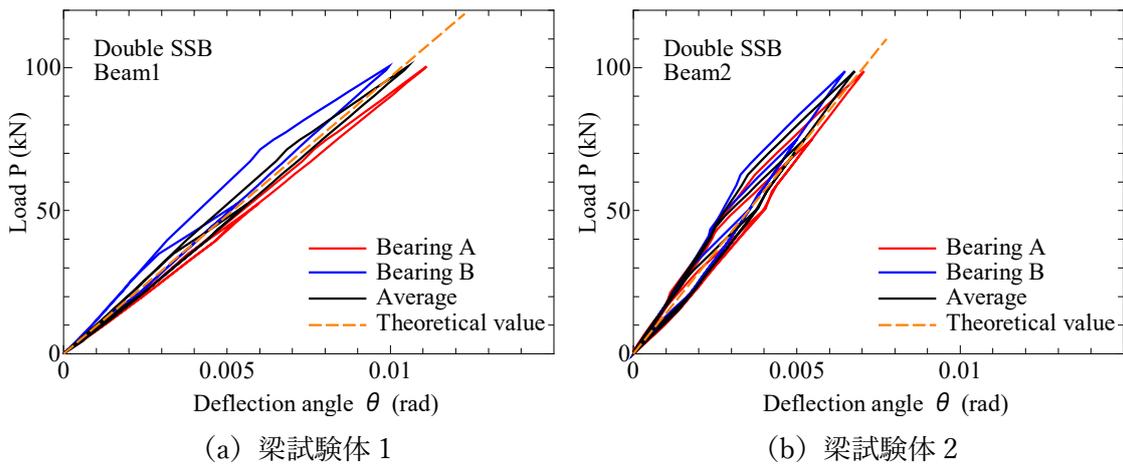


図-2.14 荷重-回転角 (梁試験体1, ダブル球面すべり支承)

2.3.3 回転角とスライダ変位の関係

回転角～スライダ変位関係を、それぞれ図-2. 15～図-2. 18 に示す。縦軸は支点部の回転角(rad)、横軸はスライダ変位(mm)である。なお、スライダ変位は支承 A、B の支点外側への変位を正とした。支点 A の結果を赤線、支点 B を青線、両者の平均を黒線で示す。図-2. 15(a)には例としてスライダ変位の履歴を赤矢印①～③で示しており、①は載荷時、②と③は除荷時を示す。さらに、図中には、活荷重作用時の回転角である 0.00465 rad、たわみの許容値に達する時の回転角である 0.00544 rad もあわせて示す。緑線は道路橋示方書に基づく支承の移動量の理論値であり、以下の式(2.5)によって求めた。

$$\Delta L_r = h \times \theta \quad (2.5)$$

ここで、 ΔL_r は支承の移動量、 h は桁の中立軸から支承の回転中心までの距離、 θ は支承の回転角である。すべての結果において、実験値と理論値は異なる数値を示しており、実験値は折れ線を伴う履歴を示すのに対して、理論値は直線状の履歴を示している。このことは、後述する下沓そのものの変位が関係していると思われ、本実験で測定したスライダ変位とは必ずしも一致しないと考える。

まず、図-2. 15 (a) の梁試験体 1 のシングル球面すべり支承 CASE1 の 100 kN までの載荷について確認する。支点 A および支点 B の回転角～スライダ変位関係は同じような挙動を示しており、回転角が約 0.005 rad までは、スライダ変位は小さく、その後、スライダが動き出し、荷重が 100 kN のときに回転角は平均 0.0115 rad 程度であった。荷重除荷時には、始めはスライダが静止したまま回転角が減少し、回転角が約 0.005 rad 戻った後、スライダが動きだし、回転角がゼロになった時点でスライダは載荷前の位置に戻った。一方、図-2. 15 (b) に示す梁試験体 1 のシングル球面すべり支承 CASE2 では、支点 A の履歴曲線は比較的 CASE1 に近いが、支点 B では、スライダは変位していない。また、支点 A と支点 B の平均値について確認すると、最大スライダ変位は CASE1 が 1.3 mm、CASE2 が 0.4 mm と、コンケイブプレートが上にある場合の変位は、下にある場合の 3 割程度であった。

次に、図-2. 16 (a) の梁試験体 2 のシングル球面すべり支承 CASE1 について確認する。図-2. 15 の梁試験体 1 と比較すると、同じ回転角での支点 A と支点 B 間のスライダ変位の差は梁試験体 2 のシングル球面すべり支承 CASE1 の方が大きい、履歴曲線の形状は類

似している。また、図-2.16 (b) の梁試験体 2 のシングル球面すべり支承 CASE2 については、図-2.15 (b) に示す梁試験体 1 と同様に支点 B のスライダは動かず、支点 A のみを変位している。支点 A と支点 B の平均値について確認すると、最大スライダー変位は CASE1 が 1.0 mm、CASE2 が 0.8 mm と、コンケイブプレートが上にある場合の変位は、下にある場合の 8 割程度であり、梁試験体 1 と同様に、コンケイブプレートが上にある場合の方が、スライダー変位は小さかった。さらに、梁試験体 2 のシングル球面すべり支承 CASE2 の支点 A は载荷開始からスライダーが変位し始め、履歴曲線は三角形に近い形状であった。梁試験体 1 と 2 の CASE2 において支承 B はほとんど変位していないが、これは、後述する下沓に働く水平反力は CASE2 の方が CASE1 よりも大きく、支承を支える横梁の変位が結果として大きいことが原因ではないかと推察される。なお、1 つの载荷実験の中で、支点 A および支点 B は必ずしも同じ挙動を示してはいない。これは、支承の置かれた状況や摩擦係数のわずかな差によって生じていると推察される。また、支点 A と支点 B が同じように挙動すると仮定した平均の値は、支承の一般的な挙動を把握するためには重要であるが、実際には本実験で確認されたように、支点 A と支点 B が異なる挙動を示すことがあるので、設計する際には留意する必要がある。

シングル球面すべり支承とダブル球面すべり支承の比較を図-2.18 に示す。図-2.18 (a) では梁試験体 1 の結果を、図-2.18 (b) では梁試験体 2 の結果を示す。図中の結果はすべて支承 A および支承 B の平均値を示しており、赤線はシングル球面すべり支承 CASE1、青線はシングル球面すべり支承 CASE2、黒線はダブル球面すべり支承、緑線は理論値を示している。梁試験体 1 および梁試験体 2 の両方において理論値に最も近いのはダブル球面すべり支承であり、反対に理論値に最も遠いのはシングル球面すべり支承 CASE2 であった。このことは下沓に作用する摩擦力や水平反力が横梁の変位に影響した結果であり、ダブル球面すべり支承では下沓に作用する摩擦力および水平反力はシングル球面すべり支承よりも小さいと考えられる。

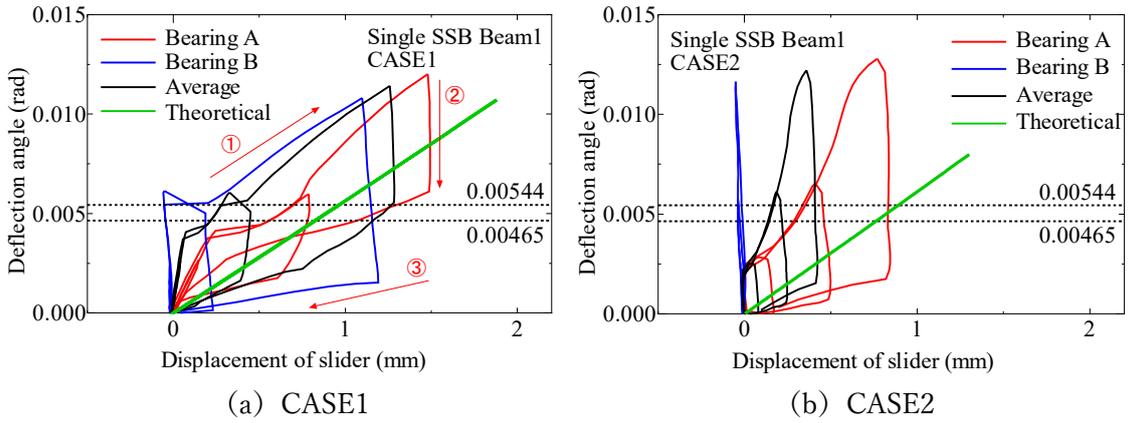


図-2.15 回転角-スライダ変位関係
(梁試験体 1, シングル球面すべり支承)

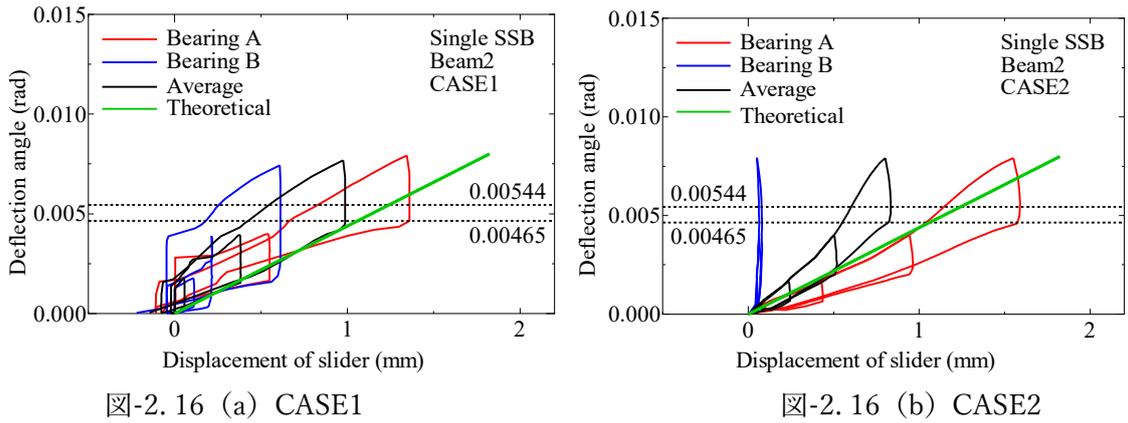


図-2.16 回転角-スライダ変位関係
(梁試験体 2, シングル球面すべり支承)

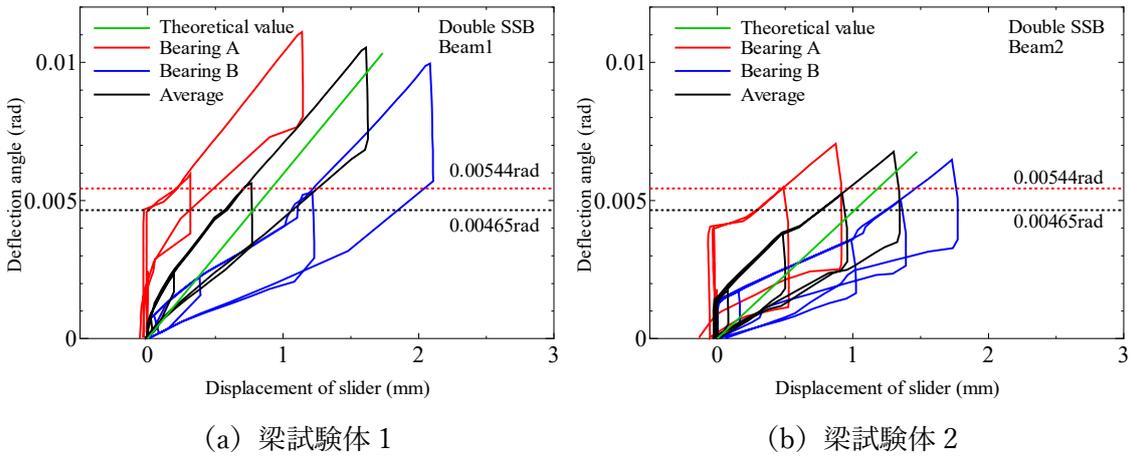


図-2.17 回転角-スライダ変位関係
(ダブル球面すべり支承)

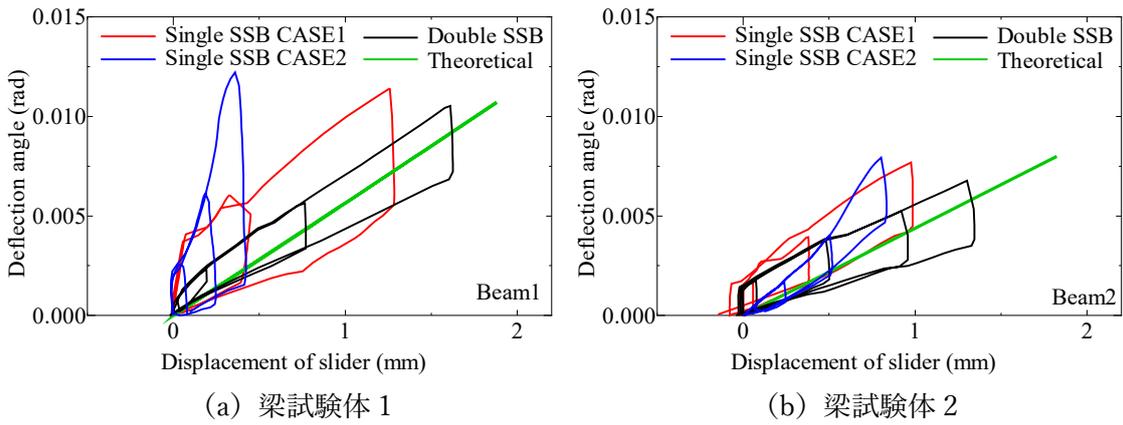


図-2.18 回転角-スライダ変位関係
(シングル-ダブル比較)

2.4 球面すべり支承の下沓の変位について

計測項目のところで述べたが、スライダ変位も含めた支承周りの変位は、写真-2.6 および写真-2.7 に示すように支承を支えている横梁を不動点として、横梁を基準とした計測を行っている。また、载荷中における支承の動きを撮影するために、ビデオカメラをこの横梁上に設置した。実験後に早送りでも荷の様子を再生したところ、背景が微量動いていることが確認でき、カメラは実験中にスライダーと同じ方向に動いていることが確認された。このことは、本来ならば図-2.19 のように不動点とした横梁が、図-2.20 のような载荷によって変位を生じていたことを示している。

この横梁は H-300×150×6.5×9 の形鋼を用いており、更にはフランジに鋼板を重ねて溶接し、ウェブには垂直のリブが取り付けられている。しかしながら、形鋼のねじりに対する剛性を確保するためには箱型の断面が必要であり、このことが、横梁にねじり変形を生じたと考えている。また、梁試験体 1 とは梁試験体 2 を取り替えて実験を行う際には、高さ調整のために写真-2.6 のような鋼材を配置していたため、実験毎に下沓の置かれていた条件は少しずつ異なるということも考えられる。

図-2.21 のように、下沓（横梁）に変位 δ が生じたとすると、梁試験体のたわみによる支承の移動量 ΔL_r は変わらず、スライダーの変位 SD が減少すると考えられる。支承の移動量 ΔL_r は SD と δ の和であり、以下の式(2.6)で表される。

$$\Delta L_r = SD + \delta \quad (2.6)$$

横梁の変位はスライダーの摩擦力が下沓に作用した結果であると考えられ、実際の橋梁においては橋脚頂部の変位が影響するため、検証が必要である。後の章では FEM 解析を行うが、FEM 解析においてはこの仮説の検証を行う。



写真-2.6 実験状況（梁試験体 1，横梁周辺）



写真-2.7 実験状況（梁試験体 2，横梁周辺）

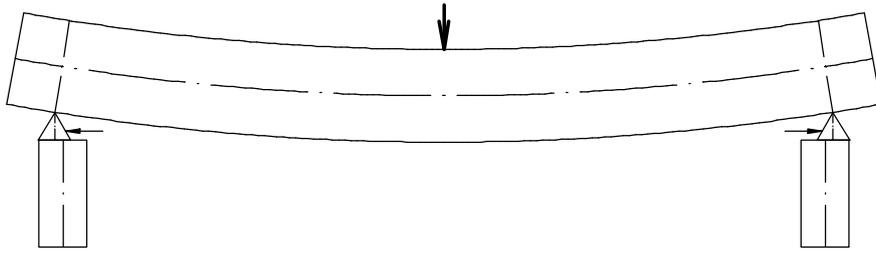


図-2.19 実験装置模式図（本来の想定）

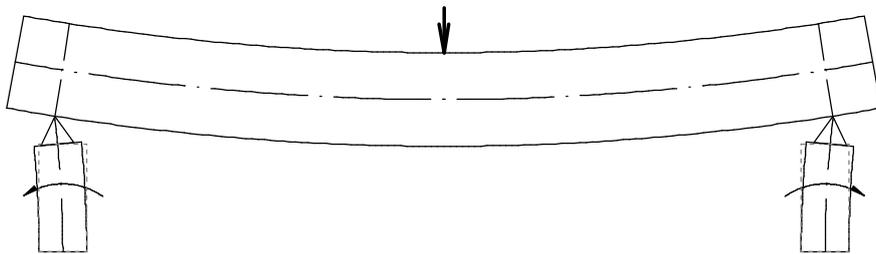


図-2.20 実験装置模式図（実際の挙動）

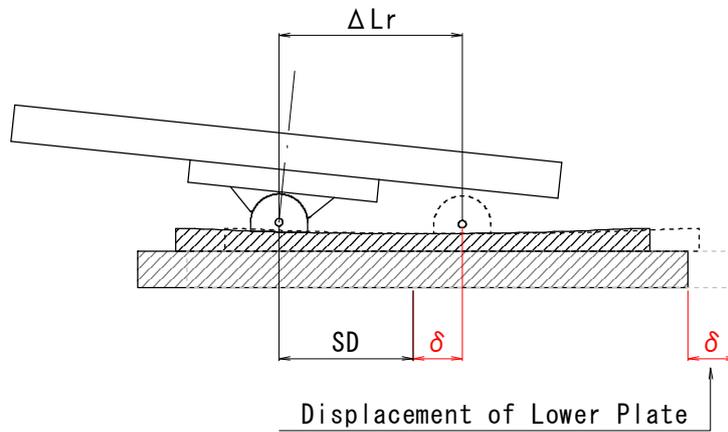


図-2.21 下沓に変位が生じた際の変位量の関係

2.5 まとめ

本章では、球面すべり支承の活荷重作用時の挙動を明らかにするため、橋梁模型桁を用いた実験を行った。球面すべり支承にはシングル球面すべり支承とダブル球面すべり支承の2種類を用いた。また、シングル球面すべり支承では、すべり面をスライダの下に配置した場合とスライダの上に配置した場合の2通りとした。本章を通して得られた知見を以下に示す。

1. すべての実験結果において、載荷荷重に対するたわみおよび回転角は理論値に近いものであったが、スライダの変位は理論値と異なった。これは、スライダの摩擦力が作用した結果、下沓を設置していた載荷装置の横梁の変形によるものと思われる。このことは、実際の橋梁においては橋脚頂部の変位が影響すると考えられ、検証が必要である。
2. シングル球面すべり支承の CASE1 では、両方の支点到すべりが生じていたが、CASE2 ではスライダの変位が生じないか、生じたとしても CASE1 よりも小さくなる傾向が見られた。これは、下沓に働く水平反力は CASE2 の方が CASE1 よりも大きく、支承を支える横梁の変位が結果として大きいことが原因ではないかと推察される。
3. シングル球面すべり支承およびダブル球面すべり支承を比較すると、下沓に作用する摩擦力や水平反力は、ダブル球面すべり支承のほうがシングル球面すべり支承よりも小さいと考えられる。

3. 活荷重を想定した静的载荷実験に対する再現解析

3.1 はじめに

前章の実験では、球面すべり支承のスライダーによる摩擦が下沓に作用した結果、下沓に変位を生じている可能性が示唆された。しかしながら、実験において摺動するスライダーの摩擦力を直接的に測定することは困難である。そこで、前章の実験を基に、球面すべり支承の挙動や応力状態を調査するため、FEM 解析を行うこととした。

FEM とは、Finite Element Method の略であり、日本語では有限要素法と呼ばれる数値解析手法の一つである。構造力学分野においては微分方程式を解くことが難しい事象に対して、FEM によって近似解を数値的に得ることを可能としている。FEM では構造物を微小に分割した有限の要素を扱っており、すべての要素に対して応力状態が計算される。FEM 解析を行うことにより、通常の実験では測定困難な箇所の変位や応力状態を得ることが可能になる。本章では、FEM 解析によって球面すべり支承の活荷重载荷時におけるスライダーの摩擦力や応力状態、さらには下沓に作用する反力等を調査することを目的とした。

FEM 解析を行うにあたって、解析プログラムとして Abaqus²⁹⁾ を用いた。Abaqus は構造物の変形や摩擦等の接触を扱うことに優れており、金属をはじめとした様々な材料に対応している。

3.2 解析方法

3.2.1 解析モデル

本解析では2次元 FEM を採用し、すべての部材をシェル要素で表現することとした。図-3.1 に梁試験体の解析モデルの概要を示す。梁の支間方向 (X 軸) と鉛直方向 (Y 軸) を平面とするシェル要素を定義し、フランジの幅方向 (Z 軸) についてはシェル要素に厚みを持たせた。また、スパン中央における構造の対称性を考慮した境界条件を利用して、梁試験体の 1/2 をモデル化することとした。

本解析モデルでは、H 形鋼梁の上下フランジ、ウェブ、支承の上下プレートおよびスライダのすべてにシェル要素を使用した。図-3.2 のように梁試験体の寸法に合わせ、上下フランジは幅を考慮してシェル要素の厚みを与え、ウェブ厚にはシェル要素の厚みを与えた。梁試験体について設定したシェル要素の詳細を表-3.1 に示す。また、コンケイブプレートは有効幅を考慮して、シェル要素の厚みを 60 mm とした。

図-3.3 に示すように、スライダは高さ方向に 3 分割し、それぞれの要素において断面積が等しくなるように幅を 8 分割し、各要素における奥行長さの平均をそれぞれのシェル要素の厚みと設定した。なお、この設定でメッシュ分割を変えて複数のケースで解析を行ったが、後に考察するスライダの応力状態に大きな違いは見られなかった。スパン中央の境界条件は、水平変位と回転を固定し、鉛直変位は自由とした。鋼材の材料特性は、ヤング係数 205 kN/mm²、ポアソン比 0.3 を用いた線形型の応力～ひずみ関係とした。

前章の実験では、载荷中に下沓が微量動いていたことが確認されたため、この現象を再現するために、下沓の挙動を FEM 内で再現する必要がある。実際の横梁をモデルとして FEM で再現することが最善策ではあるが、形鋼に多数の鋼板を溶接した構造であるため、精確な形状の再現が難しいと判断した。その後、下沓が可動することと、水平変位に対してある程度の抵抗を示すモデルがあれば良いと考え、図-3.4 に示すような下沓のモデルとした。このモデルでは、下沓の水平方向に仮想ばねを取り付け、下沓の水平変位を δ としている。下沓の下面の境界条件は、水平変位を自由とし、鉛直変位と回転を固定とした。仮想ばねのばね定数 k_0 は横梁の剛性に依存するが、計測を行っていないため $k_0 = 1 \sim 100$ kN/mm の範囲で変化させ解析を行った。

解析に用いた鋼材の物性値はヤング係数 205 GPa、ポアソン比 0.3 の線形型の応力～ひずみ関係を用いた。また、実験ではスライダのひずみ等は計測していないが、スライダ

の応力状態の把握は極めて重要である。そこで、本解析では、スライダは図-3.5 に示すような完全弾塑性型の応力-ひずみ関係を用い、降伏応力は载荷試験で用いたスライダの材質(SS400)を参考にして 300 N/mm^2 とした。

荷重の载荷方法は前章の実験と同じ繰り返し漸増载荷とし、1/2 モデルであるため図-3.6 に示す片側の支承反力である 10 kN, 25 kN, 50 kN までの荷重サイクルで载荷した。

スライダとコンケイブプレートの上下の位置関係は前章と同様に、CASE1 および CASE2 の2種類とし、スライダの下にコンケイブプレートを配置する場合を CASE1 とし、スライダの上にコンケイブプレートを配置する場合を CASE2 とした。

各種変位の測定は前章の実験に下沓の変位の測定を加えた。梁試験体の傾きを計算するための VD1VD2 は支点から前後に 200 mm 位置の下フランジ節点とし、スライダ変位 SD はスライダ中心の節点の水平変位とした。本章では新たに下沓の変位を測定するために CASE1 ではコンケイブプレート、CASE2 ではヒンジプレートの中心位置の水平変位を δ として測定した。

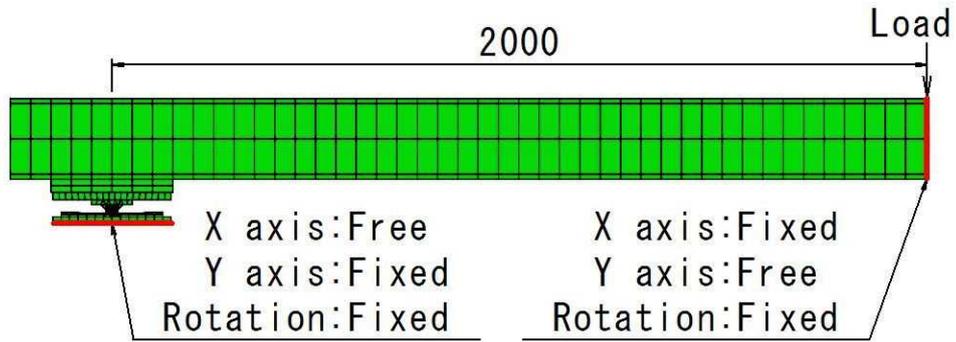


図-3.1 解析モデル概要図

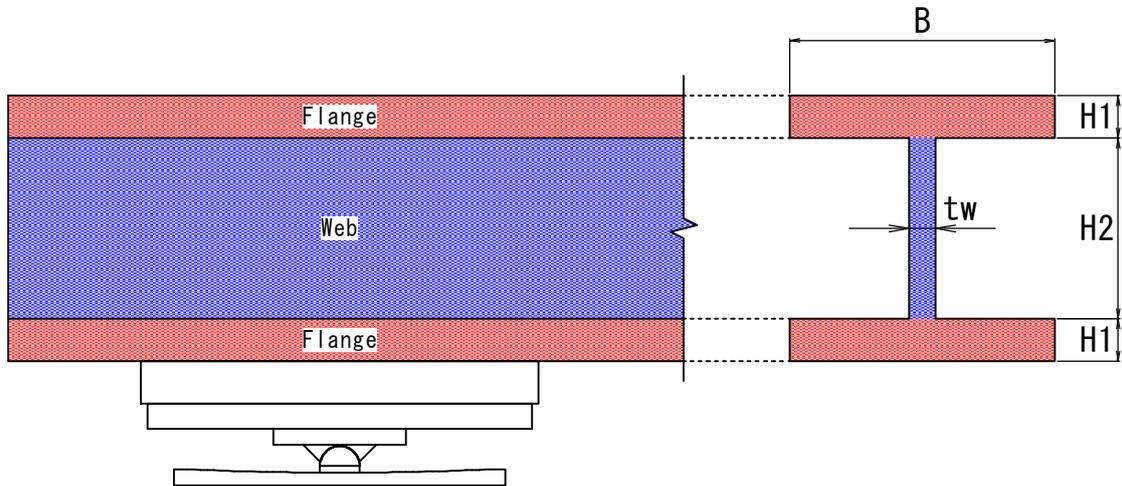


図-3.2 梁試験体のシェル要素

表-3.1 梁試験体のシェル要素詳細

	梁試験体 1 H-200×200×8×12	梁試験体 2 H-300×150×6.5×9
フランジ幅 B	200mm	300mm
ウェブ厚 t_w	8mm	6.5mm
H1	12mm	9mm
H2	176mm	282mm

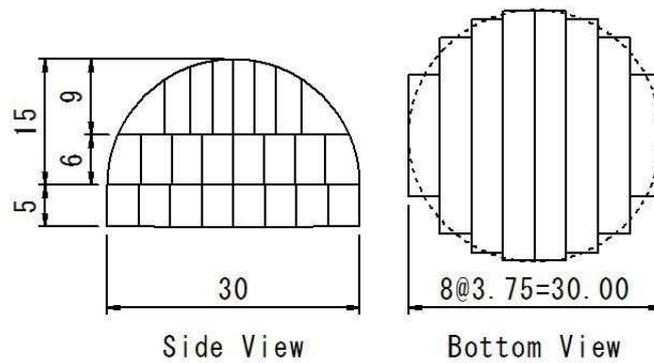


図-3.3 スライダーのモデル化

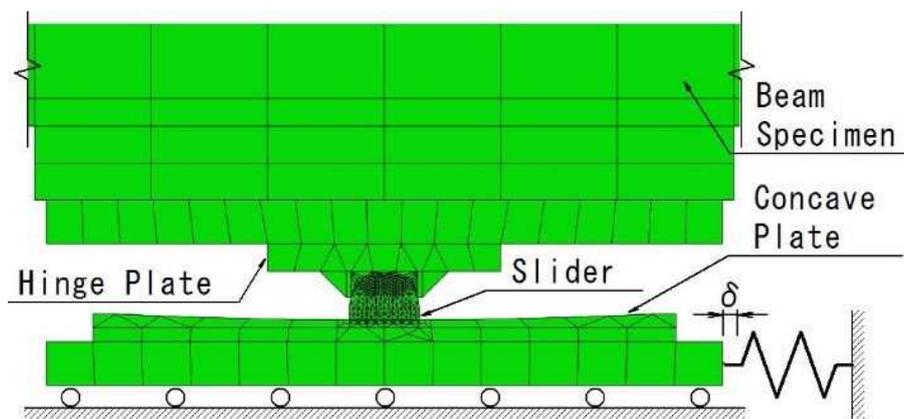


図-3.4 支承部の模式図

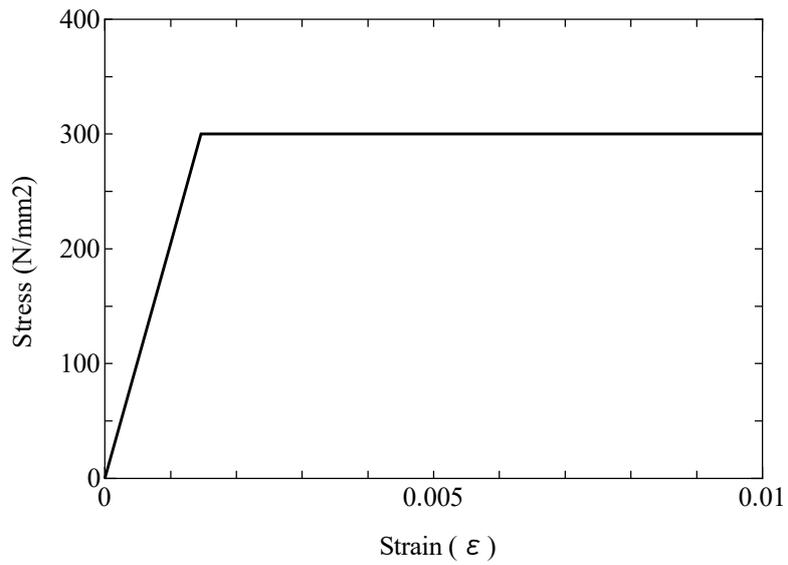


図-3.5 スライダーの応力-ひずみ関係

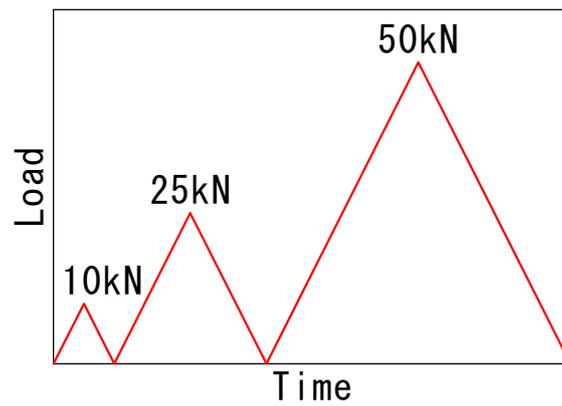


図-3.6 荷重載荷サイクル

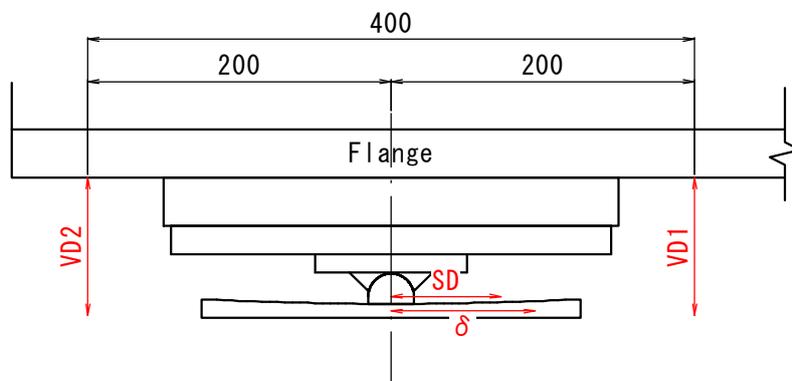


図-3.7 変位の測定

3.2.2 摩擦係数

シングル球面すべり支承の場合、スライダーにはヒンジ部とコンケイブプレートに接する部分の2つの接触面が存在する。摩擦モデルについては、接触面の相互作用特性として、接触接線方向にペナルティ法を適用し、接触方向においては圧縮時に剛接触、引張時には浮き上がりを許した。ヒンジ部に接する面では、液状潤滑油を介した金属同士の摩擦係数として $\mu = 0.01$ を用いた。コンケイブプレートに接触する面での摩擦係数 μ は西本ら²⁸⁾が提案した球面すべり支承の摩擦係数に関する面圧依存式をもとに、式(3.1)および式(3.2)から算出した。

$$\mu = \mu_0 \times \gamma \quad (3.1)$$

$$\gamma = 1.746 \times \sigma^{-0.141} + 0.02 \quad (3.2)$$

ここで、 σ はスライダーの面圧 (N/mm^2) であり、 γ は面圧補正係数である。 μ_0 は基準の動摩擦係数 ($= 0.047$) であり、 $\sigma = 60 \text{ N}/\text{mm}^2$ における動摩擦係数である。なお、式(3.1)、(3.2)で示される摩擦係数は、本実験で使用した球面すべり支承と同じタイプの支承を用いて実験から求めた式である。

図-3.8 に面圧と摩擦係数の関係を示す。面圧依存式の曲線は面圧が上がるにつれて摩擦係数が低下し、 $\sigma = 10 \text{ N}/\text{mm}^2$ 以下では急変化し、 $\sigma = 60 \text{ N}/\text{mm}^2$ において基準動摩擦係数の $\mu_0 = 0.047$ を示している。本研究の実験および解析では、最大活荷重時に $\sigma = 30 \text{ N}/\text{mm}^2$ 程度となるため、動摩擦係数として $\mu = 0.05$ 程度を示すことが予想される。また、球面すべり支承の摩擦係数は、面圧依存式の他に速度依存式および温度依存式が知られているが、本実験の範囲ではスライダーの変位速度は遅く、摩擦熱が生じるようなものではないため、ここでは面圧依存式のみを扱うこととした。

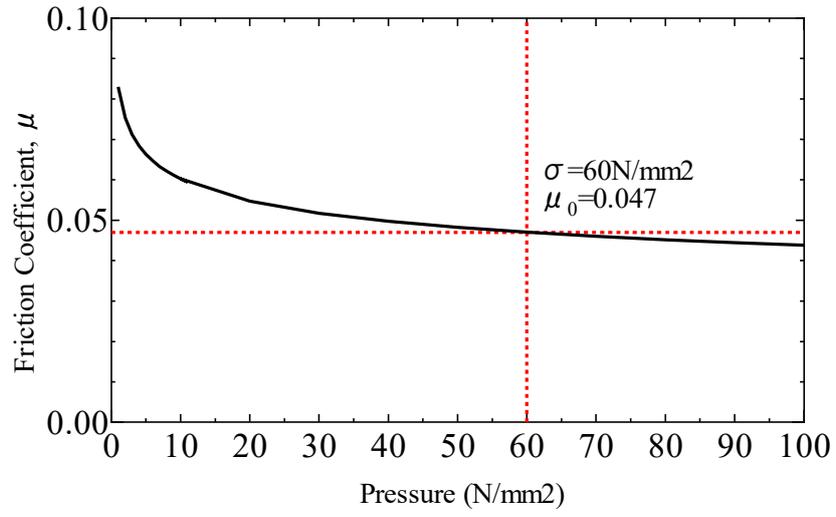


図-3.8 面圧と摩擦係数の関係

3.3 解析結果

3.3.1 回転角～スライダ変位関係

回転角～スライダ変位関係の FEM 解析結果と実験結果の比較を梁試験体 1, 2 について、図-3.9～図-3.11 に示す。

図-3.9 および図-3.11 (a) は梁試験体 1 の結果を示し、図-3.10 および図-3.11 (b) は梁試験体 2 の結果を示す。図-3.9 (a) および図-3.10 (a) はシングル球面すべり支承における CASE1 を示し、図-3.9 (b) および図-3.10 (b) はシングル球面すべり支承における CASE2 を示す。縦軸は支点部の回転角(rad)、横軸はスライダ変位(mm)を示す。解析結果は、仮想ばねのばね定数 $k_0 = 1 \sim 100 \text{ kN/mm}$ を用いた場合を示している。比較対称として、前章の実験結果の支承 A および B の平均値を示す。図-3.9 (a) には例としてスライダ変位の履歴を赤矢印①～③で示しており、①は載荷時、②および③は除荷時を示す。

図-3.9 (a) において、ばね定数が最も小さい $k_0 = 1 \text{ kN/mm}$ の場合には、スライダの変位は 0 のままで回転角が生じており、下沓のみが変位することが確認された。これは、スライダとコンケイブプレートの静摩擦によって下沓の変位が生じていると考えられる。反対にばね定数が最も大きい $k_0 = 100 \text{ kN/mm}$ の場合には、下沓は変位せずスライダのみが変位することが確認されており、回転角とスライダの変位関係はほぼ直線的であった。下沓が完全固定されている場合には理論値通りの挙動を示していることがわかる。ばね定数が中間的な値となる $k_0 = 2.5 \sim 10 \text{ kN/mm}$ の場合には、スライダ変位が生じ、さらに下沓も変位している状態が確認され、ばね定数が大きくなるにつれてスライダの最大変位が大きくなるという傾向であった。また、②の除荷時には、回転角が最大になった後、荷重の除荷し始めはスライダが変位しない状態で回転角が減少しており、実験結果および解析結果で同じ現象が確認できる。

図-3.9 (b) は CASE2 を示し、ばね定数が $k_0 = 2.5 \text{ kN/mm}$ の場合において載荷時に曲線的に変位が生じており、実験結果でも同様である。このことから、すべり面がスライダの上にあるため、支点部の回転に伴ってすべり面が傾くことによると考えられる。

図-3.10 は梁試験体 2 の結果を示し、図-3.9 の梁試験体 1 と同様の傾向が見られる。

図-3.11 はダブル球面すべり支承の結果を示すが、シングル球面すべり支承の結果と同様の傾向が見られた。

以上のことから、実験で用いた球面すべり支承において、2つの状態が混在していたことが考えられる。1つ目はスライダのすべりが生じないまま、スライダーとコンケイブプレートの静摩擦によって下沓に変位が生じていた状態であり、2つ目はスライダーの滑りが生じ、さらにスライダーとコンケイブプレートの動摩擦によって下沓も変位する状態である。

実験結果との比較から、実験に用いた横梁の剛性を再現するばね定数は、シングル球面すべり支承において図-3.9 (a), 図-3.10 (a), 図-3.10 (b) では $k_0 = 2.5 \sim 5 \text{ kN/mm}$ の間であり、図-3.9 (b) では $k_0 = 1 \sim 2.5 \text{ kN/mm}$ の間であったことが推測できる。また、ダブル球面すべり支承では $k_0 = 10 \text{ kN/mm}$ 程度であったことが推測できる。

実験結果を見ると、図-3.9 (a), 図-3.9 (b), 図-3.10 (a) では、①の荷重時において回転角が小さい範囲においてスライダーの変位が生じない現象が生じており、荷重の荷重を始めてすぐは静摩擦等によりすべりが生じにくいものと考えられるが、解析においてはこのような現象は見られなかった。

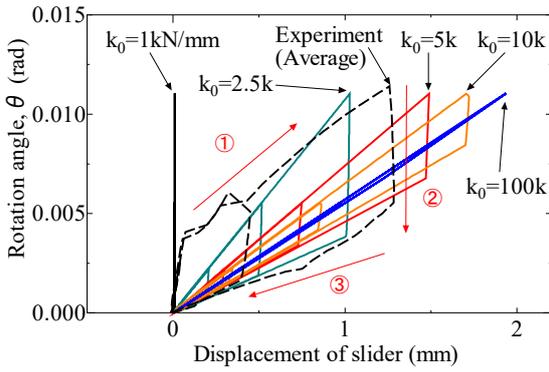


図-3.9 (a) CASE1

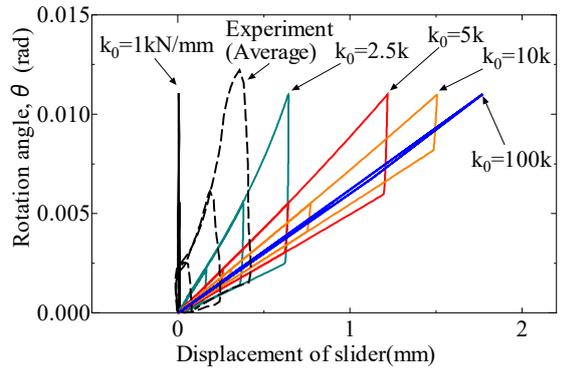


図-3.9 (b) CASE2

図-3.9 回転角-スライダ変位関係 (梁試験体 1, シングル球面すべり支承)

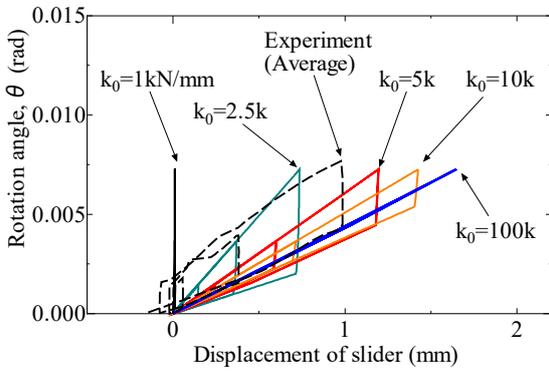


図-3.10 (a) CASE1

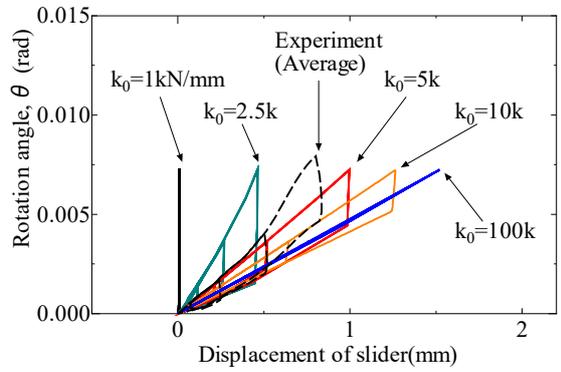


図-3.10 (b) CASE2

図-3.10 回転角-スライダ変位関係 (梁試験体 2, シングル球面すべり支承)

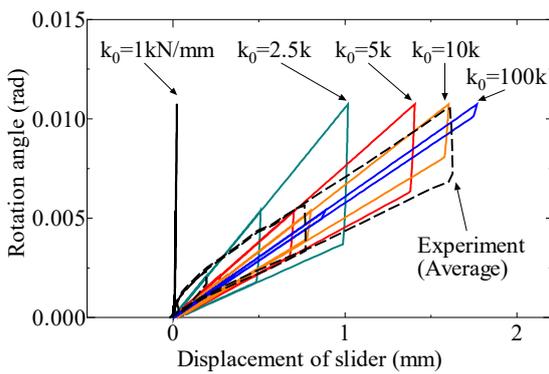


図-3.11 (a) 梁試験体 1

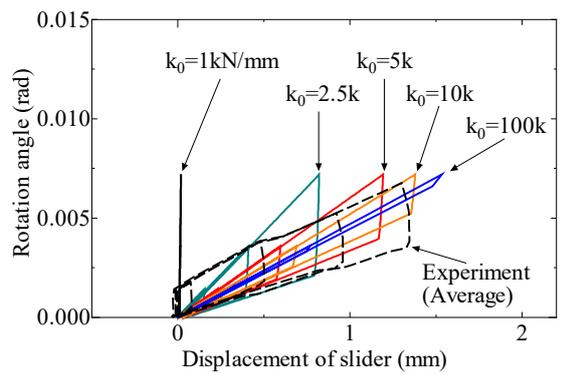


図-3.11 (b) 梁試験体 2

図-3.11 回転角-スライダ変位関係 (ダブル球面すべり支承)

以上の結果から、仮想ばねと下沓の変位の関係は図-3.12のような状態にあると考えられ、仮想ばねのばね定数によってスライダのすべり量に影響を及ぼしていることがわかる。

まず、ばね定数が小さい場合 ($k_0=1\text{ kN/mm}$)、スライダにすべりは生じず、摩擦力によって下沓に変位が生じる。このとき、支点の移動量は下沓の変位量に相当する。

次に、ばね定数が中程度の場合 ($k_0=2.5\sim 10\text{ kN/mm}$)、スライダのすべりが発生し、なおかつ下沓の変位が生じる。このとき、支点の移動量はスライダのすべり変位と下沓の変位量の和に相当する。

最後に、ばね定数が大きい場合 ($k_0=100\text{ kN/mm}$)、下沓の変位は生じず、スライダのすべりのみが生じる。このとき、支点の移動量はスライダのすべり変位に相当する。

このように、桁のたわみによる支点の総変位量はばね定数に関わらず同じであるものの、ばね定数が大きくなると下沓の変位が減少し、反対にスライダのすべり量が増大する。前章の実験では、スライダのすべりと下沓の変位が併発している状態であったと推測する。また、梁試験体のセッティング毎に支承の設置状態によって横梁の剛性が変化し、その結果として下沓の変位に影響していたと考える。

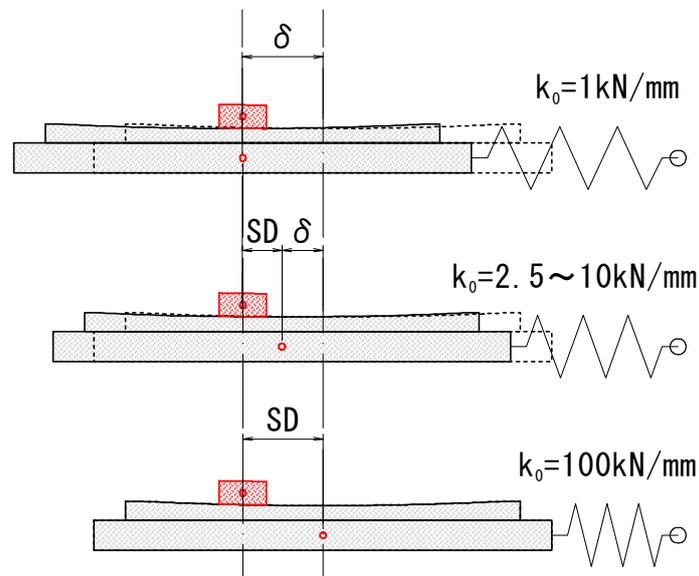


図-3.12 仮想ばねと下沓の変位の関係

3.4 シングル球面すべり支承の挙動考察

3.4.1 下沓変位～スライダ－変位関係

図-3.13 に下沓変位とスライダ－変位の模式図を示す。下沓が固定されている場合は、図-3.13(a)に示すようにたわみによる支点移動量 Δl_r はスライダ－変位と一致する。しかしながら、今回の実験で確認されたように下沓が動く場合、図-3.13 (b) に示すように支点移動量 Δl_r は下沓変位 δ とスライダ－変位 SD の和となる。

図-3.14 に回転角～下沓変位およびスライダ－変位関係の FEM 解析結果を示す。縦軸は回転角(rad)、横軸は変位(mm)であり、結果は梁試験体 1、シングル球面すべり支承 CASE1 のもので、解析において下沓に取り付けた仮想ばね定数は $k_0 = 5 \text{ kN/mm}$ を用いている。赤線はスライダ－変位 SD 、青線は下沓変位 δ 、緑線は支点移動量 Δl_r であり、実線は载荷中、点線は除荷中の履歴を示し、図中の矢印①～③の方向にそれぞれの変位が生じていることを示している。载荷を始めると、①のようにスライダ－変位と下沓変位は同時に増加しながら支点の移動が生じる。100 kN 载荷時に回転角が 0.0110 rad に達したとき、下沓の変位は 0.5 mm であり、スライダ－変位 1.5 mm と合わせると支点の移動量 2.0 mm に等しい。除荷時には②のように桁のたわみの減少に伴って回転角が減少するため、支点は原点に戻る方向に移動し始めるが、スライダ－変位は変化せず、下沓変位のみが減少する。このとき、下沓にはスライダ－からの摩擦力が元の位置に戻る方向に作用し、原点を通り越して -0.3 mm まで、マイナス側に変位している。これは、荷重の除荷とともに摩擦力は減少し、その摩擦力と仮想ばねの大きさとの関係によって生じている。最後に、③のようにスライダ－と下沓が原点にそれぞれ向かって変位する。

以上をまとめると、桁のたわみに伴って支承が約 2 mm 変位する際に、下沓の変位が 0.5 mm 生じた結果、スライダ－のすべり変位が 1.5 mm となったことが考えられる。割合にすると、本来の支承移動量の 25%が下沓の移動として吸収され、スライダ－の滑る量が減少したことになる。しかしながら、0.5 mm という長さは非常に小さく、前章の実験では 0 kN の状態から 100 kN 载荷するまでに 10 分程度の時間がかかっていたため、下沓に変位が生じていることを肉眼で認識することは難しいと思われる。

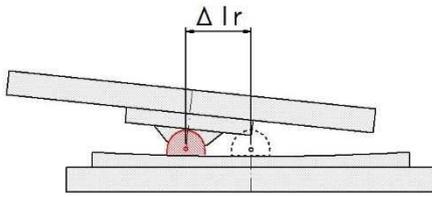


図-3.13 (a) 下沓固定の場合

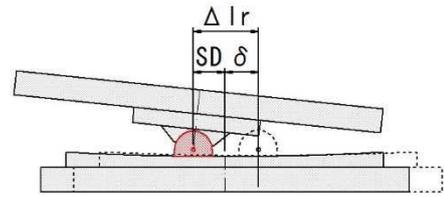


図-3.13 (b) 下沓可動の場合

図-3.13 下沓とスライダ変位関係の模式図

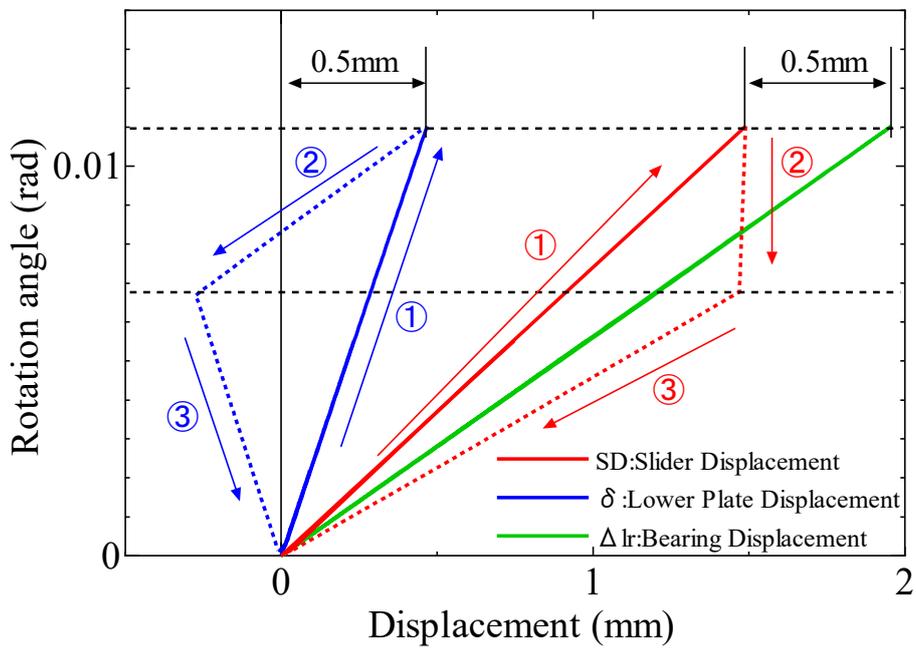


図-3.14 回転角～下沓変位およびスライダ変位関係

(試験体 1-CASE1, $k_0 = 5 \text{ kN/mm}$)

3.4.2 支承部の力のつり合い

CASE1 と CASE2 ではスライダーとコンケイブプレートとの上下位置が異なるため、上部構造から下部構造への力の伝達機構に違いが生じる。支承部における力のつり合いを図-3.15 に示す。すべり面を平面と仮定して、下沓に働く水平反力について考察する。

CASE1 の場合にはすべり面が下に位置するため、図-3.15(a)に示すように回転角が生じてもすべり面が回転しないため、下沓に働く水平反力 H は摩擦力 F' に等しく、式(3.3)から求まる。

$$H = \mu \times N \quad (3.3)$$

ここで、 N は支承部に作用する垂直抗力で、図中の鉛直荷重 W に等しい、 μ は式(3.1)より求めた面圧の影響を考慮した摩擦係数である。

CASE2 の場合にはすべり面が上に位置するため、図-3.15(b)のように桁のたわみによってすべり面に傾きが生じる。その結果、垂直抗力 N は $W \cos \theta$ に等しく、下沓に働く水平反力 H は摩擦力 $F' (= \mu \times N)$ と垂直抗力 N の水平成分の和となるため式(3.4)から求まる。

$$H = \mu N \cos \theta + N \sin \theta \quad (3.4)$$

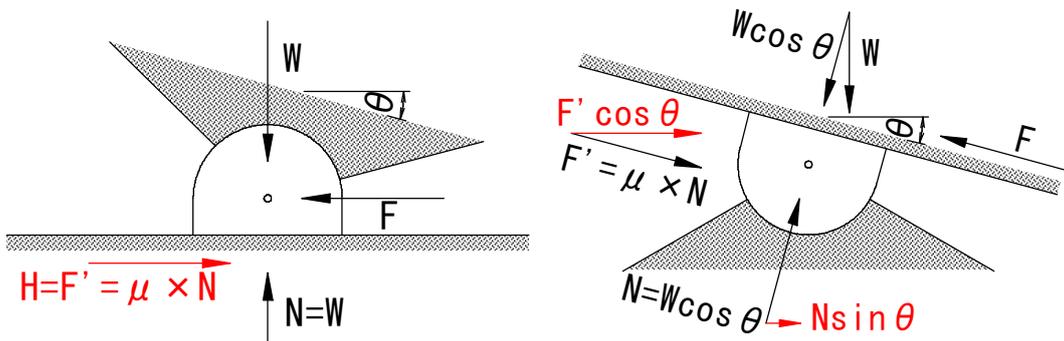


図-3.15 (a) CASE1

図-3.15 (b) CASE2

図-3.15 下沓が受ける水平反力（載荷時）

図-3.16 に式(3.3)および(3.4)で求めた水平反力と FEM 解析結果の比較を試験体 1 について示す。縦軸は載荷荷重(kN)で、横軸は水平反力(kN)である。図中の直線は式(3.3)および式(3.4)で求めた水平反力の理論値であり、丸点は FEM による水平反力の解析値である。解析結果は仮想ばねに作用する力で、下沓固定を想定してばね定数は $k_0 = 100 \text{ kN/mm}$ を用いている。CASE1 と CASE2 とともに解析値と理論値がほぼ一致している。載荷荷重 100 kN において比較すると、下沓に働く水平反力は CASE1 と CASE2 でそれぞれ 2.3 kN, 2.9 kN となり、コンケイブプレートが上に位置する CASE2 の方が 3 割程度大きい。また、CASE1 では直線的であるのに対して、CASE2 では曲線的であることから、これらの違いは、すべり面が傾くことによって生じていると考えられる。

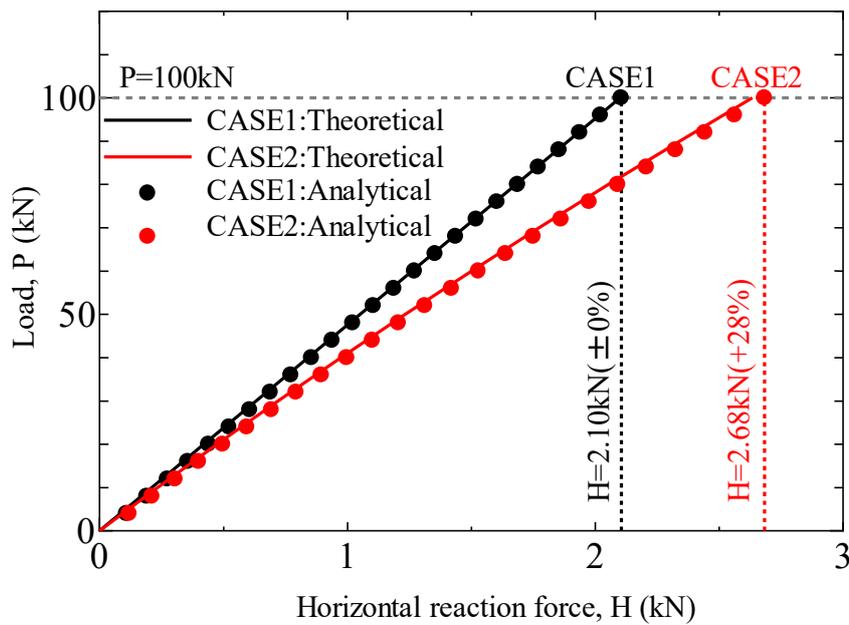


図-3.16 荷重～水平反力の関係（試験体 1, 載荷時）

3.4.3 スライダの応力状態

活荷重作用時に相当する回転角において、スライダの応力を確認する。試験体 1-CASE1 における活荷重作用時(50 kN)でのスライダのミーゼス応力コンター図を図-3. 17 に示す。ミーゼス応力は最大でも 120 N/mm² 程度であり、SS400 の降伏応力約 250 N/mm² を超える応力は生じていない。従って、シングル球面すべり支承はヒンジ構造があるため、活荷重によって生じる回転と水平変位に対してスライダに大きな応力が生じることなく、活荷重作用時の挙動に追従が可能であることが確認された。

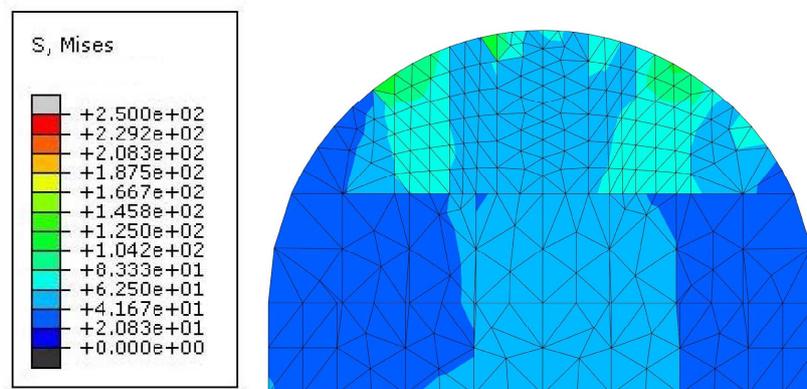


図-3. 17 活荷重作用時のスライダの応力状態

(ミーゼス応力, 単位: N/mm²)

3.5 ダブル球面すべり支承の挙動考察

3.5.1 支承部の力のつり合い

スライダーとコンケイブプレートとの接触面は球面であるが、摩擦力を計算するための代表箇所としてスライダーの角部を採用した。これは、図-3.18のように、スライダーの角部が接触位置となり、この部分が最も応力が大きく作用しているためで、スライダーの角部を基準として検証することとした。

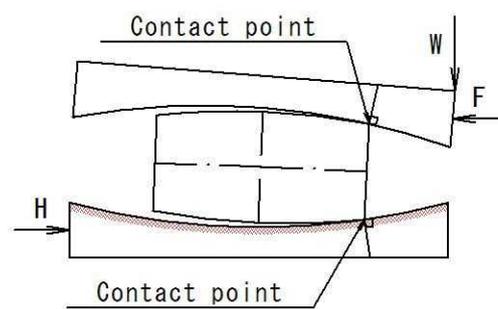


図-3.18 スライダーとコンケイブプレートの接触位置

ダブル球面すべり支承の挙動を考慮すると、支承部の力のつり合いは図-3.19 のようであると考えられる。ここで、図中の F' は摩擦力、 μ は摩擦係数、 N は接触面に垂直な反力、 W は自重を含んだ荷重で、 θ_L はスライダ角部における接触角である。荷重の载荷中において図-3.19 (a) のように、下沓に作用する水平反力 H は摩擦力 F' と反力 N の水平成分の合計となり、式(3.5)に示す。

$$H = F' \cos \theta_L - N \sin \theta_L \quad (3.5)$$

一方で、除荷を行う際には図-3.19 (b) のように、下沓に作用する水平反力 H は式(3.6) のように計算される。

$$H = -F' \cos \theta_L - N \sin \theta_L \quad (3.6)$$

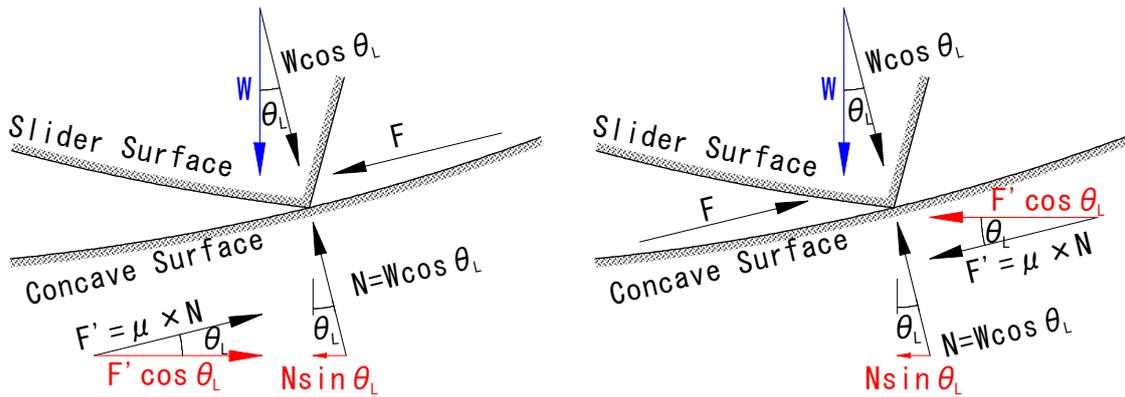


図-3.19 (a) 载荷時

図-3.19 (b) 除荷時

図-3.19 支承部の力のつり合い

図-3. 20 は下沓に作用する水平反力について梁試験体 1 における解析結果と式(3.5)および式(3.6)の比較を示す. 図中の実線は理論値を示し, 赤線は式(3.5)の載荷時, 青線は式(3.6)の除荷時であり, 黒丸は解析値を示す. 理論値と解析値の比較から, 両者は近い値を示しており, スライダーの角部において摩擦が生じていると考えられる.

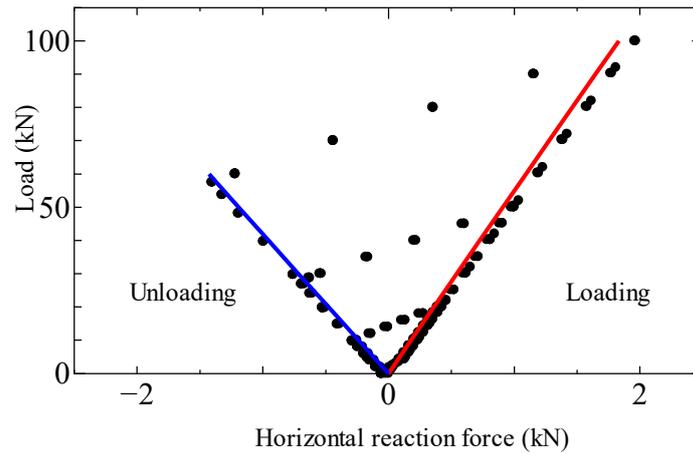


図-3. 20 下沓に作用する水平反力 (梁試験体 1)

3.5.2 スライダーの応力状態

図-3.21 に最大荷重時（50 kN）のスライダーのミーゼス応力コンター図を示す。図はスライダーとコンケイブプレートとの隙間を強調するため、変形倍率を 5 倍にして表示している。スライダーの応力は最大で 975.9 N/mm²を示しており、スライダーが上下プレートに接触している右側 1/4 に応力が集中していた。ダブル球面すべり支承では桁のたわみによる支承の回転に追従することが難しいことが示唆された。

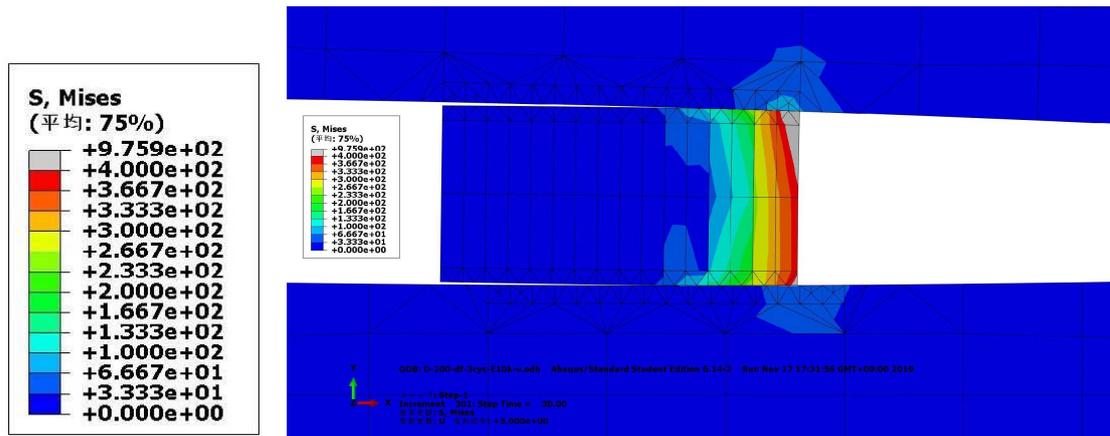


図-3.21 活荷重作用時のスライダーの応力状態（ミーゼス応力，単位：N/mm²）

3.6 まとめ

本章では、球面すべり支承の活荷重作用時の実験に対する FEM 解析を行った。実験結果の考察から、FEM のモデルとして下沓を可動としたモデルを採用した。本章を通して得られた知見を以下に示す。

1. FEM 解析において、下沓を可動としたモデルを採用したことで、実験値と近い解析値が得られた。このことから、実験において下沓は実際には変位しており、実験値に影響を与えていたと考えられる。
2. シングル球面すべり支承では、コンケイブプレート（凹み板）の位置は上または下のケースが考えられるが、上部構造から下部構造への力の伝達機構に違いが生じるため、コンケイブプレートが上に位置する方が、下部構造への水平反力は大きい。これは、支承部の回転に伴ってすべり面に傾きが生じるためである。
3. シングル球面すべり支承は、活荷重による回転と水平変位に対してスライダの応力は降伏応力以下であり、活荷重作用時の挙動に追従が可能である。一方でダブル球面すべり支承は、桁の回転に追従することが難しいことが示唆された。

4. 球面すべり支承の地震時挙動に関する振動台実験

4.1 はじめに

水平地震力が作用したときの球面すべり支承の挙動に関する既往研究では、上部構造の応答にのみ注目することが多く^{11) 22)}、すべり面に生じる摩擦力が上部構造および下部構造に及ぼす影響について調査した研究は少ない。球面すべり支承で支持された橋梁構造物においては、すべり面に生じる摩擦力は支承部に水平せん断力として作用し、さらに、スライダがコンクリートプレート上を摺動することによって、下部構造には偏心して上部構造重量が作用するため、下部構造への影響を調べる必要がある。また、活荷重の偏り等によって、上部構造重量に偏心がある場合には各支点到に反力差が生じ、上部構造が回転する可能性がある。そこで、これらの現象を明らかにするために、本研究ではシングル球面すべり支承を対象とし、4基の球面すべり支承で支持された橋梁模型桁に対して、振動台による加振実験を行った。特に、上部構造の応答およびその応答が下部構造に及ぼす影響に着目し、シングル球面すべり支承で支持された橋梁の地震時挙動を調べた。

4.2 実験方法

4.2.1 球面すべり支承

写真-4.1 および写真-4.2 に実験で用いたシングル球面すべり支承を示し、図-4.1 にその詳細を示す。シングル球面すべり支承はスライダ（材質 SS400）とコンケイブプレート（材質 SUS304）およびヒンジプレート（材質 SUS304）から構成される。スライダは上下に 2 つの凸型球面を有し、球面半径はそれぞれヒンジ部とすべり面に対応している。スライダのすべり面は直径 20mm の円形状の凸型面である。コンケイブプレートは写真-4.2 に示すように球面半径 2500mm の凹型面を有し、このコンケイブプレート上をすべり面としてスライダは摺動する。スライダの回転に対応するようにヒンジ部は関節機能を有し、ヒンジ部での摩擦を低減するため、ヒンジプレートとスライダが接する部分には潤滑油を塗った。すべり面に接するスライダの表面には、繰り返し载荷による摩耗に抵抗するために、PTFE 織物と接着性を高めた高強度繊維の二重織物から成るすべり材を貼付した。

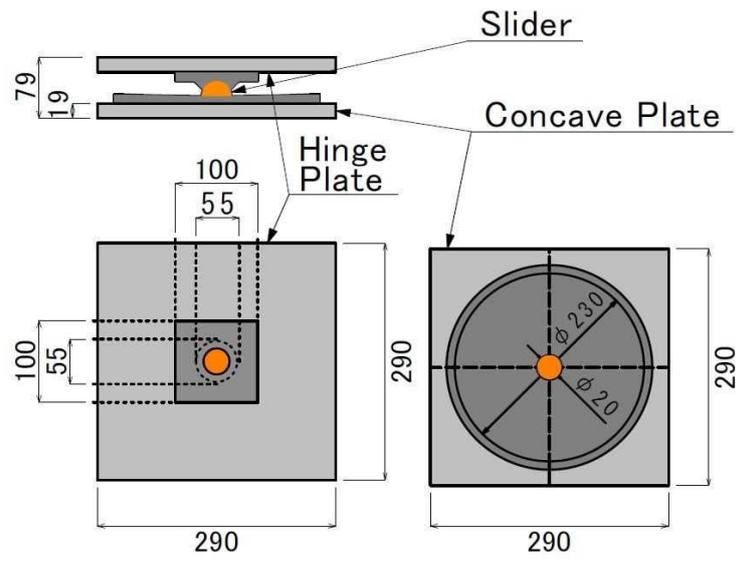


図-4.1 シングル球面すべり支承

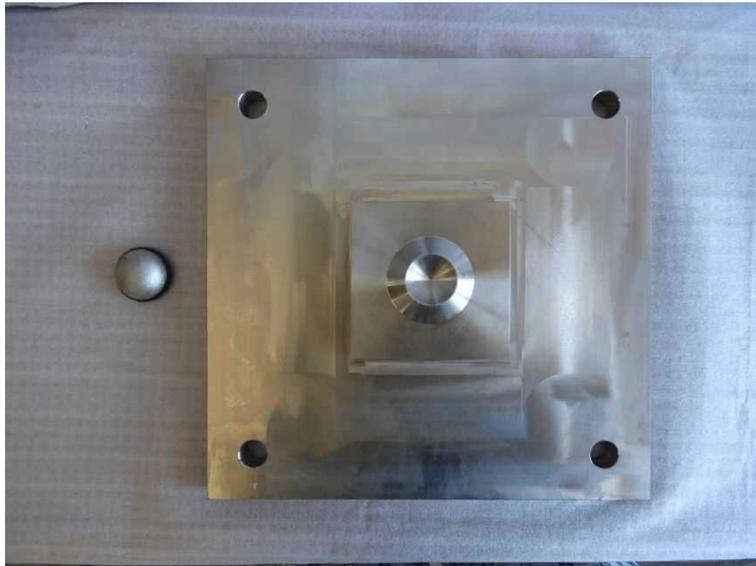


写真-4.1 球面すべり支承 (スライダーおよびヒンジプレート)

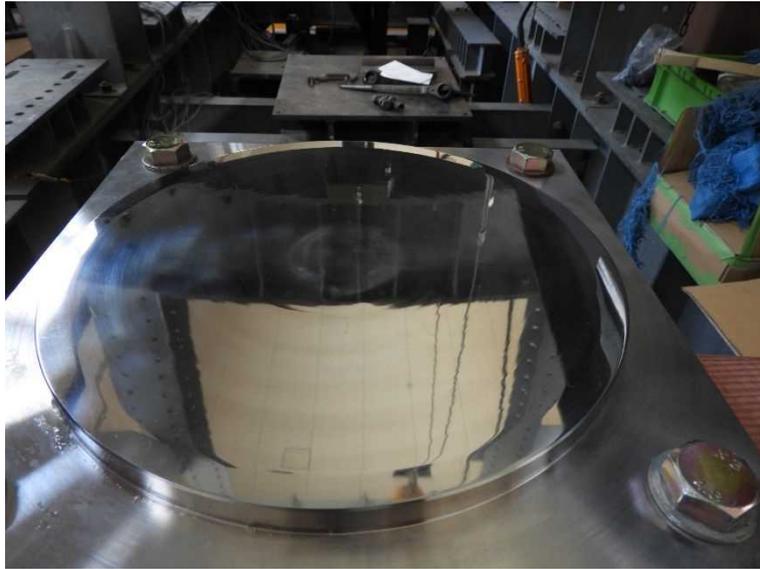


写真-4.2 球面すべり支承（コンケイブプレート）

4.2.2 実験装置および測定項目

写真-4.3 および図-4.2 に加振実験状況を示し、図-4.2 には測定項目もあわせて示す。上部構造模型は $0.90 \times 1.60 \times 0.25 \text{ m}^3$ (重量 8.30kN) のコンクリートブロックとし、これを 4 基のシングル球面すべり支承によって支持した。支承の下に橋脚を想定した鋼管 ($\phi=101.6\text{mm}$, $t=3.2\text{mm}$, $L=400\text{mm}$) を設置した。さらに、コンクリートブロックの上に錘となる鋼板(0.51kN/枚)を合計 16 枚上載し、上部構造重量を調整した。

測定項目については図-4.2 に示すように、上部構造の加速度(AA, AB), 変位(DA, DB) および振動台の加速度(AG), 変位(DG)を測定した。鋼管基部の加振方向にひずみゲージを設置し、ひずみ(ε_1 , ε_2)をそれぞれ測定することで鋼管に作用する曲げモーメントを求めた。

図-4.3 に示すようにシングル球面すべり支承の設置ケースを 2 種類とした。Case1 ではコンケイブプレートがスライダの下に位置し、Case2 では Case1 から支承の上下を反転し、コンケイブプレートがスライダの上に位置するようにした。

以上の測定項目の一覧を表-4.1 に示す。



写真-4.3 振動台設置状況

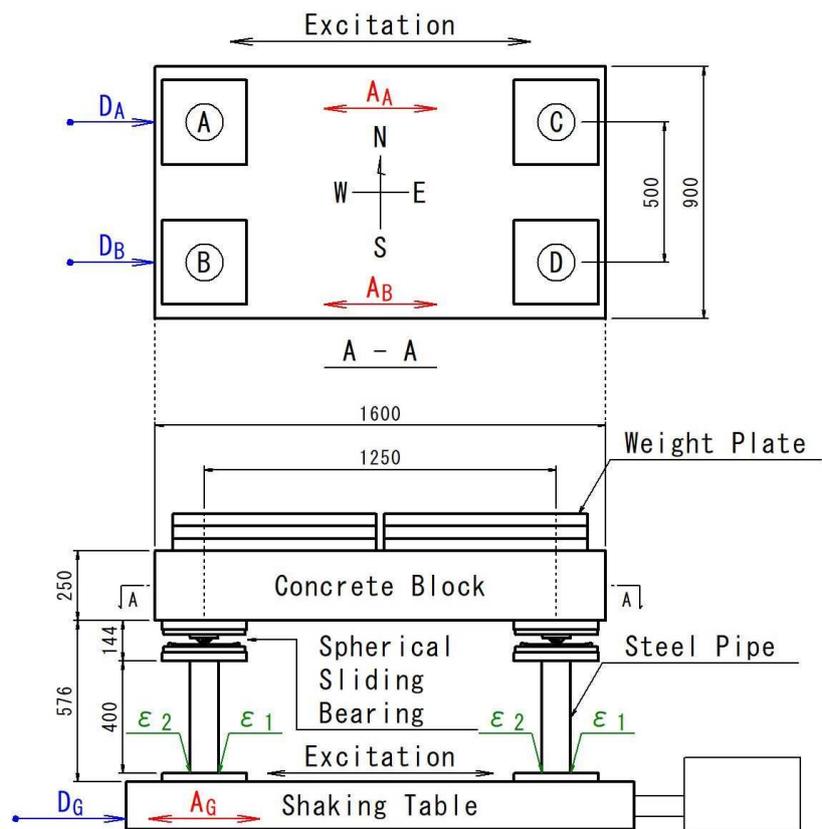


図-4.2 実験装置模式図

表-4.1 測定項目

測定項目	記号	説明
加速度	A_A	上部構造模型 N 側（橋脚 A, C 側）の加速度
	A_B	上部構造模型 S 側（橋脚 B, D 側）の加速度
	A_G	振動台の加速度
変位	D_A	上部構造模型 N 側（橋脚 A, C 側）の変位
	D_B	上部構造模型 S 側（橋脚 B, D 側）の変位
	D_G	振動台の変位
ひずみ	ε_1	（各橋脚共通）橋脚基部 E 側のひずみ
	ε_2	（各橋脚共通）橋脚基部 W 側のひずみ

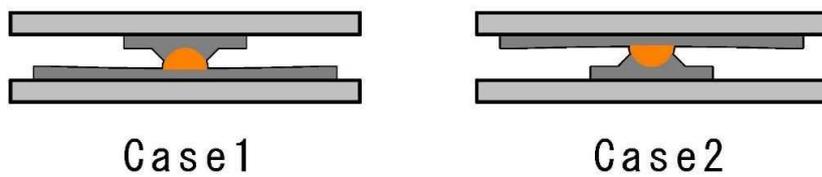


図-4.3 シングル球面すべり支承の設置ケース

試験体の長手方向を橋軸方向，短手方向を橋軸直角方向とする．振動台の加振方向は図-4.2 に示す EW 方向とし，図-4.4 および図-4.5 に示すように試験体の長手方向である橋軸方向に対して一方向载荷し，短手方向である橋軸直角方向に载荷する場合は，平面内で 90 度に試験体の向きを変えた．上载荷重条件は，図-4.4(a)および図-4.5(a)に示すように錘鋼板を均等に配置するケースと，図-4.4(b)および図-4.5(b)に示すように錘鋼板の载荷枚数を加振方向に対して直角に偏心させるケースの 2 ケースとした．均等载荷では錘鋼板を 4 枚ずつ载荷し，偏心载荷では錘鋼板を片側に 6 枚ずつ，もう反対側に 2 枚ずつ载荷することとした．コンクリートと鋼板の重量の合計は約 17.16kN であり，均等载荷では支承 1 基あたりに平均約 4.29kN の軸力が作用する．偏心载荷時には，重い側の支承 1 基あたりに 4.94kN の軸力が作用し，軽い側の支承 1 基あたりに 3.64kN の軸力が作用する．

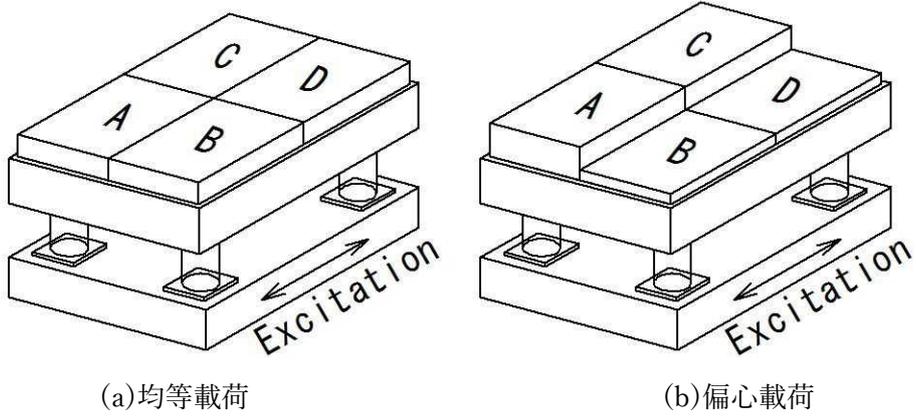


图-4.4 橋軸方向加振

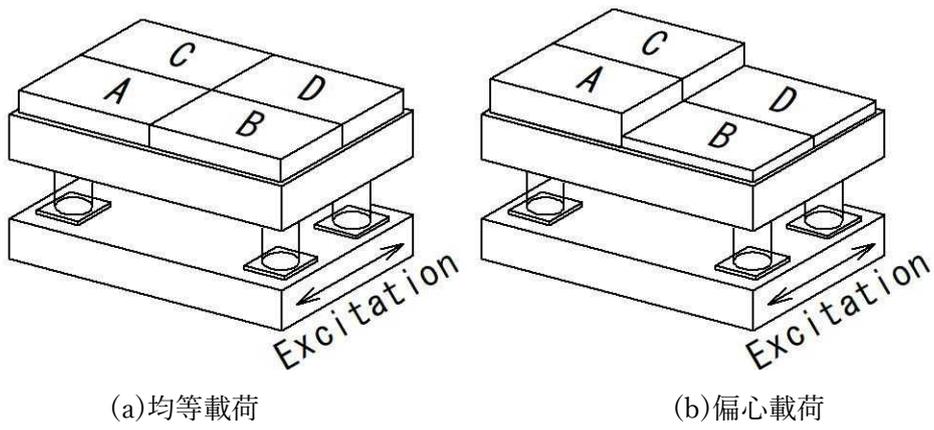


图-4.5 橋軸直角方向加振

4.2.3 入力波形

入力波は正弦波および地震波の 2 種類である。入力正弦波の加振条件として、正弦波の周波数および加速度振幅を表-4.2 に示す。周波数は、0.8Hz, 1.0Hz および 2.0Hz とし、加速度振幅は基本的に 0.8, 1.0, 1.5m/s²としているが、2.0Hz では加速度振幅 1.5m/s² の代わりに 1.3m/s² としている。これは、本実験で用いた振動台の性能限界によるものである。正弦波の加振方法としては、図-4.6 に示すように加振開始から所定の加速度振幅に至るまで漸増させ、加速度振幅が定常状態となったところから 30 秒間加振した。

入力地震動には、レベル 2 のタイプ 2 地震として、表-4.3 に示す地震波を用いた。地震波は 5 種類とし、上部構造模型および振動台の性能を考慮してそれぞれ振幅倍率を設定している。地震波 No.1 および No.2 は道路橋示方書・同解説(V耐震設計編)に示されている I 種および II 種地盤におけるレベル 2 地震動である。地震波 No.3 および No.5 は速度応答スペクトルが長周期で卓越する地震波として、気象庁の定めた長周期地震動階級が最大の 4 となる地震波である。また、地震波 No.4 は K-net および KiK-net 観測網において、2016 年熊本地震時に最大加速度(1157gal)を記録している。図-4.7 に本実験で用いた入力地震波形(振幅倍率適用)を示す。いずれの地震波波形も、本実験装置の限界まで加振ができるように倍率を調整しており、最大加速度は概ね 400cm/s²以内に収まっている。

表-4.2 入力正弦波

周波数 (Hz)	加速度振幅 (m/s ²)	加振時間
0.8	0.8 / 1.0 / 1.5	30 秒間 (定常状態)
1.0	0.8 / 1.0 / 1.5	30 秒間 (定常状態)
2.0	0.8 / 1.0 / 1.3	30 秒間 (定常状態)

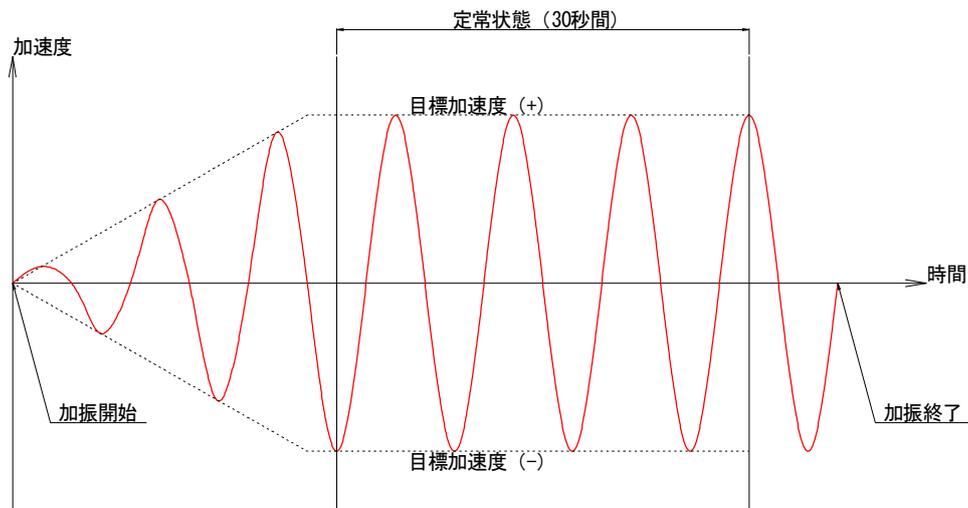


図-4.6 正弦波加振の加速度イメージ

表-4.3 入力地震波

No.	地震波	地震名	振幅倍率
EQ-1	JMA 神戸(NS)	1995 年兵庫県南部地震	26%
EQ-2	JR 鷹取(NS)	1995 年兵庫県南部地震	40%
EQ-3	JMA 西原村小森(EW)	2016 年熊本地震	40%
EQ-4	KiK-net 益城(EW2)	2016 年熊本地震	24%
EQ-5	JMA 厚真町鹿沼(EW)	2018 年北海道地震	32%

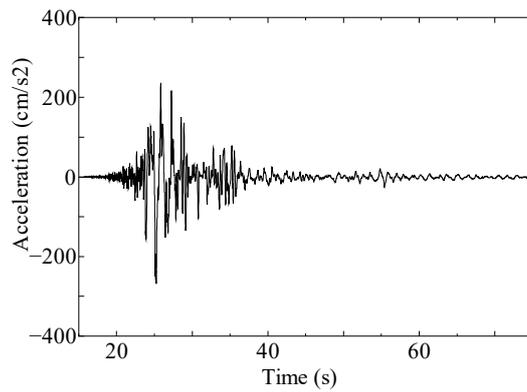
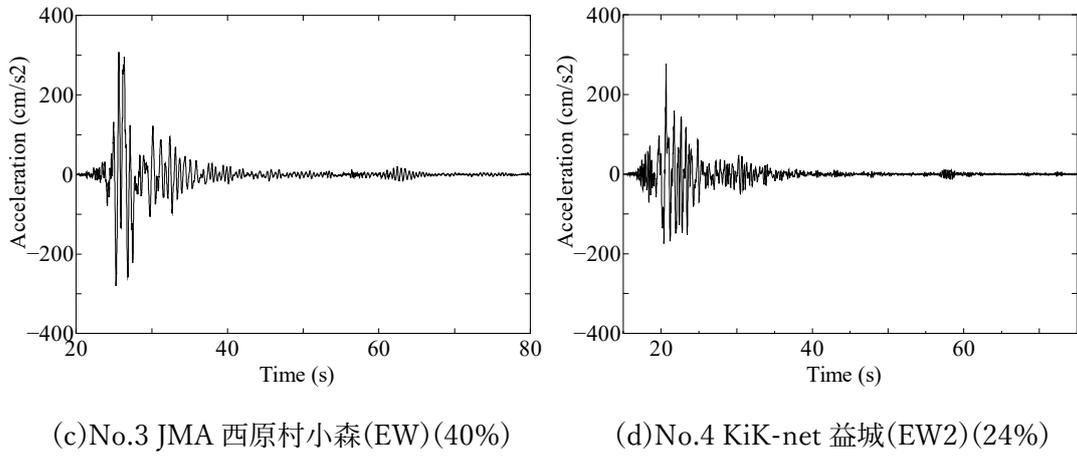
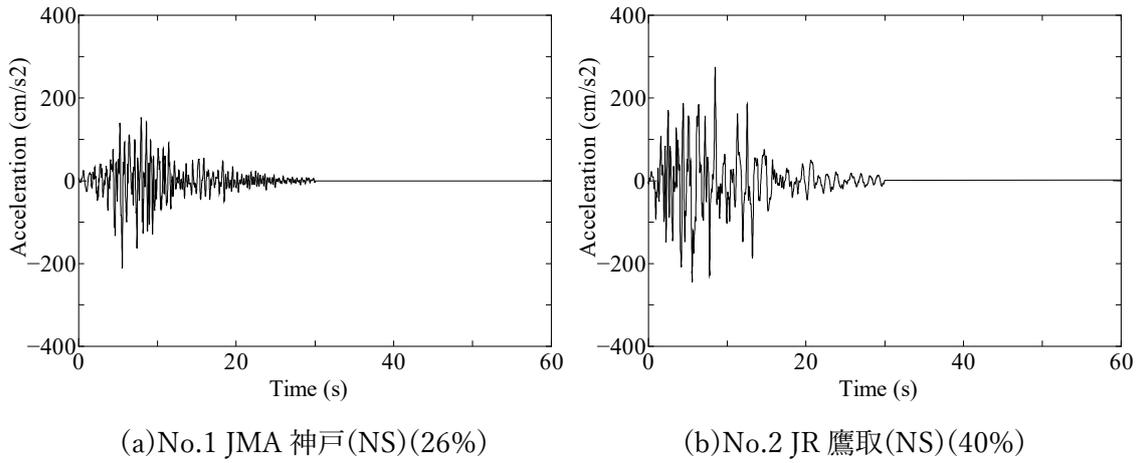


図-4.7 入力地震波形

4.2.4 実験データのノイズ処理

実験データ(加速度, 変位, ひずみ)はデータロガーによって記録し, 計測時間間隔は0.01秒とした。これらの実験データは, 電気的なノイズを含んでいることから, 移動平均を行ってノイズを取り除くこととした。移動平均の時間間隔は0.05秒とし, 図-4.8に示すようなノイズ処理後のデータを得ることができた。このことから, 以降の実験結果についてはノイズ処理後のデータを取り扱う。

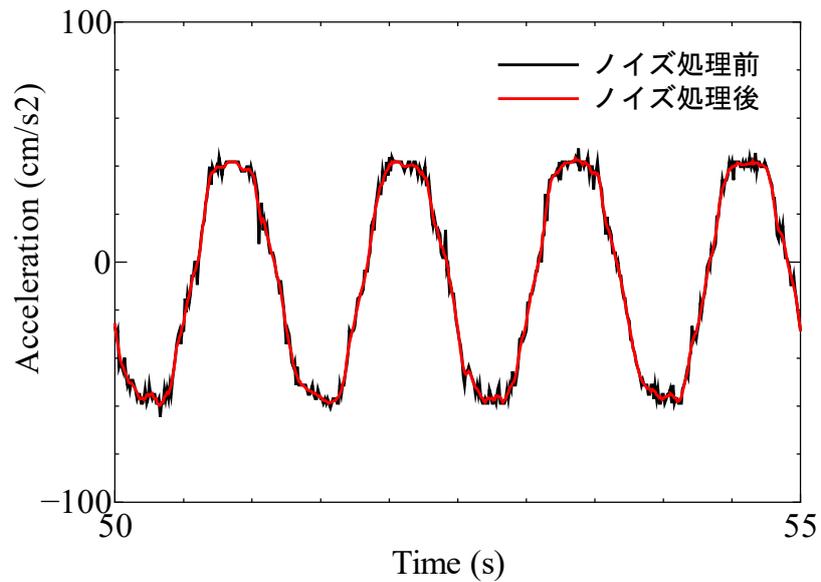


図-4.8 ノイズ処理前後の比較 (正弦波加振時の加速度)

4.3 実験結果

4.3.1 正弦波による加振

図-4.9～図-4.11 に振動台上の加速度と上部構造の応答加速度の比較を時刻歴で示す。下沓でスライダが摺動する Case1 および均等載荷の状況で、橋軸方向に正弦波（周波数 0.8 Hz）で加振した加速度振幅(a) 0.8 m/s^2 、(b) 1.0 m/s^2 および(c) 1.5 m/s^2 の結果である。それぞれ、加振開始から 55 秒から 60 秒までの定常状態を示している。黒破線は振動台の加速度、赤線は上部構造 A 側の加速度、青線は上部構造 B 側の加速度を示している。赤線と青線の上部構造加速度は、ほとんど差がないためほぼ重なっている。(a) に示す加速度振幅 0.8 m/s^2 ではスライダのすべりは生じず、上部構造と振動台の加速度履歴はほぼ一致している。加速度振幅を 1.5 m/s^2 に増加させた場合には、(c) に示すようにスライダのすべりが生じており、上部構造と振動台の加速度履歴に差が生じている。最大加速度は振動台において約 1.5 m/s^2 であるのに対して、上部構造では約 1.3 m/s^2 を示しており、上部構造の加速度は振動台の加速度を下回っている。これは、スライダの摺動によって生じる免震効果によるものである。

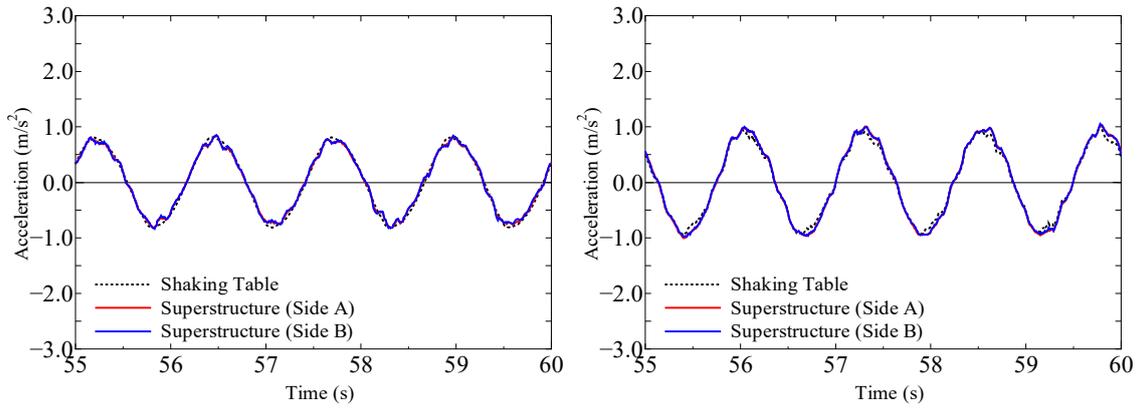
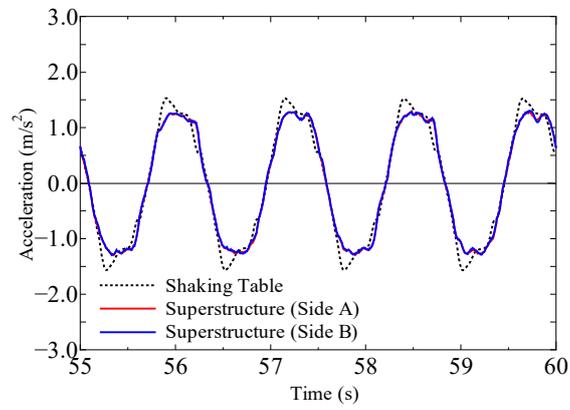
(a) 加速度振幅 0.8m/s^2 (b) 加速度振幅 1.0m/s^2 (c) 加速度振幅 1.5m/s^2

图-4.9 時刻歴応答加速度 (橋軸方向加振, 均等載荷, Case1, 正弦波 0.8Hz)

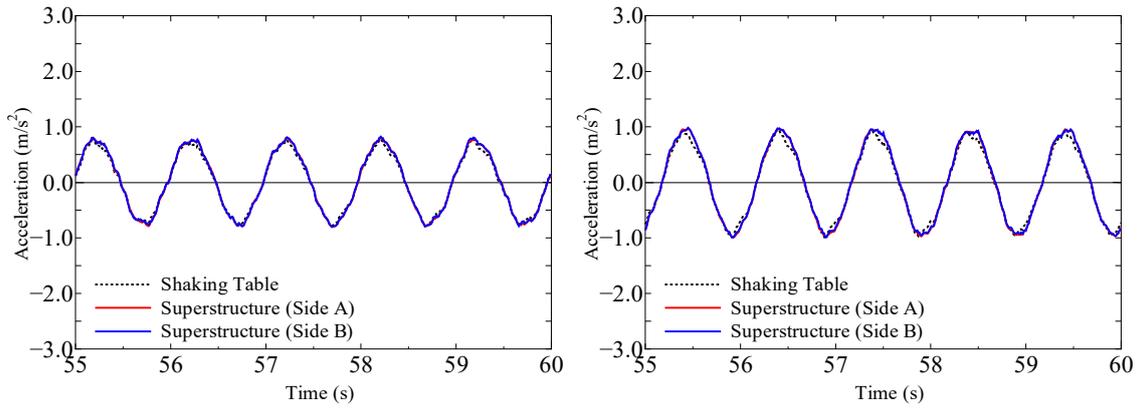
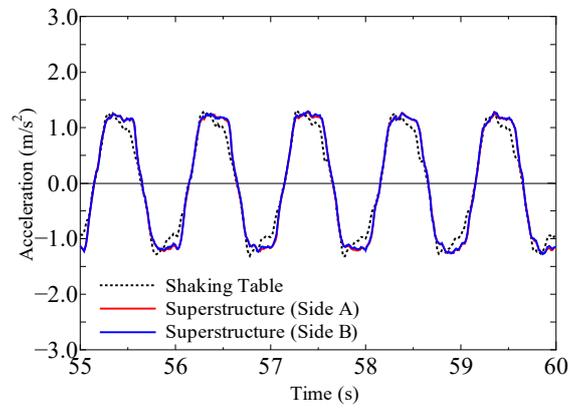
(a) 加速度振幅 0.8m/s^2 (b) 加速度振幅 1.0m/s^2 (c) 加速度振幅 1.5m/s^2

图-4.10 時刻歴応答加速度 (橋軸方向加振, 均等載荷, Case1, 正弦波 1.0Hz)

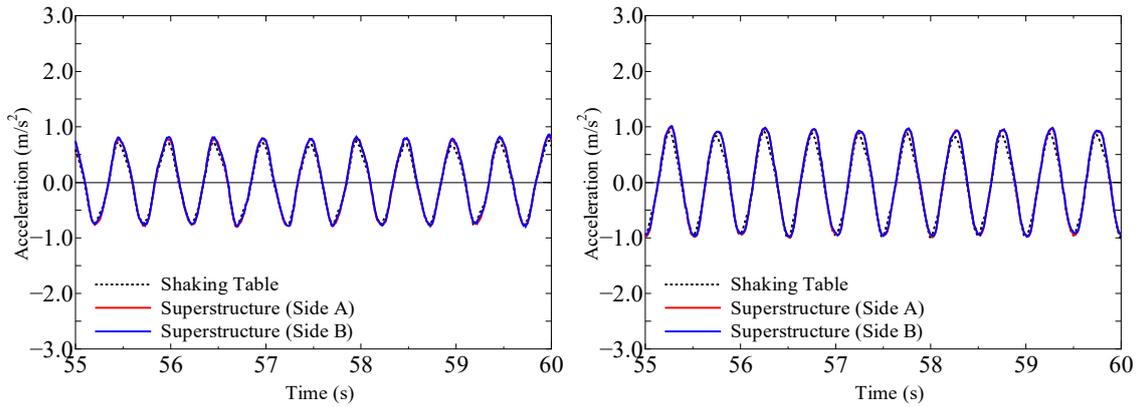
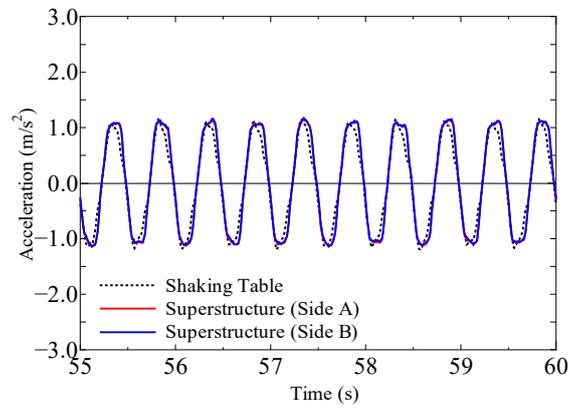
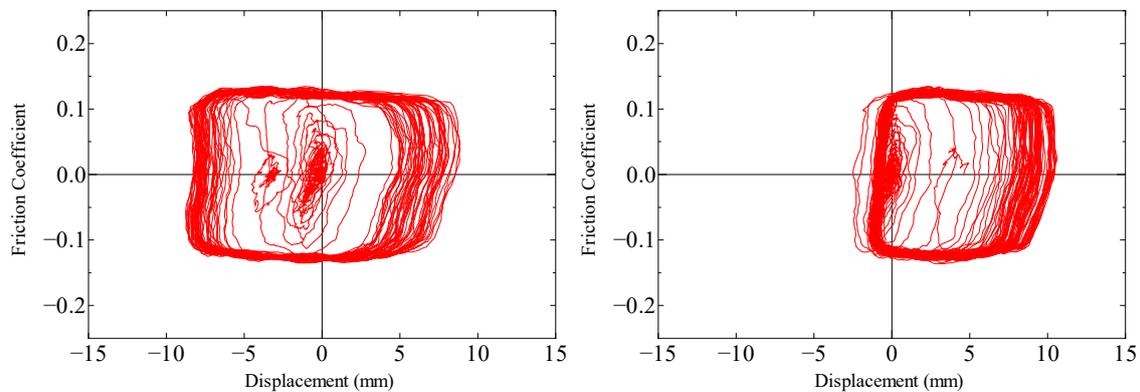
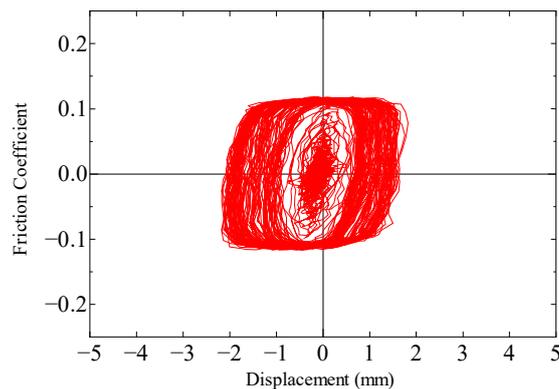
(a) 加速度振幅 0.8m/s^2 (b) 加速度振幅 1.0m/s^2 (c) 加速度振幅 1.3m/s^2 図-4.11 時刻歴応答加速度 (橋軸方向加振, 均等載荷, Case1, 正弦波 2.0Hz)

図-4.12 は図-4.11 を摩擦係数-変位関係で表し、加振開始から上部構造が静止するまでを示している。縦軸の摩擦係数は上部構造重量に対する水平荷重の比を表しており、水平荷重は上部構造で計測された水平加速度に上部構造質量を乗じた値としている。加速度 1.5 m/s^2 に達するまで徐々に加速度を大きくしているため、加振開始から一定の時間は摩擦力の影響ですべりを生じず、変位ゼロ付近で振動している。すべりが生じ定常状態になると、若干丸みを帯びた長方形に近い履歴曲線を描き、最終的に残留変位を生じた状態で静止した。摩擦係数は、変位がゼロにおける y 切片から求められ、 $0.11 \sim 0.13$ 程度であった。



(a) 正弦波 0.8Hz, 加速度振幅 1.5 m/s^2

(b) 正弦波 1.0Hz, 加速度振幅 1.5 m/s^2

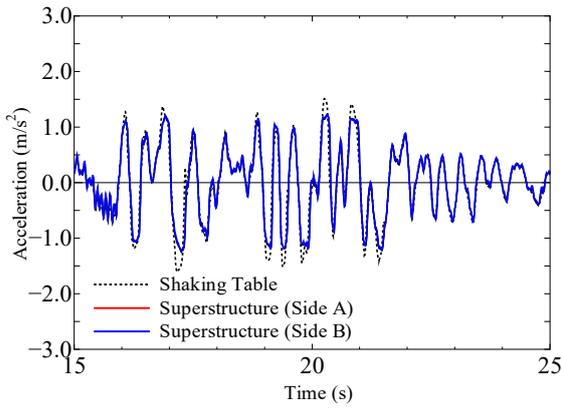


(c) 正弦波 2.0Hz, 加速度振幅 1.3 m/s^2

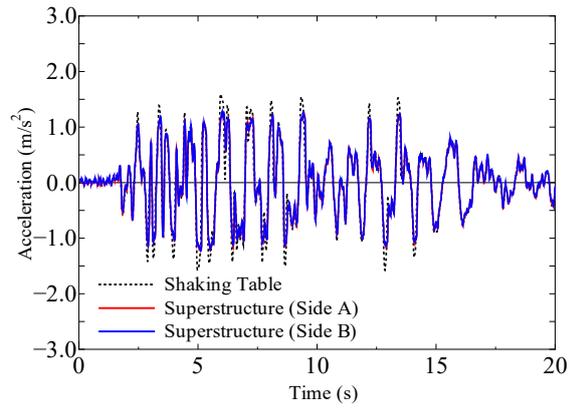
図-4.12 摩擦係数-変位関係 (橋軸方向加振, 均等載荷, Case1)

4.3.2 地震波による加振

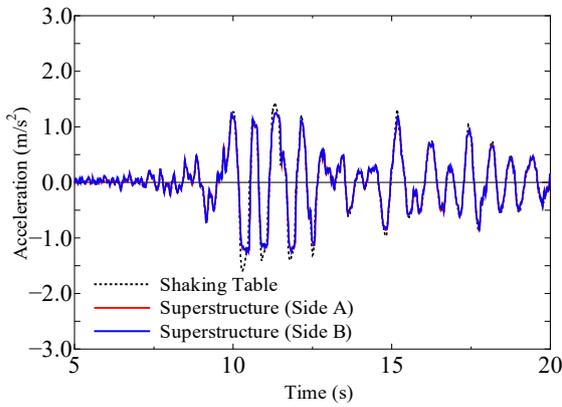
図-4.13 に地震波加振による振動台上の加速度と上部構造の応答加速度の比較を時刻歴で示す。下沓で摺動する Case1 および均等载荷の状況で、表-4.3 に示す JMA 神戸波で橋軸方向に加振した結果である。加振開始 15 秒から 25 秒までの応答を示している。この区間における振動台上の最大および最小加速度は、それぞれ、 1.5 m/s^2 および -1.6 m/s^2 である。図-4.13 (b) に示した正弦波による応答と同様に、地震波加振においても、上部構造の加速度は振動台の加速度を下回っており、スライダのすべりが生じていることを確認できる。なお、赤線と青線の上部構造加速度は、ほとんど差がないためほぼ重なっている。



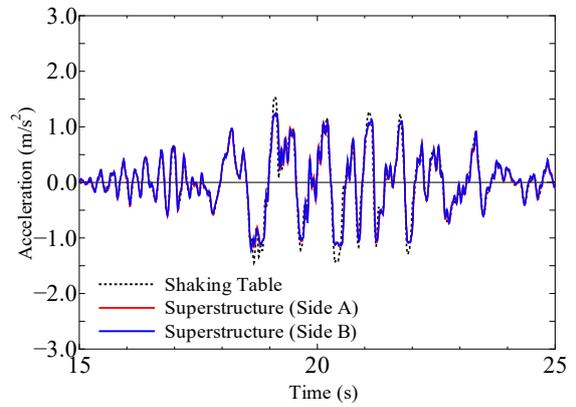
(a)No.1 JMA 神戸(NS)



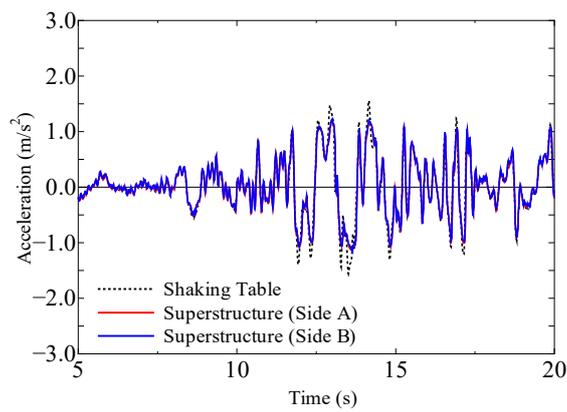
(b)No.2 JR 鷹取(NS)



(c)No.3 JMA 西原村小森(EW)



(d)No.4 KiK-net 益城(EW2)



(e)No.5 JMA 厚真町鹿沼(EW)

図-4.13 時刻歴応答加速度

計測した鋼管橋脚基部のひずみから、鋼管基部に生じる曲げモーメントを求め、水平力作用位置であるすべり面までの高さで除すことで水平力を算出した。水平力は以下に示すように求められる。

$$\varepsilon_m = \frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)}{2} = \frac{hH}{ZE} \quad (4.1)$$

$$H = \frac{\varepsilon_m ZE}{h} \quad (4.2)$$

ここに、 ε_m は鋼管橋脚基部の曲げモーメントによるひずみ、 h はすべり面からひずみ測定位置までの高さ、 H は鋼管橋脚頂部に働く水平力、 Z は鋼管の断面係数、 E は鋼管のヤング係数である。なお、ここではスライダーの水平変位による橋脚への影響を検討するため、橋脚における軸力変動分は考慮していない。図-4.14～図-4.23 は水平力の時刻歴および上部構造変位の時刻歴を重ね合わせた図である。均等载荷の状況で JMA 神戸波によって加振した結果であり、左側の縦軸は水平力、右側は変位を示す。水平力は 2 つの方法から求め、黒線は上部構造の加速度から求めた水平力、青線は鋼管橋脚のひずみから式(4.2)により算出した水平力、赤線は上部構造の変位である。鋼管橋脚のひずみは 4 本の鋼管橋脚における平均値を用いている。図-4.15(a)の上部構造変位から約 10 mm の残留変位が確認できるが、約 30 秒以降において黒線の加速度から求めた水平力はゼロに漸近しているのに対して、青線のひずみから求めた水平力は加速度から求めた水平力よりも約 100 N 大きい。これはスライダーが摺動することによって軸力作用位置が鋼管橋脚の中心から偏心するためであり、P- δ 効果による結果である。一方、図-4.15(b)の Case2 では、残留変位が約 4 mm 生じているが、加速度から求めた水平力とひずみから求めた水平力は一致しており、上部構造の変位による橋脚への影響は生じていない。このことは、Case1 においては、上部構造の残留変位がもたらす P- δ 効果によって橋脚に残留ひずみが生じているのに対して、Case2 では残留ひずみが生じていないことを示している。なお、ここでは支承の残留変位によって生じる鋼管のひずみを残留ひずみと呼ぶ。

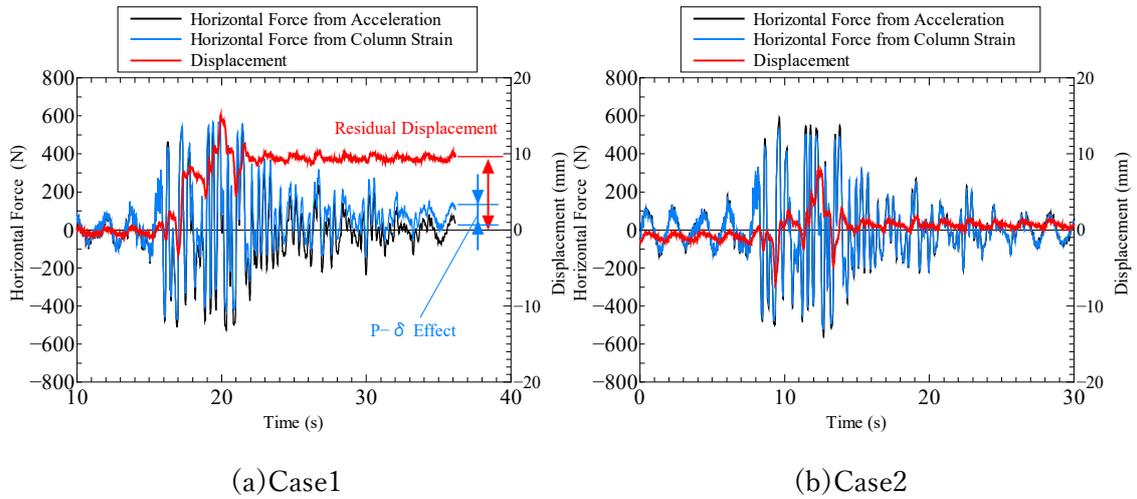


図-4.14 水平力および上部構造変位の時刻歴
(橋軸方向加振, 均等載荷, EQ1-JMA 神戸)

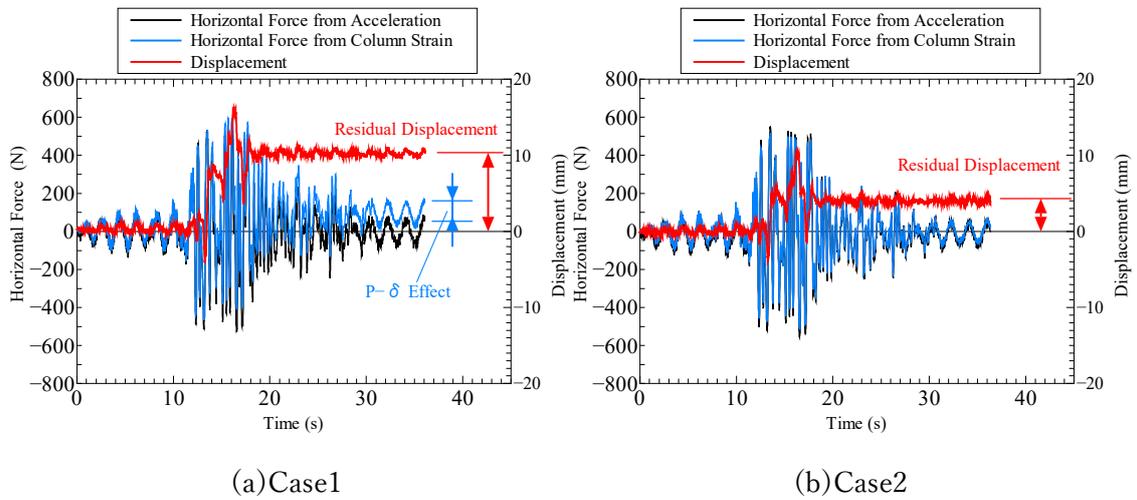


図-4.15 水平力および上部構造変位の時刻歴
(橋軸方向加振, 偏心載荷, EQ1-JMA 神戸)

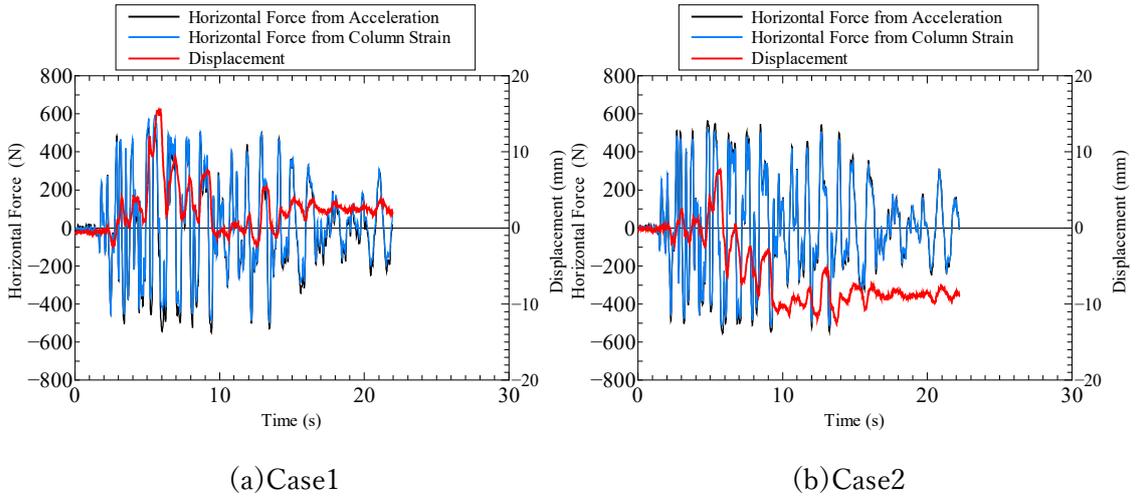


図-4.16 水平力および上部構造変位の時刻歴
(橋軸方向加振, 均等載荷, EQ2-JR 鷹取)

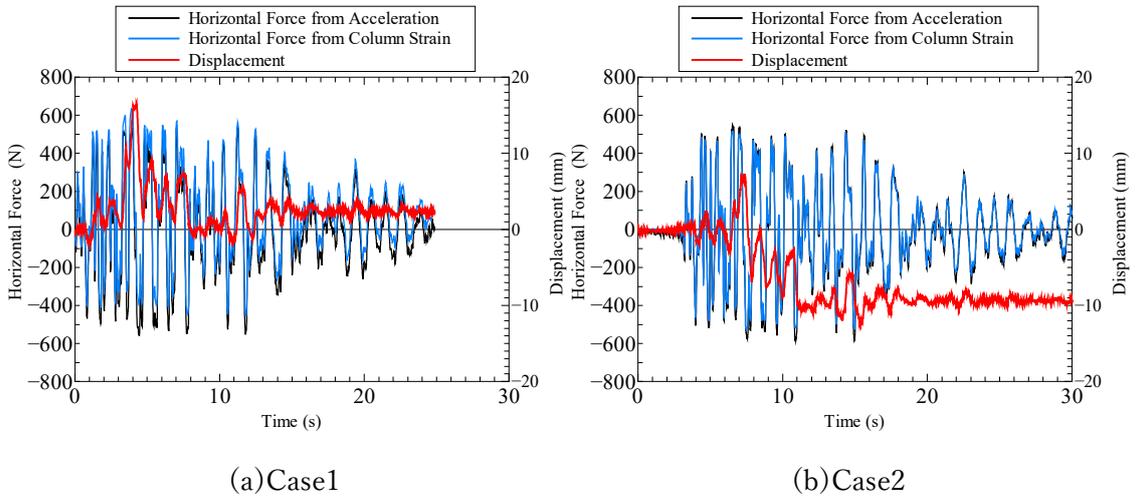


図-4.17 水平力および上部構造変位の時刻歴
(橋軸方向加振, 偏心載荷, EQ2-JR 鷹取)

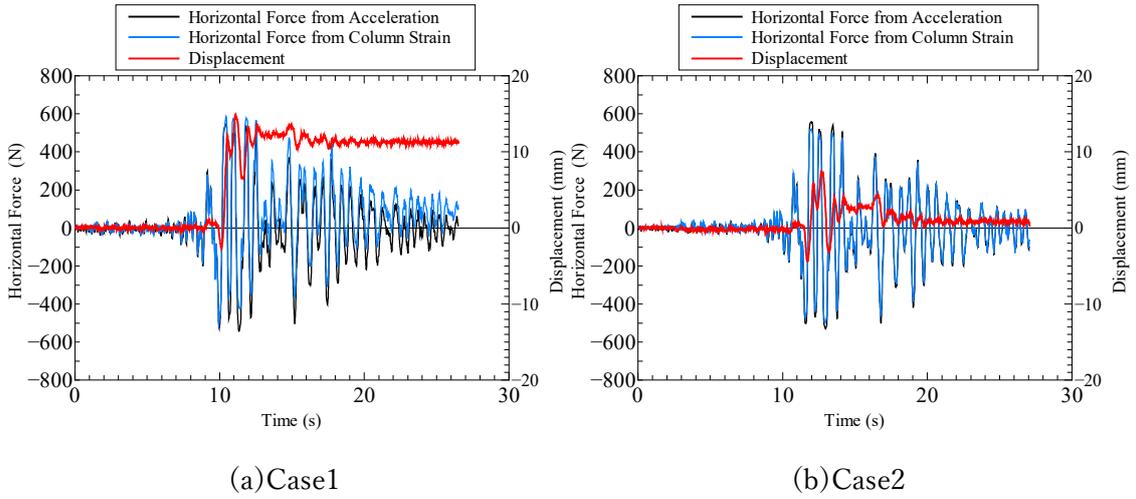


図-4.18 水平力および上部構造変位の時刻歴

(橋軸方向加振, 均等載荷, EQ3-JMA 西原村小森)

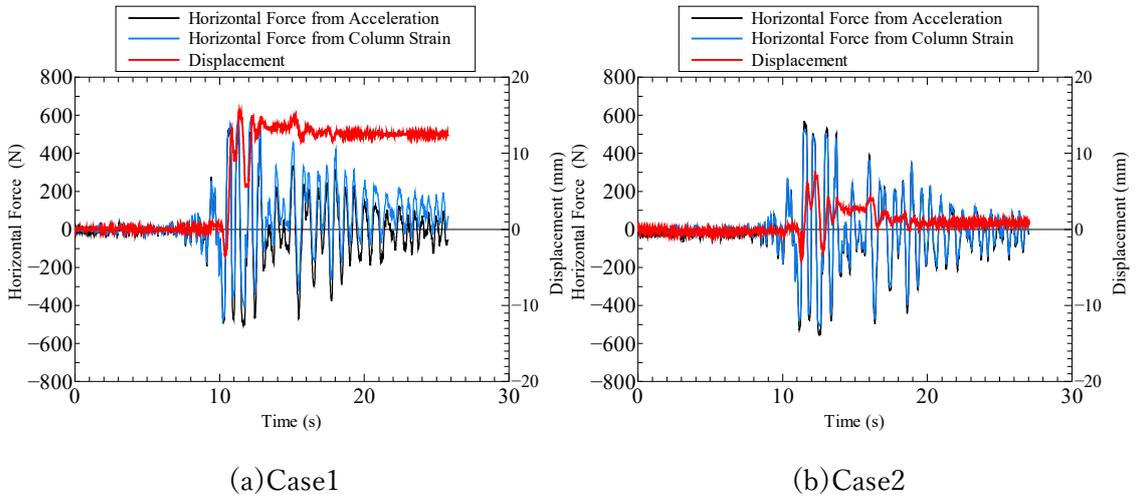


図-4.19 水平力および上部構造変位の時刻歴

(橋軸方向加振, 偏心載荷, EQ3-JMA 西原村小森)

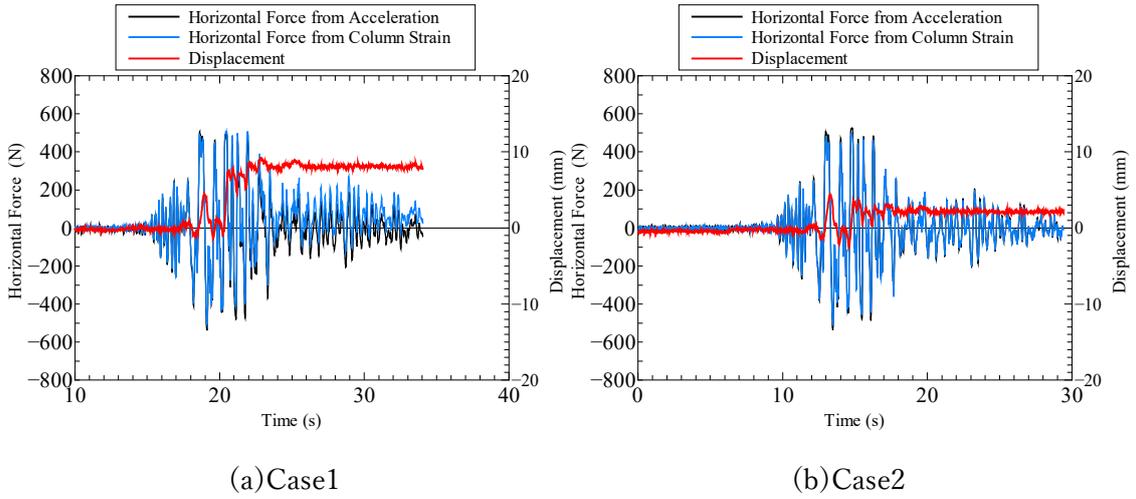


図-4.20 水平力および上部構造変位の時刻歴
(橋軸方向加振, 均等載荷, EQ4- KiK-net 益城)

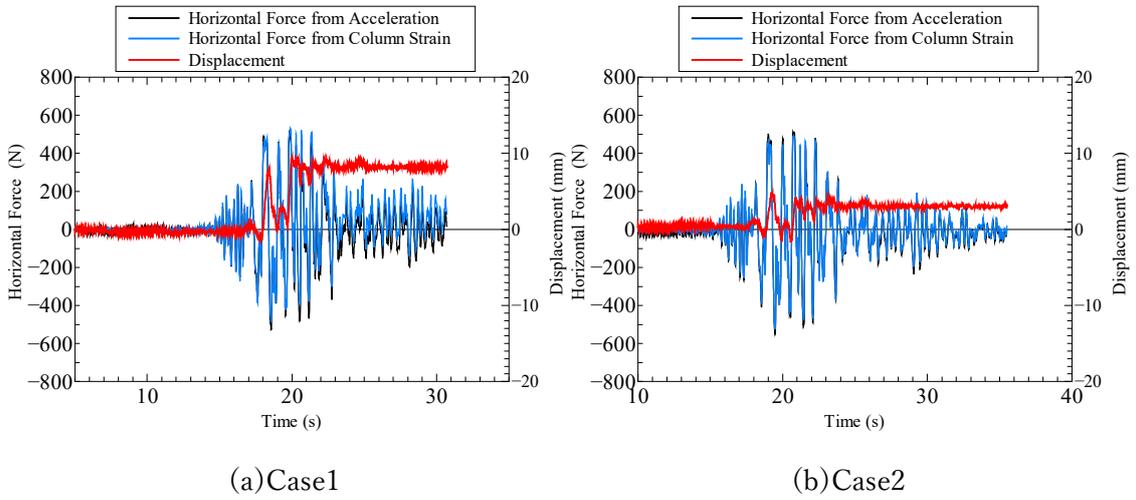


図-4.21 水平力および上部構造変位の時刻歴
(橋軸方向加振, 偏心載荷, EQ4- KiK-net 益城)

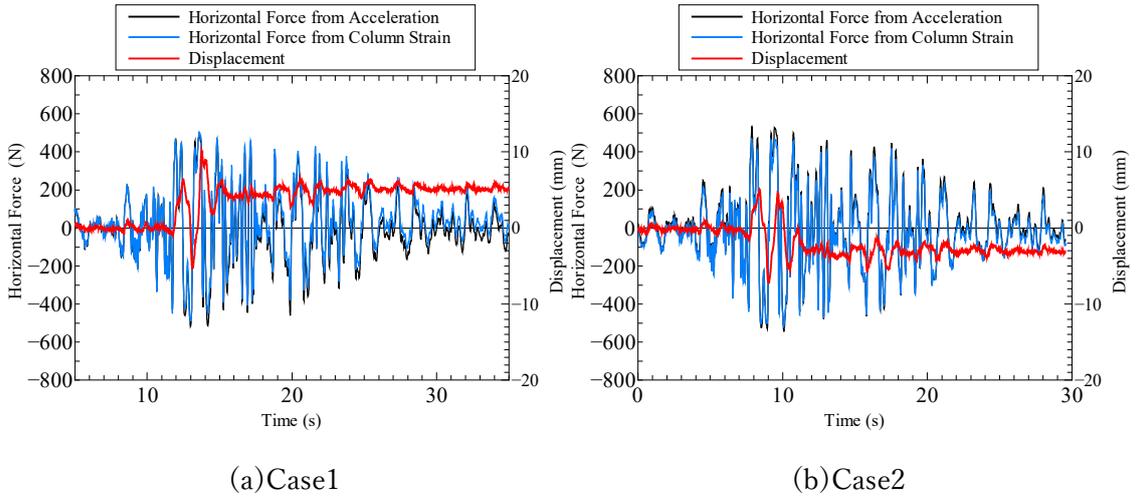


図-4.22 水平力および上部構造変位の時刻歴
(橋軸方向加振, 均等載荷, EQ5- JMA 厚真町鹿沼)

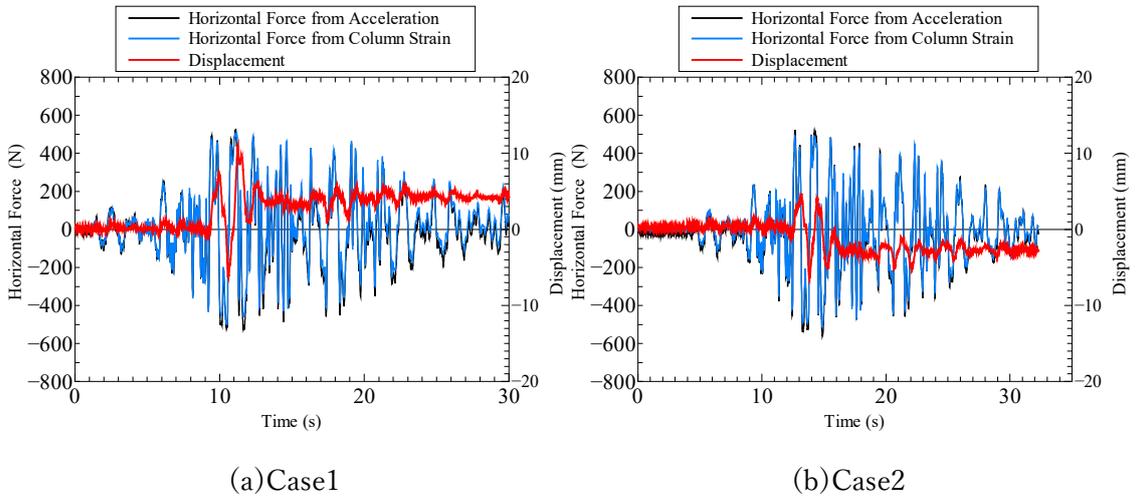
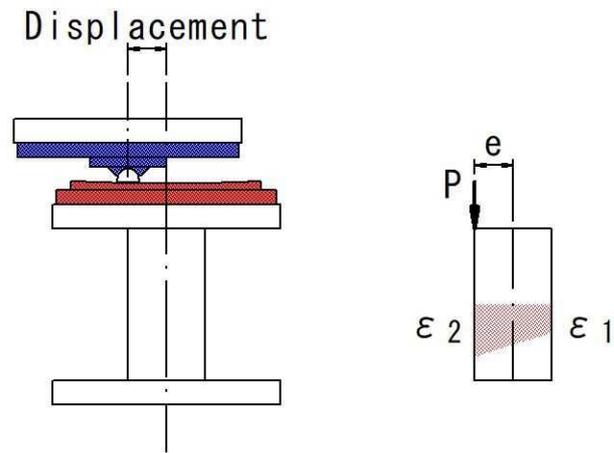


図-4.23 水平力および上部構造変位の時刻歴
(橋軸方向加振, 偏心載荷, EQ5- JMA 厚真町鹿沼)

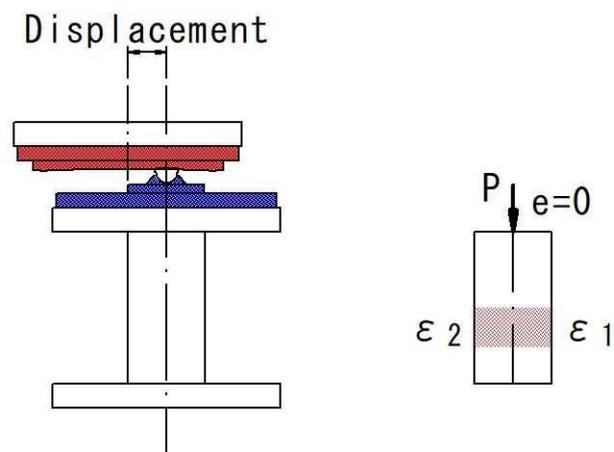
支承部の変位と鉛直力によって生じる橋脚基部のひずみを、Case1 および Case2 について、模式的に図-4.24 に示す。図-4.24(a)に示すように、コンクリートプレートが下に位置する Case1 の場合には、スライダーが中心位置から変位することによって、P- δ 効果による付加的な曲げモーメントが鋼管に生じる。また、支承を上下反転した Case2 の場合には、図-4.24(b)に示すように、上部構造と橋脚の相対変位に関わらず、上部構造からの鉛直力は常に橋脚中心に作用するため P- δ 効果は生じない。ここで、図-4.24 に示す ε_2 と ε_1 の差分を取ると、鉛直力によるひずみが打ち消され、曲げモーメントによって生じるひずみ $\varepsilon_m (= (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) / 2)$ が求まる。この曲げモーメントによるひずみは上部構造からの水平力によるひずみと P- δ 効果によるひずみの和となり、以下のように表すことができる。

$$\varepsilon_m = \frac{hH + Pe}{ZE} \quad (4.3)$$

ここに、 h はひずみ測定位置から水平力作用位置までの高さ、 H は水平力、 Z は鋼管の断面係数、 E は鋼管のヤング係数、 P は上部構造からの鉛直力、 e は鉛直力が橋脚に作用する偏心量である。加振終了後には水平力 H はゼロとなるため、上部構造の残留変位によって偏心量 e が生じる場合には、 ε_m は残留ひずみとなる。



(a)Case1



(b)Case2

図-4.24 支承部の変位と鉛直力によって生じる橋脚基部のひずみ

図-4.25～図-4.34に橋脚基部に生じる残留ひずみの時刻歴を示す。残留ひずみは橋脚基部のひずみから水平摩擦力によるひずみを差し引いた値である。橋脚基部のひずみは鋼管橋脚4本の平均値である。図-4.25に示す黒線は図-4.14の青線と黒線の差分から求めたひずみであり、式(4.4)における右辺の第2項に対応する計測ひずみを表している。赤線は計測された上部構造の水平変位を用いて、式(4.3)における右辺の第2項から計算したP- δ 効果によるひずみ分を示し、Case2では偏心量eをゼロとしている。ここで、橋脚1本当たり作用する鉛直力としてPには4.29 kNを用いている。図-4.26(a)から黒線と赤線は全体的に同様の履歴を示しており、Case1の橋脚に生じるひずみは上部構造の変位によって生じていることが確認できる。図-4.26(b)に示すようにCase2では、上部構造からの鉛直力は常に鋼管の中心に位置するため、P- δ 効果は生じず、残留ひずみは生じていない。全ての地震波加振後における上部構造の残留変位と橋脚基部に生じた残留ひずみの関係を図-4.35に示す。黒印はCase1、赤印はCase2の結果を示し、理論による残留変位と残留ひずみの関係も黒い点線で併せて示す。Case1では残留ひずみと残留変位は比例関係にあり、理論による関係とほぼ一致する。一方、Case2では残留変位に関わらず残留ひずみがほとんど生じていない。以上から、シングル球面すべり支承では、スライダとコンケイブプレート上下位置によって、橋脚に及ぼす影響が異なり、Case1のようにコンケイブプレートがスライダの下に位置している場合、上部構造の変位によるP- δ 効果によって、橋脚に曲げモーメントが生じることを確認した。これにより、シングル球面すべり支承をCase1のように配置する場合には、橋脚を設計する際に、P- δ 効果による付加的な曲げモーメントを考慮する必要がある。

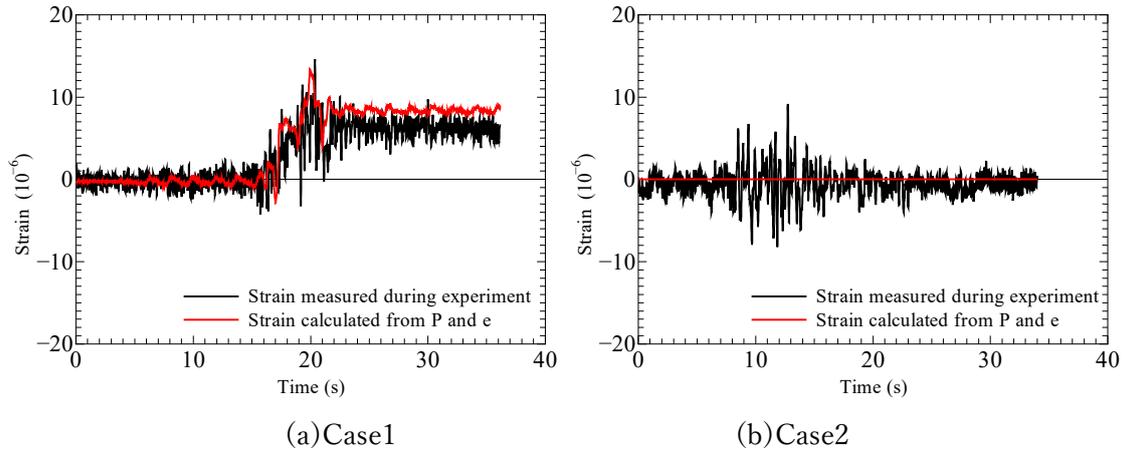


図-4.25 P- δ 効果による橋脚基部のひずみ履歴
(橋軸方向加振, 均等載荷, EQ1-JMA 神戸)

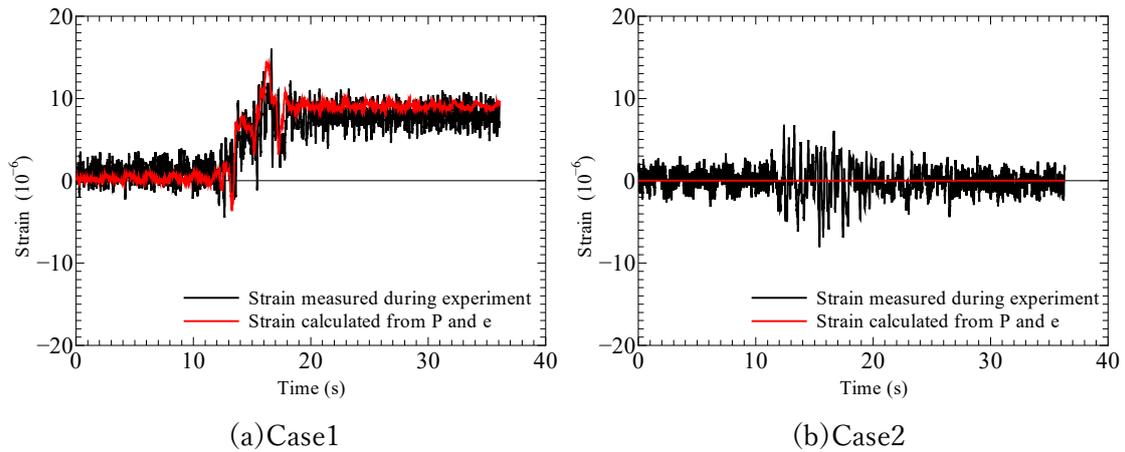


図-4.26 P- δ 効果による橋脚基部のひずみ履歴
(橋軸方向加振, 偏心載荷, EQ1-JMA 神戸)

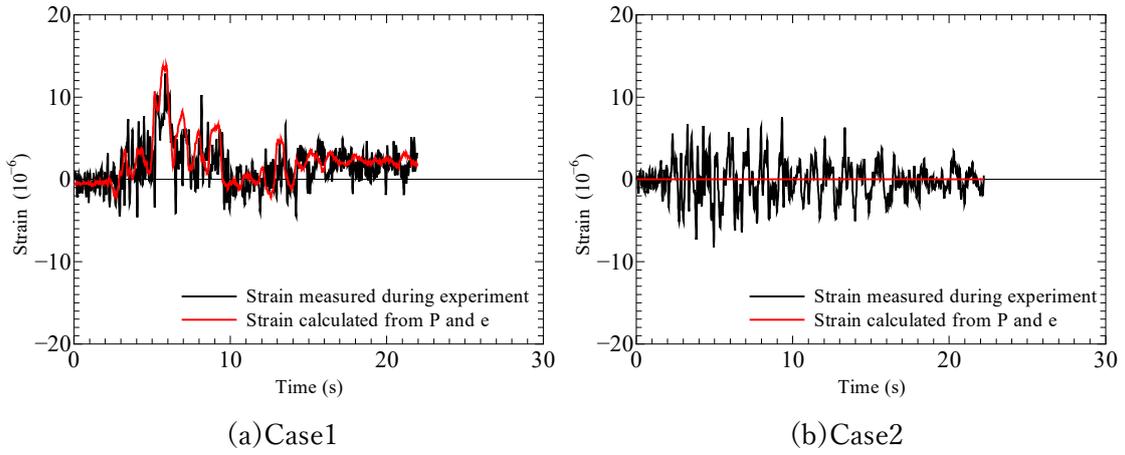


図-4.27 P- δ 効果による橋脚基部のひずみ履歴
(橋軸方向加振, 均等載荷, EQ2-JR 鷹取)

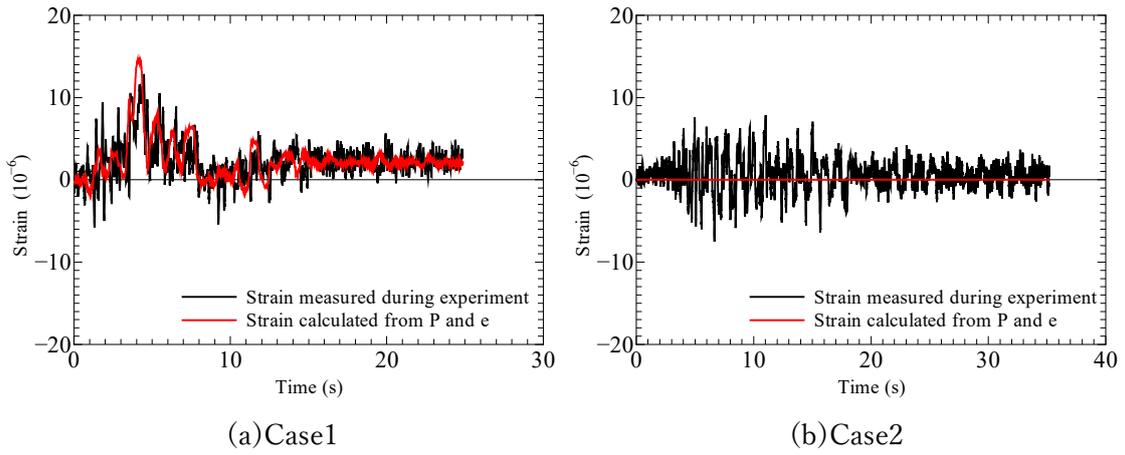


図-4.28 P- δ 効果による橋脚基部のひずみ履歴
(橋軸方向加振, 偏心載荷, EQ2-JR 鷹取)

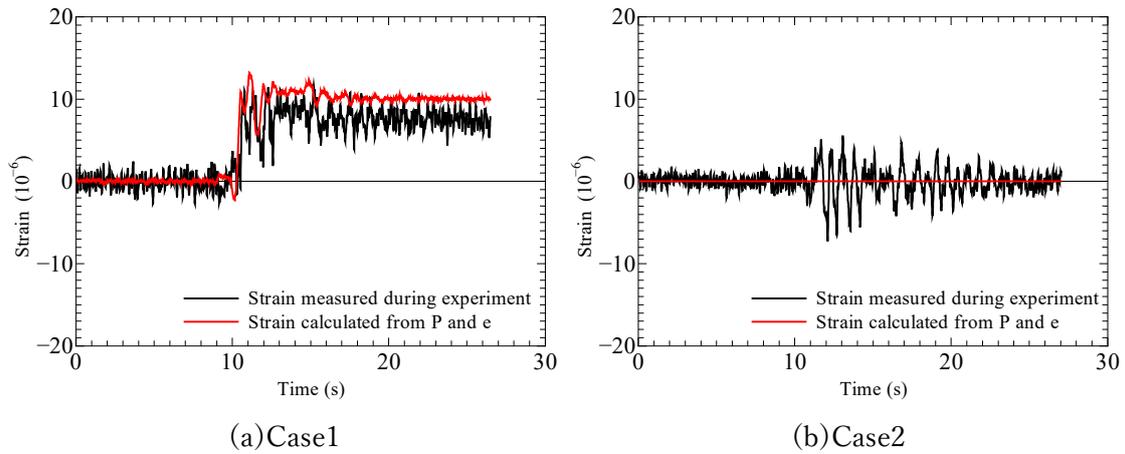


図-4.29 P- δ 効果による橋脚基部のひずみ履歴
(橋軸方向加振, 均等載荷, EQ3- JMA 西原村小森)

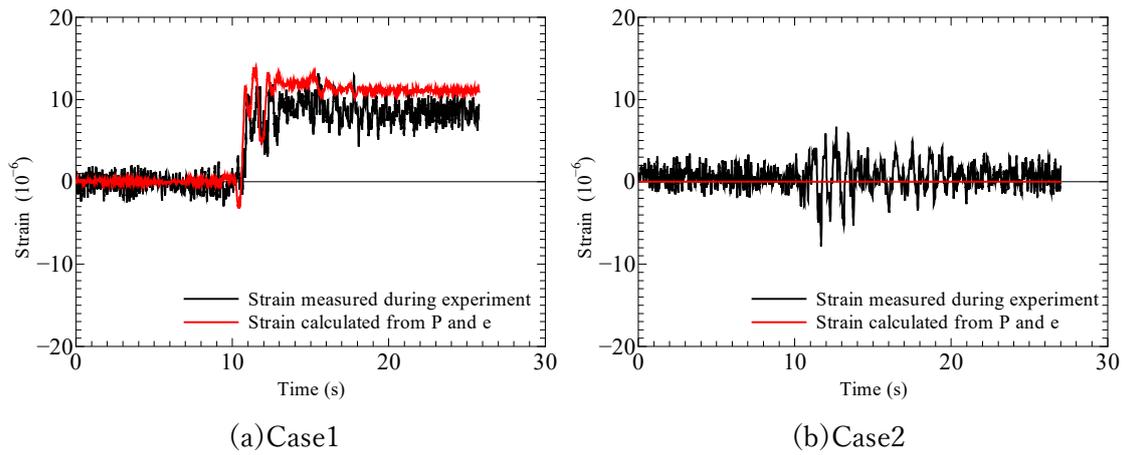


図-4.30 P- δ 効果による橋脚基部のひずみ履歴
(橋軸方向加振, 偏心載荷, EQ3- JMA 西原村小森)

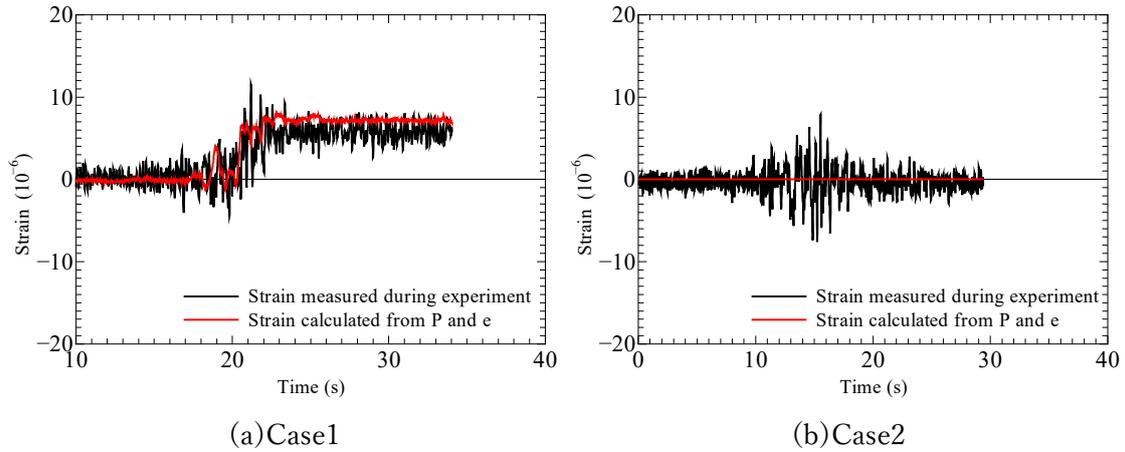


図-4.31 P- δ 効果による橋脚基部のひずみ履歴
(橋軸方向加振, 均等載荷, EQ4- KiK-net 益城)

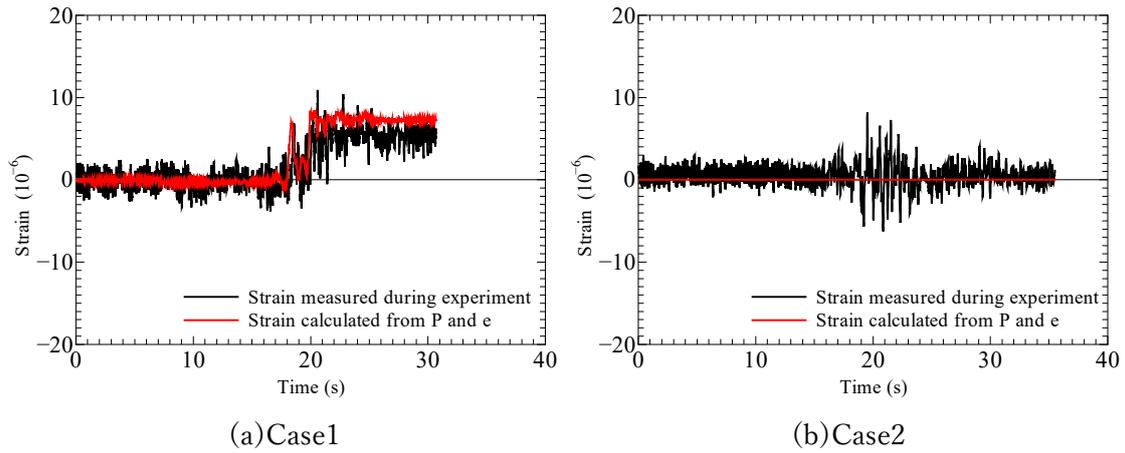


図-4.32 P- δ 効果による橋脚基部のひずみ履歴
(橋軸方向加振, 偏心載荷, EQ4- KiK-net 益城)

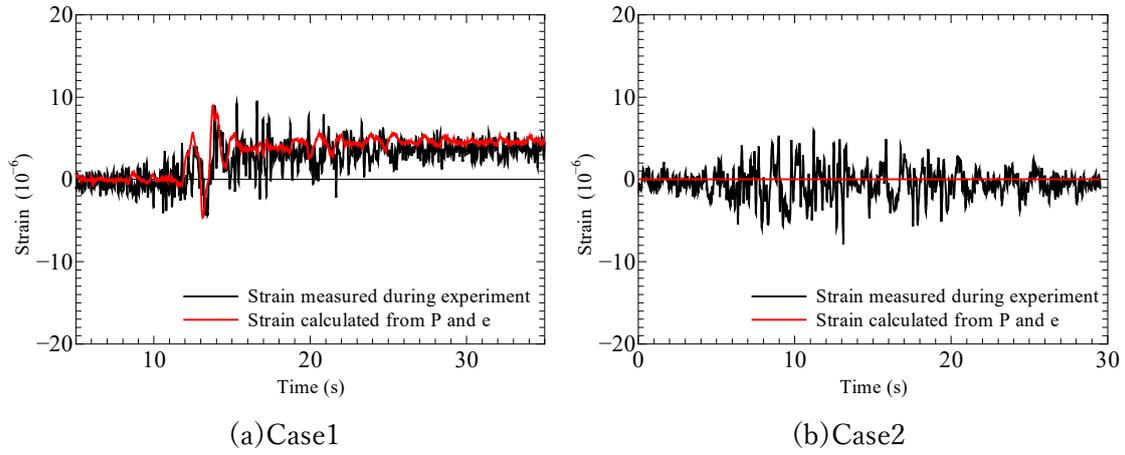


図-4.33 P- δ 効果による橋脚基部のひずみ履歴
(橋軸方向加振, 均等載荷, EQ5- JMA 厚真町鹿沼)

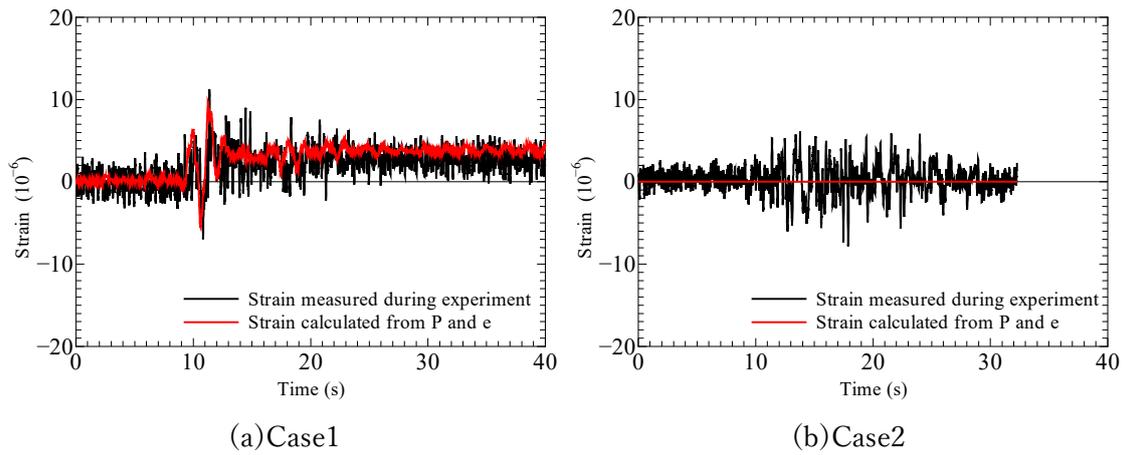


図-4.34 P- δ 効果による橋脚基部のひずみ履歴
(橋軸方向加振, 偏心載荷, EQ5- JMA 厚真町鹿沼)

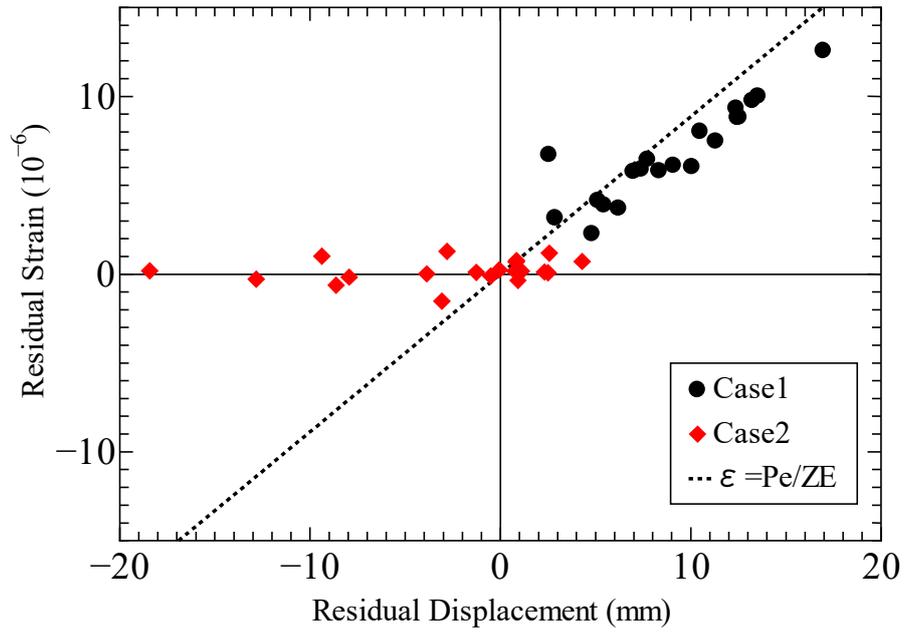


図-4.35 地震波加振後の上部構造の残留変位と橋脚に生じた残留ひずみの関係

4.3.3 球面すべり支承の回転応答について

上部構造重量に偏心がある場合には各支点到に反力差が生じ、上部構造が鉛直軸回りに回転する可能性があるため、偏心による回転挙動を確認する。図-4.36 に上部構造の回転応答に関する模式図を示す。上部構造が図-4.36 のように回転している場合、A 側と B 側の計測変位に差が生じ、鉛直軸回りの回転角 θ は以下のように求められる。

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{D_A - D_B}{L_{AB}} \right) \quad (4.4)$$

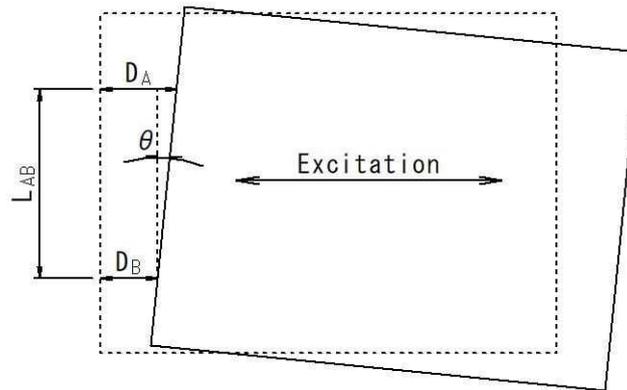


図-4.36 上部構造の回転応答に関する模式図

ここに、 L_{AB} は支點 A と B の距離とし、橋軸方向加振時には 500 mm、橋軸直角方向加振時には 1250 mm である。下沓で撓動する Case1 および橋軸方向加振において、式(4.4)により求めた回転角の時刻歴応答を、全ての地震波について図-4.37 に示す。5 つの地震波全てにおいて、均等載荷および偏心載荷ともに、回転角はほぼゼロであり、回転応答は生じていないことが確認できる。

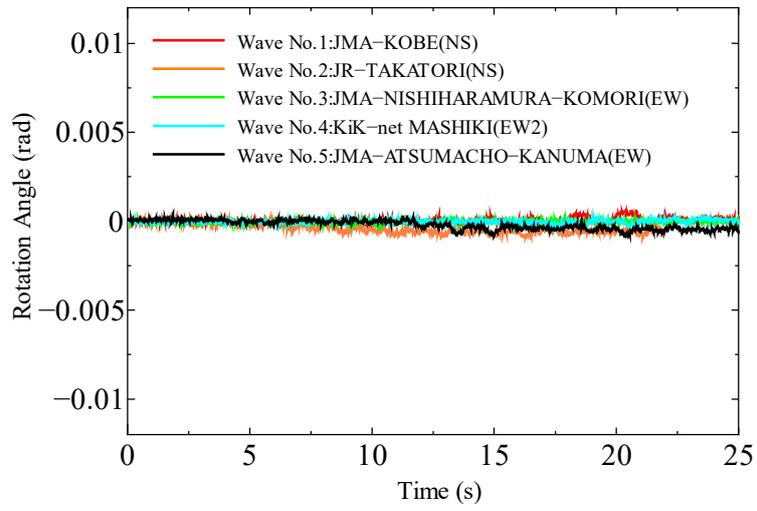
次に、橋軸直角方向加振における回転角の時刻歴応答を同様に図-4.38 に示す。均等載荷および偏心載荷において、回転角が最大でそれぞれ 0.005 rad および 0.008 rad 程度生じている。このことは、回転は基本的に上部構造重心位置から支承までの距離に起因するもので、その距離が大きいほど回転が生じやすくなり、橋軸方向よりも橋軸直角方向のほうが支承間距離が大きいので、回転の影響を受けやすいからである。しかしながら、地震波によって最大応答値に違いはあるものの、均等載荷と偏心載荷の回転挙動に大きな違いはなく、加振

方向に対して上部構造重量に偏りがあっても、最大で 0.008 rad 程度と大きな回転は確認されなかった。これは、各支承の摩擦力、つまり水平抵抗が鉛直荷重に比例することにより、偏心载荷であっても上部構造の加速度が支承の位置によらず一定に保たれるためである。また、支承を上下反転した Case2 の結果も Case1 と同様であり、橋軸直角方向加振において回転角がわずかに生じているものの、上部構造の偏心载荷による回転はそれほど生じないことを確認した。

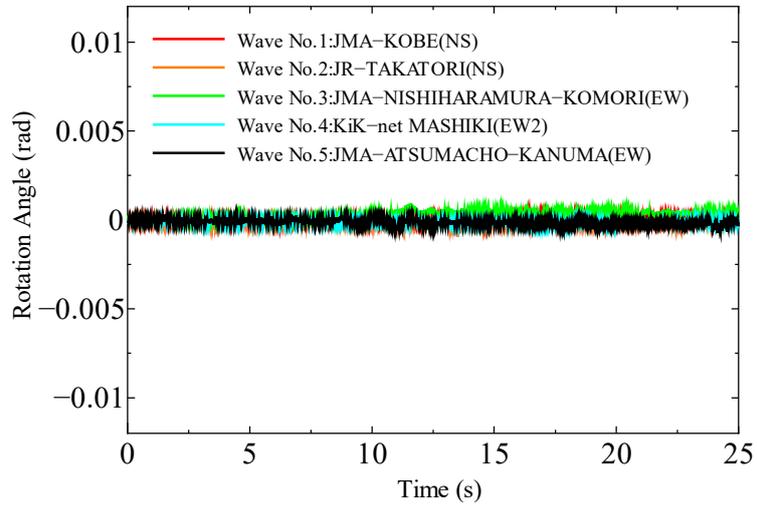
球面すべり支承の場合、下部工に作用する水平力はスライダーとすべり面の間に働く摩擦力である。下式に示すように、摩擦力 F は鉛直荷重 N に比例するため、重い側は抵抗力が大きくなり、軽い側は抵抗力が小さくなる。その結果、左右の支承での変位に差が生じないため回転応答が生じないと考えられる。

$$F = \mu \times N \quad (4.5)$$

一方で、通常のゴム支承による支持では、ゴム支承の剛性が载荷荷重によらず一定であるため、重量が重い側が慣性力による水平荷重も大きくなるが、剛性は一定であるため、重い側と軽い側で変位に差が生じ、回転応答を生じる。载荷荷重が偏心している状態において、回転応答を生じないという現象は、球面すべり支承の特徴の一つであると考えられる。

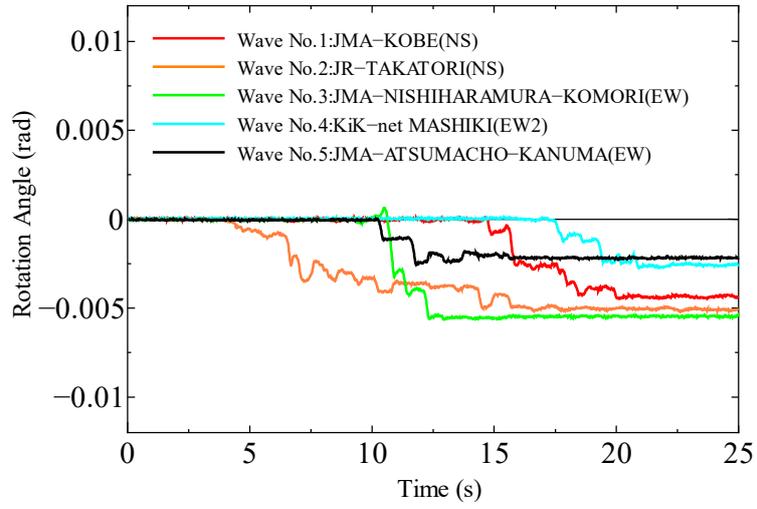


(a)均等載荷

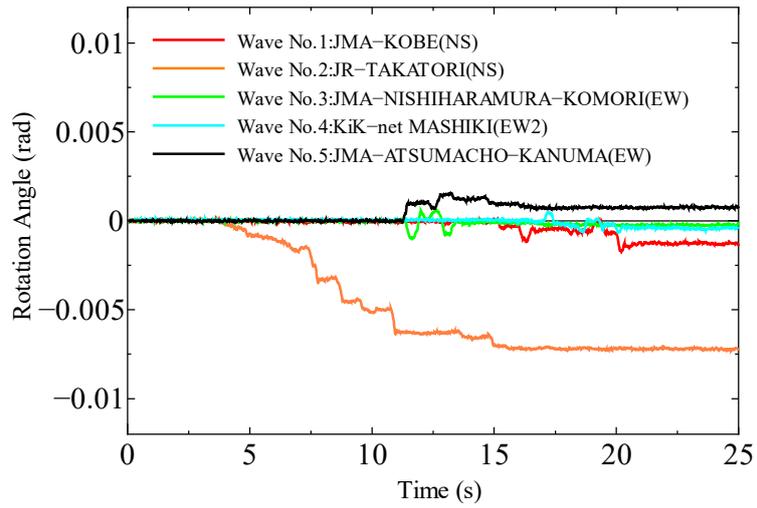


(b)偏心載荷

図-4.37 回転応答(Case1, 橋軸方向載荷, 地震波)



(a) 均等載荷



(b) 偏心載荷

図-4.38 回転応答(Case1, 橋軸直角方向載荷, 地震波)

4.4 まとめ

本研究では、シングル球面すべり支承の地震時挙動を明らかにするために、シングル球面すべり支承で支持された橋梁模型桁に対して振動台による加振実験を行った。特に、上部構造の応答およびその応答が下部構造に及ぼす影響に着目し、シングル球面すべり支承で支持された橋梁の地震時挙動を調べた。本研究を通して得られた結果および知見を以下に示す。

- 1) 上部構造が撓動した場合、球面すべり支承の免震効果によって、上部構造の応答加速度は下部構造に入力される加速度よりも低減される。
- 2) 橋軸直角方向加振では回転応答が若干生じるものの、上部構造の偏心载荷による回転はほとんど生じなかった。
- 3) シングル球面すべり支承では、スライダーとコンケイブプレートの上下位置によって、下部構造に及ぼす影響が異なる。
- 4) コンケイブプレートが下に位置する場合、上部構造の変位によって橋脚に偏心荷重が作用するが、上下位置が反転する場合は、橋脚への鉛直荷重は常に橋脚中心に作用するため、上部構造の変位による下部構造への影響はほとんど生じない。

5. 振動台実験の再現解析

5.1 はじめに

すべり系支承において、すべり面の摩擦係数は、構造物の振動応答に影響を与える重要なパラメータである。すべり系支承のすべり材として用いられる PTFE (polytetrafluoroethylene) と SUS (ステンレス) との間に生じる摩擦力の動的特性として、摩擦係数が種々の条件により変化するという現象が確認されている。特に、すべり面のせん断速度による影響 (速度依存性)、すべり面の面圧による影響 (面圧依存性) およびすべり面の温度による影響 (温度依存性) などが知られている²⁸⁾。これらの摩擦係数の各種依存性の取り扱いについて、これまでに高度な解析手法が提案されてきた。姫野ら³⁰⁾は、トライボロジー理論から、すべり系支承に用いられる PTFE の摩擦特性に関する評価式を提案し、高橋ら³¹⁾は、PTFE の材料特性から、摩擦係数を評価する数値モデルを構築している。

本章では解析的検討として、球面すべり支承を剛塑性型のバイリニアでモデル化し、実橋に適用した場合の振動挙動についての検討も行われている^{32) 33) 34)}。しかし、前述したように、球面すべり支承においては、摩擦係数の各種依存性が確認されていることから、実際にはそれらを解析に考慮する必要がある。そこで、本研究では、摩擦係数の各種依存性を考慮した解析モデルを構築し、前章で行ったシングル球面すべり支承の振動台実験に対して、橋脚—支承—上部構造による解析モデルを用いた非線形動的解析を行った。一連の解析から実験結果を再現するとともに、特に、摩擦係数の速度・面圧依存性が応答値に与える影響について検証した。

5.2 解析方法

5.2.1 解析モデル

本稿では図-5.1 に示す 2 つの解析モデルを用いる。1 つ目は、図-5.1(a) に示すような、1 組の橋脚—支承—上部構造からなるモデルを用いた。これを一支承モデルと呼び、1 基の球面すべり支承に着目して、摩擦係数の速度依存性や面圧依存性の検証に用いた。2 つ目は、図-5.1(b) に示すような、2 組の橋脚—支承—上部構造からなるモデルであり、これを二支承モデルと呼ぶ。加振方向において、地震力が作用する上部構造重心高さと支承高さの違いに起因して、上部構造にモーメントが作用するロッキング振動により、橋脚ごとに軸力差が生じる。これによって、支承に作用する面圧が変化するので、二支承モデルを用いて、面圧変化による上部構造の応答への影響を検証した。橋脚は線形はり要素を用いて鋼管柱の質量、剛性等の諸元を設定し、減衰定数を 3% とした。鋼管柱の基部は、ボルトで固定したため、剛結とした。上部構造には、一支承当たりの質量を考慮して、上部構造全体質量の 1/4 である集中質量 437.6kg を用いた。二支承モデルの質点をはり要素でつなぎ、コンクリートブロックの剛性を設定した。支承部には、鉛直方向に線形ばね要素、水平方向に非線形ばね要素を用い、減衰定数は 0 とした。

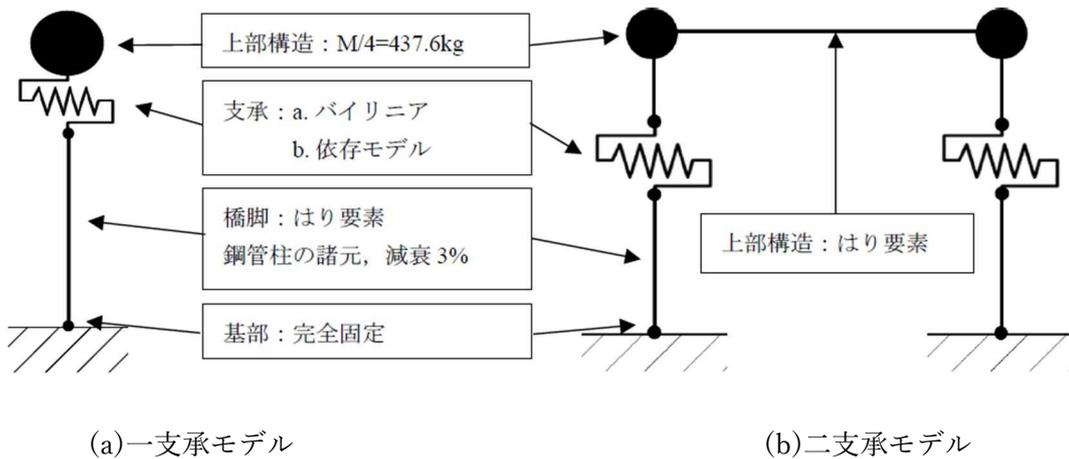


図-5.1 解析モデル概要

図-5.2 に摩擦係数の依存性を考慮しない場合の球面すべり支承の履歴曲線を示す。ここで、 F は作用する水平荷重、 μ は摩擦係数、 W は支承部鉛直荷重、 R はコンケイブプレート
の球面半径である。摩擦係数への各種依存性を考慮しない場合、摩擦係数が増加しないので、
履歴曲線は剛塑性型となる。剛塑性型履歴曲線のモデル化に際して、解析ソフトによっては
完全な剛塑性型とすることは難しいため、初期剛性を 2 次剛性に対して十分大きくし、剛
とみなせるよう設定されることが多い。本研究に用いる解析ソフトも同様であるため、支承
の初期剛性は監崎、伊津野ら³⁶⁾の研究を参考にし、橋脚の剛性に対して過大とならないよ
う 1.0×10^5 kN/m とした。球面すべり支承の場合には、図-5.2 に示すように、振り子運動
による 2 次剛性を持つために、平行四辺形型のバイリニアとなる。しかし、すべり系支承に
おいて、摩擦係数の速度依存性を考慮すると、履歴曲線が丸みを帯びたり、摩擦係数の面圧
依存性を考慮すると、台形型になるように、摩擦係数の各種依存性により、履歴曲線の形状
が変化する。そこで、本研究では、摩擦係数が、支承部の相対速度や支承部の鉛直反力によ
り変化する材料非線形モデルを用いる。振動台実験に用いた支承の滑り材およびコンケイ
ブプレートの材質は中村ら⁴⁾の依存性確認実験に用いられたものと同一であるため、摩擦
係数の評価式は、中村ら⁴⁾の実験から求めた式を基に、式(5.1)に示すような基準摩擦係数
 μ_0 に対して、支承部相対速度 v 、支承部面圧 σ および温度 t の影響を表す補正係数を乗ずる形
とした。

$$\mu(v, t, \sigma) = \mu_0 \times \alpha(v) \times \beta(t) \times \gamma(\sigma) \quad (5.1)$$

ここに、 α ：速度依存係数で式(5.2)で求める。

β ：温度依存係数で式(5.3)で求める。

γ ：面圧依存係数で式(5.4)で求める。

$$\alpha(v) = 1 - 0.55e - 0.038v \quad (5.2)$$

$$\beta(t) = 1.258e - 0.011t \quad (5.3)$$

$$\gamma(\sigma) = 1.781\sigma - 0.141 \quad (5.4)$$

ここで、基準摩擦係数は、実験時の自重状態での平均面圧および高速摺動時の速度による影
響を考慮し、中村らの式の基準条件 ($\alpha, \beta, \gamma = 1$ の条件) に整合するように、実験結果か
ら逆算して、 $\mu_0 = 0.11$ とした。式(5.2)~(5.4)の関係を図示すると、図-5.3 のようになる。
中村ら⁴⁾の式における支承部の相対速度は、2 面摺動での相対速度であるため、1 つのすべ

り面のせん断速度は支承部の相対速度の半分である。本研究で対象とするのは 1 面摺動タイプのシングル球面すべり支承であるから、1 面摺動に換算するために、すべり速度にかかる係数を 2 倍としている。面圧依存性の項について、中村ら⁴⁾の式では、基準面圧 60MPa において $\gamma=1$ となるように、定数を加えて補正している。ここでは、姫野ら³⁰⁾や高橋ら³¹⁾の研究を参考に摩擦係数の面圧依存性の原理を考えて、面圧の指数関数の項のみで表されるように中村ら⁴⁾の式に修正を加えたものである。なお、一支承モデルでは、支承の面圧は変化しないため、 $\sigma = 13.6\text{MPa}$ で一定となる。さらに、摩擦係数の温度依存性について、実験時の平均室温である 15°C を用いた。また、摺動による摩擦熱による影響も考えられるが、同ケースの加振実験を複数回行ったところ、実験時には摩擦熱が原因とみられる摩擦係数の低下は確認されなかった。従って、本研究では、摩擦熱による摩擦係数の変化は考慮していない。一支承モデルの解析では、支承部における軸力が変動しないため、摩擦係数の速度依存性のみを考慮したモデル（以下、速度依存モデルと呼ぶ）および球面すべり支承の解析で多く用いられている依存性を考慮しないバイリニアモデルの 2 つのモデルで比較検討した。バイリニアモデルでは、実験時の温度および面圧から、式(5.1)より摩擦係数 $\mu = 0.13$ とした。二支承モデルの解析では、摩擦係数の速度および面圧依存性を考慮したモデルを用いる。二支承モデルでは、上部構造のロックンク振動により加振方向の前後で支承部の軸力が変化し、それに伴い面圧が変動する。そこで、ロックンク振動による面圧変動が応答に与える影響について確認するため、一支承モデルと二支承モデルで結果の比較を行う。

本研究の解析では、非線形時刻歴応答解析プログラム TDAP III³⁵⁾ を用いた。数値積分法は Newmark β 法 ($\beta=1/4$) を用いて、積分時間間隔は 0.0002 秒とした。減衰にはひずみエネルギー比例減衰を用い、橋脚には粘性減衰を考慮した。支承は履歴減衰のみを考慮し、粘性減衰は考慮していない。解析で入力した加速度は、実験時に振動台で計測した加速度とした。

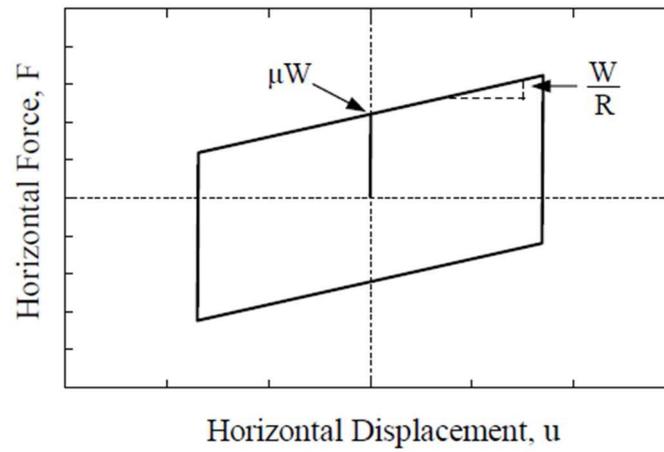


図-5.2 球面すべり支承の履歴曲線

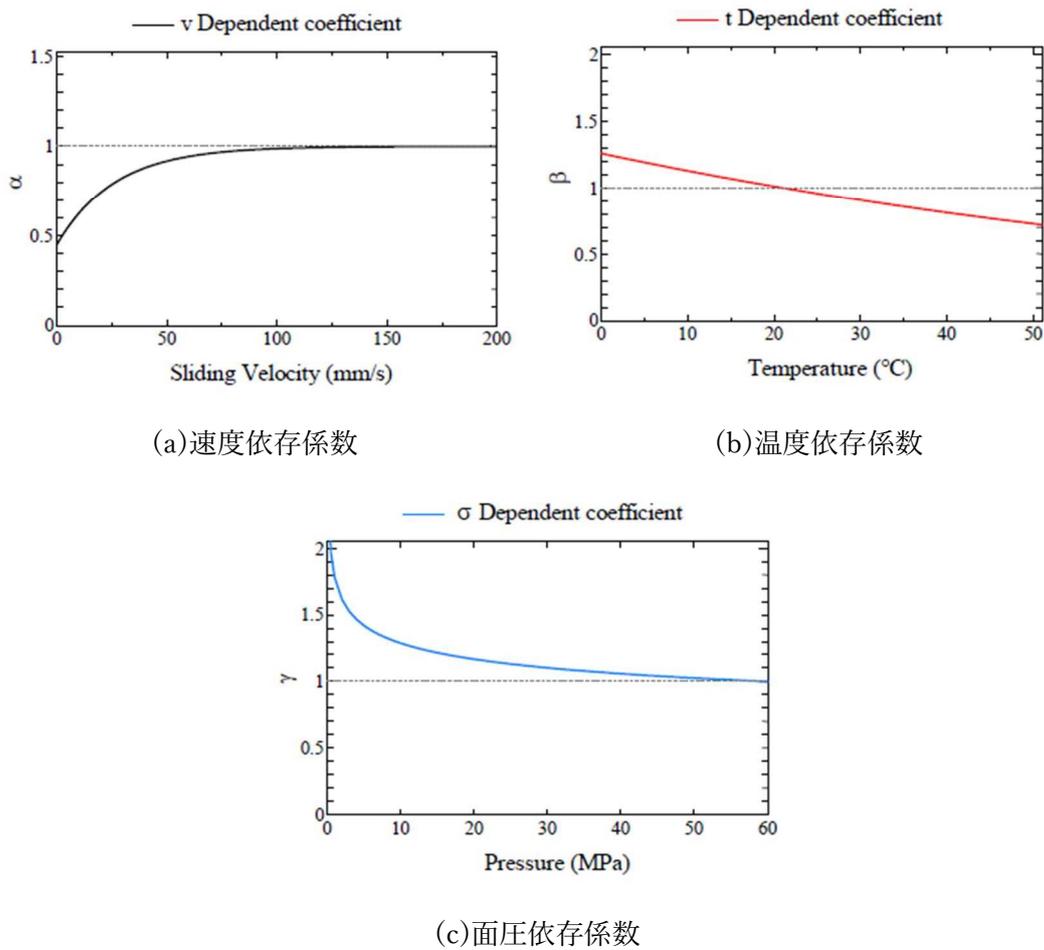


図-5.3 摩擦係数の各種依存性

5.3 解析結果および考察

5.3.1 一支承モデルによる解析

正弦波加振における実験結果と一支承モデル解析結果の比較を示す。試験体の橋軸方向に加振した時の、周波数 0.8Hz、加速度振幅 1.5m/s^2 の正弦波加振による履歴曲線を図-5.4 に示す。図-5.4 では、バイリニアモデルおよび速度依存モデルによる解析結果を実験結果と比較している。なお、履歴曲線の縦軸は水平荷重 F で表すことが多いが、ここでは、上部構造の計測加速度から求めた水平荷重 F を平均鉛直荷重 $W (=4.29\text{kN})$ で除した値として示している。摩擦係数の定義により、このグラフにおける y 切片は摩擦係数の値となる。横軸は支承部の相対変位であり、支承の摺動変位を表している。また、図-5.4 には加振してから定常状態となった後の 3 サイクル程度の履歴を示している。図-5.4 より、実験結果の履歴曲線はバイリニアの剛塑性型と比較して丸みを帯びていることが確認できる。実験結果の最大変位は 13mm 程度であった。バイリニアモデルによる解析では、剛塑性に近い挙動を示しており、実験結果と比較すると、変位は半分程度の値であった。依存モデルでは、摩擦係数の速度依存性により、履歴曲線が丸みを帯び、実験結果に近い履歴を描いている。速度依存性を考慮した変位結果は実験結果と同程度であった。支承部の相対速度の時刻歴応答について、実験および速度依存モデルによる解析結果の比較を図-5.5 の縦軸左側に実線で示す。実験における相対速度に高周波ノイズが表れているのは、剛性の高い橋脚等の振動による可能性があるが、解析結果は実験結果をある程度再現できている。図-8 には、速度の結果に加えて、速度依存モデルでの解析結果において、作用する水平荷重を支承部鉛直軸力で割った F/W の時刻歴応答を破線で右側の縦軸に示す。速度が大きくなると、 F/W も大きくなるが、これは式(5.1)および図-5.3 に示した速度依存性の影響である。また、図-5.5 より、最大速度は 80mm/s 程度であるので、式(5.1)から速度 80mm/s における摩擦係数を求めると、摩擦係数は約 0.13 である。これは、図-5.4 において摩擦係数を示す実験結果の y 切片の値と概ね一致する。さらに、図-5.5 より、実験におけるすべり速度は 0~80mm/s 程度であったが、図-5.3(a)に示すように、速度が 0~80mm/s の範囲では、摩擦係数は 0.06~0.13 と大きく変化する。そのため、実験では、摩擦係数を一定と仮定したバイリニアモデルに比べ、速度依存モデルの方が、実験結果を精度良く再現できたと考えられる。

2016 年熊本地震の JMA 西原村小森で観測された地震波加振における、実験と一支承モ

デルによる解析結果の比較を行う。試験体の橋軸方向に加振した時の、地震波加振による履歴曲線を図-5.6に示す。なお、縦軸は正弦波の結果と同様に、水平荷重 F を平均鉛直荷重 $W (=4.29 \text{ kN})$ で除した値としている。地震波加振において、実験による最大変位は 7mm であるのに対し、バイリニアモデルによる解析の結果は 5mm で、実験結果の 7 割程度であった。また、速度依存モデルにおいては、最大変位が 13mm と実験結果の変位の倍程度であった。図-5.6に示す地震波加振による支承部の相対変位の時刻歴応答を図-5.7に示す。実験とバイリニアモデルの解析結果を比較すると、バイリニアモデルでは、実験で生じた滑りによる支承部の変位挙動を再現できていない。例えば、図-5.7における 8 秒以降のバイリニアモデルでは変位が一定値を示しているのに対して、速度依存モデルでは、図-5.4に示したように最大変位は実験結果よりも大きくなったものの、支承部の変位増減を再現している。地震波が作用した場合は、支承に生じる速度が変化するため、解析において摩擦係数の依存性を考慮しない場合は、変位応答を適切に評価できない。速度依存モデルの解析で用いた速度依存係数は中村ら⁴⁾の実験を基に、式(5.2)により算出したが、実験に用いた試験体では、摺動時の速度変化による摩擦係数への影響が大きかったと考えられる。

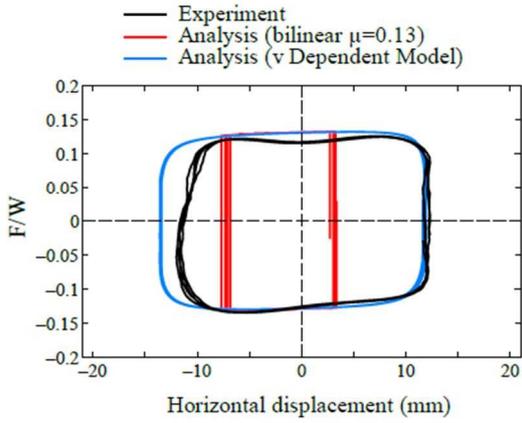


図-5.4 支承部の履歴曲線の結果
(正弦波)

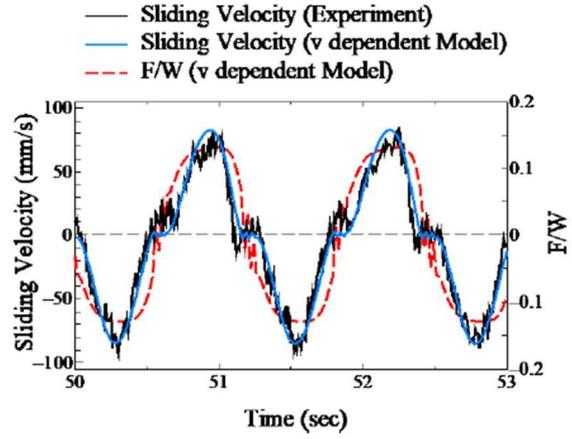


図-5.5 速度および摩擦係数の時刻歴応答

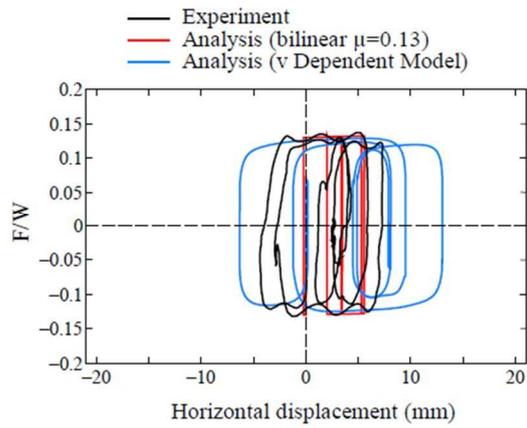


図-5.6 支承部の履歴曲線の結果
(地震波)

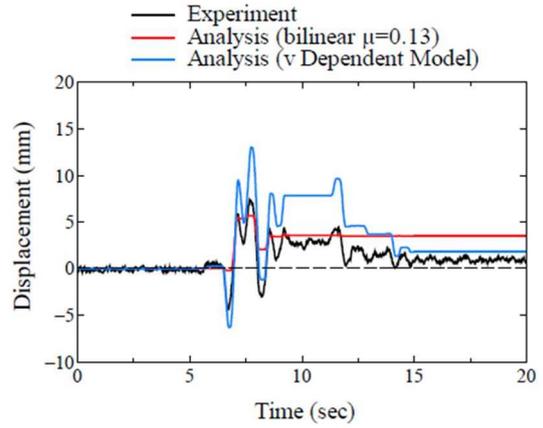


図-5.7 相対変位の時刻歴応答 (地震波)

5.3.2 二支承モデルによる解析

ロッキング振動によって支承部に生じる面圧の変化を図-5.8 に模式的に示す。図-5.8 に示すように、水平地震力が右側に作用する場合は、地震力が作用する上部構造重心高さとは支承高さの違いに起因して上部構造にモーメントが作用し、ロッキング振動が生じる。ロッキング振動によって、橋脚ごとに軸力差が生じ、図-5.8 の例では、右側の支承の面圧が大きくなる。面圧が大きくなると、図-5.3 (c)に示す摩擦係数への面圧依存性により、摩擦係数が減少する。一方で、左側の支承の面圧は小さくなるため、摩擦係数は増加する。ここでは、このロッキング振動によって生じる面圧変動が、上部構造の応答に与える影響を調べるために、一支承モデルと二支承モデルによる解析結果の比較を行う。

周波数 0.8Hz、加速度振幅 1.5m/s^2 の正弦波加振によって、橋軸直角方向に加振した時の履歴曲線を図-5.9 に示す。実験結果と一支承モデルおよび二支承モデルの左右の支承を比較している。加振方向については、橋軸方向加振に比べて橋軸直角方向の方が、上部構造のロッキング振動の影響が大きく、支承部の軸力および面圧の変化が大きくなるので橋軸直角方向とした。なお、いずれの解析モデルにおいても、支承部のモデルでは摩擦係数の速度・面圧依存性を考慮している。一支承モデルと二支承モデルでの解析結果は、いずれも実験結果よりも変位振幅が大きくなった。このグラフにおいて y 切片は、摩擦係数を示すため、図-5.9 から、摩擦係数の面圧依存性について確認すると、一支承モデルの結果と二支承モデルで摩擦係数に大きな差はない。二支承モデルの左右の橋脚においても、摩擦係数の差はわずかであることがわかる。このわずかな差は、摩擦係数の面圧依存性による影響である。

図-5.9 において、二支承モデルの左右の支承に生じる面圧の解析結果を時刻歴応答で図-5.10 に示す。いずれの支承にも、上部構造重量のみが作用した場合は、 13.6MPa の面圧が生じる。正弦波加振することにより、ロッキング振動による影響で軸力が左右の支承で変化するが、その変動幅は $\pm 1\text{MPa}$ 程度である。ここで、式(5.1)から、面圧が 13.6MPa から 1MPa 変動するときの摩擦係数の値を求めると、 0.132 から 0.130 への変化であり、その差はわずかである。ロッキング振動による摩擦係数への影響は、上部構造重量と重心位置および作用する水平加速度が関係し、各支承の軸力変動の大きさによるが、本実験ケースでは、摩擦係数の面圧依存性による影響は小さいという結果であった。

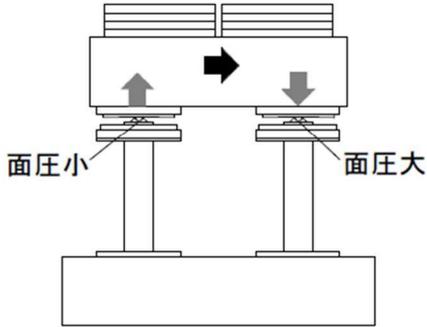


図-5.8 ロッキング振動による
 支承部の面圧の変化

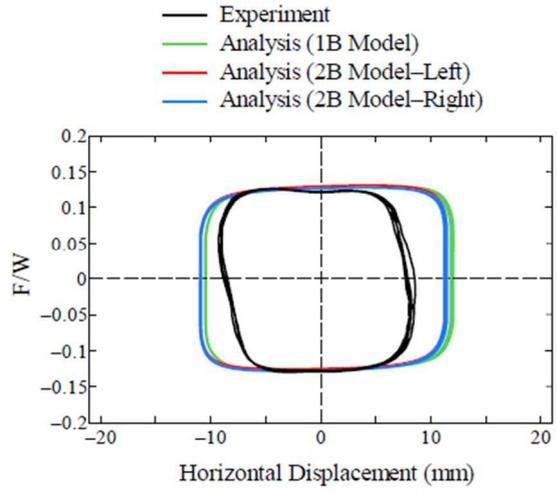


図-5.9 二支承モデルの履歴曲線の比較

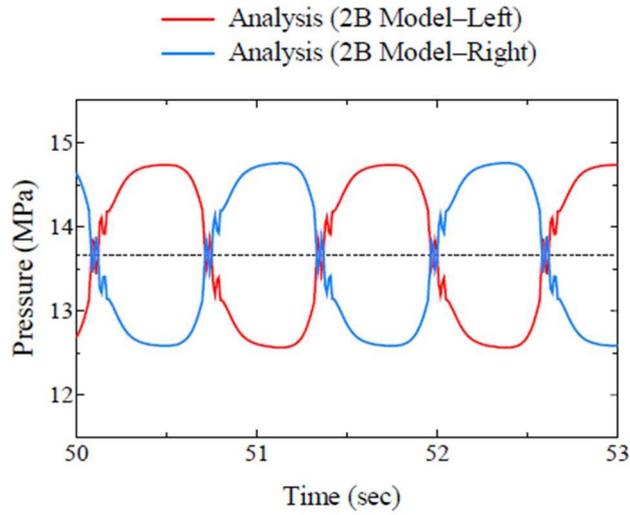


図-5.10 支承部面圧の時刻歴応答

5.4 まとめ

本研究では、シングル球面すべり支承で支持された橋梁模型試験体の一方向加振実験を再現するために、非線形動的解析を行った。特に、シングル球面すべり支承の摩擦係数の速度・面圧依存性が応答値に与える影響について検証した。以下に本研究で得られた知見を示す。

1. 正弦波加振実験において、一般的に用いられるバイリニアモデルによる解析は変位を過小評価し、摩擦係数の速度依存性を考慮することによって実験結果に比較的近い履歴曲線が得られた。
2. 本研究の試験体に用いたすべり材において、球面すべり支承が 80mm/s 程度以下の速度で滑る場合、摩擦係数の速度依存性が変位応答に与える影響は大きい。
3. 地震波が作用した場合は、支承に生じる速度が変化するため、解析において速度による摩擦係数への依存性を考慮しない場合は、変位応答を適切に評価できない。
4. ロッキング振動による軸力変動を考慮するために行った摩擦係数の面圧依存性を考慮した二支承モデルによる解析結果から、軸力変動による面圧の変化が確認されたが、本実験における軸力変動の範囲では、履歴曲線の結果にほとんど差は生じなかった。

6. 結論

本研究では、球面すべり支承の橋梁への適用を検討するため、活荷重時および地震時における球面すべり支承の挙動を検証する実験を行うとともに、これらの実験に対する再現解析を FEM 解析および動的解析にて行い、解析モデルの妥当性を検証した。

活荷重時における実験では、2 基の球面すべり支承で支持された橋梁模型梁に対して、支間中央に集中荷重を載荷し、支点部において一定のたわみ角を生じさせることで球面すべり支承の活荷重時挙動を検証した。地震時における実験では、振動台を用いた縮小模型実験を行い、球面すべり支承の地震時挙動を検証した。また、活荷重時および地震時を想定した実験結果を再現するために、解析実験を行い、球面すべり支承の解析モデルを提案するとともに、その妥当性を検証した。

本論文の各章で得られた主な知見は以下のようにまとめられる。なお、それぞれの知見の詳細は各章の最後にまとめられている。

1 章では、橋梁を構成する部材の 1 つである支承に求められる機能や重要性を説明し、地震時に生じたこれまでの支承の被害について述べるとともに、球面すべり支承の概要について示した。また、球面すべり支承の国内外の既往研究の概要を整理した。さらに、本研究では縮小模型に対する実験を行うため、構造工学分野における相似則について体系的に整理し、縮小模型実験の妥当性を考察した。

2 章では、活荷重作用時における球面すべり支承の水平変位および回転といった挙動を明らかにすることを目的として、シングル球面すべり支承およびダブル球面すべり支承を用いて実験を行った。梁試験体のたわみおよびたわみ角は理論値に近いものの、スライダの変位は理論値と異なることを示した。これは、スライダの摺動に伴う摩擦力が下沓に影響していると考えられる。シングル球面すべり支承では、すべり面とスライダの上下位置の関係によって活荷重作用時にスライダの変位に影響があることを示した。

3 章では、2 章の実験結果を基に、球面すべり支承の挙動や応力状態を検証するために、FEM 解析を行った。解析では摩擦力による下沓の水平移動を仮想ばねによりモデル化し、仮想ばねのばね定数を調整することで実験結果に対する再現を行った。その結果、実験結果による荷重-変位履歴を良く再現できたため、スライダの摩擦力により下沓に水平変位

が生じていることを明らかにした。また、シングル球面すべり支承では、すべり面とスライダの上下位置によって下沓への水平反力が異なることを示した。ダブル球面すべり支承では、スライダーに回転に追随する機能がないため、スライダーの角部を支点として支承の回転が生じることにより、この部分に応力集中が生じ、このタイプのダブル球面すべり支承は活荷重作用時に機能しないことがわかった。

4章では、球面すべり支承の地震時挙動を把握するため、縮小模型を用いて振動台実験を行った。球面すべり支承の免震効果によって上部構造の応答加速度は下部構造に入力される加速度よりも低減されることを明らかにした。また、球面すべり支承の摩擦力の特性により、偏心载荷された状態でも上部工の回転はほとんど生じず、地震時における上部工の回転への影響が少ないことを示した。さらに、シングル球面すべり支承では、すべり面がスライダーの下にある場合には、スライダーの位置によって下部構造に偏心荷重が作用することを明らかにした。

5章では、4章で得られた実験結果を基に、シングル球面すべり支承の振動台実験に対して、橋脚—支承—上部構造による解析モデルを用いた非線形動的解析を行った。その結果、一般的に用いられるバイリニア解析よりも、摩擦係数の速度依存性を考慮したモデルのほうが実験結果に近い履歴曲線になることを示した。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2016
- 2) 九州橋梁・構造工学研究会：2016年熊本地震被害調査・分析報告書，pp13-137，2019
- 3) Zayas VA, Low SS, Mahin SA. :The FPS earthquake resisting system experimental report. Technical Report UBC/EERC-87/01, 1987.
- 4) 中村秀司，西本晃治，富本淳：球面すべり支承 NS-SSB®の開発，新日鉄住金エンジニアリング技報，vol.6，pp28-35，2015
- 5) 日本道路協会：道路橋支承便覧，2018
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説I 共通編，2016
- 7) 九州橋梁・構造工学研究会：2016年熊本地震被害調査・分析報告書，pp228-282，2019
- 8) 九州橋梁・構造工学研究会：2016年熊本地震被害調査・分析報告書，2019
- 9) C.S. Tsai, Tsu-Cheng Chiang and Bo-Jen Chen : Finite element formulations and theoretical study for variable curvature friction pendulum system , Engineering Structures 25, pp1719-1730, 2003
- 10) C. S. Tsai : FINITE ELEMENT FORMULATIONS FOR FRICTION PENDULUM SEISMIC ISOLATION BEARINGS , INTERNATIONAL JOURNAL FOR NUMERICAL METHODS IN ENGINEERING, VOL. 40, pp29-49, 1997

- 11) C.S. Tsai, Po-Ching Lu, Wen-Shin Chen, Tsu-Cheng Chiang, Chen-Tsung Yang and Yung-Chang Lin : Finite element formulation and shaking table tests of direction-optimized-friction-pendulum system, *Engineering Structures* 30, pp2321–2329, 2008
- 12) A. Mokha, M. C. Constantinou and A. M. Reinhorn : Teflon bearings in aseismic base isolation: Experimental studies and mathematical modeling, National Center for Earthquake Engineering Research Technical Report NCEER-88-0038, 1988
- 13) M. C. Constantinou, P. Tsopelas, Y-S. Kim and S. Okamoto : NCEER-Taisei Corporation Research Program on Sliding Seismic Isolation Systems for Bridges: Experimental and Analytical Study of a Friction Pendulum System (FPS), National Center for Earthquake Engineering Research Technical Report NCEER-93-0020, 1993
- 14) M. C. Constantinou : FRICTION PENDULUM DOUBLE CONCAVE BEARING, State University of New York, Buffalo, Technical Report, 2004
- 15) Daniel M. Fenz and Michael C. Constantinou : Spherical sliding isolation bearings with adaptive behavior: Theory, *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2008; 37, pp163–183, 2008
- 16) Daniel M. Fenz and Michael C. Constantinou : Spherical sliding isolation bearings with adaptive behavior: Experimental verification, *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS* 37, pp185-205, 2008
- 17) Hyakuda T, Saito K, Matsushita T, Tanaka N, Yoneki S, Yasuda M, Miyazaki M, Suzuki A, Sawada T. : The structural design and earthquake observation of a seismic isolation building using Friction Pendulum system, *Proceedings, 7th International Seminar on Seismic Isolation*, 2001

- 18) 岡村茂樹, 藤田聡: 摩擦振り子型免震装置群の地震時挙動に関する研究 第1報 (四つの免震装置で支持した場合の解析), 日本機会学会論文集 (C編) 67巻 660号, pp62-69, 2001
- 19) 岡村茂樹, 藤田聡, 荒水照夫, 池永雅良, 早川邦夫, 舟木秀尊: 摩擦振り子型免震装置群の地震時挙動に関する研究 (第2報, 3層鉄骨フレームモデルを用いた振動実験), 日本機会学会論文集 (C編) 68巻 675号, pp1-6, 2002
- 20) 岡村茂樹, 藤田聡, 荒水照夫, 池永雅良, 早川邦夫, 舟木秀尊: 摩擦振り子型免震装置群の地震時挙動に関する研究 (第3報, 3層鉄骨フレームモデルを用いた振動実験の応答解析), 日本機会学会論文集 (C編) 68巻 675号, pp7-14, 2002
- 21) 岡村茂樹, 藤田聡: 摩擦振り子型免震装置群の地震時挙動に関する研 (第4報, モンテカルロシミュレーションによる免震性能の確率的検討), 日本機会学会論文集 (C編) 69巻 684号, pp43-49, 2003
- 22) 竹内徹, 中村秀司, 内田正颯, 吉田道保, 松井良太: 偏心および浮き上りを考慮した球面すべり支承の振動台実験, 日本建築学会構造経論文集, 第80巻, 第715号, pp1385-1392, 2015
- 23) 才塚邦宏, 伊藤義人, 木曾英滋, 宇佐美勉: 相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察, 土木学会論文集, No.507/I-30, pp179-190, 1995
- 24) 矢部春恵, 小松裕, 後藤詩乃, 本村豪星, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 力学的相似則に基づく滑り基礎構造建物の振動台実験その1, 平成30年度 日本大学理工学部 学術講演会予稿集, pp75-76, 2018
- 25) 遠藤和男, 岡田太賀雄, 運上茂樹: すべり系支承を有する免震橋梁の振動台実験, 第9回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集,

pp1-4, 2006

- 26) 金治英貞, 鈴木直人, 家村浩和, 高橋良和, 美濃智広, 高田佳彦: 低摩擦型すべり支承の面圧・速度依存性検証と床組免震構造の設計モデル構築, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.4, pp758-771, 2006
- 27) 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, 第 275 号, pp.69-77, 1978
- 28) 西本晃治, 中村秀司, 長谷川久巳, 脇田直弥: 球面すべり (SSB) の実大試験体による面圧・速度依存性確認実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (2016), pp445-446, 2016