HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	免震デバイスを用いた鋼鈑桁橋の耐震性向上に関する研究
Author(s)	姫野, 岳彦
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	乙第6943号
Issue Date	2014-12-25
DOI	https://doi.org/10.14943/doctoral.r6943
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/57726
Type	doctoral thesis
File Information	Takehiko_Himeno.pdf

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

免震デバイスを用いた鋼鈑桁橋の
耐震性向上に関する研究

Study on improvement of seismic performance of steel plate girder bridges using isolation devices

2014 年 6 月

姫野　岳彦

論文要旨

日本の国土は地震発生のリスクが高い場所に位置しており，阪神淡路大震災や東日本大震災などによる甚大な被害は記憶に新しいところである．今後も，東海・東南海・南海地震の発生確率の高まりが指摘されている中で，橋梁などの重要な社会資本の耐震性を確保し，かつ向上を図ることは喫緊の課題である．

そこで本研究では，鋼桁橋の耐震性向上策を考える上で，特に支承部に免震デバイスを適用する構造形式に着目し，従来の支承構造が抱える問題点を整理しながら，新しいデバイスの提案を行い，その性能評価を行うために必要な載荷実験の実施，設計モデルの構築，耐久性や耐荷力の評価法の検討および橋梁構造物への適用性検討等を行った．

第 1 章では，橋梁用支承部が担っている役割，要求性能などを整理し，支承部は橋梁の耐震性に影響を与える重要な要素であることを示した．ここでは，既往の各支承デバイスの特徴やそれらの知見を例示し，現存する課題点などを明確にすることに力点をおいた．

また，支承部は橋梁の固有周期を決定する役割もあることから，本研究で対象とする範囲として，積極的な長周期化を行う免震設計のみではなく，擬似的な固定支点を有する地震時慣性力分散設計についても対象として，それぞれの特徴を示すこととした．

第 2 章では，従来の 1 点固定方式などにより，地震時荷重が特定の下部構造に集中する構造ではなく，複数の下部構造上の支承部を擬似的に固定とすることで，それぞれに慣性力を分散させる設計法に着目し，その際に有効となる支承形式の提案を行った．

具体的には，以下の 2 つの支承構造を検討対象とした．

ひとつは，多点固定橋梁に着目して，諸外国では古くから採用されていたが，日本国内では検討事例がない状態であったウレタンゴム材料を支承部に用いることで，耐震性のみならず，常時の耐候性の向上などが期待できる Disk Bearing 構造．ふたつ目は，地震時水平力分散型の橋梁形式に着目し，従来の天然ゴムを用いた積層ゴム支承が抱える橋桁の回転たわみ追随性に関する課題点を改善するために，ゴム支承と BP.B 支承の機能を一体化した支承構造を扱っている．

これらの支承の特徴を精査し，また，支承部の性能検証実験を実施することで，その有効性を示した．さらに，構造の妥当性評価を行うために必要な FEM と実験を組み合わせた性能評価法の検討や，多積層のゴム支承の圧縮特性を精度良く評価するための設計式の導出などを実施した．また，橋梁構造物への適用を想定した試設計を行い，その適用性に関する知見を得た．

第 3 章では，耐震性向上のために重要な長周期化および高減衰化を同時に実現させるための支承構造の検討として，従来の免震支承よりも減衰性能の向上を目指したデバイスの

性能評価や設計モデルの構築を行った.

具体的には，これまでは鉛プラグ入り積層ゴム支承および高減衰ゴム支承として採用されてきた 2 種類の免震支承に対して，両者がもつエネルギー吸収部材(鉛プラグ，高減衰ゴム)をひとつの支承に組み込むことで高機能化を図った構造を対象とし，その性能検証実験による比較検討によって優位性を示した．また，支承の復元力履歴特性を橋梁の地震時挙動を評価するための非線形時刻歴応答解析に取り込むためのモデル化を行い，実橋梁構造物に対するケーススタディにより，その適用性を明らかにした.

第 4 章では，免震化の更なる発展系として，理想的な地震力遮断(長周期化)構造を目指して，オールフリー構造を含めたすべり支承の活用検討を行った．すべり支承は，かねてより多くの採用実績を有しており，設置環境や維持管理の状態が良い箇所では長期の供用性は確認できているものの，摩擦特性に関する詳細な評価モデルやばらつきの評価，さらには経年変化による材料の劣化等の影響など十分な評価ができていない部分も多い.

そこで，これらの課題に対して，クーロン摩擦により表現されていた従来の摩擦係数を一定とした設計法ではなく，ヘルツの接触理論により面圧依存性を考慮できる力学的モデルを提案した．さらに，ユーロコードなどの諸外国におけるすべり摩擦性能の評価法を参考に，長期摺動試験を行い，その耐久性の検証なども実施し，加えて，実橋梁におけるケーススタディにより地震力遮断デバイスを用いた橋梁の地震時応答特性などの検討を行った.

以上の研究により，橋梁の耐震性向上を図るために，その架設地点の地盤条件や橋梁形式によって，選択すべき支承形式や目標とすべき固有周期帯には違いがあり，それぞれの支承の特徴・性能を適切に評価することで，大地震時においても構造物を安全に維持できる設計が可能であることなどを明らかにした.

関連発表論文

【論文】

1. 姫野岳彦，運上茂樹：支承部における摩擦特性のモデル化とその評価式に関する検討，土木学会地震工学論文集，Vol.145，pp.1-6，2003 年

2. 姫野岳彦，新名裕，都築昭夫，林川俊郎：複合型免震支承の橋梁構造物への適用に関する研究，鋼構造年次論文報告集，Vol.19，pp.423-428，2011 年

3. 姫野岳彦，竹ノ内浩祐，朝倉康信，林川俊郎：ウレタンゴム材料を用いた橋梁用支承部の合理化に関する研究，鋼構造年次論文報告集，Vol.21，pp.472-476，2013 年

【発表】

1. 姫野岳彦，運上茂樹：すべり系免震支承の摩擦特性に関する力学的考察，土木学会，平成 15 年度第 1 部門年次学術講演会，Vol.58，No.I-387，pp.773-774，2003 年

2. 姫野岳彦, 運上茂樹 : 地震時水平力分散ゴム支承の圧縮特性に関する評価モデルの検討，土木学会，平成 16 年度地震時保有水平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，Vol.7，pp.409-414，2004 年

3. 姫野岳彦，運上茂樹：体積弾性係数を考慮した円形ゴム支承の圧縮特性評価モデル，土木学会，平成 16 年度第 1 部門年次学術講演会，Vol.59，No.I-152，pp.303-304，2004 年

4. 姫野岳彦，運上茂樹：経年変化特性に着目した支承部のすべり摩擦特性に関する研究，土木学会，平成 17 年度地震時保有水平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，Vol.8，pp.103-108，2005 年

5. 姫野岳彦，鵜野禎史，比志島康久，本間慶一，谷憲一：同一支承構造内で回転機構と弾性支持機構を分離させたハイブリッド支承の開発，土木学会，平成 17 年度第 1 部門年次学術講演会，Vol.60，No.I-113，pp.223-224，2005 年

6. 岡田太賀雄，姫野岳彦，運上茂樹，遠藤和男：すべり系免震支承を有する橋梁の地震時応答特性，土木学会，平成 18 年度地震時保有水平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，Vol.9，pp.365-370，2006 年

7. 姫野岳彦，鵜野禎史，本間慶一，森田泰玄：ゴム支承の高機能化を実現させた新しい支承構造の提案，土木学会，平成 18 年度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，Vol.9，pp.447-452，2006 年

8. 高橋良和，家村浩和，鵜野禎史，姫野岳彦 : 回転機構を付加した免震支承の復元力特性，土木学会，平成 18 年度第 1 部門年次学術講演会，Vol.61，No.I-230，pp.459-460，2006 年

9. 姫野岳彦，鵜野禎史 : 免震支承の要素別非線形履歴特性評価法に関する検討，土木学会，平成 18 年度第 1 部門年次学術講演会，Vol.61，No.I-228，pp.455-456，2006 年

10. 竹ノ内浩祐，山田博，中村保之，姫野岳彦，本間慶一，比志島康久：ウレタンゴムを用いた支承の開発, 土木学会, 平成 21 年度第 1 部門年次学術講演会, Vol.64, No.I-477, pp.893-894, 2009 年

11. 高橋徹，姫野岳彦，本間慶一，吉田雅彦，山田博，竹ノ内浩祐，中村保之：ウレタンゴム支承の回転性能検証実験, 土木学会, 平成 21 年度第 1 部門年次学術講演会, Vol.64, No.I-478, pp.895-896，2009 年

12. 姫野岳彦，高橋徹，吉田雅彦，中村保之，竹ノ内浩祐，山田博：ウレタンゴムを用いた Disk Rubber Bearing の高荷重支持性能の評価，土木学会，平成 22 年度第 1 部門年次学術講演会，Vol.65，No.I-036，pp.71-72 ，2010 年

13. 姫野岳彦，新名裕，都築昭夫 : 減衰性能の更なる向上を実現した新しい免震ゴム支承の開発，土木学会，平成 23 年度第 1 部門年次学術講演会，Vol.66，No.I-348，pp.695-696，2011 年

14. 姫野岳彦，吉田雅彦，山田博，竹ノ内浩祐，原田孝：橋梁用支承部に用いるウレタンゴム材料の適用性と性能評価, 土木学会, 平成 24 年度第 1 部門年次学術講演会, Vol.67, No.I-069, pp.137-138，2012 年

15. 姫野岳彦，宮原幸春，今村壮宏，山下恭敬，貝沼重信，松田哲夫，坂田裕彦，岩崎雅紀，五十嵐隆之：BP 支承のすべり性能耐久性に関する実験的検討，土木学会，平成 25 年度第 1 部門年次学術講演会，Vol.68，pp.545-546，2013 年

16. 五十嵐隆之，河内山修，今村壮宏，山下恭敬，貝沼重信，松田哲夫，坂田裕彦，姫野岳彦 : BP-B 支承の回転耐久試験による回転性能の検討，土木学会，平成 25 年度第 1 部門年次学術講演会，Vol.68，pp.547-548，2013 年

目次

論文要旨 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ i
関連発表論文 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ iii
目次 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ v

第１章　序論
1.1 本研究の背景 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1
1.2 既往の研究 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 4
1.2.1 橋梁支承部の役割と課題
1.2.2 支承部の機能
1.2.3 支承部の構造詳細
1.3 本論文の目的 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 20
1.4 本論文の概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 21
第１章の参考文献 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 23
第２章　疑似固定型支承の高機能化による地震時慣性力の分散化の検討
2.1 概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 24
2.2 多点固定橋梁・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 25
2.2.1 高機能化構造の提案
2.2.2 支承性能の検証実験
2.2.3 FEM 解析を用いた圧縮限界性能の評価法の提案
2.2.4 まとめ
2.3 地震時水平力分散橋梁・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 42
2.3.1 高機能化構造の提案
2.3.2 支承性能の検証実験
2.3.3 適用性評価に関する検討
2.3.4 多積層ゴム支承の圧縮性能評価モデルの構築
2.3.5 まとめ
2.4 まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 58
第２章の参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 60
第３章　高減衰性能を期待した免震デバイスの性能評価
3.1 概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 62
3.2 複合型免震支承の提案 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 63
3.3 支承性能の検証実験・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 66
3.3.1 材料特性
3.3.2 圧縮疲労特性

3.3.3 せん断疲労特性
3.3.4 載荷速度に対する依存性の評価
3.3.5 載荷面圧に対する依存性の評価
3.3.6 温度条件に対する依存性の評価
3.3.7 せん断変性性能の評価
3.3.8 まとめ
3.4 履歴特性のモデル化 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 84
3.4.1 要素の分割
3.4.2 要素のモデル化
3.4.3 まとめ
3.5 適用性評価に関する検討 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 90
3.6 まとめ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 92
第３章の参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 93
第４章　地震力遮断デバイスによる免震構造
4.1 概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 94
4.2 地震力遮断デバイスの基本概念・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 95
4.3 すべり支承の耐久性評価 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 97
4.3.1 撤去支承を用いた摩擦特性評価実験
4.4.2 長期摺動実験による摩耗量評価
4.4.3　まとめ
4.4 支承部における摩擦特性の評価法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 107
4.4.1 摩擦特性のモデル化と評価式の誘導
4.4.2 評価式の検証と摩擦特性のばらつき
4.4.3 まとめ
4.5 適用性評価に関する検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 115
4.5.1 解析概要
4.5.2 解析結果
4.5.3 まとめ
4.6 まとめ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 124
第４章の参考文献 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 126
第５章　結論
5.1 研究の総括 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 128
5.2 今後の課題 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 132

第 1 章

序論

1.1 本研究の背景

日本の国土は地震発生のリスクが高い地域に位置しており，阪神淡路大震災や東日本大震災などによる甚大な被害は記憶に新しいところである．今後も，東海・東南海・南海地震の発生確率の高まりが指摘されている中で，橋梁などの重要な社会資本の耐震性を確保し，かつ向上を図ることは喫緊の課題である．

橋梁構造物は，交通ネットワークの一部を担っており，万が一，損傷・崩壊等が発生し，その機能が健全な状態を保てなくなった場合には，単純に通行機能が阻害されるだけではなく，ひいては，社会活動・経済活動全体に大きな影響を与える可能性が考えられる．特に，日本国は狭い国土であり，なおかつ，起伏に富んだ地形であるため，都市内の高速道路網を中心とした交通ネットワークには高架橋を主体する橋梁構造物が非常に多く存在している．このような社会資本を地震発生リスクの高い国土において健全に，そして安全に，長期間維持することが橋梁技術者に課せられている使命と考えられる．

日本における耐震技術は，道路橋示方書・同解説[1]において，その指針が示されているが，地震発生による被災経験および被災分析による知見によって，適宜，見直し・改訂が行われてきている．1995 年 1 月 17 日に発生したマグニチュード 7.3 の大地震(兵庫県南部地震)は，日本全土に対して大きな衝撃を与え，構造物の多くは倒壊や損傷の被害を受けた．それ以前の設計法では，設計加速度応答スペクトルを 200～300cm/sec^2 程度として比較的小さな地震力(L1 地震動)を想定していたが，このような構造物に 1500～2000cm/sec^2 のような非常に大きな地震力慣性力が作用したため，その結果，橋梁構造物を構成している各部材は，その終局強度を超え，破壊に至った．この経験をふまえ，L2 地震動として海洋型地震動を想定した Type1 と内陸直下型を想定した Type2 が規定され，日本の橋梁構造物の設計用加速度応答スペクトルは地盤種別（I～III 種地盤）ごとに図 1.1 のように定められている[1].

この震災での橋梁構造物の被災事例を写真 1.1，写真 1.2 に例示する[2]．地震による大きな振動によって高速道路が橋脚から倒壊し，また，橋梁の上部構造を支える支承部においても，主要部材（上沓）が脆性的な破壊をしたことで，交通ネットワークに多大なる影響が生じた．これらの損傷形態を分析すると，単純に当時の設計地震力の想定を超えた外力の影響ばかりではなく，特に支承部においては，応力集中が発生しやすい構造や設計上，強度が重視された一方でじん性が低い材料を採用していた問題点なども指摘されている[3].

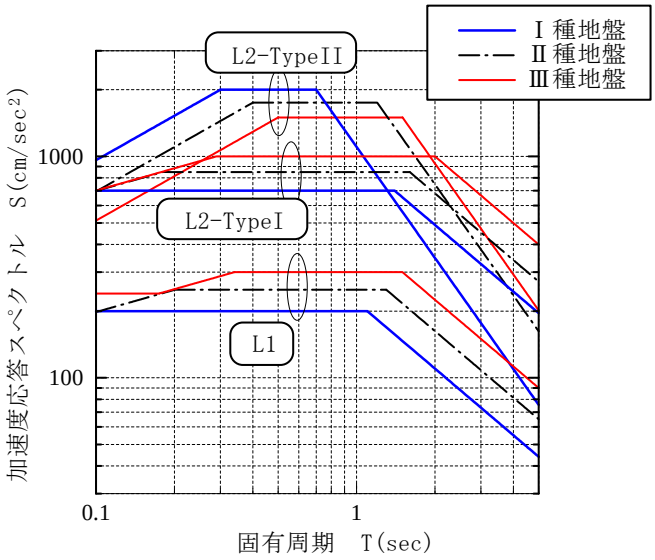


図 1.1 道路橋示方書耐震設計編[1](1996 年)による設計加速度応答スペクトル



写真 1.1 兵庫県南部地震における高速道路の被害[2]



写真 1.2 兵庫県南部地震における支承の被害[2]

その後の復旧作業に向けての設計法の検討では，2 度と同じような被災を繰返すことのないように，耐震技術の高度化を図ることが急務となった．

一方で，大規模地震を考慮した耐震設計法，およびそれを実現するための支承構造に関する研究・開発は，かねてより検討が進められており，震災前の 1988 年に「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)」[4]，1992 年には「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」[5]がそれぞれ発行されており，構造物を弾性範囲で設計する耐震設計法から，ある程度の塑性域までを考慮して設計し，なおかつ，地震時のエネルギーを吸収する部材を取り込んだ「免震設計法」に関する技術的な基礎は出来上がっていたと言える．また，設計地震力についても，1990 年には道路橋示方書・同解説[1]において，L2 地震動として関東大震災クラスの外力(海洋性のプレート境界型地震：Type I)をすでに規定しており，これに加えて，阪神淡路大震災の翌年の 1996 年には，M7 クラスの内陸直下型地震による外力(L2-Type II)を設計に取り込むこととなった．さらには，2011 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災を受けて，L2-Type I の海洋型地震動の見直しや東海・東南海・南海地震のリスクなどを想定して，地域別補正係数の見直しなどが行われてきている．

このように，設計上で考慮すべき地震動の要求は増加の一途をたどる中，経済性・施工性を鑑みつつ，実現性のある設計を行うためには，免震デバイスを用いた設計法が大きな注目を浴びるようになってきた．免震設計とは，構造物を地盤の揺れから守るために，基礎部分あるいは中間層(下部構造と上部構造の間)などに積層ゴム支承などに代表される免震デバイスを設置して，地震動の振動を上部構造に伝達しないように絶縁する(柔らかく支えて長周期化を図る)構造を実現することである(図 1.2)．また，さらに，振動による変位に応じて，その振動エネルギーを熱エネルギーに変換することができる減衰部材を設けることで，構造物全体に作用する慣性力および移動量の低減を目指した設計法と捉えることができる．

本研究においては，この免震設計を行う上で，重要な役割を担う橋梁用支承部に着目し，鋼鈑桁橋の耐震性向上を目指した支承特性の評価とその適用性に関する検討を実施した．

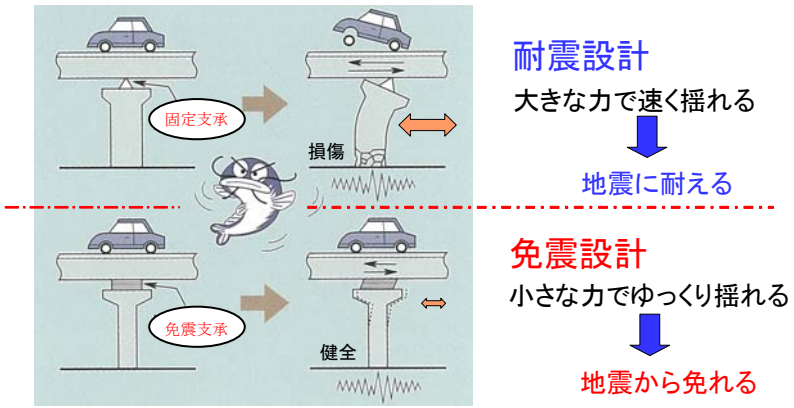


図 1.2　免震構造の概念

1.2 既往の研究

本研究を行うにあたり，橋梁用支承に関する技術的な知見の整理を行う．

最初に，支承部に求められる役割，機能等を精査し，その中から課題点の抽出などを検討する．

1.2.1 橋梁支承部の役割と課題

橋梁用支承は，図 1.3 に示す通り，下部構造と上部構造の間に位置しており，上部構造の重量を支えることが第一義的な役割となる．加えて，橋桁は橋軸方向に長い構造物であるため，年間を通しての外気温の変化に伴い，温度伸縮が生じるため，支承部には，その支点変位量に追随する機能が求められる．また，交通車両が通過する際，橋桁には，たわみ変形が生じるため，橋軸直角方向軸回りの回転追随も求められる(図 1.4)．このような 3 つの機能が支承部が担う基本的な役割となる．

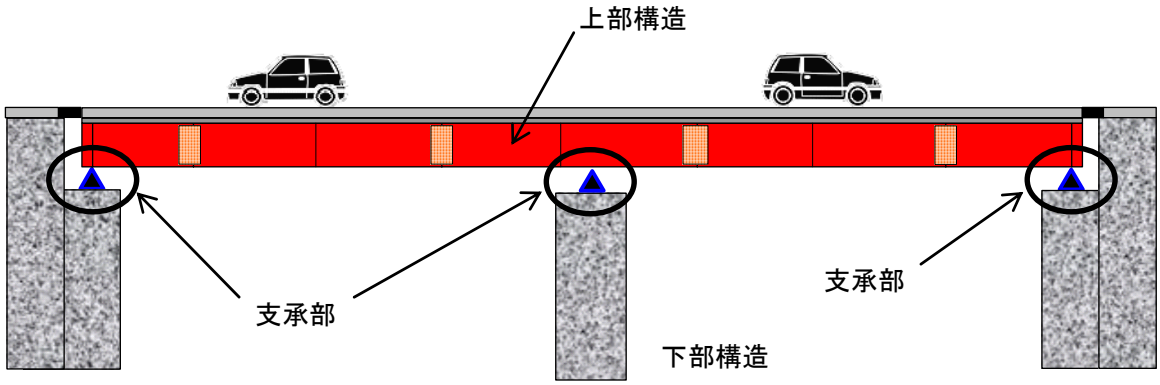


図 1.3　橋梁支承の適用箇所

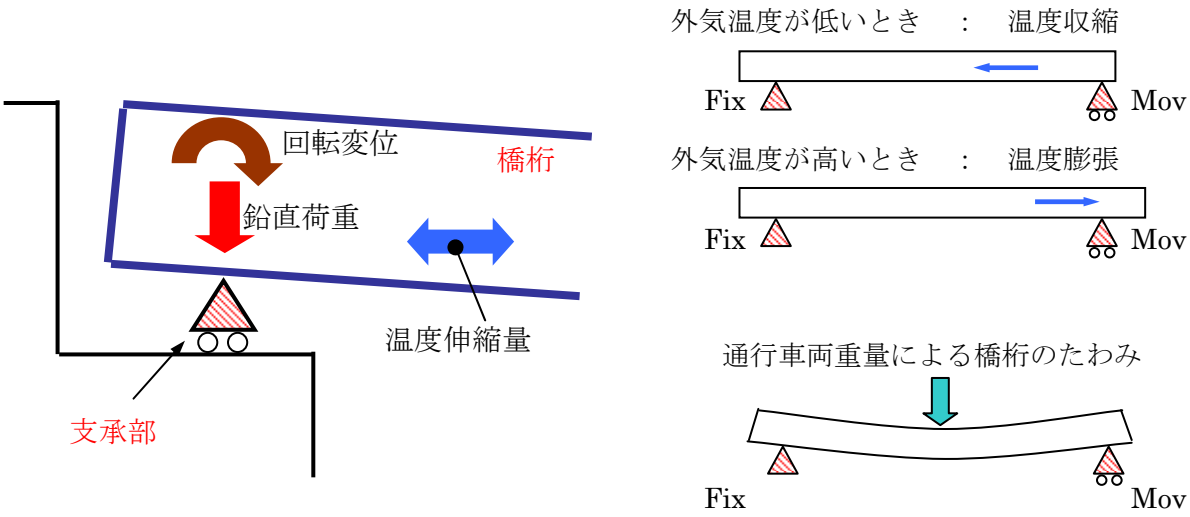
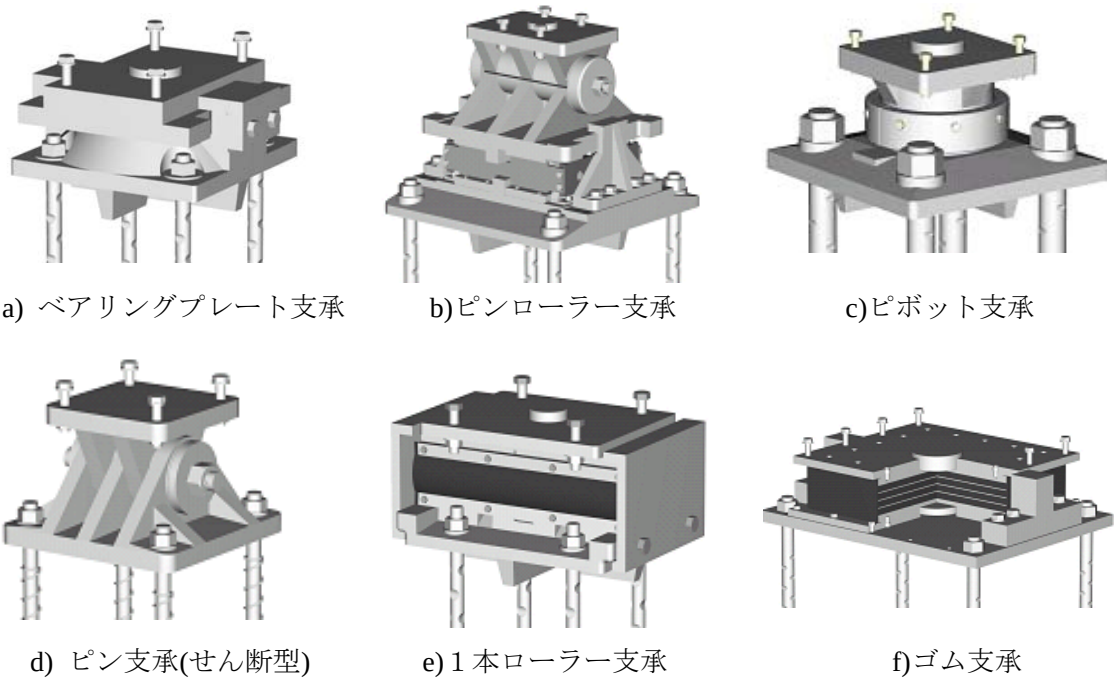


図 1.4 支承部に要求される基本的な機能



a) ベアリングプレート支承　b)ピンローラー支承　c)ピボット支承

d) ピン支承(せん断型)　e)１本ローラー支承　f)ゴム支承

図 1.5　支承構造の例

加えて，地震時に対する要求性能として，耐震設計の場合には，鋼部材などに設計地震力に相当する耐力を確保すること，免震設計の場合には，柔らかく弾性的に上部構造を支持することで水平力を分散させる弾性支持機能（分散ゴム支承）や地震時慣性力の低減を目的とした減衰機能を有する支承構造（免震ゴム支承）などがあげられる．

代表的な支承構造を図 1.5 に示す．それぞれ適している橋梁構造・条件が異なっており，様々な形態・機構で支承部としての機能・役割を発揮するように研究・開発されている[3].

支承全体の変遷を概説すると，日本における橋梁用支承は，古くは 1870 年頃から使用され始めたが，当時は関連する技術基準も乏しく，現在の支承構造とはほど遠いものであった．その後，度重なる大地震による被災経験(1923 年：関東地震(M7.9)，1948 年：福井地震(M7.3)，1964 年：新潟地震(M7.5)，1978 年：宮城県沖地震(M7.1)，1995 年：兵庫県南部地震(M7.3)・・・)や，日本国内の道路交通網拡充のための高速道路整備事業(1960 年以降)等の流れを受けて，支承技術の研究・開発は急速な高まりをみせることとなった．

特に兵庫県南部地震以後の大きな地震動に対する設計を可能としたのが，地震時保有水平耐力法に基づく設計思想と免震技術の確立であった．特に免震設計に用いるゴム支承に関しては，その後，日本の橋梁市場に非常に急速な広まりをみせた．この構造の利点としては，移動に対して方向性の制限が少なく，弾性的な変形が可能なため各個撃破が生じにくいことに加え，地震時慣性力の分散や，ひずみ硬化域では変位を抑制するストッパー機能等を有していること，さらには，そのせん断変形に伴い，地震エネルギーを吸収，逸散させる減衰効果が期待できる点などが挙げられる．このことが，当時はまだ採用事例の少

なかったゴム支承が主流へと台頭した経緯であり，被災橋梁の復旧を始めとして，その後の新設橋梁の架設においても，多くの採用事例が見られるようになった[6].

ただし，兵庫県南部地震による震災後，約 20 年が経過した現在でも，ゴム支承の本格採用により，支承としての問題が全て解決された訳ではない．大都市圏では，増加の一途をたどる重交通の問題や橋梁構造物自体の省力化(少主桁化)等の影響が複雑に起因して，近年では，交通騒音や振動問題が顕在化してきている[7]，[8]．加えて，ゴム支承はその製造コストが高く，橋梁全体に占める割合も，従来の鋼製支承とは比較にならない程に大きくなっている．さらには，既設橋梁に対する耐震補強を考えた場合，支承の取替工事においては，施工条件上の制約などからゴム支承の設置は難しい場合も多いことなどから，より合理的な耐震・免震デバイスの研究・開発は強く望まれている．

1.2.2 支承部の機能

本論を進める上で必要な支承部の機能を詳しく概説するために，それぞれの項目ごとに分類し，以下に整理する[3],[9] ,[10]．なお，各支承の構造詳細は，1.2.3 項にて詳述する．

(1) 鉛直支持機能

鉛直荷重を支持し，上部構造を所定の高さに保持するための機能であり，支承としてのもっとも基本的な性能となる．このときの鉛直荷重は，橋桁の重量に加えて，通行車両の重量に起因する活荷重や風荷重・地震時荷重など多岐にわたる組み合わせを考慮する必要がある．また，特に交通荷重は，供用期間中，非常に多く繰返し載荷されることになるため，支承部性能としては，耐荷力としての限界値だけでなく，疲労耐久性を考慮した設計，品質管理が必要となる．また，持続荷重により支承部に沈下が発生すると，その変位量はそのまま路面上の段差として発生する恐れがあるため，クリープ変形に対する安定性なども要求される．

表 1.1 に各支承形式によって，それぞれ鉛直荷重を支持する機構が異なるため，そのメカニズムの概念図とともに特徴を一覧に整理して示す.

表 1.1　鉛直支持機能

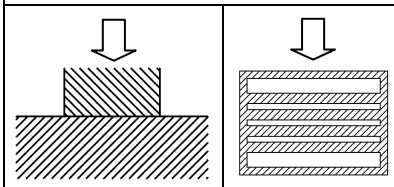
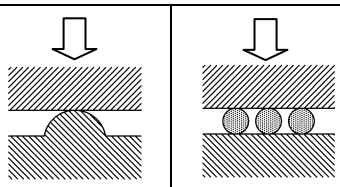
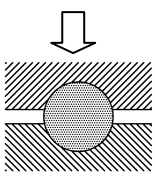
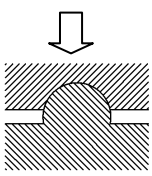
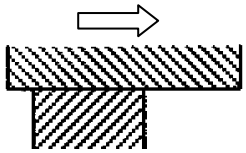
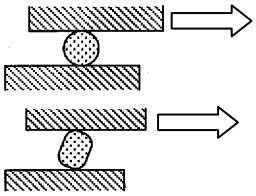
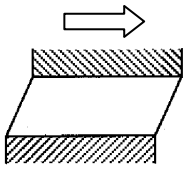
<table>
<tr><td colspan="2">平面接触</td><td colspan="2">線接触</td><td>円柱接触</td><td>球面接触</td></tr>
<tr><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>ベアリング PL 支承（BP.B）</td><td>ゴム支承</td><td>線支承</td><td>ローラー，
ロッカー支承</td><td>ピン支承</td><td>ベアリング PL 支承（BP.A）
ピボット支承</td></tr>
<tr><td colspan="2">シンプルな構造で安定性はもっとも高い</td><td colspan="2">集中荷重が作用するため，特殊な材料採用，表面処理が必要</td><td colspan="2">曲面での均等接触を得るために精密な機械加工が必要</td></tr>
</table>

表 1.2　水平移動機能

すべり	転がり	弾性変形（せん断）
		
ベアリング PL 支承 （BP.A，BP.B）， 線支承	ローラー支承 ロッカー支承	ゴム支承
すべり材料の選定によって摩擦抵抗力が異なるが，一般には，0.1～0.25 程度の摩擦係数を想定することが多い.	すべりよりも抵抗力が小さくスムーズな移動が期待できる（0.05 程度の転がり摩擦係数を想定する）が，ゴミの堆積や錆の発生の影響を受けやすい	ゴムの弾性変形により追随する．このとき，ゴムの硬さに応じた水平力が発生する

(2) 水平移動機能

橋梁構造物は橋桁が長いため，温度変化による伸縮やコンクリートの乾燥収縮，プレストレス力によるクリープの影響などにより，その支点には水平移動量が発生する．そのため，支承部には，水平方向に対して固定となる支点と上記の移動量に追随するための可動支点が必要となる．この移動に対して，すべりや転がり，ゴムのせん断変形などで追随するタイプがある（表 1.2）が，それぞれ，橋の橋用年数を想定した繰り返し移動(累計の移動距離)に対する耐久性が求められる．

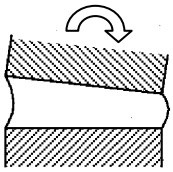
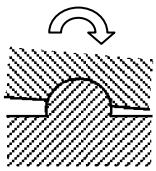
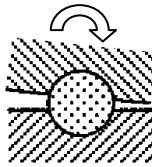
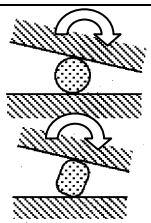
これらを機構的な特性から考えると，土木構造物に用いられることから，錆の発生や塵埃の侵入の影響を想定した場合，すべりや転がり機構は，機能不全あるいは機能低下の懸念が指摘される．シールやカバー等の設置により，構造的にこれらの影響を排除する工夫がなされているが，弾性変形を利用したゴム支承の方が，その安定性・信頼性の観点からは大きなメリットがある．ただし，一方で，ゴム支承に大きな水平移動量が生じた場合には，ゴムの復元力によって，下部構造に伝達される力も増大することになるため，橋梁条件に応じた適切な支承形式の選択および設計が重要となる．

(3) 回転変位追随機能

橋梁は，車両通行を支える構造物であるため，支間中央などに活荷重が載荷されると橋桁にたわみが生じる．このとき，支承部には回転変形が伝達されるため，この変形を拘束せずに，モーメントを逃がす役割が求められる．この回転機能が失われると，橋桁のたわみによるモーメントが支点部で拘束され，上部構造または下部構造に設計で想定していない荷重が生じることになり，予期せぬ損傷発生を誘発する可能性がある．

表 1.3 に回転変位追随機能を担う支承部の機構図を整理して示す.

表 1.3　回転追随機能

弾性変形	すべり（球面）	すべり（円柱面）	すべり（線接触）
			
ベアリング PL 支承（BP.B），ゴム支承	ベアリング PL 支承（BP.A），ピボット支承	ピン支承	線支承 1本ローラー支承 1本ロッカー支承
外的な要因を受けにくく安定した挙動が期待できる	他の構造に比べて，大きな回転変形にも追随できるが，ゴミの堆積等を避けることが重要となる	他の構造に比べて，大きな回転変形にも追随できるが，ゴミの堆積等を避けることが重要となる	支承構造はシンプルとなるが，安定性に欠けるため，採用には注意が必要

回転追随機能についても，水平移動機能と同様に，外気環境に対する安定性（錆の発生や塵埃の侵入等の影響）の面では，弾性変形の機構が優れた特性が期待できる．しかしながら，弾性変形で許容できる回転角度は，比較的小さいため，例えば，アーチ橋やトラス橋などにおいて，支承部に大きな回転角度への追随が必要な場合には，すべりによる機構を用いることの方が合理的となる．

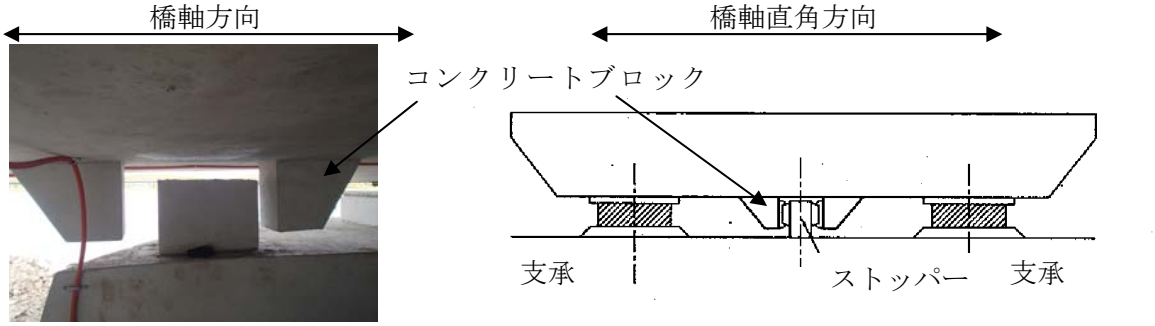
(4) その他の機能

前述の 3 つの機能は，支承部としての最も基本となる要求性能である．

一方，橋梁構造物の形式や地震時における性能を考慮した耐震設計の思想によっては，その他にも以下に例示した機能を期待した支承構造も用いられる．

a) ストッパー(水平力支持機能)

支承本体とは別途，上部構造の水平方向の移動を制限するストッパーを設ける構造として，コンクリートブロックや鋼棒のアンカーバーなどが用いられる(図 1.6，図 1.7).



a) 橋軸方向に対するストッパーの例　　b) 橋軸直角方向に対するストッパーの例

図 1.6　コンクリートブロックによるストッパー構造

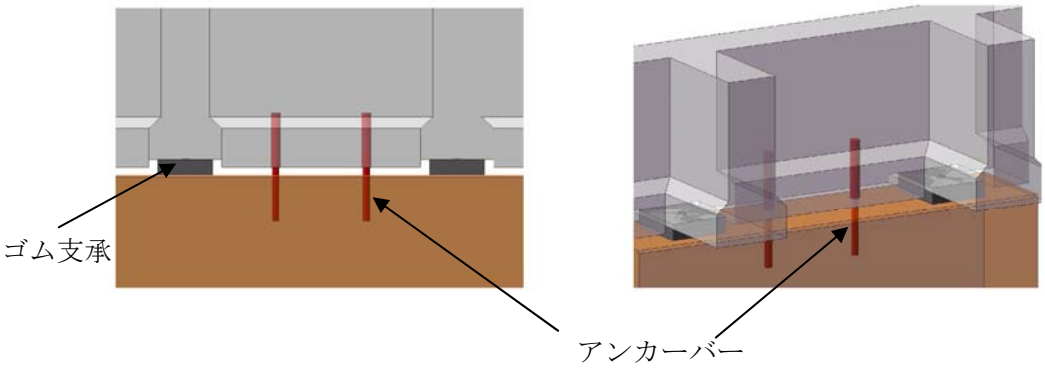


図 1.7　アンカーバー（鋼棒）によるストッパー構造

b) 弾性支持機能

ゴム支承の弾性支持性能を利用した支承形式で，水平方向の力を複数の下部構造に分散させて伝達することができる構造である．一般に長大橋など径間数が大きい橋梁の場合，固定支点を１つのみ設けると構造系全体の水平力が１箇所に集中することで下部構造が大きくなり，また，固定点からの伸縮桁長が長くなることで，端支点部の移動量が大きくなる傾向にある（図 1.8）．一方，弾性支持機能を有する支承を用いる場合は，擬似的な固定点が形成されるため，水平力の観点からは下部構造は同じような形式が採用でき，また，伸縮桁長も短くなるので，端支点部の支承も含めて合理的な設計が可能となる（図 1.9）．

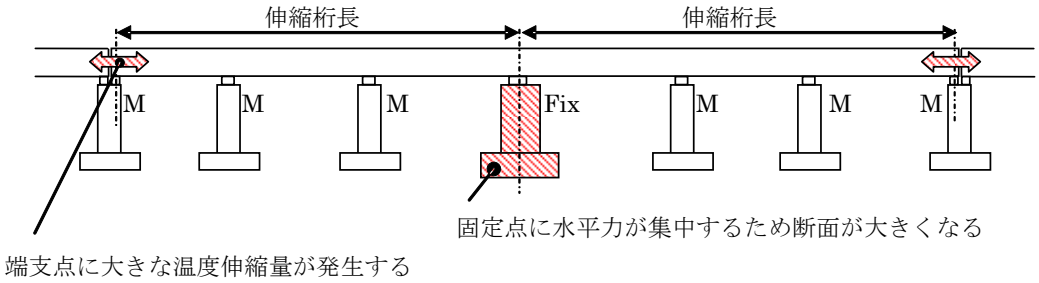


図 1.8　１点固定橋梁

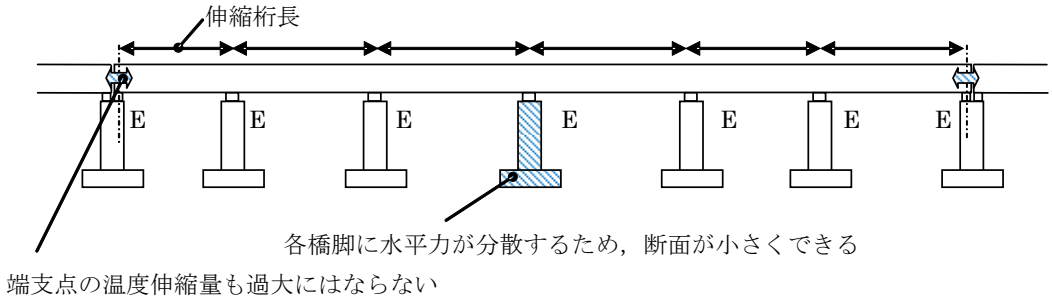
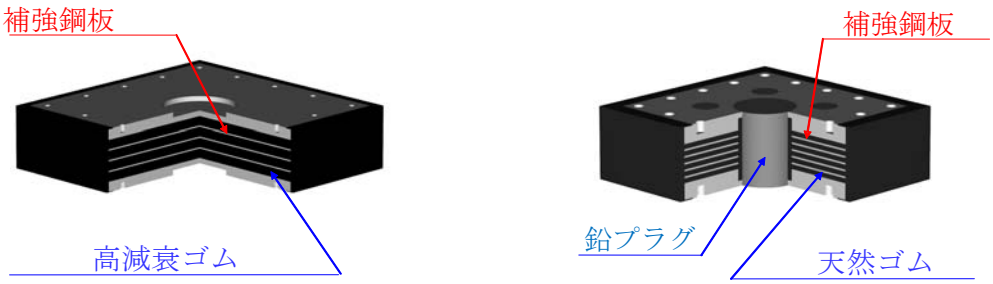
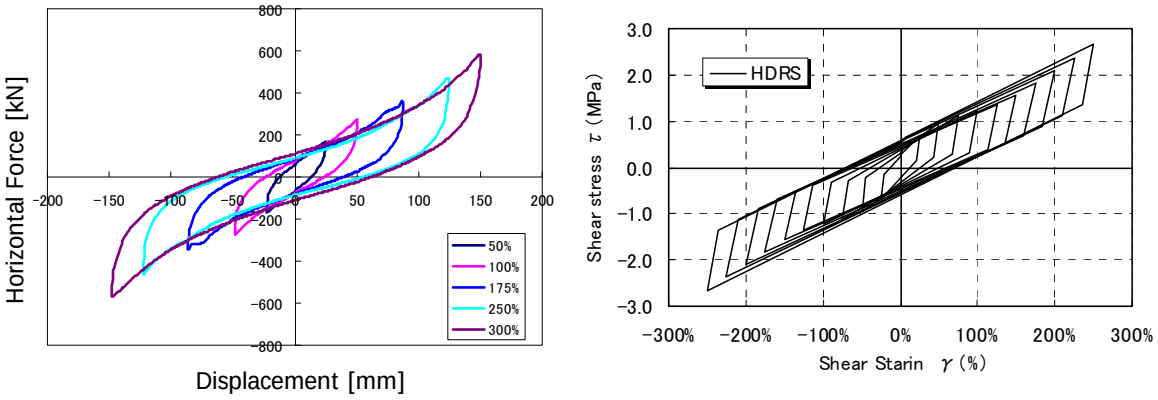


図 1.9　多点固定（弾性支持）橋梁



HDR（高減衰積層ゴム支承）　　LRB（鉛プラグ入り積層ゴム支承）

図 1.10　免震ゴム支承



非線形履歴特性（実験値）　　非線形履歴特性（設計モデル）

図 1.11　免震ゴム支承の履歴特性

c) 地震力の減衰機能

支承が水平方向に移動する際に，ゴムにせん断変形を生じさせて，地震による振動エネルギーを積極的に熱エネルギーに変換することで消費，散逸させることを目指した減衰機能を兼ね備えた支承を免震ゴム支承と呼ぶ．一般的な免震ゴム支承としては，ゴム材料自体に減衰性能を付与した特殊なゴムを用いて，内部摩擦や粘性抵抗などを利用した高減衰ゴム支承(HDR)と，ゴム支承に鉛プラグを内蔵させて，その塑性変形による減衰性能を期待した鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)がある（図 1.10）．

これらの減衰機能を有する免震ゴム支承のせん断変形時の履歴特性には，図 1.11 に示したような一定の面積を描く特徴があり，このヒステリシス損失により減衰効果を発揮する．免震設計においては，支承部の非線形特性を適切に取り込む必要があるため，免震ゴム支承の荷重－変位関係をバイリニア型の骨格曲線によりモデル化し，橋梁全体の時刻歴応答解析などにおいて評価する．

1.2.3 支承部の構造詳細

先に述べた各支承部の機能を実現するために，様々な支承構造が開発されている．

ここでは，各支承タイプごとにその構造上の特徴，性能等を整理して示す．

(1) 線支承(Line Bearing)

最も簡易的でシンプルな構造を有する支承であり，主に小規模な鋼桁橋(一般に支間長が 30m 以下の橋など)に多く採用されている．平面と曲面を有する鋼材で鉛直荷重を支持し，平面と曲面で水平移動と回転変位に追随する機構となっている．

設計上においては，鋼材と鋳鋼との設計摩擦係数として，μ ＝0.25 が使用されているが，長期的には，平面と曲面間で接触部が摩耗することも想定されること，また錆・腐食の発生により摩擦抵抗の増大なども懸念され，その結果，移動機能および回転機能に影響が生じる恐れがあるため，比較的小規模，簡易な橋梁にのみ用いられることが多い．

また，回転方向は一方向のみであるので斜橋などの移動方向と回転方向が異なる橋梁への使用には適さない点に注意が必要である．

線支承の構造図を図 1.12 に，構成部品の展開図を図 1.13 に示す．これらか非常にシンプルな部品構成であることが分かる．



図 1.12　線支承の構造および機構

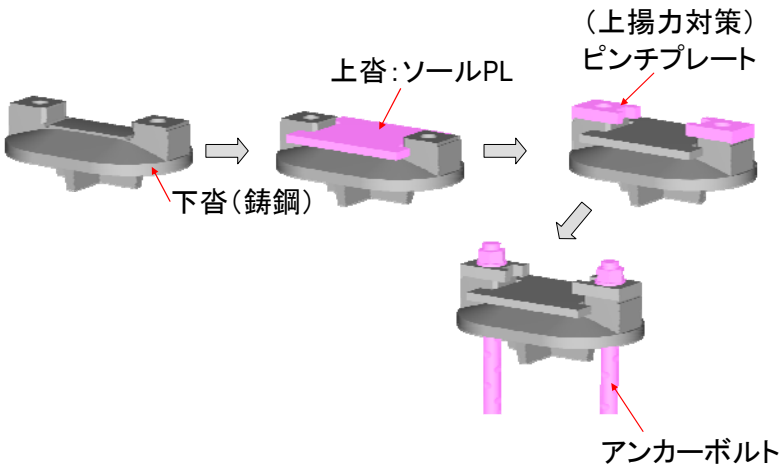


図 1.13　線支承の部品構成

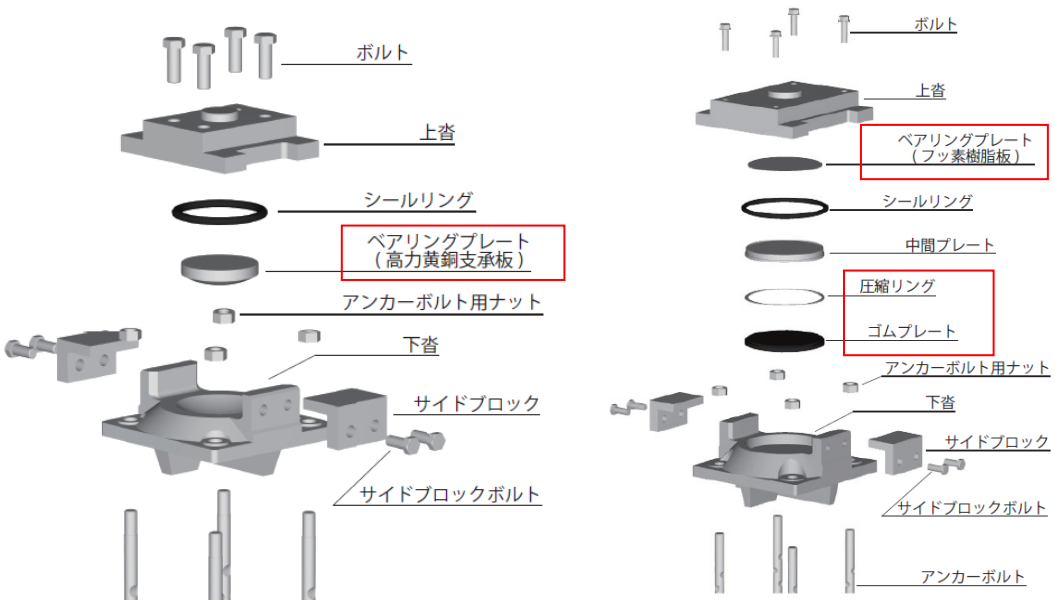
(2) ベアリングプレート支承(BP.A，BP.B)．(Pot Bearing and Spherical Bearing)

ベアリングプレート(Bearing PL)支承は，“支承板支承”と呼ばれ，BP.A，BP.B の 2 種類に分類される．それぞれ BP(Bearing PL)の Type A(諸外国では，Spherical Bearing と呼ばれている)と Type B(同様に Pot Bearing と呼ばれている)とされ，日本名では，高力黄銅支承板支承(BP.A)と密閉ゴム支承板支承(BP.B)と呼称されている．

BP.A は，高力黄銅支承板(ベアリングプレート)のすべり機構で移動および回転機能に追随し，一方の BP.B は PTFE 板(テフロン板)で移動機能に追随しつつ，円筒型ポットに配置されたゴムプレートの弾性変形により回転に追随する機能を有している．それぞれの構造詳細を図 1.14 に示す．また，図 1.15，図 1.16 には，鉛直力支持，水平移動，回転機能に対する機構の違いを整理して示している．

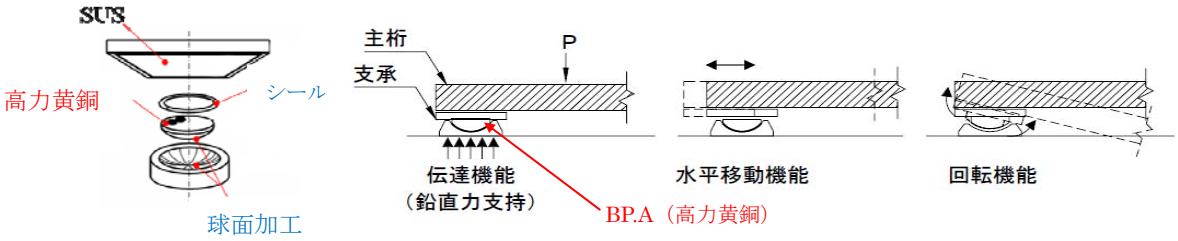
BP.A は，鋼製のベアリング PL で荷重を支持しているため，大きな荷重を与えても支点沈下や振動などが生じにくい特徴がある．そのため，特に車両重量の重い鉄道橋への適用性が高く，列車の走行性向上や振動低減の観点から多く用いられている．一方，BP.B は，ゴム PL で鉛直荷重を支持しているため，BP.A と比較すると，厳密には若干の変位量が発生する．しかしながら，回転性能については，ゴムの弾性変形で追随するため，すべり機構による BP.A よりもスムーズな挙動が期待できるメリットがある．このため，道路橋では，BP.B の方が採用事例は多い．また，この支承形式は小規模橋梁から中，大規模橋梁まで幅広く適用されている．

なお，BP.A は日本で開発された支承構造であるが，BP.B はヨーロッパの技術を日本に導入した経緯がある．



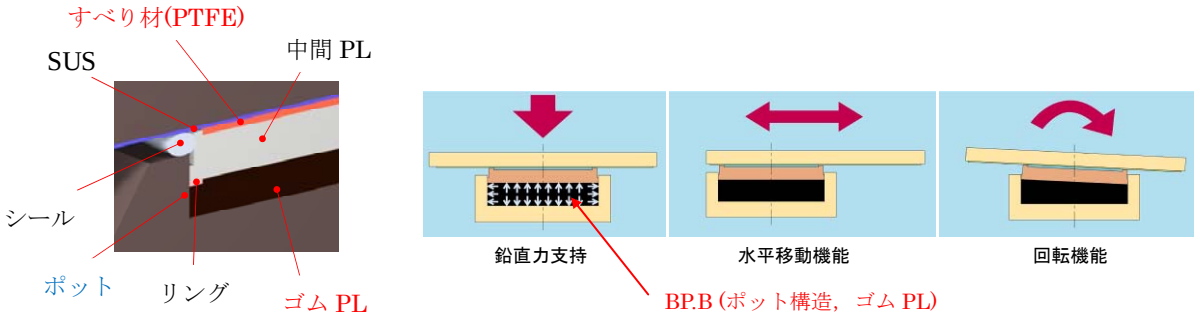
BP.A 支承(Spherical Bearing)　　BP.B 支承(Pot Bearing)

図 1.14　BP.A，BP.B 支承の構造図



a)構造詳細　　b)支承機能の概念図

図 1.15　BP.A 支承のメカニズム



a)構造詳細　　b)支承機能の概念図

図 1.16　BP.B 支承のメカニズム

(3)　ピン支承　(Pin Bearing)

ピン支承は，一方向にのみ回転追随する固定支承で，アーチ橋などをはじめとする非常に大きな鉛直荷重を支持する条件に対して，設計や製作が比較的容易である点に特徴がある．図 1.17 にピン支承の代表的な適用箇所および支持機能の概念図を示す．ピンを介して，鉛直荷重および回転機能を発揮させており，支点部の大きな回転角まで追随できる．

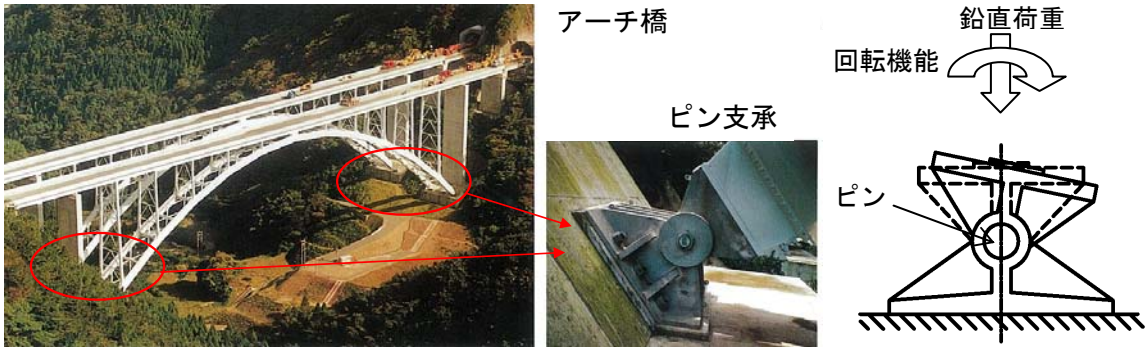


図 1.17　ピン支承の適用事例と構造概念図

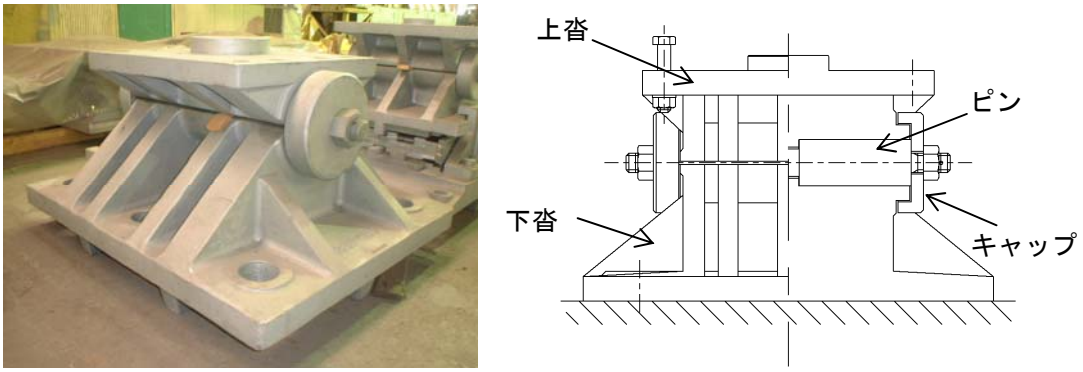


図 1.18　支圧型ピン支承の構造

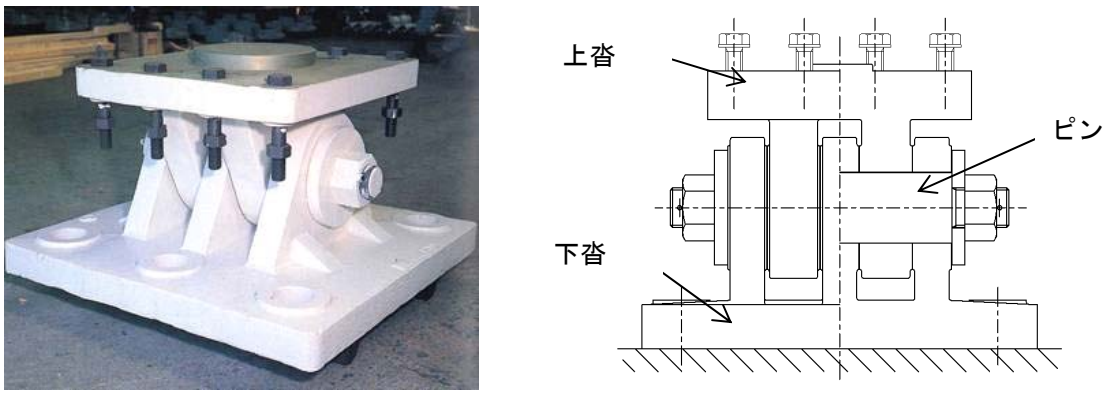


図 1.19　せん断型ピン支承の構造

また，より詳細には，ピン支承には構造・機能に応じて 2 種類の形式がある．一つは，支圧型ピン支承と呼ばれ，図 1.18 に示したように，鉛直荷重をピンの支圧力として伝達する構造である．このとき，支承部に上向きの力(上揚力)が作用する場合に対しては，キャップを設けることで，その力に対する耐力を確保している．

もう一つは，せん断型ピン支承と呼ばれるタイプであり，これは，図 1.19 に示したように支承に作用する鉛直力は，ピンのせん断耐力により支持する構造となっている．この構造のため，上向き上揚力が作用した場合に対しても，ピンのせん断耐力で負担できるため，下向きの鉛直荷重耐力と同等な支持性能を発揮できる特徴がある．また，支圧型ピン支承の場合，キャップ部分に構造的な隙間が存在するが，せん断ピンには精度良くピンを勘合させているため，上揚力に対して変位を生じることなく荷重を支持することができる．そのため，常時負反力など上向きの力が頻繁あるいは大きく作用する支点の場合には，せん断型ピン支承が用いられる．

(4) ピボット支承 (Pivot Bearing)

ピボット支承は，球面で鉛直荷重を支え，全方向の回転変位に追随可能な固定支承である．大きな鉛直荷重を支える支承部としての設計，製作も容易であり，大規模橋梁への適用性が高い特徴がある．

図 1.20 に構造図，図 1.21 に部品構成を示す．ピボット支承を構成する部品点数は非常に少なくシンプルである．また，各部材断面は非常に大きく，一般に鋳造により成型される．このとき，耐震性を考慮し，前述の写真 1.2 のような損傷の再発を防ぐために SCW480N 材などじん性の高い材料を用いることが望ましい．



図 1.20　ピボット支承の構造と適用事例

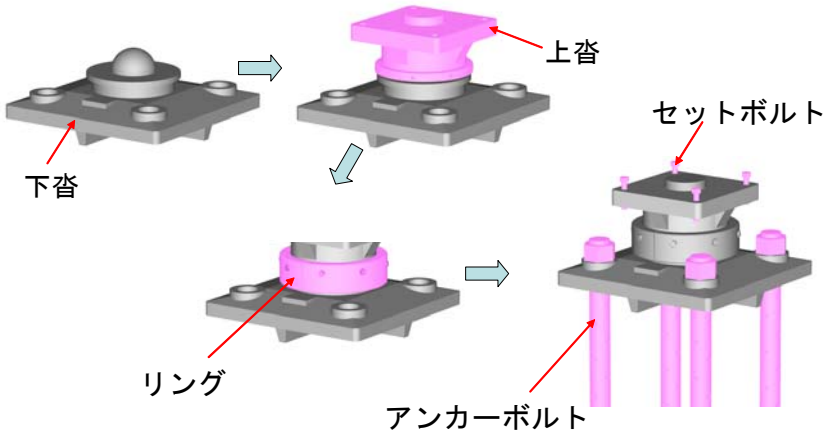


図 1.21　ピボット支承の部品構成

(5) ローラー，ロッカー支承 (Roller and Rocker Bearing)

ローラー支承は，固定機能を有するピン支承やピボット支承と組み合わせて使用され，可動機能(水平移動機能)を与えることが可能となる支承形式である．ローラーによる移動は転がり摩擦となるため，その抵抗力は小さく，大規模橋梁において橋桁の温度伸縮時の水平力を小さくできる特徴がある．図 1.22 にはピンローラー支承が採用されているトラス橋の事例を示す．また，あわせて，ピンローラー支承，ピボットローラー支承の外観図を示す．水平移動機能以外は，組み合わせるピン，ピボットの特性に支配されることから，回転方向を確認し，適切な構造を選択する必要がある．

一方，図 1.22 からも分かるように，ローラー支承は，転がり部材を用いるために全体的に支承高さが高くなる．そのため，地震時の慣性力作用位置が高くモーメントが大きくなり，大規模地震時には不安定になりやすいデメリットがある．また，万が一，ローラー支承が損傷し，鉛直荷重支持機能を失うと，路面に大きな段差が発生するなどの問題点もある．図 1.23 には，ピンローラー支承の構成部品の展開図を示すが，構造が比較的複雑で部材点数も多いことから，過去の震災事例では損傷が複雑で復旧が難しい課題もある．

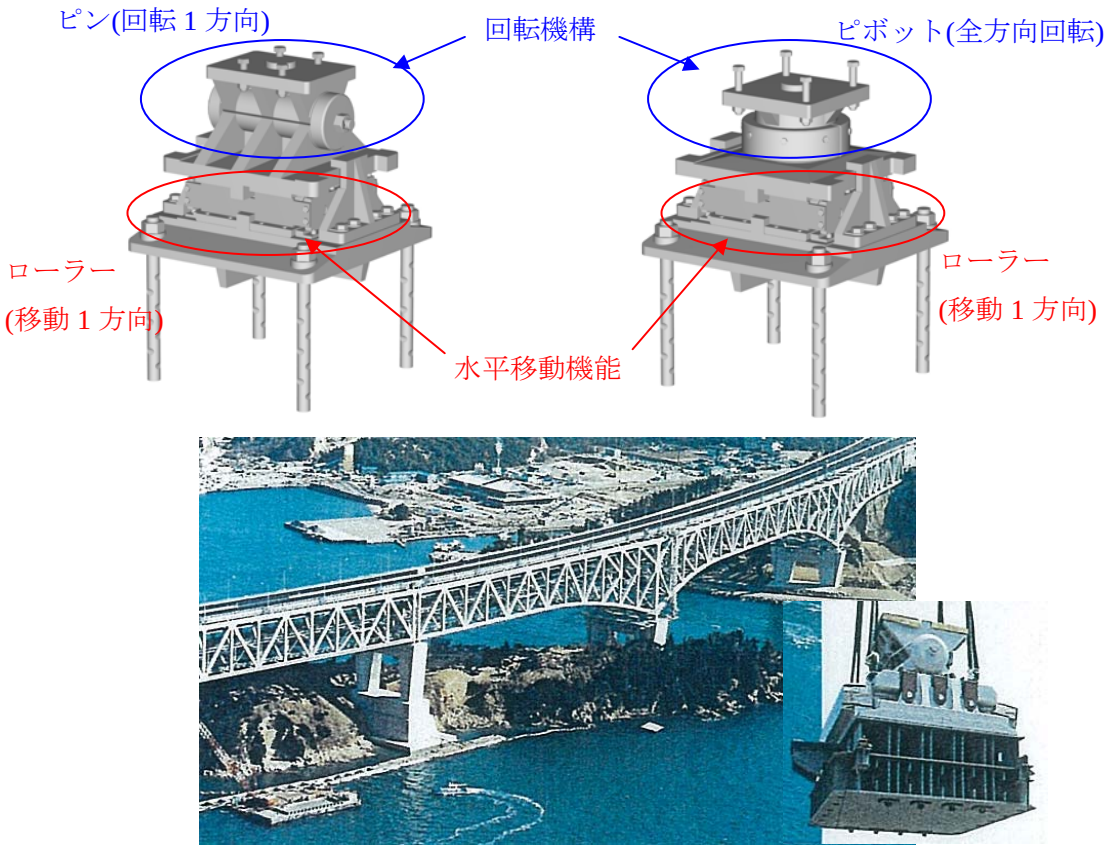


図 1.22　ローラー支承の構造図と適用事例

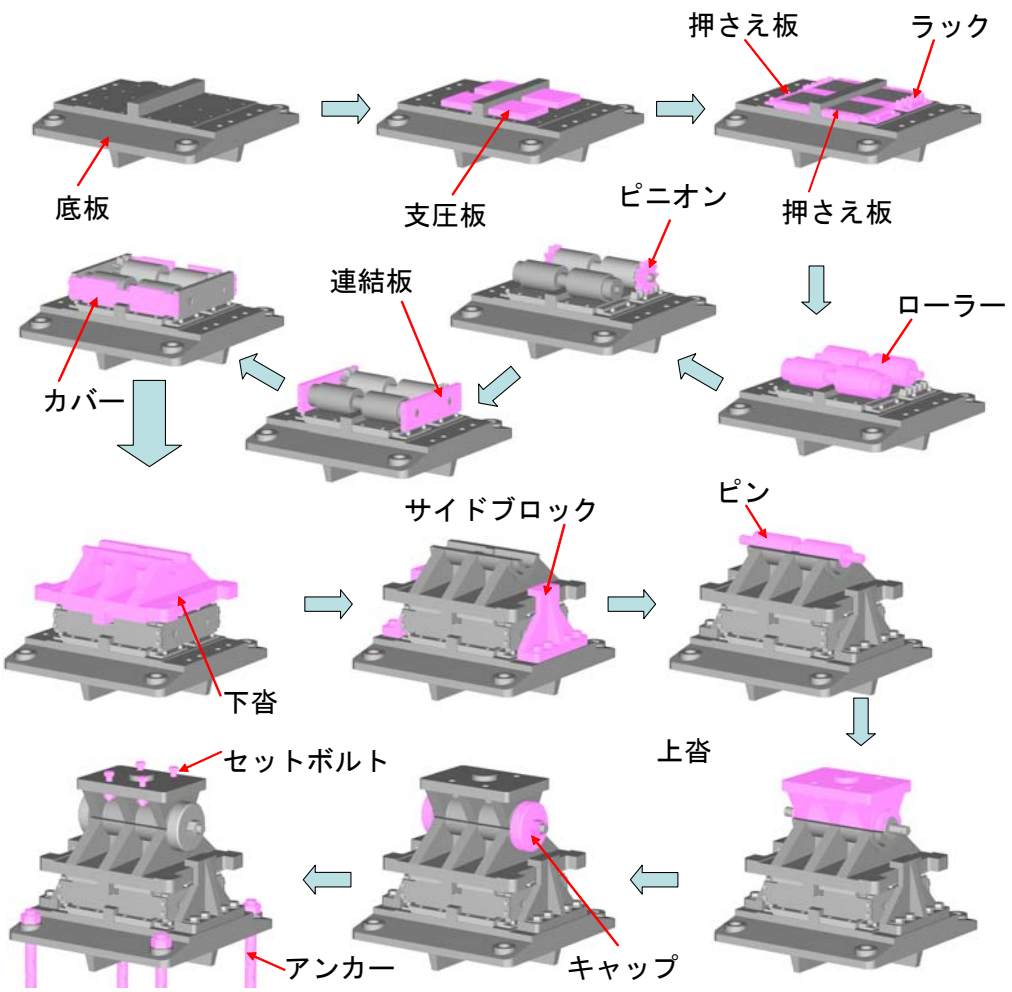
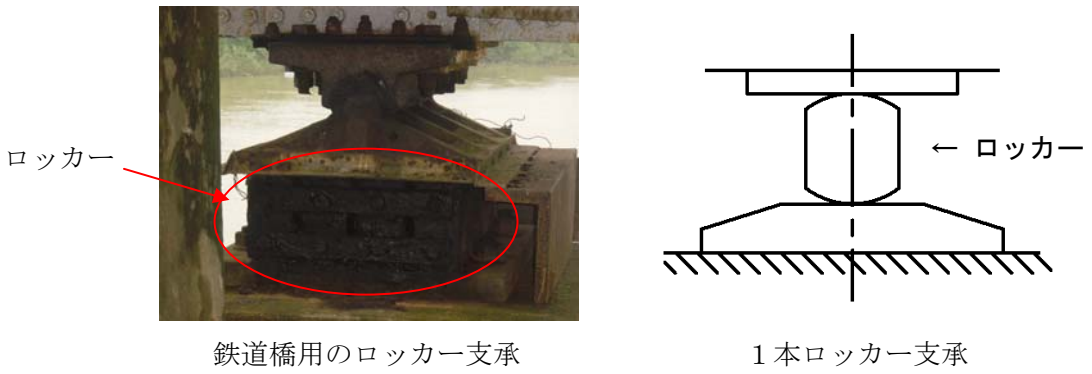


図 1.23　ピンローラー支承の部品構成

ロッカー支承（図 1.24）は，上沓と下沓の間にロッカーと呼ばれる欠円柱面の線接触により鉛直荷重支持および水平移動を行う支承である．前述のローラー支承と同じ構造として，ローラー部分にロッカーを用いる構造となり，円柱状のローラーに比べると，支承高さを確保できれば小さな転がり量で大きな移動量を確保できる利点がある．しかしながら，移動に伴い，ロッカーが傾くことになるため，大規模地震時の挙動などを想定すると，その耐震性には懸念が残る構造である．

また，１本のローラーまたはロッカーのみで支承を構成しているタイプ（１本ローラー支承，１本ロッカー支承）は，移動機能と回転機能を同一部材で発揮できるため，構造が非常にシンプルになる特徴がある．しかしながら，移動方向と回転方向が完全に一致していることが適用の条件であり，この設計を誤るとローラー，ロッカーの逸脱などの損傷に繋がる危険性を内在している．これらのことから，１本形式での支承タイプは，現在では，ほとんど採用されておらず，既設橋梁においても交換工事が進められている．



鉄道橋用のロッカー支承　　１本ロッカー支承

図 1.24　ロッカー支承

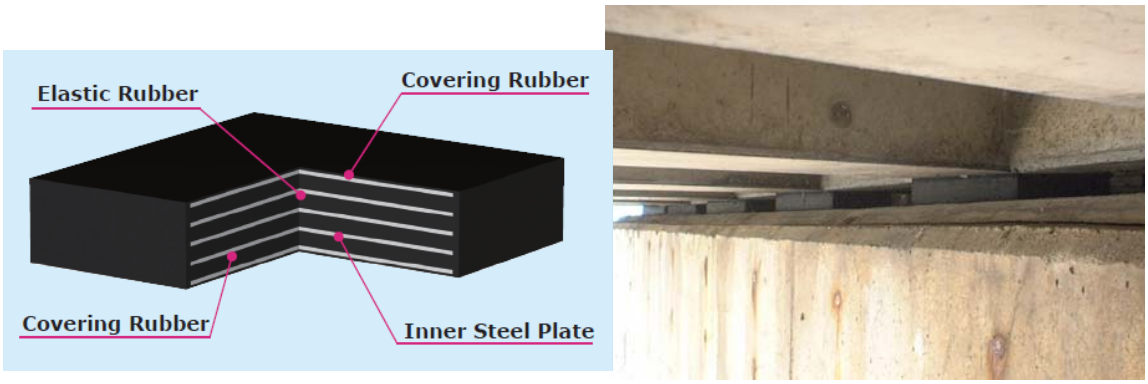


図 1.25　ゴム支承

(6) ゴム支承(Rubber Bearing)

ゴム支承は，ゴム材料と鋼板とを積層構成にし，加硫接着させた構造を有しており，外部環境による錆や塵埃等の影響を受けにくい特徴がある．PAD タイプと呼ばれる最も簡易的なゴム支承は，ゴム体のみで使用されるため，上部構造，下部構造への定着は行わず，沓座に載せるだけで施工される．図 1.25 に示すように，非常に支承高さが低く，また，外気に触れる部分には鋼部材がないことから，腐食等の懸念がなく，長期間の安定性が期待される．ただし，PAD タイプのゴム支承の場合には，地震時慣性力を負担することはできないため，アンカーバーなどの支承と別構造のストッパーで対応することが多い．

ここで，ゴム支承の構造上の特徴を具体的に整理すると，図 1.26 に示すように，まず，ゴム材料自体は非常に柔らかいため，単層のゴムシートに橋桁の重量を載荷すると，ゴムが側方に押し出され大きな膨出現象を引き起こすことになる．このとき，鉛直変位も大きく生じることから支承としての鉛直荷重支持性能は期待できない．しかしながら，ゴムシートの上下面に補強材として鋼板を接着すると，ゴムの側方への膨出は抑制され，耐荷力は増大する．さらに，ゴム層の中間に補強鋼板の設置枚数を増やすと膨出変形は小さくなり，支承としての耐荷力を飛躍的に向上させることができる．

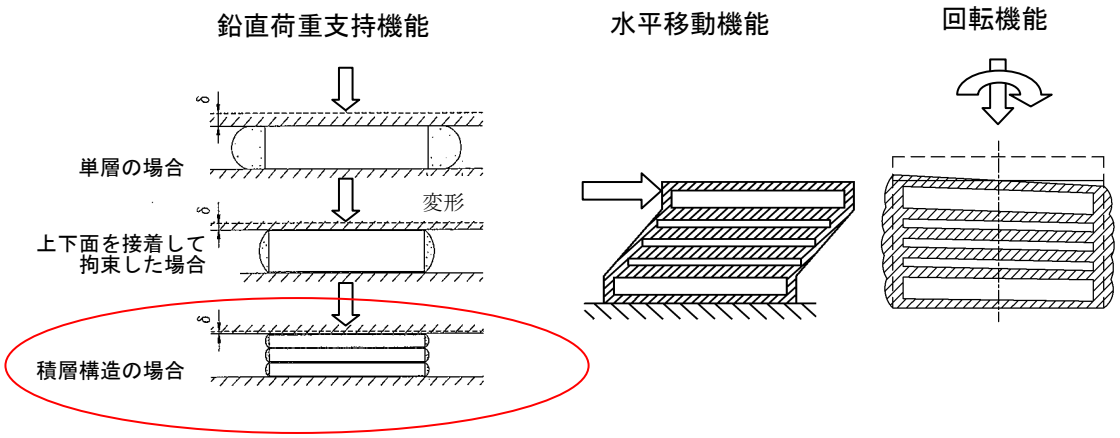
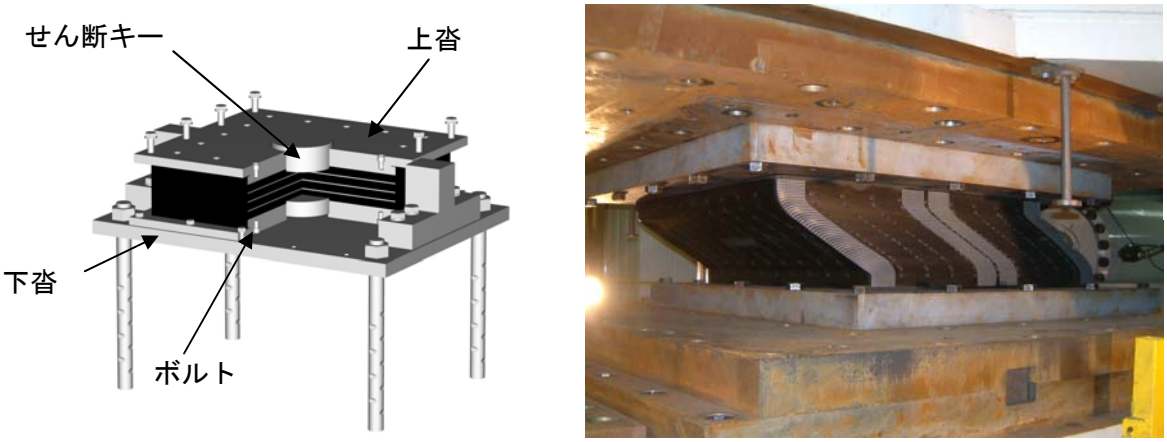


図 1.26　ゴム支承の荷重支持機能



構造図　　試験機による地震時変位の載荷実験

図 1.27　地震時水平力分散支承，免震支承の構造図と地震時を想定した変形状態

このようにゴムと鋼板とを積層構成にして製作されたものがゴム支承として機能することになる．このとき，水平方向への移動機能は，ゴムのせん断変形により追随し，また回転機能はゴムの弾性変形により吸収する構造となる．

また，ゴムの弾性変形を利用して，大きな地震力に対しても水平移動に追随できる支承を地震時水平力分散ゴム支承，免震ゴム支承と呼ぶ．ゴム支承本体の基本的な構成は PAD タイプと同様であるが，水平力を確実に伝達させるために，上下沓およびせん断キー，ボルトなどにより支承構造を構成している．図 1.27 には，この構造図と試験機によって地震時を想定したせん断変形状態を示す．ゴム本来が持つ弾性性能により変形に追随することが分かる．

以上，採用実績の多い支承構造について，その構造特性，機構，機能について述べたが，これらの支承には，それぞれ一長一短があり，本研究で目指す鋼桁橋の耐震性能の更なる向上および合理的な設計の実現のためには，新たな視点から詳細な研究が必要である．

1.3 本論文の目的

本論文では，支承部への要求性能，従来の各支承構造の特徴および問題点，更なる耐震性向上のそれぞれを考慮しながら，より合理的な支承部の研究を行うことを目的としている．

先に述べた従来の支承構造の特性を考慮し，支承部が目指すべき姿を整理すると，

(1) 免震デバイスが有する減衰性能の更なる向上

特に長大橋のおいては，支承に作用する地震時水平力が大きくなることから，上部構造を弾性的に支持することで，橋梁全体の固有周期を調整可能な支承条件とすることが望ましい．このとき，長周期化に伴い上部構造の移動量が増大することになるため，可能な限り支承部(免震デバイス)の減衰性能を向上させ，効果的にエネルギーを吸収する構造を目指すことが必要となる．

(2) 多点固定形式，地震時水平力形式に適した支承構造

一方で，中小規模の橋梁においては，安易に長周期化を行うと上部構造の移動量も増大するため，桁遊間を大きく確保する必要性が生じる．このことは，伸縮装置を肥大化させ，複雑な装置の維持管理は，長期間の供用に対して損傷を誘発する懸念が考えられる．

そのため，すべての橋梁において，長周期化が望ましい訳ではなく，地盤条件，上部構造形式，線形条件等を加味した上で，支承部の設計方針を選定するのが良い．従って，軟弱地盤上などで，免震設計の適用が難しい場合などには，多点固定形式や過度な長周期化を行わない疑似固定型の支承形式の選択も考えられる．従来の支承形式においては，このような橋梁構造を積極的に意図した研究・開発はなされていない．

(3) 地震力遮断によるオールフリー構造

設計地震力の増大に伴い，地震時慣性力を分散・減衰させる構造にも限界が生じる可能性がある．そこで，理想的な免震構造としては，すべり支承を用いたオールフリー構造が考えられる．これは，固定点を設けずに，すべり摩擦以上の力は上部構造に伝達させない構造を目指した“遮断(Isolation)”デバイスである．

しかしながら，この実現には，すべり支承の長期安定性や復元力を用いない場合に地震後に原点に復帰しないなどの課題も存在している．これらの点について，包括的な研究を行うことが必要となる．

本研究では，これらの 3 点の課題について，支承部の性能評価・機能向上によって得られる橋梁全体系の耐震性能について検討を実施する．

1.4 本論文の概要

本研究では，第 2 章～第 4 章において，以下の 3 つのテーマについて研究を行う．

第 2 章では，従来の 1 点固定方式などにより，地震時荷重が特定の下部構造に集中する構造ではなく，複数の下部構造上の支承部を擬似的に固定とすることで，それぞれに慣性力を分散させる設計法に着目し，その際に有効となる支承形式の提案を行った．

具体的には，以下の 2 つの支承構造を検討対象とした．

ひとつは，多点固定橋梁に着目して，諸外国では古くから採用されていたが，日本国内では検討事例がない状態であったウレタンゴム材料を支承部に用いることで，耐震性のみならず，常時の耐候性の向上などが期待できる Disk Bearing 構造．ふたつ目は，地震時水平力分散型の橋梁形式に着目し，従来の天然ゴムを用いた積層ゴム支承が抱える橋桁の回転たわみ追随性に関する課題点を改善するために，ゴム支承と BP.B 支承の機能を一体化した支承構造を扱っている．

これらの支承の特徴を精査し，また，支承部の性能検証実験を実施することで，その有効性を示した．さらに，構造の妥当性評価を行うために必要な FEM と実験を組み合わせた性能評価法の検討や，多積層のゴム支承の圧縮特性を精度良く評価するための設計式の導出などを実施した．また，橋梁構造物への適用を想定した試設計を行い，その適用性に関する知見を得た．

第 3 章では，耐震性向上のために重要な長周期化および高減衰化を同時に実現させるための支承構造の検討として，従来の免震支承よりも減衰性能の向上を目指したデバイスの性能評価や設計モデルの構築を行った．

具体的には，これまでは鉛プラグ入り積層ゴム支承および高減衰ゴム支承として採用されてきた 2 種類の免震支承に対して，両者がもつエネルギー吸収部材(鉛プラグ，高減衰ゴム)をひとつの支承に組み込むことで高機能化を図った構造を対象とし，その性能検証実験による比較検討によって優位性を示した．また，支承の復元力履歴特性を橋梁の地震時挙動を評価するための非線形時刻歴応答解析に取り込むためのモデル化を行い，実橋梁構造物に対するケーススタディにより，その適用性を明らかにした．

第 4 章では，免震化の更なる発展系として，理想的な地震力遮断(長周期化)構造を目指して，オールフリー構造を含めたすべり支承の活用検討を行った．すべり支承は，かねてより多くの採用実績を有しており，設置環境や維持管理の状態が良い箇所では長期の供用性は確認できているものの，摩擦特性に関する詳細な評価モデルやばらつきの評価，さらには経年変化による材料の劣化等の影響など十分な評価ができていない部分も多い．

そこで，これらの課題に対して，クーロン摩擦により表現されていた従来の摩擦係数を一定とした設計法ではなく，ヘルツの接触理論により面圧依存性を考慮できる力学的モデ

ルを提案した．さらに，ユーロコードなどの諸外国におけるすべり摩擦性能の評価法を参考に，長期摺動試験を行い，その耐久性の検証なども実施し，加えて，実橋梁におけるケーススタディにより地震力遮断デバイスを用いた橋梁の地震時応答特性などの検討を行った．

以上の研究により，橋梁の耐震性向上を図るために，その架設地点の地盤条件や橋梁形式によって，選択すべき支承形式や目標とすべき固有周期帯には違いがあり，それぞれの支承の特徴・性能を適切に評価することで，大地震時においても構造物を安全に維持できる設計が可能であることなどを明らかにした．

第１章の参考文献

【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，丸善，1990，1996，2002，2012
[2]阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告，土木構造物の被害，土木学会，
[3]日本道路協会：道路橋支承便覧，丸善，1973，1991，2004
[4]国土開発技術研究センター：道路橋の免震設計法ガイドライン(案)，1988
[5]建設省土木研究所・民間 47 社：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，1992
[6]Yasuhisa Hishijima，Takehiko Himeno：State of the art bridge bearings in Japan since the Hanshin-Awaji earthquake disaster，Civil Engineering Conference in the Asian Region，Vol.4，2007
[7]伊津野和行，宇野巧，田中浩：免震ゴム支承の鉛直剛性と常時振動特性との関係に関する一考察，土木学会第 58 回年次学術講演会梗概集，2003
[8]石田博，岡本晃，久保真一，浜博和：支承構造の違いによる橋の振動特性に関する調査，橋梁と基礎，Vol.39，pp.51-56，2005
[9]鋼橋の支持機能検討小委員会：道路橋支承部の改善と維持管理技術，土木学会，2008
[10]日本支承協会：かなめ，No.1～18，1987～2014

第２章

疑似固定型支承の高機能化による地震時慣性力の分散化の検討

2.1 概要

橋梁構造物の耐震性能向上のためには，積極的な長周期化，減衰性能の付与を目的とした構造の他に，多点固定形式や弾性支持形式による疑似固定型の支承構造を用いた設計法も考えられる．これは，例えば，軟弱地盤上に建設される橋梁や，橋脚高さが高く，もともと固有周期が長い橋梁においては，支承部で更なる長周期化を行うと，地盤振動との共振や移動量の増大による桁端構造の不合理設計(桁遊間の増大，伸縮装置の肥大化等による走行性，経済性の低下)などが生じるためである．また，下部構造または地盤と支承部とで振動モードが近接していると，変形が支承部の免震デバイスに集まらず，設計で想定していた減衰性能が発揮できない可能性も考えられる．実際に道路橋示方書・同解説[1]では，固定支持条件とした時とゴム支承を用いた時の固有周期の比率が 2 倍以上あることを免震設計が適する橋梁条件の目安としている．つまり，この条件を満足しない橋梁においては，積極的な長周期化よりも，擬似的な固定支点とすることで地震時慣性力の分散に主眼を置いた設計法が適している．

本研究を進めるにあたり，免震デバイスを広義な意味で捉え，最初に長周期化および減衰付与を積極的に行わないことで橋梁の耐震性能を向上させる支承形式に関する検討を実施する．本章では，従来の一般的な支承構造に対して，高機能化を目指した新しい提案を念頭におき，その性能検証手法およびその評価結果を示し，また，橋梁構造物への適用性について述べる．

具体的には，以下の 2 つの橋梁形式および支承構造を検討対象とした．

ひとつは，多径間連続橋梁において中間支点部の支承を固定支点とし，かつ，このとき耐震性の低い 1 点固定形式ではなく，複数の橋脚を固定支点とする多点固定橋梁に着目した検討である．従来は，多点固定橋梁における固定支承には，BP.B 支承や固定部材を併設したゴム支承などが用いられてきたが，本研究では，諸外国の採用実績を参考にしつつ，日本国内では支承部への検討事例がないウレタンゴム材料を用いた支承構造に対象として，耐震性能の確保と同時に耐久性・耐候性の向上が期待できる高機能化を目指した研究を行った．また，ここでは支承部に新しい材料の適用を想定しているため，その性能検証法に関する吟味を実施し，支承部の要求性能を担保するために必要な項目の抽出と実際に各検証試験を行った．さらに，実験と FEM 解析を組み合わせることで，従来は試験機能力の制約から評価が困難であった大型支承の限界性能(安全性評価)の検証手法を提案した．

ふたつ目は，支承部を弾性支持形式とすることで，ある程度の長周期化と地震時慣性力の複数の下部構造へ分散化させる設計法に着目した検討を行った．具体的には，従来の地震時水平力分散ゴム支承の適用を行った場合，橋梁諸元による設計条件から支承形状が非常に大型化し，極めて非合理的な断面設定となるケースが存在していた課題に関して，新しくゴム支承と BP.B 支承の機能を一体化した支承構造を提案することで，支承部の高機能化と合理的な設計が実現できることを示した．また，このとき，多積層となるゴム支承の鉛直バネ特性を精緻に評価するために，既往の研究事例を参考にしながら，設計式の吟味およびその適用範囲についての考察を行った．

2.2 多点固定橋梁

阪神大震災以降，日本の橋梁用支承部には，ゴム支承が多く用いられている．この支承形式は，鉛直荷重を支持しつつ，地震時の大きな慣性力をゴムの弾性変形で吸収し，長周期化および地震時慣性力を複数の下部構造へ分散させるなどの効果が期待でき，また，免震ゴム支承であれば，減衰性能による慣性力低減効果を得ることができる特徴がある．しかしながら，一方で，ゴム支承を用いた構造形式の場合，既往の研究によれば，吉澤[2]らは，軟弱地盤に建設される連続桁橋に対して，免震ゴム支承，地震時水平力分散ゴム支承および固定支承(多点固定形式)の試設計を行い，卓越周期の異なる地震動を入力して，橋の応答特性との関係を検討している．その結果，免震構造では，長周期成分が卓越する地震動に対して橋脚の応答値が大きくなる傾向があり，地震時水平力分散構造でも共振の問題が無視できないケースがあることを示している．また，多点固定構造は，長周期成分の卓越する地震動に対し比較的低い応答となり，その適用性が明らかにしている．このように，長周期化は必ずしも耐震性向上に直結するものではなく，橋梁条件によっては多点固定橋梁の方が適用性は高いことが伺える．また，複数の支点を固定点とする場合，温度拘束力が下部構造に作用することになるが，この点について，宇野ら[3]は，PC 橋梁を対象に多点固定構造における橋桁の温度拘束力が地震時の応答性状に与える影響を検討した結果，不静定量の影響は大きいものの，温度変化の影響は相対的に大きくないことなどを示している．

このように多点固定橋梁に関する検討は行われているが，そこらは橋梁の応答特性に着目したものが多く，支承構造そのものの合理化，高機能化を目指したものは少ない．そこで，ここでは，多点固定橋梁への適用を前提に，固定支承に必要な性能を合理的に実現できる支承形状の提案とその性能検証を実施した．

具体的には，高硬度の特徴をもつウレタンゴムを採用することによって，従来のゴム支承または BP.B 支承などと比較して，大幅に小型化ができる支承構造を提案した．本技術を応用すれば，多点固定橋梁だけではなく，桁橋の固定可動形式の橋梁，既設橋および新設橋に適用でき，また，例えば，機能分離型支承の鉛直支承(すべり支承)としての適用も考えることができる．

2.2.1 高機能化構造の提案

ウレタンゴムを用いた支承構造は，日本では新しい技術となるが，諸外国に目を向けると，もともとはアメリカで開発されたものであり，本研究で調査した範囲では，写真 2.1 に示すように 1976 年には斜張橋で採用されるなど，すでに約 40 年が経過した実績を有している[4]．また，竣工後，25 年後に追跡調査が行われ，損傷等の異常は認められず，現在でも橋梁構造物を健全に支持している．また，アメリカの AASHTO 規格[5]では，Disc Bearing という名称で，設計法・材料規格・品質管理項目などが規定化されており，広く一般的な技術として成熟しているものと考えられる．

一方，日本では，ウレタンゴムを用いた支承の検討がこれまで実施されてこなかった理由としては，その設計地震力の大きさから，免震ゴム支承のように，柔らかく上部構造を支持し，大きなせん断変形が可能となるための研究・開発が優先されており，硬度が高く(天然ゴムの約10倍)，伸び性能が低い(天然ゴムの約0.7倍)特徴をもつウレタンゴム材料への着目は見過ごされてきた．しかしながら，ここで検討している多点固定橋梁に用いる固定支承の場合，ゴム材料に大きな伸び性能は必要ない．そのため，硬度が高い特徴を生かしたコンパクトな支承構造の適用性が生まれている．



Pasco Kennewick Inter City Bridge (1976 年)

(支承反力：2,670～12,400kN)



I-75/I-20 Interchange (1985 年)

(支承反力：1,330～11,670kN)

写真 2.1　諸外国におけるウレタンゴムを用いた支承の適用事例・調査報告[4]

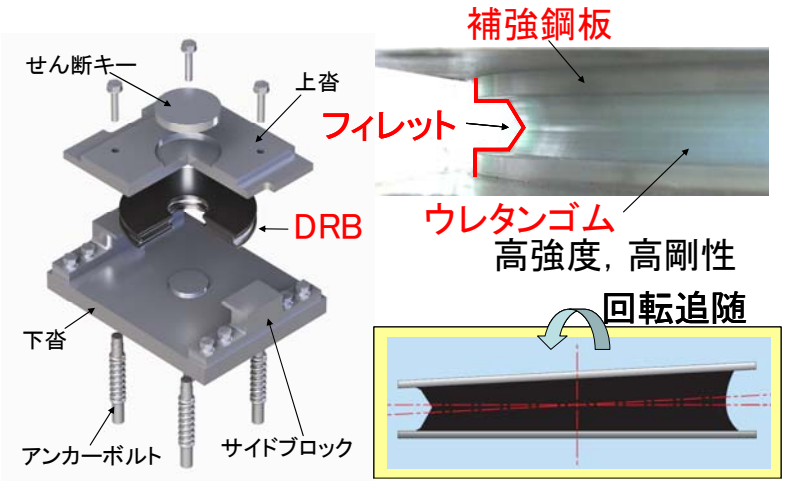


図 2.1　ウレタンゴムを用いた Disk Rubber Bearing の構造図

本研究で提案した支承構造を図2.1に示す．本支承は，その形状からDisk Rubber Bearingの頭文字を取って，ここではDRBと呼称する．非常に高い硬度を有した特徴を生かして，単層構造のゴムの荷重支持板を構成し，なおかつ，支点部の回転追随性を確保するため，円形および側面にはフィレット形状による凹みを設けている．これらは，AASHTO規格や諸外国の既存の諸外国の支承構造例[6]などを参考に設定している．また，鋼鈑桁橋への設置を想定して，上沓や下沓を介した定着部を有しており，地震時慣性力は，ウレタンゴムではなくサイドブロック等の鋼部材で支持する構造としている．

ここで，ウレタンゴム材料の特徴を整理すると，図 2.2 に示すウレタン結合をもち，ポリグリコールとイソシアネート化合物の反応により得られるゴム状弾性体と定義できる．一般に高強度，高硬度の特性を示し，耐摩耗性・耐寒性などにも優れている．これは共有結合の一種であるウレタン結合によるものである．また，ウレタンゴムの中でもエーテル系材料を使用することで，土木構造物として必要となる耐水性(加水分解への耐性向上)も確保している．

表 2.1 に従来の天然ゴムと比較した物理的特性の一覧を示す．引張強さ，耐寒性に優れ，熱老化に対する安定性が高いなどの利点があることが分かる．

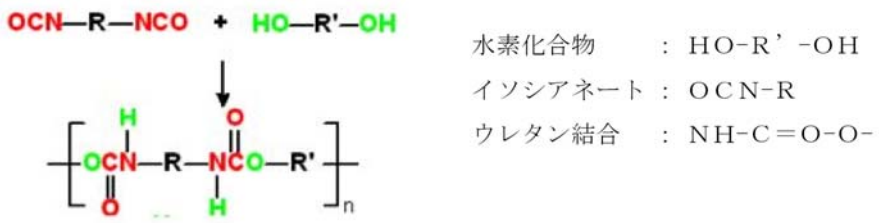


図 2.2　ウレタンゴムの化学組成

表 2.1　ウレタンゴムの物理的特性（天然ゴムとの比較）

分類	項目	試験方法	計測結果		ウレタンゴムの特徴
			ウレタンゴム	天然ゴム	
引張試験	引張強度	JIS K 6251	53.9	29.8	強度が非常に高い
	破断伸び		350	640	伸び性能は小さいが，本支承では大きなせん断変形を期待しない構造を想定
熱老化試験	25%伸長応力	JIS K 6257	0	14	老化試験後の性能変化率は小さく，経年的な性能安定性が高い
	伸び変化率		9	−18	
オゾン劣化試験	耐オゾン性	JIS K 6259	亀裂なし	亀裂なし	ともに亀裂の発生はないが、ウレタンゴムはその分子構造上，オゾンの攻撃を受ける炭素の2重結合をもたないため，耐性は高い
低温特性	耐寒性	JIS K 6261	−70℃以下	−49	天然ゴムよりもぜい化（弾性特性を失う状態）温度が低いため、寒冷地への適用性が高い
吸水性	耐水性	JIS K 6258	1	2	ほぼ同等であり、共に吸水性はほとんどない

次に，このウレタンゴム材料を用いた支承構造全体としての特徴を列記すると，

a) ウレタンゴムは材料自身の剛性が高く，耐荷性能に優れているため，積層構造を取らずに許容面圧を大きくでき，支承形状を小型化できる．

(従来のゴム支承は8MPa程度を許容支圧応力度としているのに対して，DRBは25MPaまでの高面圧化が可能であることを後述する実験的検討により明かにしている)

b) ウレタンゴムを生成するイソシアネート基が他の物質との化学反応を起こしにくい性質を持つため，耐候性に優れている．

c) 機械加工による切削性に優れることなどから，任意の形状に精度良く成型することができる．この性質を生かし，ゴム端部に回転挙動に追随しやすくするためのフィレット部を設けており，単層構造でありながら橋梁用支承として必要な回転性能を確保している．

などがあげられる．

2.2.2 支承性能の検証実験

提案したDRBを対象として，新しい支承形式・支承材料の評価に必要な実験的検証課題についての検討を実施する．

支承部には，第1章で述べた通り，鉛直荷重支持，水平移動追随，回転変位追随の3つの機能および地震時慣性力に対する支持性能が要求される．また，土木構造物として外気環境の中で長期間供用されることから，材料の耐久性・耐候性に関する評価も重要となる．これらのことから，支承構造の性能評価に必要なる検証項目を整理すると表2.2のように示すことができる．

表2.2 支承構造の性能評価に必要な検証項目

検証項目		検証部材	性能検証実験による確認	試験概要
荷重伝達機能	鉛直荷重支持	支承構造	圧縮載荷試験	設計面圧に対する安定性
			限界耐荷力試験	設計面圧が有する安全率の確認
		材料	引張試験	強度・伸び
	水平荷重支持	支承構造	せん断変形試験	想定変位への追随性確認，耐荷力確認
		材料	引張試験	強度・伸び
変位追随機能	水平移動追随	支承構造	せん断変形試験	想定変位への追随性
		材料	引張試験	強度・伸び
	回転変位追随	支承構造	回転特性試験	設計上の回転角への追随性，抵抗力確認
		材料	引張試験	強度・伸び
耐久性	外力に対する耐久性	支承構造	圧縮疲労試験	交通荷重の繰り返しによる疲労特性評価
			回転疲労試験	交通荷重の繰り返しによる疲労特性評価
			クリープ試験	持続荷重に対する変形量の確認
		材料	圧縮永久ひずみ	材料の残留ひずみ率の確認
	外気環境に対する耐久性	材料	熱老化	外気環境に対する経年的な変化の評価
			オゾン劣化	外気環境に対する経年的な変化の評価
			低温特性	外気環境に対する性能変化の確認
			耐水性	外気環境に対する経年的な変化の評価

各検証項目のうち，“鉛直荷重支持”機能については，圧縮載荷試験により想定する設計面圧までの挙動把握が必要であり，また，限界耐荷力試験により設定した設計面圧が有する限界耐荷力に対しての安全率の評価も重要な課題である．これらの特性は，材料レベルでは引張試験により基本物性を評価することができ，また，支承構造としては実製品レベルでの載荷試験が必要となる．ただし，限界耐荷力試験については，大型な支承構造の場合には，試験機の載荷能力上の制約から必ずしもすべてにおいて検証できるものではない．そこで，本研究では，後述する2.2.4項において，FEM解析と実験結果を併用することで，直接的に限界耐荷力の評価が困難な大型な支承形状に対する評価法についての検討を行った．

次に，水平方向の特性(“水平荷重支持”，“水平移動追随”)については，固定支承の場合，鋼部材によって拘束するため，設計上で想定する変位量はゼロとなる．このため，基本的には検証対象外と考えられるが，本研究では，耐震性向上の観点を重視し，高機能化を目指した検討として，鋼部材が破壊するL2以上の想定外地震動に対しても，急激に支持性能を失わずに，ゴムのせん断変形性能を利用したソフトランディングに関する検証を行った．そのため，固定支承として用いるDRBに対して，せん断変形試験を実施し，水平方向への追随性の評価を加えている．

“回転変位追随”性では，従来の支承では，実際に回転変位を与えての評価が行われるケースはほとんどなく，BP.B支承に対しての実験報告[7]がある程度である．本研究では，文献[7]の手法を参考に，DRBに対する回転性能評価を実施し，高硬度のゴムの回転性能の確認を直接的に行った．

さらに，“外力に対する耐久性”の観点では，圧縮疲労試験や回転疲労試験など，通行車両の繰り返し載荷を想定した評価が必要であり，また，鉛直荷重については，長期間，持続的に荷重が作用するため，材料のクリープ特性を評価した試験(クリープ試験)も重要な課題である．

一方，“外気環境に対する耐久性”の評価については，材料レベルにおいて，化学的に反応(老化，劣化)を促進させて試験する方法が用いられることが一般的であるため，ここでは従来の手法を踏襲することとした(材料試験に関する項目については，前述の表2.1に示している)

以上の試験評価方法について，各項目の試験法および性能評価結果に関して以下に示す．

(1) 圧縮載荷試験，限界耐荷力試験

設計面圧に対して，支承デバイスとしての限界性能との関係(安全率)評価を行うため，載荷試験装置の能力の範囲で，圧壊または十分な安全率を有することを検証するための試験を実施した．

DRBに対する実験では，設定した設計面圧25MPaに対して，それ以上の荷重を順次載荷し，また，その際の外観確認および荷重－変位関係の安定性確認を行った．また，FEM解析によるひずみ状態の検証については，2.2.3項で詳述する．

図 2.3，2.4 は，鉛直荷重支持力が 1500kN の支承供試体に対して，4 倍までの鉛直荷重(面圧 150MPa)を行った時の荷重－変位関係および記録写真を示す. 設計面圧の 4 倍の荷重を載荷しているため，ゴムの膨出現象が大きく見られるが，除荷後には元の形状に復帰しており，損傷等の異常は認められない．本試験では，損傷等による履歴の不連続点などは見られず，安定した挙動を示していることが分かる．

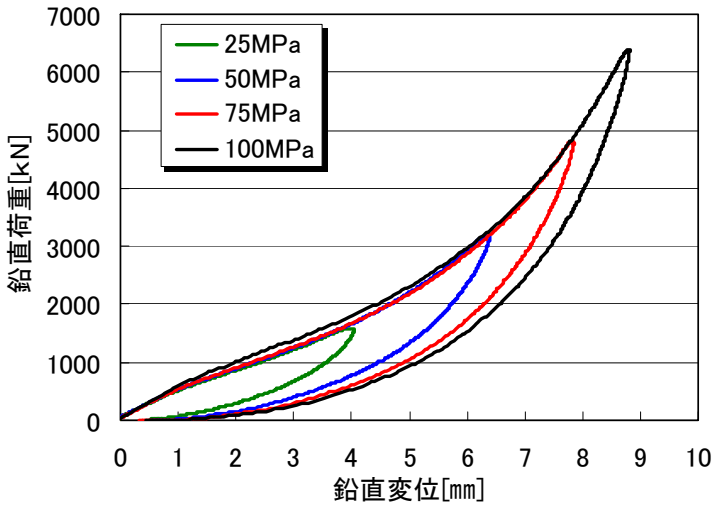


図 2.3　圧縮耐荷力試験結果

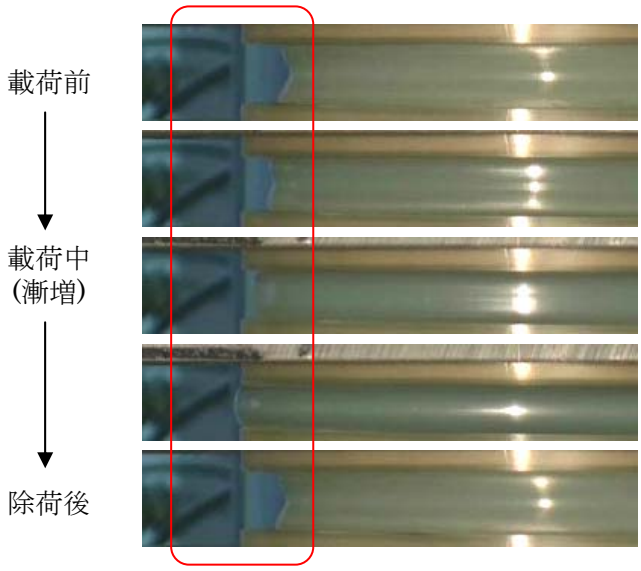


図 2.4　圧縮耐荷力試験時の変形状態

(2) せん断変形性能試験

橋梁の耐震性能を維持・向上を実現するためには，耐震性を担う部材に脆性的な損傷が生じずに，かつ，そのことで支持機能条件が大きく変化することがないように配慮する必要がある．そのため，多点固定橋梁における支承部には，設計上の想定地震動に対しては，サイドブロック等の鋼部材で抵抗する構造を採用しつつも，それ以上の外力に対して，鋼部材損傷後も，すぐさま支承機能が喪失することなく，ソフトランディングを行いながら，落橋防止システム等の部材に荷重がスムーズに伝達されることが望ましい．そこで，ゴム材料を用いた支承である特性を生かし，せん断変形性能を評価することで，付加的な機能を期待することを検討する．

DRB に対する実験では，供試体は鉛直荷重支持力 1500kN タイプとし，死荷重相当の鉛直荷重作用下のもと水平変位を与えることでせん断変形状態を再現する試験法とした．(図 2.5)

図 2.6 では，水平変位 26.6mm (せん断ひずみ γ =86%)まで載荷したが，ゴムが破断に至る前に載荷試験装置の能力上限に達したため，実験を終了とした．このため，試験装置を大型に切り替え，同様な載荷を再度実施した(図 2.7)．このとき，水平変位は 98mm(γ =316%)まで与えることができ，なおかつ，ゴム本体に破断は生じず，いずれの結果においても安定した変形性能を有していることが確認できた．

また，最大変位時の載荷条件は，水平荷重が鉛直荷重と同じ(設計水平震度に換算すると Kh=1.0 相当)レベルに達していることから，耐震性能上，十分な安全性を有していると考えられる．

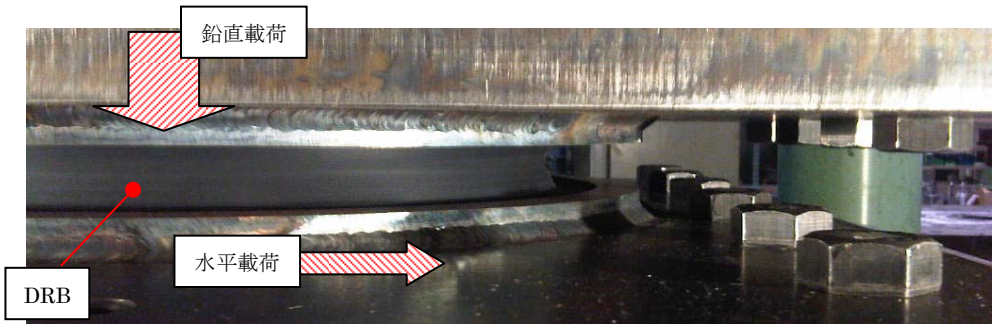


図 2.5　せん断変形試験状況

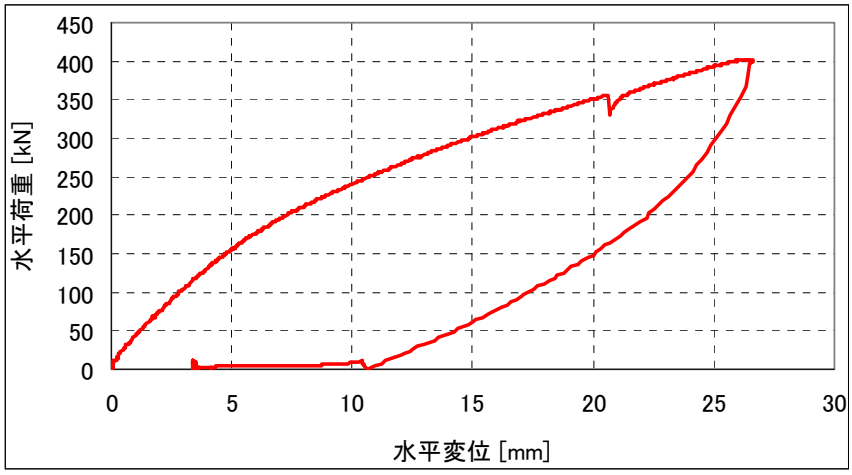


図 2.6　せん断変形性能試験結果（せん断ひずみ 86%まで）

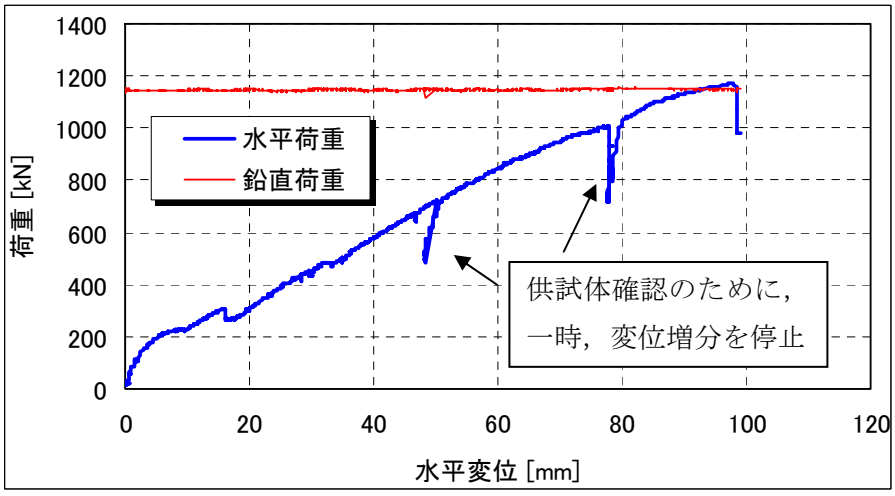


図 2.7　せん断変形性能試験結果（せん断ひずみ 316%まで）

(3) 回転特性試験

回転追随機能を確認するために，橋桁のたわみ変形による支点回転状態を再現した評価が必要となる．そこで，DRBに対する実験では，以下の試験方法により評価を実施した．

本試験システム(図2.8，写真2.2)は，ピン構造を備えた回転板の上下にそれぞれゴム体を設置し，回転板の端部を加振機によって鉛直方向に加振することで回転板をピン構造中心に回転させて，供試体に回転変位を与えるという構成としている．上部には4つの油圧ジャッキを配しており，これらを用いて供試体に上部構造の重量に相当する荷重をかけることが可能であり，設計面圧の鉛直荷重を保った状態で回転変位を与えることができる．なお，このとき与える回転角度は鋼桁の端支点部に想定される最大回転角1/150radとした[8].

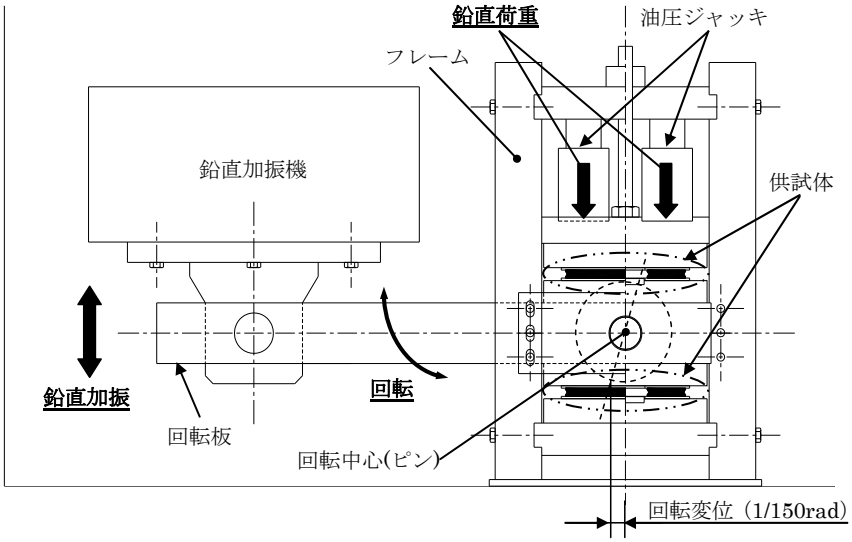


図2.8　支承部の回転試験方法

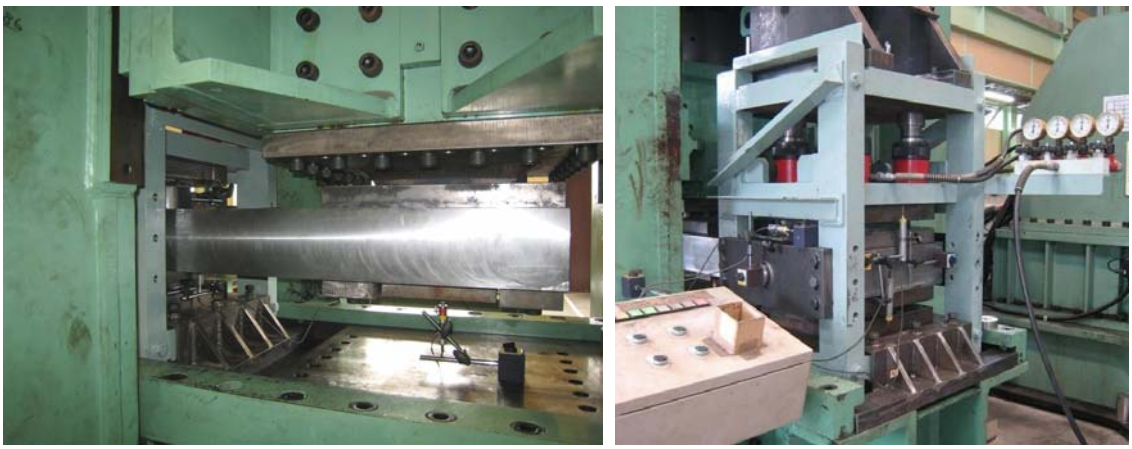


写真2.2　回転載荷試験機の外観

供試体は鉛直荷重支持力1500kNタイプとし，図2.9に回転特性の試験結果として回転角の時刻歴波形を示す．この図から，供試体の回転挙動としては，1/150rad(6.7×10^{-3}rad)の回転変位に追随できていることが分かる．波形に不連続点が見られるのは，試験システムにピン構造があるため，各部材の若干な隙間(ガタ)の影響と考えられる．

また，写真2.3に，供試体の鉛直荷重載荷前および載荷後，回転変形時の圧縮側および引張側の外観写真を示す．無負荷状態に鉛直荷重を負荷するとフィレットの中央部分が外側に膨出が生じ，この状態で回転変位を与えると，圧縮側の膨出量は増加する．一方，引張側は鉛直荷重の減少によって，フィレットの膨出量が減少して荷重載荷前の状態に近づくことが分かる．これらのことから，想定している回転挙動を示していることが確認できた．

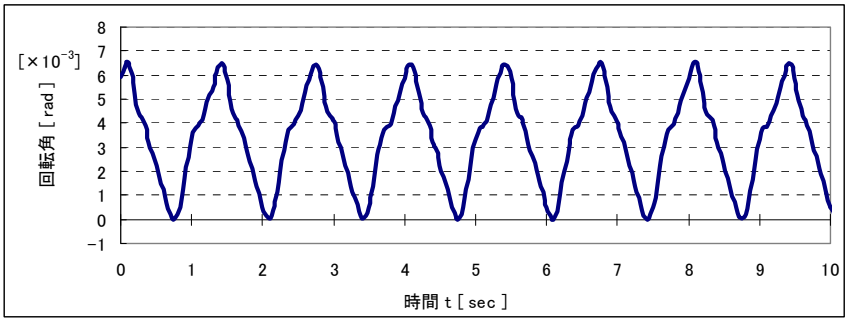
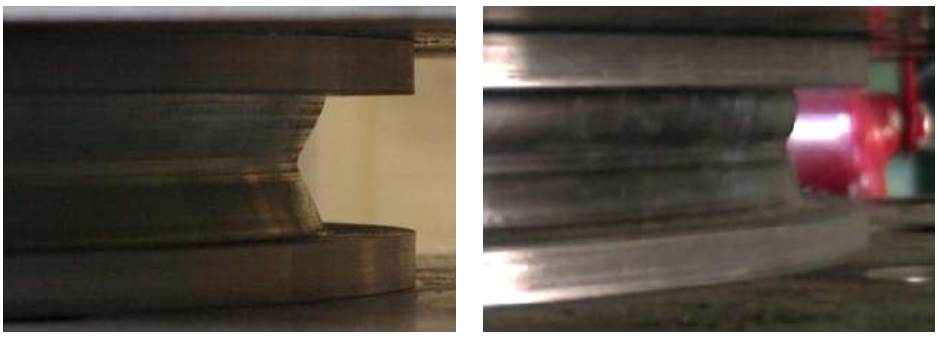
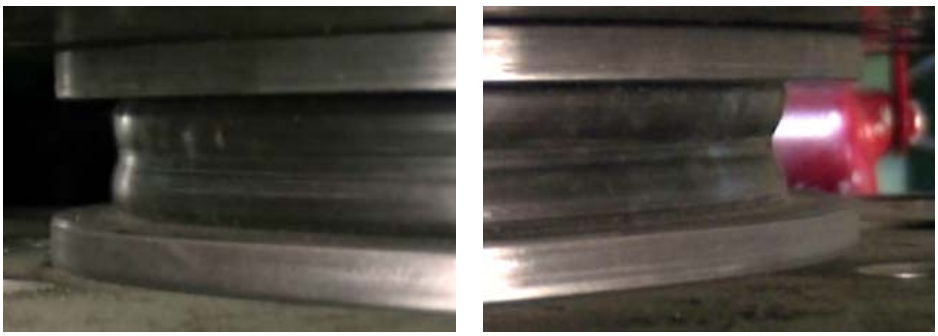


図2.9　回転特性試験結果



(a) 鉛直荷重載荷前　　(b) 鉛直荷重載荷後



(c) 鉛直荷重載荷＋回転変形(圧縮側)　　(d) 鉛直荷重載荷＋回転変形(引張側)

写真2.3　回転特性試験結果(外観記録)

(4) 圧縮疲労試験

前述の圧縮載荷試験・限界耐荷力試験による試験方法は，一時的な荷重に対する評価であるため，通行車両の繰り返し載荷に対する耐久性(疲労特性)の検証も必要である．このとき，供用年数相当の期間に想定される通行車両の荷重特性および台数(載荷回数)を設定することは非常に難しい課題であり，明確な論理付けは困難である．そこで，試験上においては，荷重設定の方に大きな安全幅を考え，設計最大面圧相当(実際には発生頻度は極端に低い状態を想定と)し，この荷重を200万回載荷することを一つの評価指標として考える．

DRB に対しては，設定した設計面圧 25MPa を最大荷重として，交通荷重の変動幅を想定した荷重振幅をその 1/2 の 12.5MPa で与え，疲労試験前後における圧縮バネ特性の変化率を確認することとした．

供試体は鉛直荷重支持力 1500kN タイプとし，200 万回の繰り返し載荷中，50 万回ごとに圧縮バネ特性を計測した結果を図 2.10，2.11，表 2.3 に示す．この繰り返し載荷に対して，性能の変化はほとんど見られず，安定した性能を維持していることが分かる．

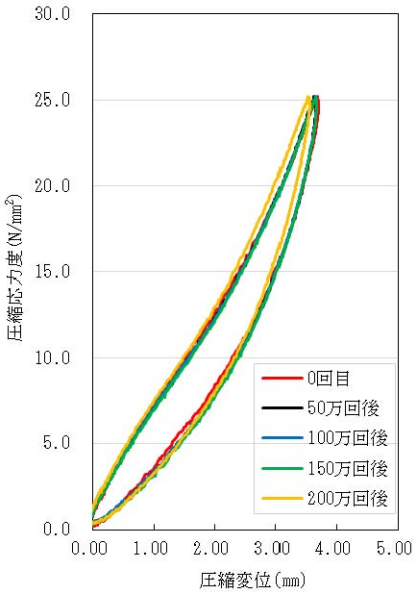


図 2.10　圧縮疲労試験結果(荷重―変位関係)

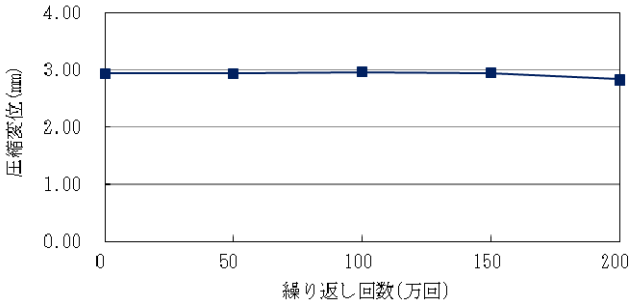


図 2.11　圧縮疲労試験結果(設計面圧載荷時の圧縮変位量の変化)

表 2.3　50 万回毎の圧縮変位と圧縮バネ特性の変化

繰り返し回数	圧縮変位		圧縮バネ特性	
	1.5MPa 載荷時 (mm)	18.75MPa 載荷時 (mm)	圧縮バネ Kv (kN/mm)	初期値からの変化率 (%)
0 回	0.07	2.93	388	0
50 万回	0.05	2.93	387	0
100 万回	0.04	2.96	380	-2
150 万回	0.07	2.94	385	-0.7
200 万回	0.03	2.83	395	2

(5) 回転疲労試験

回転追随機能に対しても，通行車両の繰り返し載荷に対する疲労特性評価を行う必要がある．本試験においても，圧縮疲労試験と同様に，実際の変位・繰り返し条件を実構造物にあわせて想定することは困難であることから，回転変位条件に安全率を多く見込み，設計回転角の1/150radを与え，これを200万回繰り返すことで評価する手法を採用した．

DRBに対する実験では，図2.8，写真2.2に示した試験システムにより，繰り返し載荷を行うことで評価を行った．200万回の繰り返し載荷中，50万回ごとに圧縮バネ特性を計測した結果を図2.12，2.13，表2.4に示す．この繰り返し載荷に対して，性能の変化は10%程度と小さく，安定した性能を維持していることが分かる．

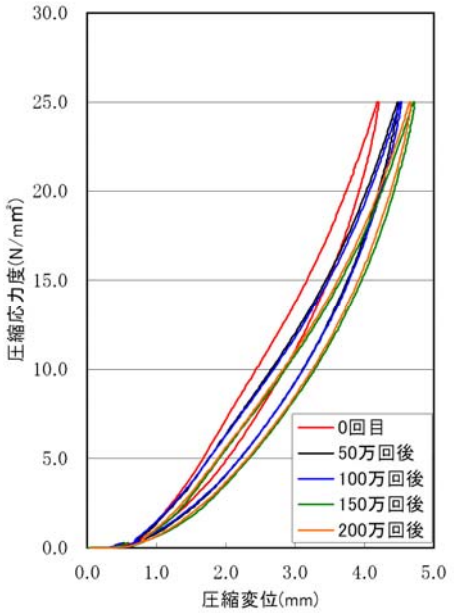


図2.12　回転疲労試験結果（荷重―変位関係）

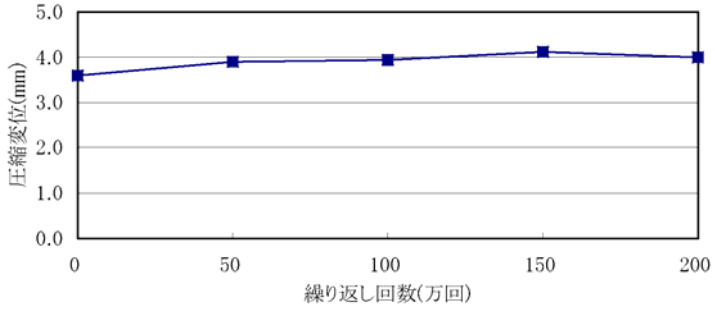


図2.13　回転疲労試験結果(設計面圧載荷時の圧縮変位量の変化)

表 2.4　50 万回毎の圧縮変位と圧縮バネ特性の変化

繰り返し回数	圧縮変位		圧縮バネ特性	
	1.5MPa 載荷時 (mm)	18.75MPa 載荷時 (mm)	圧縮バネ Kv (kN/mm)	初期値からの変化率 (%)
0 回	1.01	3.60	426	0
50 万回	1.04	3.90	385	-10
100 万回	0.99	3.94	376	-12
150 万回	1.16	4.12	375	-12
200 万回	1.11	4.00	384	-10

(6) クリープ試験

橋桁の鉛直荷重は，死荷重状態にて常に持続的に支承部に作用する．そのため，長期的な荷重載荷に対する材料のクリープ変形を考慮に入れた評価を行う必要がある．クリープ現象はゴム材料をはじめ，様々なものに生じることが知られている．橋梁・支承の供用年数に相当する時間経過を評価することは困難であるが，ここでは，免震設計法マニュアル[9]に示されている試験法を参考に1000時間までの載荷結果をもとに，50年および100年後のクリープ量を推定する実験を行った．

DRB に対する実験では，死荷重相当に対して安全性を確保し，活荷重分も考慮した設計面圧 25MPa を載荷し，室温を一定に保った環境下(23℃)において合計 1000 時間保持することとし，その際の鉛直変位量を計測した．得られた鉛直変位量の変化(クリープ)から式(2.1)を用いて，50 年後および 100 年後の状態を推定した．

$$\delta_{CR} = at^{b} \tag{2.1}$$

ここで，

$a = \delta_{100}{}^{3} / \delta_{1000}{}^{2}$，　$b = \log(\delta_{1000} / \delta_{100})$

δ_{CR} ：推定クリープ量，　t ：推定する時間

$\delta_{100}, \delta_{1000}$ ：100 時間，1000 時間後のクリープ量

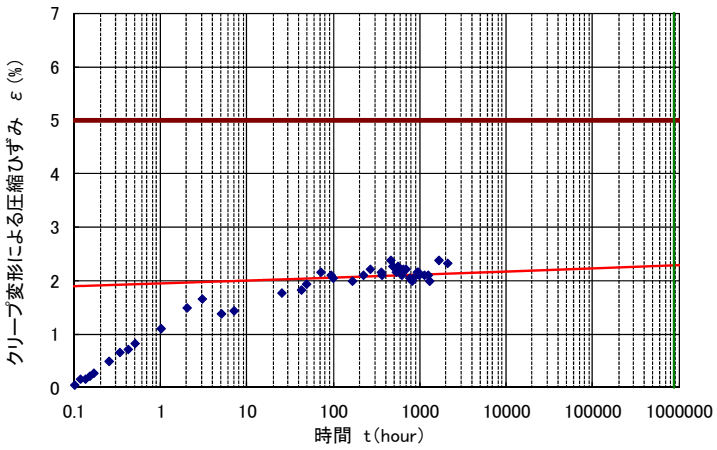


図 2.14　クリープ試験結果

表 2.5　クリープ試験結果

	圧縮変形量 δ (mm)	圧縮ひずみ ε (%)	備考
100時間後	0.185	2.0	実測値
1000時間後	0.190	2.1	実測値
50年後	0.204	2.3	推定値
100年後	0.206	2.3	推定値

この結果を図 2.14，表 2.5 に示す．載荷初期においてクリープ量は進行するものの，100 時間後のクリープ量 2.0%に対して，1000 時間後のクリープ量 2.1%と 0.1%しか増加していない．そのため，1000 時間以降もこの勾配で推移すると考えて，50 年後，100 年後を推定すると，2.3%程度と非常に小さく，変位量でみると 0.2mm 程度と車両走行性に影響が懸念されるような値ではないことが分かる．これは支承形状が大型化した場合には，ゴム厚の増加に応じて変化するが，積層ゴム支承における許容クリープひずみ 5%[9]に比べても非常に小さいことが確認できた．

以上の検討により，支承部の性能評価として実験的に必要な項目を整理し，また，実際にウレタンゴムを用いた支承を対象に各実験データの計測および評価を実施することで，提案した試験法の実現性も含め，検証することができた．

2.2.3 FEM 解析を用いた圧縮限界性能の評価法の提案

先の実験的な検討では，試験機能力の制約から比較的小規模な反力タイプの供試体を用いた範囲に留まることが多い．一方，実際の橋梁用支承を想定した際には，10,000kN 以上などの非常に大型なタイプも必要となるため，このような形状に対しても検討を行うことが望ましいが，実験により直接的に，その耐荷力の限界性能(安全率)を確認することは物理的に困難である．

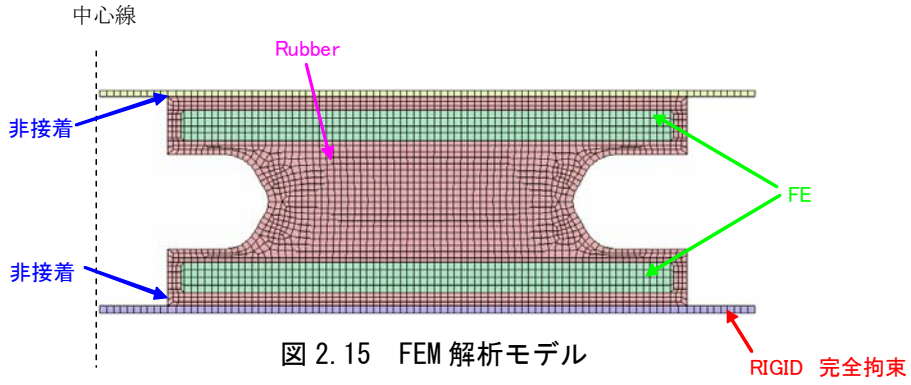


図 2.15　FEM 解析モデル

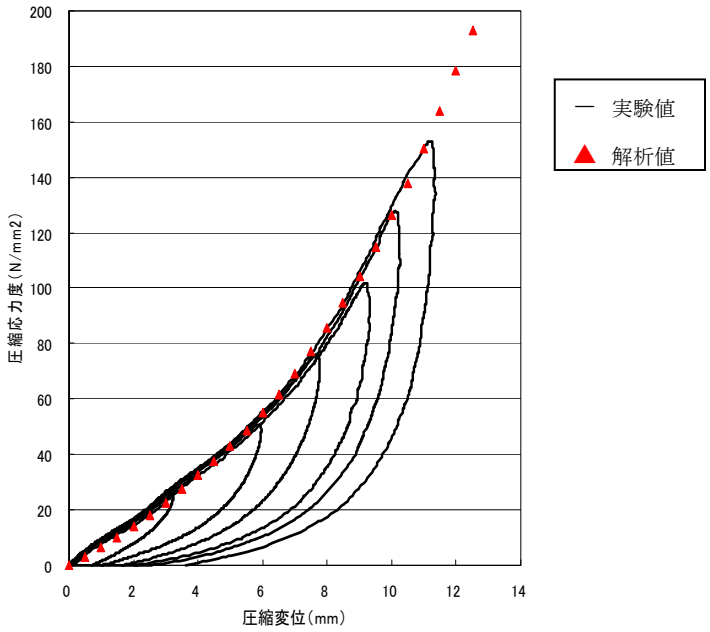


図 2.16　圧縮載荷試験と FEM 解析結果の比較

そこで，本研究では，FEM 解析を実施し，小型供試体を用いた実験で健全性が確認できているケースにおけるひずみ値を求め，その値を基準として，大型支承の荷重支持性能を予測する手法を考案した．

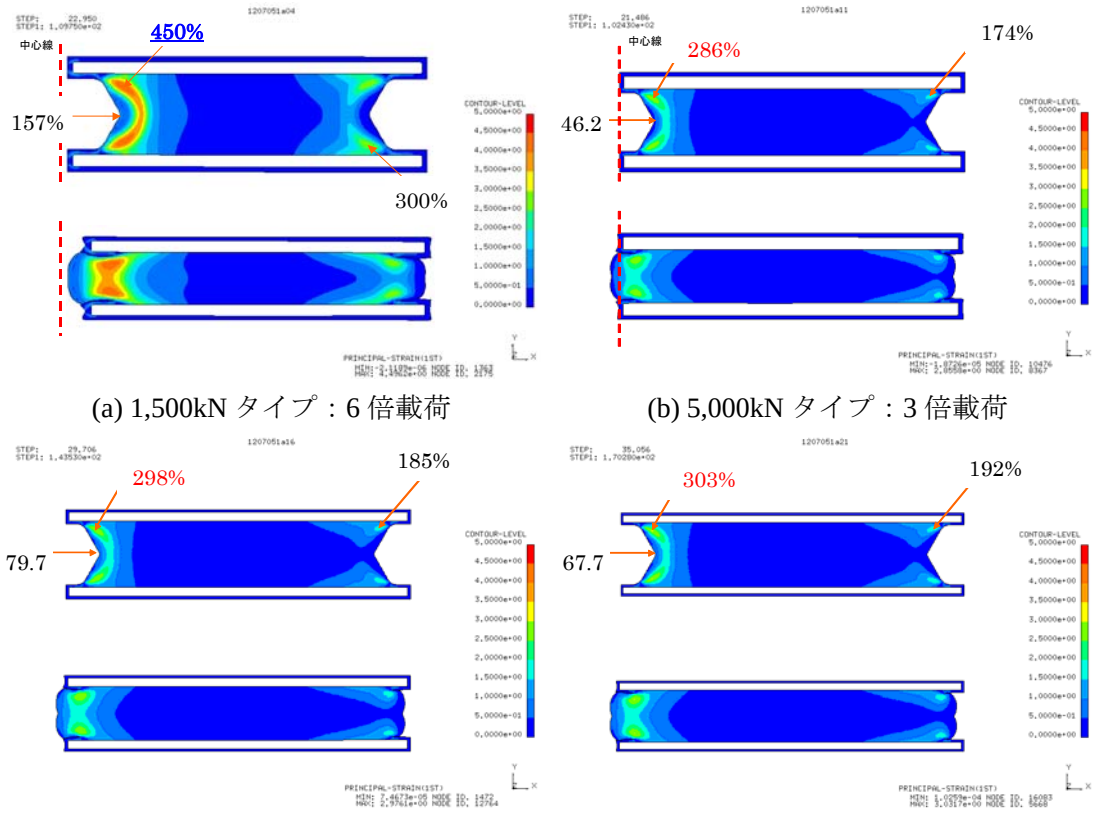
具体的には，まず，FEM 解析を実施するため，図 2.15 のようなモデル化を行った．1/2 断面を抽出し，外周部の被覆ゴムも含めて要素を作成した．載荷は，ゴムおよび上鋼板の上面に強制変位を与えることで再現し，ゴムの材料モデルは，単軸伸長試験の結果を Ogden 系 3 次関数モデルでカーブフィットした時の特性値を採用した．ゴムのポアソン比は ν_r=0.490，　鋼材(SS400)のヤング係数は Es=210,000MPa，ポアソン比は ν_s= 0.3 に設定した．

図 2.16 に鉛直荷重支持力 1500kN タイプにおける載荷実験での荷重-変位関係の計測結果と FEM 解析結果の比較を示す．この図から両者は良く一致しており，モデル化の妥当性が確認できる．なお，ここで図の縦軸は圧縮応力度を示しており，載荷荷重をゴムの支圧面積で除した平均的な圧縮応力度として整理している．

次に荷重支持性能の検証を行う支承タイプとして，実験による検証を行った 1,500kN から大型品として 15,000kN までを想定する．ここで，目標性能として設計許容面圧 25MPa に対して，安全率 3(最大荷重として 3 倍載荷においても健全であること)を設定し，各形状に対する FEM 解析を実施した．

図 2.17(a)に，実験で健全性が確認できている 1,500kN タイプに対する 6 倍載荷時(150MPa)における Lagrange ひずみ分布を示す．最大値は内径部のフィレット形状のすりつけ部分で生じており，450%の値を示している．また，図 2.17(b)～(d)には，それぞれの大型支承形状としたときの 3 倍載荷時(面圧 75MPa)におけるひずみ分布を示す．いずれのタイプも最大ひずみは同じ内径部で生じており，これらの値を整理すると表 2.6 を得ることができる．この結果，各支承タイプともに 3 倍載荷時における Lagrange ひずみの最大値は，実験的に健全性が確認できている 450%以下であることが分かる．これらのことから，15,000kN のような大型支承形状においても，その荷重支持力の安全性を解析的に確認することができ，この手法は，他のゴム材料を用いた支承形式に対しても汎用に適用可能であると考えられる．

ここで，表 2.6 の塗りつぶし部分は試験機の載荷能力範囲にあり，実験により直接的に検証が可能の部分を示している．今回，提案した手法は実験のできない白抜き箇所の評価が可能となる点に特徴がある．



(a) 1,500kN タイプ：6 倍載荷　　(b) 5,000kN タイプ：3 倍載荷

(c) 10,000kN タイプ：3 倍載荷　　(d) 15,000kN タイプ：3 倍載荷

図 2.17　FEM 解析結果(Lagrange ひずみ分布)

表 2.6　支承反力タイプごとの最大 Lagrange ひずみ

支承タイプ	項目	1倍載荷	2倍載荷	3倍載荷	4倍載荷	5倍載荷	6倍載荷
1500kN	試験時の必要荷重(kN)	1500	3000	4500	6000	7500	9000
	解析値(Lagrangeひずみ)(%)	71.3	179	266	337	396	450
5000kN	試験時の必要荷重(kN)	5000	10000	15000	20000	25000	
	解析値(Lagrangeひずみ)(%)	92.9		286			
10000kN	試験時の必要荷重(kN)	10000	20000	30000			
	解析値(Lagrangeひずみ)(%)	98.5		298			
15000kN	試験時の必要荷重(kN)	15000	30000	45000			
	解析値(Lagrangeひずみ)(%)	95.4		303			

2.2.4 まとめ

ここでは多点固定橋梁への適用性を念頭において，ウレタンゴム材料を用いた支承形式について述べた．

鋼鈑桁橋の耐震性向上を考える上では，地盤振動との共振発生の懸念から積極的な長周期化が適さない III 種地盤等の軟弱地盤上に建設される橋梁においては，支承部は多点固定形式として，地震時慣性力を確実に受け止め，なおかつ，複数の橋脚に分散させることが望ましいと考えられる．また，本研究においては，多点固定橋梁に用いる支承形式に着目して，新しく合理的な構造を提案することで，支承高さが低く，なおかつ，想定外地震動の際には，ゴムの弾性変形によって脆性的な破壊を抑止できる支承形式の可能性を示した．

具体的には，支承高さの観点からは，第 1 章で述べたようにピン支承やピボット支承，さらには積層ゴム支承などのように，支承自体の構造高さが高いと，地震時に支承部に作用するモーメントが大きくなることから，設計上，各支承断面がさらに大きくなる不合理性が生じる．また，万が一，そのような支承が損傷した場合には，路面上に大きな段差が生じて，車両の走行性に影響を与え，また復旧の困難さが発生する懸念がある．このため，支承高さが低い構造形式の方が耐震性向上の観点では望ましいと言える．

また，L2 地震動までの設計地震力に対して，鋼部材により耐力を確保した構造の場合，それらが損傷した際には，急激に支承部の支持力は低下し，上部構造に損傷が発生するなどの懸念も生じることになる．当然のことながら，橋梁全体系を捉えた中では，上部構造の損傷は避けるべきモードであるため，想定外地震力に対しては，支承部において損傷を発生させ，なおかつ，ある程度の安全性を確保できるように，ゴムの弾性変形性能によって，ソフトランディングさせる構造形式の方が好ましいと言える．本研究で検討を行ったウレタンゴムを用いた支承では，材料の剛性が高いことから，設計水平震度 1.0 相当(980gal 相当)まで水平荷重を負担しつつ，支点の移動量に追随できることが分かったため，このような付加的な性能も期待できるものと考えられる．

さらには，第 1 章で示した支承としての要求性能に関して，新しい支承構造に対する性能検証方法を詳細に吟味し，それぞれの特性値を求める試験法および実験結果を示した．加えて，FEM 解析を併用することで，従来は載荷試験装置の能力の限界により直接的な検証が困難であった大型支承についても，その安全性の評価手法の提案を行った．

2.3 地震時水平力分散橋梁

地震時水平力分散橋梁は，弾性支持性能を有する天然ゴム系の積層ゴム支承を用いることで一般的に採用されていている．ゴム支承は，せん断変形性能および水平バネ特性を有するため，橋梁の固有周期を調整することができ，長周期化によって地震時慣性力の低減効果も期待することができる．しかしながら，その一方，固有周期が長くなると，橋桁の応答変位量も増加するため，桁遊間量を大きくする必要性が生じるなど橋梁を構成する各部材を見据え，バランスを保ちながら設計を行う必要性がある．

地震時水平力分散橋梁に関する既往の研究事例をみると，大森ら[10]は，ゴム支承を用いた橋梁設計では，橋長や径間割を仮定したうえで，繰り返し計算によってゴム支承の形状や材質を決定しているのが現状であり，橋長等を仮定する際に，ゴム支承の形状が経済的な観点からみて合理的に設計できる範囲を誘導することに着目し，最適な断面設定を行うための簡便な推定手法に関する検討を行っている．また，保坂ら[11]は，鉄道橋を対象として，耐震性の向上の観点から橋梁の連続化を図り，地震時水平力を各支承および各橋脚に分散させる利点に着目し，ゴム支承を用いた際の列車の走行安全性に関する検討・考察を行っている．

このように，地震時水平力分散橋梁に関する過去の検討事例では，多径間連続化を目指した際の合理的な設計法の検討や，ゴム支承の剛性が車両走行性に与える影響に関する検討など，柔らかいゴムの特性を想定した長周期化を前提とした吟味を行っている．

一方で，実際の構造設計においては，従来のゴム支承は，支承部に必要な 3 つの機能(鉛直荷重支持，水平変位追随，回転変位追随)を 1 つのゴム体のみに期待しているため，橋梁形式によっては耐震設計上において最適な固有周期となる断面設定ができないケースが存在している[12]．具体的には，例えば，橋桁のたわみ変形への回転追随性の照査によってゴム断面の設定に制約があるため，ゴムの水平剛性を耐震性能上，目標とする周期帯の実現または下部構造への慣性力の分散バランスの調整等が困難となるケースがある．このような問題点に着目した支承部本体の合理化を目指した検討事例は少ない．支承本体の性能に着目した検討事例としては，例えば，加藤ら[13],[14]は，ゴム支承を用いた橋梁の動的照査を行う際に必要な支承部の等価減衰定数を，一般的な 3%程度から向上させて，5%程度の減衰性能を有する天然ゴム材料および積層ゴム支承の開発を行い，その減衰性向上効果を動的解析によって示しているが，これは長周期による応答変位の増加分を減衰によって吸収させることを目指したものであるため，支承に求める性能をさらに集約させた発想であると考えられる．

以上のことから，本研究では，地震時水平力分散橋梁に用いる支承構造に着目し，耐震性向上の観点から，任意の固有周期帯への設定を可能とした高機能化を目指した新しい支承構造を提案し，その性能評価および適用性についての検討を実施した．

2.3.1 高機能化構造の提案

橋梁用支承には，橋桁に活荷重が載荷された際に生じる支点部の回転変位に追随する機能が要求されることから，地震時水平力分散設計の適用を考えた場合，ゴム形状(水平バネ特性)の設定にある程度の制約が生じ，橋梁全体系として適切な固有周期が実現できないケースや，また，過度にゴム厚が厚くなり，座屈安定性の確保が困難となるケースなどが存在している．このような問題点を解決する手段の一例としては，機能分離型支承と呼ばれる構造形式[15]などが挙げられるが，この支承システムの場合，支点部構成が主桁下に設置される鉛直支承(一般にすべり支承が用いられ，主に鉛直力支持機能および回転変位追随機能を担う)と横桁下などに設置され，地震時慣性力を受け持つ復元力装置(一般には積層ゴム構造が用いられる)の 2 種類の支承が必要となることから，その他の支承形式による構造と比べると桁下空間が煩雑となりやすく，支承取付け部周辺の補強材片量の増大や施工性の低下などの懸念が指摘されている．

そこで，機能分離型支承と同様にゴム支承から回転変形に関する制約条件を解放しつつも，2種類の支承を用いずに，同一支承構造内でこれを実現(機能を混在化させる≒ハイブリッド化)することで，耐震設計上の自由度の向上という目標を達成させ，なおかつ，従来と同一工法により設置可能な支承形式を考案した(以下，これをハイブリッド支承と呼ぶ)．ここでは，提案するハイブリッド支承構造に関する技術的な観点からの検討結果およびその実用化に向けての性能検証実験結果等について示す．

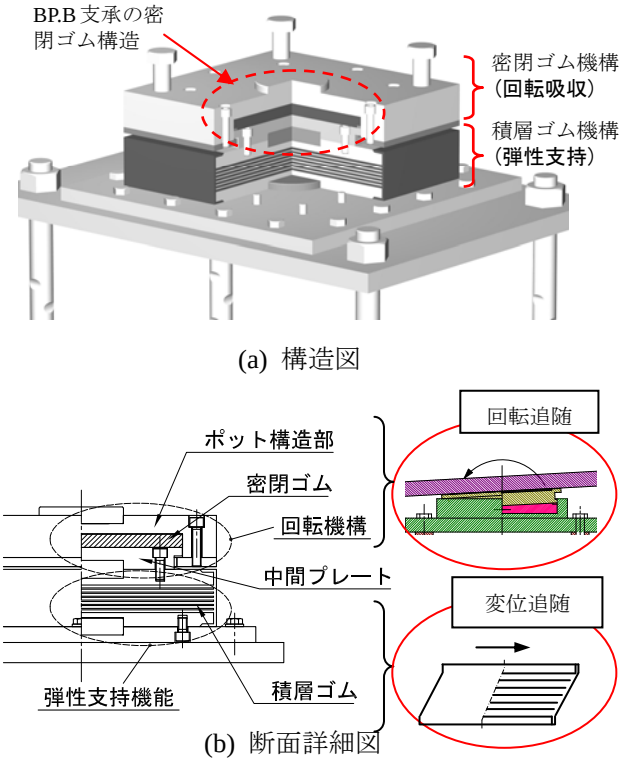


図 2.18　ハイブリッド支承の構造

提案する支承の構造および動作状況の概念図を図 2.18 に示す．ハイブリッド支承は従来と同様な積層ゴム構造の上部に，BP.B 支承(密閉ゴム支承板支承)の構成要素のうち，密閉ゴムによる回転機構を設けた構造としている．この密閉ゴム機構については，日本国内で採用が開始されて以来，約 30 年以上が経過し，主要高速道路などを中心にすでに多くの実績を有する構造であり，上部構造のたわみによる回転変位に対してポット構造部内の密閉ゴムが静水圧状態でこれに追随する機能を備えている．このため，上部の密閉ゴム機構部では，主に橋桁の活荷重たわみによる支点部の回転変位への追随機能を，積層ゴム機構部では，水平移動に対する変位追随機能(地震時慣性力支持機能，復元力機能)を，それぞれが個別に負担している．つまり，これまでひとつの構成要素に集約していた機能のうち，回転に対する変位追随性に関しては，積層ゴムから独立・解放させ，同一支承構造内で機能分離を行っていることがもっとも大きな特徴となる．

ハイブリッド支承と従来ゴム支承におけるゴム形状の決定に関する設計フロー図の概略を文献[8]の書式を参考にまとめ, その結果を図 2.19 に示す. ハイブリッド支承の場合では，その構造特性から明らかなように，積層ゴム部分に対しては回転変位への追随性の照査が不要となる．この結果，ゴム形状は鉛直力支持機能および地震時慣性力支持機能に特化した断面設定が可能となり，特に地震時水平力分散構造あるいは免震構造の採用を考えた場合に，もっとも重要となる水平バネ特性の設定について，その自由度が向上することになる．

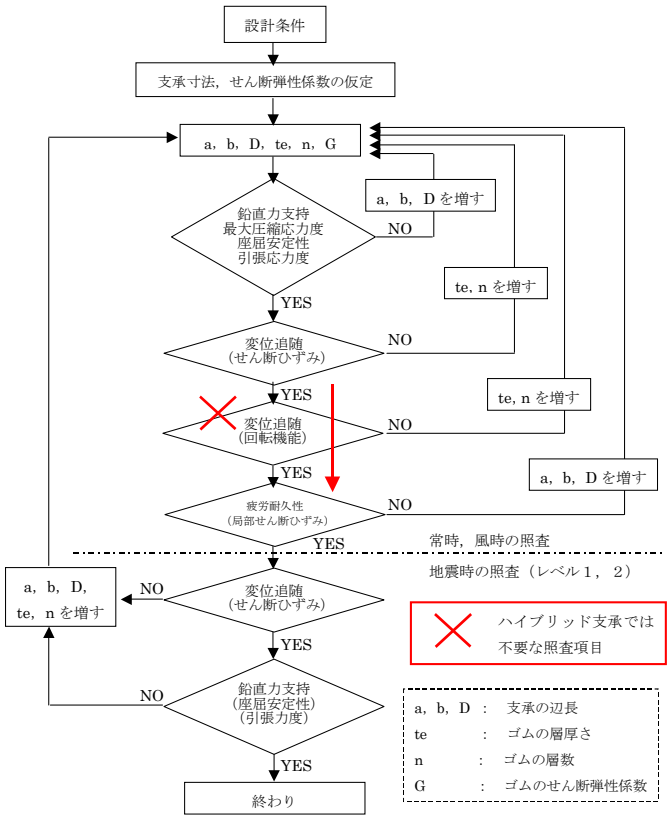


図 2.19　従来のゴム支承とハイブリッド支承の形状決定フロー図

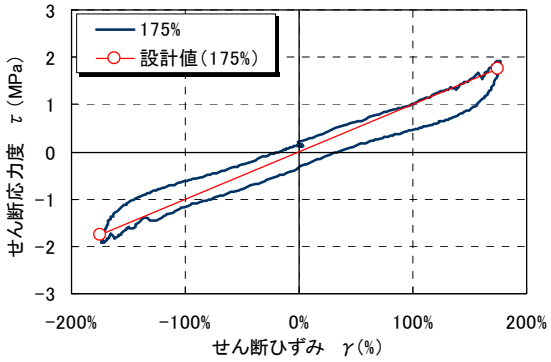
2.3.2 支承性能の検証実験

提案した本支承構造が設計で想定している所定の性能を有していることを確認するために基礎的な検証実験を実施した．ここでは，そこで得られた実験データについて示す．なお，本支承は，従来の支承構造を用いたものであるため，組み合わせによる評価項目に特化して整理している．

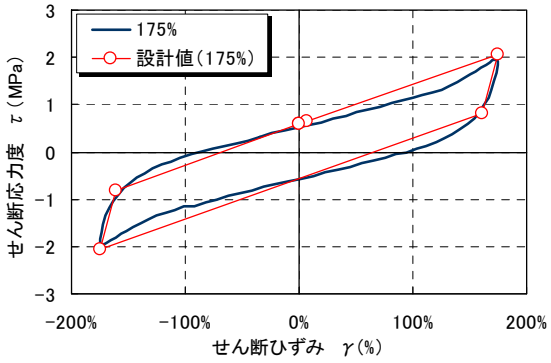
(1) 水平バネ特性

弾性支持機能の検証を行うため，死荷重反力相当の鉛直荷重を載荷させた状態で供試体に175%のせん断ひずみ(設計許容ひずみ250%の0.7倍(有効ひずみ))に相当する水平変位を与え，非線形履歴曲線(荷重-変位関係)の計測を実施した．

図2.20に天然ゴム系供試体および高減衰ゴム系供試体における試験結果を示す．この図からハイブリッド支承構造でもその履歴は安定した復元力特性を有しており，また，その値は従来のゴム支承単体における設計式から求まる特性値と良く一致していることが分かる．従って，組み合わせ構造を用いることによる積層ゴム構造への影響(性能変化)はほとんどないことが確認できる．



(a) 天然ゴム系供試体(ハイブリッド構造)



(b) 高減衰ゴム系供試体(ハイブリッド構造)

図 2.20　ハイブリッド支承の水平バネ特性(履歴曲線)

(2) 回転特性

ハイブリッド支承構造が目指す回転追随機構の分割化の実現を実験的に確認するために，設計反力 2000kN による試設計結果を基に供試体(積層ゴム形状：□470，Σte=5mm×7 層)を製作し，図 2.21 に示す回転載荷試験装置により回転挙動の計測を行った．試験は鉛直荷重を試験装置上部の油圧ジャッキにより載荷させ，また積層ゴムに 70%のせん断ひずみを生じさせた状態に保ち，載荷アーム先端を鉛直加振することによって供試体に回転変位を与えることとした．また，測定項目は積層ゴム上面および回転中心となるピンの位置での回転変位量とし，1/150rad を載荷した．

図 2.22 に正弦波による正負交番載荷の回転変位を与えた試験のうち任意区間を抽出した計測結果を示す．この図から供試体全体に生じた回転角は積層ゴムにはほとんど伝達されずに，密閉ゴムの変形により吸収されていることが分かる．また，この積層ゴムの回転量は全体の 1/10 以下と非常に小さく，このとき生じたゴム端部の引張側となる変位量は，別途測定を実施した積層ゴムの圧縮特性を加味すると，鉛直荷重によるゴム自体の圧縮変位量によって図 2.23 に示すように相殺されるため，局部的な引張応力が発生することはなく，ゴム自体は回転変位の影響から解放されて，安定した挙動を示すことが確認できた．

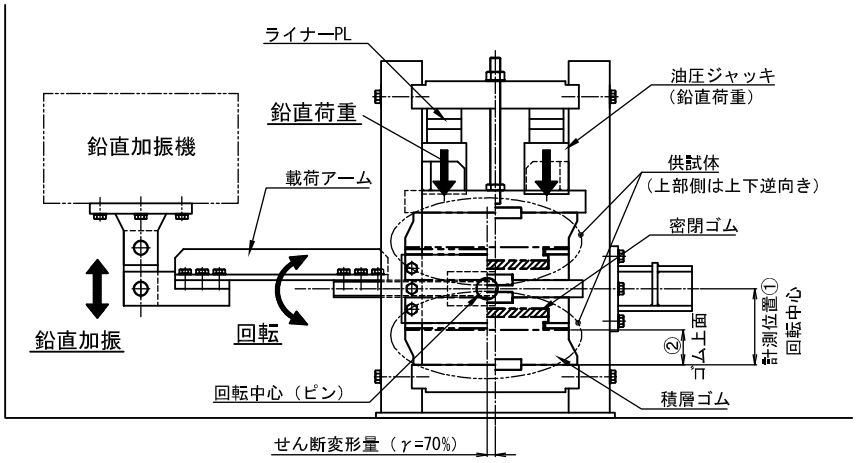


図 2.21　回転載荷試験装置の概要

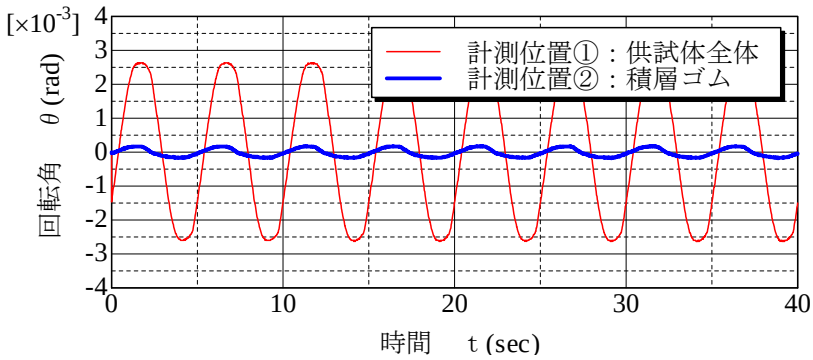


図 2.22　回転変位計測結果

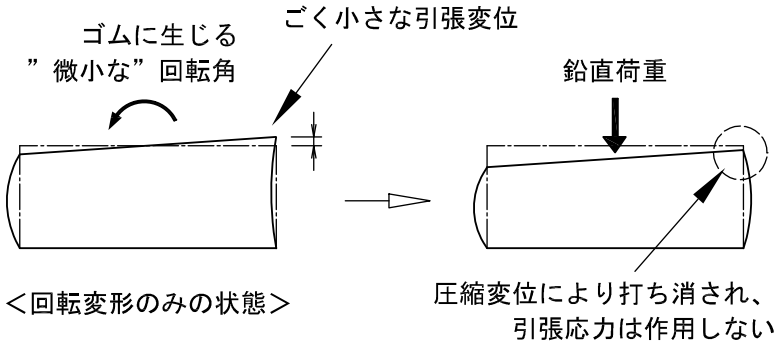


図 2.23　積層ゴムの微小回転量の吸収機構

2.3.3 適用性評価に関する検討

本支承構造の実橋量への適用性について以下に検討結果を示す.

(1) 固有周期の設定自由度

図 2.24 に道路橋示方書[1]に示されるタイプⅡ地震動(Ⅱ種地盤)における 1 自由度系の加速度応答スペクトルと，それをもとに作成した変位応答スペクトルを減衰 5%および 15%の 2 ケースを示す．この図から 1 自由度系で考えた場合，橋梁の実設計において課題となることが多い桁遊間量(=上部構造の応答変位量)に着目し，これを小さく抑えることを考えると，長周期化(1.2sec 以上)を目指して, 加速度応答(＝橋脚への慣性力の伝達)の低減を図っても，変位量の増大に関しては，免震支承による減衰効果を期待しても一定以上の抑制は困難であることが分かる．また，一方で，固有周期が 0.4sec～1.2sec の範囲にある場合には，1.2sec 付近よりも短周期化を考えた方が加速度応答を一定に保ちつつ，変位応答を抑える効果が期待できることが伺える.

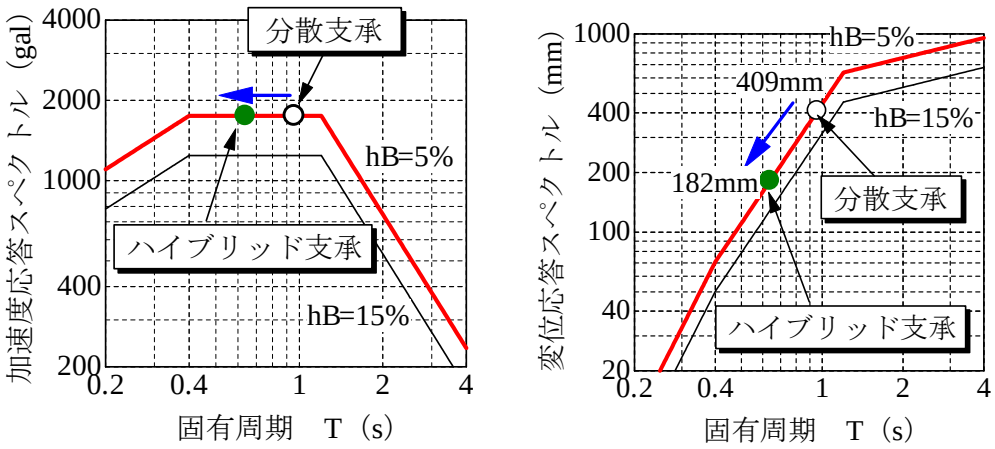


図 2.24　応答スペクトル(タイプⅡ・Ⅱ種地盤)

表 2.7　支承形状の試算結果

支承ﾀｲﾌﾟ	支点位置	積層ゴムの形状	支承全体コスト比
分散支承<従来型>	端支点	□720，t_e=35×5	1
	中間支点	□820，t_e =35×4	
ﾊｲﾌﾞﾘｯﾄﾞ支承	端支点	□610，t_e =11×12	0.67
	中間支点	□710，t_e =13×7	

そこで，このような設計コンセプトの有効性を確認するため，7 径間連続鋼 5 主鈑桁橋を想定し，地震時水平力分散設計を実施した従来ゴム支承のケースを対象に試設計を行った．その結果，従来ゴム支承を用いた場合，固有周期 0.96sec，変位量 409mm となり，桁遊間の観点から変位低減の必要性が生じたが，回転追随性確保のための制約からバネ剛性を高めることが困難な状態であった．一方，ハイブリッド支承を用いた場合では，水平バネ設定を硬くし，固有周期を 0.64sec とすることで変位応答を約 1/2 程度(182mm)まで低減することが可能となった．このときの支承断面形状の比較を表 2.7 に示すが，ゴム形状が非常にコンパクトとなったことで，支承全体として約 30%のコスト低減効果がみられ，その有効性が確認できた．

以上のように，従来のゴム支承が抱えていたバネ設定の制約という課題に対して，本支承の場合では，橋梁条件に応じた自由度の高い設計が可能であり，任意の固有周期帯を設定することで，橋梁全体系の耐震性向上に寄与できると考えられる．

(2) ゴム形状のコンパクト化

ハイブリッド支承では水平バネ設定に関する自由度の向上(固有周期設定の合理化)だけでなく，ゴム形状のコンパクト化が図れることも期待できる．これは，回転追随性照査の影響から解放されたことで，断面の最適化が容易となる点に由来する．ここでは，その効果に関する試算を行った事例について述べる．

表 2.8 は，主に鉛直力支持機能および地震時慣性力支持機能のみで設定した場合におけるゴム形状の最適(最小)断面の試算結果およびそのときの許容回転角 θ を算出している．この算出方法の具体的なステップは，

①１つの支承が支えるべき上部構造の死荷重反力等の諸条件を設定

②鉛直力支持機能の確保の観点から求まる必要ゴム面積を算出(必要面積(1))

③ゴム支承と上部構造の質量のみからなる 1 自由度系での固有周期を 0.5～1.5sec の範囲で設定(パラメトリック試算の対象値)

④固有周期から慣性力を求め，地震時慣性力支持機能の確保の観点から求まる必要ゴム面積算出(必要面積(2))

⑤上記②と④のうち，大きい方の断面を採用

⑥上記③で設定した固有周期を実現するために必要な水平バネ値を求める

表 2.8　積層ゴム断面試算結果の一例(地震時機能に特化した断面が許容できる回転角 θ 試算)

項目			算定式	計算結果(例)	備考
①	死荷重反力	R_d	-	2000 kN	(初期設定値)
①	全反力	R_{max}	R_d／0.7	2857 kN	活荷重比率(R_d／R_{max})を0.7と仮定
②	許容面圧	σ_a	-	8 N/mm^2	許容支圧応力度
②	必要面積(1)	A_1	R_{max}／σ_a	357143 mm^2	簡略化のため，常時変形量は考慮せず
③	**固有周期**	T	-	1.0 sec	**※　パラメーター**(0.5～1.5sec)
④	震度標準値	K_{hc0}	-	1.75	道路橋示方書参照[2)]
④	設計水平震度	K_{hc}	K_{hc0}／$\sqrt{(2\mu_a-1)}$	0.78	μ_a=3と仮定
④	慣性力	H	$R_d \times K_{hc}$	1560 kN	
④	必要面積(2)	A_1	H／Gγ_a	520000 mm^2	G：ゴムの弾性係数(1.2N/mm^{2}を採用) γ_a：ゴムの許容せん断ひずみ(250%)
⑤	ゴム必要面積	A	max(A_1，A_2)	520000 mm^2	
⑤	ゴム辺長	a	$\sqrt{A}$	721 mm	正方形断面
⑥	水平バネ値	Ks	$4\pi^2 m/T^2$	8.051 kN/mm	m：質量(R_d／g)，g：重力加速度
⑦	変位量	δ	H／Ks	194 mm	
⑧	必要総ゴム厚	Σte	δ／γ_a	77.5 mm	γ=250%となる最小ゴム厚
⑨	**層数**	n	-	4 層	**※　パラメーター**(2～6層)
⑨	1 層厚	te	Σte／n	19.4 mm	
⑩	1 次形状係数	S_1	a／4te	9.3	
⑩	弾性係数	E	35×S_1G	391 N/mm^2	NR，矩形断面を使用→算出係数：35
⑩	鉛直バネ値	K_v	AE／Σte	2622 kN/mm	
⑩	圧縮たわみ量	δ_c	R_{max}／K_v	1.09 mm	
⑪	**許容回転角**	θ	2δ_c／a	1/331 rad	$\delta_c > \delta_r$=a／2×θ を満足する **最大回転角**（δ_r：**ゴムの回転変形量**）

⑦地震時慣性力と水平バネ値から変位量を算出

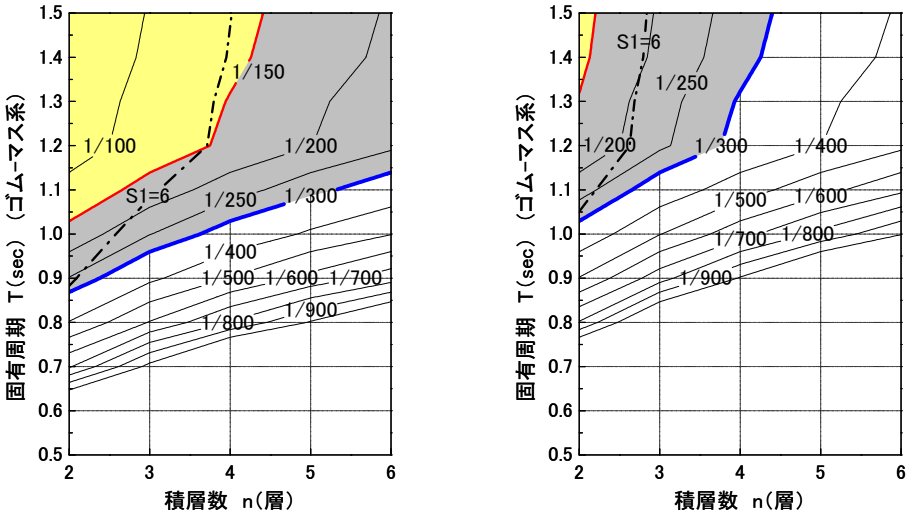
⑧せん断ひずみの許容値γ_a=250%から必要ゴム厚(積層構成の合計値)を求める

⑨ここで，積層構成を求めるために層数分割を 2～6 層の範囲で設定(パラメトリック試算の対象値)し，そのときの 1 層ゴム厚みを算出

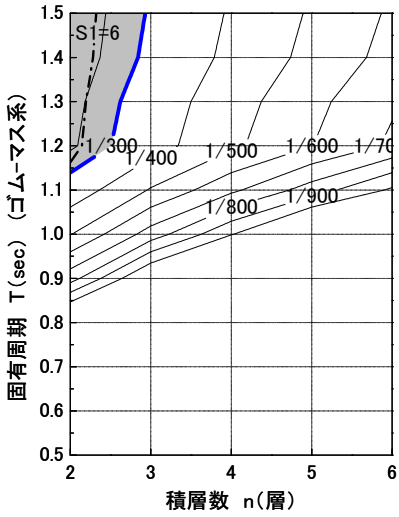
⑩1 次形状係数等から鉛直バネ特性を算出

⑪上記で設定したゴム形状に対し，回転追随性照査式から許容最大回転角 θ を算出

とのフローによっている．なお，ここでの計算では，簡略化のため，座屈安定性や引張応力度などの一部照査項目を省略しており，また，あくまで理想化された条件下での試算であるので，実設計では用いない端数を有する断面設定を行っている点に留意が必要である．



(a) 死荷重反力 Rd=2000kN　　(b) 死荷重反力 Rd=4000kN



(c) 死荷重反力 Rd=6000kN

図 2.25　回転追随性照査以外の要因で決定したゴム形状が許容できる最大回転角（θ [rad]）

表 2.8 のような計算を固有周期 T およびゴムの積層構成を決める層数 n をパラメータとし，また，上部構造の死荷重反力 Rd を 2000，4000，6000kN の 3 パターンとして試算した結果を図 2.25 に示す．ここで行う検討の基本方針としては，主に地震時に対する照査に特化して設定した断面で，そのまま回転追随性照査規定が満足できれば，その設計条件下では従来ゴム支承は元々最適化断面を実現していたことになるが，逆に，回転追随性能が不足となるケースでは，ハイブリッド支承を用いない場合，再び断面の収束計算が必要となり，このことが複数の要求性能を積層ゴムのみで実現するためにゴム形状が最適化(最小化)できていない状態にあると判断できるとの考えに基づいている．

そこで図 2.25 をみると，横軸は積層構成の層数 n を示しているが，これは形状係数 S1,

ひいては回転抵抗モーメントの決定につながるパラメータであるため，層数の増加に伴い，許容できる回転角 θ が減少していることが分かる．また，縦軸の固有周期 T のパラメータに着目すると，その感度は非常に高く，仮に橋梁条件から求まる必要回転角を 1/150rad(鋼桁の端支点部相当)と仮定すると，Rd=2000kN のごく限られたケース以外では，回転追随性能が不足していることが分かる．また，1/300rad(鋼桁の中間点部あるいはＰＣ桁の端支点部相当)を基準に考えても，ゴム支承のみの固有周期で 1.0sec よりも短く設定したい場合には，その大半が回転追随性能を満足できないため，この結果，少なからず従来ゴム支承では回転照査の影響が関与して断面の増加が発生している可能性が伺える．

よって，このようなケースに当てはまる場合には，ハイブリッド支承を用いることでゴム本体の断面をコンパクト化することができる可能性があり，その低減比率が密閉ゴム機構部の材料費よりも上回ることになれば，支承全体の単価としてのコストダウンも期待できることになる．この点は本支承の大きなメリットであると考えられる．

(3) 積層の多層化による効果

回転追随性能の必要性の有無によりゴム形状に生じる影響度が顕著に伺える事例としては，建築用ゴム支承との対比が考えられる．建築構造物の場合，その構造上の特性から支承部に回転追随性能をほとんど必要としないため，1 次形状係数が S1=20～40 程度と，非常に多層化された積層構成が採用されている．一方，橋梁用ゴム支承では S1=6～10 程度が多く，このような差は鉛直バネ特性に顕著な影響を与えることになり，両者を比べると橋梁用では約 1/2 程度の剛性領域で使用しているのが実状である．

このことから，橋梁用ゴム支承が交通振動や伸縮装置部での段差による騒音問題の発生等の一因である可能性も否定できないものと考えられるが，ハイブリッド支承では，従来ゴム支承に比べ，S1 を建築用ゴム支承程度まで高めることもできるため，これらの問題点の改善に寄与する可能性を有している．

2.3.4 多積層ゴム支承の圧縮性能評価モデルの構築

提案したハイブリッド支承は，橋桁のたわみ変形をゴム支承ではなく，BP.B 構造にて吸収するため，ゴム本体の設計的な自由度は高く，任意のバネを設定することができる．また，このとき，回転追随機能をゴムに要求しないため，積層構成を多くし，鉛直方向への剛性を高める設計とすることで，鉛直荷重を硬いバネで支え，交通振動や騒音発生のリスクを低減する効果も期待できる．

しかしながら，その一方で，多積層構造としたゴム支承の場合，特に橋梁用支承の分野では，そのような実績は少なく，また従来の設計法の経緯を精査するとその適用範囲に疑問が残る点がある．そこで，本研究では，積層ゴム支承の鉛直荷重に対する圧縮特性の評価モデルを改めて整理，構築することで，積層構成の多さ(形状係数の範囲)に関わらず，精度良く表現できる方法を検討する．

表 2.9　ゴム支承の圧縮特性に関する既往の研究例

研究例	手法	備考
服部・武井[16]	非圧縮性を仮定(近似解)	防振ゴムに関する研究
Rejcha[17]	非圧縮性を仮定(理論解)	橋梁用ゴム支承に関する研究
Lindley[18]	圧縮性を考慮(近似解)	建築用ゴム支承で採用
Kelly[19]	非圧縮性・圧縮性の両方のモデル(理論解)	ゴム支承全般に関する研究
道路橋支承便覧[8]	実験回帰式	橋梁用ゴム支承に関する研究

(1) 圧縮評価モデルの分類

ゴム支承の圧縮特性に関しては表 2.9 に示すような研究事例が見られる．それぞれゴムの変形状態について，いくつかの仮定を設定して理論を展開しているものが多いが，その中で，材料の体積圧縮性を表す体積弾性係数 E_b について整理すると，

a) ゴム自体は圧縮してもその体積には全く変化が生じない完全な非圧縮性を有する材料と仮定したモデル

b) ゴム自体にも圧縮によって微少ながら体積変化が生じることを考慮し，ゴムが有している圧縮性を評価したモデル

の 2 つに分類することができる．

ゴムのポアソン比は極めて 0.5 に近く(0.49999 前後), 一般的には非圧縮性を有している材料と見なして評価することが多い．実際，ゴム支承の場合における従来の設計手法(道路橋支承便覧 1991 年版)では，橋梁用では非圧縮性を仮定したモデル(上記 a)を用いている．しかし，建築用では圧縮性を考慮したモデル(上記 b)を採用している[7]，[8]．このような違いは，橋梁用ゴム支承には回転追随機能が求められることから建築用に比べてゴム 1 層の厚みが厚くなり, 形状係数 S が比較的小さい範囲で主に使用されることが要因と考えられる．つまり, 圧縮たわみ量の評価に用いるゴム支承の縦弾性係数 E_c は, S が小さい範囲の場合，ゴムの圧縮変形量は主にゴム側面への膨出変形が生じ，形状から求まる見かけの弾性係数 E_{ap} が支配的となるため，ゴム自体の体積弾性係数 E_b に起因する体積圧縮率はほとんど寄与しないが，一方で，建築用ゴム支承のように S が大きく，積層構造によるゴム体の拘束効果が高くなる場合では，E_{ap} だけではなく，ゴム自体の E_b による体積圧縮率についても無視できない影響を与える状態になるためと考えられる．

(2) 非圧縮性を仮定したモデル

まず，橋梁用ゴム支承に対して従来から用いられている非圧縮性を仮定したモデルについて考える．これは表 2.9 に示したように服部・武井[16]，Rejcha[17]，Kelly[19]などの研究があるが，特に Rejcha，Kelly はゴムの変形状態に関する基礎方程式を誘導している．それによると図 2.26 のような $a \times b$ の矩形断面を有するゴム層に対して上下面が水平方向(x，y 方向)に拘束された状態で鉛直方向(z 方向)に変形を受ける場合を想定し，また，ゴム側面には

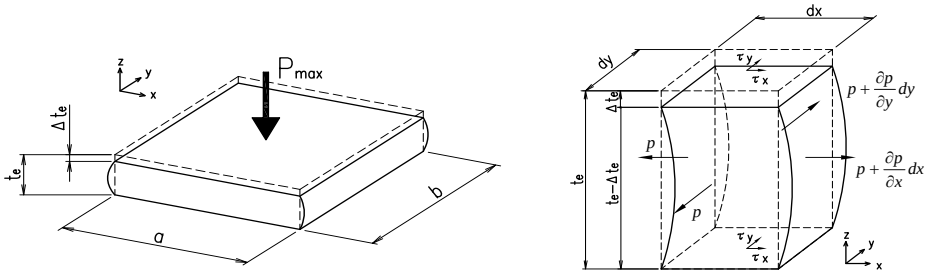


図 2.26 ゴムの圧縮変形

拘束がなく自由に変形できるものと考えると，このときの基礎方程式は,

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 p}{\partial y^2}=-\frac{12G\times\Delta t_e}{{t_e}^3} \tag{2.2}$$

により与えられる.

ここで,

p：ゴム体の任意の断面に生じる応力，G：せん断弾性係数，Δte：圧縮たわみ量，te：変形前のゴム厚み

である.

なお，この誘導に際しては，以下の 3 つの仮定が設けられている.

1)ゴム側面には放物線上の変形が生じる

2)ゴムに発生する応力 p は静水圧的等方性を有し，上記の放物線上では等値である

$$p_x+p_y+p_z=p \tag{2.3}$$

3)ゴムは非圧縮性を有する

$$\varepsilon_x+\varepsilon_y+\varepsilon_z=0 \tag{2.4}$$

また，Rejcha は矩形断面のゴム支承に対して式を解き p の一般解を求めており，Fourier 級数 C_p を用いて,

$$p(x,y)=C_p\times\frac{a^2G\times\Delta t_e}{{t_e}^3} \tag{2.4}$$

となることを示している.

これらのことから，ゴム支承の縦弾性係数 E_c を誘導するため，式による微小断面の応力 p をゴム支承断面全体(面積 A=ab)に対して積分し，このときの平均応力度 f を求めると,

$$f=\frac{P_{max}}{A}=\frac{1}{A}\int_A p(x,y)dA=\frac{G}{C_t}\times\frac{a^2}{{t_e}^2}\varepsilon_c=E_c\varepsilon_c \tag{2.6}$$

となる．ここで,

Ec：圧縮たわみ量 Δte によって生じる圧縮ひずみ量

である.

よって，${E_c}^i$ を非圧縮性(incompressibility)を仮定した場合の縦弾性係数とし，形状係数 S および算出係数 C を用いて整理すると,

$$E_c{}^i = \frac{4}{C_t}\left(\frac{a}{b}+1\right)^2 \times S^2G = C \times S^2G \tag{2.7}$$

$$C_t = \frac{\pi^4}{96\sum_{m=1,3,5\cdots}^{\infty}\frac{1}{m^4}\left(1-\frac{2}{m\pi}\frac{a}{b}tanh\frac{m\pi b}{2a}\right)}$$

と表現することができる．式の算出係数 C は Ct の Fourier 級数を含んでいるため，パラメータとなるゴムの辺長比 a/b に対して解を求めると図 2.27 を得ることができる．この図から正方形断面(a/b=1)あるいは 1 辺(b)が非常に大きい帯状断面(a/b=0)に着目すると，

正方形　：　$E_c{}^i = 6.73 \times S^2G$ (2.8)

帯状　　：　$E_c{}^i = 4.0 \times S^2G$ (2.9)

となる理論式が求まり，これは Kelly が示している解と同じ結果である．

一方で, 橋梁用ゴム支承の設計式として従来(1991 年版)は服部･武井式が採用されており，縦弾性係数を見かけの弾性係数 E_{ap} として，

矩形　　：　$E_c{}^i = E_{ap} = \left(3+6.58S^2\right)G$ (2.10)

帯状　　：　$E_c{}^i = E_{ap} = \left(4+3.29S^2\right)G$ (2.11)

としている．この服部・武井式は微小弾性ひずみ理論に基づいてエネルギーの釣り合い方程式を解いた近似式であるが，理論式から求まる式(2.7)とは差はほとんどなく，特に正方形断面における S<40 以下の範囲ではその差は 2%程度と非常に小さい．ただし，式(2.7)の理論式では図 2.27 に示したようにゴムの辺長比が異なることにより算出係数 C が変化するが，式(2.10)，式(2.11)を用いた道路橋支承便覧(1991 年版)の設計法ではそれぞれの断面形状によって一定値の係数を採用しており，また矩形と帯状の設計上の境界をゴムの辺長比で a/b<0.5，a/b>2 と規定している．このような手法に対して，ゴム形状が変化することによる弾性係数への影響度を求めた結果を図 2.28 に示す．この図から S が大きくなるにつれて，多少の誤差が確認できるが全体的には非圧縮性を仮定した理論式と道路橋支承便覧による設計手法とは比較的良く一致していることが分かる．

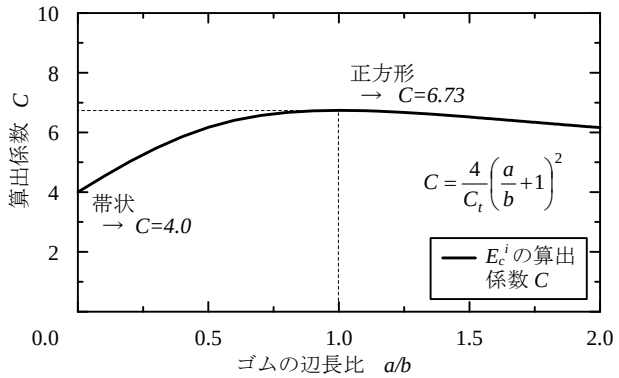


図 2.27　非圧縮性を仮定した理論式の算出係数 C

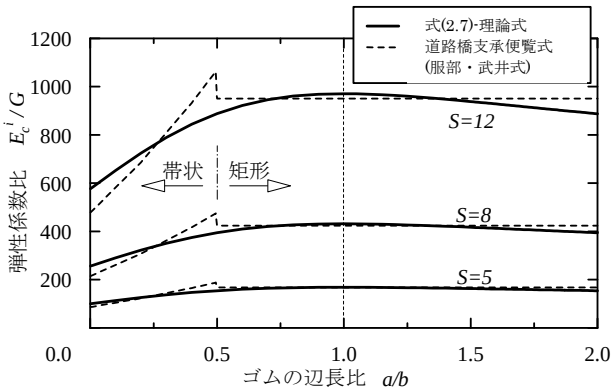


図 2.28　非圧縮性の理論式と道路橋支承便覧式(1991 年版)の比較

(3) 圧縮性を考慮したモデル

次にゴムの体積弾性係数 E_b に起因する体積圧縮性を考慮したモデルについて検討を行う．Kelly は非圧縮性を仮定したモデル化から圧縮性を考慮したモデルへと拡張させており，非圧縮性を表現した式を

$$\varepsilon_x+\varepsilon_y+\varepsilon_z=-\frac{p}{E_b} \tag{2.12}$$

と置き換え，その結果，式の基礎方程式は,

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 p}{\partial y^2}-\frac{12p}{{t_e}^2}\frac{G}{E_b}=-\frac{12G\times\Delta t_e}{{t_e}^3} \tag{2.13}$$

となることを示している．これを正方形断面に対して解くと,

$$p(x,y)=E_b\varepsilon_c\left\{1-\frac{\cosh\lambda(x-a/2)}{\cosh\lambda\, a/2}-C_f\right\} \tag{2.14}$$

$$C_f=\sum_{m=1,3,5\cdots}^{\infty}\frac{4\lambda^2}{m\pi\ {\alpha_m}^2}\frac{\cosh\alpha_m y}{\cosh\alpha_m a/2}\sin m\pi x/a$$

となり，この p の一般解から先と同様に縦弾性係数 E_c を誘導すると,

$${E_c}^b=E_b\left(1-\frac{1}{\beta}\tanh\beta-\frac{8}{\pi^2}\sum_{m=1,3,5\cdots}^{\infty}\frac{\beta^2}{m^2{\beta_m}^2}\frac{1}{\beta_m}\tanh\beta_m\right) \tag{2.15}$$

を得ることができる.

ここで，${E_c}^b$ は体積圧縮性(bulk compressibility)を考慮した時の縦弾性係数であり，また，β および β_{m}(λ および α_{m})は,

$$\beta=\frac{\lambda a}{2}=\left(\frac{48G}{E_b}\right)^{\frac{1}{2}}\times S\quad,\quad \beta_m=\frac{\alpha_m a}{2}=\left(\beta^2+\frac{m^2\pi^2}{4}\right)^{\frac{1}{2}} \tag{2.16}$$

として，S を含む関数で与えられる.

一方，Lindley は見かけの弾性係数 E_{ap} と体積弾性係数 E_b との直列モデルにより評価しており，これは，ゴムの材料特性による補正係数を用いた近似解として以下のように表される.

$$E_c{}^b = \frac{1}{\frac{1}{E_{ap}}+\frac{1}{E_b}} = \frac{1}{\frac{1}{E_0\left(1+2\kappa S^2\right)}+\frac{1}{E_b}} \tag{2.17}$$

ここで,

E_0：ゴム材料の弾性係数，κ ：ゴムの硬度による補正係数

である.

さらに道路橋支承便覧の改訂による設計式(2004 年版)に着目すると, 実験データの分布から実験回帰式として,

$$E_c{}^e = \alpha\ \beta \times SG = 35 \times SG \tag{2.18}$$

が示されている.

ここで，$E_c{}^e$ は実験式(empirical formula)として求めた縦弾性係数であり，また，α，β についてはゴム支承の種類，平面形状による係数で，矩形の積層ゴム支承の場合では，$\alpha\ \beta$ =35 とされている.

以上，圧縮性を考慮したモデル $E_c{}^b$ として式(2.15)，式(2.17)の 2 種類および実験値を表現したモデル $E_c{}^e$ として式(2.18)による算出方法を示したが，ここで，これらの評価式の特性を把握するため，各係数値を表 2.10 のように設定して試算した結果を図 2.29 に示す.

なお, 同図には先の非圧縮性を仮定したモデル $E_c{}^i$(式(2.7))による算出結果もあわせて示している．この図から形状係数 S が 5 程度までは，どの評価式もほぼ同じ特性を示しているが，S が大きくなるにつれて，$E_c{}^i$ と $E_c{}^b$ との間には大きな差が生じることが分かる．力学的に見ても積層構成をより多層とし，ゴムの拘束効果を向上させて E_c の増大を図っても，材料のもつ体積弾性係数以上まで硬くすることはできないため，$E_c{}^i$ は S が大きい場合では不合理な数値を与えていることになる．一方，$E_c{}^b$ は E_b の数値に漸近する傾向を示しており，実際の圧縮特性に近い状態を表現しているものと考えられる．また，実験回帰式 $E_c{}^e$ は体積弾性係数 E_b の影響を考慮に入れたモデルであると捉えることができ，また同時に，橋梁用ゴム支承においても S>5 となる場合には，ゴム材料の体積弾性係数を考慮した評価モデルを採用する必要性があると判断できる．なお，式(2.18)の実験式は $5<S<11$ の供試体における実験データを対象として作成されているが，この範囲を超えても S=20 程度までは理論式と整合性が良いことが確認できる.

以上のことから，多積層構造となる支承においては，圧縮性を考慮したモデルによる評価を行う必要があり，形状係数が大きい支承の場合には，特に留意が必要である．本研究で提案しているハイブリット支承では，多層構造とすることが設計的に可能であるため，その鉛直剛性の算出においては，形状係数が 20 程度以下であれば，式(2.18)による実験回帰式を用い，それ以上になる場合には，式(2.15)または(2.17)による評価を用いることで精度良く支承の特性を表現できるものと考えられる.

表 2.10　ゴムの物理定数

項目	係数値
せん断弾性係数 G (MPa)	1.06
ゴム材料の弾性係数　E_0 (MPa)	4.45
ゴムの硬度による補正係数　κ	0.57
体積弾性係数 E_b (MPa)	1150

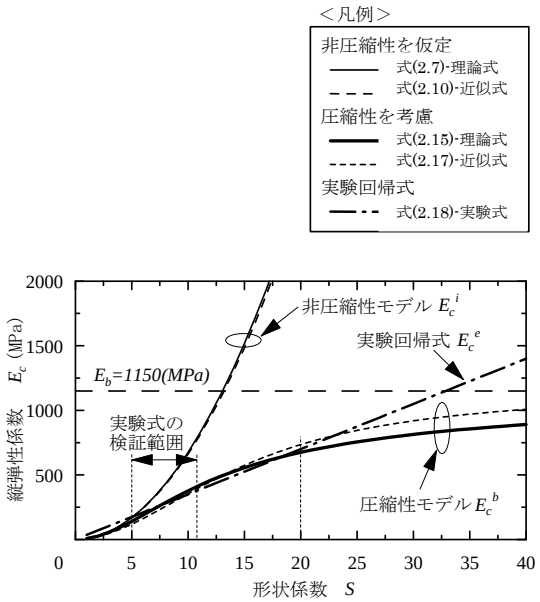


図 2.29　各評価モデルによる E_c の特性値

2.3.5 まとめ

本研究では，地震時水平力分散橋梁において，耐震性向上のために橋梁全体系として必要なゴムの剛性(固有周期)を他の設計条件(橋桁のたわみ変形等の橋梁諸元による制約)にとらわれずに，任意に設定可能なゴム支承のさらなる高機能化を目指した検討を行い，密閉ゴムによる回転機構と積層ゴムによる変位追随機能とを複合させたハイブリッド支承を提案した．

本支承の性能および適用性の検討により，提案した支承構造は，回転追随性と水平荷重支持を密閉ゴム構造と積層ゴム構造に分割でき，それぞれを個別に断面設定が可能となること，また，各性能は通常のゴム支承の特性と変化はなく安定していること，さらには，試設計を通して，ゴム支承の断面決定には，地震時水平力だけではなく，常時の荷重条件(鉛直荷重，回転変位追随)等が大きく関与しており，従来の機能一体型の支承では不合理な設計となるケースがあることを示した．

多積層のゴム支承の鉛直剛性評価については，ゴム材料自体の微小な体積圧縮性を考慮した理論式の誘導を行うことで，その考慮の重要性を明らかにした．

2.4 まとめ

橋梁構造物の耐震性能向上を目的とした積極的な長周期化，減衰性能の付与を目指した構造の検討を行う前に，本章では，軟弱地盤に建設される橋梁や橋桁のたわみ変形が大きく，支承部への回転変位の影響が大きい橋梁などを想定して，多点固定形式や弾性支持形式による疑似固定型の支承構造を用いた設計についての検討を行った．

それぞれ得られた知見を整理すると以下の通りである．

(1) 多点固定橋梁を想定した新しい支承構造による耐震性向上策

・固定支持条件の支承に適した材料として，高硬度の特徴を有するウレタンゴムに着目し，諸外国における基準や技術知見を参照して新しい支承構造の提案を行い，支承部に要求される各性能評価に関する実験的検討によって，提案した支承は所定の性能を有していることが確認できた．

・耐震性の観点から考えた場合，ピン支承などのように構造高が高い支承の場合，地震時慣性力の作用位置が高くなり，大きなモーメントの影響を受けやすい欠点がある．ウレタンゴムを用いた支承構造は，その材料・構造上の特徴から支承高さを低く抑えることができるため，合理的な断面設定が可能である．

・鋼鈑桁橋の耐震性を考える場合，想定外地震動が発生した場合においても，橋桁の損傷は可能な限り避け，支承部を損傷させた方が合理的であると考えられる．この場合，支承部の鋼部材が破断した後も，ゴムの弾性変形によって，変位追随可能な構造が望ましいが，ウレタンゴムのせん断変形性能を確認した結果，設計水平震度 1.0 相当の水平力に対しても弾性機能を維持できることが分かった．

・従来は載荷試験装置の制約から安全性の確認が困難であった大型支承における評価についても，実験的検討と FEM 解析によるひずみ照査を併用することで，その推定が可能となる検証手法を提案し，その検証事例を示した．

(2) 地震時水平力分散橋梁を想定した新しい支承構造による耐震性向上策

・ゴム支承の水平バネ特性は，耐震性向上を実現する最適な固有周期となるように自由に設定できることが望ましいが，支承部には地震時水平力以外にも，鉛直荷重・回転変位等，各種の性能が求められる．特に鋼鈑桁橋などのように，比較的，支点の回転角度が大きい場合には，回転変位追随性を確保するために，ゴム支承の断面設定が影響を受けていることを試設計を通して示した．

・上記の問題点を解決するため，支承機能を 1 つの支承構造内で分割した新しい支承構造を提案し，その性能検証を行った結果，回転変位追随性と水平荷重支持機能は，2 つの部材でそれぞれ分割させて機能することを確認した．

また，このことにより，耐震性向上の観点から任意の固有周期を設定可能な支承構造を提案することができた．

・回転機能をゴム本体から分離した支承であるため，ゴムの積層構造を多積層として，交通振動の抑制などを目的とした支承部の鉛直剛性の向上なども期待できる．このとき，従来の橋梁用支承の鉛直剛性の設計式は，比較的，積層構成の少ない支承を対象に設定されているため，本研究では，ゴムの体積圧縮性を考慮した理論式を展開し，既往の実験式などと比較を行った．その結果，ゴムの体積圧縮性を考慮した評価式を用いることの必要性および実験式の適用限界は形状係数 20 程度以下であることを示した．

以上のことから，提案した支承構造を用いることで，橋梁条件に適した耐震性向上を行うことが可能であること，その有効性を明らかにした．

第２章の参考文献

【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，丸善，1996，2002

[2]吉澤努，川神雅秀，楊光遠：支承形式に対する地盤と橋の共振に関する検討，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.56，pp. 596-597，2001

[3]宇野裕恵，松田泰治，宮本宏一，柚木浩一，長悟史，田中翔，篠田隆作：温度による桁の収縮の影響を考慮した PC 多点固定橋の応答評価に関する一考察，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.65，pp.273-282，2009

[4]Ronald J.Watson：Highload Multirotational Bearings for Concrete Bridges，2004

[5]AASHTO：AASHTO LRFD Bridge Construction Specification 3rd Edition 2010

[6]例えば，RJ Watsonhttp://www.rjwatson.com/bearings/Disktron/

TechStarhttp://www.techstar-inc.com/products/bearing-systems/disk-bearings

ESCOhttp://www.enrtech.co.kr/eng/pro/disk-bearing.asp

DSLhttp://www.bridgedsl.com/english/products_bb.asp

Jsons ENGG. CORPNhttp://jsonsbearings.com/disc_bearings.html

[7]原田ら：密閉ゴム支承板支承の耐久性に関する研究(２)：土木学会第 59 回年次学術講演会，I-514，2004

[8] 日本道路協会：道路橋支承便覧，1973, 1991, 2004.

[9] 土木研究センター：道路橋の免震設計法マニュアル，1992.

[10]大森隆，土田貴之：ゴム支承を有する RC 多径間連続高架橋の橋長決定に関する検討，土木学会年次学術講演会講演概要集第 1 部(A)，Vol.54，586-587，Vol.54，1999

[11] 保坂鐵矢，松尾仁，伊関治郎，池永雅良：地震時水平力分散機能を有するゴム支承の構造的検討，土木学会年次学術講演会講演概要集第 1 部，Vol.58，pp. 1313-1314， 2003

[12] 姫野岳彦，鵜野禎史，本間慶一，森田泰玄：ゴム支承の高機能化を実現させた新しい支承構造の提案，土木学会，平成 18 年度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，Vol.9，pp.447-452，2006

[13] 加藤亨二，中村昌弘：減衰性能を向上させた地震時水平力分散型ゴム支承の開発(その 1)，年次学術講演会講演概要集，Vol.62，I-473，2007

[14] 中村昌弘，加藤亨二：減衰性能を向上させた地震時水平力分散型ゴム支承の開発(その 2)，年次学術講演会講演概要集，Vol.62，I-474，2007

[15] 土木研究所，構造計画研究所，パシフィックコンサルタンツ，八千代エンジニヤリング，オイレス工業，川口金属工業，三協オイルレス工業，日本鋳造，ビービーエム：すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法の開発に関する共同研究報告書(その１)，2005.07

[16]日本鉄道車輌工業会：改訂新版　防振ゴム，現代工学社，1957

[17]Rejcha,C : Design of elastomer bridges, Journal of the Prestressed Concrete Institute, Vol.9,No.5,pp.62-78,1964

[18]Lindley, P.B : Load-compression relationships of rubber units, Journal of Strain Analysis, I(3), pp.190-195, 1996

[19]Kelly, J.M : Earthquake-Resistant Design with Rubber, Springer-Verlag, pp.69-87,1997

第３章

高減衰性能を期待した免震デバイスの性能評価

3.1 概要

阪神淡路大震災や東日本大震災など，日本では，過去に非常に大きな地震被害に遭遇し，橋梁をはじめとした重要な社会資本が甚大な被害に見舞われた経験から，合理的に構造物を守るための手法として，免震設計法の採用が広まり，多くの実績を積み重ねてきている．このとき，この設計法の「かなめ」となるのが，アイソレーション機能と復元力機能に加えて，減衰性能を合わせもつ免震ゴム支承である．

これまでに，免震ゴム支承として多くの採用事例を有する構造には，一般に LRB(鉛プラグ入り積層ゴム支承)と HDR(高減衰ゴム積層ゴム支承)の 2 種類がある．これらは，免震ゴム支承として重要な減衰性能を発揮する部材が異なっており，それぞれ，鉛プラグの塑性変形または特殊配合ゴムの粘性・摩擦減衰性能を期待した支承である．

LRB は，1982 年にニュージーランドの W.H.Robinson により発明[1]され，日本をはじめ，世界中に普及が進んだ技術である．特に日本では，1991 年に我が国初の免震橋として，LRB を用いた宮川橋(静岡県：3 径間連続鋼鈑桁橋)が，その後，山あげ大橋(栃木県：6 径間連続 PC 箱桁橋)が HDR を採用してそれぞれ建設され，実橋梁における振動特性の評価[2]や 10 年経過後に支承を取り出し，経年的な性能変化についての検証[3]など，様々な検討がなされ，現在の免震設計およびその信頼性の基礎が構築されている．加えて，地震時おける支承部の性能・挙動評価に関する検討が積極的に行われ，設計基準として制定されている手法[4]の他にも，例えば，天然ゴム系支承や免震ゴム支承を対象に２方向加力試験を行い，その履歴特性を弾塑性モデルにより理論的に導き，精緻な同定を行った研究などもその一例である[5]．加えて，2011 年の東北地方太平洋沖地震では，LRB を用いた免震構造の建物における効果が実挙動データとして確認[6]されており，地震後の維持管理・復旧性を含めて，その優位性は高く，耐震性能の向上を論じる際には欠かせないものであると考えられる．

しかしながら，一方では，これらの免震ゴム支承を用いて長周期化および減衰性能の向上を目指した設計を行っても，地震時の変位応答の増大は避けられず，桁遊間量の確保や伸縮装置の肥大化などの問題が生じるケースがあることも事実である．そのような橋梁においては，更なる減衰性能を付与するために，支承部とは別にダンパーを設置して応答低減を図る研究なども行われている[7],[8],[9]など．これらは，制震橋として，長周期化よりも減衰の付与に主眼を置いた設計法として議論がなされている傾向にある．この場合，高

い減衰力を付与するために，粘性体を用いたシリンダー系のダンパーや，鋼材の塑性変形を利用した座屈拘束型・せん断降伏型・曲げ降伏型の鋼製ダンパー，さらには，摩擦力を利用した摩擦ダンパーなど，多種多様な検討が進められている．

本研究では，従来の免震ゴム支承では吸収しきれていない応答変位の増大を支承とは別構造としてダンパー等で対応するのではなく，免震ゴム支承自身の高機能化によって改善を図ることを目標とした検討を行った．具体的には，減衰性能の向上を実現させた新しい免震ゴム支承構造を考案し，その地震時における水平履歴特性を検証するために，動的な載荷実験を行い，特に載荷速度や面圧条件，外気の温度条件等に対する性能安定性についての検証を実施した．また，同時に，橋梁用支承として必要な交通荷重に対する疲労耐久性，橋桁の温度伸縮に対する繰り返しせん断ひずみに対する安定性などについても確認を行った．これらのことから，考案した支承が実際に橋梁構造物の免震ゴム支承として適用できることを明かにした．

また，高い減衰性能を設計に反映するために必要なモデル化に関する検討を行い，本支承を構成する要素ごとに個別に評価して足し合わせることで，その非線形履歴特性を適切に評価できることを示した．さらには，構築した設計モデルを用いて，橋梁構造物における応答低減効果を動的応答解析により検証し，従来の免震ゴム支承に比べて，周期特性を変えることなく，減衰付与による高い応答低減効果を期待できることを示した．

3.2 複合型免震支承の提案

免震ゴム支承としては，従来，LRB と HDR の 2 種類が用いられてきた．その特徴は，LRB は，天然ゴム材料と鉛プラグを組み合わせた構造であり，鉛の塑性変形により減衰性能を，天然ゴムの弾性支持性能によって，長周期化および復元力を期待している．一方，HDR は，ゴム自体に特殊な配合設計を行い，ゴム材料自体に粘性抵抗や摩擦抵抗などを付与することで，減衰性能と弾性支持性能の両方を期待した構造となっている．

本研究で対象した複合型免震ゴム支承は，減衰性能の向上に着目していることから，従来は，それぞれの支承形式によって，分けて使われていた 2 つの減衰部材(鉛プラグと高減衰ゴム)を 1 つの支承の中で複合させて用いることに発想の出発点とした．端的に表現すれば，LRB で用いていた天然ゴムを高減衰ゴム(HDR)に置き換えた支承構造である．(図 3.1)

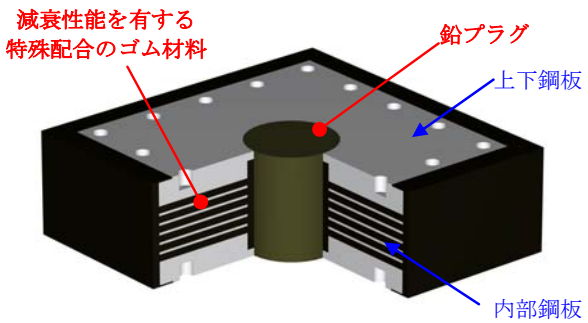


図 3.1　複合型免震ゴム支承

このような支承を本研究では 2 つの減衰要素を組み合わせた「複合型免震ゴム支承」と呼ぶ．ここで期待する効果は，2 つの減衰部材が同時に作用することで，支承部の減衰性能が高まり，ひいては橋梁構造物全体の安全性向上が期待できる点にあり，なおかつ，支承部でそれを実現することで，ダンパー等の複数の構造部材を追加せずに，コスト面，維持管理面などの観点からもメリットが得られるものである．

この複合型免震ゴム支承が有する減衰性能を確認するため，基礎的な水平載荷試験を実施した結果を図 3.2 に示す．この試験では，死荷重相当の鉛直荷重を載荷した状態で，ゴムにせん断ひずみγ=175%に相当する変位を加振周期 2 秒で正負 11 回与えている．この結果，複合型免震ゴム支承による荷重-変位関係の履歴曲線は非常に大きな面積を有しており，従来型の免震支承(ここでは，HDRS(HDRS は HDR をベースに減衰性能向上をさせた現在では一般的に用いられている免震ゴム支承))の設計モデルと比較すると，等価剛性(最大荷重点)はほぼ同じでありながら，減衰性能(エネルギー吸収量＝履歴面積)が大きいことが分かる．等価剛性が同等であるということは，固有周期や各橋脚への水平荷重の分担比率などについては従来の設計と大きく変わらずに，純粋に履歴吸収エネルギーのみを増加させる効果が期待できるものと考えられる．

また，各せん断ひずみ時における水平履歴特性を図 3.3 に示す．各ループにおいて常に安定した大きな履歴面積を有する軌跡を描いており，高い減衰性能が期待できることが伺える．また，このように，せん断ひずみの大きさによって特性が変化する傾向は，従来の免震ゴム支承と同様であり，LRB，HDRS との減衰性能の比較結果を図 3.4 に示す．このように，1 つの部材でエネルギー吸収を行っていた LRB，HDR に比べると，複合型免震ゴム支承は，どのせん断ひずみ域においても高い減衰性能を発揮することが分かる．

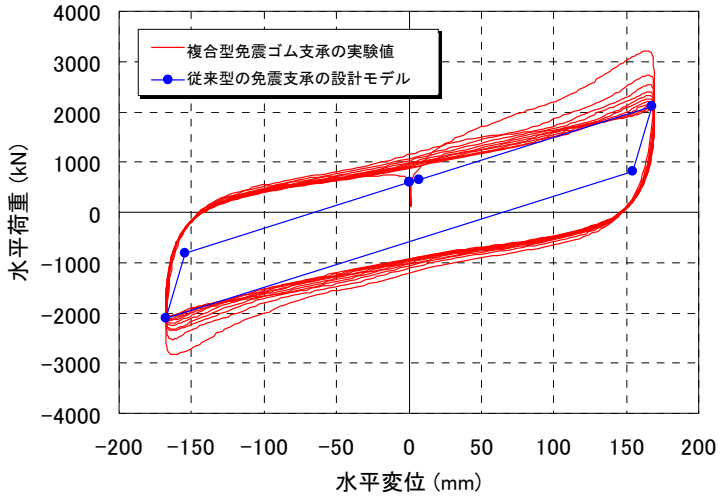


図 3.2　複合型免震ゴム支承エネルギー吸収面積

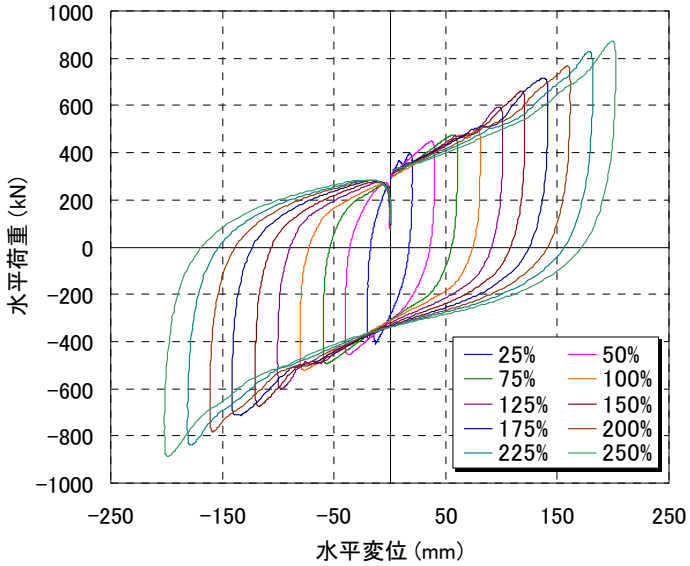


図 3.3　複合型免震ゴム支承のせん断ひずみ依存性

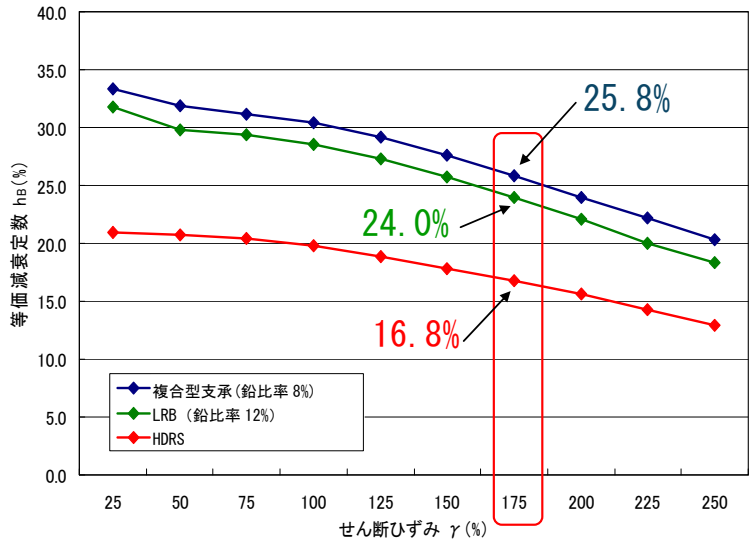


図 3.4　減衰性能の比較（せん断ひずみ依存性）

なお，ここで，鉛プラグを有する支承は，ゴム面積に対する鉛の量によって減衰性能が異なるため，LRB では，現在，実用化されているもっとも鉛量の多い鉛比率(鉛面積/ゴム面積)12%の特性値を，複合型免震ゴム支承は，それよりも少ない 8%での実験結果を示す．複合型免震ゴム支承は，LRB よりも少ない鉛量でも，高減衰ゴム材料の効果により減衰性能が向上されていることが分かる．言い換えれば，複合型免震ゴム支承においては，鉛量を増加させれば更なる減衰性能の向上も期待できる．

3.3 支承性能の検証実験

複合型免震ゴム支承の橋梁用支承としての適用性を検証するために，常時の繰り返し載荷に対する疲労耐久性および地震時に想定される載荷速度，面圧条件，外気温度等に対する依存性，さらには，せん断変形性能の評価を行うために，各種載荷試験を実施した[9]．以下にその結果について示す．

3.3.1 材料特性

道路橋支承便覧[10]におけるゴム支承材料への要求性能値を参考とし，土木構造物として長期間の外気に晒される環境や上部構造重量を支持する荷重条件等を考慮し，材料が有する耐荷力・耐久性・耐候性等の評価を実施した．

なお，本支承に用いる材料には，ゴム・鋼板・鉛の 3 種類があるが、鋼板および鉛は JIS 規格品であり，特に鉛については，99.9%以上の純鉛を使用することとし，これは従来の LRB と同等であるため，ここでの評価からは除外した．よって，以下には，高減衰ゴム材料に関しての評価結果を示す．

表 3.1 に試験結果を示す．ここでの試験項目は，

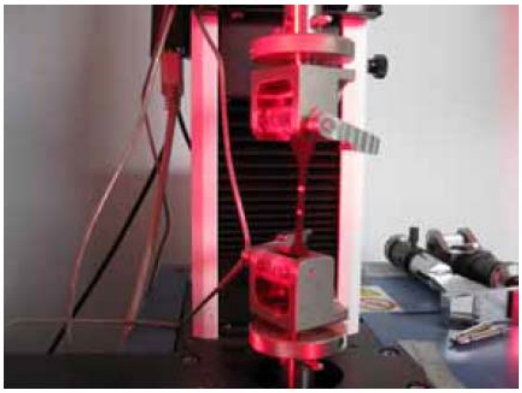
・ポリマー定性　　：　ゴムの主成分であるポリマーの構成・主成分を同定する試験
・全ポリマー定量　：　ポリマー定性で確認した成分がゴム全体に対して含まれる割合を計測する試験
・補強材の定量　　：　ポリマー以外に含まれる補強材（カーボン等）の割合を計測する試験
・灰分の定量　　：　ゴムの中に含まれる灰分の割合を計測する試験

を示すものであり，各試験項目ともこれを満足するゴム材料であり，高減衰ゴムと定義されるものであることが分かる．

表 3.1　ゴム材料の化学成分

試験項目	単位	高減衰ゴムの規格値	測定値	適用規格
ポリマー定性	－	NR・合成ゴム	NR・合成ゴム	JIS K 6231、JIS K 6230
全ポリマー定量	%	40 以上	61.0	JIS K 6226-1
補強材の定量	%	10～45	35.8	JIS K 6226-1、JIS K 6227
灰分の定量	%	10 以下	3.2	JIS K 6226-1、JIS K 6228





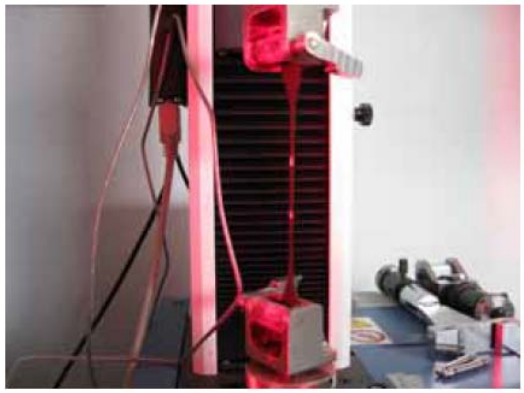


写真 3.1　ダンベル試験片の採取および引張試験状況

次に，表 3.1 に示した化学成分を有するゴム材料に対して，物理的強度，耐久性評価等に関する材料試験を実施した．写真 3.1 は，引張試験用供試体の採取および引張試験状況を示している．

表 3.2 に各試験項目および試験結果について示す．それぞれの評価内容は，橋梁用支承の性能の観点からは以下のように整理できる．

・破断伸び，引張強さ試験

ゴムに静的な引張力を作用させて，ゴムが破断する際の強度および伸びを計測する．本性能は，ゴム支承のせん断変形性能に関連するものである．

(所定の伸び性能、強度以上が要求される)

・老化試験

70℃の恒温槽に 72 時間材料を保管し，熱影響による老化を生じさせた供試体に対して，老化前の供試体を比較し，

①25%の引張伸びを与えた時の引張強度に関する変化率

②破断伸びに関する変化率

表 3.2　ゴム材料の物理的性質

試験項目		単位	高減衰ゴムの規格値	測定値	試験方法
破断伸び		%	550 以上	610	引張試験
引張強さ		MPa	10 以上	14.2	JIS K 6251
老化試験	25%伸長応力変化率	%	－10～＋100 (70℃×72hr)	+33	空気加熱老化試験 JIS K 6257
	伸び変化率	%	－50 以上 (70℃×72hr)	-20	
圧縮永久ひずみ率		%	35 以下 (70℃×24hr)	27	圧縮永久ひずみ試験 JIS K 6262
耐寒性		－	衝撃ぜい化温度が －30℃以下で あること (寒冷地では －40℃以下)	-44	低温衝撃ぜい化試験 JIS K 6261

を計測する．本性能は，土木構造物として晒される外気温に対する老化抵抗力の評価に関連するものである．(変化率が少ない方が安定した材料)

・圧縮永久ひずみ率

所定の圧縮力を与えたゴム材料を 70℃の恒温槽に 24 時間保管し,圧縮力を解放した際に残留した圧縮ひずみ量を測定する．本性能は，支承としてのクリープ特性に関連するものである．

(ひずみ率が小さい方がクリープ量は小さくなる)

・耐寒性

ゴム材料を低温条件下に保管し，衝撃的な外力を与えた際に，ゴムが弾性的な性質を失い，亀裂等の損傷が発生する温度を計測する．本性能は，冬期におけるゴム支承の弾性挙動評価に関連するものである．

(低い温度まで弾性挙動を失わない材料ほど、特に寒冷地への適用性が高い)

以上の結果から，本支承に用いたゴム材料は，高減衰ゴムの規格値を満足し，強度や耐久性の観点においても支承用材料として適切なものであることが確認できた．

3.3.2　圧縮疲労特性

免震ゴム支承としての長期耐久性を確認するため，交通荷重の変動を想定して，鉛直荷重の繰り返し経験前後の非線形履歴特性への影響を確認する．

供試体の形状を図 3.5 に示す．

試験条件は，圧縮疲労試験として，橋桁の温度伸縮量に相当するせん断ひずみ 70%の変位量を与えた状態で，鉛直荷重を 5.5～12MPa に相当する範囲で合計 200 万回の繰り返し加振を行う．このときの加振周期は動的な条件とし，周期 0.5sec(2Hz)に設定する(表 3.3).
また，上記の疲労試験前後において，供試体の非線形履歴特性の変化を測定するために，地震時の振動を想定した動的加振として水平性能試験を行う(表 3.4).

これらの載荷ステップをすると，以下の通りである．

1) 水平性能試験　・・・　疲労試験前の複合型免震支承の地震時性能を確認する
2) 圧縮疲労試験　・・・　交通荷重を想定した載荷を合計 200 万回与える
3) 水平性能試験　・・・　疲労試験後の複合型免震支承の地震時性能を確認する

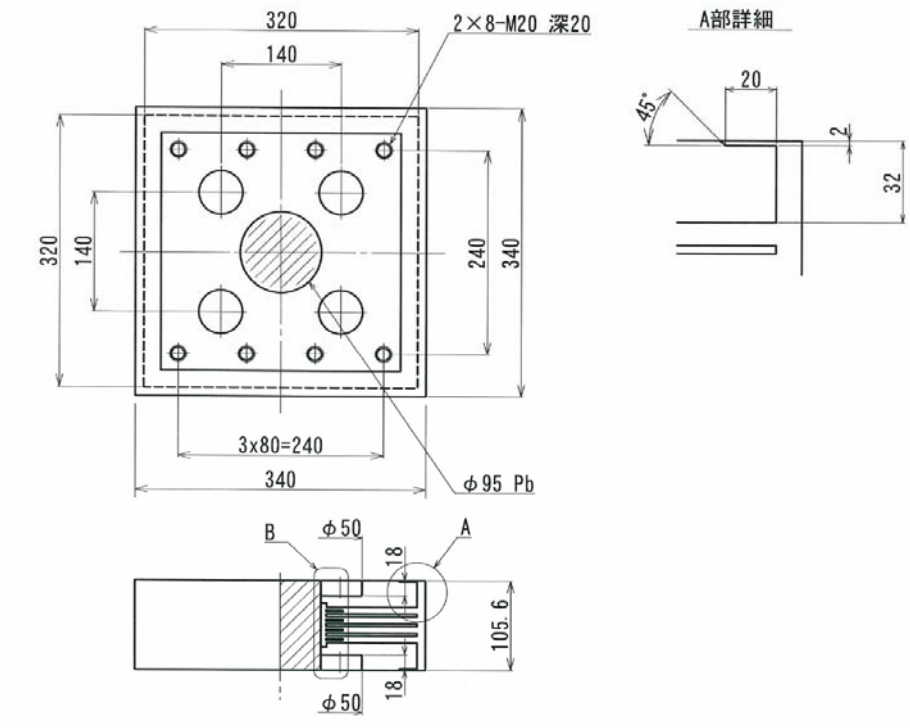


図 3.5　供試体形状

表 3.3　圧縮疲労試験条件

試験温度	常温
鉛直荷重	面圧 5.5～12MPa (鉛面積を除く，有効支圧面積に対して面圧を設定)
水平変位	22.4mm (せん断ひずみ 70%) 一定の変位に固定する
鉛直加振周期	2Hz
鉛直加振回数	200 万回

表 3.4　水平特性試験条件

試験温度	+23℃(恒温槽で温度保持した供試体を常温下で載荷)
鉛直荷重	面圧 6.0MPa (鉛面積を除く，有効支圧面積に対して面圧を設定)
水平変位	±56mm (せん断ひずみ 175%)
水平加振周期	2sec(0.5Hz)
水平加振回数	圧縮疲労試験 50 万回終了前後でそれぞれ 11 回



写真 3.2　鉛直載荷能力 200t の２軸(鉛直＋水平)載荷装置　※水平方向に動的加振が可能

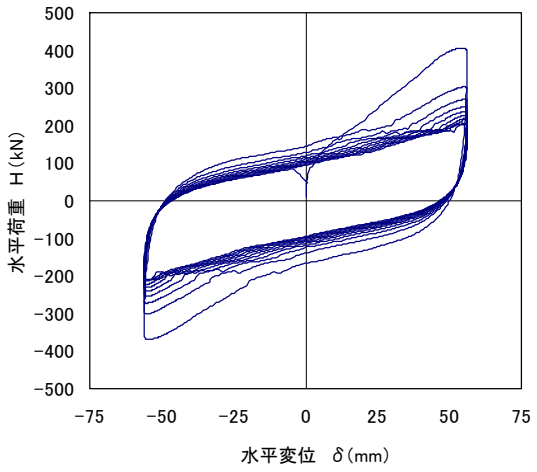
また，本試験(水平性能試験)に用いる試験装置の外観を写真 3.2 に示す.

本載荷装置は，鉛直アクチュエーターと水平アクチュエーターの 2 つの加振軸を有しており，供試体に 2 軸での載荷が可能な構成となっている.

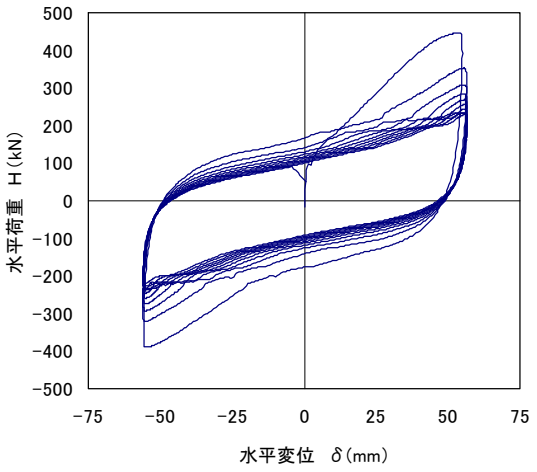
一方，圧縮疲労試験には，交通荷重を想定した 200 万回の疲労促進を行うため，鉛直方向に動的加振が可能な写真 3.3 に示す載荷装置を用いた.



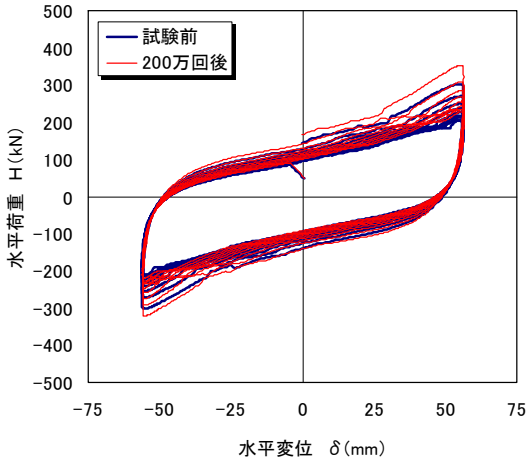
写真 3.3 鉛直載荷能力 300t の 2 軸(鉛直＋水平)載荷装置　※鉛直方向に動的加振が可能



(a) 圧縮疲労試験前



(b) 圧縮疲労試験後(200 万回後)



(c) 疲労試験全後の重ね合わせ(2～11 回加振)

図 3.6　圧縮疲労試験結果

実験により得られた荷重-変位関係(非線形履歴曲線)を図 3.6 に示す.

圧縮疲労試験の経験前後における水平履歴特性は，両者とも履歴面積は大きく安定しており，ほぼ同一の軌跡を有していることが分かる．これは，図 3.6(c)の重ね合わせ図(支承の性能評価法として，1 波目を除外して，2～11 回目の波形により検証することが一般的であることから，ここでも同様な整理を行っている)からも明かである．このため，200 万回の動的な圧縮繰り返し載荷経験後においても，その変化量は小さく性能の変化はほとんどなく，交通荷重を支持した状態での疲労安定性を確保できていることが分かる.

3.3.3　せん断疲労特性

免震ゴム支承としての長期耐久性を確認するため，橋桁の温度伸縮による支点移動量を想定して，静的なせん断変形の繰り返し経験前後における非線形履歴特性への影響を確認する.

供試体の形状は図 3.5 と同一とする.

試験条件は，せん断疲労試験として，所定の面圧に相当する鉛直荷重を載荷した状態で，橋桁の温度伸縮量に相当するせん断ひずみ 70%の正負繰り返し加振を合計 5000 回行う．このときの加振周期は静的な条件とし，周期 180sec に設定する(表 3.5).

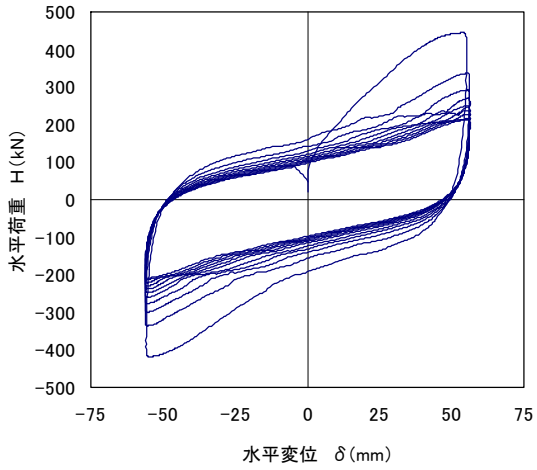
上記の疲労試験前後において，供試体の非線形履歴特性の変化を測定するために，地震時の振動を想定した動的加振を行う(表 3.6).

表 3.5　せん断疲労試験条件

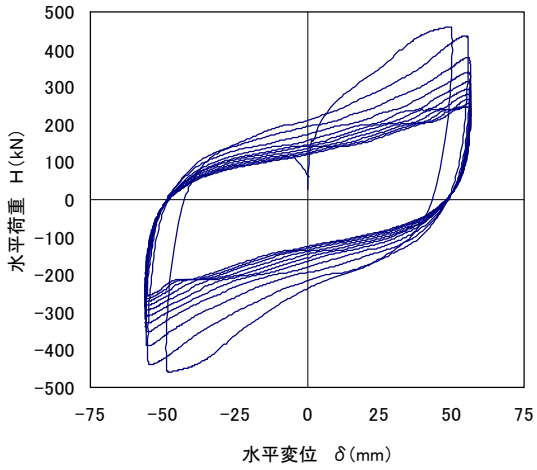
試験温度	常温
鉛直荷重	面圧 6.0MPa (鉛面積を除く，有効支圧面積に対して面圧を設定)
水平変位	±22.4mm (せん断ひずみ 70%)
水平加振周期	180sec
水平加振回数	5000 回

表 3.6　水平特性試験条件

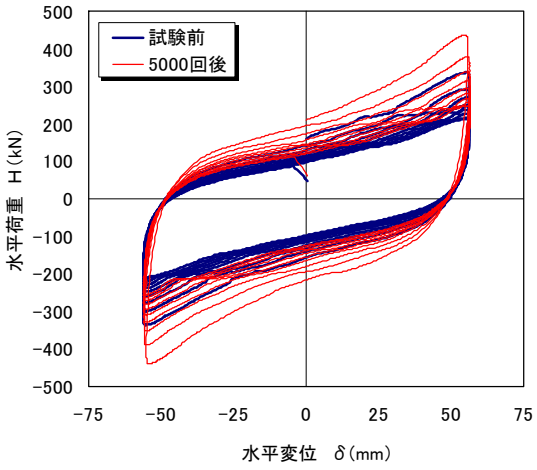
試験温度	+23℃(恒温槽で温度保持した供試体を常温下で載荷)
鉛直荷重	面圧 6.0MPa (鉛面積を除く，有効支圧面積に対して面圧を設定)
水平変位	±56mm (せん断ひずみ 175%)
水平加振周期	2.0sec(0.5Hz)
水平加振回数	せん断疲労試験終了前後でそれぞれ 11 回



(a) せん断疲労試験前



(b) せん断疲労試験後(5000 回後)



(c) 疲労試験全後の重ね合わせ(2～11 回加振)

図 3.7　せん断疲労試験結果

これらの載荷ステップをすると，以下の通りである．

1) 水平性能試験　・・・　疲労試験前の複合型免震支承の地震時性能を確認する

2) せん断疲労試験　・・・　温度伸縮量を想定した載荷を合計 5000 回与える

3) 水平性能試験　・・・　疲労試験後の複合型免震支承の地震時性能を確認する

実験により得られた荷重-変位関係(非線形履歴曲線)を図 3.7 に示す．

せん断疲労試験の経験前後における水平履歴特性は，両者とも履歴面積は大きく安定しており，ほぼ同一の軌跡を有していることが分かる．疲労試験後の履歴を詳細にみると，1～3 波形目程度までの初期載荷において剛性が上昇している傾向が伺える．これは，繰り返しせん断の影響により，ゴム材料の剛性が上昇したことが考えられる．しかしながら，動的な繰り返し載荷(地震時の繰り返し振動)を想定すれば，合計 11 回の加振の中では，疲労

試験前の挙動とほぼ同様な履歴性状に収束していることが分かる．このため，5000 回のせん断繰り返し載荷経験後においても，地震時特性に与える変化量は小さく，常時の温度変化による橋桁の伸縮に対する疲労安定性は確保できていることが分かる．

3.3.4 載荷速度に対する依存性の評価

地震時における複雑な振動波形または橋梁構造物が有する固有周期の違い等を考慮して，水平加振周期を変化させた場合の非線形履歴特性への依存性を確認する．

供試体は，先に示した図 3.5 と同一とし，試験条件は，所定の面圧に相当する鉛直荷重を載荷した状態で，正負繰り返し加振を 11 回行い，荷重および変位データの測定を実施する．詳細を表 3.7 に示す．なお，試験の順序は，周期の短い方から加振を行った．

実験により得られた荷重-変位関係(非線形履歴曲線)を図 3.8，3.9 に示す．

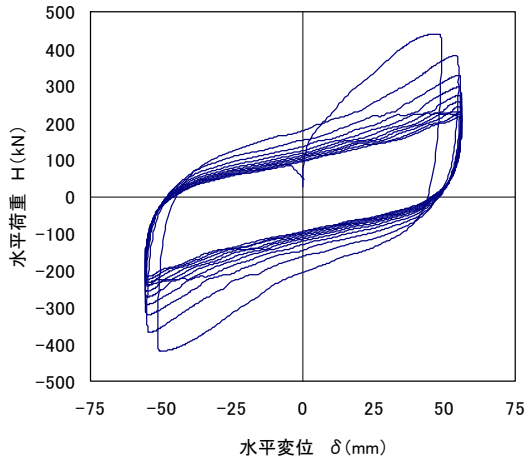
なお，ここでの重ねあわせの結果については，試験ケースが多いため，全加振ループの 11 回すべてプロットすると各試験条件での差が確認しにくい．そこで，代表値として各試験の 5 回目のループを抽出して重ね合わせたものをあわせて示す．ここで，抽出するループを 5 回目としたのは，全 11 回加振のうち，免震支承の特性値を評価する 2～11 回の 10 回ループの平均値と 5 回目の加振結果は，ほぼ一致する傾向にあることから 5 回目を選択している．

各ケースとも，履歴面積が大きく，ほぼ同一の軌跡を有していることが分かる．詳細にみると加振速度の速い(加振周期の短い)方が若干，剛性が上昇する傾向が伺える．これは，ゴム材料に高減衰ゴムを用いているため，粘性系の減衰要素が速度に反応して剛性の変化を生じさせているものと考えられる．

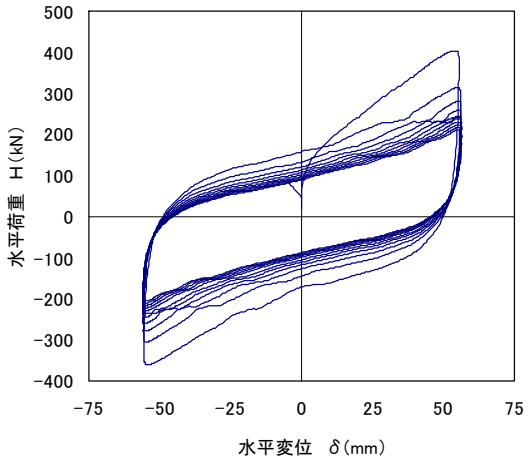
また，各載荷条件における荷重-変位関係図から，周期条件の違いによる履歴曲線(減衰性能)への影響は小さいことが確認できる．

表 3.7　周期依存性試験条件

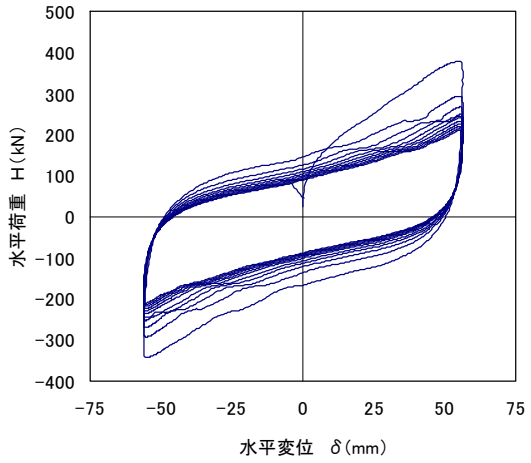
試験温度	+23℃(恒温槽で温度保持した供試体を常温下で載荷)
鉛直荷重	面圧 6.0MPa (鉛面積を除く，有効支圧面積に対して面圧を設定)
水平変位	±56mm (せん断ひずみ 175%)
水平加振周期	0.8，1.0，2.0，3.0sec (1.25，1.0，0.5，0.33Hz)
水平加振回数	各周期条件でそれぞれ 11 回



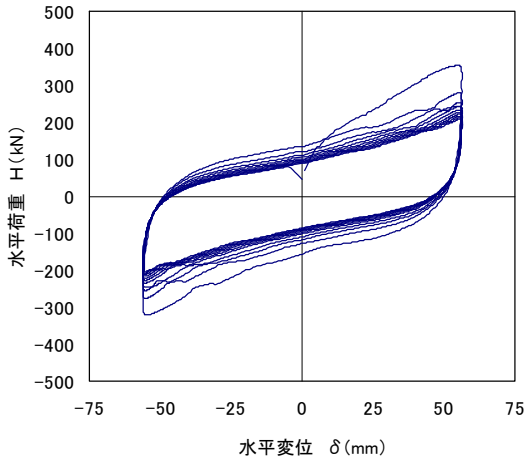
a)　周期 0.8sec



b)　周期 1.0sec

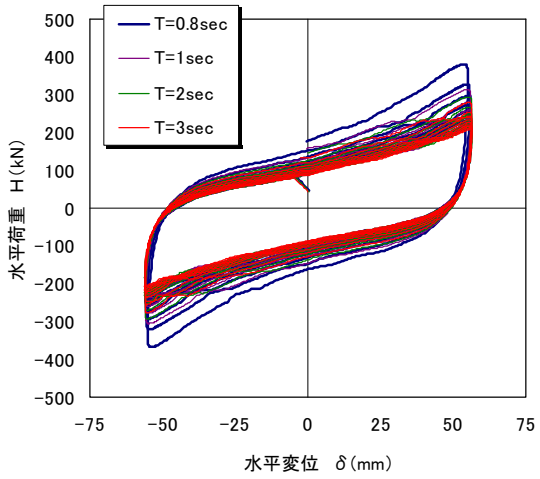


c)　周期 2.0sec

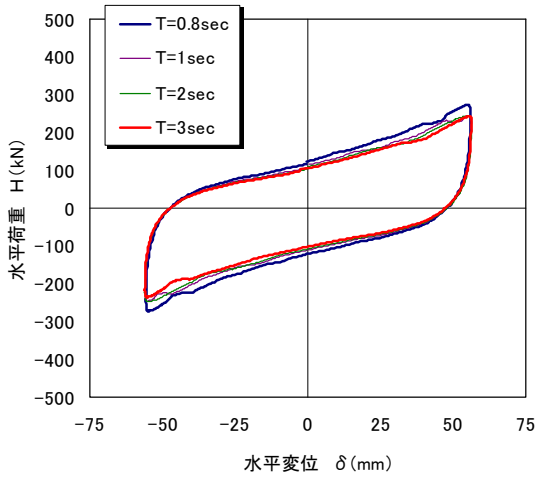


d)　周期 3.0sec

図 3.8　周期依存性の計測結果



a) 2～11 波目



b) 5 波目のみ抽出

図 3.9　周期依存性試験結果の重ね合わせ

表 3.8　面圧依存性試験条件

試験温度	+23℃(恒温槽で温度保持した供試体を常温下で載荷)
鉛直荷重	面圧 3.0，6.0，9.0，12.0MPa (鉛面積を除く，有効支圧面積に対して面圧を設定)
水平変位	±56mm (せん断ひずみ 175%)
水平加振周期	2.0sec(0.5Hz)
水平加振回数	各面圧条件でそれぞれ 11 回

3.3.5 載荷面圧に対する依存性の評価

地震時に想定される上下地震動や橋桁のロッキング振動などを考慮して，鉛直荷重を変化させた場合の非線形履歴特性への依存性を確認する．

供試体は，先に示した図 3.5 と同一とする．

試験条件は，各面圧に相当する鉛直荷重を載荷した状態で，正負繰り返し加振を 11 回行い，荷重および変位データの測定を実施する．詳細を表 3.8 に示す．なお，試験の順序は，面圧の低い方から加振を行った．

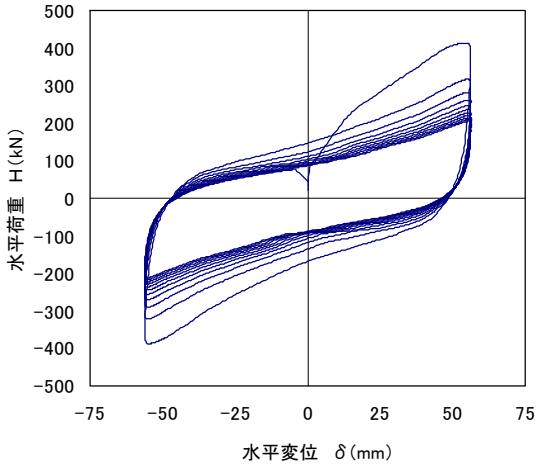
実験により得られた荷重-変位関係(非線形履歴曲線)を図 3.10，図 3.11 に示す．

なお，重ねあわせの結果については，本試験においても，代表値として各試験の 5 回目のループを抽出した結果を示す．各ケースとも，履歴面積が大きく，ほぼ同一の軌跡を有していることが分かる．面圧依存性については，非常に性能の安定性は高い結果となった．詳細にみれば，面圧の高い条件の方が履歴面積は大きくなる傾向があるが，これはゴム要素がもつ摩擦減衰の影響が作用しているものと考えられる．ただし，その感度は小さく，面圧が減少しても性能への影響は小さいことが分かる．また，最大荷重点から求める等価剛性についても，その性能変化は小さい．このような鉛直荷重の変動に対して影響を受けない特性は，橋梁全体の地震時挙動を安定させるためには重要であると考えられる．従って，面圧条件の違いによる履歴曲線(減衰性能)への影響は小さいことが確認できる．

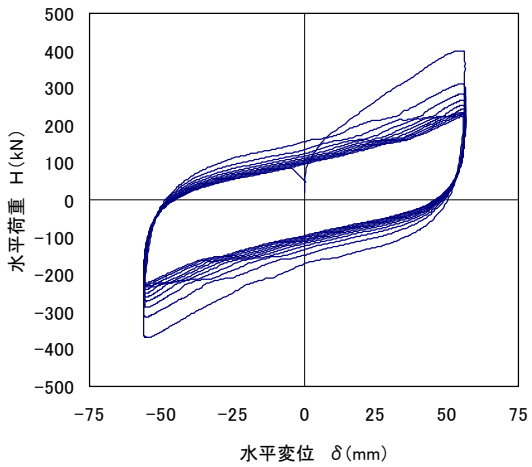
3.3.6 温度条件に対する依存性の評価

橋梁架設地点ごとの年間を通しての温度条件を想定して，供試体温度を変化させた場合の非線形履歴特性への依存性を確認する．

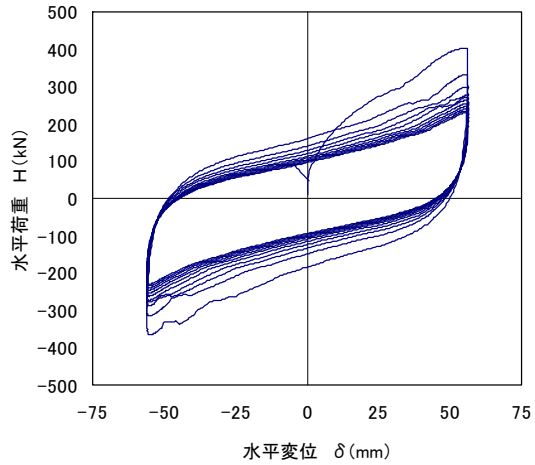
供試体は，先に示した図 3.5 と同一とする．試験条件は，所定の面圧に相当する鉛直荷重を載荷した状態で，正負繰り返し加振を 11 回行い，荷重および変位データの測定を実施する．詳細を表 3.9 に示す．なお，試験の順序は，温度の高い方から加振を行った．試験装置は，また，本試験では，供試体の温度を所定の条件に設定するために，写真 3.4 に示す恒温槽により温度設定を行うこととした．この恒温槽の中に供試体を 24 時間以上保管し，ゴムの温度が所定の温度条件に到達していることを確認後，速やかに 2 軸載荷装置に設置し，試験を実施した



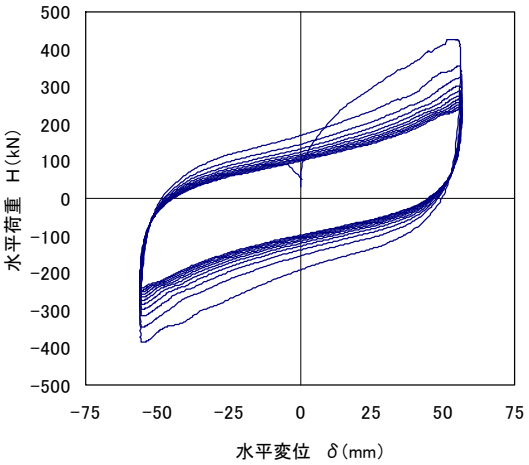
a)　面圧 3MPa



b)　面圧 6MPa

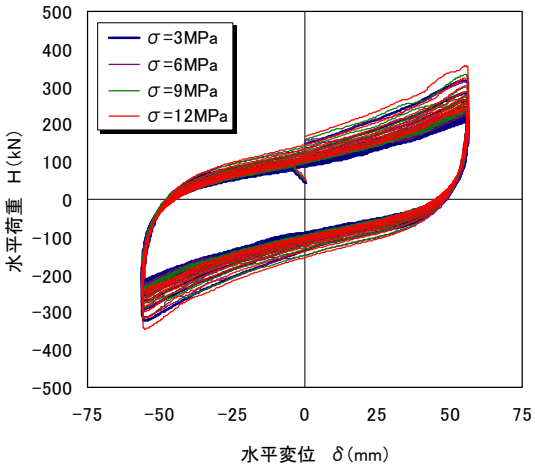


c)　面圧 9MPa

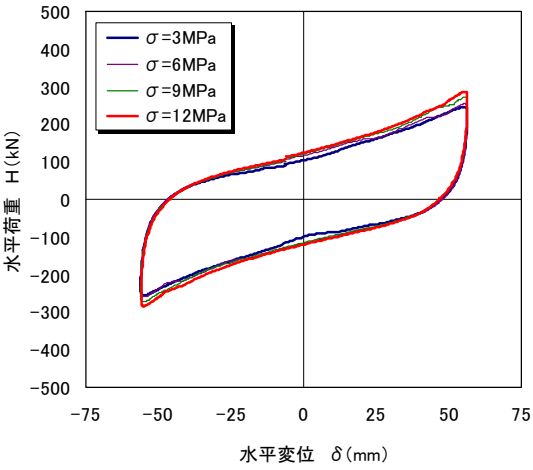


d)　面圧 12MPa

図 3.10　面圧依存性の計測結果



a) 2～11 波目



b) 5 波目のみ抽出

図 3.11　面圧依存性試験結果の重ね合わせ

表 3.9　温度依存性試験条件

試験温度	-10，0，+10，+23，+40℃ (恒温槽で温度保持した供試体を常温下で載荷)
鉛直荷重	面圧 6.0MPa (鉛面積を除く，有効支圧面積に対して面圧を設定)
水平変位	±56mm (せん断ひずみ 175%)
水平加振周期	2.0sec(0.5Hz)
水平加振回数	各温度条件でそれぞれ 11 回



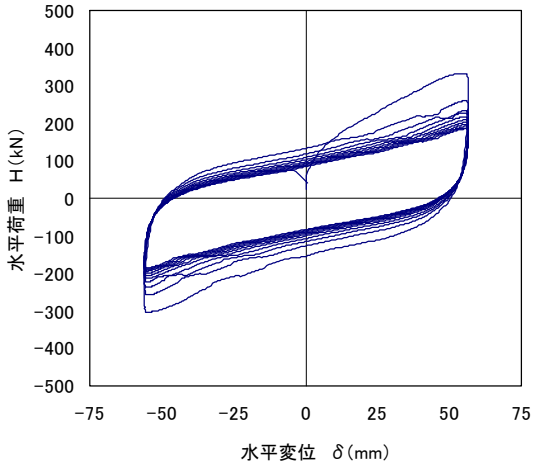
写真 3.4　温度依存性試験に用いる恒温槽

実験により得られた荷重-変位関係(非線形履歴曲線)を図 3.12，図 3.13 に示す.

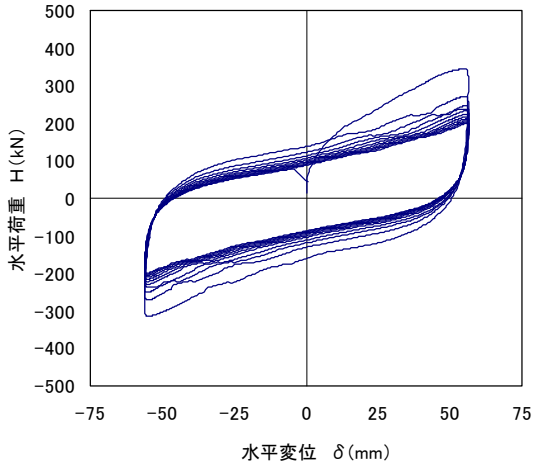
なお，重ねあわせの結果については，試験ケースが多いため，代表値として各試験の 5 回目のループを抽出して重ね合わせたものをあわせて示す.

各ケースとも，履歴面積が大きく，ほぼ同一の軌跡を有していることが分かる．また，低温条件になると，履歴面積全体が大きくなる傾向が確認できる．これは高減衰ゴム材料が有する粘性減衰要素には，樹脂系の配合を行っていることから，この材料が低温条件に反応して硬化する傾向を示すためと考えられる．特に，-10℃などの低温時の実験では，剛性上昇の影響によって，変位制御にて実施した加振では，所定の変位に到達できずに荷重値が載荷装置の上限(400kN)付近に到達したため，負側の加振に移行している．しかしながら，2 回目以降のループでは，加振経験を受けたことによる供試体の温度上昇などの影響を受け，最大荷重点が減少したため，所定の目標変位に到達したループを描いていることが分かる.

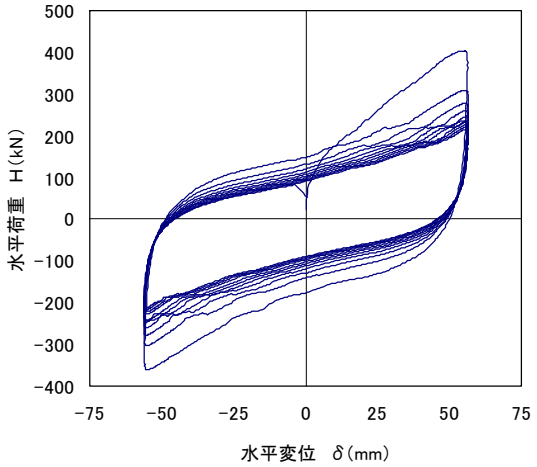
このように剛性の上昇が見られるものの，履歴特性の y 切片(降伏荷重)にも若干の上昇が見られることから，全体の履歴面積を押し上げ，減衰性能としては低下せずに安定した挙動が期待できることが分かる．以上のことから，L2 地震動時の温度条件の違いを想定しても，複合免震ゴム支承の性能変化は小さいことが確認できた.



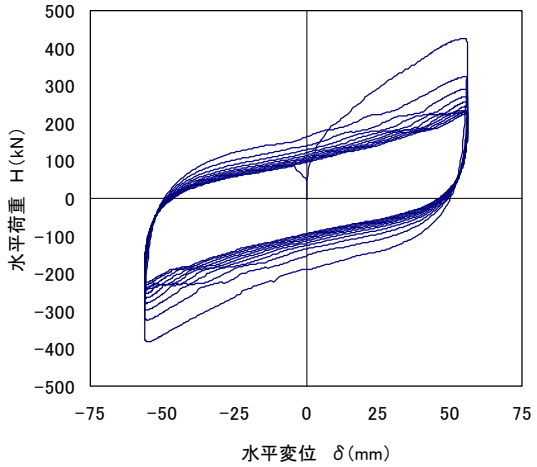
a) 温度+40℃



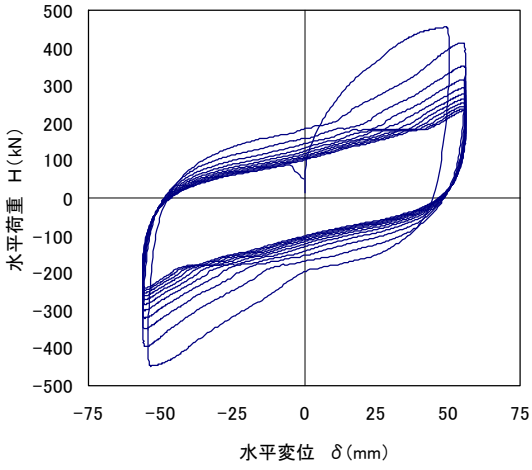
b) 温度+23℃



c) 温度+10℃

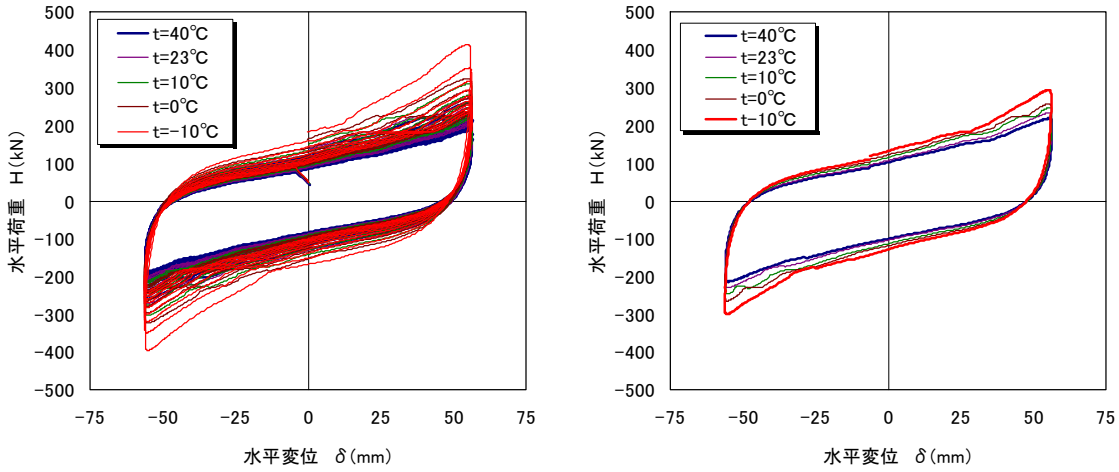


d) 温度 0℃



e) 温度-10℃

図 3.12　温度依存性の計測結果



a) 2～11 波目　　b) 5 波目のみ抽出

図 3.13　温度依存性試験結果の重ね合わせ

3.3.7 せん断変性性能の評価

免震ゴム支承を用いる際には，その限界性能を把握することは重要な課題である．特に複合型免震ゴム支承では，鉛要素と高減衰ゴム要素を組み合わせているため，その状態での限界性能を検証する必要がある．そこで，本試験では，大規模地震時におけるゴム支承のせん断変形性能を確認するために，漸増載荷試験により破断特性の検証を実施した．

供試体には，破断性能評価の際には，JIS K 6411 の「6. 積層ゴム試験 表 3－標準供試体」の No.4 (1000×1000)を適用した．供試体の詳細を表 3.10，図 3.14 に示す．

表 3.10　形状および性能諸元

項　目	諸 元 (試験実施寸法)
せん断弾性係数 G	1.2 MPa
外形寸法	1020mm×1020mm×320mm
有効平面寸法	1000mm×1000mm
ゴム厚×層数	25mm×6 層
鉛径×本数	φ150×4 本
一次形状係数 (S1)	9.29
二次形状係数 (S2)	6.67

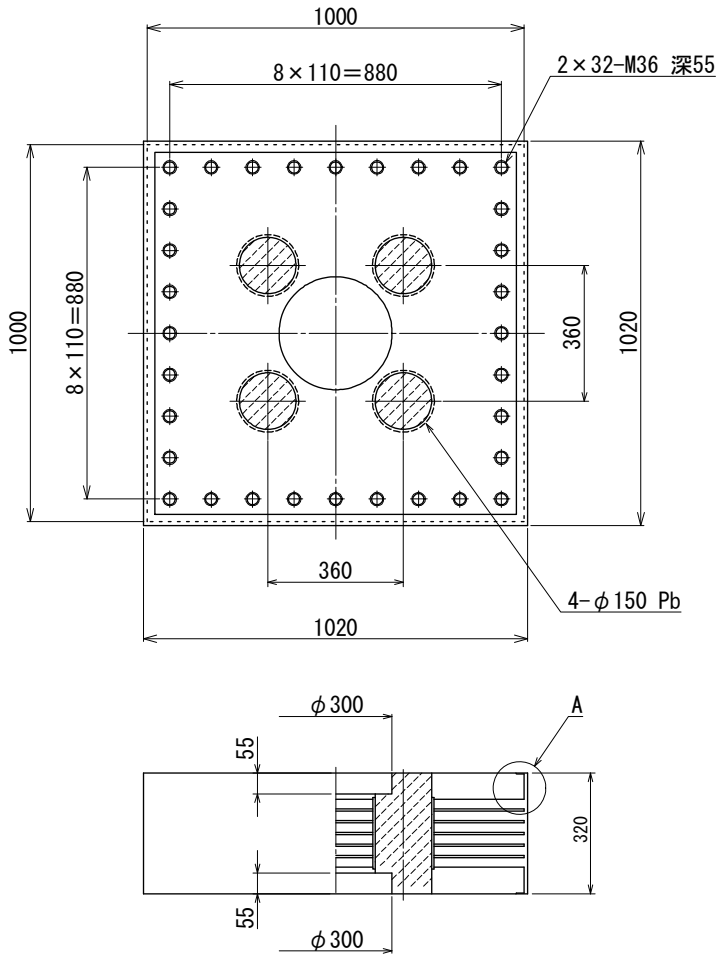


図 3.14　実験供試体

試験条件は，ゴムの破断限界を確認するために以下の試験を実施する．

- 載荷荷重　　5631kN(死荷重反力相当，支圧応力度 6.0MPa)
- 変形速度　　3mm/sec
- 測定項目　　破断変位および破断ひずみ
- 評価方法　　水平荷重が低下した時点を破断とする

また，本試験は，大型の供試体となるため，載荷能力の大きい写真 3.5 に示す載荷装置を用いる．これは，鉛直載荷能力 2400t，水平載荷能力 1000t の性能を有している．

漸増載荷によるせん断変形性能試験結果として,試験で得られた荷重－変位曲線を図 3.15 に，破断時の状況を写真 3.6 に示す．

水平変位の増加に伴い，水平荷重が増加し，約 260mm(せん断ひずみ約 175%)程度からハードニングが生じている．これは，ゴム材料固有の現象であり，ゴムに弾性挙動を与える分子間の鎖がせん断変形に伴い，伸ばされ変形が飽和状態になりつつあることに起因している．このハードニング発生後も，複合型免震ゴム支承は安定した変形を続け，495.8mm



写真 3.5　鉛直載荷能力 2400t の２軸(鉛直＋水平)載荷装置　※大型供試体の載荷が可能

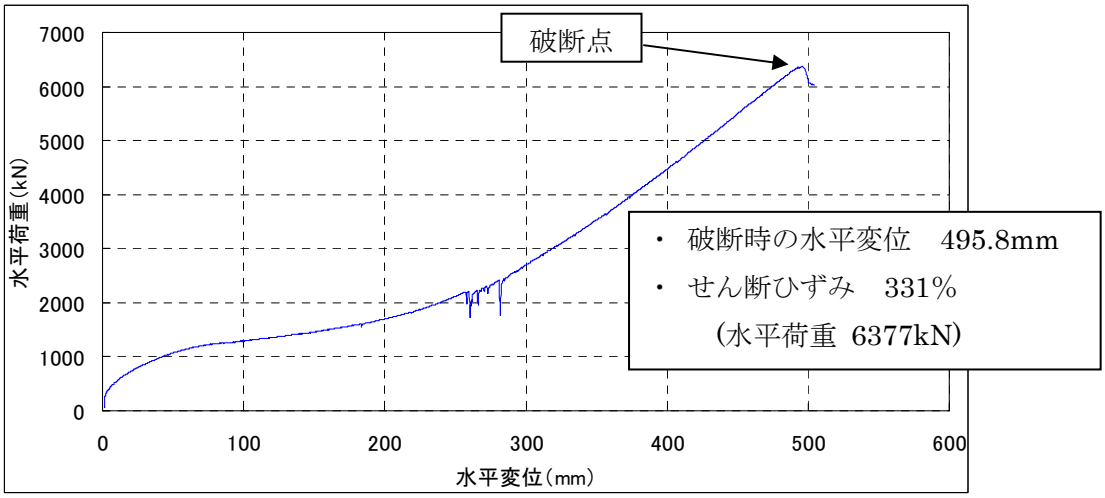


図 3.15　せん断変形性能試験結果



写真 3.6　せん断変形性能試験状況

(せん断ひずみ 331%)までは弾性的に支持できており，免震支承の設計上の許容せん断ひずみ 250%に対して，安全率 1.2 以上を確保できる性能であることが分かる．

以上のことから，設計で想定している許容せん断ひずみ対して安全率を確保した変形性能を有していることが分かる．

3.3.8 まとめ

複合型免震ゴム支承に対して実施した性能検証実験結果より，得られた知見は以下の通りである．

1) 複合型免震支承は，常時の交通荷重の繰り返しを想定して，設計面圧～その約 1/2 となる荷重の振幅を合計 200 万回与え，その前後における支承性能を計測した結果，有意な損傷等なく，また，免震支承として必要な復元力特性を維持できている．

2) 常時の温度変化に伴う橋桁の伸縮量を想定して，鉛直荷重作用下において設計上の許容ひずみの 70%に相当する変位量を合計 5000 回与え，その前後における支承性能を計測した結果，有意な損傷等はなく，また免震支承として必要な復元力特性を維持できている．

3) L2 地震時に想定される橋梁の振動周期に対して，複合型免震支承の履歴特性の変化率は小さい．

4) L2 地震時に想定される上下地震動や橋梁のロッキング振動による支承部の鉛直荷重の変動に対して，複合型免震支承の履歴特性の変化率は小さい．

5) L2 地震時に想定される外気温の温度条件(春夏秋冬)対して，複合型免震支承の履歴特性の変化率は小さい．

6) L2 地震時に想定される大きなせん断変形に対して，設計上の許容せん断ひずみ 250%に対して安全率 1.2 以上を確保した 300%以上の変形性能を有している．

これらのことから，複合型免震ゴム支承は橋梁用支承として適用可能な性能を有していることが確認できた

3.4 履歴特性のモデル化

次に，複合型免震ゴム支承で得られる非線形履歴特性を設計・解析に取り込むためのモデル化手法に関する検討を行った．

免震支承の設計モデルの構築を考える場合，図 3.16 のようにバイリニアモデルにより表現することが一般的である．本研究においても先の性能検証試験結果における履歴曲線からバイリニア型での表現が適切であると考えられることから，従来型の免震支承 LRB, HDR と同様(図 3.17)に検討を行う．

バイリニアモデルを作成するには，5 つのパラメータが必要となる．最大荷重(応力度)と原点とを結んだ等価せん断弾性係数 G_B，γ 切片上の降伏応力度 τ_d，骨格を決める 1 次剛性 G_1 および 2 次剛性 G_2，さらには履歴面積(ΔW)を定義する等価減衰定数 h_B の 5 つである．ここで，G_1 および G_2 は他の特性値から算出できるため，実験値から回帰により定めるべきパラメータは，G_B，τ_d，h_B(履歴面積 ΔW)の 3 つとなる．つまり，G_2 は，τ_d と G_B による最大点から算出でき，また G_1 は実験による履歴面積とバイリニアモデルによる実験値が一致するように算出することで定義できる．

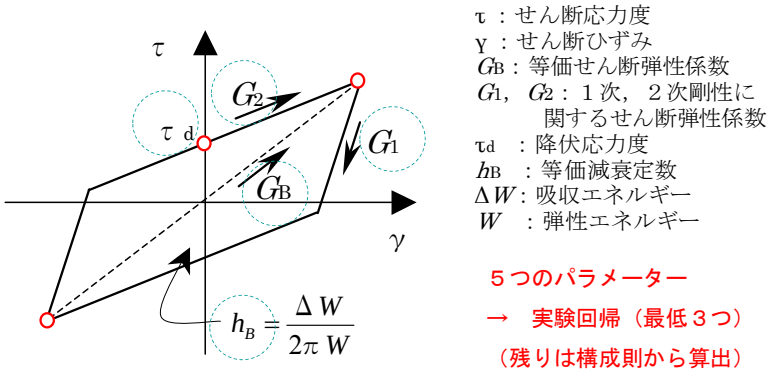


図 3.16　バイリニアモデル

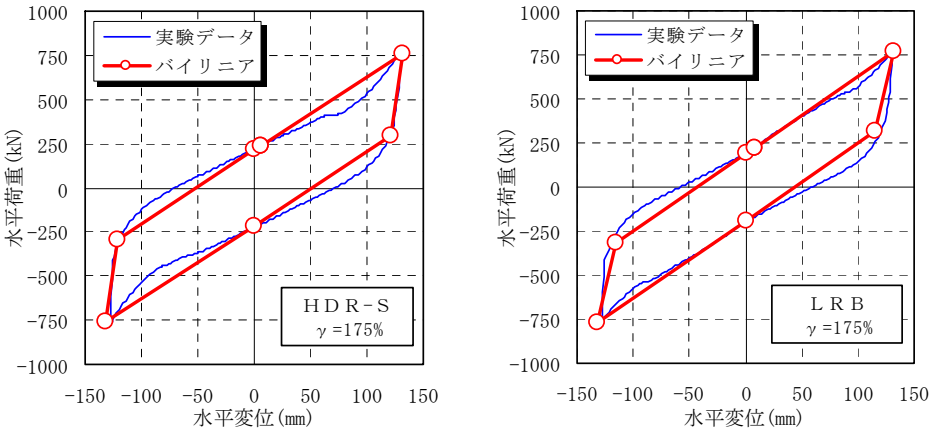


図 3.17　従来型免震ゴム支承のバイリニアモデル

図 3.17 に示したように高減衰ゴム支承(ここでは，HDRS)，鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)における実験値と設計モデルとの比較からも，従来型の免震支承においても，降伏点，最大荷重点および履歴面積を等価としてモデル化を行っていることが分かる．

3.4.1 要素の分割

モデル化にあたり，複合型免震ゴム支承には 2 つの減衰要素が存在しているため，これらを分割して考えることに着目した．つまり，図 3.18 に示したように，ゴム要素は，復元力を有する非線形モデル，また，鉛要素は，弾塑性変形が期待できることから矩形の履歴として考え，これらを実験的に求める手法を考案した．この各要素の特性を抽出するために，まず，鉛プラグ挿入用の孔を有するゴム支承を加硫成型し，鉛プラグを挿入する前に載荷試験を行うことで，ゴム要素のみの性能を計測する．次に，鉛プラグを挿入して同様に載荷試験を行うことで，2 段階のデータを得ることとした．その上で，両者の差分を取ることによって，図 3.19 に示すような鉛プラグのみによる履歴特性を算出し，これらを個別にモデル化する手法について検討を行った．

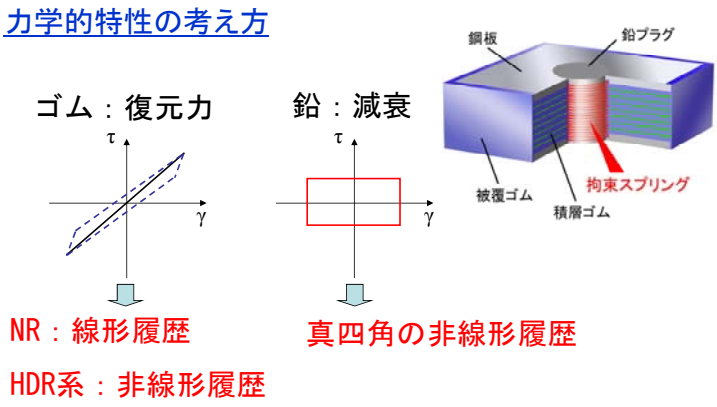


図 3.18　要素ごとのモデル化の考え方

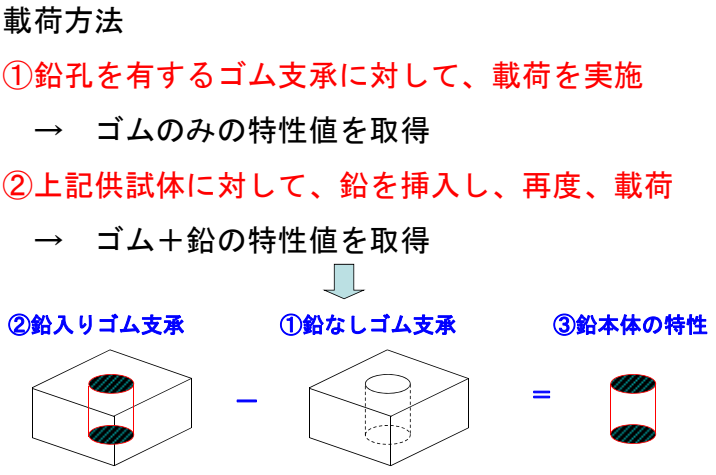


図 3.19　要素ごとに分割するための試験ステップ

3.4.2 要素のモデル化

複合型免震ゴム支承に対して，図 3.18 の手法で性能検証試験を行った結果を図 3.20 に示す.

鉛を挿入する前のゴム体だけでの加振(図 3.20(a))においては，通常の高減衰ゴム支承と同様な履歴特性を示している．次の図 3.20(b)の鉛プラグを挿入後の複合型免震ゴム支承としての性能としては，鉛の効果によって大きな履歴特性が得られることが分かる．これら 2 つの結果に対して，両者の差分を取り，鉛要素を抽出したものが図 3.20(c)である．この図から，鉛特性は矩形の履歴性状を示しており，降伏後の 2 次剛性はほぼゼロとなることが分かる．つまり，鉛は降伏荷重を付与することで免震ゴム支承の履歴面積を大きくする効果のみを果たしていることが明らかとなった．このことは，複合型免震ゴム支承において，ゴム要素と鉛要素を足し合わせることで，その性能を表現可能であることも示唆している.

(1) ゴム要素のモデル化

本実験結果から以下の手順により非線形特性を各パラメータに置きかえることとした.

$G_e(\gamma)$：ピークに対する割線として実験値回帰

$\tau_{de}(\gamma)$：履歴曲線における y 切片を実験値回帰

G_{2e}の算出

$$G_{2e} = (G_{Be}\gamma - \tau_{de})/\gamma \tag{3.1}$$

$G_{1e}(\gamma)$：履歴曲線から h_{Be}を求め，それに一致するように G_{1e}を逆算する.

$$G_{1e}(\gamma) = \frac{2U - \pi h_{Be}(1-U)}{2U - \pi h_{Be}} G_e \quad (※U = \tau_{de}/G_e\gamma) \tag{3.2}$$

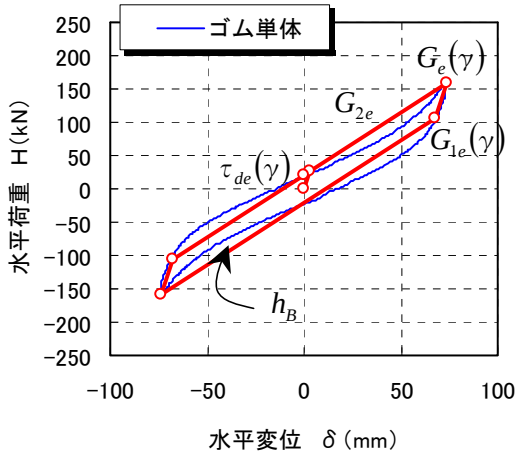
ここで，各記号は図 3.20 に整理して示している．なお，添え字 e はゴム要素を，後述する添え字 p は鉛プラグを表している.

なお，このように求めた G_1 は面積を一致させるために設定した仮想剛性であるため，例えば鋼材の降伏剛性などとは力学的な意味合いが異なることに留意が必要である.

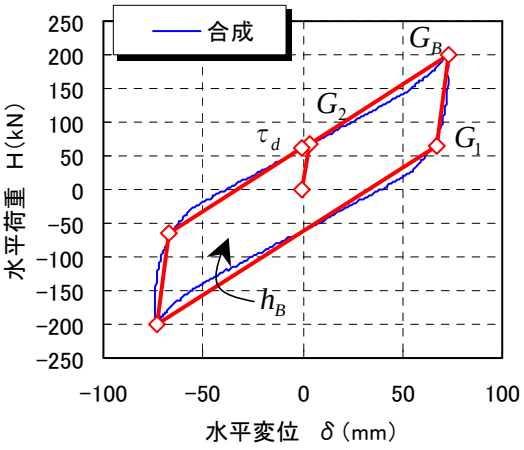
(2) 鉛要素のモデル化

先に述べたように，複合型免震ゴム支承の非線形履歴からゴム単体の履歴特性の差分を計算により求め，鉛要素のみの特性の抽出を行った．その結果，図 3.20 に示すように，矩形型の履歴が得られ，鉛の変形によって履歴面積(減衰性能)の増加が図られていることが確認できた．ここでは，矩形型履歴モデルとして，切片荷重に着目した設定を行った.

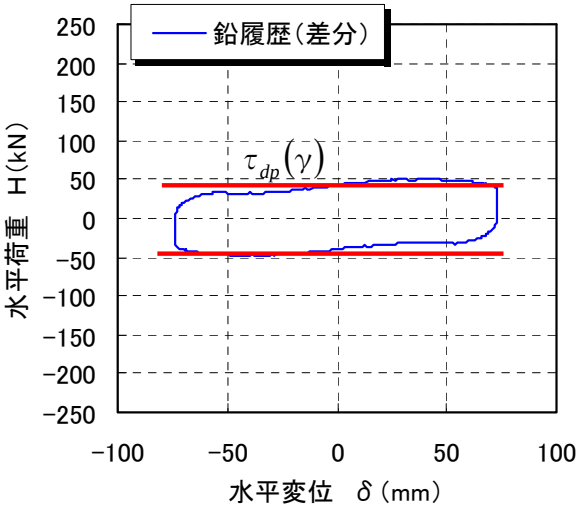
$\tau_{dp}(\gamma)$：履歴曲線における切片として実験値回帰



(a) ①ゴム単体での載荷試験結果（鉛なし）



(b) ②ゴム＋鉛での載荷試験結果



(c) 上記②－①により得られた鉛のみの非線形履歴特性

図 3.20　要素分割による特性値評価結果

(3) 各要素の重ねあわせ

上記のそれぞれの要素別に設定したモデルに対して，足し合わせによりモデル式を整理すると以下の算出式を導くことができる．

・等価剛性

$$G_B = G_e(\gamma) + \tau_{dp}(\gamma)\cdot\kappa/\gamma \qquad (3.3)$$

$$(※\ \kappa = A_p / A_e)$$

・降伏荷重

$$\tau_d = \tau_{de}(\gamma) + \tau_{dp}(\gamma)\cdot\kappa \qquad (3.4)$$

・2 次剛性

$$G_2 = (G_B\gamma - \tau_d)/\gamma \qquad (3.5)$$

・1 次剛性

$$G_1 = G_{1e}(\gamma) + \tau_{dp}(\gamma)\cdot\kappa\cdot(G_{1e} - G_{2e})/\tau_{de}(\gamma) \qquad (3.6)$$

・減衰定数

$$h_B = \frac{2\tau_d\{\gamma + \tau_d/(G_2 - G_1)\}}{\pi\ \gamma(\tau_d + \gamma\ G_2)} \qquad (3.7)$$

図 3.21 に要素別の重ねあわせの手法により算出した設計値と複合型免震ゴム支承の実験値と比較を示す．この結果，ポイントとなる各特性値を適切に表現できていることが分かる．

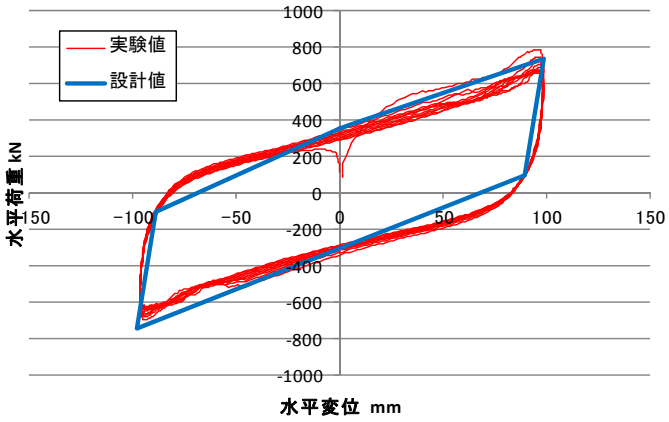
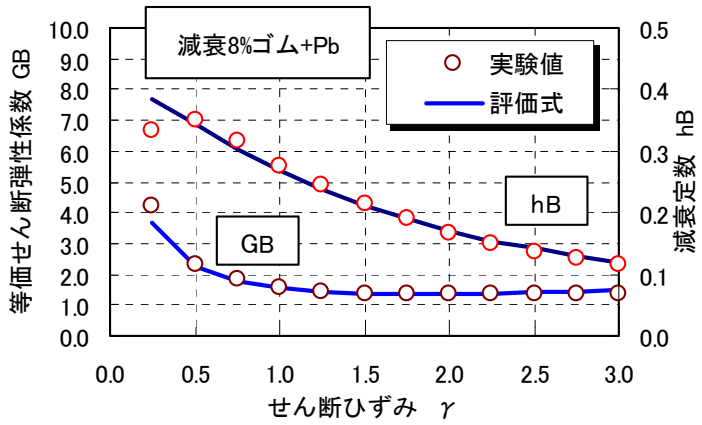
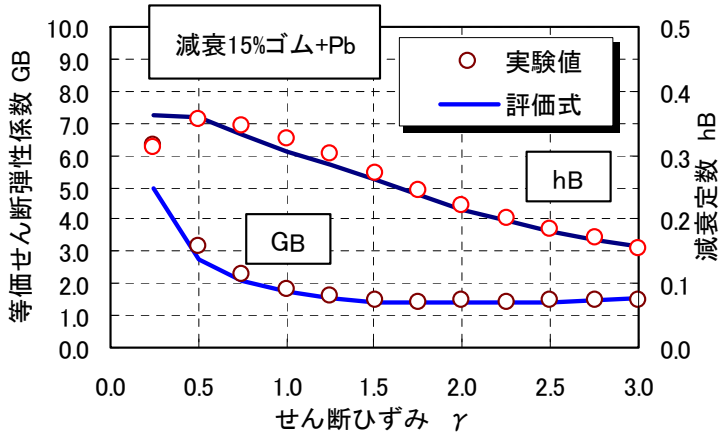


図 3.21　複合型免震ゴム支承の設計モデル



a）ゴム材料の減衰性能が 8%の時の複合型免震ゴム支承の性能評価結果



b）ゴム材料の減衰性能が 15%の時の複合型免震ゴム支承の性能評価結果

図 3.22　要素別の重ね合わせ手法によるモデル化（ゴムの特性が異なる場合）

図 3.22 には，高減衰ゴム要素の減衰性能を変化させた複合型免震ゴム支承における実験値とモデル化結果を示している．このように，本手法によれば，各要素を適切に表現できるため，それぞれの特性値に変化があっても精度良く評価できることが分かる．

以上のことから，本研究で提案した要素別によるモデル化手法の妥当性を確認することができた．

3.4.3 まとめ

複合型免震ゴム支承の非線形履歴特性をモデル化する手法についての検討を行い，2 つの減衰要素をそれぞれ個別にモデル化することで，組み合わせて用いられる支承全体の特性値を適切に表現することが可能であることを明かにした．

また，本手法に従えば，各要素に性能変化が生じた場合でも，性能予測は可能であり，汎用性が高いモデルであることが分かった．

3.5 適用性評価に関する検討

検討を進めてきた複合型免震ゴム支承の実橋梁への適用性を検討するために，ここでは，3.4 項で作成した非線形モデルを用いて，試設計による地震時応答低減効果についての検証を実施した．具体的には，従来型免震支承(高減衰ゴム支承)を用いて免震設計を行った橋梁モデルを対象として，支承タイプを複合型免震ゴム支承に置き換えることで得られる効果について検討した．

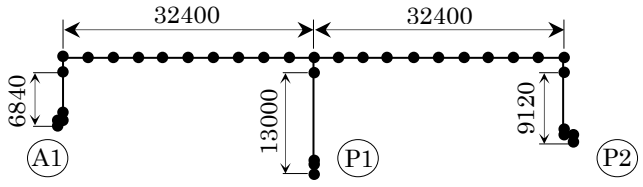
対象とした橋梁諸元(モデル図)を図 3.23 に示す．ここでは，2 つの橋梁形式をピックアップした．

一つは，2 径間連続鈑桁橋(図 3.23(a))で，支間長 32.4m，Ⅰ種地盤上に建設される橋梁である．もう一つは，両端に橋台構造を有する 7 径間連続 PC 橋(図 3.23(b))で，中央区間の支間長は 5×56.5m，Ⅱ地盤上に建設される橋梁緒元を用いた．このそれぞれ橋梁に対して，従来型免震支承として HDR-S(超高減衰ゴム支承)および複合型免震ゴム支承の性能をもとに，免震設計法に従って，各断面の形状設定を行い，設計地震動の入力を実施した．

入力地震動は，道路橋示方書[11]に示される各地盤種別における設計地震動を用い，応答値は 3 波形平均により評価することとした．

時刻歴応答解析の結果を図 3.23 に示す．本図は上部構造の応答変位を示している．従来型ゴム支承と比較すると，変位応答に大きな低減効果がみられ，複合型免震ゴム支承が有する高い減衰性能による効果が伺える．また，このとき，振動波形には位相差がほとんどなく，両者とも同様な周期特性で振動していることが分かる．これは，先の実験で示した通り，複合型免震ゴム支承は，支承部の剛性を変えることなく，減衰性能を向上させることが可能であるためと考えられる．

(a) 2 径間連続鈑桁橋



(b)7 径間連続 PC 橋

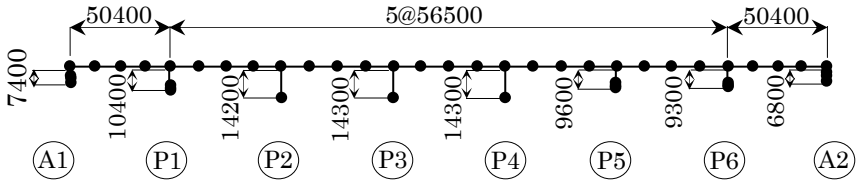
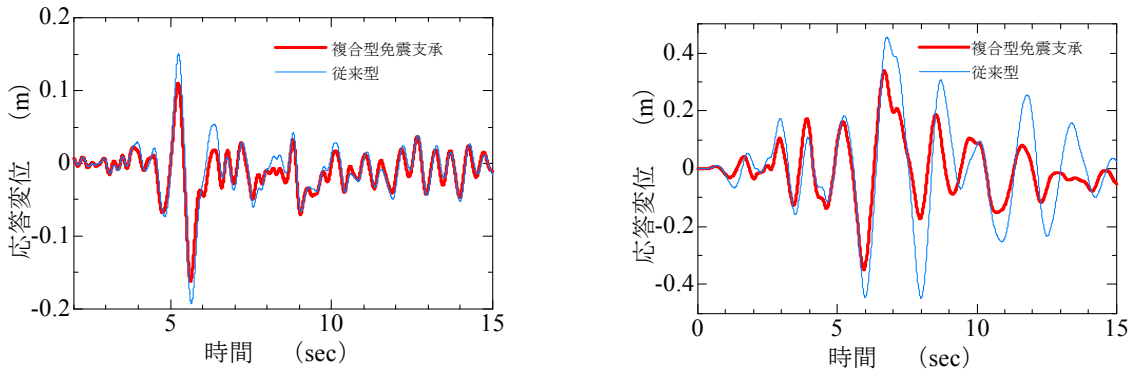


図 3.23　解析対象モデル



(a) 2 径間連続鈑桁橋　　(b) 7 径間連続 PC 橋

図 3.23　地震時応答解析結果

表 3.11　支承諸元および地震時変位量の比較

			等価剛性 ΣKB (kN/m)	減衰定数 hB (%)	設計変位 UB (m)	せん断歪 γ (%)	変位比率 複合型/従来型	ゴム沓 体積V (cm3)	体積比率 複合型/従来型
2径間連続鈑桁橋	従来型	A1	4015	13.5%	0.173	239.7%	1.00	17687	1.00
		P1	12245	13.6%	0.121	237.6%	1.00	33000	1.00
		A2	4030	13.2%	0.177	246.0%	1.00	17687	1.00
	複合型免震支承	A1	4389	22.1%	0.137	239.5%	**0.79**	13262	**0.75**
		P1	14960	23.4%	0.094	223.3%	**0.77**	28572	**0.87**
		A2	4378	21.4%	0.142	249.5%	**0.80**	13262	**0.75**
7径間連続PC橋	従来型	A1	13300	13.4%	0.493	241.6%	1.00	216028	1.00
		P1	28086	13.7%	0.455	236.7%	1.00	413280	1.00
		P2	31102	13.2%	0.392	245.1%	1.00	330625	1.00
		P3	31077	13.3%	0.390	243.7%	1.00	330625	1.00
		P4	31075	13.3%	0.390	243.6%	1.00	330625	1.00
		P5	28154	13.4%	0.463	240.9%	1.00	413280	1.00
		P6	28152	13.4%	0.462	240.8%	1.00	413280	1.00
		A2	13297	13.4%	0.492	241.2%	1.00	216028	1.00
	複合型免震支承	A1	14577	23.7%	0.392	204.1%	**0.79**	207358	**0.96**
		P1	39481	21.0%	0.336	240.1%	**0.74**	331200	**0.80**
		P2	45464	21.4%	0.266	237.7%	**0.68**	261855	**0.79**
		P3	45479	21.5%	0.265	236.2%	**0.68**	261855	**0.79**
		P4	45478	21.5%	0.265	236.3%	**0.68**	261855	**0.79**
		P5	39439	20.5%	0.346	247.1%	**0.75**	331200	**0.80**
		P6	39447	20.6%	0.344	245.6%	**0.74**	331200	**0.80**
		A2	14585	23.8%	0.389	202.7%	**0.79**	207358	**0.96**

振動収束の観点からすると，2 径間連続鈑桁橋の場合には，応答変位の収束は両者とも大きな差は生じていないが，上部構造重量の大きい 7 径間連続 PC 橋においては，最大応答変位が発生した後の収束が複合型免震ゴム支承において比較的早く実現している．

一方，表 3.11 には，各応答値と支承の設計諸元等を整理した結果を示す．従来型および複合型免震ゴム支承の両者を比較すると，各支点とも応答変位量が 20～30%程度低減されていることが分かる．また，この応答低減のため，複合型免震ゴム支承においては，断面の最適化を図った結果，支承(ゴム本体)の体積も 20%程度小さくすることができた．このため，支承部のコストダウンを実現しつつも，橋梁全体系の耐震性能の向上に寄与することが期待できることが分かった．

しかしながら，7 径間連続 PC 橋の端支点部については，橋桁の温度伸縮量に対する追随性の照査などの制約から，ゴム本体の体積低減効果は比較的小さい．このように温度変化時に対する照査など，地震時の照査以外の要因によって，支承形状が決定しているケースでは，スリム化の効果は限定的になることが考えられる．

これらの検討結果から複合型免震支承を用いて，支承部の減衰性能を向上させることで，地震時の応答変位が抑制され桁遊間が縮小でき，これに伴い，たとえば伸縮装置の小型化が期待できる．また，支承本体についても，ゴム体積が小さくなることで，コスト縮減に寄与することができ，さらに支承縁端距離を確保した橋脚断面の必要幅も縮小できれば，全体系としての大きなメリットが期待できると考えられる．

3.6 まとめ

本研究では，従来の免震支承技術を参考にしつつ，減衰部材の新しい組み合わせを行うことで，さらなる性能向上が可能である複合型免震ゴム支承を提案し，その性能検証，モデル化，適用性検証等を実施した．

それぞれ得られた知見を整理すると以下の通りである．

(1) 複合型免震ゴム支承に対して実施した性能検証実験の結果，非常に大きな非線形履歴特性を有しており，安定した減衰性能を発揮可能であることが分かった．

(2) 複合型免震ゴム支承の非線形履歴特性は，橋梁用支承として必要な繰り返し載荷に対する疲労安定性，地震時の動的な載荷条件に対する安定性を有しており，実用化に十分な性能を有していることが確認できた．

(3) 2 つの減衰要素を有する免震支承のモデル化を行うため，各要素を個別に抽出し，評価式を導く手法を考案し，実際に実験結果からの回帰・分析を行うことで，その有効性を示した．

(4) 提案した要素別のモデル化手法によれば，例えば，ゴムの性能が変化しても，それに相当するゴムのモデル化パラメータを変化させることで，支承全体の性能を表現可能であり，汎用性が高いことが分かった．

(5) 実橋梁における適用性検証のため，非線形動的解析による試設計を実施した結果，従来型の免震支承に比べて，約 20～30%程度の応答変位の低減効果が確認できた．また，同時に支承形状の小型化も期待でき，本ケースでは約 20%程度の縮小が可能であった．

(6) 支承形状の小型化の観点では，地震時の照査で形状が決まる場合は効果が見込めるが，例えば，長大橋梁の端支点部などにおいて，橋桁の温度伸縮量が大きく見込まれる場合には，その効果は限定的となる場合ある．

以上のことから，提案した支承構造を用いることで，橋梁の耐震性能の向上が可能であること，その適用性を明らかにした．

第３章の参考文献

【参考文献】

[1] W.H.Robinson，Lead-Rubber Hysteretic Bearings Suitable For Protecting Structures During Earthquakes，Earthquake Engineering and Structural Dynamics，Vol.10，pp.593-604，1982

[2] 福崎博彰，松尾芳郎，原広司：免震橋梁・宮川橋の振動及び走行試験，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.46，pp.1374-1375，1991

[3] 松田泰治，西敏夫，須藤千秋，矢崎文彦，末安知昌：10 年間使用後の免震支承性能変化実測による経年変化予測技術の妥当性評価と ISO 規格化，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.58，pp.765-766，2003

[4] 阿部雅人，吉田純司，藤野陽三：免震用積層ゴム支承の水平 2 方向を含む復元力特性とそのモデル化，土木学会論文集，No.696/I-58，pp.125-144，2002.1

[5] 仲山雅一, 大久保孝雄:岩手県中部病院, 東北地方太平洋沖地震関連　JSSI MENSIN，No.74，pp.14-17，2011.1

[6] 土居良規，坂井藤一，小川一志，八部順一，玉木利裕，西田徹：摩擦ダンパー支承を用いた橋梁の免震について，免震・制震コロキウム講演論文集，Vol.1，pp.327-332，1996

[7] 杉浦高明，水田洋司，岬智浩，井嶋克志：免震支承・ダンパーが連続高架橋の動的応答に及ぼす影響について，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.52，pp.676-677，1997

[8] 森田慎也，張超鋒，山下友樹，青木徹彦：極低降伏点鋼を用いた高性能せん断型ダンパーの実験的研究，年次学術講演会講演概要集，Vol.65，pp.1131-1132，2010

[9] 東・中・西日本高速道路株式会社：構造物施工管理要領，2012.07

[10]日本道路協会：道路橋支承便覧，2004

[11]日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002

第 4 章

地震力遮断デバイスによる免震構造

4.1 概要

前章までの本研究では，ゴム系の支承デバイスを用いた疑似多点固定化および減衰性能の積極的な付与を期待した免震化についての検討を行ってきた．このようなゴム材料を支承部に用いた構造系は非常に多くのメリットが得られることを明らかとなったが，近年では，経年的な時間経過による劣化現象やゴム支承がもつ柔らかい剛性が与える交通振動問題などが顕在化してきている．具体的には，大気中のオゾンがゴム材料内の炭素の 2 重結合部分を攻撃(オゾンアタック)することで，表面に亀裂が発生する事例[1]や，ゴム支承とすべり支承(BP.B)とで支持した橋梁の振動を計測した結果，ゴム支承の方が支点部の鉛直たわみが大きく，それが通行車両からの衝撃力と重なることで周辺環境への振動伝搬が励起されている可能性などが示されている[2].

そこで，本章では，免震化の更なる発展系として，ゴム系の材料を用いて上部構造を支持するのではなく，より積極的な長周期化ひいては地震力遮断構造も考慮しつつ，すべり支承を活用した検討に着目する．すべり支承は，新しいデバイスではなく，非常に古くから多くの採用実績を有しているため，その信頼性は高い．また，密閉ゴム支承板支承(BP.B)に代表されるように，鉛直方向に剛性の高い構造で上部構造を支持することから，ゴム支承で生じている経年的な課題，交通振動問題を回避することが期待できる．

ここで，すべり支承の積極的な活用を念頭において課題を整理すると，設置環境や維持管理の状態が良くない箇所などでは，機能不全などの事例も見られることも事実であることから，今一度，すべり材自体の耐久性評価から検証が必要であると考えられる．また，従来はクーロン摩擦理論により，摩擦係数は材料の接触状態によらずに一定であるとして評価されるが，実際にすべり支承としての性能評価結果を確認すると面圧や速度に対する依存性などが認められる[3],[4]ため，これらの特性を正確にモデル化，評価することも重要である．また，すべり支承を用いた動的特性に関する評価は，実験的および解析的に実施されている事例があり，それぞれすべり支承を用いた構造系の有効性を示している[5],[6].

そこで，本研究では，上記の課題に対して，まず，実際に供用下にあったすべり支承を取り出し，約 10 年の経過後の特性評価を実施した．また，あわせてすべり材料に関する材料分析を通じて，その摩擦メカニズムに関する検証を行った．次に，より長距離の摺動性能を評価するため，ユーロコードを参照しながら，各種すべり材料に対する試験を実施し，考察を与えた．一方，すべり摩擦特性を設計計算に精度良く取り込むために，クーロン摩

擦により表現されていた従来の摩擦係数の設計法ではなく，ヘルツの接触理論を発展させることで摩擦の力学的モデルを提案した．これにより，面圧や速度条件の変化に対する摩擦特性を評価できる設計式を導出し，さらには，実橋梁におけるケーススタディにより地震力遮断デバイスを用いた橋梁の地震時応答特性などの検討を行った．

4.2 地震力遮断デバイスの基本概念

免震構造を目指した設計手法では，ゴム支承を用いて橋桁を柔らかく支えることで長周期化を図り，加えて，減衰性能を付加することで橋桁および橋脚の応答変位を小さく抑えることが一般的である．しかしながら，このとき，ゴム支承は必ずその水平変位量に応じた荷重を受け持つことになるため，少なからず，地震時の慣性力は下部構造から上部構造へと伝達されることになる．

一方，地震力遮断デバイスの理想的な考え方は，すべり摩擦特性を積極的に利用することで，水平変位量の大きさによらず，常に摩擦力以上の力は伝達されない，地震の力を支承部で遮断することを目指したものである．しかし，実構造物への適用を考えた場合，オールフリー形式として，荷重支持点が一つものないと上部構造に想定外の外力が作用した時にはその挙動を抑制するものがないため，不安定となる恐れがあり，また地震後，上部構造の位置を原点に復帰させる力も作用しない(ゴム支承があれば復元力により原点に戻る力が作用する)ため，振動収束後の車両通行性に課題が生じる懸念がある．

このように，一長一短の側面をもつ設計思想であるが，ここではその実現性を念頭に置くため，以下のように整理して考える．

- 上部構造を支える支承部にはすべり支承を用いて，鉛直方向に剛性を高めることで，交通振動等の発生を抑制する．
- 地震時の振動安定性を図ること，復元力によって地震後の振動収束位置を原点付近に制御するために，ゴムバッファ(積層ゴム支承と同様な構造であるが，上部構造重量を支持していない点で異なる)を用いる．この際，ゴムバッファの水平剛性は可能な限り柔らかくすることで長周期化を目指す．
- すべり支承には，長期耐久性が期待できるすべり材料を用いる．
  また，すべり摩擦による減衰性能を期待するため，材料の選択によって摩擦係数をコントロールすることで設計の自由度の高いシステムを目指す．

本システムでは，通常のゴム支承と同様なゴムバッファを用いることになるが，上部構造の重量を支持していない(図 4.1)ため, 万が一, オゾン劣化などの問題が生じた場合でも, 容易に交換できる特徴がある．また，摩擦減衰を高めるために摩擦係数の高い材料を選択した場合には，橋桁の温度伸縮によっても摩擦抵抗力が高くなる問題があるが，例えば，温度伸縮用と地震時移動用の 2 種類のすべり面を設けた構造[7],[8]なども考えられる．

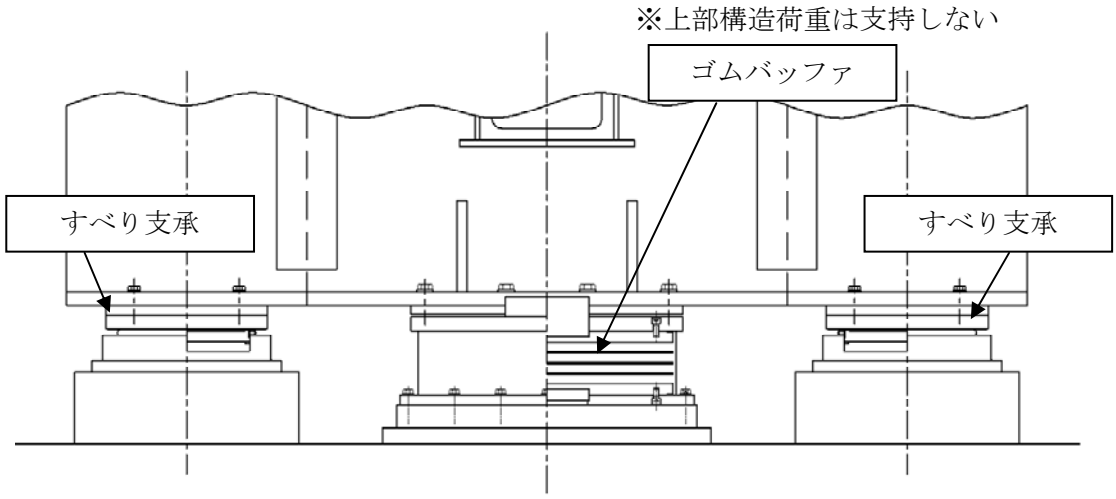


図 4.1　地震力遮断デバイスの構造例(ゴムバッファ：横置きタイプ)

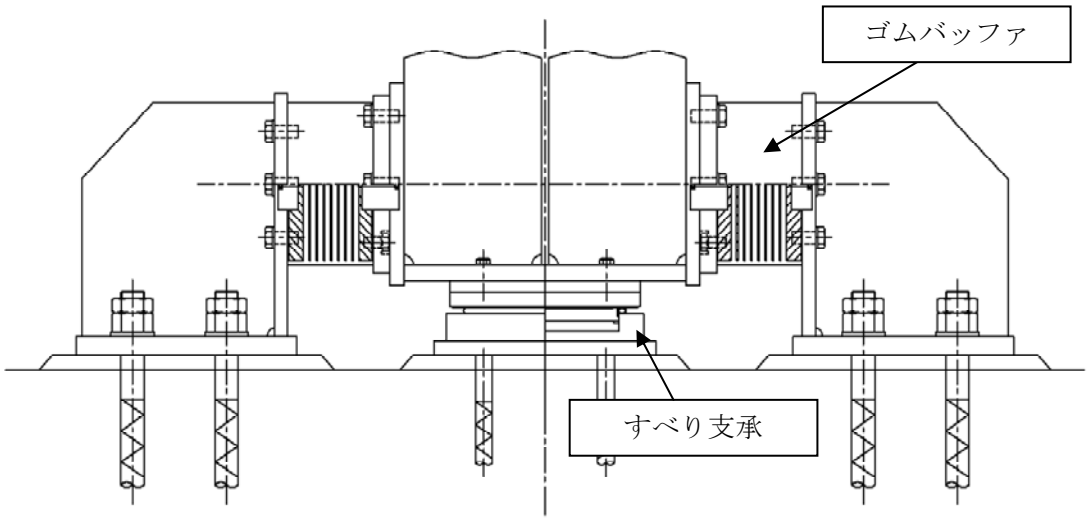


図 4.2　地震力遮断デバイスの構造例(ゴムバッファ：縦置きタイプ)

このような構造を対象に本研究では，以下の点に着目した検討を行う．

・経年変化供試体を用いたすべり材の摩耗量および摩擦特性の安定性評価
・ユーロコードを参照した長期摺動試験によるすべり材の耐久性評価
・一般的に用いられている PTFE+SUS 系のすべり支承を対象とした摩擦特性の評価式の提案
・摩擦材料の面圧依存性や速度依存性が与える橋梁の地震時挙動への影響分析
・橋梁構造物への適用性検討のため，パラメトリック解析により，固有周期特性，摩擦特性，地震動特性等に対する感度分析

4.3 すべり支承の耐久性評価

4.3.1 撤去支承を用いた摩擦特性評価実験

既往の研究は実験検証用に新規に製作された供試体を対象としたものが多く，実橋梁において長期間供用されてきたすべり材料に関する調査・研究はほとんど見られないのが現状である．特に橋梁用支承は一般に風通しが悪く，雨水や湿気，外気温の変動，塵埃の堆積などが生じやすい箇所に設置されるため，このような環境因子を考慮した検討を行うことは非常に重要である．

そこで，本研究では，すべり材の経年的な影響を検証するために，約 10 年間，実橋梁において供用下にあったすべり支承を回収して，材料分析などによる詳細な物性評価を行うとともに，すべり摩擦特性試験を実施し，免震装置としての長期安定性に関する検討を行った．

(1) 経年変化供試体

実橋梁において実際に橋桁を支持してきたすべり支承を得るために，本研究と同時期に耐震補強工事により既設支承の取り替えを予定している橋梁について調査を行い，PTFE とステンレスのすべり材を有する支承を無作為に抽出した結果，以下の 2 橋における可動支承を実験供試体として採用した．

a) 鋼 5 径間連続 8 主鈑桁橋(供試体 B)

中間支点に設置されたゴム支承による地震時水平力分散橋梁であり，端支点部のみ可動支承が設置された橋梁．

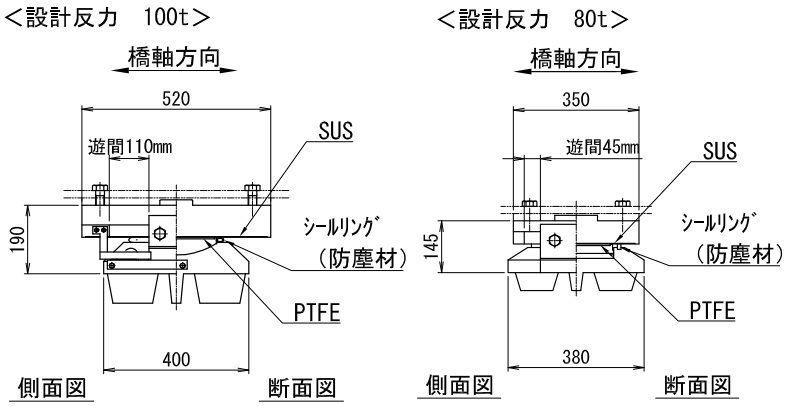
b) 鋼単純 4 主鈑桁橋(供試体 C)

A1 橋台に可動支承，A2 橋台に固定支承が設置された橋梁

また，本研究では比較検証のため，新規に製作したすべり材(供試体 A)を加え，表 4.1 に示すような A～C の 3 種類：合計 8 体により検討を行うこととした．

表 4.1　検証に用いた供試体

分類	供試体 No		支点位置	PTFE 直径
新規製作（比較用）	供試体 A	A1	-	φ210
		A2	-	
10 年間供用された経年変化供試体	供試体 B	B1	G1 / 外桁	φ210
		B2	G8 / 外桁	
		B3	G4 / 内桁	
		B4	G5 / 内桁	
	供試体 C	C1	G3 / 内桁	φ210
		C2	G4 / 外桁	φ240



(a) 供試体 B　　(b) 供試体 C

図 4.3　支承構造図



(a) PTFE　　(b) SUS

写真 4.1 10 年経過したすべり材の状況

図 4.3 には，供試体 B，C の構造図，写真 4.1 に供試体 B におけるすべり材表面の外観写真を示す．PTFE およびステンレスの表面には支承撤去を行った際のものと思われる方向性のない小さな傷などがいくつか見られたが，桁の伸縮方向にそった著しい摩耗や相手面への移着，巻き込みによる塵埃の傷跡などはなく，外観上からは有意な損傷は認められなかった．

(2) すべり材の厚み測定

形状に関する基礎的な分析として，長期にわたる橋桁重量の支持によって生じる圧縮クリープ変形量あるいはすべり摩耗などによる減厚の推定を目的として PTFE の厚み測定を行った．

計測箇所は図 4.4 に示す合計 17 箇所とし，その計測結果を厚みの実測値の分布状況とあわせて示す．データは PTFE 表面の小さな傷などの影響を受け，全体的にばらつきが見られるが，1 箇所を除き，図面上の指示値である 4mm 以上の厚みを有している．

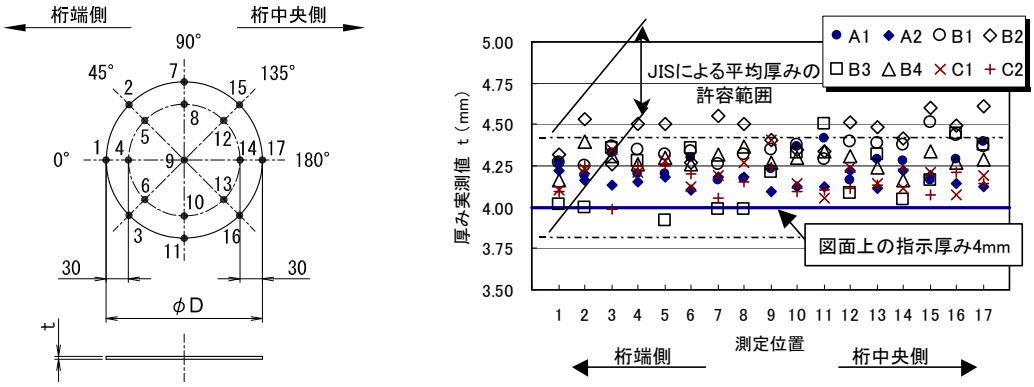


図 4.4　厚み計測結果

また実際の製作公差として想定される範囲（JIS K 6888 に規定される厚み 4mm の PTFE に対する平均厚みの許容差の範囲）内に概ね分布していることが分かる．このため，本供試体においては 10 年間の供用後においても顕著な圧縮クリープ変形やすべり摩耗による減厚は認められず，PTFE は十分な耐荷性能を有していることが確認された．

(3) 材料分析

PTFE を支承部のすべり材として用いる場合，その耐摩耗性の向上を図るために無機系の材料を充填させていることが多く，一般には繊維補強材（ガラスファイバー：GF，カーボンファイバー：CF）や固体潤滑材（二硫化モリブデン：MoS_2，グラファイト：C）などが採用されている．このうち，特に繊維補強材の存在については，後述する摩擦特性評価において重要な要素となるが，通常は，支承納入時において充填材の仕様は明示されていないため，本供試体においても不明であった．そこで，充填材の同定を行うための材料分析を EPMA（Electron Probe Micro Analyzer：電子線マイクロアナライザー）を用いて実施した．ここで，EPMA とは図 4.5 に示すように電子線を試料に照査することによって生じる特性 X 線に着目した X 線分析を行う装置である．

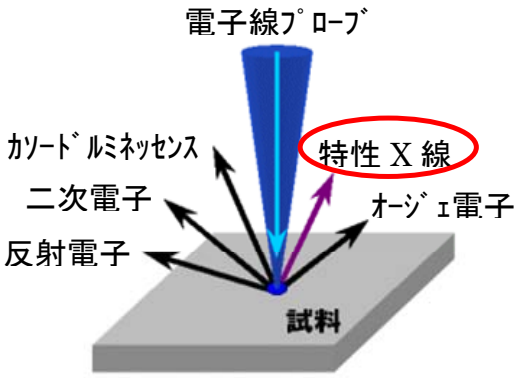
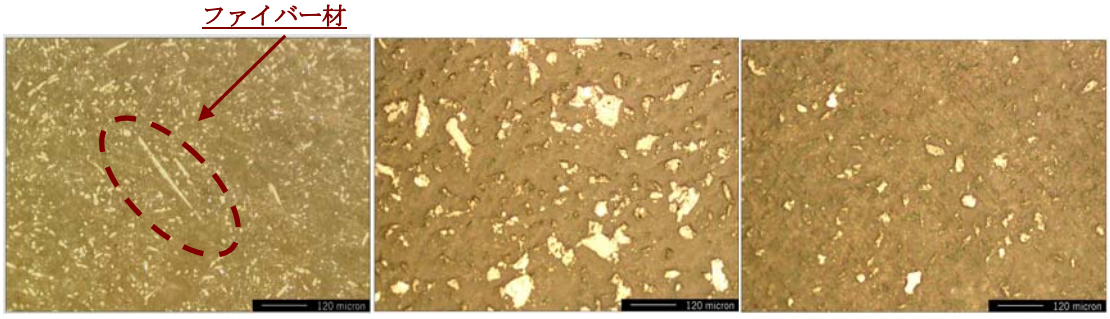


図 4.5　X 線分析の概念図

供試体 A は新規製作しているため，充填材の種類は既知であり，繊維補強材としてガラスファイバー：15%，固体潤滑材として二硫化モリブデン：5%を含有している．従って，ここでの分析対象は主に供試体 B、C に着目することとした．図 4.6 は光学顕微鏡により PTFE の表面観察を行ったものであるが，図から供試体 A にはファイバー材とみられる繊維状の物質が確認されるが，供試体 B，C にはこれはみられない．このため，B，C には繊維補強材は充填されていないものと考えられる．図 4.7～4.8 は供試体 B に対する EPMA 分析結果であるが，これらか PTFE（$(CF_2\text{-}CF_2)n$）の主成分であるふっ素（F）と炭素（C）の他に，グラファイト（C）と硫黄（S）の反応が確認された．ただし，S についてはスペクトル強度が非常に弱く，また，モリブデン（Mo）が全く検出されなかったため，固体潤滑材としての二硫化モリブデン（MoS_2）が存在するのではなく，他の充填材を配合する際に付着していた微量の不純物であると考えられる．一方，C の反応に関しては，PTFE 中の炭素と固体潤滑材としてのグラファイトの両者が混在しているものと思われるが，グラファイトの場合にはスペクトル強度が強く検出されるという特徴があることから判断すると図 4.9 の相分析結果からグラファイトの配合比率は PTFE に対して約 30%程度充填されているものと推定された．



(a) 供試体 A　　(b) 供試体 B　　(c) 供試体 C

図 4.6　光学顕微鏡による PTFE の表面性状（×100）

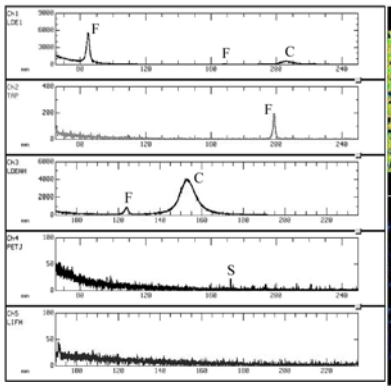


図 4.7　定性チャート

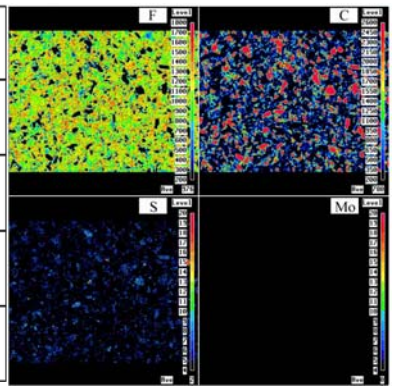


図 4.8　カラーマッピング

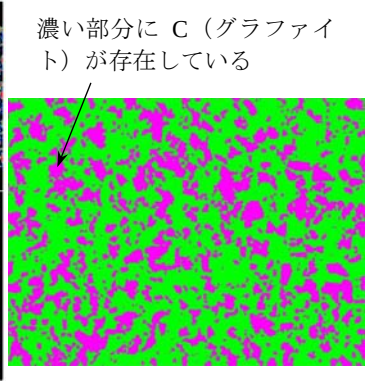


図 4.9　C の相分析

また，同様な分析を供試体 C について行った結果，供試体 B と同様なデータが得られたが，その充填量は若干少なく，約 15%程度であると推定することができた．

(4) 物性評価

次に供用期間中に生じた材料強度特性の変化を確認するために，比重（密度）や硬さ，引張強度などの機械的性質に関する基礎的な測定試験を実施した．試験法は原則として該当する JIS 規格に準拠して行い，供試体ごとに各 3 体の検体を作成し，それらの平均値をもって当該供試体の特性値と定義することとした．

表 4.2 に試験結果および各充填材仕様に対応した公称値を PTFE の材料カタログを参照して表中に（）を付記して示す．この両者の値を比較すると各項目とも有意な差は認められず，材料のばらつきなどを考慮すれば十分に予測し得る範囲内にあると考えられる．また，図 4.10 には引張試験における応力ひずみ曲線を示しているが，この図からも供試体 B，C に対して顕著な差は認められない．よって，経年変化を主要因とする強度変化は生じていないものと判断することができる．

表 4.2　材料強度測定試験結果

試験項目	測定項目	単位	供試体 A	供試体 B	供試体 C
密度測定試験 (JIS K 7112)	密度	g/cm^3	2.30　(2.25～2.35)	2.12　(2.10～2.20)	2.20　(2.15～2.25)
デュロメータ硬さ測定試験 (JIS K 7215)	デュロメータ硬さ	HDD	61　(>60)	67　(>58)	59　(>58)
引張強度，伸び測定試験 (JIS K 7113)	引張弾性率	GPa	1.26　(-)	1.74　(-)	1.36　(-)
	0.2%耐力	MPa	7.88　(-)	9.27　(-)	7.96　(-)
	引張強度	MPa	20.5　(>11.8)	13.9　(>9.8)	13.0　(>10.8)
	破断ひずみ	%	238　(>150)	97　(>10)	145　(>30)
圧縮強度測定試験 (JIS K 7181)	0.2%耐力	MPa	12.5　(13)	14.7　(15)	14.2　(14)

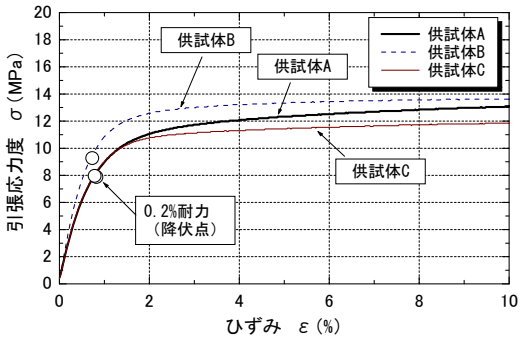


図 4.10　PTFE の引張試験による応力-ひずみ曲線

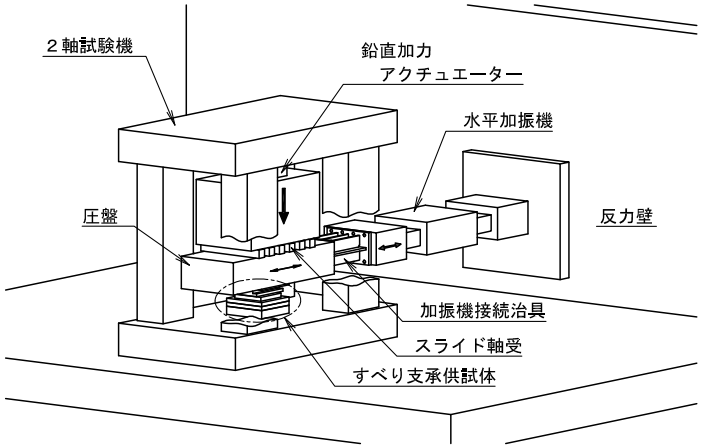


図 4.11　2 軸載荷試験装置の概念図

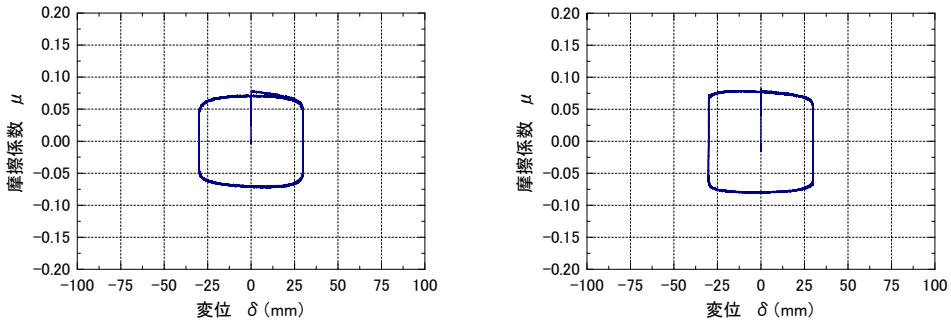
(5) すべり摩擦特性試験

PTFE とステンレスからなる部分のみを取り出し，図 4.11 に示す 2 軸載荷装置により摩擦測定試験を実施した．試験は鉛直荷重を所定の反力まで載荷させた後，一定に保ち，水平加振機により変位制御によって正負交番の正弦波を入力し，このときに生じる水平荷重をロードセルを用いて検出するシステムにより実験を行った．

図 4.12，図 4.13 に実験により得られた水平荷重を鉛直荷重で除して摩擦係数を求め，これと水平変位との相関性を履歴曲線として示す．

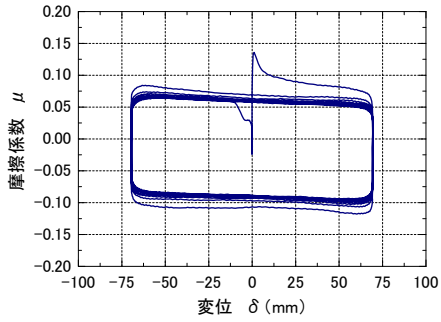
0.01Hz の低速加振時の挙動を見ると，全体を通して安定した履歴を描いていることが分かる．また，その摩擦係数は設計摩擦係数として用いている μ=0.1 よりも小さい値となっており，材料としての健全性を維持しているものと判断できる．

また，0.5Hz の動的なすべり挙動について考えると，各供試体とも加振 1 回目に大きな荷重の立ち上がりが見られるが，2 回目以降の履歴では比較的安定していることが分かる．この加振 1 回目の特性については，厳密にその発生機構を特定することは難しいが，どの載荷ケースにおいても同じように観察されているため，載荷試験システムの構成の都合上，加振テーブルの動的特性（慣性力）が検出されている可能性が考えられる．

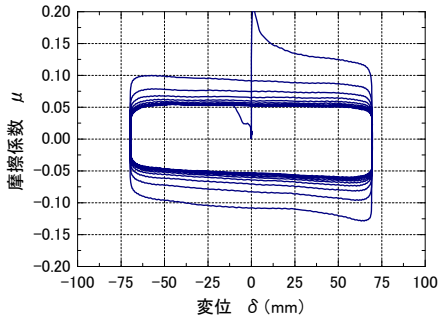


(a) 供試体 B2　　(b) 供試体 C2

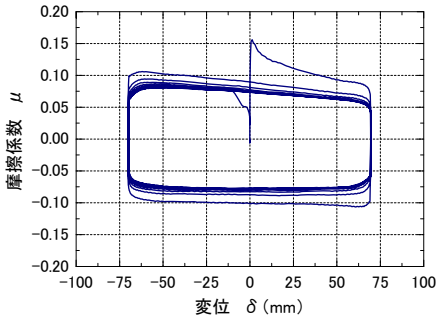
図 4.12　履歴曲線(載荷条件：面圧 20MPa，最大速度 0.19kine，振動数 0.01Hz)



(a) 供試体 A2



(b) 供試体 B2



(c) 供試体 C2

図 4.13　履歴曲線(載荷条件：面圧 20MPa，最大速度 22kine，振動数 0.5Hz)

4.3.2 長期摺動実験による摩耗量評価

すべり材料の長期耐久性を確認する観点から，各種材料に対して，実験的に摺動試験を行い，摩擦特性および摩耗量の評価を行った．

(1) 試験方法の検討

既往の研究では，温度変化による移動量に着目し，例えば，伸縮桁長 60m で温度変化範囲±20℃として，100 年相当の累積距離を算出して，約 1km 程度までの実験報告[9]がなされている．しかしながら，実橋における活荷重たわみを計測事例をみると，大型車 1 台でのすべり移動量は 0.06mm などと微少であるものの，重交通路線において日交通量を 2000 台／車線と仮定すると，100 年相当で約 4.4km にも及ぶ計算になる．

ユーロコード[10]では，すべり材への要求性能として，5km または 10km の 2 つのグレードのすべり耐久性試験が規定されており，これまで日本国内で実施されてきた耐久性試験よりも過酷な条件となっている．速度条件なども規定があり，極めて低速な 0.4～2mm/sec と設定されている．

このような試験は，非常に長い時間を要し，通常，支承の性能評価に用いている 2 軸載荷装置での実験は現実的ではない．そこで，図 4.14 に示すような「すべり耐久性試験装置」を考案した．

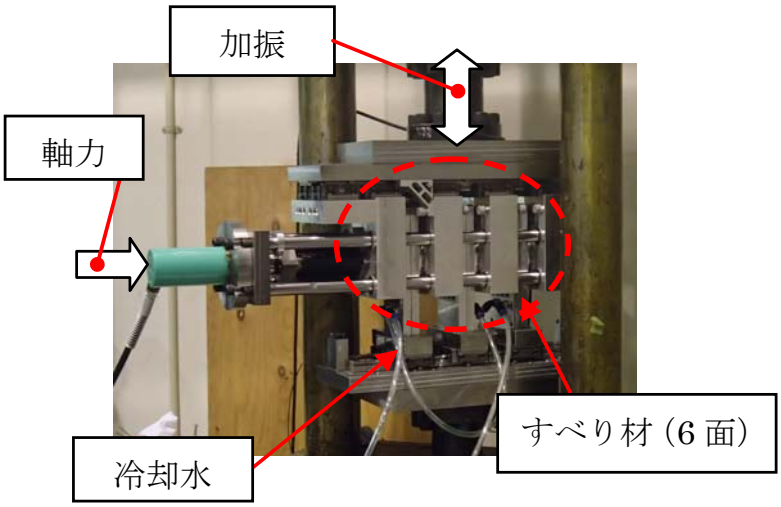


図 4.14　すべり耐久試験装置

表 4.3　試験条件

項目	本実験	EUコード
載荷荷重	132kN（供試体サイズ，面圧から決定）	
面圧	30MPa	0.33fk=30MPa
供試体サイズ	すべり材直径　φ75	すべり材直径　φ75
加振方法	8mm×32万回	10mm×1100回×2， 8mm×62500回×2の シリーズを繰り返す
累積摺動距離	4.4km以上（5kmを目標）	5km or 10km
周波数･速度	0.3Hz：正弦波 平均速度2mm/sec	一定速度：0.4mm/sec， 変動速度（正弦波）平均 2mm/sec
温度	室温	-35℃～+35℃

これは，一般の縦型の疲労試験装置に合計 6 面のすべり面を設けた治具を設置し，油圧ジャッキにて軸力を導入した状態ですべり摩擦を与える構成としている．このとき，摩擦面の温度上昇を避けるために，治具の内部に冷却水を循環させる構造を採用して常時冷却を行い，実験の際には，外気温+10℃程度を目安にモニタリングしながら載荷を実施した．

表 4.3 にユーロコードと今回の試験条件の対比を示す．

今回，耐久性試験用に試験装置を構築したが，後述する試験体数を実施するための時間的な制約から，完全にはユーロコードには準拠できていない点に留意が必要である．

表 4.4　実験供試体諸元

Case名	材料･仕様	備考
R-PTFE	充填材入りPTFE	支承便覧仕様
R-PTFE+G	充填材入りPTFE＋ディンプル＋グリース	支承便覧仕様＋グリース
P-PTFE+G	純PTFE＋ディンプル＋グリース	EUコード仕様
AFRP+SL	繊維強化熱硬化樹脂＋固体潤滑材	新材料
Poly+G	ポリアミド＋ディンプル＋グリース	新材料（＋グリース）
Poly	ポリアミド＋ディンプル	新材料（＋ディンプルのみ）

(2) 実験供試体の選定

本試験に用いたすべり材の諸元を表 4.4 に示す．充填材入り PTFE は，現在，日本国内で多く採用されている仕様であり，PTFE にガラス繊維などの補強材が充填されている．純 PTFE はヨーロッパの標準仕様であり，補強材を含有せず，表面のディンプル加工（くぼみ）部にグリースを充填させたすべり材である[10]．これに加えて，近年，新しく提案されている材料として，繊維強化熱硬化樹脂材のすべり面に PTFE 系固体潤滑材を埋め込んだ仕様の”AFRP+SL”，および硬度の高いポリアミド樹脂にワックスを含浸させた仕様の”Poly”と”Poly-G”を試験対象とした．

(3) 実験結果

本実験の結果を図 4.15～図 4.17 にそれぞれ示す．なお，摩擦係数と摩耗量は，すべり材 6 枚の平均値で示している．

同一試験条件下での各すべり材の特性を比較すると，摩擦係数については，純 PTFE（P-PTFE-G）が全累積すべり距離の間で，もっとも低い値を示している．一方で，充填材入り PTFE（R-PTFE）は総じて比較的大きな抵抗値を示しており，すべり距離によって摩擦係数が変化していく傾向が見られる．それに比べて，繊維強化すべり材（AFRP+SL）やポリアミド（Poly）は非常に安定した挙動を示している．また，摩耗量については，充填材入り PTFE でもっとも多く，これは摩擦抵抗値が大きいために材料の損傷も早いものと考えられる．

一方で，硬度の高い”AFRP+SL”や”Poly”などは摩耗量が非常に少ない特徴がある．”P-PTFE-G”は摩耗量の増加が見られるものの，100 年後に相当する約 5km の摺動に対しても，すべり材の突出量 1.2mm に比べて板厚の減少は小さいことが分かる．

このように，摩擦係数と摩耗量の相関性の確認は非常に重要であり，支承性能を長期に渡り期待するには，適切な材料の選定が必要であると考えられる．

なお，今回の試験では，ユーロコードに規定されている条件と比較すると，載荷速度が比較的早く，摩擦による発熱の影響が供試体に発生していることも考えられることから，本結果の最終的な評価については，更なる詳細な吟味が必要である．

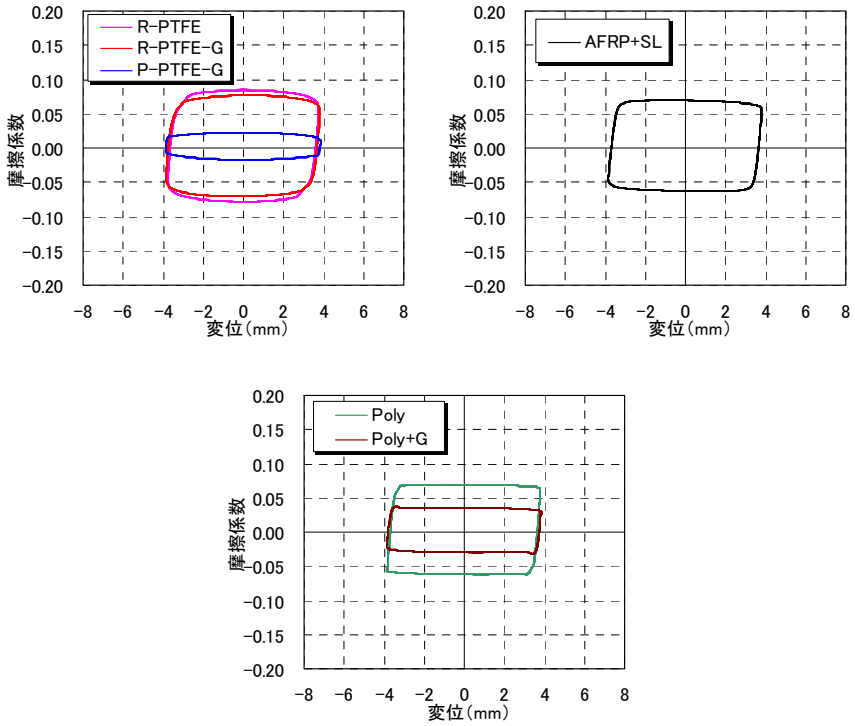


図 4.15　摩擦特性（2.5km 到達時の荷重-変位関係）

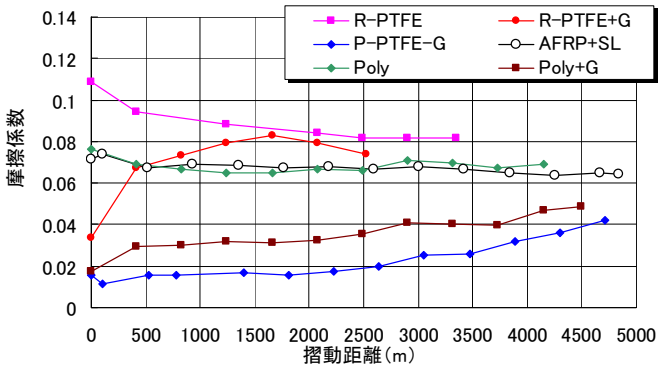


図 4.16　摩擦係数の推移

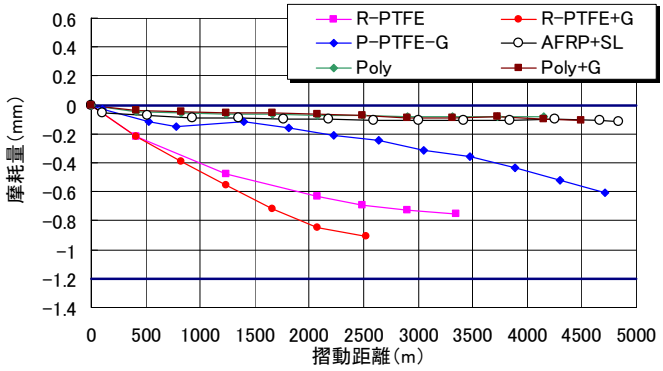


図 4.17　摩耗量の推移

4.4.3　まとめ

本検討により得られた知見を整理すると以下の通りである．

・10 年間供用されたすべり支承の特性は，

1) 鉛直荷重による圧縮クリープ変形や桁の伸縮に伴うすべり摩耗などによる厚みの減少は認められず，十分な耐荷性能を有していることが確認された．
2) 材料強度およびその摩擦特性に関して，経年劣化等に起因すると思われる有意な差は認められず，PTFE によるすべり材は安定した特性を確保していることが確認された．

・長期摺動試験による検証では，

1) ユーロコードの基準を参考に試験を実施した結果，材料によって摩耗の進展状況に有意な差が生じた．ただし，今回の試験法では載荷速度が比較的早いため，供試体の発熱の影響なども考えられることから，詳細を再度吟味する必要性がある．
2) すべり材料の選定にあたっては，摩擦係数の評価だけでなく，摩耗量との相関性も考慮に入れて評価することが重要である．

4.4 支承部における摩擦特性の評価法

機能分離型支承やオールフリー構造などに見られるように，従来，可動支承として用いられてきたすべり系支承を大規模地震時においても積極的に活用し，その摩擦減衰性能や地震力遮断などの効果を期待した設計法を検討するため，従来以上にその摩擦特性の正確な評価，モデル化が重要となる．

PTFE（Poly Tetra Fluoro Ethylene）の特性を考えると，その摩擦特性はクーロンの摩擦法則に示されるような材料固有の値とならず，載荷条件に依存した特性を有することが報告されている[11]．しかしながら，これらの実験的研究などでは，それぞれ個々の試験結果を用いて実験回帰により，その依存性を評価しているものが多く，摩擦特性自体に関する力学的な考察およびモデル化を行っている研究事例は少ないのが現状である．

そこで，本研究では，摩擦現象を評価する手法として用いられるトライボロジー理論などを活用することにより，摩擦発生機構を力学的に整理し，支承部の摩擦性能に関する評価式の誘導を行った．また，既往の実験データを集計して評価式の検証と摩擦特性自体のばらつきに関する検討を行った．

4.4.1 摩擦特性のモデル化と評価式の誘導

(1) クーロンの摩擦法則

摩擦に関する問題を考えた場合，その評価法を提唱したものとしてクーロンの摩擦法則が第一にあげられる．それによると，

1) 摩擦力はすべり面の見かけの面積に無関係である．

2) 摩擦力は荷重に比例して増加する

3) 動摩擦は静摩擦よりも小さく，かつ，すべり速度にほぼ無関係で一定である

とされている．

これらのことから，摩擦係数 μ の概念を導入して，摩擦力を F= μ W と表し，μ はすべり材の面積および載荷条件等に依存しない材料固有の定数をとるものとされている．

しかしながら，PTFE における摩擦係数は載荷条件に依存した特性を有することが報告されているため，すべり支承の摩擦特性を考える場合には，クーロンの摩擦法則のように単純化された評価法ではなく，支承部の特性に即したモデル化を行って，力学的な考察を与えることが必要であると考えられる．

(2)摩擦力の発生機構

トライボロジー理論によると，摩擦力の発生機構としては，

1)凝着力(*Fa*)　　：材料の接触面において生じる凝着部をせん断するために必要な力

2)掘り起こし力（*Fp*）：表面の粗さや異物の介在などにより移動方向前面にある物体を押しのけるために必要な力

3)弾性ヒステリシス損失力(*Fh*)：弾性的な材料が変形する際に生じるエネルギー的な損失に起因する力

の 3 つの要素が考えられる[12]

ここで，すべり支承における摩擦面は一定の規格値以上に表面仕上げされ，表面粗さが小さなステンレス板をすべりの相手材としている[13]こと，また，PTFE ではゴム体などと比べると弾性ヒステリシス損失はほとんど生じないことから，*Fp*，*Fh* による要因は想定的に小さく無視することができると考えられる．よって，摩擦力 *F* は凝着力 *Fa* により表現することを検討する．

(3)ヘルツの接触理論による摩擦力算出式

摩擦力として凝着力 *Fa* を考えると，実際に凝着が生じている接触面積を求める必要があるが，2 つの材料が平面接触している場合，その表面性状の影響などのよって見かけ上の接触面積（すべり材の面積）と実際に接触が生じている面積（真実接触面積）とでは全く異なる値をとることになる．そこで，この接触状態を表現するために，ある曲率半径 *R* をもった微小な球面が十分に平滑と見なせる平面に接触する状態（図 4.18）を想定すると，ヘルツの弾性接触理論により，微小接触面積 A_0 は，

$$A_0 = \pi r^2 = \pi\left\{\frac{3}{4}RW\left(\frac{1-\nu_1^{\,2}}{E_1}+\frac{1-\nu_2^{\,2}}{E_2}\right)\right\}^{\frac{2}{3}} \tag{4.1}$$

$$= \pi\left(KRW\right)^{\frac{2}{3}} \propto W^n$$

と表現することができる．

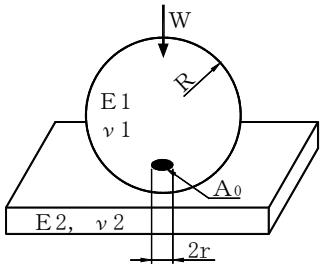
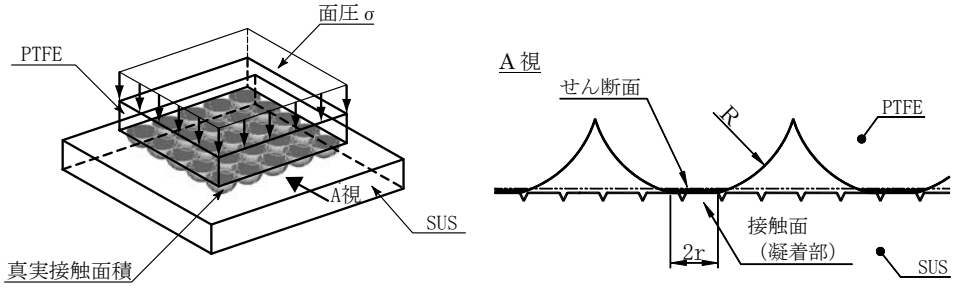


図 4.18　ヘルツの接触理論（球面と平面）



(a) 接触モデル　　(b) 凝着モデル

図 4.19　PTFE とステンレスのモデル

ここで，R：接触する球面の曲率半径，W：球面が受ける鉛直荷重，Vi，Ei：材料ポアソン比および縦弾性係数，K：すべり材の材質によって求まる定数
である．

この微小面積をもとに，実際には図 4.19 のように連続した突起の真実接触面積の総和として凝着面積を考える．摩擦力はこの凝着部をせん断する力と捉えることができるため，接触面積 A_0 に対する摩擦力 F_0 は 2 つの材料のうち柔らかい方のせん断強度を S とすれば，以下のように与えられる．

$$F_0 = S \times A_0 = \left[S \times \pi (KR)^{\frac{2}{3}} \times W^{-\frac{1}{3}} \right] \times W = \mu W \tag{4.2}$$

これらのことから，式において接触面積 A_0 が鉛直荷重 W の n 乗（ここでは 2/3 乗）に比例するため，式において摩擦係数 μ に相当する項が W の n-1 乗（ここでは 1/3 乗）に比例することになる．よって，n=1 ではない場合には，クーロンの摩擦法則により材料固有の値として考えられていた摩擦係数は鉛直荷重による依存性を示すことが分かる．この関係式における指数 n は材料の接触状態および摩擦特性を特徴づける重要なパラメータとなるが，この数値は，金属材料の場合に見られる塑性接触状態から柔らかい材料の場合における弾性接触状態の間で変化し，1～2/3 の値をとる．つまり，厳密な意味でクーロンの摩擦法則が

成立するのは n=1 となる完全塑性接触状態に限られる．なお，PTFE とステンレスの接触状態において完全弾性接触状態を表す n=2/3 が成立するかは，後述する実験結果との比較より検証するため，ここでは，これが成立するものと仮定して議論を進める．また，式には PTFE 表面の微小突起 R の項が含まれるため，摩擦係数は見かけの接触面積にも依存することになる．

(4) PTFE における摩擦特性評価式の誘導

支承部の摩擦特性評価式を誘導するために接触モデルとして，図 4.19 のように，すべり材の表面にその製造過程における PTFE 粉の粒径 R が一様に分布している状態を仮定する．ここで，1 辺の長さ L と微小面積 A_L を想定すると，この区間に含まれる球面突起の個数は $N=L^2/R^2$ となり，また，PTFE の見かけの面積 A から求まる面圧を σ とすれば，一つの粒子が負担する鉛直荷重は $W=\sigma L^2/N$ となる．よって，これらのことから微小面積 A_L における真実接触面積 A'_L は式から，

$$A'_L = \Sigma A_0 = \pi\left(KR\frac{\sigma L^2}{N}\right)^{\frac{2}{3}} \times N = \pi(K\sigma)^{\frac{2}{3}} \times L^2 \tag{4.3}$$

により求めることができる．従って，PTFE 表面に球面突起 R の一様な分布が期待できる場合には，見かけ上の面圧 σ を用いることのより真実接触面積は R に依存しなくなる．

次に，支承部に用いる PTFE には高荷重下での使用に耐えうるように，その耐摩耗性を向上させるため無機系の材料を充填させている[13]ことから，この影響を考慮する．充填材はすべり材の厚さ方向に均等に分布しており，PTFE の体積比と同じ割合で摩擦表面にも存在していると仮定すると，充填材体積比を Vf と与えれば，PTFE および充填材のそれぞれの真実接触面積 $A'p$，$A'f$ は，単位面積あたりの真実接触面積を A'として，

$$A'_p = (1-V_f)A' \quad , \quad A'_f = V_f A' \tag{4.4}$$

となる．ここで，PTFE および充填材のせん断強度をそれぞれ Sp，Sf とおき，また凝着部の清浄さ・強さを表す係数を α （$0<\alpha<1$）とすると，支承部の摩擦特性は以下の式により表すことができる．

$$\begin{aligned} F &= \alpha S \times \Sigma A' \\ &= \alpha\{S_p(1-V_f)+S_f V_f\} \times \pi(K\sigma)^{\frac{2}{3}} \times A \propto \sigma^{\frac{2}{3}} \\ \mu &= \alpha\{S_p(1-V_f)+S_f V_f\} \times \pi K^{\frac{2}{3}} \sigma^{-\frac{1}{3}} \propto \sigma^{-\frac{1}{3}} \end{aligned} \tag{4.5}$$

(5) 速度依存性の評価

トライボロジー理論，ヘルツの接触理論などを参考とし，また，充填材の影響にも着目して，支承部の摩擦特性を算出するための評価式を面圧 σ の関数として式(4.5)に誘導したが，ここにはすべり速度による影響が考慮されていない．PTFE のすべり速度特性に関する問題については，機械軸受けの分野で古くから検討されており，載荷速度が増加していくと，

その摩擦係数は指数関数的に増加することが報告されている[14]．また，橋梁用支承を対象とした実験結果においても，速度依存性による傾向が確認されているため，この影響を評価式にも考慮する必要がある．ここで，この速度依存性に関するモデルは岡本らの研究[15]により検討されているため，これを参考として式を基準とすると，摩擦係数 μ は以下のように面圧 σ，速度 v の関数として表現することができる．

$$\mu(\sigma,\mathrm{v}) = \mu(\sigma)\left(1-e^{-a\mathrm{v}}\right)+\mu_0 e^{-a\mathrm{v}} \tag{4.6}$$

ここで，$\mu(\sigma)$：式により求めた面圧による関数，a：速度依存性に関する係数，μ_0：速度 0kine(=0cm/sec)における静摩擦係数である．

(6) 評価式による摩擦特性

ここで，最終的に求めた摩擦評価式について，実際に計算を行う際に必要となる各パラメータを材料の公称値などを参考として，表 4.5 のように設定し，試算を行った．なお，このとき，α，a，μ_0 の各数値に関しては後述する実験データの分布から設定した値である．また，PTFE の材料特性としては，充填材を含まない純 PTFE によるケースと充填材として一般的に用いられているガラスファイバー(GF)を PTFE との重量比で 15%あるいは 20%充填したケースの合計 3 つを対象とした．

図 4.20 にこの試算結果を示す．この図から，すべり速度を一定とすると面圧依存性により指数関数的に摩擦係数が減少し，一方，速度依存性は，低速度領域では指数関数的に摩擦係数が増加していくものの，約 5kine 以降でほぼ一定値に収束していく傾向を表現していることが分かる．また，設定した材料特性の違いを求めると，充填材の配合比の差が摩擦係数に与える影響としては，約 7%程度であったが，純 PTFE と GF15%のケースを比較すると，約 20%の差が生じている．従って，PTFE における摩擦特性については，充填材の有無による影響を考慮することが必要であると判断できる．

表 4.5　すべり材料の特性値

材料	仕様	弾性係数 E_i (MPa)	ポアソン比 ν_i	せん断強度			充填材体積比 V_f (%)	速度依存性係数 注)	
				S_p (MPa)	S_f (MPa)	α 注)		a	μ_0
PTFE	純PTFE	420	0.46	6.5	-	0.80	-	1.0	0.04
	GF15%充填	690			41.0		13.2%		0.06
	GF20%充填	760					17.6%		
SUS	No.2B仕上げ以上	2.0×10^5	0.30	-					

注）α，a，μ_0 は後述する実験データの分布から設定した値

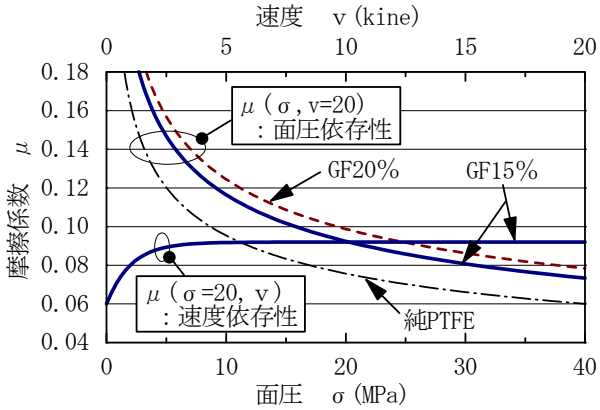


図 4.20　評価式による PTFE とステンレスの摩擦特性

表 4.6　充填材入り PTFE とステンレスにおける実験データを収集した範囲

供試体タイプ	SUSの仕上げ程度	供試体形状(mm)	面圧(MPa)	速度(kine)	データ数
要素試験	＃400研磨以上	φ50～300	4.0～60	0.10～47.0	63
BP.B支承	No.2B相当	φ150～320	3.0～30	0.06～62.8	42
すべりゴム支承	No.2B相当	φ150～280	3.0～30	0.06～62.8	21
	＃400研磨以上	φ85～440	5.0～40	0.50～62.8	57
集計		φ50～440	3.0～60	0.06～62.8	合計：183

4.4.2 評価式の検証と摩擦特性のばらつき

(1)実験データの収集

提案した摩擦特性評価式の検証を行うため，ここでは，実験的研究成果として報告されている橋梁系・建築系の両分野における文献[11],[15]～[24]から摩擦係数の実験データを調査し，それらを整理した上で両者の整合性について検討を行った．収集したデータは充填材入り PTFE のものが 183 点，純 PTFE のものが 17 点であり，合計 200 点の測定結果を用いた．

今回調査した充填材入り PTFE に関するデータには表 4.6 に示したような種々の変動要因が含まれている．まず，「供試体タイプ」としては，

1)要素試験　　：すべり材のみを試験機に直接設置し，支承の製品形状ではない状態での試験結果

2)BP.B 支承　　：密閉ゴム支承板支承の製品形状での試験結果

3)すべりゴム支承：積層ゴム支承の上面にすべり材を取り付けた製品形状での試験結果

などが含まれている．

また，「ステンレス（SUS）の仕上げ程度」としては，JIS G 4305 に規定される表面仕上げ規格のうち，No.2B 相当としたものと，それよりもさらに緻密な表面仕上げとして＃400 のバフ研磨仕上げ以上を施したケースが含まれている．この違いは実構造物における支承

として，橋梁系では No.2B 相当，建築系では＃400 研磨相当以上のステンレス板を一般的に採用していることに由来している．

これらの変動要因による影響については，実験データの分布から検討を行ったが，ばらつきによる変動の方が大きいため，その相関性を確認することができなかった．このため，ここでは全て包括した形で整理を行うこととした．PTFE の充填材の配合については，詳細な仕様の調査ができなかったが，先に示した図における検討結果から充填材配合比の変化による摩擦特性への影響は数%程度と予測され，ばらつきの範囲に比べるとさほど支配的ではないと考えられる．従って，この要因についても包括して整理を行っている．

また，摩擦特性に関する実験結果はその材料特性だけでなく，1 載荷シリーズの履歴データから摩擦係数を抽出する方法の違いなどによっても差が生じることになる．今回集計した実験データには，これらの影響も含まれているため留意する必要がある．

(2)評価式の検証

純 PTFE における実験データの分布と表のようにパラメータを設定したときの評価式(4.6)による計算値との比較を図 4.21 に示す．図中の A，B の表記は試験機関の違いを示している．このケースにおける実験データは非常に少ないが，面圧・速度依存性ともに，評価式と実験値は非常に良い一致を示していることが分かる．

次に，充填材入り PTFE について図 4.22 に同様な比較結果を示す．図は面圧依存性について整理しているが，評価式による速度依存性の傾向はこの図中には表記するこができないため，実験データの方を，

1)速度依存性の影響が顕著なごく低速な範囲（～0.5kine）と指数関数的な変動を示す範囲（0.5～5kine）におけるプロット点

2) ほぼ一定値に収束する 5kine 以上のプロット点

に分けて示している．

この結果，評価式(4.6)は 5kine 以上のデータと比較すると実験値自体のばらつきが大きいものの，全体の傾向を比較的良く表現していることが分かる．また，図には式における指数 n を 1～2/3 の間で変化させるため，n=2.2/3，2.4/3 などのケースも示しているが，実験データとの整合性は n=2/3 を用いた方が明らかに良い結果となっている．一方，5kine 以下のデータについては，全体的に低摩擦側に分布しており，同一面圧であっても速度依存性による影響を受けて摩擦係数が低下していることが分かる．図には単位面積あたりの摩擦力を示しているが，この図から摩擦力は面圧の変化に伴って指数関数的に変化し，面圧依存性を考慮せずに摩擦係数を一定値と仮定した場合と比較すると約±20%程度の差が生じることが分かる．図には，速度依存性のうち，すべりゴム支承の場合の面圧範囲(設計面圧 8MPa)と BP.B 支承の場合の面圧範囲(設計面圧 30MPa)とに分けてその特性を示している．なお，ここでは評価式により求めた面圧と同一条件になるデータを比較対象としたため，図中のプロット数は若干少なくなっている．この結果からも，実験値にはばらつきが大きいものの，各ケースとも評価式(4.6)は実験値の傾向と良い一致を示していることが分かる．

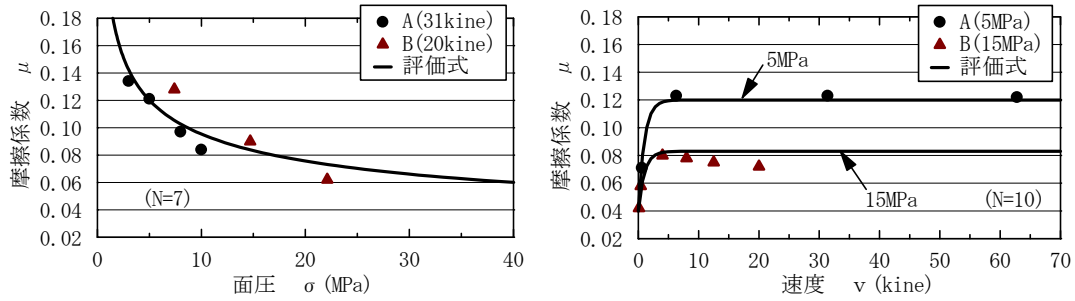
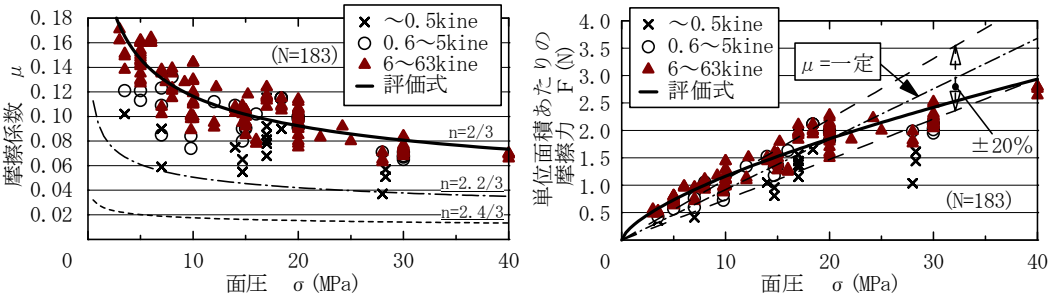
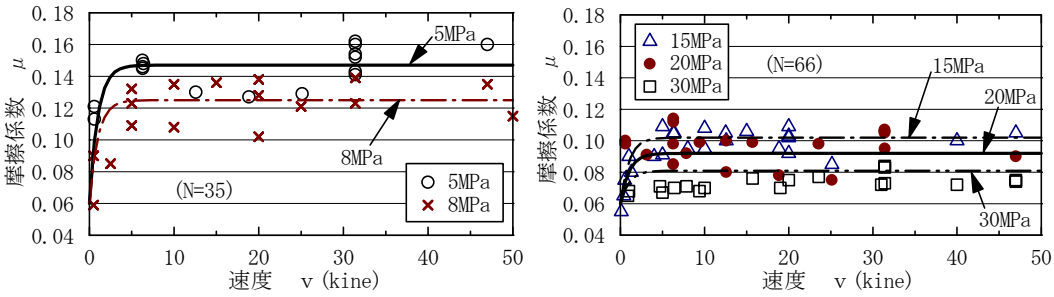


図 4.21　純 PTFE の実験データと評価式の比較



(a) 面圧依存性(摩擦係数)　　(b) 面圧依存性(摩擦力)



(c) 速度依存性(すべりゴム支承)　　(d) 速度依存性(BP.B 支承)

図 4.22　充填材入り PTFE の実験データと評価式の比較

以上のことから式により提案した評価式は支承部の摩擦特性を表現するこが可能であると考えられる．また，このことは同時に，先にすべり材の接触機構を完全弾性接触状態として，n=2/3 とした仮定は PTFE を用いたすべり支承における評価として妥当であると判断できる．

(3) 評価式による推定精度と摩擦特性のばらつき

図 4.23 に全 200 データに対する評価式(4.6)の推定精度を示す．この図から，6kine 以上のデータでは±20%の範囲にそのほとんどのデータが収まっているのに対し，5kine 以下のデータの場合，比較的大きなばらつきを示していることが確認できる．

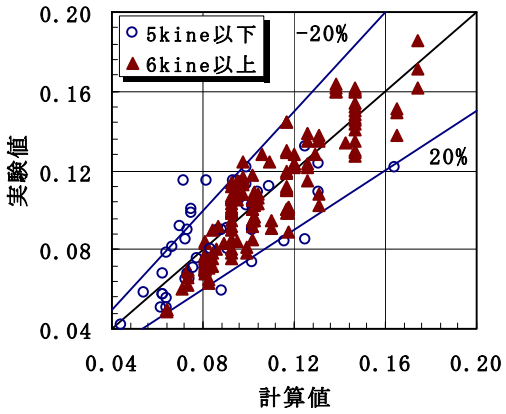


図 4.23　摩擦係数の推定精度

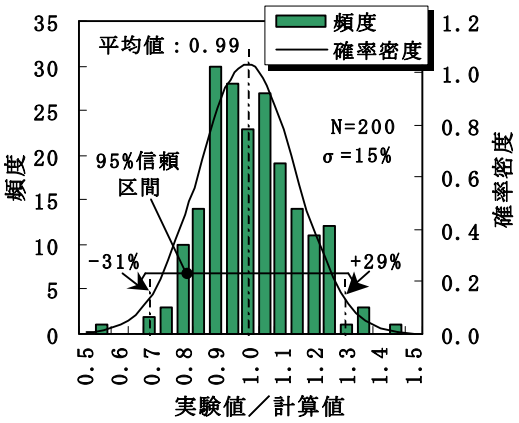


図 4.24　統計分布（ヒストグラム）

また，図 4.24 には実験値と評価式による計算値との比をヒストグラムとしてまとめたものを示す．その結果，摩擦特性のデータ分布は正規分布に近い形状を示しており，その平均値は 1 に近く，0.99 となった．また本検討でのデータ範囲における摩擦特性のばらつき幅の評価指標として，例えば，95%信頼区間を考えると，評価式に対して±30%以内の範囲に分布していることが分かった．

4.4.3 まとめ

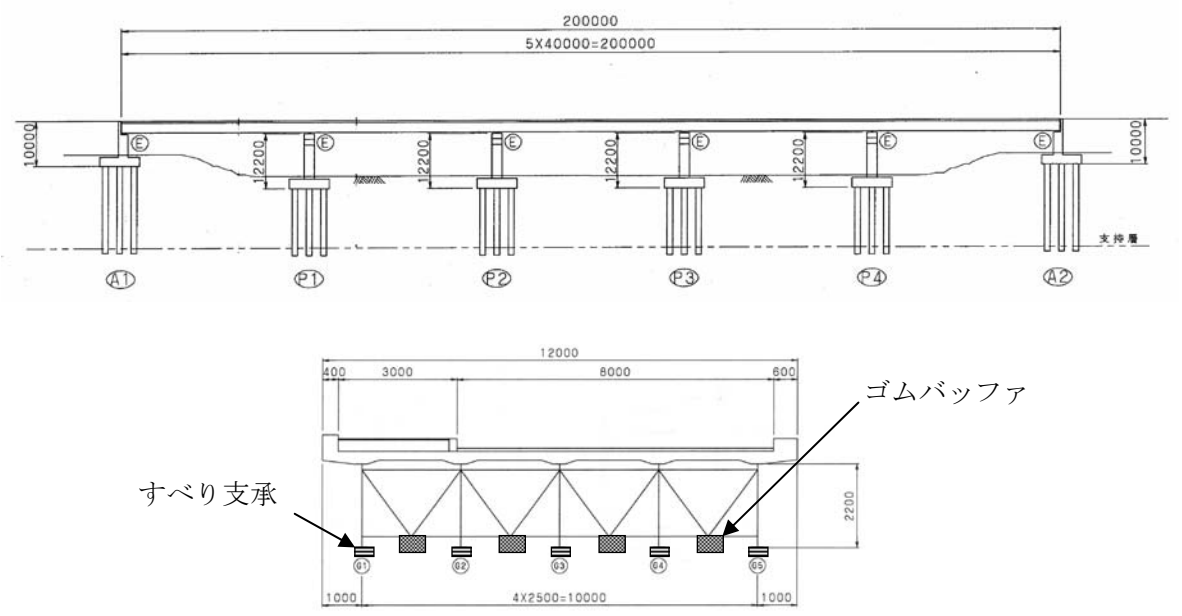
本検討により得られた知見を整理すると以下の通りである．

- 支承部に用いる PTFE に摩擦特性に面圧依存性，速度依存性が発生する力学的メカニズムを整理して示した．その主な要因としては，PTFE 表面の接触機構が弾性接触状態にあることによるものと考えられる．
- 力学的モデルから摩擦特性評価式を導出することで，PTFE の摩擦特性を表現できることが分かった．
- PTFE の摩擦特性に関する実験値のばらつき幅は，95%信頼区間で評価すると±30%の範囲に分布していることが分かった．

4.5 適用性評価に関する検討

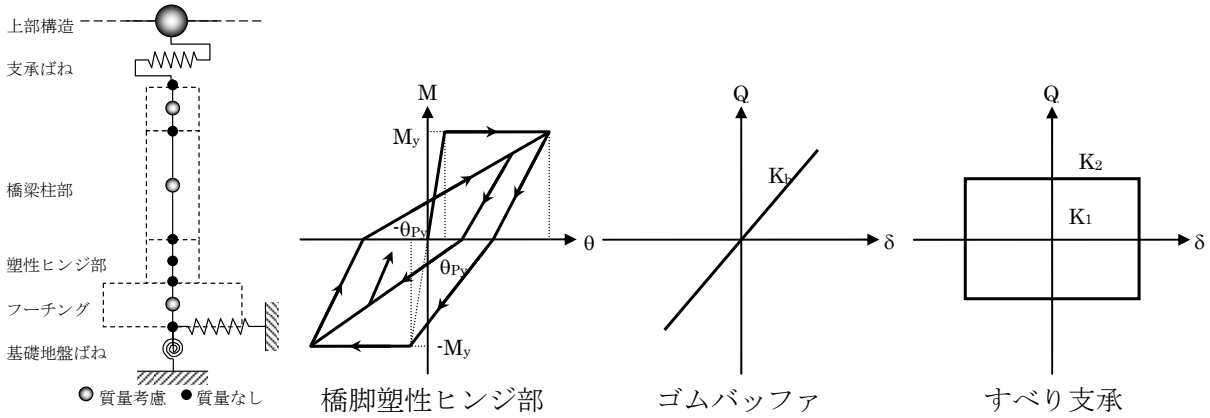
これまでの検討により，すべり摩擦特性の耐久性，摩擦特性のモデル化を実施した．次に，このすべり支承を用いた免震支承に関する橋梁構造への適用性を検討するために，パラメトリック解析を行うことで，支承部の特性が橋梁全体系の応答に与える影響についての検討を行う．なお，ここでは，PTFE+SUS のすべり材が有する面圧および速度に対する依存性が応答特性に与える影響についても検討を実施している．

以下にその結果について示す．



上部構造断面図

図 4.25　解析対象橋梁



橋脚モデル　　橋脚塑性ヒンジ部　　ゴムバッファ　　すべり支承

図 4.26　橋脚・支承部のモデル化

4.5.1 解析概要

(1) 解析対象橋梁

解析対象とした橋梁は文献[25]を参考に図 4.25 に示すようなすべり系免震支承を有する 5 径間連続 I 桁橋である．解析モデルは図 4.26 に示すように，梁～バネ要素でモデル化した．橋脚の塑性ヒンジ部については，M-θ 系の非線形バネ要素（Takeda モデル）で，支承部のゴムバッファについては天然ゴム系材料の使用を想定して，線形バネ要素とした．また，すべり支承は，PTFE とステンレスの組み合わせを想定して，摩擦係数 μ =0.1 相当を基本とした完全弾塑性型の非線形バネ要素でモデル化した．

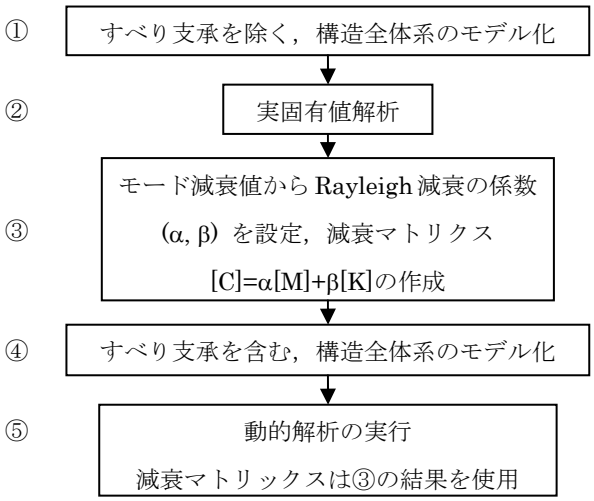


図 4.27　Rayleigh 減衰による[C]マトリクスの作成方法

入力地震動は，橋軸方向および上下方向のみを対象とするため，橋軸直角方向に配置されている 1 支承線上の支承部のバネ特性を集約した 2 次元モデルとした．

(2) 解析条件

時刻歴応答解析における数値積分法には，ニューマーク β 法（β ＝1/4）を用い，積分時間間隔を 1/1000 秒とした．

なお, 減衰マトリクス[C]の作成については, 摩擦特性を扱う解析であることを考慮して，図 4.27 に示すフローのステップ[26]に従うこととした．これは，動的解析ソフトによっては Rayleigh 減衰を作成する場合，各部材の初期剛性(*K1*)を用いた減衰マトリクスとなる場合があるが，しかし，実際に振動する際のすべり支承の剛性は 2 次剛性(*K2*)に移行しており，初期剛性は振動時の特性ではなく，完全弾塑性を表現するために，数値解析上において十分大きな値を与えているに過ぎない．このような値を用いて減衰マトリクスを作成することには物理的な意味はないものと考えられる[27]．そこで，初期剛性の影響が減衰マトリクスに取り込まれないように配慮するため，図 2.27 のフローの手法を採用し，ここで，すべり支承の剛性については，*K1*=107kN/mm，*K2*=1kN/mm とした．

減衰定数については，橋脚の塑性ヒンジ部は 2%，塑性ヒンジ部以外は 5%，ゴムバッファ 2%，上部構造 2%，地盤基礎 20%とした．

入力地震動は，道路橋示方書[28]に示されている標準波（Ⅱ種地盤レベルⅡタイプⅠおよびタイプⅡ地震動）6 波を用いた．ただし，上下動による支承部の軸力(すべり面の面圧)変動の影響や桁のたわみ振動の影響についての検討を行うケースについては，振幅調整された道路橋示方書の標準波ではなく，実観測波形を用いることとした．これは地震動の水平と上下動の相関性を適切に考慮するための措置である．

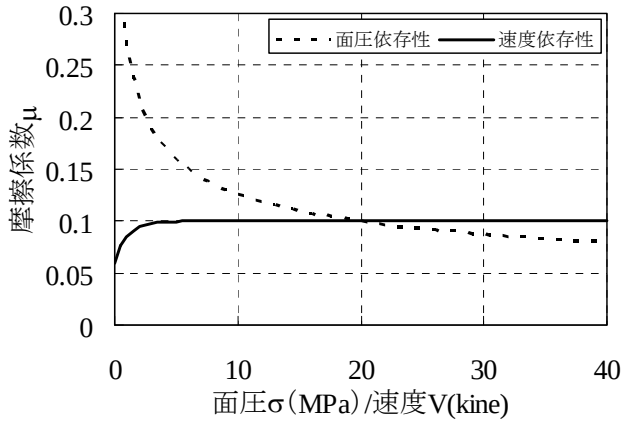


図 4.28　摩擦係数の面圧・速度依存性モデル

(3) 解析パラメータ

基本モデルとして,

・橋脚の降伏耐力比　　：　Py/w=0.6

・橋梁全体の固有周期　　：　1.0 秒

・すべり支承の摩擦係数　：　0.1

となるように各部材特性を設定した.

パラメトリック解析の着目点としては,

1)ゴムバッファの剛性の違いによる橋梁の周期特性の変化が及ぼす影響

2)摩擦係数の速度依存性，面圧依存性の考慮による摩擦特性の感度

3)摩擦係数の違いが及ぼす影響

の 3 点を設定した.

ここで，摩擦特性が有する摩擦係数の速度および面圧に対する依存性については，前述の研究で導出した(4.6)式および実験データの整理結果を用いたパラメータ回帰から,

$$\mu(\sigma,v) = 0.2714\sigma^{-1/3} \times \left(1 - e^{-v}\right) + 0.1629\sigma^{-1/3} e^{-v} \tag{4.7}$$

と設定した．このときの摩擦特性を図化すると図 4.28 のようになる.

4.5.2 解析結果

それぞれの解析結果について，P1 橋脚に着目した応答特性を以下に示す.

(1) 橋脚の固有周期の影響

ゴムバッファの剛性を変化させて，橋梁の固有周期による応答値の違いに着目するため,橋梁の固有周期を 0.8，1.0，1.5，2.0 秒となるように設定して解析を実施した.

図 4.29 に橋梁の固有周期に対する桁および支承の応答値を示す．タイプⅠ，タイプⅡのどちらの地震動においても固有周期が大きくなるに従い変位が大きくなり，1.5 秒あたりでピークとなる傾向が見られた．また，図 4.30 には橋梁の固有周期と橋脚の応答塑性率との

関係を示す. タイプⅠ地震動では, どの固有周期も応答塑性率が 1.0 以下の弾性域となった. しかし, タイプⅡ地震動については, 短周期側で塑性化が進行することが分かる. ただし, 周期 2 秒にまで大きくなると弾性域に留まっている.

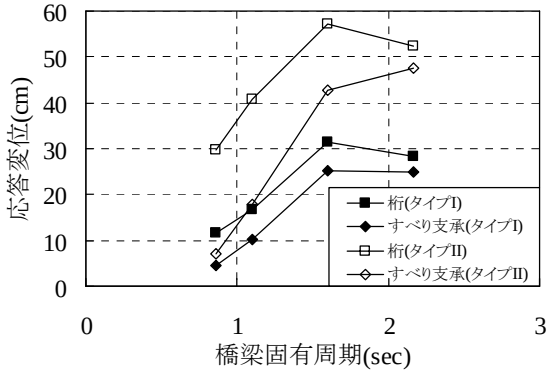


図 4.29　桁および支承の応答変位

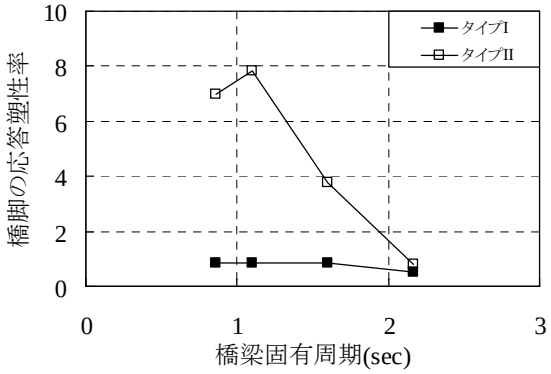


図 4.30　橋脚の応答塑性率

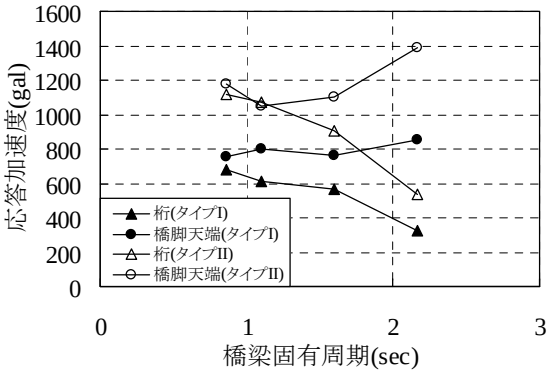


図 4.31　桁および橋脚天端の応答加速度

図 4.31 には橋梁の固有周期と桁および橋脚天端の応答加速度との関係を示す．固有周期が短い場合，桁と橋脚天端の応答加速度はあまり変わらないものの，長周期化させることで桁の応答速度が大きく低減されることが分かる．

(2) 摩擦係数の面圧依存性の影響

基本モデルを対象に，摩擦係数の面圧依存性を考慮し，すべり面の面圧変動が及ぼす影響について検討する．面圧の変動要因として上下地震動による鉛直方向慣性力と桁のたわみ振動の影響が考えられるため，解析ケースとしては，桁剛性を“剛”とした場合と部材の断面に従った剛性“部材通り”とした場合の２ケースを設定した．また，地震動の入力方向として，橋軸方向地震動のみと橋軸および上下方向の同時入力とした合計 4 ケースを対象とした．

表 4.7 に各ケースでの主要最大応答値について示す．まず，上下動の地震動が及ぼす影響（ケース①とケース②）については，すべり支承部に作用する軸力が上下動により 20～30%変動すること分かる．一方，図 4.28 に示した面圧依存性を考慮することで，摩擦力は最大で 20%程度増減することになる．このとき，水平方向の主要な応答特性（桁，支承の変位，橋脚の塑性率）については，ほとんど差異が見られない．

次に桁の剛性を与えた場合の桁のたわみ振動の影響について，ケース①とケース③の比較から桁剛性の影響を考慮すると，面圧はやや変動するもののその大きさは小さいことが分かる．また，このときも，水平方向の応答特性については，ほとんど差が見られない．

ケース②とケース④の比較による上下動による桁のたわみ振動と慣性力による面圧変動の影響をみると，面圧の変動はケース②よりも大きいもの，ここでも応答値へ感度は低い．

以上の結果から，面圧変動に伴う摩擦力の変動はいずれのケースにおいても 20%程度と小さいため，各主要な応答値に与える影響は小さいものと考えられる．

表 4.7　解析結果比較（面圧依存性，上下動，桁のたわみ成分の影響）

解析ケース	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
桁剛性	剛	剛	部材通り	部材通り
地震動の入力方向	橋軸	橋軸 ＋上下	橋軸	橋軸 ＋上下
桁の応答変位(cm)	10.76	10.91	10.77	10.76
	52.34	52.52	52.32	52.49
桁の応答加速度(gal)	411.2	412.7	410.8	400.1
	1158	1165	1155	1164
すべり支承変位(cm)	6.45	6.556	6.43	6.525
	18.25	18.26	18.22	17.95
橋脚の応答塑性率	0.65	0.65	0.64	0.65
	12.36	12.42	12.30	12.36
面圧変動(MPa)	19.8 ~20.2	16.0 ~25.5	19.3 ~20.6	14.4 ~25.2
	19.7 ~20.2	12.1 ~27.1	18.6 ~21.8	11.0 ~26.9

＊上段：タイプⅠ地震動，下段：タイプⅡ地震動

表 4.8　速度依存性の有無による解析結果比較

入力地震動	タイプⅠ地震動		タイプⅡ地震動	
速度依存性の考慮	なし	あり	なし	あり
桁の応答変位(cm)	10.76	10.80	52.34	52.51
桁の応答加速度(gal)	411.2	411.0	1158	1156
すべり支承変位(cm)	6.450	6.475	18.25	18.27
橋脚の応答塑性率	0.645	0.647	12.36	12.44
すべり支承速度(kine)	73.1	72.8	135.7	135.4

(3) 摩擦係数の速度依存性の影響

基本モデルを対象に速度依存性の影響について検討する．

桁の剛性は剛とし，上下地震動は考慮しない．表 4.8 に速度依存性を考慮したケースおよび考慮しないケース（摩擦係数は常に一定値としたモデル）の主要最大応答値について示す．この結果から，ほとんど最大応答値への影響はないことが分かる．これは速度依存性のモデル（図 4.28）が 5kine 以上では，基本モデルと同じ μ=0.1 の一定値をとる特性であり，なおかつ，本解析における支承の速度は，最大で 73kine あるいは 136kine と大きく，依存性を考慮してもほとんど摩擦モデルに変化がないことに起因している．

(4) 摩擦係数の違いによる影響

基本モデルの摩擦係数 μ=0.1 のケースをベースとし，ここでは，更なる減衰効果の向上を図り，摩擦係数を大きく設定したケース，または特性のばらつきや経年変化による摩擦力の変動などを想定した応答特性への感度を検証する．

摩擦係数には，0.05，0.1，0.2，0.3，0.4 と変化させたモデルを設定し，解析を行った．また，μ=0 のケースも加え，すべり支承を用いずにゴムバッファのみ(通常のゴム支承)で支持している状態を想定した応答値との比較も行った．

加えて，先の検討から，ゴムバッファの剛性を変化させることで桁に生じる加速度が大きく異なることから，橋梁の固有周期と摩擦係数の違いの相関性についても検討を行う．

タイプⅠ地震動による結果について，図 4.32 に各摩擦係数における桁の応答変位およびすべり支承の応答変位，橋脚の応答塑性率，桁の応答加速度の関係をそれぞれ示す．摩擦係数ゼロのケースと比べると，どの固有周期においても摩擦係数が大きくなるにつれて顕著に主要応答値が小さくなる傾向がみられ，摩擦減衰の効果が確認できる．

また，先に述べた通り，固有周期が長くなると応答変位も大きくなるが，その傾向は摩擦係数が小さい場合に顕著であり，摩擦係数が大きくなるとその差は小さくなる．また，ゴム支承のみを想定した摩擦係数ゼロの場合以外，橋脚の応答塑性率は 1 以下となった．ただし，固有周期が長く，摩擦係数が大きくなると再び応答塑性が増加する傾向がある，これは，長周期化によりゴムバッファを通じて伝わる上部構造の慣性力は減少するものの，すべり摩擦係数の増加により摩擦力が増えたためと考えられる．

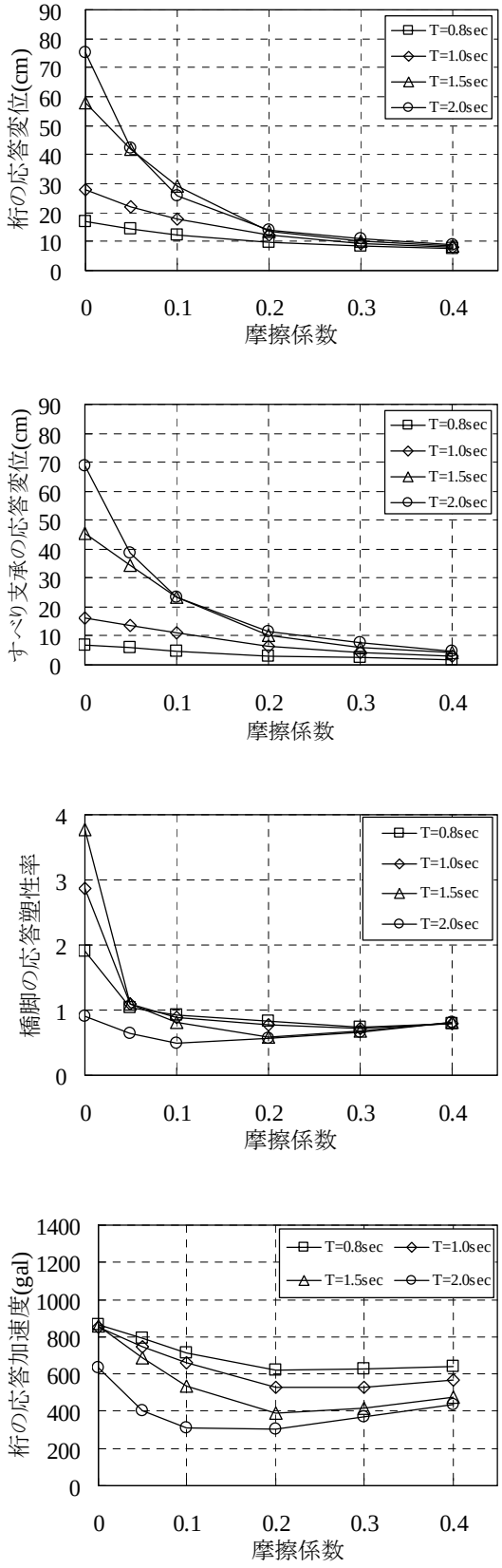


図 4.32　各摩擦係数での応答特性（タイプⅠ地震動）

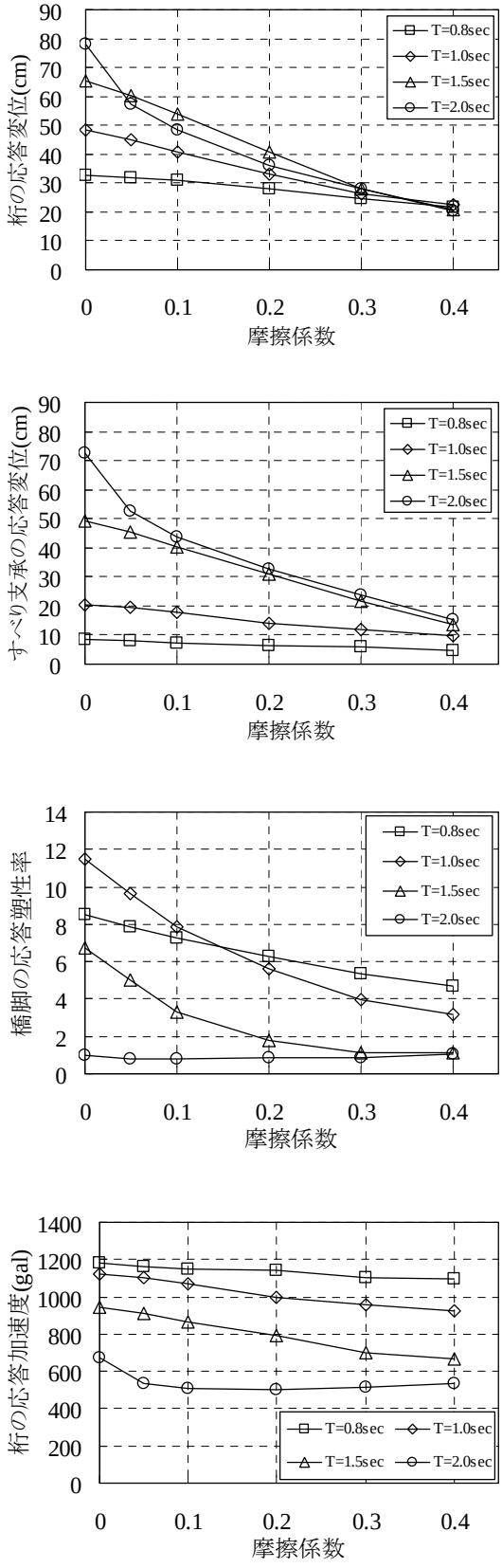


図 4.33　各摩擦係数での応答特性（タイプⅡ地震動）

図 4.33 にタイプⅡ地震動での結果を同様に示す．入力される地震動の加速度が大きく，タイプⅠ地震動に比べて応答値は大きくなるが，応答値に与える摩擦係数による影響は同様である．固有周期 2.0 秒の場合のみ，どの摩擦係数においても橋脚の応答塑性率は 1.0 以下となった．

これらの結果から本研究で対象とした高架橋においては，摩擦係数の増加に伴う摩擦減衰効果の増大により，橋桁・支承の応答変位だけでなく，橋脚の応答塑性率についても低減させることができることが分かった．これは桁の応答加速度がすべり支承を用いることで低減され，ゴムバッファを通じて伝わる上部構造の慣性力が低減されることによるものと考えられる，

4.5.3 まとめ

本検討により得られた知見を整理すると以下の通りである．

- PTFE とステンレスとの組み合わせを想定した場合，すべり材の面圧・速度の依存性を考慮しても，橋梁全体系における応答特性には有意な変化は見られず，感度は低いことが分かった．
- 支承部の摩擦係数(摩擦力)が増加することで，摩擦減衰効果が増え，桁・支承の応答変位や応答加速度だけでなく，橋脚の応答塑性率も低減できることが分かった．

4.6 まとめ

本章では，免震化の更なる発展系として，理想的な地震力遮断(長周期化)構造の可能性を有するすべり支承についての検討を行った．すべり支承は，かねてより多くの採用実績を有しており，設置環境や維持管理の状態が良い箇所では長期の供用性は確認できているものの，摩擦特性に関する詳細な評価モデルやばらつきの評価，さらには経年変化による材料の劣化等の影響など十分な評価ができていない部分も多い．

そこで，これらの課題に対して，クーロン摩擦により表現されていた従来の摩擦係数の設計法ではなく，ヘルツの接触理論により面圧依存性を考慮できる力学的モデルを提案した．また，ユーロコードなどの諸外国におけるすべり摩擦性能の評価法を参考に，長期摺動試験を行い，その耐久性の検証なども実施し，加えて，実橋梁におけるケーススタディにより地震力遮断デバイスを用いた橋梁の地震時応答特性などの検討を行った．

それぞれ得られた知見を整理すると以下の通りである．

(1) 都市内高架橋で 10 年間供用されたすべり支承を実験供試体として，すべり材に関する健全度評価を行った結果，すべり摩耗による板厚減少は非常に少なく，またすべり摩擦特性も安定した状態にあり，設計で期待している機能を維持できていることが分かった．
(2) 充填材入り PTFE に対する材料分析方法を検討し，補強材の同定が可能となる手法を示した．

(3) 支承部のすべり摩擦特性がクーロン摩擦法則に従わず，載荷面圧に対して依存性を有する原因について，接触モデルを提案し，ヘルツの接触理論を発展させることで，微小な真実接触部分で弾性的な挙動を示しているためであることが示唆された.
(4) 接触モデルから導出した摩擦特性評価式により，PTFE と SUS におけるすべり摩擦特性を精度良く評価できることを示した.
(5) すべり支承を用いた橋梁の応答特性を固有周期や摩擦係数をパラメータとして解析的な検討を行った結果，特に摩擦係数(摩擦減衰)を増加させることで，桁・支承の応答変位，応答加速度だけでなく，橋脚の応答塑性率も低減できることが分かった.

以上のことから，提案した支承構造を用いることで，橋梁条件に適した耐震性向上を行うことが可能であること，その有効性を明らかにした.

第４章の参考文献

【参考文献】

[1] 鵜野禎史，行本直人：ゴム支承の表面亀裂に関する研究，土木学会年次学術講演会，Vol.64，pp.769-770，2009

[2] 石田博, 岡本晃, 久保真一, 浜博和 : 支承構造の違いによる橋の振動特性に関する調査，橋梁と基礎，Vol.39，No.1，2005

[3] 伊津野和行，袴田文雄，志村敦： 機能分離型免震支承システムのすべり摩擦特性に関する研究，地震工学研究発表会講演論文集，Vol.25-2，pp.729-732，1999

[4] 山﨑信宏，原田孝志，石山昌幸，朝倉康信，高木俊輔：摩擦減衰を考慮した機能分離型支承の動的特性に関する基礎的検証，年次学術講演会講演概要集，Vol.61，1-231，2006

[5]土木研究所，構造計画研究所，パシフィックコンサルタンツ，八千代エンジニヤリング，オイレス工業，川口金属工業，三協オイルレス工業，日本鋳造，ビービーエム：すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法の開発に関する共同研究報告書（その１），2005.07

[6]矢納康成，家村浩和，山田善一，野村武司：高減衰ゴム支承および摩擦型支承の免震効果に関する実験的研究，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.48，pp.904-905，1993

[7] 鵜野禎史，倉西茂，吉田一真，池田茂：二重すべり支承の性能試験，年次学術講演会講演概要集，Vol.61，2006，1-239，

[8] 山元俊哉，池田茂，倉西茂，荒居祐基，大矢陽介： 動的解析による二重滑り支承の性能 ，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.58， pp.783-784，2003

[9] 鵜野ら：密閉ゴム支承板支承の耐久性に関する研究（１）：土木学会第 59 回年次学術講演会，I-513，平成 16 年 9 月

[10]　BS EN1337-2:2004，Structural bearings – Part 2:Sliding Elements

[11]例えば，玉木ら：摩擦減衰型免震装置の摩擦特性に関する実験的検討，鋼構造年次論文報告集，Vol.7，pp.89-94，199911

[12] 松原清：トライボロジ，産業図書，1981

[13] 日本道路協会：道路橋支承便覧，1973，1991，2004

[14] 松原清：プラスチックの軸受材料，日本機械学会誌，Vol.60，No.458，pp.309-315，1957.3

[15] 岡本ら：すべり方式免震システムを有する橋梁の地震時挙動特性，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.191-200，1995.4

[16] 林ら : 積層ゴムとすべり支承による複合免震システムに関する研究，第 10 回日本地震工学シンポジウム，pp.2807-2812，1998

[17] 大橋ら：複合支承方式による免震構造の設計法開発（その３，実験データによる摩擦係数の依存性検証），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.583-584，1995.8

[18] 尾崎ら : 免震橋用の摩擦型すべり支承の開発, 第 21 回地震工学研究発表会講演論文集，

pp.533-536，1991.7
[19] 加藤ら：弾性すべり支承の開発（その２：単体試験体の実験結果），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.731-732，2000.9
[20] 市村ら：弾性すべり支承の開発（その３：複合試験体の実験結果），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.733-734，2000.9
[21] 小原ら：滑り支承に関する実験的研究－基本性能試験結果－，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.741-742，2000.9
[22] 遠山ら：低摩擦特性のすべり支承に関する研究（その１，すべり支承の選定），日本建築学会学術講演梗概集，pp.697-698，1999.9
[23] 鈴木ら：鋼製支承と高減衰ゴムダンパーによる機能分離型支承の耐震性能実験，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.1097-1100，2001.8
[24] 炭村ら：各種すべり材の摩擦特性に関する基礎的研究，第 6 回地震時保有水平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，pp.397-402，2003.1
[25] 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1998.03
[26] 矢田部浩，運上茂樹：すべり系免震構造物の動的解析における減衰モデルに関する一考察，第 7 回地震時保有水平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，pp.427-430，2004.01
[27] 監崎達也，伊津野和行：すべり摩擦型免震支承のモデル化における初期剛性と減衰の与え方に関する検討，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.1073-1076，2001.08
[28]日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，1990，1996，2002，2012

第５章

結論

5.1 研究の総括

本研究では，鋼鈑桁橋の耐震性能向上を目標として，支承部に着目した検討を実施した．最初に従来の支承構造を深く掘り下げて整理することで，それぞれの特徴および課題点を抽出し，特に橋梁の耐震性能向上のために必要な技術的なアプローチついての検討を行った．

具体的には，

(1) 免震デバイスが有する減衰性能の更なる向上

特に長大橋のおいては，支承に作用する地震時水平力が大きくなることから，上部構造を弾性的に支持することで，橋梁全体の固有周期を調整可能な支承条件とすることが望ましい．このとき，長周期化に伴い上部構造の移動量が増大することになるため，可能な限り支承部(免震デバイス)の減衰性能を向上させ，効果的にエネルギーを吸収する構造を目指すことが必要となる．

(2) 多点固定形式，地震時水平力形式に適した支承構造

一方で，中小規模の橋梁においては，安易に長周期化を行うと上部構造の移動量も増大するため，桁遊間を大きく確保する必要性が生じる．このことは，伸縮装置を肥大化させ，複雑な装置の維持管理は，長期間の供用に対して損傷を誘発する懸念が考えられる．

そのため，すべての橋梁において，長周期化が望ましい訳ではなく，地盤条件，上部構造形式，線形条件等を加味した上で，支承部の設計方針を選定するのが良い．従って，軟弱地盤上などで，免震設計の適用が難しい場合などには，多点固定形式や過度な長周期化を行わない疑似固定型の支承形式の選択も考えられる．従来の支承形式においては，このような橋梁構造を積極的に意図した研究・開発はなされていない．

(3) 地震力遮断によるオールフリー構造

設計地震力の増大に伴い，地震時慣性力を分散・減衰させる構造にも限界が生じる可能性がある．そこで，理想的な免震構造としては，すべり支承を用いたオールフリー構造が考えられる．これは，固定点を設けずに，すべり摩擦以上の力は上部構造に伝達させない構造を目指した“遮断(Isolation)”デバイスである．

しかしながら，この実現には，すべり支承の長期安定性や復元力を用いない場合に地震後に原点に復帰しないなどの課題も存在している．これらの点について，包括的な研究を行うことが必要となる．

以上の 3 点をキーポイントに掲げてそれぞれの研究を実施した．

その結果，本研究で得られた知見を整理すると，

第 2 章では，2 つの新しい支承構造を取り上げ，多点固定橋梁や地震時水平力分散橋梁に適した構造の提案と，新しい支承構造の性能評価において必要な実験的な検証課題について，その試験法とともに整理を行った．また，実際に提案した試験および FEM 解析併用した評価法を実施に適用することで，両者の妥当性を示した．

また，具体的な試設計を通して，支承構造の適用性を検証するとともに，積層ゴム支承の圧縮モデルについて理論解を誘導することで精緻な評価が可能となる手法の提案を行った．その結果，得られた知見は以下の通りである．

a) 多点固定橋梁を想定した新しい支承構造による耐震性向上策

・固定支持条件の支承に適した材料として，高硬度の特徴を有するウレタンゴムに着目し，諸外国における基準や技術知見を参照して新しい支承構造の提案を行い，支承部に要求される各性能評価に関する実験的検討によって，提案した支承は所定の性能を有していることが確認できた．

・耐震性の観点から考えた場合，ピン支承などのように構造高が高い支承の場合，地震時慣性力の作用位置が高くなり，大きなモーメントの影響を受けやすい欠点がある．ウレタンゴムを用いた支承構造は，その材料・構造上の特徴から支承高さを低く抑えることができるため，合理的な断面設定が可能である．

・鋼鈑桁橋の耐震性を考える場合，想定外地震動が発生した場合においても，橋桁の損傷は可能な限り避け，支承部を損傷させた方が合理的であると考えられる．この場合，支承部の鋼部材が破断した後も，ゴムの弾性変形によって，変位追随可能な構造が望ましいが，ウレタンゴムのせん断変形性能を確認した結果，設計水平震度 1.0 相当の水平力に対しても弾性機能を維持できることが分かった．

・従来は載荷試験装置の制約から安全性の確認が困難であった大型支承における評価についても，実験的検討と FEM 解析によるひずみ照査を併用することで，その推定が可能となる検証手法を提案し，その検証事例を示した．

b) 地震時水平力分散橋梁を想定した新しい支承構造による耐震性向上策

・ゴム支承の水平バネ特性は，耐震性向上を実現する最適な固有周期となるように自由

に設定できることが望ましいが，支承部には地震時水平力以外にも，鉛直荷重・回転変位等，各種の性能が求められる．特に鋼鈑桁橋などのように，比較的，支点の回転角度が大きい場合には，回転変位追随性を確保するために，ゴム支承の断面設定が影響を受けていることを試設計を通して示した．

・上記の問題点を解決するため，支承機能を 1 つの支承構造内で分割した新しい支承構造を提案し，その性能検証を行った結果，回転変位追随性と水平荷重支持機能は，2 つの部材でそれぞれ分割させて機能することを確認した．
また，このことにより，耐震性向上の観点から任意の固有周期を設定可能な支承構造を提案することができた．

・回転機能をゴム本体から分離した支承であるため，ゴムの積層構造を多積層として，交通振動の抑制などを目的とした支承部の鉛直剛性の向上なども期待できる．このとき，従来の橋梁用支承の鉛直剛性の設計式は，比較的，積層構成の多くない支承を対象に設定されているため，本研究では，ゴムの体積圧縮性を考慮した理論式を展開し，既往の実験式などと比較を行った．その結果，ゴムの体積圧縮性を考慮した評価式を用いることの必要性および実験式の適用限界は形状係数 20 程度以下であることを示した．

第 3 章では，耐震性向上のために重要な長周期化および高減衰化を同時に実現させるための支承構造の検討として，従来の免震支承よりも減衰性能の向上を目指したデバイスの性能評価や設計モデルの構築を行った．

具体的には，これまでは鉛プラグ入り積層ゴム支承および高減衰ゴム支承として採用されてきた 2 種類の免震支承に対して，両者がもつエネルギー吸収部材(鉛プラグ，高減衰ゴム)をひとつの支承に組み込むことで高機能化を図った構造を対象とし，その性能検証実験によって，その性能の安定性を示した．また，支承の復元力履歴特性を橋梁の地震時挙動を評価するための非線形時刻歴応答解析に取り込むためのモデル化として，2 つの構造要素を個別に評価して組み合わせる手法の提案を行った．さらには，地震時時刻歴応答解析により，減衰性能の向上が橋梁全体の耐震性能を高める効果があることを示した．

その結果，得られた知見は以下の通りである．

a) 複合型免震ゴム支承に対して実施した性能検証実験の結果，非常に大きな非線形履歴特性を有しており，安定した減衰性能を発揮可能であることが分かった．

b) 複合型免震ゴム支承の非線形履歴特性は，橋梁用支承として必要な繰り返し載荷に対する疲労安定性，地震時の動的な載荷条件に対する安定性を有しており，実用化に十分な性能を有していることが確認できた．

c) 2 つの減衰要素を有する免震支承のモデル化を行うため，各要素を個別に抽出し，評価式を導く手法を考案し，実際に実験結果からの回帰・分析を行うことで，その有効性

を示した.

d) 提案した要素別のモデル化手法によれば，例えば，ゴムの性能が変化しても，それに相当するゴムのモデル化パラメータを変化させることで，支承全体の性能を表現可能であり，汎用性が高いことが分かった.

e) 実橋梁における適用性検証のため，非線形動的解析による試設計を実施した結果，従来型の免震支承に比べて，約 20〜30%程度の応答変位の低減効果が確認できた．また，同時に支承形状の小型化も期待でき，本ケースでは約 20%程度の縮小が可能であった.

f) 支承形状の小型化の観点では，地震時の照査で形状が決まる場合は効果が見込めば，例えば，長大橋梁の端支点部などにおいて，橋桁の温度伸縮量が大きく見込まれる場合には，その効果は限定的となる場合ある.

第 4 章では，免震化の更なる発展系として，理想的な地震力遮断(長周期化)構造を目指して，すべり支承の活用検討を行った．すべり支承は，かねてより多くの採用実績を有しており，設置環境や維持管理の状態が良い箇所では長期の供用性は確認できているものの，摩擦特性に関する詳細な評価モデルやばらつきの評価，さらには経年変化による材料の劣化等の影響など十分な評価ができていない部分も多い.

そこで，これらの課題に対して，クーロン摩擦により表現されていた従来の摩擦係数の設計法ではなく，ヘルツの接触理論により面圧依存性を考慮できる力学的モデルを提案した．さらに，ユーロコードなどの諸外国におけるすべり摩擦性能の評価法を参考に，長期摺動試験を行い，その耐久性の検証なども実施し，加えて，実橋梁におけるケーススタディにより地震力遮断デバイスを用いた橋梁の地震時応答特性などの検討を行い，摩擦減衰による応答低減効果を明らかにした.

その結果，得られた知見は以下の通りである.

a) 都市内高架橋で 10 年間供用されたすべり支承を実験供試体として，すべり材に関する健全度評価を行った結果，すべり摩耗による板厚減少は非常に少なく，またすべり摩擦特性も安定した状態にあり，設計で期待している機能を維持できていることが分かった.

b) 充填材入り PTFE に対する材料分析方法を検討し，補強材の同定が可能となる手法を示した.

c)支承部のすべり摩擦特性がクーロン摩擦法則に従わず，載荷面圧に対して依存性を有する原因について，接触モデルを提案し，ヘルツの接触理論を発展させることで，微小な真実接触部分で弾性的な挙動を示しているためであることが示唆された.

d) 接触モデルから導出した摩擦特性評価式により，PTFE と SUS におけるすべり摩擦特性を精度良く評価できることを示した.

e) すべり支承を用いた橋梁の応答特性を固有周期や摩擦係数をパラメータとして解析的

な検討を行った結果，特に摩擦係数(摩擦減衰)を増加させることで，桁・支承の応答変位，応答加速度だけでなく，橋脚の応答塑性率も低減できることが分かった．

以上の検討によって，支承部の構造・性能によって，橋梁全体系の耐震性能をコントロールし，さらに従来よりも向上させることが可能であることを示した．

5.2 今後の課題

一方で，今後の課題としては，更なる精緻な評価および設計法の確立が望まれるところである．

例えば，各デバイスともに，2軸載荷装置による準静的で，しかも規則的な振動に対する性能評価のみであるので，振動台実験またはハイブリッド応答実験などにより，地震時の複雑な挙動に対しての性能評価および設計モデルの妥当性の確認が必要である．

また，支承部の経年的な特性変化については，本研究により新しい知見を明らかにしたものの，橋梁構造物は様々な環境にあるため，一般化して捉えるまでのデータには至っていない．この後，更なる知見を積み重ね，また合理的な維持管理手法との検討ともあわせて，支承および橋梁構造物が長期にわたり安心・安全に使用できる技術の確立を目指すべきと考えている．

その他にも，更なる高度化・精緻化が必要な点は多々あるが，１つずつ力学的なメカニズムを解明し，重要な社会資本である橋梁構造物の耐震性向上に努める所存である．