共同研究報告書
整理番号第351号

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

「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マニュアル(案)」

平成18年10月

独立行政法人土木研究所耐震研究グループ（耐震）
株式会社構造計画研究所
パシフィックコンサルタンツ株式会社
八千代エンジニヤリング株式会社
オイレス工業株式会社
川口金属工業株式会社
三協オイルレス工業株式会社
日本鋳造株式会社
株式会社ビービーエム

Copyright © (2006) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

共同研究報告書
整理番号第 351 号

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「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マニュアル(案)」

平成 18 年 10 月

独立行政法人土木研究所耐震研究グループ（耐震）上席研究員	運上　茂樹
株式会社構造計画研究所耐震技術部部長	荒木　秀朗
パシフィックコンサルタンツ株式会社交通事業本部構造部技術次長	山本　一敏
八千代エンジニヤリング株式会社総合事業本部統括担当部長	前原　康夫
オイレス工業株式会社常務取締役研究開発本部部長	下田　郁夫
川口金属工業株式会社技術本部技術１部部長代理	鵜野　禎史
三協オイルレス工業株式会社技術部課長	石坂　昭仁
日本鋳造株式会社エンジニアリング開発部商品開発グループリーダー	原田　孝志
株式会社ビービーエム常務取締役技術本部統括	配野　英朗

(いずれも代表者のみを記す)

要旨

本報告書は、独立行政法人土木研究所と民間８社との共同研究として平成 16～17 年度に実施した「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２年間の研究成果を、「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マニュアル(案)」としてとりまとめたものである。

本マニュアル(案)では、すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する免震橋梁について、その設計モデルと性能照査法等について提案するとともに、必要とされる事項について、解析ならびに大型振動台を用いて実験的に検証を行った成果をまとめている。

キーワード：マニュアル(案)、道路橋、免震設計、地震力遮断、すべり系支承、摩擦、減衰、設計モデル、耐震性能照査法

まえがき

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「9 章　免震橋の耐震性能の照査」において，鉛プラグ入り積層ゴム支承や高減衰積層ゴム支承等のようにゴム支承とエネルギー吸収装置を一体化した免震支承を用いた免震橋について具体的な設計方法等が規定されてから，現在ではこのようなゴム系の免震支承を用いた免震橋が一般的に採用されるようになってきている。しかしながら，ゴム系の免震支承を用いた免震橋の場合には，地盤条件や周期特性，構造条件などから適用範囲が限定されること，また，鉛直支持とともに，回転変位及び水平変位に対する追随機能を免震支承のみで確保すると，支承のサイズが大きくなりやすく割高になる場合があることや相対的に大きな支承変位を確保するために伸縮装置など桁端部の変位対策が必要とされること等から，橋全体としてのコスト縮減に有効に貢献するまでには至っていないことも指摘されている。

一方，最近では，コスト縮減を目的とした機能分離型の支承構造として，鉛直荷重を支持するすべり系支承と水平力を受け持つゴムバッファ構造を組み合わせた支承構造が採用される場合も増えてきている。このような支承構造を適用した場合，摩擦力を適切に制御し，確実にすべりを生じさせることができれば，原理的には摩擦力とゴムバッファの反力の和以上の力は伝達されないというシンプルな機構となる。このため，ゴム系の免震支承と同様な免震効果を得られる機構であること，また，耐鉛直荷重性を高くできるため支承サイズを小さくできること，等の利点がある。しかしながら，このようなすべり系支承による摩擦効果の影響を適切に取り込んだ設計法及び支承構造の性能検証法は確立していないのが現状である。

このような背景から，免震設計の適用範囲を拡大するとともに，従来の免震設計よりもさらに地震力の遮断を図り耐震性の向上とコスト縮減の両立を可能とする免震技術の開発を行うことを目的として，平成 16～17 年度の 2 カ年において共同研究を実施し，この度，その成果を「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マニュアル(案)」としてまとめたものである。

本マニュアル(案)の中では，すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する免震橋梁に関して，設計の基本方針，地震力遮断機構のモデル化，耐震性能の照査方法，地震力遮断デバイスの性能検証方法，構造細目等を示している。さらに，参考資料として，本共同研究の中で実施した実験データや検討成果，さらに設計計算例等をまとめている。

ただし，本マニュアル(案)は，利用の便を考慮して基準様式でまとめているが，あくまで共同研究の成果としてとりまとめたものであり，道路橋示方書や設計指針等のように国土交通省が行政上通達する技術基準ではないので，このような点に注意した上で，免震設計の参考にしていただきたい。

本マニュアル(案)が，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の活用に役立てば，共同研究に参加した担当者一同の幸いと存じる次第である。

平成 18 年 10 月

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
代表研究者
土木研究所耐震研究グループ
運上　茂樹

共同研究担当者名簿

機　関	氏　名	所　属	担当期間
(独)土木研究所	運上　茂樹	耐震研究グループ(耐震)上席研究員	
	遠藤　和男	耐震研究グループ(耐震)主任研究員	
	岡田　太賀雄	耐震研究グループ(耐震)研究員	
(株)構造計画研究所	為広　尚起	耐震技術部土木構造室室長	H16.4～H17.6
	荒木　秀朗	耐震技術部部長	H17.7～
	金山　亨	耐震技術部土木構造室	
	井塚　孝弘	耐震技術部土木構造室	
パシフィックコンサルタンツ(株)	山本　一敏	交通事業本部構造部技術次長	
	後藤　僚一	交通事業本部構造部	
	西村　学	大阪本社交通事業部	
	西谷　真吾	中部本社第一技術部	
八千代エンジニヤリング(株)	前原　康夫	総合事業本部統括担当部長	
	中田　恒和	北陸支店技術部長	
	御園生　静栄	総合事業本部橋梁部技術第三課課長	
	小倉　裕介	総合事業本部橋梁部技術第三課主任	H16.4～H17.3
	石川　義樹	東京事業部耐震保全部技術第一課主任	H16.4～H16.8
	佐藤　公紀	総合事業本部橋梁部技術第三課	H16.9～
	名古屋　和史	総合事業本部橋梁部技術第三課	
オイレス工業(株)	下田　郁夫	常務取締役　研究開発本部部長	
	池永　雅良	上席執行役員　第三事業部部長	H16.4～H17.3
	宇野　裕惠	第三事業部　免制震技術部部長	H16.4～H17.3
	宮崎　充	第三事業部　技術開発部課長	
	佐藤　新治	免制振カンパニー技術開発部主任	H16.4～H17.3
	荒水　照夫	免制振カンパニー技術開発部主任	H16.4～H17.3
	仲村　崇仁	第三事業部　技術開発部	H17.4～
	横川　英彰	第三事業部　技術開発部	
	田中　弘紀	第三事業部　技術部	
川口金属工業(株)	鵜野　禎史	技術本部技術1部部長代理	
	姫野　岳彦	技術本部技術1部開発課	H16.10～
	炭村　透	技術本部技術2部2課	
	谷　憲一	技術本部技術1部開発課	H16.10～
三協オイルレス工業(株)	樋口　正弘	技術部部長	H16.4～H17.6
	石坂　昭仁	技術部課長	H17.7～
	牛嶋　昭夫	技術部プラント技術課	
日本鋳造(株)	原田　孝志	ｴﾝｼﾞﾆｱﾘﾝｸﾞ事業部ｴﾝｼﾞﾆｱﾘﾝｸﾞ開発部商品開発ｸﾞﾙｰﾌﾟﾘｰﾀﾞｰ	
	石山　昌幸	ｴﾝｼﾞﾆｱﾘﾝｸﾞ事業部ｴﾝｼﾞﾆｱﾘﾝｸﾞ開発部商品開発ｸﾞﾙｰﾌﾟ	
(株)ビービーエム	配野　英朗	常務取締役技術本部統括	
	今井　隆	取締役技術本部長	
	田中　健司	設計部部長	
	荒木　勝美	設計部部長	
	立川　昌広	設計部第三設計グループ長	
	坂井　教真	設計部第四設計グループ長	

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
「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マニュアル(案)」

目次

1章　総則 …… 1
1.1 適用の範囲 …… 1
1.2 用語の定義 …… 1
2章　免震設計の基本 …… 2
2.1 一般 …… 2
2.2 限界状態 …… 4
2.3 限界性能の照査の原則 …… 6
3章　設計地震動 …… 7
3.1 一般 …… 7
3.2 レベル1地震動 …… 7
3.3 レベル2地震動 …… 7
4章　地震力遮断デバイス …… 8
4.1 一般 …… 8
4.2 すべり系支承 …… 10
4.2.1 一般 …… 10
4.2.2 すべり系支承のモデル化 …… 11
4.2.3 限界状態 …… 13
4.3 ゴムバッファ …… 14
4.3.1 一般 …… 14
4.3.2 ゴムバッファのモデル化 …… 15
4.3.3 限界状態 …… 16
4.4 施工 …… 17
5章　耐震性能の照査 …… 19
5.1 一般 …… 19
5.2 解析方法 …… 21
5.3 すべり系支承を有する免震橋の性能照査 …… 24
5.4 地震力遮断デバイスの性能照査 …… 25
6章　地震力遮断デバイスを用いる場合の構造細目 …… 28
6.1 一般 …… 28
6.2 上部構造端部構造 …… 28
6.3 落橋防止システム …… 29
6.4 伸縮装置 …… 29
6.5 地震力遮断デバイスの取り付け部 …… 30
7章　地震力遮断デバイスの性能検証方法 …… 31
7.1 一般 …… 31
7.2 すべり系支承の動的特性 …… 32
7.2.1 一般 …… 32
7.2.2 すべり系支承の摩擦係数を確認するための基本特性試験 …… 36
7.2.3 すべり系支承の正負連続繰返し載荷に対する基本特性試験 …… 37

7.2.4 繰返し載荷に対する安定性確認試験 …… 38
7.2.5 作用面圧の変化に対する依存性確認試験 …… 38
7.2.6 変形速度の変化に対する依存性確認試験 …… 38
7.2.7 外気温の変化に対する依存性確認試験 …… 39
7.2.8 形状の違いに対する依存性確認試験 …… 39
7.2.9 橋脚の回転変位に対する安定性確認試験 …… 39
7.3 すべり系支承の静的特性 …… 40
7.3.1 一般 …… 40
7.3.2 橋桁の緩速変形に対する摩擦特性を確認するための基本特性試験 …… 42
7.3.3 鉛直荷重に対する限界状態を確認するための基本特性試験 …… 44
7.3.4 活荷重に伴う上部構造たわみに対する回転変位追随性を確認するための基本特性試験 44
7.4 すべり系支承の耐久性 …… 45
7.4.1 一般 …… 45
7.4.2 温度変化に伴う常時の水平繰返し変位に対する安定性確認試験 …… 47
7.4.3 活荷重に伴う鉛直荷重の変動に対する安定性確認試験 …… 47
7.4.4 クリープによる圧縮変形量を確認するための基本特性試験 …… 48
7.4.5 材料の経年劣化等に対する性能安定性確認試験 …… 49
7.5 ゴムバッファの動的特性 …… 50
7.5.1 一般 …… 50
7.5.2 ゴムバッファの等価剛性及び等価減衰定数を確認するための基本特性試験 …… 52
7.5.3 ゴムバッファの正負連続繰返し載荷に対する基本特性試験 …… 52
7.5.4 繰返し載荷に対する安定性確認試験 …… 53
7.5.5 履歴経験に対する安定性確認試験 …… 54
7.5.6 変位速度の変化に対する依存性確認試験 …… 55
7.5.7 外気温の変化に対する依存性確認試験 …… 56
7.5.7 静的予変位に対する安定性確認試験 …… 57
7.6 ゴムバッファの静的特性 …… 58
7.6.1 一般 …… 58
7.6.2 橋桁の緩速変位に対する等価剛性を確認するための基本特性試験 …… 59
7.6.3 地震時の最大水平変位に対する限界状態を確認するための基本特性試験 …… 62
7.6.4 地震時の上向きの地震力に対する限界状態を確認するための基本特性試験 …… 62
7.7 ゴムバッファの耐久性 …… 63
7.7.1 一般 …… 63
7.7.2 温度変化に伴う常時の水平繰返し変位に対する安定性確認試験 …… 63
7.7.3 常時の変位によって生じる引張力に対する安定性確認試験 …… 64
7.7.4 材料の経年劣化等に対する性能安定性確認試験 …… 65
8章 耐震補強への応用 …… 67
8.1 一般 …… 67
8.2 耐震補強機構 …… 68
8.3 性能検証の原則 …… 68

参考資料-1 すべり系支承の構造例及び支承部の配置例 …… 69
1.1 すべり系支承の構造例 …… 69
1.2 地震力遮断デバイスの配置例 …… 74
参考資料-2 すべり摩擦特性の計測例 …… 76

参考資料-3　すべり系支承の各種依存性 …… 78
3.1 はじめに …… 78
3.2 作用面圧の変化に対する依存性の確認 …… 79
3.3 変形速度の変化に対する依存性の確認 …… 80
3.4 外気温の変化に対する依存性の確認 …… 81
3.5 形状の違いによる依存性の確認 …… 82
3.6 橋脚の回転変位に対する安定性の確認 …… 84
3.7 材料の経年変化などに対する安定性の確認 …… 86
3.8 面圧依存性，速度依存性評価式のパラメータ設定 …… 90
参考資料-4　ゴムバッファの特性試験例 …… 106
4.1 はじめに …… 106
4.2 積層ゴム支承(RB)の検証例 …… 106
4.3 鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)の検証例 …… 107
4.4 高減衰ゴム支承(HDR)の検証例 …… 108
参考資料-5　レベル1地震動に対する静的照査法の検討 …… 109
参考資料-6　上部構造を模擬したすべり系支承を有する免震橋梁の振動台実験 …… 112
6.1 はじめに …… 112
6.2 実験概要 …… 112
6.2.1 実験供試体 …… 112
6.2.2 計測項目 …… 115
6.2.3 加振ケース …… 116
6.3 実験結果 …… 118
6.3.1 実験結果一覧 …… 118
6.3.2 すべり系支承の摩擦特性 …… 120
6.3.3 上下動入力による影響 …… 122
6.3.4 橋軸直角方向入力による影響 …… 123
6.3.5 摩擦係数の違いによる影響 …… 124
6.4 すべり系支承に作用する鉛直荷重変動の発生機構 …… 125
6.5 トレース解析 …… 128
6.5.1 解析概要 …… 128
6.5.2 解析モデル …… 129
6.5.3 減衰条件 …… 130
6.5.4 解析条件 …… 130
6.6 実験結果と解析結果の比較 …… 131
6.6.1 解析結果一覧 …… 131
6.6.2 単一方向加振 …… 135
6.6.3 依存性の影響 …… 140
6.6.4 複数方向同時入力の影響 …… 145
6.6.5 波形の違いによる影響 …… 154
6.6.6 摩擦力の評価方法 …… 159
6.7 まとめ …… 164
参考資料-7　摩擦係数のばらつきの影響検討 …… 165
7.1 目的 …… 165
7.2 不等橋脚を有する橋梁モデルによる検討 …… 165
7.2.1 基本摩擦係数及びばらつき範囲 …… 165

7.2.2 解析モデル ····· 165
7.2.3 固有値解析結果 ····· 169
7.2.4 解析ケース ····· 170
7.2.5 解析結果 ····· 170
7.3 振動台実験モデルによる検討 ····· 185
7.3.1 基本摩擦係数及びばらつき範囲 ····· 185
7.3.2 解析モデル ····· 185
7.3.3 検討ケース ····· 186
7.3.4 解析結果 ····· 187
参考資料-8 橋梁全体系を模擬したすべり系支承を有する免震橋梁の振動台実験 ····· 193
8.1 はじめに ····· 193
8.2 実験概要 ····· 193
8.2.1 実験供試体 ····· 193
8.2.2 計測項目 ····· 195
8.2.3 加振ケース ····· 196
8.3 実験結果 ····· 197
8.3.1 実験結果一覧 ····· 197
8.3.2 橋脚の損傷状況 ····· 197
8.3.3 橋脚の塑性化が及ぼす影響 ····· 199
8.4 トレース解析 ····· 202
8.4.1 トレース解析の目的 ····· 202
8.4.2 解析条件及び検討ケース ····· 202
8.4.3 解析結果 ····· 209
8.5 まとめ ····· 234
参考資料-9 すべり系支承を有する免震橋梁の試設計例 ····· 235
9.1 共通設計条件 ····· 235
9.2 CASE1 の設計計算 ····· 239
9.2.1 部材諸元 ····· 239
9.2.2 温度時照査 ····· 240
9.2.3 レベル 1 地震動に対する耐震設計 ····· 241
9.2.4 レベル 2 地震動に対する耐震設計 ····· 247
9.3 CASE2 の設計計算 ····· 260
9.3.1 部材諸元 ····· 260
9.3.2 温度時照査 ····· 261
9.3.3 レベル 1 地震動に対する耐震設計 ····· 262
9.3.4 レベル 2 地震動に対する耐震設計 ····· 267
9.4 CASE3 の設計計算 ····· 279
9.4.1 部材諸元 ····· 279
9.4.2 温度時照査 ····· 280
9.4.3 レベル 1 地震動に対する耐震設計 ····· 281
9.4.4 レベル 2 地震動に対する耐震設計 ····· 286

すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する
橋梁の免震設計法マニュアル（案）

1章　総則

1.1 適用の範囲

本マニュアル(案)は，すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する免震構造を用いた道路橋（以下，「すべり系支承を有する免震橋」という）の耐震設計及び耐震補強設計に適用する。

本マニュアル(案)では，主に地震力を遮断する（アイソレート機能を有する）すべり系支承と復元力機能を有するゴムバッファ等からなる地震力遮断機構を対象としている。本マニュアル(案)では，このような構造を有する橋を「すべり系支承を有する免震橋」と呼ぶこととした。このため，それ以外の地震力遮断機構を有する免震橋梁に対しては基本的に適用外であるため，本マニュアル(案)を参考あるいは準用する場合にはそれぞれの免震機構の特性に応じて適用性を十分検討する必要がある。

本マニュアル(案)に示していない事項については，以下の関連基準によらなければならない。

1)　(社)日本道路協会　道路橋示方書Ⅰ～Ⅴ　平成14年3月

2)　(社)日本道路協会　道路橋支承便覧　平成16年4月

1.2 用語の定義

本マニュアル(案)に用いる用語の意味は次の通りとする。

(1) 地震力遮断機構

地震力遮断デバイスを用いて慣性力の低減を期待する免震機構

(2) 地震力遮断デバイス

地震力を遮断するすべり系支承と復元力機能を有するゴムバッファ等を組み合わせた支承部構造

(3) すべり系支承

上部構造からの鉛直荷重を支持するとともに，すべり機構により上部構造と下部構造を遮断することにより水平方向に生じる地震力を低減すると同時に，すべり摩擦によりエネルギー吸収を図る支承

(4) ゴムバッファ

水平方向に上部構造を柔らかく支持するとともに，過度な応答変位及び残留変位の発生を抑制するための復元力機能を有するデバイス。一般に，積層ゴム支承と同等な構造が用いられる。

(5) アイソレート機能

支承部において，地震力の伝達を可能な範囲で絶縁する機能。一般には水平方向に上部構造を柔らかく支持することにより固有周期を長くし，地震力を低減することを目的とした機能のことをいうが，本マニュアル(案)では，上部構造と下部構造を遮断することにより地震力を低減することを目的とした機能をいう。

本マニュアル(案)で用いる用語を定義したものである。すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する免震構造に関連する用語を示している。

2章　免震設計の基本

2.1 一般

(1) すべり系支承を有する免震橋の耐震性能の照査は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の規定に従う。

(2) すべり系支承を有する免震橋の設計は，橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（以下「レベル1地震動」という）と橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動（以下「レベル2地震動」という）の2段階のレベルの設計地震動を考慮するものとする。ここで，レベル2地震動としては，プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプⅠの地震動及び内陸直下型地震を想定したタイプⅡの地震動の2種類を考慮するものとする。

(3) すべり系支承を有する免震橋の設計においては，設計地震動のレベルに応じて，以下の性能を確保することを目的として行う。橋の耐震性能は道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「2章　耐震設計の基本方針」の規定のとおりとする。

1) レベル1地震動に対しては，耐震性能1を確保するように性能照査を行う。

2) レベル2地震動に対しては，耐震性能2を確保するように性能照査を行う。

(4) すべり系支承を有する免震橋の地震力遮断デバイスは，地震時慣性力を確実に遮断するとともに，所定のエネルギー吸収を図ることができるものでなければならない。また，上部構造の地震時変位の増大が橋の機能に悪影響を与えないように地震力遮断デバイスを設計するものとする。

(5) すべり系支承を有する免震橋の採用にあたっては，橋梁条件，地盤条件等に応じた適用性を十分に検討した上で，地震力遮断デバイスを選定するとともに，設計で想定した免震効果が確実に発揮できるようにしなければならない。

(6) すべり系支承を有する免震橋を採用する場合には，原則として設計で想定する変位が許容できるように，橋台，橋脚等主要構造物と桁間に遊間を設けるものとする。

(7) 地震力遮断デバイスとしては，簡単な機構で機能するものを選定すると同時に，力学的な挙動が明確な範囲で使用するものとする。

(8) すべり系支承を有する免震橋においては，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に従い，上部構造の落下防止対策を行わなければならない。

(1) すべり系支承を有する免震橋の耐震性能の照査は基本的に道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の規定によるものとした。本マニュアル(案)には，道路橋示方書には規定のないすべり系支承を有する免震橋特有の事項について示している。

(2) 耐震性能の照査にあたって考慮する地震動は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編2.2(1)に従い，レベル1地震動とレベル2地震動とするものとした。

(3) すべり系支承を有する免震橋は，一般にはとくに重要度が高い橋（B種の橋）に適用するものとし，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編2.2(2)，(4)に従って確保すべき耐震性能を定めたものである。ただし，地震力遮断デバイスを既設橋梁の耐震補強として用いる場合には，当該既設橋梁の補強後の目標とする耐震性能を適切に定める必要がある。

(4) 地震力遮断デバイスは，支承部において地震時の慣性力を確実に遮断するとともに，エネルギー吸収を図ることができるように，その材質・機構・耐久性に配慮し，すべり系支承の摩擦係数とゴムバッファの剛性を適切に選定しなければならない。エネルギーを吸収する方法としては，すべり系支承の摩擦による方法，ゴムバッファにエネルギー吸収機能を有する免震支承を用いる方法，ダ

ンパーを用いる方法，これらを併用する方法などが考えられる。また，上部構造の地震時変位の増大が橋の機能に悪影響を及ぼさないように地震力遮断デバイスを適切に設計することとした。支承部においてエネルギー吸収を図る方法として，比較的小さな摩擦力で従来の免震支承のように大きな相対変位を生じさせ長周期化を図る方法と，支承部に比較的大きな摩擦力を与えて相対変位を低減させる方法が考えられる。

すべり系支承を有する免震橋においては，地震力の遮断を支承部で行うことから，その設計にあたっては，主なエネルギー吸収部位は支承部となることを確認する必要がある。基本的には支承部のみに主たる非線形性が生じるように設計できればよいが，橋脚基部等にも副次的な塑性化を期待する場合もある。このような場合に，主たるエネルギー吸収部位を確認する１つの方法として，後述する5.2に示す解析方法によって，レベル２地震動に対する橋梁各部分のエネルギー吸収量を計算し，支承部におけるエネルギー吸収量がその他の部材によるエネルギー吸収量より大きいことを確認することなどが考えられる。エネルギー吸収量について検討した例を参考資料-8に示しているので参考にしていただきたい。

なお，従来の免震支承のように，支承部に比較的大きな相対変位を生じさせ長周期化を図る場合には，すべり系支承を有する免震橋の固有周期が全ての支承を固定支承とみなした場合の固有周期の２倍程度以上であることを確認すれば，一般に支承部で確実にエネルギー吸収がなされていることの目安とすることができる。

また，変位応答を抑制するために，摩擦係数の大きなすべり系支承を用いた場合は，常時及びレベル１地震動において支承部が実質的に固定条件となることもあり得るので，このような点にも設計上十分配慮する必要がある。

(5) すべり系支承を有する免震橋は，支承部において地震時慣性力を遮断するとともに，すべり摩擦によるエネルギー吸収を図ることにより地震力の低減を図るものである。また，復元力装置との組み合わせによっては，ゴムバッファによる固有周期の制御，あるいは，ゴムバッファに減衰性能を与えることにより慣性力の低減を期待する構造である。すべり系支承を有する免震橋の採用にあたっては，このような特徴を十分に理解した上で，地震力遮断デバイスを選定する必要がある。

また，以下の条件に該当する場合は，原則としてすべり系支承を有する免震橋を採用してはならない。

1) 支承に死荷重状態で負反力が生じる場合
2) 基礎周辺の土層が，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編8.2.4に規定する耐震設計上土質定数を零にする土層に相当する場合
3) 基礎周辺の地盤が軟らかく，橋を長周期化することにより，地盤と橋の共振を引き起こす可能性がある場合
4) 下部構造のたわみ性が大きく，もともと固有周期の長い橋

まず，1)の条件については，地震力遮断デバイスが負反力を受けた状態での動的特性については十分に確認されていないため，支承に負反力が生ずる場合は，原則としてすべり系支承を有する免震橋を採用してはならないこととした。これは，すべり系支承に鉛直反力が作用した状態でないと，設計で想定した摩擦力によるエネルギー吸収効果が期待できないこと，また，併設されるゴムバッファに対しても負反力が生じる場合には，その動的特性等については十分な知見が得られていないためである。ただし，すべり系支承に負反力を負担させ，この状態ですべり機能を安定的に発揮できるようなすべり系支承構造や，ゴムバッファに負反力が生じないような構造，あるいは，すべり系支承にエネルギー吸収を期待せずゴムバッファにエネルギー吸収を期待する構造の場合など，負反力が生じた状態でも減衰機能や復元力を発揮できる構造なども考えられる。このような構造の場合には，水平力や鉛直力に抵抗する機構を明確にし，地震時の振動性状を十分に検討した上で，所要の耐震性能を確保できることを確認しなければならない。なお，ここで，負反力が生じる場合とは，ゴム系の免震支承を用いた免震橋の場合と同様の理由に，死荷重を考慮した時の支承部の反力

が負となる場合とした。

2)の条件については，すべり摩擦によるエネルギー吸収を図るためには，上部構造と下部構造の相対変位が生じる必要があり，基礎周辺地盤が地震時に不安定になることが予測される場合には，設計で想定した免震効果が得られない場合も考えられるため，原則としてすべり系支承を有する免震橋を採用してはならないこととした。このような条件において採用を検討する場合には，地盤の挙動を含めた十分な検討が必要である。

3)，4)の条件については，すべり摩擦による減衰性能とともに，長周期化による地震力の低減を図る地震力遮断デバイスを組み合わせる場合が該当する。これはゴム系の免震支承を用いた免震橋の場合と同様の理由によるものである。基礎周辺の地盤が軟弱な場合には，橋を長周期化することにより，地盤と橋の共振が起こる可能性もある。このような場合には，レベル1地震動及びレベル2 地震動に対応する地震時の地盤のひずみを考慮した地震動特性と免震橋の動的相互作用等を十分に検討する必要がある。

また，下部構造のたわみ性が大きく，もともと固有周期の長い橋においては，下部構造の地震時変位が大きくなりやすく，長周期化による慣性力の低減効果も小さい。このため，固有周期の長い橋をすべり系支承を有する免震橋として設計する場合には，下部構造の地震時変位や長周期化と高減衰化による慣性力の低減効果について十分に検討しなければならない。

(6) すべり系支承を有する免震橋においても一般に上部構造の変位が大きくなることから，橋台と上部構造，隣接する上部構造間，主要構造物間の遊間を適切に設計する必要があることは，免震支承を用いた免震橋と同様である。このため，すべり系支承を有する免震橋においても，上部構造端部には，原則として，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 14.4.1 に規定する遊間を設けることとした。耐震補強に地震力遮断デバイスを用いる場合等で，やむを得ず必要とされる遊間を設けられない場合には，衝突の影響を考慮した検討を行い，橋の耐震性を照査しなければならない。

(7) 地震力遮断デバイスの構造及び選定基準を示したものである。地震力遮断デバイスは以下の条件を満足しなければならない。

1) 簡単な機構で完全に機能し，また，力学的な挙動が明確な範囲で使用すること

2) 地震動の継続時間中に安定して機能すること

3) 地震力遮断デバイスは，材質，機構等の面から長期的に安定して使用できること。長期にわたる使用の間には，地震力遮断デバイスに劣化，損傷が生じることも考えられるので，このような事態が発生した場合には，設計時と同等の特性を有する地震力遮断デバイスと取り替えることができる構造にしておく必要がある。

4) アンカーボルト等によってすべり系支承及びゴムバッファ等と桁，下部構造間の地震力の伝達が確実にできること。

(8) すべり系支承を有する免震橋においては，支承部において上下部構造を構造的に分離することにより地震力の低減を図り，橋梁としての耐震性の向上を図ることを目的としている。したがって，設計で想定していない挙動や地盤の破壊により，上下部構造間に大きな相対変位が生じる場合のあることを想定し，上部構造の落下を防止できるように適切な対策を講じること，すなわち，落橋防止システムを設けることとした。

2.2 限界状態

(1) 耐震性能1に対する橋の限界状態は，地震によって橋全体系としての力学特性が弾性域を超えない範囲内で適切に定めるものとする。このとき，部材については，地震によって発生する応力度が許容応力度以下となるものとする。

(2) 耐震性能2に対する橋の限界状態は，塑性化を考慮した部材にのみ塑性変形が生じ，その塑性

変形が当該部材の修復が容易に行い得る範囲内で適切に定めるものとする。なお，地震力遮断機構が確実に機能するように限界状態を定めなければならない。

(1) 耐震性能１に対する橋の限界状態は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 5.2 に従うものとした。
(2) 耐震性能２に対する橋の限界状態は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 5.3 に従うものとした。
限界状態に対応する工学的指標を表-解 2.2.1 に示す。

表-解 2.2.1　限界状態に対応する工学的指標

性能	耐震性能	耐震性能１	耐震性能２
	地震動レベル	レベル１地震動	レベル２地震動
橋脚		応力度＜許容応力度	塑性率＜許容塑性率
		—	残留変位＜許容残留変位
橋台		応力度＜許容応力度	断面力＜降伏耐力，せん断耐力
支承部	すべり系支承	応力度＜許容応力度	断面力＜耐力
		—	変位＜許容変位
	ゴムバッファ	—	せん断ひずみ＜許容せん断ひずみ（250%）
	ゴムバッファ取り付け部	応力度＜許容応力度	断面力＜耐力
上部構造		応力度＜許容応力度	断面力＜耐力
		変位＜許容変位	上部構造端部の遊間の設計値＜上部構造端部の遊間
基礎		支持力＜許容支持力 応力度＜許容応力度 応答変位＜許容変位	断面力＜降伏耐力，せん断耐力
フーチング		応力度＜許容応力度	断面力＜降伏耐力，せん断耐力

支承部については，すべり系支承と復元力機能を有するゴムバッファ等の両者が協同して，鉛直力と水平力あるいは変位に対する追随性能を保持できることを照査する。また，上部構造の変位や支承部の変位が大きくならないように，適切な摩擦係数とバッファ剛性を選定する必要がある。支承部の相対変位は，すべり材の縁がすべり板の摺動面を逸脱しないようにするとともに，上部構造の最大変位は桁端部における遊間以下であることが原則である。

また，すべり系支承の摩擦係数が大きい場合などは，免震支承を用いた免震橋と比べて，残留変位が大きくなる可能性が考えられる。上部構造の残留変位は，伸縮装置における目開き等によって，地震後の自動車の円滑な走行や温度変化による伸縮変形に影響を与える可能性がある。このため，地震力遮断デバイスの選定及び耐震性能の照査においては，上部構造の残留変位量についても留意する必要がある。ただし，橋の機能を維持することを目的とした地震後に許容できる残留変位量に関しては，個々の橋梁条件等により大きく異なるため，一律の照査法を規定することは困難である。そのため，ここでは具体的な数値は設けていないが，一般に，耐震性能１については機能回復のための修復を必要としない範囲，耐震性能２については応急復旧が可能で，ジャッキ等により比較的容易に機能回復のための復旧が可能な範囲であることを確認するのがよい。

4章　地震力遮断デバイス

4.1 一般

(1) 地震力遮断デバイスは，すべり系支承とゴムバッファ等の組み合わせを基本とし，設計で要求する性能を確実に発揮できるものでなければならない。

(2) 地震力遮断デバイスを構成するすべり系支承は，以下の機能を有するものとする。

1) 上部構造からの鉛直方向力を確実に下部構造へ伝達する機能（鉛直力支持機能)。

2) 活荷重や温度変化等の常時荷重及び地震の影響等による上部構造の伸縮・移動や回転に追随し，上部構造と下部構造の相対的な変位を吸収する機能（変位追随機能)。

3) 上部構造と下部構造を遮断することにより水平方向に生じる地震力を低減する機能(アイソレート機能)。

4) 部材間の摩擦を利用した摩擦減衰により地震エネルギーを吸収する機能（減衰機能)。

(3) 地震力遮断デバイスを構成するゴムバッファは，以下の機能を有するものとする。

1) 活荷重や温度変化等の常時の上部構造の伸縮による水平変位に追随するとともに，上部構造の安定を保つ機能（常時支持機能)。

2) 地震後の上部構造の残留変位を抑制する機能（復元力機能)。

3) 構造物の固有周期を調整する機能（固有周期調整機能)。

4) ゴムバッファの履歴特性により地震エネルギーを吸収する機能（減衰機能)。

(4) 地震力遮断デバイスは，原則として7章に規定する性能検証方法により安定した特性が確認されれば，(1)，(2)，(3)を満足するとみなしてよい。

(5) 地震力遮断デバイスのモデル化に際しては，すべり系支承の摩擦係数とその各種依存性及び復元力装置の剛性などのパラメータに関して，地震力遮断デバイスの使用材料，組み合わせ及び構造に応じて適切な値を選定しなければならない。

(6) 地震力遮断デバイスは，すべり系支承とゴムバッファをそれぞれ独立な要素としてモデル化することを原則とする。

(1) 本マニュアル(案)で対象とする地震力遮断デバイスは地震力を遮断するすべり系支承と復元力機能を有するゴムバッファ等を組み合わせた支承構造を基本とした。

本マニュアル(案)では，過度な最大応答変位及び残留変位の発生を抑制するために復元力機能を有するゴムバッファを併設する支承形式を対象とした。すべり系支承と復元力装置の機能を図-解4.1.1に示す。

地震力遮断デバイスを用いて免震設計を行う際には，それぞれのデバイス機能が確実に得られるよう設計する必要がある。すべり系支承の摩擦力で減衰機能を発揮させる場合は，すべり系支承に確実に鉛直荷重が伝達されるようにしなければならない。すべり系支承とゴムバッファ併用による支承部の構造例を図-解4.1.2に示す。

本マニュアル(案)では，復元力装置としてゴムバッファを主に扱っているが，復元力装置はゴムバッファに限定するものではない。ただし，ゴムバッファ以外の復元力装置を採用する場合には，実験等により機能を確認するとともに，性能の照査方法を明らかにしなければならない。

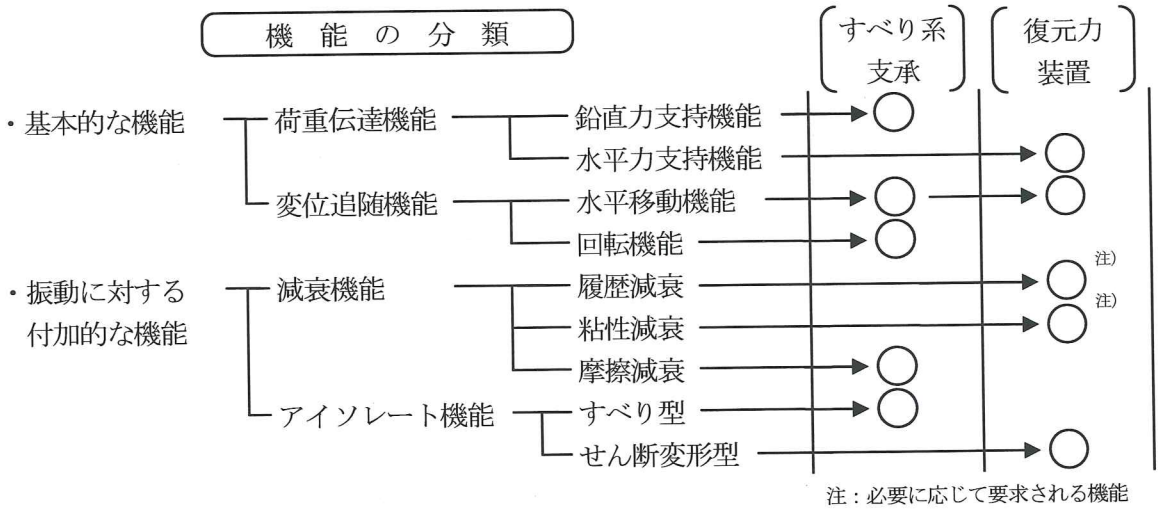
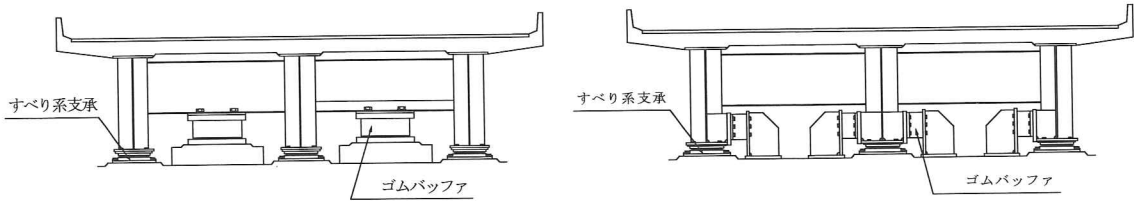


図-解 4.1.1　地震力遮断デバイスの機能の分類



a) 横置き　　b) 縦置き

図-解 4.1.2　地震力遮断デバイスの構造例

(2) すべり系支承は，地震力を遮断する機能と鉛直力支持機能を必要とする。構造としては，すべり材と相手材からなる支承部及び上下部構造との取り付け部材等からなり，上部構造の鉛直荷重を支持し，上部構造と下部構造の相対変位に追随するための部材となる。この他，すべり系支承に要求される機能は，橋桁の温度伸縮やたわみによる変位追随機能，地震力のアイソレート機能，減衰機能などが求められる。すべり系支承に要求される機能とその概要を表-解 4.1.1 に示す。

表-解 4.1.1　すべり系支承に要求される機能

要求機能及び性能	概　要
鉛直力支持機能	上部構造の鉛直荷重及び活荷重を確実に下部構造に伝達させる機能
変位追随機能	桁の温度伸縮や，たわみによる回転変位に追随する機能 地震時の上部構造と下部構造に生じる相対変位に追随する機能
アイソレート機能	地震エネルギーを絶縁（遮断）する機能
減衰機能	地震エネルギーを吸収（減衰）する機能
耐久性能	供用期間における材料の経年変化に対する安定性能 繰返し載荷に対する安定性能

(3) ゴムバッファは，復元力機能とともに構造物の固有周期特性を設定する役割も有する。地震力遮断デバイスで用いるゴムバッファは上部構造の鉛直荷重を支持しないため，積層ゴム支承のみを用いる一般的な免震構造と比較して支承に対する設計自由度が高い。

ゴムバッファにはすべり系支承と同等の変位追随機能を確保する必要がある。また，形状係数(一次，二次形状係数)が既存の積層ゴム支承と比較して極端に小さい場合には，ゴムバッファの特性

は既存の設計式の適用範囲外となる場合も考えられるので注意が必要であり，7 章に規定する性能検証方法等によりその性能を確認する必要がある。

ゴムバッファにおける地震エネルギーの吸収機能は，地震力遮断デバイスの減衰機能をゴムバッファで確保する場合に必要となる機能である。ゴムバッファに要求される機能とその概要を表-解 4.1.2 に示す。

表-解 4.1.2　ゴムバッファに要求される機能

要求機能及び性能	概　要
常時支持機能	桁の温度伸縮やたわみによる回転変形に追随し，かつ桁の過度な変形を抑制する機能
復元力機能	地震後の過度な残留変位を抑制する機能
固有周期調整機能	地震時に構造物が共振せず，確実な免震効果を発揮させるための固有周期を調整する機能
減衰機能	地震エネルギーを吸収（減衰）する機能
耐久性能	供用期間における材料の経年変化に対する安定性能 繰返し載荷に対する安定性能

(4) 後述する 7 章に定める性能検証方法は，橋梁に設置された条件下での地震力遮断デバイスの状態を考慮して設定している。すべり系支承については性能に対する定量的な要求値を定めていないが，検証された各特性値が使用条件を満たしていることが確認できれば，ここで規定している要求性能を満足していると判断することができる。一方，ゴムバッファについては，これまでに積層ゴム支承として使用実積も多く，多くの検討がなされているため，検証項目によって性能に対する要求値を定めている。なお，支承部を構成する部材としての基本的な要求性能として，橋梁の供用期間中の安定した特性を確保するため，地震力遮断デバイスの耐久性に関する検証項目についても定めた。

(5) すべり系支承の摩擦係数は，一般に鉛直荷重や摺動速度に依存する特性を有するため，免震設計を行う際には，採用するすべり系支承に応じて各種依存性を考慮することが必要とされる。摩擦係数は材料によって大きく変化するため，設計に際しては，材料に応じた摩擦係数のばらつきや，それによる橋梁全体の耐震性能に与える影響を考慮して設計を行う必要がある。

(6) すべり系支承や減衰性能を有するゴムバッファなどの履歴モデルは，一般にバイリニア型モデル等で表現できる。また，一般的な天然ゴム系のゴムバッファの各種依存性はあまり大きくないことが知られている。一方，すべり系支承は，面圧・速度依存性等を有するものが一般的であり，また，減衰を有するゴムバッファとすべり系支承の履歴減衰は，その依存性がそれぞれ異なることになる。したがって，地震力遮断デバイスのモデル化を適切に行うために，それぞれ独立の要素として各デバイスの依存性を考慮したモデル化を行うことを原則とした。

4.2 すべり系支承

4.2.1 一般

本規定は，鉛直力支持機能，変位追随機能，減衰機能，アイソレート機能を有するすべり系支承に適用する。

すべり系支承とは，すべり材と相手材から成る支承構造であり，上部構造の鉛直荷重を支持し，上部構造の温度伸縮，回転変形，並びに地震時の上部構造の変位に追随し，かつアイソレート機能を有するとともに，摩擦力を利用してエネルギー吸収も図ることが可能な支承である。

すべり系支承の材料の組み合わせの一例を表-解 4.2.1 に示す。ここでは，本共同研究の中で検討

をしたすべり系支承を示している。この他にも種々の材料の組み合わせが考えられるが，それらの力学特性を明らかにした上で用いる必要がある。

表-解 4.2.1　すべり系支承の材料組み合わせ例

分類	すべり材	相手材（表面仕上げ）
高摩擦材	焼結金属系すべり材	SUS(No. 2 相当)
中摩擦材	充填材入り PTFE	SUS(鏡面～No. 3 以上)
低摩擦材	AFRP(繊維強化熱硬化樹脂)	SUS(フッ素樹脂コート)

4.2.2 すべり系支承のモデル化

(1) すべり系支承のモデル化は，原則として，面圧依存性，速度依存性等を適切に考慮した非線形履歴モデルとするものとする。

(2) 摩擦係数の面圧依存性，速度依存性の評価式としては，式(4.2.1)を用いてもよい。

$$\mu(\sigma,v)=\mu'(\sigma)\left(1-e^{-Dv}\right)+\mu''(\sigma)e^{-Dv} \qquad (4.2.1)$$

ここに，

σ　：すべり材料に作用する面圧

v　：すべり速度

$\mu(\sigma,v)$　：面圧及び速度依存性を考慮した動摩擦係数

$\mu'(\sigma)$　：高速加振時における動摩擦係数

$$\mu'(\sigma)=A\,\sigma^{B}$$

$\mu''(\sigma)$　：低速加振時における動摩擦係数

$$\mu''(\sigma)=C\,\sigma^{B}$$

A　：高速加振時の摩擦特性に関する材料係数

B　：面圧依存性に関する材料係数

C　：低速加振時の摩擦特性に関する材料係数

D　：速度依存性に関する材料係数

(3) すべり系支承の摩擦係数及びその各種依存性は，「7 章　地震力遮断デバイスの性能検証方法」の規定に基づく試験によって設定することを基本とする。

(1) すべり系支承のモデル化は，図-解 4.2.1 に示す非線形履歴モデルとしてモデル化することとした。すべり系支承の履歴特性は，速度依存性により速度が連続的に変化する正弦波加振では矩形状にならない場合がある。太鼓型履歴特性の a)は高速度になると摩擦係数が大きくなる依存性を示し，鼓型の b)は a)とは逆傾向の依存性を示したものである。地震時のすべり系支承の応答には連続的に速度変化が生じる。したがって，すべり系支承のモデル化は非線形履歴モデルを基本とし，使用する材料に応じた依存性を適切に評価する必要がある。

すべり系支承の速度に対する依存性が十分小さい場合には，これらの依存性による影響も小さくなるため，一般に図-解 4.2.2 に示す矩形型モデルとしてモデル化することが可能であるが，矩形型モデルを用いる場合は解析精度への影響を十分把握した上で用いる必要がある。

また，すべり系支承は面圧依存性を有するものが一般的である。すべり系支承の面圧依存性は曲線橋等の構造形式により地震時に大きな鉛直反力の変動が想定される場合には，面圧依存性を考慮することが必要とされる。

鉛直地震動に伴う摩擦力の変化への影響は，構造物全体系に対するすべり系支承の摩擦力の大小により異なる。すべり系支承のモデル化に関する鉛直地震動の影響については，参考資料-6 を参照していただきたい。

また，常時の温度変化による桁の伸縮に伴って橋脚に作用する水平力を算出するため，緩速変形に対するすべり材料の摩擦特性を確認しておく必要がある。この摩擦特性は，7 章に規定する性能検証方法により検証することを原則とする。なお，すべり材料の組み合わせによっては，摺動を経験していない場合と摺動を経験した場合とで違いが生じるものもあるので，すべり系支承の使用状況を考慮した摩擦特性を設計に反映させる必要がある。

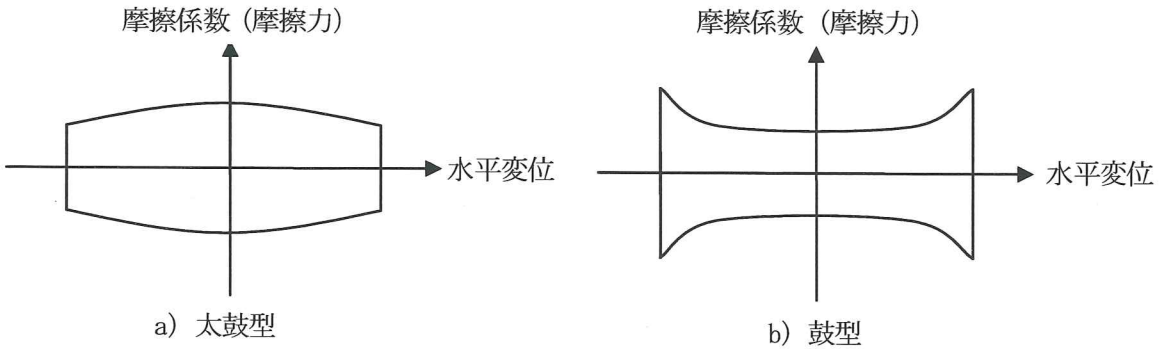


図-解 4.2.1　正弦波加振による履歴特性例

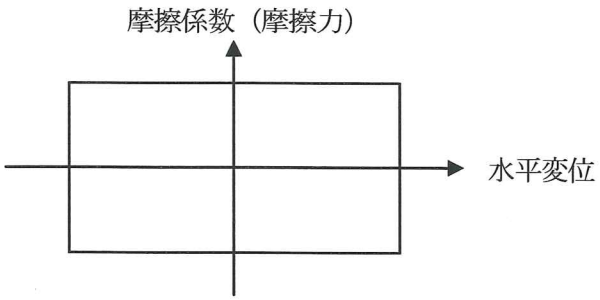


図-解 4.2.2　すべり系支承の履歴モデル

(2) 接触している 2 つの材料の摩擦には，一般にクーロンの法則が用いられるが，材料によってはこの法則に従わない場合がある[1),2)]。

式(4.2.1)はトライボロジー分野における「摩擦の凝着説」[2)]を基に文献 3)で提案されたものであり，各パラメータはすべり材と相手材の組み合わせにより決まる。これらは 7 章に規定する性能検証方法により得られた試験結果に基づき，実験回帰により定める必要がある。このパラメータの検討例については参考資料-3 に示しているので参照していただきたい。

(3) すべり系支承の摩擦係数は材料によって異なる。低摩擦材料は，主に地震力の遮断性能（アイソレート性能）に優れるが，減衰性能が小さいので，減衰機能を有するゴムバッファとの併用が一般的となる。

一方，高摩擦材料は減衰性能に優れるが，摩擦力（水平力）が大きいため，支承取り付け部や，橋脚の設計に配慮する必要がある。中摩擦材料は減衰性能と遮断性能をそれぞれ中程度に有する。このように，それぞれの性能の程度に応じて組み合わせるゴムバッファの機能を検討する必要がある。

また，すべり系支承の摩擦係数は各種依存性の他に，一般に製品毎のばらつきを有する。摩擦係数のばらつきの設定は，図-解 4.2.3 に示すように材料の摩擦特性により異なる。例えば，低摩擦材料の場合，鉛直反力に対する水平力そのものが小さいため，摩擦係数にある程度のばらつきがあ

っても設計結果に与える影響は小さい。また，低摩擦材に摩擦係数の公称値に対する割合で性能管理を行うと，非常に小さい水平力の範囲について設定することになるため，個々のデバイスの品質確保が困難となる。一方，高摩擦材料の場合，鉛直反力に対する水平力が大きいため，摩擦係数のばらつきを低摩擦材料と同程度とした場合，相対的に設計の安全率を大きくとる必要がある。このように，摩擦係数のばらつきの設定は，すべり系支承の材料の組み合わせに応じて設計に必要な水平力とすべり系支承の製作上管理可能な摩擦係数の関係より適切な幅を設定することが必要となる。

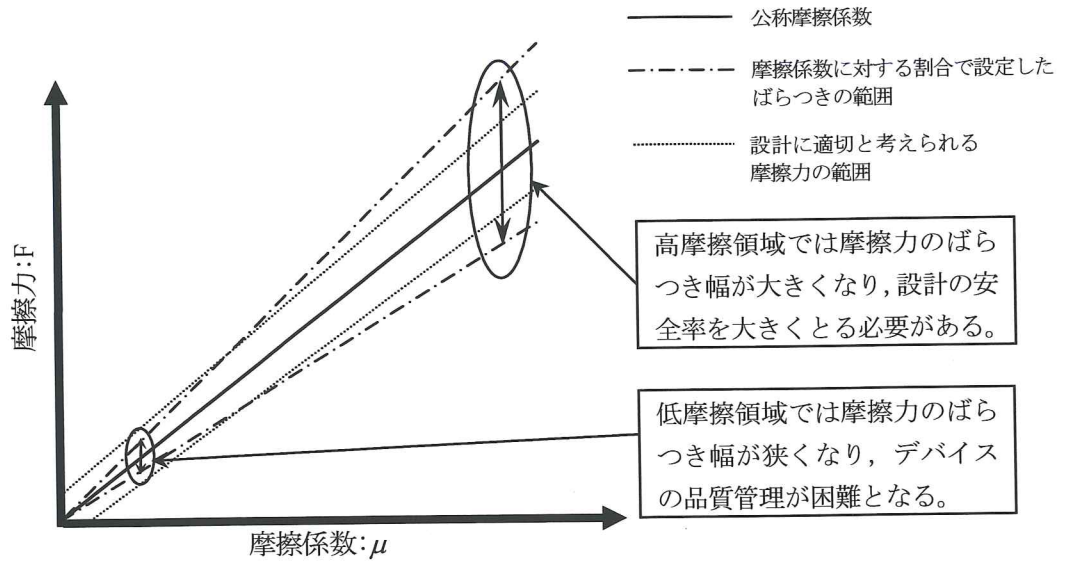


図-解 4.2.3　摩擦係数のばらつき

4.2.3 限界状態

(1) すべり系支承の限界状態（耐力，変位追随機能等）は，その構造特性に基づき適切に設定するものとする。

(2) すべり系支承本体及び取り付け部材の耐震性能 1 及び 2 に対する耐力は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「15.3　支承部の照査」の規定に従うものとする。

(1) すべり系支承の限界状態は鉛直支持荷重による限界耐力並びに変位追随機能による限界変位がある。

すべり系支承の鉛直支持耐力は材料により異なるため，材料に応じた耐力によって評価する必要がある。また，すべり系支承は，材料によっては，鉛直支持荷重の限界に達した状態で水平方向の移動を許容できない場合もあるため，7 章に規定する性能検証方法等によりその限界性能を確認する必要がある。

すべり系支承の限界変位は，すべり系支承の許容設計変位とする。すべり系支承の設計は橋桁と橋脚の常時及び地震時における相対変位に対し，すべり材の縁がすべり板の摺動面を超えないこと，すなわち，すべり板の摺動面全体で鉛直支持を確保できていることを原則とする。なお，橋の構造によってはすべり系支承の十分な設置空間が確保できない場合があるため，そのような場合には，鉛直支持性能や水平力特性等を実験で確認した上で用いることが必要とされる。

すべり系支承の上部構造のたわみによる回転変位の追随限界はすべり材を保持する構造により異なるので，使用する構造毎に 7 章に規定する性能検証方法等により回転変位追随性を確認しなければならない。

(2) 道路橋示方書に従い，すべり系支承本体及び取り付け部材の照査にあたっては，それぞれの耐震性能に応じた許容応力度の割増し係数を考慮して行うことを規定したものである。

また，すべり系支承の摩擦特性によっては，割増し係数を考慮できる地震時よりも，常時荷重に対する照査の方が設計上の支配条件になることも考えられる。このため，耐震性能の照査とあわせて，桁の温度伸縮等に対する反力特性についても十分に留意し，所定の安全性が確保できるように配慮する必要がある。

4.3 ゴムバッファ

4.3.1 一般

本規定は，常時支持機能，復元力機能，固有周期調整機能等を有する天然ゴムなどのゴム系材料と鋼板とを積層させたゴムバッファに適用する。なお，上記の機能に加え，さらに減衰機能を併せ持つゴム系の免震装置をゴムバッファとして用いる場合についても適用する。

地震力遮断デバイスを構成するゴムバッファとしては，一般に橋梁用支承として多くの実績を有している積層ゴム支承の構造と同様な支承となる。これは，ゴムバッファに要求される機能が，積層ゴム支承に要求される機能と類似するためである。両者の大きな相違点としては，ゴムバッファは鉛直力支持機能を必要としない点である。

このようなことからゴムバッファの性能については，基本的には，これまでの実験的・解析的な検討実積が多い積層ゴム支承の特性から推定することが可能と考えられる。ただし，ゴムバッファは上部構造の鉛直荷重を支持しないため，厳密には積層ゴム支承の力学的特性とは応力状態が異なること，また，設計によっては，ゴム平面形状と厚みとのバランス（1 次形状係数，2 次形状係数）が積層ゴム支承の実績とは大きく異なる場合も想定されるので，このような点は，7 章に規定する性能検証方法に基づき，その特性の安定性等を確認した上で使用する必要がある。

また，地震力遮断デバイスは，すべり系支承とゴムバッファの 2 つの要素から構成されることから，それぞれのデバイスに受け持たせる耐震設計上の機能の組み合わせ自由度が高いことが特徴である。減衰機能を受け持つデバイスが複数となる場合にも着目して，想定される組み合わせ例を表-解 4.3.1 に示す。ここでは，すべり系支承に使用する摩擦特性を 3 種類（低摩擦材，中摩擦材，高摩擦材として，それぞれの摩擦係数の目安を表中に付記）に分類し，また，ゴムバッファに使用する積層ゴム支承の種類をその履歴特性の違い（減衰機能の有無）により 2 種類に分類した場合の組み合わせとして整理している。このように，耐震設計上のコンセプトにより多様な選択肢が生まれることになるため，設計にあたっては，橋梁の地盤条件や構造条件等を十分に勘案して，必要な耐震性能が確保可能な支承形式を選択することが重要となる。

なお，表-解 4.3.1 に示した組み合わせのうち，これまでに実験的・解析的検討が行われ，その評価法の妥当性が検証されている範囲としては，主たる減衰性能の確保を 1 種類の部材で行う場合のみである。地震力遮断デバイスを用いて，橋全体系の減衰性能を最も高める方法としては，高い摩擦係数を有するすべり系支承と高い減衰性能をあわせもつゴムバッファとを組み合わせるケースも考えられるが，この場合，従来の免震橋で想定されていた減衰性能よりも非常に大きな非線形履歴特性が支承部に集中することになり，このような構造系に対する振動特性の評価に関しては，十分に検討されていない。そのため，このような組み合わせの採用にあたっては，その効果並びに耐震性能の照査方法の妥当性を十分に検討する必要がある。

また，すべり系支承に摩擦減衰性能を期待した設計を行う場合には，「5 章 耐震性能の照査方法」に規定するように適切にモデル化に取り込む必要がある。

表-解 4.3.1　摩擦材料とゴムバッファの組み合わせの例

すべり系支承の摩擦特性	ゴムバッファの履歴特性	耐震設計上の効果	減衰機能を期待する部材
低摩擦材：低い摩擦係数（μ =0.02 ～ 0.08 程度）を有する材料	線形履歴特性：減衰性能が比較的低い天然ゴム系積層ゴム支承と同等の性能を有するデバイス	慣性力の遮断効果に主眼をおいた設計法	特になし
	非線形履歴特性：高い減衰性能をあわせもつ，免震ゴム支承と同等の性能を有するデバイス	慣性力の遮断効果に主眼をおき，同時にすべりによる移動量の増加をゴムバッファの減衰性能で低減させる設計法	ゴムバッファ
中摩擦材：PTFE 等に代表される中程度の摩擦係数（μ =0.1～0.15 程度）を有する材料	線形履歴特性：減衰性能が比較的低い天然ゴム系積層ゴム支承と同等の性能を有するデバイス	慣性力の遮断効果及びすべり系支承部の摩擦減衰効果を期待した設計法	すべり系支承
	非線形履歴特性：高い減衰性能をあわせもつ，免震ゴム支承と同等の性能を有するデバイス	減衰効果は主としてゴムバッファに期待し，付加的にすべり系支承部の摩擦減衰効果を見込んだ設計法	主にゴムバッファ
高摩擦材：高い摩擦係数（μ =0.2～0.4 程度）を有する材料	線形履歴特性：減衰性能が比較的低い天然ゴム系積層ゴム支承と同等の性能を有するデバイス	すべり系支承における高い摩擦減衰効果を期待した設計法	すべり系支承
	非線形履歴特性：高い減衰性能をあわせもつ，免震ゴム支承と同等の性能を有するデバイス	すべり系支承及びゴムバッファの両者に高い減衰効果を期待した設計法	すべり系支承とゴムバッファ

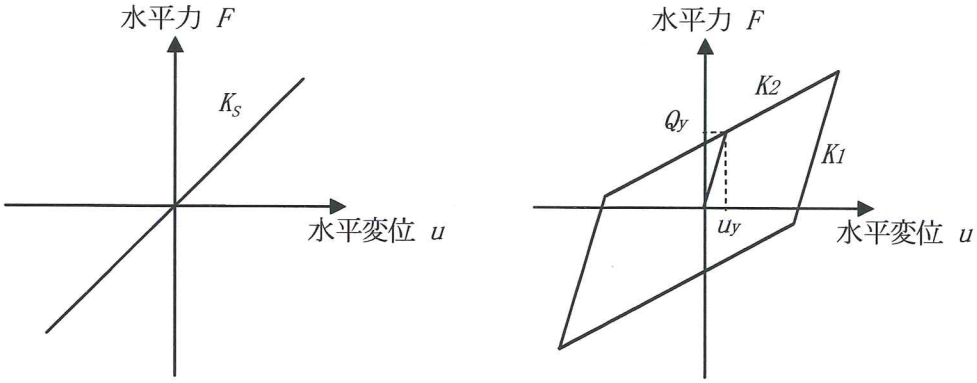
4.3.2 ゴムバッファのモデル化

(1) ゴムバッファのモデル化は，線形復元モデルとするものとする。なお，減衰機能を併せ持つゴム系の免震装置を用いる場合には，バイリニアモデルとしてよい。

(2) ゴムバッファの等価剛性，等価減衰定数，その各種依存性及びばらつきは，「7 章　地震力遮断デバイスの性能検証方法」の規定に基づく試験によって設定することを基本とする。

(1) ゴムバッファに地震時水平力分散ゴム支承（以下，天然ゴム系ゴム支承）と同等な特性を有するデバイスを使用する場合には，線形復元モデルを用いることを基本とした。また，ゴムバッファとして減衰機能を併せ持つゴム系の免震装置（以下，免震支承）を用いる場合には，その非線形履歴特性を適切に表すことができるモデルを用いる必要がある。免震支承としての採用実績の多い鉛プラグ入り積層ゴム支承や高減衰積層ゴム支承等の場合には，バイリニア型によりモデル化してよいこととした。非線形履歴特性をバイリニア型に表すことのできないデバイスを用いる場合には，別途，これを適切にモデル化しなければならない。

図-解 4.3.1 に，天然ゴム系ゴム支承をゴムバッファとして用いた場合の線形復元モデル及び免震支承を用いた場合の非線形履歴モデルを示す。なお，非線形履歴モデルを作成する際には，実際の履歴特性に基づいて，一次剛性及び二次剛性等を適切に定めるものとする。



K_S：せん断剛性（kN/m）

a）線形復元モデル

K_1 ：一次剛性（kN/m）
K_2 ：二次剛性（kN/m）
u_y ：降伏時の水平変位（m）
Q_y ：降伏時の水平力（kN）

b）バイリニア型の非線形履歴モデル

図-解 4.3.1　ゴムバッファのモデル化

(2) ゴムバッファの動的な特性を評価する指標としては，線形特性を有する天然ゴム系のゴム支承を用いる場合にはせん断剛性（K_S），非線形履歴特性を有する免震支承を用いる場合には，バイリニアモデルによる一次剛性，二次剛性，降伏荷重等の他に，等価線形化法による等価剛性（K_B），等価減衰定数（h_B）などがあげられる。本マニュアル(案)では，両者のケースにおいて指標を統一するために，所定の水平変位を載荷させた状態におけるせん断剛性，等価剛性，等価減衰定数に関する検証を行うこととし，その手法は，7 章に規定する性能検証方法によることを基本とすることとした。

7 章の規定では，ゴムバッファは鉛直荷重を支持しないことから，せん断変形時におけるゴムの内部応力状態が通常の積層ゴム支承とは異なるので，一律に材料・構造が同じとの理由で積層ゴム支承の特性値，設計式等をそのまま用いるのではなく，地震力遮断デバイスに用いるゴムバッファとしての力学的機構に合致した特性の検証を行うことを目的としている。ただし，これまでの研究報告[4),5)]によれば，鉛直荷重の載荷の有無が積層ゴム支承の水平特性に与える影響は小さいことが知られている。このため，鉛直荷重の載荷によらずほぼ同様な履歴特性を有することが確認されている場合には，従来の積層ゴム支承による設計法を用いることも可能である。これらについては，参考資料-4 に示しているので参考にしていただきたい。

4.3.3 限界状態

(1) ゴムバッファの限界状態（耐力，変形性能等）は，その構造特性に基づき適切に設定するものとする。

(2) ゴムバッファの取り付け部材の耐震性能 2 に対する耐力は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「15.3 支承部の照査」の規定に従うものとする。

(1) ゴムバッファの限界状態としては，積層ゴム支承の限界状態と同様に，ゴム材料本体の破断などによって，その常時支持機能，復元力機能，固有周期調整機能等の各要求性能を満足できなくなる

限界の状態が考えられる。そのため，このような機能喪失に至らず，所定の安全性が確保されるように許容せん断ひずみ等を定める必要がある。

水平方向に対する限界状態としては，従来の積層ゴム支承における規定を参考に，耐震性能２に対する照査では，一般にゴムバッファに生じるせん断ひずみが250%以下であることを照査の目安としてよい。ただし，これは，鉛直荷重を負担した積層ゴム支承のせん断変形性能検証データの蓄積に基づいて設定された値であるため，ゴムバッファが使用される力学的な条件を踏まえ，7 章に規定する水平限界状態に関する試験により新しい知見が得られた場合には，その結果に基づき適切に設定しなければならない。

また，地震時の上向きの荷重をゴムバッファの引張抵抗力により負担する構造形式の場合には，鉛直方向に対する限界状態として，ゴムバッファに作用する引張応力度が道路橋支承便覧に示される表-解 4.3.2 に示す値以下であることを照査する必要がある。ただし，表-解 4.3.2 に示した許容引張応力度についても，従来の積層ゴム支承における規定を参考に定められたものであるので，7 章におけるゴムバッファの引張限界状態に関する試験結果に基づき適切に設定するのがよい。

なお，死荷重により支承部に負の反力が生じる場合には，これをゴムバッファに引張力として作用させてはならない。これは，負の反力と水平方向地震力の同時載荷に対するゴムバッファの破断強度や水平履歴特性等の動的特性については，現状では，十分な検証ができていないためである。このような負の反力が生じる場合には，ゴムバッファではなく，別途，これを負担させる構造を検討するのがよい。

表-解 4.3.2　ゴムバッファの許容引張応力度

ゴムのせん断弾性係数 G	許容引張応力度
G6	1.2 N/mm^2
G8	1.6 N/mm^2
G10 以上	2.0 N/mm^2

また，常時の活荷重による支点部の回転変位に対しては，通常のゴム支承では鉛直荷重を支持していることによる圧縮変形量によって吸収しているが，鉛直荷重を支持しないゴムバッファの場合，その取り付け部の構造によっては，引張力が常時作用することになり疲労に関する問題が生じることも考えられる。このような疲労限界に関しては，引張力が発生しないように 6 章に規定するような構造的な配慮を行うか，あるいは 7 章に規定する性能検証方法によって，あらかじめ必要な耐久性を有していることを確認する必要がある。

(2) ゴムバッファの取り付け部材としては，積層ゴム支承と同様にセットボルト等のボルト部材の他，せん断キーや鋼板などから構成されることが一般的である。これらの部材の照査にあたっては，基本的に道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「15.3 支承部の照査」の規定に従うものとした。

4.4 施工

地震力遮断デバイスの施工については，道路橋支承便覧第５章に基づくものとする。

地震力遮断デバイスは，すべり系支承とゴムバッファで構成され，すべり系支承は既往の鋼製支承，ゴム支承と同様な鉛直支持，水平力分担などの機能を，また，ゴムバッファは，復元力などの水平力を分担する機能を有する。このため，両者ともそれぞれ基本は支承として考えることができる。したがって，施工に際しては道路橋支承便覧「第５章　支承部の施工」に基づく方法を用いることを基本とした。なお，道路橋支承便覧に記されていない構造を付加する場合（例えば，ゴムバッファに桁の

回転変形を伝達しないために構造上の遊間を設ける場合）がある。そのような構造を設ける場合は，設計で想定している挙動が再現できるように，施工誤差などで許容できる範囲をあらかじめ検討しておく必要がある。

参考文献

1）川崎景民：オイルレスベアリング，アグネ，1973

2）松原清：トライボロジ －摩擦・磨耗・潤滑の科学と技術－，産業図書，1981

3）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，Vol27，2003

4）鵜野禎史，森重行雄，沖森克文，森下宣明，播金昭浩，吉光友雄：機能分離型支承用ダンパーの特性試験，土木学会第57回年次学術講演会，I-464，pp927-928，2002

5）伊津野和行，袴田文雄，佐藤大輔，仲村一平：橋梁の機能分離型免震すべり支承に関する実験的研究，第10回日本地震工学シンポジウム，pp2783-2788，1998

5章　耐震性能の照査方法

5.1 一般

(1) 耐震性能の照査は，設計地震動のレベルとその限界状態に応じて，適切な方法で行うものとする。

(2) 橋梁全体の耐震性能の照査は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「7章 動的照査法による耐震性能の照査方法」によるものとする。

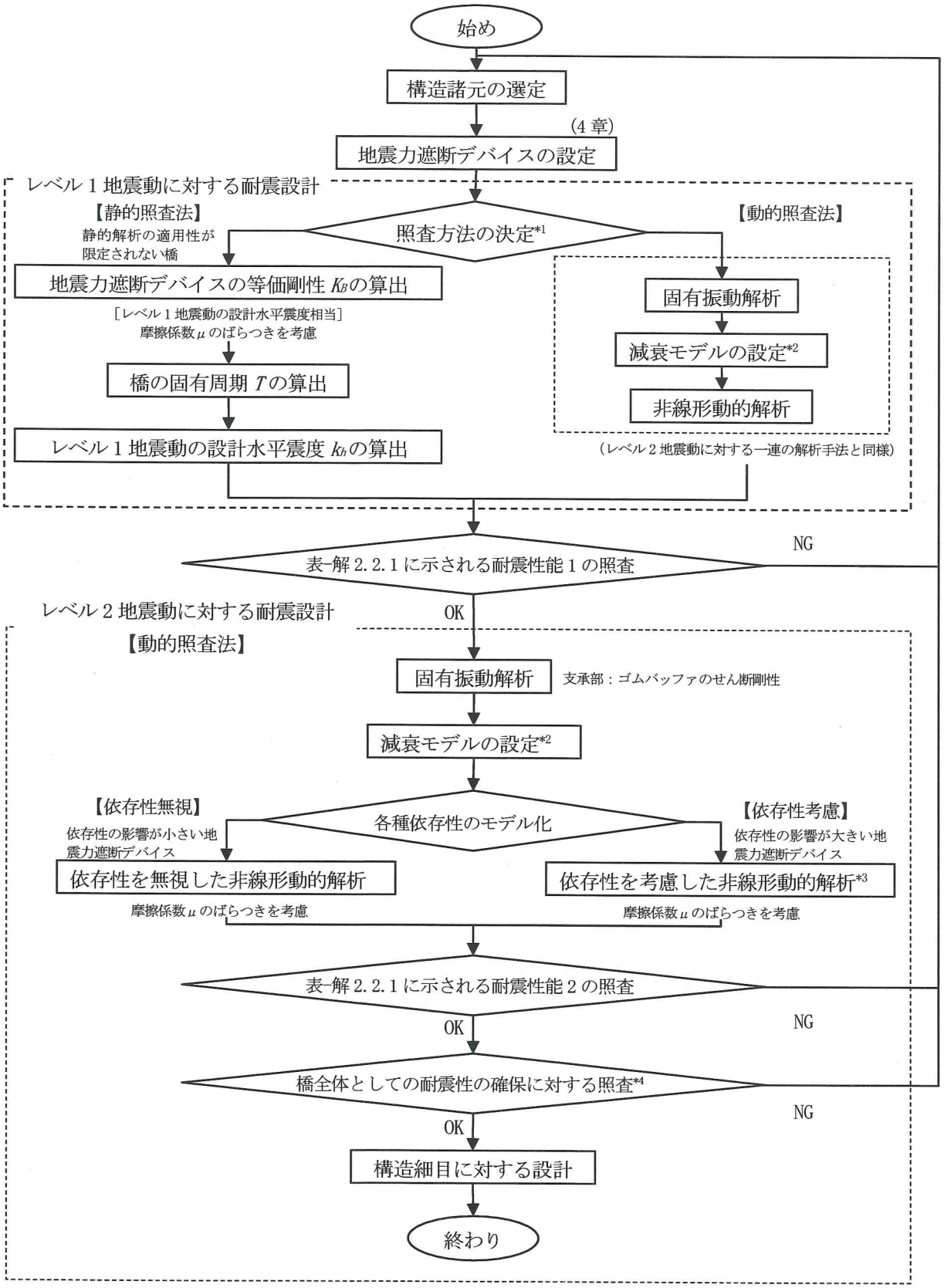
耐震性能の照査は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「5.5 耐震性能の照査方法」に基づいて行う必要がある。すべり系支承を有する免震橋について，橋の構造形式と耐震性能の照査に適用可能な照査方法を表-解 5.1.1 に示す。なお，動的照査法は静的解析を適用できる橋に対しても用いることができるが，一般には静的照査法による照査で十分であるため，ここでは静的照査法を適用すればよいこととした。

表-解 5.1.1　すべり系支承を有する免震橋の耐震性能の照査に適用できる耐震計算法

	塑性化や非線形性が複数箇所に生じる橋及びエネルギー一定則の適用性が十分検討されていない構造の橋	静的解析の適用性が限定される橋	
		高次モードの影響が懸念される橋	塑性ヒンジの発生箇所がはっきりしない橋，複雑な振動挙動をする橋
耐震性能 1	静的照査法	動的照査法	動的照査法
耐震性能 2	動的照査法	動的照査法	動的照査法
適用する橋の例	右記以外の条件のすべり系支承を有する免震橋	・固有周期の長い橋 ・橋脚高さが高い橋	・斜張橋，吊橋等のケーブル系の橋 ・上・中路式アーチ橋 ・曲線橋

耐震性能の照査にあたって考慮する地震動は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 2.2(1)に従い，レベル 1 地震動とレベル 2 地震動である。すべり系支承を有する免震橋の性能照査では，このような地震動を作用させて求められた応答値が「2.2 限界状態」における許容値以下であることを照査する。

図-解 5.1.1 にすべり系支承を有する免震橋の設計フローを示す。本マニュアル(案)及び道路橋示方書の関連章番号や図表番号を整理しているため参考にするのがよい。



*1 道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 5.5 耐震性能の照査方法を参照

*2 本マニュアル（案）5.2 解析方法を参照

*3 本マニュアル（案）4.2.2 すべり系支承のモデル化　式（4.2.1）を参照

*4 道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 7.4(5)を参照

図-解 5.1.1　すべり系支承を有する免震橋の性能照査フロー

5.2 解析方法

(1) すべり系支承を有する免震橋の応答値の算出に際しては，地震力遮断デバイスや地盤，下部構造の非線形特性を適切に考慮できる解析モデル及び解析手法を用いるものとする。

(2) 地震力遮断デバイスのモデル化は，4章の規定に従うものとする。

(3) 動的解析に用いる減衰モデルは，地震力遮断デバイスのモデルを考慮して適切に設定しなければならない。

(4) 地震力遮断デバイスの摩擦係数のばらつきを適切に考慮しなければならない。

(1) すべり系支承を有する免震橋は，すべり現象を考慮した変位やすべり現象による減衰の効果及び下部構造の非線形性を適切に把握するために，時刻歴応答解析法による動的解析法を用いることが必要とされる。動的解析においては，すべり系支承はその特性に応じて非線形履歴モデルでモデル化する。

すべり系支承に発生する摩擦力は一般に鉛直荷重に依存するため，地震時の鉛直荷重の変動によって摩擦力が時々刻々変化することが考えられる。上下方向の地震動の作用に伴う摩擦力の変動が地震時応答に及ぼす影響については，参考資料-6に示しているので参考にしていただきたい。これによると，すべり系支承の材料の組み合わせが「充填材入りPTFE+SUS」の場合には，その影響が小さいことが実験的に明らかにされており，このようなすべり系支承を用いる場合には，動的解析において上下方向の地震動を考慮する必要性は低いと考えてよい。ただし，実験で検証された場合と諸条件が大きく異なる場合には，上下方向地震動により支承部の摩擦力が変動することによって，橋の地震応答に大きな影響が生じる実験結果も得られているため，必要に応じて適切に設計に反映させるのがよい。また，これは，水平2方向の地震動を受ける場合についても同様であり，橋軸直角方向の地震動の作用によりロッキングが生じ，これによって鉛直荷重と摩擦力が変動することによって橋の地震応答に影響を及ぼす可能性がある場合には，その影響を適切に考慮するのがよい。なお，上下方向地震動や水平2方向地震動については，設計に用いるための標準的な時刻歴波形の組み合わせは用意されていないので，必要に応じてその影響度を実際の観測波形を用いて検討するのがよい。

すべり系支承をバイリニア型でモデル化した場合には，数値解析上急激な剛性変化を有することになるため，動的解析における解の収束が適切に行われているかを確認する必要がある。応答波形に異常が見られるなど動的解析による時刻歴応答の確認により妥当な解が得られていないと判断される場合は，解の収束計算方法の変更や動的解析時の積分時間間隔を細かくするなどの対処が必要となるので注意する必要がある。

対象とする橋梁が，表-解 5.1.1 において静的解析の適用が可能なすべり系支承を有する免震橋の場合には，静的照査法により耐震性能1の照査を行ってよい。なお，静的照査法によって耐震性能1を照査する場合は，地震力遮断デバイスの等価剛性を以下により求めてよい。

$$K_B = Q_d / u_{Be} + K_s \qquad \text{(解 5.2.1)}$$

ここに，

K_B ：地震力遮断デバイスの等価剛性
Q_d ：すべり系支承の摩擦力（$= R_d \mu$）
u_{Be} ：支承部の有効設計変位
K_s ：ゴムバッファのバネ定数（等価剛性）

上記の方法は支承部の有効設計変位に応じて等価剛性が定まるので繰返し収束計算が必要となる。ゴムバッファとして弾性ゴムを用いる場合には，上部構造変位，各橋脚の橋軸方向分担水平力を計算することも可能である。これについては，参考資料-5 を参考にしていただきたい。

(2) すべり系支承及びゴムバッファのモデル化については，それぞれ，「4.2.2 すべり系支承のモデル化」，「4.3.2 ゴムバッファのモデル化」に示した。

すべり現象による摩擦力は，摩擦係数及び鉛直力に影響を受ける。また，一般に摩擦係数は鉛直力（面圧）やすべり面の相対速度に依存することから，すべり摩擦を正確に把握するにはこれらの依存性を考慮したモデルとする必要がある。

ここで，一般に「充填材入り PTFE＋SUS」の組み合わせのすべり系支承の場合，各種依存性に対する摩擦係数の変化が小さいことが参考資料-6 に示す振動台実験等で確認されている。このように使用するデバイスの材料の組み合わせにより各依存性の影響が小さいことが確認されている場合は，依存性を考慮しなくてもよい。ただし，依存性を考慮しない場合は，材質に応じて適切な摩擦係数を選定する必要がある。

曲線橋にすべり系支承を採用した場合など，すべる方向が一義的に決まらない場合は，任意の方向に対して適切に摩擦力を評価することが必要となる。このような場合，すべり系支承を MSS（マルチシェアスプリング）要素のように複数の方向の検討が可能なモデル化とすることが望ましい。

すべり系支承の解析モデルは，理想的な摩擦特性としては矩形型の履歴曲線となることから，1 次剛性に大きな剛性を，2 次剛性に 0 に近い小さい剛性を有するバイリニアモデルを仮定する場合が多い。すべり系支承の初期剛性が明確であればその値を用いればよいが，摩擦を再現するためにできるだけ大きな値を仮定した初期剛性を用いることが一般的である。その場合，解析が不安定とならないように適切な初期剛性を設定することが必要とされる[1)]。

(3) 地震力遮断デバイスのすべり系支承をモデル化する場合，摩擦力を超えるまではすべらない状態を表現するために，一般に大きな初期剛性を有する剛塑性型のバイリニアモデルとしてモデル化する場合が多い。摩擦力は，力学的には変位方向と反対の方向に一定の力として作用するため，これを数値解析上適切にモデルに反映することが必要とされる。一般的な動的解析においては，構造系の粘性減衰モデルとして，Rayleigh 型減衰や剛性比例型減衰を用いる場合があるが，このような減衰モデルにおいて大きな初期剛性をそのまま機械的に考慮して解析を行うと解が適切に求められない場合がある。一般には，支承部に大きめの減衰効果が作用することにより支承部の応答値を小さめに，その他の部材の応答値を大きめに評価する等の影響が生じる場合がある。したがって，すべり系支承を剛塑性型のバイリニア型でモデル化する場合には，減衰モデルについて注意するとともに，動的解析から求められた応答値から断面力分布等を求め，橋全体として力の釣合いが成り立っていることを確認したり，異なる減衰モデルを用いた場合の結果と比較する等により動的解析結果が適切に求められているかどうかを確認するのがよい。

すべり系支承を有する免震橋の動的解析に用いる構造系の減衰マトリックスとしては，すべり系支承の摩擦力自体は粘性減衰には影響しないものとして作成するのがよい。通常の動的解析ソフトウェアでは，以下のような減衰モデルが組み込まれている場合が多いので，これを用いることができる。

1) 要素別剛性比例減衰モデル
2) 要素別 Rayleigh 型減衰モデル

ここで，1) の場合は，主たる卓越振動モードが 1 つの構造系の場合に適用性が良いと考えられ，要素に与える減衰定数としては，卓越する振動モードのモード減衰定数を用いるか，あるいは，要素毎に減衰定数を与える方法がある。また，2) の場合は，複数の卓越振動モードを有する構造系の場合により適用性が良く，要素に与える減衰定数としては，応答に寄与する複数の振動モードをカバーできるように振動モードを選定して設定するのがよい。いずれの場合にも，すべり系支承の減衰定数は 0 と設定する。なお，以上の減衰モデルは，本共同研究の中で実施したすべり系支承を

有する免震橋の模型振動台実験結果と概ね整合する結果が得られたものである。これについては，参考資料-8 を参照していただきたい。

なお，減衰モデルにはいくつかの提案があり，時々刻々剛性を変化させる瞬間剛性を用いる減衰モデルもあるが，数値解析が不安定になるとともに，応答値が実験値よりも大幅に大きくなる結果が得られる場合もあるので注意が必要である。

要素別剛性比例型減衰，要素別 Rayleigh 型減衰での減衰マトリックスの作成方法を以下に示す。

（要素別剛性比例型減衰モデル）

$$[C]=\left[\sum_{i=1}^{N}\frac{2h_i}{\omega}k_i\right] \qquad \text{(解 5.2.2)}$$

ここに，

$[C]$ ：減衰マトリクス
N ：構造要素数
h_i ：構造要素 i の減衰定数
k_i ：構造要素 i の剛性
ω ：固有円振動数(rad/sec)

（要素別 Rayleigh 型減衰モデル）

$$[C]=\alpha[M]+\left[\sum_{i=1}^{N}\beta_i k_i\right] \qquad \text{(解 5.2.3)}$$

ここに，

$[M]$: 質量マトリクス
α ：質量マトリクスに対する比例係数
β_i ：構造要素 i の剛性に対する比例係数

さらに，すべり系支承の初期剛性の影響を取り除くために，便宜的にすべり系支承の 1 次剛性と 1 次降伏変位を非常に小さくしたトリリニアモデルでモデル化する方法も提案されている [2),3)]。また，このような減衰モデルについては，すべり系支承に限らず，剛塑性型の力学特性を有するダンパー等同様な要素を有する場合には上記の減衰モデルが適用可能と考えられる [4),5),6),7),8)]。

アイソレーターとダンパーが一体になったゴム系の免震支承を単にエネルギー吸収による地震力の低減を期待しない地震時水平力分散支承として使用する場合には，エネルギー吸収を図るといった免震支承としての性能が担保されないことから，免震支承は減衰性能を考慮しない一般のゴム支承と同様にモデル化される。このため，地震力遮断デバイスを設計上すべり系支承の摩擦力による減衰を期待せず，ゴムバッファによる地震時水平力分散支承として使用する場合には，耐震設計上はすべり系支承はモデルとして考慮しないものとする。

(4) 地震力遮断デバイスのすべり系支承のモデル化では，要素試験結果に基づいて設定した摩擦係数を用いる。「4.2.2 すべり系支承のモデル化」に示すような摩擦係数のばらつきが地震時応答に大きな影響を与える場合には適切にそのばらつきの影響を考慮する必要がある。各種デバイス毎に摩擦係数を確認し，デバイスのばらつきの範囲で橋の照査に対して決定要因となるケースについて動的解析を実施して照査しなければならない。これは，地震力遮断デバイスにおいて，すべり摩擦による減衰機能を期待する場合には，その摩擦係数のばらつき幅がそのエネルギー吸収性能を決定づける支承部の履歴面積に直接的に影響を与え，地震時応答特性への感度が比較的大きく生じるためである。参考資料-7 には，摩擦係数のばらつきの影響を示している。摩擦係数が小さいと支承や橋脚の変形が大きくなるため，ばらつきを考慮した上で摩擦係数を適切に設定する必要がある。ただし，すべり系支承自体に作用する摩擦力は摩擦係数が大きい方が大きくなるため注意が必要である。

また，摩擦係数の各種依存性の影響が大きくない場合には，摩擦係数のばらつきを含めて摩擦係数の変動幅を設定し，解析モデルに反映してもよい。なお，摩擦係数のばらつきは，橋梁全体系の耐震性能への影響として捉えるべきもので，基礎地盤，下部構造，上部構造等を含めた橋梁全体系の解析モデルの精度を確保する観点で設定することが重要である。

免震支承を用いた照査において，ゴム系支承の等価剛性及び等価減衰定数は，地震力，地震力の分散比率及び橋の固有周期等に影響を与える重要な要素であるが，これらの特性が疲労や劣化により変化したり，製品としてのばらつきがあることは避けられないものである。免震支承の特性を適切に評価し設計に反映させることで，合理的な耐震設計を行う必要がある。しかし，個別の橋の照査において性能のばらつき(公差範囲)や老化による性能変化を個々に検討することは煩雑であるため，これらを設計に反映させるための安全係数が考慮されている例があるので参考にすることができる[9]。ここでは，免震支承の特性の変化に対して橋梁の耐震性能が確保できるよう免震支承の特性を管理することとしている。

5.3 すべり系支承を有する免震橋の性能照査

(1) すべり系支承を有する免震橋の性能照査は，5.2 の動的解析により算出された応答値と 2.2 に規定する各構造部位の限界状態を比較し，応答値が限界性能を上回らないことを照査する。

(2) 免震橋の性能照査は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「7.4 耐震性能の照査」の規定に従うものとする。ただし，鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「9.2 免震橋の耐震性能の照査」の規定に従うものとする。

(1) すべり系支承を有する免震橋の耐震性能照査では，橋の限界状態に基づき塑性化を考慮する部材や部位を選定するとともに，設計地震力が作用した際に橋を構成する各部材に生じる状態が，2.2 の規定に基づいて設定した当該部材の限界状態を超えないことを照査することにより行うこととしたものである。また，耐震性能の照査に用いる解析方法は 5.2 の規定に基づいて行う。

(2) すべり系支承を有する免震橋の性能照査に際しては，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「7.4 耐震性能の照査」の規定によるとともに，以下の点を照査するのがよい。

1) 設計で想定したように地震力遮断デバイスにより地震力を遮断し，下部構造に変形が集中していないこと

2) 設計で想定したように地震力遮断デバイスにより減衰性能が向上していること

鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する際の安全係数は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「9.2 免震橋の耐震性能の照査」の規定に従うこととした。これは，鉄筋コンクリート橋脚に生じる応答を副次的な塑性変形に抑え，損傷を小さくすると同時に，長周期化やエネルギー吸収が橋脚ではなく，地震力遮断デバイスにより確実に行われるようにするためである。

なお，鋼製橋脚を用いた橋に地震力遮断デバイスを採用する場合には，地震力遮断デバイスにおいて長周期化やエネルギー吸収が確実に行えるように留意する必要がある。

すべり系支承を有する免震橋を採用する場合には，確実に地震力遮断デバイスに設計で想定した変位が生じるようにするために，上部構造の端部が橋台や隣接する上部構造の端部と衝突しないようにするものとし，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「14.4 上部構造端部構造」の規定に従って上部構造の端部に対して構造的な検討と配慮を行う。

また，すべり系支承を用いた免震橋の橋脚に生じる残留変位については，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「7.4 耐震性能の照査」の規定による。すべり系支承部において生じる上部構造の残留変位については，動的解析から求められた結果を基本としてこれが橋の機能に影響を及ぼさないこと，ジャッキ等により比較的容易に復旧できるかどうかを検討する必要がある。

5.4 地震力遮断デバイスの性能照査

地震力遮断デバイスは，レベル1地震動及びレベル2地震動により生じる水平力及び鉛直力に対して，「道路橋示方書Ⅰ共通編4.1.1」に規定される支承部の性能を満足することを照査するものとする。5.2の動的解析により算出されたレベル2地震動による応答値（断面力，変形）と4章に規定する限界状態（耐力，変形性能等）を比較し，応答値が限界状態を超えないことを照査するものとする。

地震力遮断デバイスには，道路橋示方書Ⅰ共通編4.1.1に規定されるように，上部構造から伝達される荷重を確実に下部構造に伝達する性能，活荷重，温度変化等による上部構造の伸縮や回転に追随し，上部構造と下部構造の相対的な変位を吸収する性能が必要とされる。レベル2地震動によるすべり系支承とゴムバッファの限界状態は，それぞれ，4.2.3及び4.3.3に示した通りであり，これらの地震力遮断デバイスの性能照査は，動的解析より得られた応答値がこれらの限界状態を超えないことを照査することとした。以下に照査方法を示す。

【すべり系支承】

(1) 鉛直力支持

具体的な照査方法については，道路橋支承便覧「3.6支承部の性能照査」を参照するのがよい。

1) 最大圧縮応力度

鉛直力支持として，最大反力によって生じる最大圧縮応力度を式(解5.4.1)により照査する。

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{maxa} \qquad \text{(解 5.4.1)}$$

$$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{A} \qquad \text{(解 5.4.2)}$$

ここに，

σ_{max} ：最大圧縮応力度（N/mm^2）

R_{max} ：鉛直反力より求められた最大反力（N）

A ：すべり系支承部の鉛直力を受ける部位の面積（mm^2）

σ_{maxa} ：許容圧縮応力度（N/mm^2）

許容圧縮応力度は，7章の性能検証試験結果等を踏まえて，すべり系支承のデバイスの種類によって設定する必要がある。

(2) 変位追随

1) 水平移動

常時，風時，地震時に生じる水平変位に対し水平変位追随機能を照査する。

水平移動は，所定のすべり性能が確保されていること，及び十分な移動量が確保されていることを照査する。すべり面は，移動時に支圧面がすべり面から逸脱しないようにすべり面の長さを確保するのがよい。

$$\delta_m \geq \delta_A + \delta_e \qquad \text{(解 5.4.3)}$$

$$\delta_m \geq \delta_s \qquad \text{(解 5.4.4)}$$

ここに，

δ_m ：すべり系支承の水平変形限界(mm)（4章 4.2.3項による）。

δ_A ：常時の桁伸縮による最大変位(mm)

δ_e ：余裕量(mm)

δ_s ：動的解析による最大変位(mm)

2) 回転機能

活荷重によって生じる桁のたわみによる回転変位を照査する。

回転変位を吸収する機構は，すべり系支承の種類によって異なるため，デバイスの種類に応じて，解析や実験等により確認するものとする。

すべり系支承の回転変位は道路橋支承便覧の 3 章の規定による。また，すべり系支承の形状が既存の支承形式と異なる場合は，7 章の性能検証方法に基づいた検証を行い，所定の回転変形性能が確保されていることを確認する。

【ゴムバッファ】

ゴムバッファは，常時，風時，地震時に生じる水平変位に対する水平変位追随機構を式(解 5.4.5)により照査する。なお，ゴムバッファの水平力支持機能については，せん断ひずみを照査する。

1) せん断ひずみ

$$\gamma_s \leq \gamma_{sa} \qquad \text{(解 5.4.5)}$$

$$\gamma_s = \frac{\delta}{\sum t_e} \qquad \text{(解 5.4.6)}$$

ここに，

γ_s ：せん断ひずみ

γ_{sa} ：せん断ひずみの許容値

δ ：水平変位(mm)

$\sum t_e$ ：ゴム総厚さ(mm)

ゴムバッファの許容せん断ひずみは，道路橋支承便覧「3.5 使用材料の許容値」を参照するのがよい。

2) 回転変位

ゴムバッファは鉛直荷重を支持しない構造を基本としている。図-解 4.1.2 に示す「横置き」の場合，ゴムバッファの上下いずれかに隙間を設けることにより，回転変位を取付け部の遊間で吸収できる機構の場合は回転変位に対する照査の必要はない。ただし，確実に回転変位を吸収するとともに，水平力を伝達できるようにしなければならない。また，ゴムバッファを橋桁と剛結する場合は，常時の活荷重による引張疲労等の影響について，7 章に規定する性能検証方法により確認する必要がある。

図-解 4.1.2 に示す「縦置き」の場合は，回転変位量はゴムのせん断ひずみとなるが，一般にその変位量は常時の水平変位に比べて微小であるため考慮しなくてもよい。

3) 引張応力度

ゴムバッファの配置が図-解 4.1.2 に示す「横置き」の場合は，ゴムバッファに道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 15.2「支承部の照査に用いる設計地震力」に規定される上向きの設計鉛直地震力に対する引張応力度を式(解 5.4.7)により照査する。なお，図-解 4.1.2 に示す「縦置き」の場合は，鉛直方向の相対変位が生じた場合においても，機能が確保できるように，支承部の抜け上がり防止として十分な高さを確保する。この高さの目安としては，一般に 30cm 程度以上とすれば桁の抜け上がりを防止できると考えてよい。

$$\sigma_t = \frac{U}{A_e} \qquad \text{(解5.4.7)}$$

ここに，

σ_t ：ゴムバッファの引張応力度(N/mm^2)
U ：引張力(N)
A_e ：ゴムバッファの有効面積(mm^2)

$$\sigma_t \leq \sigma_{ta} \qquad \text{(解5.4.8)}$$

ここに,

σ_{ta} ：地震時の許容引張応力度(N/mm^2)
ゴムバッファの許容引張応力度は，道路橋支承便覧に示される表-解4.3.2を参照するのがよい。

参考文献

1) 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，pp427-430，2004
2) 斎藤次郎，佐藤英和，横川英彰，宇野裕恵，牧口豊，下田郁夫：摩擦履歴型ダンパーの適用とその実例，第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp133-138，2003
3) 横川英彰，宇野裕惠，竹之内勇：橋梁におけるダンパーの解析方法とその効果に関する検討，日本制震（振）シンポジウム論文集，pp161-170，2004
4) 矢部正明：粘性減衰のモデル化の違いが非線形応答に与える影響，第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp101-108，2000
5) 矢部正明：粘性減衰のモデル化の違いが非線形応答に与える影響(その2)，第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp421-432，2003
6) 西森孝三，足立幸郎：部材減衰を直接的に考慮したレーリー減衰使用による動的解析法，第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp109-114，2000
7) 矢田部浩，運上茂樹：非線形動的解析に用いる粘性減衰のモデル化と非減衰振動系の復元力モデルに関する一考察，第8回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp43-46，2005
8) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，ppI-94-95，2005
9) 日本道路公団：構造物施工管理要領，1999

6章　地震力遮断デバイスを用いる場合の構造細目

6.1 一般

地震力遮断デバイスを用いる場合には，免震効果が確実に得られるように構造的な配慮を行わなければならない。

地震力遮断デバイスを用いる場合の構造細目は，基本的にはゴム系の免震支承を用いた免震橋梁と同様である。なお，デバイスの組み合わせに応じて取り付け構造が異なる場合があるため，本章に示す構造的配慮を行い，免震効果が確実に得られるようにするものとする。

6.2 上部構造端部構造

(1) 上部構造端部においては，レベル2地震動に対して，隣接する上部構造どうし，上部構造と橋台または橋脚の段違い部が衝突しないよう，道路橋示方書V耐震設計編「14.4.1 上部構造端部の遊間」の規定に従い，必要な遊間を設けるものとする。

(2) 隣接する上部構造どうし，上部構造と橋台，または，上部構造と橋脚の段違い部が衝突しないように上部構造端部に遊間を設ける場合には，遊間は式(6.2.1)により算出する以上の値とする。

$$S_B = \begin{cases} u_s + L_A & \text{(上部構造と橋台または橋脚の段違い部の間)} \\ c_B u_s + L_A & \text{(隣接する上部構造の間)} \end{cases} \qquad (6.2.1)$$

ここに，

S_B ：図-6.2.1に示す上部構造端部の遊間の長さ(mm)

u_s ：レベル2地震動が作用した場合に遊間を算出する位置において生じる上部構造と下部構造との間の最大相対変位(mm)

L_A ：遊間の余裕量(mm)

c_B ：遊間量の固有周期差別補正係数で，隣接する2連の上部構造の固有周期差 ΔT に基づいて表-6.2.1の値とする。

表-6.2.1　遊間量の固有周期差別補正係数 c_B

固有周期差	c_B
$0 \leqq \Delta T/T_1 < 0.1$	1
$0.1 \leqq \Delta T/T_1 < 0.8$	$\sqrt{2}$
$0.8 \leqq \Delta T/T_1 < 1.0$	1

注)ここで，$\Delta T = T_1 - T_2$ で，T_1，T_2 は，それぞれ，隣接する2連の桁の固有周期を表す。ただし，$T_1 \geqq T_2$ とする。

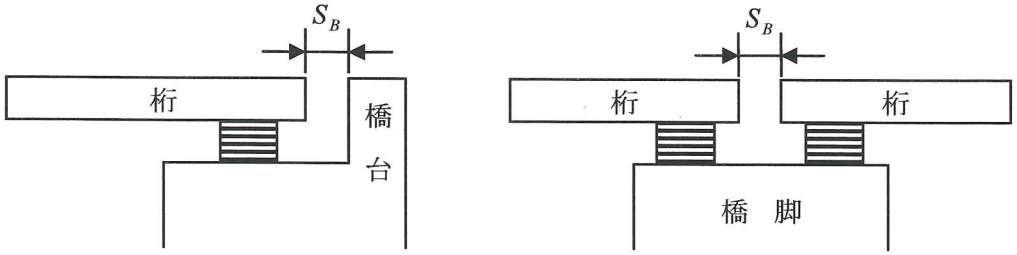


図-6.2.1　桁端部の遊間

すべり系支承を有する免震橋では，設計によっては，桁どうし，または，桁と橋台が衝突することも考えられる。このような衝突によって地震時の桁の応答変位が低減し，橋としての耐震性が向上することが考えられるが，桁端部の損傷や桁どうしの相互作用による応答変位の増大なども推定される。このため，このような衝突によってすべり系支承を有する免震橋の性能が損なわれないように上部構造端部の遊間を適切に定めることとした。遊間は動的解析等により定めることを基本とし，構造上その遊間を確保できないような場合は，緩衝材等を設置し適切にエネルギー吸収を行うなど，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 14.4.1 に規定される方法を用いて橋全体系の地震時挙動を適切に評価する必要がある。

6.3 落橋防止システム

不測の事態に対するフェイルセーフ機構として，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「16 章 落橋防止システム」の規定に従い，必要な落橋防止システムを設けるものとする。

設計で想定されない地震動が作用したり，周辺地盤の破壊など構造部材の予測しない複雑な振動によって，想定を超える地震力や変位，変形が生じた際に，フェイルセーフ機構として落橋防止システムを設置しなければならない。

また，地震力遮断デバイスは基本的にタイプＢの支承部として位置づけられるため，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編16章に規定される方法のうちタイプB支承に該当する落橋防止システムを適用することが基本となる。

6.4 伸縮装置

(1) 伸縮装置は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「14.4.2 伸縮装置」の規定に従い，レベル１地震動に対する地震時設計伸縮量以上とすることを標準とする。

(2) 伸縮装置の地震時設計伸縮量は，原則として式(6.4.1)により算出するものとする。ただし，道路橋示方書Ⅰ共通編 4.2.2 に規定する設計伸縮量の方が大きい場合には，その値を下回ってはならない。

$$L_E = \begin{cases} \delta_R + L_A & \text{(上部構造と橋台間)} \\ c_B \delta_R + L_A & \text{(隣接する上部構造の間)} \end{cases} \qquad (6.4.1)$$

ここに，

L_E ：伸縮装置の地震時設計伸縮量(㎜)

L_A ：伸縮量の余裕量(㎜)

δ_R ：レベル１地震動が作用した場合に伸縮装置の位置における上部構造と下部構造の相対変位(㎜)

c_B ：遊間量の固有周期差別補正係数で，隣接する２連の上部構造の固有周期差 ΔT に基づいて表-6.2.1 の値とする。

すべり系支承を有する免震橋においても，伸縮装置はレベル１地震動に対しても損傷が生じないように設計する必要がある。地震の前と同じ橋としての機能を確保するために，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「14.4.2 伸縮装置」に規定に従い，伸縮量は隣接する上部構造あるいは橋台との間の相対変位を考慮し，レベル１地震動による最大相対変位量以上を確保することとした。

また，伸縮量を確保できない場合には，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「14.4.2 伸縮装置」に基づき，

ジョイントプロテクターなどを設置することにより，伸縮装置を保護してもよい。

6.5 地震力遮断デバイスの取り付け部

地震力遮断デバイスの取り付け部は，地震力遮断デバイスの性能が適切に発揮できるようにしなければならない。

ゴムバッファは，常時において橋軸方向の桁の伸縮に対して追従できる機能を有し，地震時においては桁の移動に対する追随機能と，橋梁全体系に対する復元力機能を確保するものである。ゴムバッファ構造の一例を図-解 6.5.1 に示す。この例は，ゴムバッファに対して桁の回転変位に伴う引張力を作用させないようにした場合の構造例である。

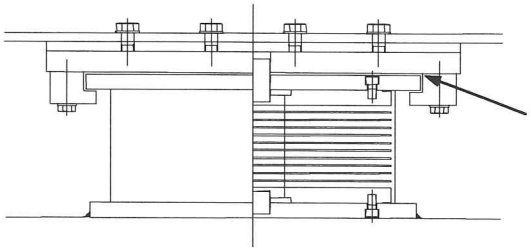


図-解 6.5.1　ゴムバッファ構造例

なお，すべり系支承に減衰機能を期待しない場合は，摩擦力を耐震設計上の担保としないため，ゴムバッファの取り付け部については，通常のタイプＢのゴム支承と同様な構造とすることが必要とされる。ゴムバッファに鉛直反力が作用しない構造とした場合，常時の桁の回転変形をゴムバッファとソールプレートの間に設桁遊間で吸収可能とするなど，上記のような構造的配慮をすることが必要とされる。

地震力遮断デバイスに用いるすべり系支承はゴムバッファと比較して鉛直方向に対しては剛性が極めて高いため，一般にゴムバッファに鉛直反力が生じることは考えなくてよいが，設計上ゴムバッファに鉛直反力が生じることが想定される場合には，ゴムバッファに対して支承として用いる場合と同様な照査を行うことを原則とする。

ゴムバッファ（道路橋支承便覧に記されていない部位を除く）及びすべり系支承の上下部構造との接合部の構造細目及び照査方法は，道路橋示方書及び道路橋支承便覧に従うものとする。なお，図-解 4.1.2 b)に示すような縦置き構造のゴムバッファを採用した場合には，すべり系支承部が抜き上がることが考えられ，このような状態でも支承としての機能を確保するためには縦置きのバッファに抜き上がりが生じないために必要な高さを確保する必要がある。道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 15.2 で規定される上向きの鉛直地震力に対して鉛直方向の相対変位が生じた場合においても機能が確保できるように十分な高さを確保する。縦置きのゴムバッファの取付け高さの目安としては，一般に 30cm 程度以上とすれば桁の抜け上がりを防止できると考えてよい。

7章　地震力遮断デバイスの性能検証方法

7.1 一般

(1) 地震力遮断デバイスの性能検証は，設計で要求する性能が確実に発揮できることを確認する目的で実施するものとする。

(2) 地震力遮断デバイスの性能検証としては，地震時における特性を確認する「動的特性試験」，常時における静的な特性を確認する「静的特性試験」，及び橋梁用支承として長期にわたる供用期間に対する安定性を確認する「耐久性試験」を実施するものとする。

(1) 地震力遮断デバイスとしてのすべり系支承及びゴムバッファは，免震設計の基本要素となるものであるから，設計で設定した特性が確実に発揮できるものでなければならない。したがって，本章に規定する性能確認試験項目の中から，採用するすべり系支承及びゴムバッファに対して必要な機能，特性を満足することを確認するものとする。本章は，4 章に規定する地震力遮断デバイスの性能を確認するために必要と考えられる試験方法を規定したものである。

すべり系支承及びゴムバッファの性能確認試験方法は，地震力遮断デバイスに要求される性能に応じて定める必要があるが，地震力遮断デバイスに要求される性能は，本来は橋の特性や地震力遮断デバイスの使用条件から要求される特性に応じて異なってくる。したがって，本章の規定はあくまでも，一般的と考えられる地震力遮断デバイスの設計を対象として標準的な性能確認試験方法を示すものである。このため，標準試験からはずれるような特性を有する地震力遮断デバイスを使用する場合や，実際の橋に対する使用条件が試験条件等と大きく異なる場合にはそれを適切に考慮することが必要とされる。

なお，本章で規定している性能試験方法は，新材料や新構造の開発等における，いわゆる形式試験として実施すべき項目を示している。そのため，可能な限り広く一般的に実施可能で，また，工学的に妥当と考えられる条件を定めている。したがって，本来であれば，性能試験は実大供試体及び実際の載荷スケールによる確認が望ましいが，ここでは，供試体モデルによる共通試験の位置づけであることに留意していただきたい。このため，製品検査として行われる日常試験の方法については，別途，検討する必要がある。

(2) 地震力遮断デバイスの性能確認試験は，動的特性試験，静的特性試験及び耐久性試験に分けて規定することとした。すべり系支承の力学的特性において，複雑な特性を有していてもそれが安定したものであり，試験等によってその特性が明かにされれば，設計計算に反映することが可能となる。

なお，本章の規定は，免震設計された個々の橋に使用する全ての地震力遮断デバイスについて性能確認試験を行うことを義務付けることを意図したものではない。従来の性能確認試験からわかっている項目については，必ずしも新たな試験が必要とされない場合もある。また，本章の規定は，将来，新しいデバイスが開発された場合に，性能確認試験により性能を検証できれば，地震力遮断デバイスとして使用できることが可能となることを意図したものである。

また，地震力遮断デバイスの性能検証に用いる試験機としては，一般に圧縮とせん断を同時に負荷できる2軸載荷装置が用いられる。この試験機の駆動システム・計測システムには種々の構成が考えられるが，試験中の加振テーブル自体に生じる慣性力や駆動部分の摩擦力などが当該供試体の反力特性に付加され，その計測結果に影響を与える可能性もある。そのため，それらの試験機特有の抵抗を除去したものを供試体の特性値として扱う必要があり，試験に用いる試験機構成に応じた補正を適切に行うものとする。

7.2 すべり系支承の動的特性

7.2.1 一般

4章に規定するすべり系支承の動的特性を確認するためには，以下の試験を行うものとする。

(1) すべり系支承の摩擦係数を確認するための基本特性試験

(2) すべり系支承の正負連続繰返し載荷に対する基本特性試験

(3) 繰返し載荷に対する安定性確認試験

(4) 作用面圧の変化に対する依存性確認試験

(5) 変位速度の変化に対する依存性確認試験

(6) 外気温の変化に対する依存性確認試験

(7) 形状の違いに対する依存性確認試験

(8) 橋脚の回転変位に対する安定性確認試験

4章に規定するすべり系支承の動的特性を確認するために必要とされる試験の種類を示したものである。すべり系支承の特性に応じては，該当しないものもあるため，適宜，必要な項目を選択する必要がある。

地震時における動的特性を確認するために考えられる各試験の目的は以下の通りである。

(1) すべり系支承の摩擦係数を確認するための基本特性試験

設計に用いるすべり系支承の摩擦係数を確認するための試験である。

(2) すべり系支承の正負連続繰返し載荷に対する基本特性試験

すべり系支承が地震により繰返し載荷を受けると，すべり材自体が損傷することも考えられる。このような場合，設計で想定した状態とは異なった振動を引き起こす恐れがあるため，地震による繰返し載荷後も有害な損傷が生じないことを確認するための試験である。

(3) 繰返し載荷に対する安定性確認試験

すべり系支承の中には，同じような変位を連続して受けると，最初の摩擦係数と最後の摩擦係数が変化するものがある。これらが，地震力を受けている間に大きく変化すると，設計で想定した状態とは異なった振動を引き起こす恐れがあるため，これらの変化の大きさを評価するための試験である。

(4) 作用面圧の変化に対する依存性確認試験

すべり系支承に作用する鉛直荷重は，地震時挙動に応じて変動する。このような条件下においても，すべり系支承が安定して機能することを確認し，作用面圧に応じた摩擦係数の変化を確認する試験であり，一般に面圧依存性試験という。

(5) 変位速度の変化に対する依存性確認試験

すべり系支承に生じる変位速度は，地震時挙動に応じて変動する。このような条件下においても，すべり系支承が安定して機能することを確認し，変位速度に応じた摩擦係数の変化を確認する試験であり，一般に速度依存性試験という。

(6) 外気温の変化に対する依存性確認試験

すべり系支承周辺の温度は，季節的に装置の供用期間内に繰返し変化が生じる。このような環境条件下においても，すべり系支承が安定して機能することを確認し，温度に応じた摩擦係数の変化を確認する試験であり，一般に温度依存性試験という。

(7) 形状の違いに対する依存性確認試験

すべり系支承の中には，すべり材の形状により摩擦係数が変化することも考えられる。これらが，

大きく変化すると，各種特性試験で得られた結果と実製品の特性間に整合がとれなくなるため，これらの変化の大きさを評価するための試験である。ただし，過去のデータ，知見等から試験を必要としないと判断される場合は，本試験は省略することができる。

(8) 橋脚の回転変位に対する安定性確認試験

すべり系支承は，地震時の橋脚基部の塑性化に伴う支承部の回転変形に対して十分に追随できないと，すべり面の密着性が失われ，摩擦特性に影響が生じる場合が考えられる。このような条件下においても，すべり系支承が安定して機能することを確認する試験である。

なお，本章で規定している載荷速度や載荷変位量は，地震力遮断デバイスに想定される実際の載荷条件と，現時点で日本国内で試験可能な試験装置の載荷能力とを勘案して定めたものである。この時の試験体の形状としては，現状で同一の条件下での載荷が可能なように，直径φ190㎜ 程度を目安としている。また，7.2.2，7.2.5，7.2.6，7.2.8，7.2.9　に規定する試験については，実際の試験温度が標準温度である＋23℃と異なる場合には，7.2.7 に規定する試験結果により温度補正をすることを定めているが，外気温に対する依存性を検証した結果，有意な特性変化が認められない場合には，温度条件に関する影響は無視できるものとし，特に補正を行わなくてもよい。

表-解 7.2.1　動的特性試験方法一覧表

分類	試験の名称	概要	試験条件					備考
			温度	鉛直荷重	加振振動数 最大速度	加振変位	結果の利用	
動的特性	すべり系支承の摩擦係数を確認するための基本特性試験	設計に用いたすべり系支承の摩擦係数を確認する。	+23℃	σ_b (基準面圧)	0.5Hz 31.4cm/sec	±100mm	基本特性値を提示	すべり材の基本特性値とする。
	すべり系支承の正負繰返し載荷に対する基本特性試験	すべり系支承が，地震による繰返し載荷後に有害な損傷がないことを確認する。	+23℃	σ_b (基準面圧)	0.5Hz 31.4cm/sec	±100mm	有害な損傷がないこと	加振回数 50 回
	繰返し載荷に対する安定性確認試験	すべり系支承が，地震力を受けている間での特性の変化を確認する。	+23℃	σ_b (基準面圧)	0.5Hz 31.4cm/sec	±100mm	1 シリーズ中の変化率を提示	
	作用面圧の変化に対する依存性確認試験	すべり系支承に作用する鉛直荷重の変動に対して安定した機能を有すること，及び，摩擦係数の依存性を確認する。	+23℃	0.5～2.0 ×σ_b (基準面圧)	0.5Hz 31.4cm/sec	±100mm	依存性を提示	死荷重相当載荷時のすべり材の作用面圧に対して 0.5，1.0，1.5，2.0 倍の 4 点とする。
	変位速度の変化に対する依存性確認試験	すべり系支承に生じる変位速度の変動に対して安定した機能を有すること，及び，摩擦係数の依存性を確認する。	+23℃	σ_b (基準面圧)	0.008 ～0.796Hz 0.5～ 50cm/sec	±100mm	依存性を提示	加振速度 0.5～50cm/sec までの 4 点以上とする。

σ_b：死荷重相当載荷時にすべり材に作用する面圧（基準面圧）

表-解 7.2.2　動的特性試験方法一覧表

分類	試験の名称	概要	試験条件					備考
			温度	鉛直荷重	加振振動数 最大速度	加振変位	結果の利用	
動的特性	外気温の変化に対する依存性確認試験	すべり系支承が，周辺の気温の変化に対して安定した機能を有すること，及び，摩擦係数の依存性を確認する。	−10℃ ～ ＋40℃	σ_b (基準面圧)	0.5Hz 31.4cm/sec	±100mm	依存性を提示	外気温度－10℃～＋40℃の範囲から 3 点以上とする。
	形状の違いに対する依存性確認試験	すべり系支承のすべり材の形状の違いによる摩擦係数の依存性を確認する。	＋23℃	σ_b (基準面圧)	0.5Hz 31.4cm/sec	±100mm	変化率を提示	
	橋脚の回転変位に対する安定性確認試験	すべり系支承が，地震時の橋脚基部の塑性化に伴う支承部の回転変形に対して安定して機能することを確認する。	＋23℃	σ_b (基準面圧)	0.5Hz 31.4cm/sec	±100mm	変化率を提示	回転変位角度最大 5°

σ_b：死荷重相当載荷時にすべり材に作用する面圧（基準面圧）

7.2.2 すべり系支承の摩擦係数を確認するための基本特性試験

試験温度を＋23℃とし，基準面圧 σ_b（死荷重）に相当する鉛直荷重の作用下で，すべり系支承に±100㎜の変位振幅を，振動数 0.5Hz の正弦波により繰返し 11 回以上与え，このときの平均摩擦係数を式(7.2.1)により算出する。

$$\mu_m = \frac{1}{10}\sum_{j=2}^{11}\mu_j \qquad (7.2.1)$$

$$\mu_j = \frac{F_j}{P} \qquad (7.2.2)$$

ここに，

μ_m ：すべり系支承の平均摩擦係数
1 波目は，静摩擦特性，試験機の慣性力等の影響を受けやすいため，10 サイクルに含まないものとする。

μ_j ：10 サイクルの繰返し載荷をした場合の第 j サイクル目のすべり系支承の摩擦係数で，式(7.2.2)により算出する。

P ：鉛直荷重(kN)

F_j ：荷重－変位履歴曲線の Y 切片絶対値の平均水平荷重(kN)

式(7.2.1)により求められたすべり系支承の平均摩擦係数 μ_m をすべり材の基本特性値とし，試験後に有害な損傷がないことを確認する。

地震力遮断デバイスとしてのすべり系支承の基本特性である摩擦係数を確認するための試験法を規定したものである。

試験条件としては，標準温度として＋23℃と規定し，死荷重相当載荷時のすべり系支承の基準面圧（σ_b）に相当する鉛直荷重を与えるものとした。＋23℃と異なる温度で試験を行う場合は，7.2.7 に規定する温度依存性試験の結果を用いて＋23℃の特性値に補正してよい。

すべり系支承に作用させる水平変位は，地震時の応答変位と現状の試験機の載荷能力から定めたものである。また，繰返し荷重の加振振動数 0.5Hz は，免震橋の固有周期が 0.7～2.0 秒程度にある場合が多いとともに試験機の特性や試験方法等を考慮したものである。ただし，試験機の能力から加振振動数 0.5Hz で試験できない場合は，7.2.6 に規定する速度依存性試験の結果に基づき，振動数 0.5Hz の特性値に補正してよい。

すべり系支承の中には，摩擦係数が一定値に落ち着くためにある回数だけ繰返して変位させる必要があるものがある。また，図-解 7.2.1 に示すように，初回の履歴曲線の部分は，すべり材の静摩擦特性，試験機の計測誤差等の影響を含みやすいため特性値算出から除き，2 回目から 11 回目までの 10 サイクル分の履歴曲線の Y 切片絶対値からすべり系支承の特性値を定めることとした。Y 切片絶対値を採用したのは，加振波を正弦波としたため加振最大速度時を評価対象とすることを意図している。また，正弦波による加振を行う場合，初動時及び終動時において，大きな加速度が発生することになるが，このことは，特にすべり摩擦特性の計測においては，不連続的な慣性力として試験機への負担が過大となることや計測結果自体にも大きな影響を与えることが考えられる。そのような場合には，ここで規定している載荷回数とは別に所定の試験条件に漸近させる予備波形を加えて試験を行ってもよい。

試験から得られた摩擦係数の履歴曲線において，Y 切片付近で顕著な波打ちが見られる場合もある。このような場合の摩擦係数の算出方法としては，波打ちの影響を緩和するため任意の Y 切片付近の変位部データを採取し平均化する方法，または，荷重－変位履歴曲線の面積を振幅で除した平均水平力を用いて摩擦係数を算出する履歴面積法を用いることができる。ただし，履歴面積法を適用する場合

は,採取した履歴曲線に図-解 7.2.2 に示すような太鼓型や鼓型のような速度影響のないことを確認する必要がある。

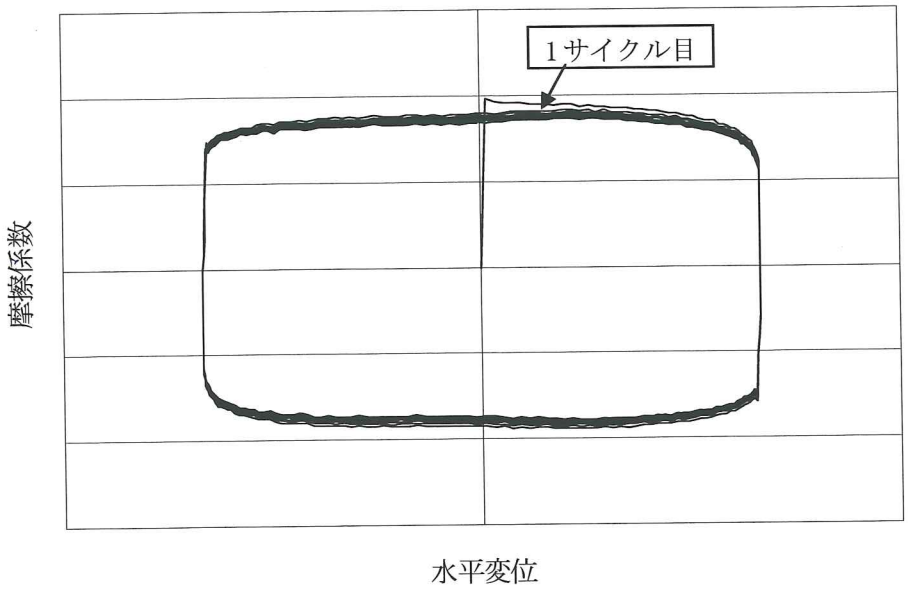
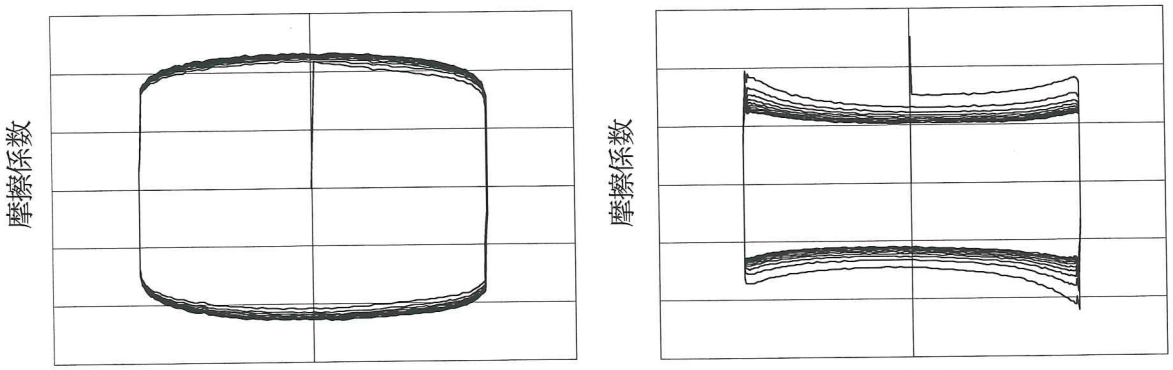


図-解 7.2.1　変位・摩擦係数の履歴曲線の例



(a) 太鼓型履歴曲線　　(b) 鼓型履歴曲線

図-解 7.2.2　速度依存のある場合の履歴曲線例

7.2.3 すべり系支承の正負連続繰返し載荷に対する基本特性試験

試験温度を＋23℃とし，基準面圧 σ_b（死荷重）に相当する鉛直荷重の作用下で，すべり系支承に±100㎜の変位振幅を，振動数 0.5Hz の正弦波により繰返し 50 回以上与え，すべり系支承に有害な損傷が生じないことを確認する。

すべり系支承の地震による繰返し載荷の影響を確認するため一回の地震で起こりえる回数として 50 回の繰返し正弦波加振を作用させて，すべり材の機能が失われていないことを確認する。また，試験温度を＋23℃と規定しているが，本試験では損傷の有無を確認することとしているため，試験温度の影響を特に受けるものではない。そのため，＋23℃で実施できない場合には，載荷時の温度を記録しておけばよい。加振回数としては，連続 50 回加振が望ましいが，試験機能力により連続 50 回加振

が困難な場合，試験機能力の範囲内で連続加振を行い総加振数 50 回としてもよい。50 回の繰返し加振後のすべり系支承には，すべり板の大幅なせり出しや切断等の有害な損傷が生じてはならない。

7.2.4 繰返し載荷に対する安定性確認試験

試験温度を＋23℃とし，基準面圧 σ_b（死荷重）に相当する鉛直荷重の作用下で，すべり系支承に±100㎜の変位振幅を，振動数 0.5Hz の正弦波により繰返し 11 回以上与え，このときの各加振サイクルごとの摩擦係数の変化率を確認する。

$$R\mu_c = \frac{|\mu_j - \mu_m|}{\mu_m} \tag{7.2.3}$$

ここに，

$R\mu_c$ ：すべり系支承の平均摩擦係数の変化率

μ_m ：すべり系支承の平均摩擦係数で，式(7.2.1)により算出する。

μ_j ：10 サイクルの繰返し載荷をした場合の第 j サイクル目のすべり系支承の摩擦係数で，式(7.2.2)により算出する。

地震力遮断デバイスとしてのすべり系支承は，免震設計から見ると，摩擦係数は，繰返し載荷によらず，なるべく一定であることが望ましい。しかし，すべり系支承によっては，繰返しサイクルで，摩擦係数が変化するものがある。摩擦係数が，地震力を受けている間に大きく変化すると，設計で想定した状態とは異なった振動を引き起こす恐れがあるため，これらの変化の大きさを評価するための試験である。ここでは，10 サイクルの平均摩擦係数と各サイクルの摩擦係数の変化率を示すものとする。なお，試験温度を＋23℃と規定しているが，本試験では特性値の変化率を求めることとしているため，試験温度の影響を特に受けるものではない。そのため，＋23℃で実施できない場合には，載荷時の温度を記録しておく必要がある。

7.2.5 作用面圧の変化に対する依存性確認試験

試験温度を＋23℃とし，基準面圧 σ_b（死荷重）に対して，0.5～2.0 倍に相当する鉛直荷重の作用下で，すべり系支承に±100㎜の変位振幅を，振動数 0.5Hz の正弦波により繰返し 11 回以上与え，それぞれの平均摩擦係数を式(7.2.1)により算出し，「4.2.2 すべり系支承のモデル化」に反映させるものとする。

依存性を定式化するための作用面圧の幅は，地震時に鉛直荷重が変動することを考慮し，死荷重相当載荷時のすべり材の作用面圧である基準面圧に対して 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 倍の 4 点とする。しかし，すべり材によって，依存性の発生傾向が異なる場合があるので対象となるすべり材の材料特性に応じて設定してもよい。なお，試験温度が＋23℃と異なる温度で試験を行う場合は，7.2.7 に規定する温度依存性試験の結果に基づき＋23℃の特性値に補正してよい。

7.2.6 変形速度の変化に対する依存性確認試験

試験温度を＋23℃とし，基準面圧 σ_b（死荷重）に相当する鉛直荷重の作用下で，すべり系支承に±100㎜の変位振幅を，加振速度 0.5～50cm/sec の範囲内から 4 点以上の速度条件を設定し，正弦波により繰返し 11 回以上与え，それぞれの平均摩擦係数を式(7.2.1)により算出し，「4.2.2 すべり系支承のモデル化」に反映させるものとする。

依存性を定式化するための変形速度の幅は，地震時に発生することが想定される最大速度（100～200cm/sec 程度）に対して実際に試験可能な領域（一般に 50cm/sec）において最低限設定すべき条件として 4 点以上を規定した。測定点は，検証例（参考資料-3 参照）を参考に加振速度の上限・下限まで特性がわかるように設定すればよい。しかし，すべり材によって，依存性の発生傾向が異なる場合があるので対象となるすべり材の材料特性に応じて設定してもよい。なお，試験温度が＋23℃と異なる温度で試験を行う場合は，7.2.7 に規定する温度依存性試験の結果に基づき＋23℃の特性値に補正してよい。

7.2.7 外気温の変化に対する依存性確認試験

試験温度を－10℃～＋40℃の範囲から 3 点以上の条件を設定し，基準面圧 σ_b（死荷重）に相当する鉛直荷重の作用下で，すべり系支承に±100mm の変位振幅を，振動数 0.5Hz の正弦波により繰返し 11 回以上与え，それぞれの平均摩擦係数を式(7.2.1)により算出し，外気温に対する依存性の検証を行う。

寒冷地域を除く地域における温度変化の幅を－10℃～＋40℃と見込み，最低限 3 点以上を設定するものとした。しかし，すべり材によって，依存性の発生傾向が異なる場合があるので対象となるすべり材の材料特性に応じて設定してもよい。

7.2.8 形状の違いに対する依存性確認試験

大きさの異なる 3 種類以上のすべり材を用い，試験温度を＋23℃とし，基準面圧 σ_b（死荷重）に相当する鉛直荷重の作用下で，すべり系支承に±100mm の変位振幅を，振動数 0.5Hz の正弦波により繰返し 11 回以上与え，それぞれの平均摩擦係数を式(7.2.1)により算出し，形状の違いに対する依存性の検証を行う。

すべり板の形状としては，同一試験条件下で，試験機の性能上，実施可能な最大サイズを 1 体，7.2.2 に規定する基本特性試験に用いた汎用的なサイズを 1 体，要素試験用の縮小サイズとする 1 体等，大きさの異なる 3 種類以上のすべり板で実施することが望ましい。ただし，すべり材によって，特に試験を必要としない場合は，本試験を省略してもよい。なお，試験温度が＋23℃と異なる温度で試験を行う場合は，7.2.7 に規定する温度依存性試験の結果に基づき＋23℃の特性値に補正してよい。

7.2.9 橋脚の回転変位に対する安定性確認試験

試験温度を＋23℃とし，基準面圧 σ_b（死荷重）に相当する鉛直荷重作用下で，傾斜を与えたすべり系支承に対し，±100mm の変位振幅を，振動数 0.5Hz の正弦波により繰返し 11 回以上与え，このときの平均摩擦係数を式(7.2.1)により算出し，回転変形への追随性及び傾斜 0° のときの摩擦係数との変化率を確認する。

支承部の回転追随性能は，従来，常時の活荷重作用時における上部構造のたわみによる変位を吸収することに主眼をおいており，一般には桁端支点部で 1/150rad(約 0.38°)程度が見込まれている。しかし，支承部の回転変形は常時荷重に対してのみではなく大規模地震時に橋脚が塑性化し，その基部に回転変形が生じると，橋脚天端及び支承部にも相当の回転角が生じることになる。このとき，すべり系支承における摩擦特性はすべり面の接触により発揮されているため，これが十分に確保されていることが重要である。よって，ここでは，地震時の大きな回転角への追随性及び回転追随時における摩擦係数の安定性を確認するための試験を行うことを規定した。試験の傾斜角は一般に 5° で行って

よい。これは，一般的な橋脚の設計上の許容塑性率に対して，支承部の回転追随性能が十分な安全率を有するように定めた値である。なお，試験温度が＋23℃と異なる温度で試験を行う場合は，7.2.7に規定する温度依存性試験の結果に基づき＋23℃の特性値に補正してよい。

7.3 すべり系支承の静的特性

7.3.1 一般

4章に規定するすべり系支承の静的特性を確認するために，以下の試験を行うものとする。

(1) 橋桁の緩速変形に対する摩擦特性を確認するための基本特性試験

(2) 鉛直荷重に対する限界状態を確認するための基本特性試験

(3) 活荷重に伴う上部構造たわみに対する回転変位追随性を確認するための基本特性試験

4章に規定するすべり系支承の静的特性を確認するための試験法を示したものである。

なお，橋桁の緩速変形に対する摩擦特性を確認するための試験は，クリープ，乾燥収縮，温度変化などの影響により桁がゆっくり変形する際にすべり系支承が受け持つ最大の水平せん断力（静止状態のすべり系支承に滑動が生じるまでの摩擦特性に起因する反力）を求めるための試験である。

表-解 7.3.1 は静的特性の確認に必要な試験項目を一覧として示したものである。詳細については後述する各項目において示す。

表-解 7.3.1　静的特性試験方法一覧表

分類	試験の名称	概要	試験条件					備考
			温度	鉛直荷重	加振振動数 最大速度	加振変位	結果の利用	
静的特性	橋桁の緩速変形に対する摩擦特性を確認するための基本特性試験	橋桁の緩速変形に対する摩擦特性を橋脚のたわみ変形を模擬したゴムバネを利用した計測法により求める。	＋23℃	σ_b またはσ_a	0.1cm/s　以下	すべり挙動が発生してから 3cm 程度のすべりが生じる条件を設定する	下部構造の安定計算に用いる支承部の摩擦係数として考慮する	鉛直荷重の設定は，許容面圧（σ_a）と基準面圧（σ_b）のうち，面圧依存性の関係から大きめの値となる条件を推奨する。（一般には低面圧側（σ_b）を選択することが多い）
	鉛直荷重に対する限界状態を確認するための基本特性試験	鉛直荷重の単調載荷による荷重支持性能の検証を目的とし，安全率 3 以上を有していることを確認する。	特に規定しない	$3\sigma_a$	－	－	有害な損傷がないこと	本試験結果は，許容面圧（σ_a）設定の妥当性検証データとしても有効である。
	活荷重に伴う上部構造たわみに対する回転変位追随性を確認するための基本特性試験	活荷重による支点部の回転角相当（一般に最大 1/150rad 程度）の変位に対して，支承が容易に追随可能であることを確認する。	特に規定しない	σ_a	－	1/150rad に相当する回転変位	回転変位への追随性を有していることを確認する	別途，橋桁のたわみ角度よりも大きな回転角となる試験条件により追随性を確認している場合には，本試験は省略してもよい。

注）σ_b：死荷重相当の鉛直荷重載荷時にすべり材に作用する面圧（基準面圧）（N/mm^2）

σ_a：全反力（死荷重＋活荷重）相当の鉛直荷重載荷時にすべり材に作用する面圧（許容面圧）（N/mm^2）

7.3.2 橋桁の緩速変形に対する摩擦特性を確認するための基本特性試験

クリープ，乾燥収縮，温度変化などの影響による緩速変形に対するすべり系支承部の水平反力特性は，以下に示すバネ反力法により推定するものとする。

試験温度を＋23℃とし，基準面圧（σ_b）または許容面圧（σ_a）に相当する鉛直荷重作用下で，バネ反力を有する計測治具を用いたすべり材に対して，水平力を与え，すべり出し初動時の履歴曲線から式(7.3.1)により当該供試体の緩速変形時における摩擦係数を算出する。なお，このとき，加振速度は0.1cm/sec以下となる条件を設定することとする。

$$\mu_s = \frac{F_{max}}{P} \tag{7.3.1}$$

ここに，

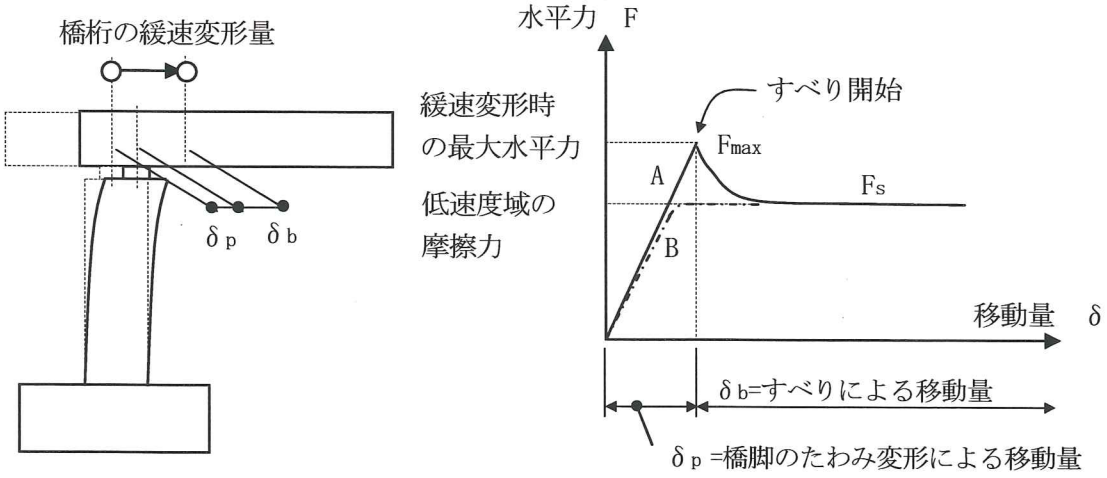
μ_s ：緩速変形時における摩擦係数

F_{max} ：すべり出し初動時の履歴曲線における最大水平荷重(kN)

P ：鉛直荷重(kN)

橋桁のクリープ，乾燥収縮，温度変化などによって生じるすべり系支承部の変位速度は，地震による変位速度に比べると，非常に小さく，本試験で計測対象としている緩速変形の速度領域では，極めて低速のすべり挙動に対する特性評価となる。

一般にゴム系デバイスの場合には，7.6.2 項に規定するように，外挿法と応力緩和法が用いられている。しかしながら，このような方法を，すべり系支承のような摩擦現象の計測に用いることは，その力学的特性から適切ではないと考えられる。ただし，橋梁の設計において，物理学的な分類としての静摩擦，動摩擦の考え方をそのまま用いることには工学的に疑問な点もあることから，ここでは，緩速変形時の摩擦特性を以下のように定義し，その反力特性を適切に評価できる試験方法を規定した。



a）橋桁の緩速変形時の概念図　　b）橋桁の緩速変形時の反力特性

図-解 7.3.1　緩速変形時の摩擦特性の概念図

橋桁の水平移動に対して，すべり系支承に作用する水平力がすべり材料の組み合わせから求まる最大摩擦力に達するまでは，支承部にすべりによる移動は生じず，橋脚のたわみ変形によって，これに追随する。その後，最大摩擦力に達した時点で，支承部にすべり挙動が発生し，変位速度条件に見合った摩擦力が生じることになる。このような挙動は，すべり材料の組み合わせによって，最大水平力

の現れ方に差（図-解 7.3.1 b)の A，B）がある。また，明確な最大点が観察されずに，なめらかにすべり挙動に移行する材料もある。常時機能を可動支承として考えた場合の理想的なすべり材料としては，最大点が発生しないこと（B のタイプ）が望ましいが，ここでは，最大点が生じるすべり材料に関しても，そのピーク点が把握されていれば，橋梁用支承としての特性を設計に考慮可能であることから，履歴性状のタイプにかかわらず，すべり挙動に移行する際の最大摩擦力を計測することを規定した。

このような特性に対する計測方法については，すべり材と鋼製の計測治具からなる一般的な供試体構造の場合（図-解 7.3.2 a)）では，大きな反力を取り扱う載荷試験機の制御上の問題から，その初動時には試験機加振台を動かすために必要な慣性力が計測結果に影響を与えてしまい，初動摩擦力の正確な測定が困難であることが予想される。

そこで，道路橋支承便覧や JIS に規定されている摩擦係数測定法 [1]等を参考に，ここでは，図-解 7.3.2 b)に示すように，すべり材の下面に適当なバネ部材（高面圧状態への対応が必要であることから，例えば積層ゴム支承など）を設置した供試体を用いることにより，試験装置が動き始める初期の不連続状態を弾性バネ特性で緩和させ，試験機慣性力の影響を排除することによって，すべり材料の初動時の特性（静摩擦特性）を計測することを目的とした試験法を採用した。

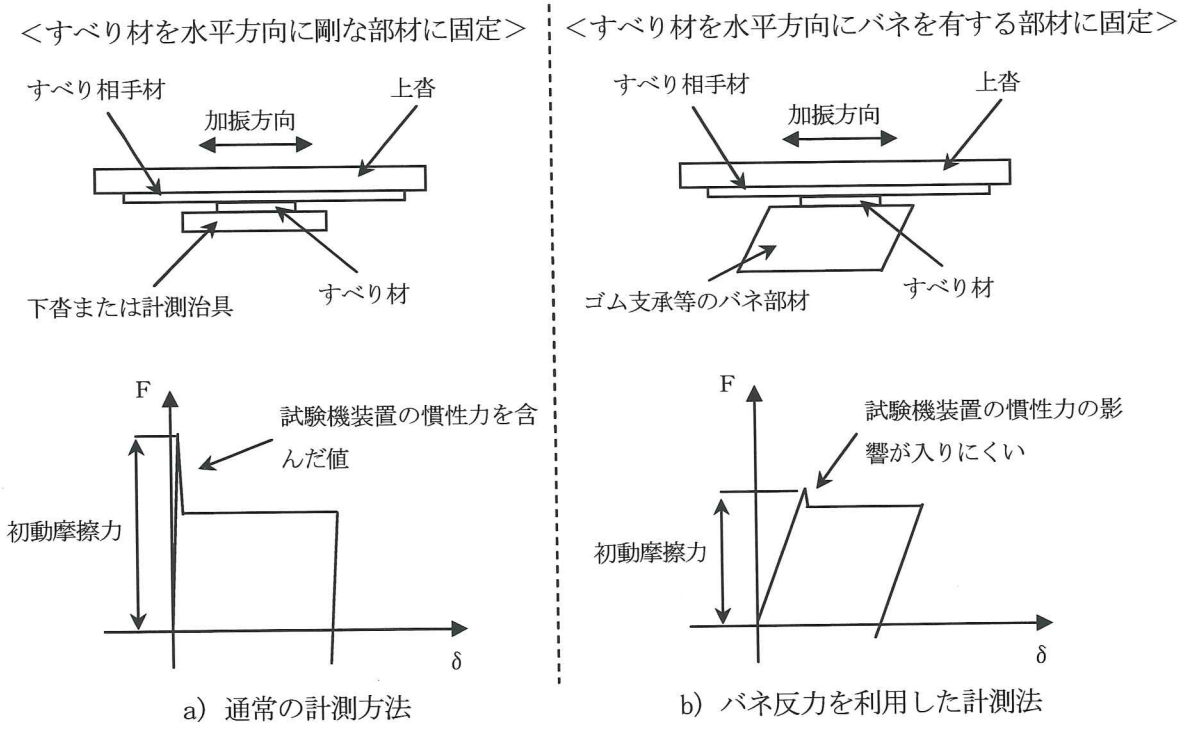


図-解 7.3.2　バネ反力法の概念図

ここで，載荷速度条件を 0.1cm/sec 以下として規定したのは，静摩擦特性を計測するためには，一定以上の速度条件ではバネ機構により不連続性の緩和を行っていても，試験機慣性力の影響が付加されてしまう懸念があることや，計測する摩擦特性自体にも速度依存性に起因した動摩擦要素が含まれてしまうため，JIS に規定されている速度条件や数種類のすべり材料に対する計測事例等を勘案して定めたものである。

なお，試験にあたっては，以下の項目に留意する必要がある。

1) すべり材料によっては，すべり摩擦を 1 度も経験していない 1 回目のすべり出し特性が，1 度でもすべり摩擦を経験した後の 2 回目以降の特性値と大きく異なるケースもあるので，繰返し回数の設定は材料特性にあわせて行うものとする。

2) バネ反力を得るために使用する部材には，すべりが生じるまではせん断変形を受けることになるため，鉛直荷重支持面積が減少し，形状によっては過度な偏心モーメントが供試体に作用することも考えられる。このため，バネ部材の選定の際には，試験中の安定性が確保されるように留意する必要がある。
3) 本試験法では，図-解 7.3.2 に示すような荷重ピーク点の計測を行う必要があることから，サンプリング周期の設定に留意し，最大点付近の計測に十分なデータ数を確保するものとする。

また，鉛直荷重条件の設定については，対象とするすべり材料の特性に応じて，死荷重相当（σ_b）と全反力相当（σ_a）のうち，どちらかを適宜選択することと規定しているが，これは，すべり系支承の動的特性評価項目として，7.2.5 において面圧依存性を検証しているように，緩速変形時における摩擦特性評価においても，動的な場合と同様に面圧条件による変動が想定されることを考慮したものである。ただし，本試験により得られる摩擦特性は下部構造に伝達される常時反力の照査を行うために用いられることから，安全側の評価となるように，大きめの摩擦係数が生じる鉛直荷重条件の一方のみに対して計測を行えばよい。

7.3.3 鉛直荷重に対する限界状態を確認するための基本特性試験

鉛直荷重のみを漸増させた載荷に対して，すべり系支承の設計に用いる許容面圧（σ_a）の 3 倍以上の耐荷力を有していることを確認する。

すべり系支承の鉛直荷重支持性能は，すべり材料自体の剛性及び橋桁の回転変位に追随するために設置されるゴムなど構成部材の剛性等により決定されることが多い。本試験では，これらの部材がすべり系支承の設計に用いる許容面圧（σ_a）の 3 倍以上の耐荷力を有していることを確認することを目的に，水平変位は与えず，鉛直荷重のみを漸増させて，試験後の供試体に有害な損傷がないことを確認することを規定したものである。

ここで，安全率を 3 としたのは，鉄筋コンクリートにおける許容支圧応力度の考え方[2)]によったものである。

なお，本試験は，試験温度の影響を特に受けるものではないことから，温度条件は規定していない。そのため，試験にあたっては，載荷時の温度を記録しておく必要がある。

7.3.4 活荷重に伴う上部構造たわみに対する回転変位追随性を確認するための基本特性試験

許容面圧（σ_a）に相当する鉛直荷重を載荷させ，支承部に 1/150rad に相当する回転変位を与え，このときの追随性を確認する。

本試験は，すべり系支承に限らず，支承部の基本的な要求性能のひとつであるが，すべり系支承の構造は，今後，種々の新しい提案がなされる可能性が高いことなどを踏まえ，ここでは試験項目を明記し，検証の必要性を示したものである。

ただし，対象とする供試体における回転追随機構に対して，過去に同様な試験を実施しており，その性能の有効性が明らかな場合や，7.2.9 に規定する橋脚の回転変位に対する安定性確認試験により，本試験の 1/150rad よりも大きな回転角に対する追随性が確認されている場合には，本試験は省略してもよい。

ここで，1/150rad と規定したのは，道路橋支承便覧を参考に鋼橋の端支点部に想定される回転角を考慮したものである。

なお，本試験では，試験温度の影響を特に受けるものではないことから，温度条件は規定していない。そのため，試験にあたっては，載荷時の温度を記録しておく必要がある。

7.4 すべり系支承の耐久性

7.4.1 一般

4章に規定するすべり系支承の耐久性を確認するために，以下の試験を行うものとする。

(1) 温度変化に伴う常時の水平繰返し変位に対する安定性確認試験

(2) 活荷重に伴う鉛直荷重の変動に対する安定性確認試験

(3) クリープによる圧縮変形量を確認するための基本特性試験

(4) 材料の経年劣化等に対する安定性確認試験

4章に規定するすべり系支承の耐久性を確認するための試験法を示したものである。

なお，材料の経年劣化等に対する安定性確認試験は，過去に使用実績の少ないすべり材料を使用する場合や，実績を有していても，その経年的な特性変化を把握できていないすべり材料を使用する場合に検証を行う必要性を規定したものである。ただし，多くの場合，実構造物での検証は困難であることが想定されるため，劣化促進試験等の材料試験データなどで検証を行ってもよい。

表-解 7.4.1 は耐久性の確認に必要な試験項目を一覧として示したものである。詳細については後述する各項目において示す。

表-解 7.4.1　耐久性試験方法一覧表

分類	試験の名称	概要	試験条件					備考
			温度	鉛直荷重	加振振動数 最大速度	加振変位	結果の利用	
耐久性	温度変化に伴う常時の水平繰返し変位に対する安定性確認試験	橋梁の設計供用年数として100年を想定し，合計700mの累積すべり経験を与え，すべり材料の耐久性を確認する。※一定サイクル毎に動摩擦特性を計測する	特に規定しない	σ_a	特に規定しない	累計700m	有害な損傷がないこと／動摩擦特性に大きな変動がないこと	本試験結果は，許容面圧（σ_a）設定の妥当性検証データとしても有効である。
	活荷重に伴う鉛直荷重の変動に対する安定性確認試験	活荷重振幅に対する鉛直荷重支持性能を確認する ※一定サイクル毎に動摩擦特性を計測する	特に規定しない	$1/2\sigma_a \sim \sigma_a$ ※200万回の繰返し載荷を行う	特に規定しない	－	有害な損傷がないこと／動摩擦特性に大きな変動がないこと	対象とする支承構造特性に応じて，実施の必要性を判断してよい。
	クリープによる圧縮変形量を確認するための基本特性試験	橋梁の設計供用年数として100年を想定し，上部構造荷重の長期持続載荷に対する圧縮変形量を推定する	＋23℃	σ_b	－	－	路面の走行性に影響を及ぼす変形が生じないこと	対象とする支承構造特性に応じて，実施の必要性を判断してよい。
	材料の経年劣化等に対する安定性確認試験	実物供試体あるいは劣化促進供試体等により摩擦特性の変化等に関する検証を行い，すべり機構の長期安定性を確認する	＋23℃	σ_b	0.5Hz 31.4cm/sec	±10cm	経年変化に対して有害な損傷や動摩擦特性に大きな変動ないこと	実構造物での検証は困難である場合が多いため，材料の劣化促進試験等から推定してもよい。

注）σ_b：死荷重相当の鉛直荷重載荷時にすべり材に作用する面圧（基準面圧）（N/mm²）
　　σ_a：全反力（死荷重＋活荷重）相当の鉛直荷重載荷時にすべり材に作用する面圧（許容面圧）（N/mm²）

7.4.2 温度変化に伴う常時の水平繰返し変位に対する安定性確認試験

許容面圧（σ_a）に相当する鉛直荷重作用下で，総すべり距離が 700m 以上となる加振変位及び加振回数による正負連続繰返し載荷を行い，以下の項目を確認する。

1) 初期及び 140m ごとに，7.2.2 に規定する試験法に基づき，すべり系支承の摩擦係数を計測し，700m 加振後の特性値と初期値との変化率を確認する。

2) すべり系支承に有害な損傷が生じないこと。

温度変化に伴ってすべり系支承に作用する変位は，7.3.2 に示したように非常にゆっくりしているが，通常，このような速さで耐久性試験を行うことは現実的ではないため，一般に疲労試験等で実施されるような促進条件を設定して試験を行うことになる。この場合には，緩速変形とは異なった反力特性が生じることになるが，すべり系支承の耐久性という観点からは，このような試験の方が過酷な載荷条件と考えられる。ここでは，載荷振動数は特に規定していないが，一般の疲労試験程度の振動数をとってもよい。また，このときの摩擦特性に関しては評価対象とせず，支承としての基本性能が摩耗等で失われることなく維持されていることを履歴曲線の安定性やすべり材料の板厚変化などから確認するものとする。

ここで，総すべり距離については下記の検討により設定した。

・ゴム支承を対象とした試験法では，温度変化に対する許容せん断ひずみが 70%であることから，

a) 1 日に 1 サイクルの正負繰返しが生じるものとして，20%ひずみを 20000 回（約 50 年相当）載荷する。[3)]

b) 1 日の温度差を 12℃，1 年間の温度振幅を 50℃から，1 年分の変形の総量としては，

70%／50℃×12℃／2×4×365 日＋70%×4＝12534%

となり，これを全工程 70%で載荷することを考えると，

12534%／（70%×4）＝44.8 回

この結果から，100 年相当としては，4476 回となるため，5000 回の載荷とする。[4)]

・上記を踏まえ，すべり材料の耐久性評価の場合には，加振回数よりも総すべり距離の設定の方が重要となることから以下の試算に基づき試験条件を設定した。

a) 橋長 250m の鋼橋を想定し，1 日の温度差を 12℃，1 年間の温度振幅を 50℃と見込むと，年間，

250m/2×0.012×（12℃×365 日＋25℃×4）＝6.72m

となり，これを 100 年相当として換算すると，

6.72×100＝672m

このような試算から，ここでは 700m と設定した。よって，この総すべり距離を確保することを条件に，1 サイクルの水平変位，合計加振回数については試験の便などを考慮して設定すればよい。

また，700m の載荷期間中において 7.2.2 に規定する試験の実施を規定したのは，100 年の設計供用期間中における動的特性の変化を検証するためであり，140m 毎としたのは，7.7.2 に規定するゴムバッファにおける試験法と同様に全試験工程を便宜的に 5 回に分割したことによるものである。

7.4.3 活荷重に伴う鉛直荷重の変動に対する安定性確認試験

支承部に想定される荷重振幅を合計 200 万回与え，以下の項目を確認する。

1) 初期及び 50 万回ごとに，7.2.2 に規定する試験法に基づき，すべり系支承の摩擦係数を計測し，200 万回加振後の特性値と初期値との変化率を確認する。

2) すべり系支承に有害な損傷が生じないこと。

橋梁の上部構造から支承部に伝達される荷重は，上部構造の死荷重と自動車等の通行により作用する活荷重に大別される。このうち，活荷重は橋の供用期間中において，絶えず変化しており，そのため，支承部には繰返し鉛直荷重変動による応力振幅が発生することになる。このような荷重条件に対する耐久性を確認するために規定したのが本試験である。

ここで，載荷荷重振幅は許容面圧（σ_a）を基準として，$\sigma_a/2 \sim \sigma_a$の範囲を目安としてよい。これは，一般的な高架橋において支承部に想定される荷重振幅から求めたものである。このため，橋梁条件によって，より大きな振幅が予想される場合には，別途，条件を設定する必要がある。なお，載荷回数を200万回と規定したのは，一般的な疲労試験による回数に準拠したものである。

また，200万回の載荷期間中において7.2.2に規定する試験の実施を規定した。これは，設計供用期間中における動的特性の変化を検証するためであり，50万回毎としたのは，従来のゴム支承における性能検証試験方法[5]と同様に全試験工程を便宜的に4回に分割したことによるものである。

なお，本試験は対象とする支承構造によって，過去に同等な試験を実施済みであるものや，これまでに多くの実績を有し，長期にわたる荷重変動に対する安定性が確認されている場合には，省略することができる。

7.4.4 クリープによる圧縮変形量を確認するための基本特性試験

試験温度を＋23℃とし，基準面圧（σ_b）に相当する鉛直荷重を1000時間作用させた場合に，すべり系支承に生じる鉛直変位をもとに，式(7.4.1)により橋の設計供用年数に相当するクリープ変形量を求める。

$$\delta_{cR} = at^b \tag{7.4.1}$$

ここに，

δ_{cR} ：すべり系支承のクリープ変形量(mm)

t ：橋の設計橋梁年数(時間)

a,b ：クリープ係数で，式(7.4.2)及び式(7.4.3)により算出する。

$$a = (\delta_{100})^2 / (\delta_{1000})^2 \tag{7.4.2}$$

$$b = \log(\delta_{1000} / \delta_{100}) \tag{7.4.3}$$

ここに，

δ_{100} ：100時間後に生じるすべり系支承の鉛直変位(mm)

δ_{1000} ：1000時間後に生じるすべり系支承の鉛直変位(mm)

式(7.4.1)で算出した橋の設計供用年数に相当するクリープ量が路面の走行性に悪影響を及ぼさない範囲であることを確認する。

すべり系支承が長期間支持する上部構造の死荷重によるクリープ変形量の算出方法を規定したものである。

すべり系支承を構成する各部材には様々な材料が用いられることが想定されるが，一般に回転追随機構部にはゴム系の材料が用いられることが多い。また，すべり材料自体にも，高分子材料や樹脂系材料などの使用も想定されることなどから，本試験では，これらの各部材の組み合わせを考慮した支承全体としてのクリープ性能を計測することを規定した。

一般に鉛直荷重支持下におけるゴム材料では，その高さが時間の経過とともに減少するクリープ変

形を呈する。図-解 7.4.1 にクリープ量と時間の関係を概念的に示す。初期のクリープはゴムの粘弾性的性質に起因する物理的現象が支配的であり，その後の直線的に変化するクリープは分子間の化学的変化（酸素劣化等）に起因する化学的現象が支配的となる。ここでは，この直線的に変化する部分に着目し，100 時間と 1000 時間のクリープ量を測定し，これより外挿して橋の設計耐用年数に相当するクリープ量を算出することとした。

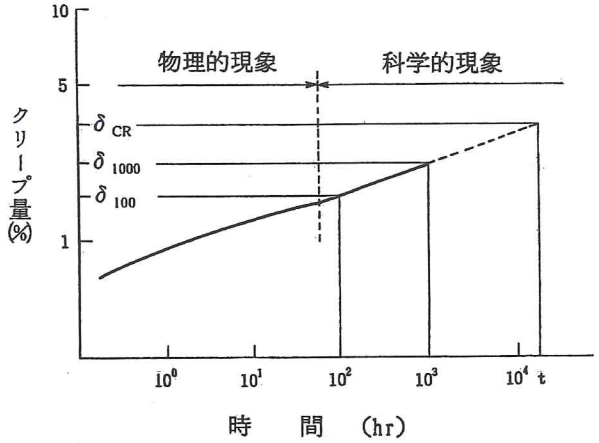


図-解 7.4.1　クリープ量と時間の関係

このような手法は特にゴム系材料に着目して規定しているため，使用する材料特性により上記のような現象と異なる場合には，適切な方法を用いることが必要とされる。

なお，ここでは橋梁の設計供用年数としては 100 年を想定するものとする。

7.4.5 材料の経年劣化等に対する性能安定性確認試験

すべり系支承が長期間設置される周辺環境を考慮し，それと同等以上の条件を実際に経験したすべり系支承，またはそれを模擬した供試体に対して，7.2.2 に規定する試験方法に基づき，すべり系支承の摩擦係数を測定し，材料の経年変化等に対する摩擦特性の安定性を確認する。または，材料単体の要素試験により機械的性質の変化等の検証を行い，その安定性を確認する。

すべり系支承が設置される周辺環境を再現する手法としては，例えば，表-解 7.4.2 に示すような項目があげられる。試験に際してはこれらの項目を参考に，過去の使用実績や，対象とするすべり材の材料特性，すべり系支承としての構造特性等に応じて適切に設定する必要がある。

なお，促進試験を行う際には，すべり系支承におけるすべり材料は上部構造を支えるために常にすべりの相手材と密着した条件下にあるので，この使用条件を念頭におき，過度に過酷な試験（すべり材のみを取り出し，材料の全面に対して劣化状態を想定した試験や，すべり材内部に直接異物を散布した状態での試験など）とならないように配慮する必要がある。

表-解 7.4.2　経年劣化試験に用いる試験法の例

分類	供試体の種類	概要	適用範囲
実物試験	実橋梁から回収した既設支承による供試体	橋梁用支承として，実際に上部構造を長期間支持したすべり系支承を回収し，これを供試体とした実物による検証	すべり材全般
	実橋梁とは別置きとした，屋外暴露試験体による試験	実橋梁の試験環境を模擬した雰囲気下に長期間暴露された試験体による検証	
促進試験	実験室光源による暴露試験（材料劣化促進試験）	紫外線を連続照射させ，所定の時間間隔で降雨を行うサンシャインウェザーメーター試験（JIS K 7350）等	
	土砂・塵埃等を模擬した異物散布に対する影響確認試験	鉛直荷重を支持した状態のすべり面周辺に対して，試験用粒子（JIS Z 8901 等を参考とするとよい）を散布し，すべり面内への巻き込みの有無や摩擦特性への影響等を検証する	
	劣化促進試験	熱劣化・光劣化・オゾン劣化・低温ぜい化等の種々の試験法から対象とする材料の劣化機構に即した試験方法を選定する	主に高分子材料を主成分とするすべり材
	塩水噴霧試験	塩水の噴霧により錆の発生条件を促進させた供試体による検証（JIS Z 2371）等（すべり材の相手面となるステンレス板等に対しても同様な検証方法が適用できる）	主に金属系材料を主成分とするすべり材

7.5 ゴムバッファの動的特性

7.5.1 一般

4 章に規定するゴムバッファの動的特性を確認するために，以下の試験を行うものとする。

(1) ゴムバッファの等価剛性及び等価減衰定数を確認するための基本特性試験

(2) ゴムバッファの正負連続繰返し載荷に対する基本特性試験

(3) 繰返し載荷に対する安定性確認試験

(4) 履歴経験に対する安定性確認試験

(5) 変位速度の変化に対する依存性確認試験

(6) 外気温の変化に対する依存性確認試験

(7) 静的予変位に対する安定性確認試験

4 章に規定する復元力装置に用いるゴムバッファの動的特性を確認するために必要とされる試験の種類を示したものである。すべり系支承を用いた地震力遮断デバイスの特性に応じては，該当しないものもあるため，適宜，必要な項目を選択する必要がある。

すべり系支承と併設される復元力装置としてのゴムバッファには，従来の積層ゴム支承と同様なものが用いられることが多く，このようなゴムバッファの試験方法としては，ここでは道路橋支承便覧

等における積層ゴム支承の品質管理方法を準用した。

ゴムバッファと一般の積層ゴム支承との使用方法の相違を以下に示す。

イ)鉛直荷重を支持しないことによる等価剛性や等価減衰などの特性の検証

ロ)鉛直荷重を支持しないことによる水平方向の繰返し載荷に関する特性の検証

ハ)鉛直荷重を支持しないため，鉛直荷重による疲労耐久性の検証は不要である。

ゴムバッファは鉛直荷重を支持しない状態で用いられることから，原則として無負荷で性能検証を行うことが必要とされる。しかしながら，そのような状態での試験は，試験機の制御上の問題，計測精度の問題，安全性確保の問題などから現実には難しい場合も多い。そのため，無負荷の状態を可能な限り模擬した試験として，一般に 0.5N/mm^2 程度の鉛直荷重を載荷し，試験精度の確保を行ってもよい。なお，0.5N/mm^2 程度における特性と，鉛直荷重を支持する一般の積層ゴム支承の性能試験条件である 6N/mm^2 載荷時の特性とが同等であることが確認できれば，一般の積層ゴム支承と同じ条件で試験を行ってもよい。

地震時における動的特性を確認するために考えられる各試験の目的は以下の通りである。

(1) ゴムバッファの等価剛性及び等価減衰定数を確認するための基本特性試験

設計に用いるゴムバッファの等価剛性及び等価減衰定数を確認するための試験である。

(2) ゴムバッファの正負連続繰返し載荷に対する基本特性試験

地震による繰返し載荷に対して，ゴムバッファが損傷を受けることなく安定して機能することを確認するための試験である。

(3) 繰返し載荷に対する安定性確認試験

ゴムバッファの種類によっては，地震により繰返し荷重を受けると，その特性値が変化するものがある。これらが，地震力を受けている間に大きく変化すると，設計で想定した状態とは異なった振動を引き起こす恐れがあるため，これらの変化の大きさを評価するための試験である。

(4) 履歴経験に対する安定性確認試験

ゴムバッファの種類によっては，同じような変位を連続して受けても，最初の特性値と一度その変位を経験した後の特性値が異なるものがある。ゴムバッファの特性値が，地震力を受けている間に大きく変化すると，設計で想定した状態とは異なった振動を引き起こす恐れがあるため，これらの変化の大きさを評価するための試験である。

(5) 変位速度の変化に対する依存性確認試験

地震時には，ゴムバッファはいろいろな振動速度の変位が生じるため，これらに対して安定して機能することを確認するための試験であり，一般に速度依存性試験という。

(6) 外気温の変化に対する依存性確認試験

ゴムバッファの配置される周辺の温度は，季節的に供用期間内に繰返し変化する。このような環境条件下においても，ゴムバッファの特性が安定して機能することを確認するための試験であり，一般に温度依存性試験という。

(7) 静的予変位に対する安定性確認試験

ゴムバッファは，一般に温度変化の影響による静的な変位振幅を繰返し受ける状態で使用される。静的予変位の大きさによって，ゴムバッファの種類の中には動的特性が変化するものがある。この変化が大きいと，設計で想定した状態とは異なった振動を引き起こす恐れがあるため，これらの変化の大きさを評価するための試験である。

なお，ゴムバッファの動的特性を確認する試験に用いる試験体の形状は，道路橋支承便覧等に示されるゴム支承・免震支承の依存性試験に用いる 400mm×400mm を目安として，各試験条件を設定している。

7.5.2 ゴムバッファの等価剛性及び等価減衰定数を確認するための基本特性試験

試験温度を＋23℃とし，無負荷あるいはそれに相当する鉛直荷重の作用下で，ゴムバッファに有効設計変位または±100㎜の変位振幅を，振動数0.5Hzの正弦波により繰返し3回または11回与える。等価剛性を式(7.5.1)，式(7.5.2)により，等価減衰定数を式(7.5.3)により算出する。

(天然ゴム系ゴム支承を用いる場合)

$$K_{Bm} = \sum_{j=3}^{3} K_{Bj} \tag{7.5.1}$$

ここに，

K_{Bm} ：ゴムバッファの3回目のせん断剛性(kN/m)

(免震支承を用いる場合)

$$K_{Bm} = \frac{1}{10}\sum_{j=2}^{11} K_{Bj} \tag{7.5.2}$$

$$h_{Bm} = \frac{1}{10}\sum_{j=2}^{11} h_{Bj} \tag{7.5.3}$$

ここに，

K_{Bm} ：ゴムバッファの2サイクル目から11サイクル目の平均等価剛性(kN/m)

h_{Bm} ：ゴムバッファの2サイクル目から11サイクル目の平均等価減衰定数

地震力遮断デバイスとしてのゴムバッファの基本特性である等価剛性，等価減衰定数を確認するための試験方法を示したものである。

基本特性試験は，試験温度を＋23℃で行うことを基本とする。なお，＋23℃で試験ができない場合には，7.5.7に規定する温度依存性試験の結果を用いて＋23℃の特性値に補正してよい。

ゴムバッファに作用させる水平変位は，地震力遮断デバイスの有効設計変位u_{Be}に相当する変位，または，すべり系支承における性能試験条件と一致させるため，±100㎜と規定した。なお，ゴムバッファはせん断ひずみ依存性を有するため，作用させる水平変位としては実際に使用する条件と大きく違わないように設定する必要がある。これは，以下に示す試験においても同様である。加振振動数や繰返し回数及び特性値の算出方法については7.2.2に規定するすべり系支承の摩擦係数を確認するための基本特性試験と同等とした。

地震力遮断デバイスにおいてゴムバッファに減衰機能を期待しない場合は，せん断剛性に関して検証を行う。また，減衰機能をゴムバッファに期待する場合は，等価剛性と等価減衰定数に関する検証を行う必要がある。

なお，等価剛性及び等価減衰定数の算出は道路橋示方書Ⅴ耐震設計編9.3によってよい。

7.5.3 ゴムバッファの正負連続繰返し載荷に対する基本特性試験

試験温度を＋23℃とし，無負荷あるいはそれに相当する鉛直荷重の作用下で，ゴムバッファに設計変位または±100㎜の変位振幅を，振動数0.5Hzの正弦波により繰返し回数50回以上与え，ゴムバッファに有害な損傷を生じないことを確認する。

7.2.3に規定する試験方法と同様に，地震による繰返し載荷の影響を確認するため，50回の正負連続繰返し載荷を行い，有害な損傷が生じないことを確認する。有害な損傷とは，ゴムバッファの性能に影響を及ぼすような構造的な損傷のことである。

ゴムバッファに作用させる水平変位は，地震力遮断デバイスの設計変位に相当する変位または，すべり系支承における性能試験条件と一致させるため，±100㎜と規定した。なお，水平力の振動数は原

則0.5Hzとしたが，この試験では，振動数が著しく低くない限り，一般に振動数の影響は小さい。したがって，試験機の特性に応じて0.1Hz程度までは振動数を下げもてよい。また，試験温度を＋23℃と規定しているが，本試験では損傷の有無を確認することとしているため，試験温度の影響を特に受けるものではない。そのため，＋23℃で実施できない場合には，載荷時の温度を記録しておく必要がある。

7.5.4 繰返し載荷に対する安定性確認試験

試験温度を＋23℃とし，無負荷あるいはそれに相当する鉛直荷重作用下で，ゴムバッファに有効設計変位または±100mmの変位振幅を，振動数0.5Hzの正弦波により繰返し11回以上与え，このときの等価剛性及び等価減衰定数の変化率を式(7.5.4)及び式(7.5.5)により算出する。なお，ゴムバッファに減衰機能を期待しない場合は加振3回目を当該供試体の特性値とすることとし本試験は必要としない。

$$R_{KC} = \frac{\left|K_{Bj} - K_{Bm}\right|}{K_{Bm}} \tag{7.5.4}$$

$$R_{hC} = \frac{\left|h_{Bj} - h_{Bm}\right|}{h_{Bm}} \tag{7.5.5}$$

ここに，

R_{KC} ：ゴムバッファの等価剛性の変化率
R_{hC} ：ゴムバッファの等価減衰定数の変化率
K_{Bj} ：11回の繰返し載荷をした場合の第jサイクル目の等価剛性(kN/m)
h_{Bj} ：11回の繰返し載荷をした場合の第jサイクル目の等価減衰定数
K_{Bm} ：ゴムバッファの平均等価剛性(kN/m)で，式(7.5.6)により算出する。
h_{Bm} ：ゴムバッファの平均等価減衰定数で，式(7.5.7)により算出する。

$$K_{Bm} = \frac{1}{10}\sum_{j=2}^{11} K_{Bj} \tag{7.5.6}$$

$$h_{Bm} = \frac{1}{10}\sum_{j=2}^{11} h_{Bj} \tag{7.5.7}$$

繰返し載荷に対する安定性を定めたものである。

免震設計から見ると，免震装置の等価剛性及び等価減衰定数は繰返し載荷によらず，なるべく一定であることが望ましい。しかしながら，ゴムバッファの種類によっては，繰返し載荷の初期に定常状態とは異なる特性を与えるものもあるため，ゴムバッファに免震支承を用いる場合及び新しい材料を用いる場合に安定性の確認を行うものとした。なお，7.5.3 ゴムバッファの正負連続繰返し載荷に対する基本特性試験における 11 サイクル目までの試験結果から繰返し載荷による安定性の確認を行ってもよい。また，試験温度を＋23℃と規定しているが，本試験では特性の変化率を求めることとしているため，試験温度の影響を特に受けるものではない。そのため，＋23℃で実施できない場合には，載荷時の温度を記録しておく必要がある。

7.5.5 履歴経験に対する安定性確認試験

試験温度を＋23℃とし，無負荷あるいはそれに相当する鉛直荷重作用下で，ゴムバッファに有効設計変位または±100㎜の変位振幅を，振動数0.5Hzの正弦波により繰返し11回以上与え，これを1シリーズとし，同様な載荷を連続して2シリーズ行った場合の1シリーズ目と2シリーズ目のゴムバッファのせん断剛性，等価剛性は式(7.5.8)を，等価減衰定数は式(7.5.9)を満足しなければならない。

$$R_{KR} = \frac{|K_{m1} - K_{m2}|}{K_{m1}} \leq 0.1 \qquad (7.5.8)$$

$$R_{hR} = \frac{|h_{m1} - h_{m2}|}{h_{m1}} \leq 0.1 \qquad (7.5.9)$$

ここに，

R_{KR} ：履歴経験に対するゴムバッファのせん断剛性(kN/m)，または，等価剛性(kN/m)の変化率

R_{hR} ：履歴経験に対するゴムバッファの等価減衰定数の変化率

K_{m1} ：1シリーズ目のゴムバッファのせん断剛性(kN/m)，または，平均等価剛性(kN/m)で，式(7.5.1)及び式(7.5.2)により算出する。

K_{m2} ：2シリーズ目のゴムバッファのせん断剛性(kN/m)，または，平均等価剛性(kN/m)で，式(7.5.1)及び式(7.5.2)により算出する。

h_{m1} ：1シリーズ目のゴムバッファの平均等価減衰定数で，式(7.5.3)により算出する。

h_{m2} ：2シリーズ目のゴムバッファの平均等価減衰定数で，式(7.5.3)により算出する。

1シリーズ目の試験とは，当該ゴムバッファに対する処女載荷試験をいう。2シリーズ目の試験から3時間以内に開始することを原則とする。これは，1シリーズ目から長時間経てから2シリーズ目の試験を行うと1シリーズ目の履歴経験が失われる材料をゴムバッファに用いている場合を考慮したものである。

地震力遮断デバイスにおいて減衰機能をゴムバッファに期待しない場合は，1シリーズ目の3サイクル目と2シリーズ目の3サイクル目のせん断剛性の変化により検証する。また，減衰機能をゴムバッファに期待する場合は，平均等価剛性と平均等価減衰定数の変化により検証する。

等価剛性の変化率R_{KR}を算出する際には，1シリーズ目及び2シリーズ目の試験の中からゴムバッファに与えた水平変位が同じデータから求めた等価剛性の平均値を用いなければならない。

なお，試験温度を＋23℃と規定しているが，本試験では特性の変化率を求めることとしているため，試験温度の影響を特に受けるものではない。そのため，＋23℃で実施できない場合には，載荷時の温度を記録しておく必要がある。

本試験は，従来の積層ゴム支承及び免震支承に用いられているゴム材料を用いる場合には，一般に従来の積層ゴム支承の結果を用いることができる。ただし，新しい材料をゴムバッファに用いる場合には，履歴経験による安定性を確認する必要がある。

7.5.6 変位速度の変化に対する依存性確認試験

試験温度を＋23℃とし，無負荷あるいはそれに相当する鉛直荷重の作用下で，ゴムバッファに有効設計変位または±100㎜の変位振幅を，振動数0.3Hz～1.0Hzの範囲から3点以上の条件を設定し，正弦波を繰返し3回または11回与え，このときのせん断剛性，等価剛性及び等価減衰定数は，原則として式(7.5.10)及び式(7.5.11)を満足しなければならない。

$$R_{Kf} = \frac{|K_{Bm1} - K_{Bm2}|}{K_{Bm1}} \leq 0.2 \qquad (7.5.10)$$

$$R_{hf} = \frac{|h_{Bm1} - h_{Bm2}|}{h_{Bm1}} \leq 0.2 \qquad (7.5.11)$$

ここに，

R_{kf} ：変位速度の変化に対するゴムバッファのせん断剛性(kN/m)，または，等価剛性(kN/m)の変化率

R_{hf} ：変位速度の変化に対するゴムバッファの等価減衰定数の変化率

K_{Bm1} ：振動数0.5Hzの場合のゴムバッファのせん断剛性(kN/m)，または，等価剛性(kN/m)で式(7.5.1)及び式(7.5.2)により算出する。

K_{Bm2} ：振動数0.3Hz，もしくは，1.0Hzの場合のゴムバッファのせん断剛性(kN/m)及び等価剛性(kN/m)で式(7.5.1)及び式(7.5.2)により算出する。

h_{Bm1} ：振動数 0.5Hz の場合のゴムバッファの等価減衰定数で式(7.5.3)により算出する。

h_{Bm2} ：振動数 0.3Hz，もしくは，1.0Hz の場合のゴムバッファの等価減衰定数で式(7.5.3)により算出する。

本試験は，試験温度を＋23℃で行うことを基本とする。ただし，＋23℃で試験ができない場合には，7.5.7に規定する温度依存性試験の結果を用いて＋23℃の特性値に補正してよい。

変位速度の依存性を検証するための振動数の幅は，道路橋の免震設計法マニュアル(案)[3]，日本道路公団ゴム支承の特性に関する試験方法[5]に準拠して，ここでは，0.3Hz～1.0Hzの範囲で3種類の振動数と規定した。

なお，ゴムバッファの等価剛性及び等価減衰定数は，速度によって変化しない方が設計が簡単になる。この試験により速度依存性を検討するものであるが，7.1 にも示したように速度依存性があっても，これが再現性のあるものであれば，設計に取り入れることが可能である。この点を考慮して式(7.5.10)及び式(7.5.11)の範囲を±20%とした。

7.5.7 外気温の変化に対する依存性確認試験

試験温度を－10℃～＋40℃の範囲から 3 点以上の条件を設定し，無負荷あるいはそれに相当する鉛直荷重の作用下で，ゴムバッファに有効設計変位または±100㎜ の変位振幅を，振動数 0.5Hz の正弦波により繰返し 3 回または 11 回以上与え，このときのせん断剛性，等価剛性及び等価減衰定数は，原則として式(7.5.12)及び式(7.5.13)を満足しなければならない。

$$R_{KT} = \frac{|K_{Bm1} - K_{Bm2}|}{K_{Bm1}} \leq 0.3 \qquad (7.5.12)$$

$$R_{hT} = \frac{|h_{Bm1} - h_{Bm2}|}{h_{Bm1}} \leq 0.2 \qquad (7.5.13)$$

ここに，

R_{KT} ：外気温の変化に対するゴムバッファのせん断剛性(kN/m)，または，等価剛性(kN/m)の変化率

R_{hT} ：外気温の変化に対するゴムバッファの等価減衰定数の変化率

K_{Bm1} ：温度が＋23℃の場合のゴムバッファのせん断剛性(kN/m)，または，等価剛性(kN/m)で式(7.5.1)及び式(7.5.2)により算出する。

K_{Bm2} ：温度が－10℃，もしくは，＋40℃の場合のゴムバッファのせん断剛性(kN/m)，または，等価剛性(kN/m)で式(7.5.1)及び式(7.5.2)により算出する。

h_{Bm1} ：温度が＋23℃の場合のゴムバッファの等価減衰定数で式(7.5.3)により算出する。

h_{Bm2} ：温度が－10℃，もしくは，＋40℃の場合の等価減衰定数で式(7.5.3)により算出する。

温度変化の幅を－10℃～＋40℃と見込み，この温度範囲におけるゴムバッファの等価剛性及び等価減衰定数の変化率を規定したものである。なお，温度依存性を考慮した設計を行う場合や，ゴムバッファの動的性能確認に際して，標準気温＋23℃による試験が行えない場合には，本試験から求めた依存性式により補正してもよい。

実際に使用する温度が規定した温度範囲を超過する場合には，地震力遮断デバイスの実際の使用温度範囲に基づき試験温度を設定するものとする。

7.5.8 静的予変位に対する安定性確認試験

試験温度を＋23℃とし，無負荷あるいはそれに相当する鉛直荷重の作用下で，静的予変形を与えない場合と，ゴムバッファに常時の許容せん断ひずみ 70%に相当する静的予変位を与えた場合に対して，さらにゴムバッファに有効設計変位または±100mm の変位振幅を，振動数 0.5Hz の正弦波により繰返し 3 回または 11 回以上与え，このときのせん断剛性，等価剛性及び等価減衰定数は，式(7.5.14)及び式(7.5.15)を満足しなければならない。

$$R_{Kd}=\frac{\left|K_{Bm}-K_{Bmd}\right|}{K_{Bm}}\leq 0.2 \tag{7.5.14}$$

$$R_{hd}=\frac{\left|h_{Bm}-h_{Bmd}\right|}{h_{Bm}}\leq 0.2 \tag{7.5.15}$$

ここに，

R_{kd} ：静的予変位に対するゴムバッファのせん断剛性(kN/m)，または，等価剛性(kN/m)の変化率

R_{hd} ：静的予変位に対するゴムバッファの等価減衰定数の変化率

K_{Bm} ：静的予変位を与えない場合のゴムバッファのせん断剛性(kN/m)，または，等価剛性(kN/m)で式(7.5.1)及び式(7.5.2)により算出する。

K_{Bmd} ：静的予変位を与えた場合のゴムバッファのせん断剛性(kN/m)，または，等価剛性(kN/m)で式(7.5.1)及び式(7.5.2)により算出する。

ただし，ゴムバッファの等価剛性は式(7.5.16)により算出する。

$$K_B=\frac{F(U_d+U_{Be})-F(U_d-U_{Be})}{2U_{Be}} \tag{7.5.16}$$

ここに，

K_B ：ゴムバッファのせん断剛性(kN/m)または等価剛性(kN/m)

$F_{(U)}$ ：ゴムバッファに水平変位Uを与えるのに必要な水平力(kN)

U_d ：静的予変位で，ゴム総厚さの 70%のせん断ひずみ量(m)

h_{Bm} ：静的予変位を与えない場合のゴムバッファの等価減衰定数で式(7.5.3)により算出する。

h_{Bmd} ：静的予変位を与える場合のゴムバッファの等価減衰定数で式(7.5.3)により算出する。

また，ゴムバッファの等価減衰定数は，式(7.5.17)により算出する。

$$h=\frac{\Delta W}{2\pi W} \tag{7.5.17}$$

ここに，

ΔW ：ゴムバッファが 1 サイクルの間に吸収するエネルギーで，図-7.5.1 に示す水平変位の履歴曲線の面積(kN･m)

W ：ゴムバッファの弾性エネルギーで，図-7.5.1 に示す三角形の面積(kN･m)

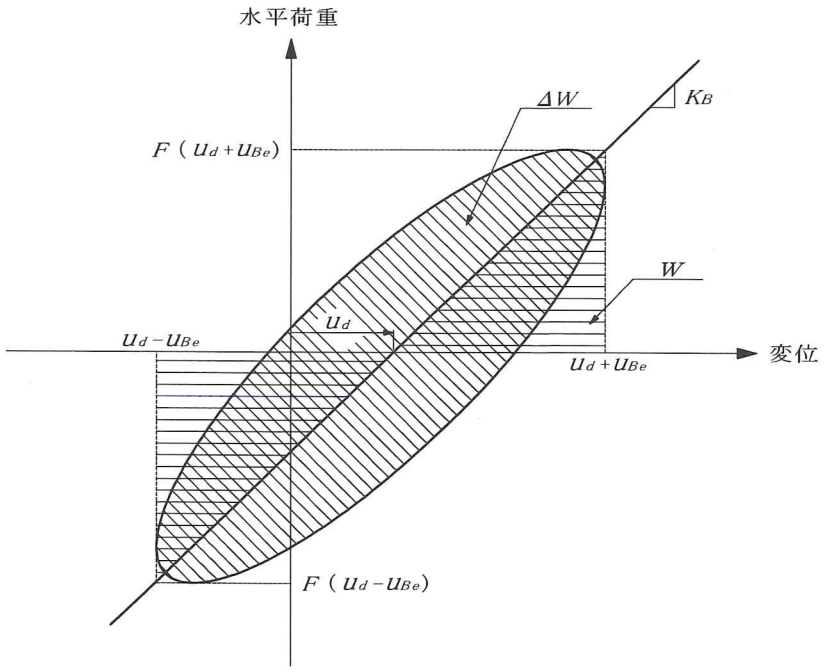


図-7.5.1　静的予変位がある場合のゴムバッファのせん断剛性，等価剛性及び等価減衰定数

本試験では，静的予変位の大きさが重要であるが，一般には温度変化等による桁の移動に伴うゴムバッファの移動量としては，常時の許容せん断ひずみ，ゴム総厚さ（$\sum t_e$）の 70%を原則とした。したがって，この状態からゴムバッファに有効設計変位または±100㎜ の変位振幅に相当する水平力を加え，ゴムバッファに減衰を期待しない場合はせん断剛性を，ゴムバッファに減衰を期待する場合は，等価剛性及び等価減衰定数を算出するものとした。本試験は，試験温度を＋23℃で行うことを基本とする。ただし，基準温度＋23℃で試験ができない場合には，7.5.7 に規定する温度依存性試験の結果を用いて＋23℃の特性値に補正してよい。

7.6 ゴムバッファの静的特性

7.6.1 一般

4 章に規定するゴムバッファの静的特性を確認するために，以下の試験を行うものとする。

(1) 橋桁の緩速変形に対する等価剛性を確認するための基本特性試験

(2) 地震時の最大水平変位に対する限界状態を確認するための基本特性試験

(3) 地震時の上向き地震力に対する限界状態を確認するための基本特性試験

4 章に規定する復元力装置に用いるゴムバッファの静的特性を確認するために必要とされる試験方法を示したものである。(2)及び(3)の試験は動的な限界状態を確認するための特性試験であるが，試験方法からここでは静的特性として分類している。

すべり系支承と併設される復元力装置としてのゴムバッファには，従来の積層ゴム支承と同様のものが用いられることが多く，このようなゴムバッファの試験方法は，道路橋支承便覧等における積層ゴム支承の品質管理方法を適用する。

また，緩速変形試験は，クリープ，乾燥収縮，温度変化などの影響により桁がゆっくり変位する際のゴムバッファの水平せん断(反力)を求めるための試験であり，ゴムバッファに免震支承などのようにゆっくりとした変位に対する特性が異なる場合に確認する必要がある。一般的に天然ゴム系を用いる場合にはこの影響を無視してもよい。

7.6.2 橋桁の緩速変形に対する等価剛性を確認するための基本特性試験

クリープ，乾燥収縮，温度変化などの影響による緩速変形による水平反力特性は，以下に示す(1)もしくは，(2)の方法により推定するものとする。

(1) 外挿法

試験温度を＋23℃とし，無負荷あるいはそれに相当する鉛直荷重の作用下で，ひずみ振幅が±50%または，±75mmの変位振幅で，速度0.002cm/sec，0.005cm/sec，0.01cm/sec，0.05cm/sec，0.1 cm/sec，0.5cm/sec，1.0cm/sec，5.0cm/secの水平力をゴムバッファに各3回ずつ繰返して与える。3回目の載荷で得られた履歴曲線から式(7.6.1)により緩速変位時のゴムのせん断弾性係数を算出し，これと加振速度の関係を外挿して変位速度0.0001cm/secにおけるゴムのせん断弾性係数を算出する。緩速変形に対するゴムバッファの水平反力は，式(7.6.2)により算出する。

$$G_s = \frac{F_t \sum t_e}{A_R U_t} \tag{7.6.1}$$

$$F_0 = \frac{A_R G_s}{\sum t_e} \cdot U_0 \tag{7.6.2}$$

ここに，

G_s ：緩速変位時のゴムのせん断弾性係数(N/mm^2)
F_t ：各加速度における3回目の載荷で得られた履歴曲線から求められた水平反力(kN)
$\sum t_e$ ：ゴムの総厚(mm)
A_R ：ゴムバッファの内部鋼板の有効面積(mm^2)
U_t ：試験に用いた変位(mm)で50%せん断ひずみ，または，75mmの変位
F_0 ：緩速変形に対するゴムバッファの水平反力(kN)
U_0 ：クリープ，乾燥収縮，温度変化などによる設計変位(mm)

(2) 応力緩和法

試験温度を＋23℃とし，無負荷あるいはそれに相当する鉛直荷重の作用下で，速度0.1cm/secによる一方向加力をひずみ12.5%まで行い，その変位をホールドした状態で1.5時間休止後，さらにひずみ25%まで加力を速度0.1cm/secで行い，再びその変位をホールドした状態で1.5時間休止する。続いて，ひずみ37.5%，次に，ひずみ50%と，速度0.1cm/secの加力と1.5時間休止を繰返し与える。履歴曲線より得られた応力緩和後の水平力とせん断変位の関係を式(7.6.3)で，また，せん断弾性係数を式(7.6.4)により算出する。緩速変形に対するゴムバッファの水平反力は式(7.6.5)により算出する。

$$F_0 = a \cdot U_0^b \tag{7.6.3}$$

$$G_s = \frac{F_r \sum t_e}{A_R U_r} \tag{7.6.4}$$

$$F_0 = \frac{A_R G_s}{\sum t_e} \cdot U_0 \tag{7.6.5}$$

ここに，

F_r ：応力緩和試験により得られた緩速変形に対する水平反力(kN)
U_r ：応力緩和試験に用いた変位(mm)

a,b ：定数で，式(7.6.4)及び式(7.6.5)により算出する。

$$b=\frac{\log\left(F_{50}/F_{25}\right)}{\log\left(U_{50}/U_{25}\right)} \tag{7.6.4}$$

$$a=\frac{F_{50}}{U_{50}^{b}} \tag{7.6.5}$$

ここに，

G_s ：緩速変形時のゴムのせん断弾性係数(N/mm^2)
$\sum t_e$ ：ゴムの総厚(mm)
A_R ：ゴムバッファの内部鋼板の有効面積(mm^2)
F_0 ：緩速変形に対するゴムバッファの水平反力(kN)
U_0 ：クリープ，乾燥収縮，温度変化などによる設計変位(mm)
F_{25} ：25%ひずみにおける1.5時間休止後のゴムバッファの水平反力(kN)
F_{50} ：50%ひずみにおける1.5時間休止後のゴムバッファの水平反力(kN)
U_{25} ：25%ひずみに相当するゴムバッファの水平変位(mm)
U_{50} ：50%ひずみに相当するゴムバッファの水平変位(mm)

免震支承の中には，クリープ，乾燥収縮，温度変化等の影響による緩速変形時の等価剛性が通常の地震荷重を受ける場合の等価剛性と異なるものがある。ここでは，こうした緩速載荷時の水平反力を求める試験方法を規定した。

1日の温度昇降を±5℃と仮定すると，温度変化等の影響によってゴムバッファに生じる変位速度は，式(解7.6.1)で与えられる。

$$V=2.8\times10^{-7}L \tag{解7.6.1}$$

ここに，

V ：変位速度(cm/sec)
L ：桁伸縮長(m)

桁伸縮長を500mとすると，V=1.4×10^{-4} cm/secとなり，地震による変位速度に比べると非常に小さい。しかし，通常の加振方法では，温度変化等によるゆっくりした変位速度を再現することは，一般に困難である。そこで，ここでは通常の加振機を用いて緩速変形時のゴムバッファの水平反力の推定方法を2案示した。なお，ここに示した2種類の方法を用いるとほぼ同じ水平反力が求められることが確かめられている。

(1) 外挿法

この方法は，全ての免震装置に対して適用可能である。ここで，加振速度を0.002cm/sec～5.0cm/secの範囲と規定したが，さらに試験機の低速領域の加振が可能であれば，加振能力に応じて低速領域での試験を行うのがよい。一例として図-解7.6.1に，この方法により求めた高減衰積層ゴム支承の等価せん断弾性係数と変位速度の関係を示す。

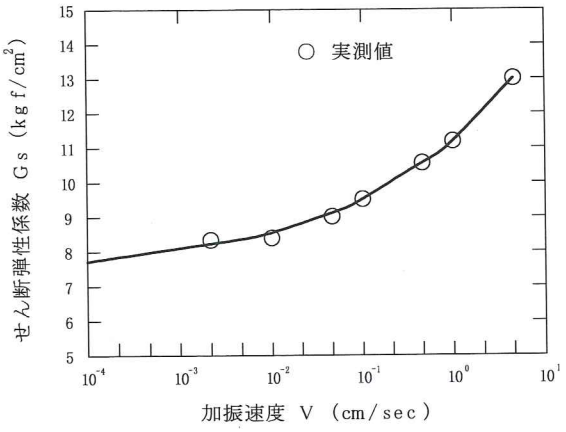


図-解 7.6.1　外挿法

(2) 応力緩和法

この方法は，高減衰ゴム積層ゴム支承及び鉛プラグ入り積層ゴム支承等のように，時間とともに内部応力の緩和が起こる免震装置に適用できる。計測時間を 6 時間としたのは，図-解 7.6.2 に示すように，温度昇降に 1/4 日を要するためである。

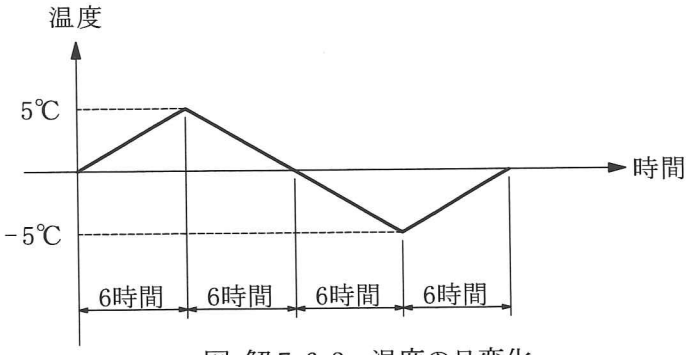


図-解 7.6.2　温度の日変化

図-解 7.6.3 は，応力緩和法による免震装置の水平反力と変位の履歴曲線である。ここでは，0－A－A'－B－B'－C－C'－D－D' は実際の履歴曲線である。A' 点，B' 点，C' 点，D' 点は，それぞれ 12.5%，25%，37.5%及び 50%における 1.5 時間休止後の応力緩和が行われた後の水平反力である。0－A'－B'－C'－D' を結ぶ曲線が 6 時間の間に進行する応力緩和を加味した近似的な反力特性である。

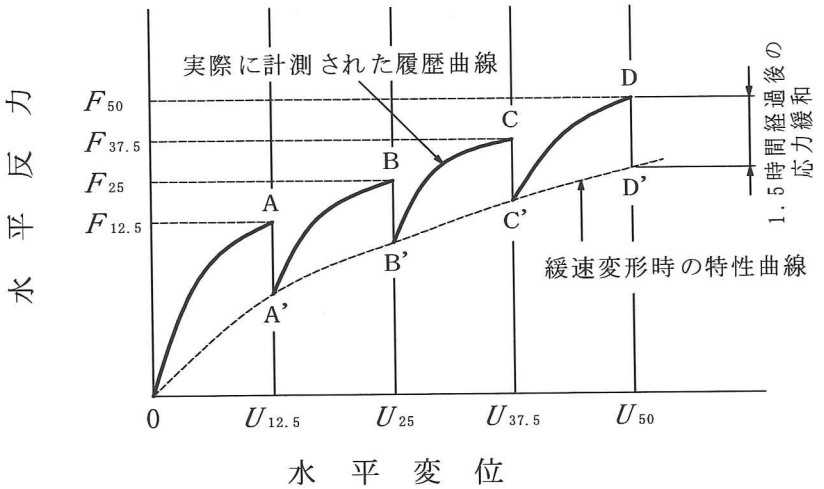


図-解 7.6.3　緩速変形に対する反力特性

緩速変形による水平反力特性は，ゴムバッファに減衰機能を期待するための免震支承を用いる場合に，特性の確認が必要となる。ゴムバッファに天然ゴムを用いた積層ゴム支承の場合は，外挿法で求められるが，その影響は微小であるため，一般に緩速変形による水平反力特性は無視できる。

なお，従来の免震支承の緩速変位に関する特性は，道路橋支承便覧の参考資料-10 に示されておりそれと同じ免震装置では，その特性を用いることができる。なお，一般的ではない材料を用いる場合や，緩速変位時の等価剛性が通常の地震荷重を受ける場合の等価剛性と異なる場合には，緩速変形による水平反力特性を確認するものとする。

7.6.3 地震時の最大水平変位に対する限界状態を確認するための基本特性試験

無負荷あるいはそれに相当する鉛直荷重の作用下で，ゴムバッファに破断が生じるまで水平変位を与える。このとき，ゴムバッファの破断ひずみは，ゴムバッファの性能照査として設計で想定している地震時の設計せん断ひずみに対して所定の安全率を確保していなければならない。

ゴムバッファの地震時の最大水平変位に関する限界性能を確認するための試験である。

2 章及び 4 章では，耐震性能 2 の照査に用いるゴムバッファの限界状態として，せん断ひずみ 250%以下を目安としているが，これに対して一定の安全率を確保するための目安としては，ISO-22762-2[6]の規定を参考に，安全率 1.2 を考え，300%以上の破断ひずみを有していることを確認することが望ましい。

なお，試験機の能力から破断まで変位を与えられない場合には，300%に相当する水平変位までの性能を確認すればよい。また，座屈が生じた場合は，最大水平力が生じた際の変位を破断ひずみとする。

なお，本試験は，試験温度の影響を特に受けるものではないことから，温度条件は規定していない。そのため，試験にあたっては，載荷時の温度を記録しておく必要がある。

7.6.4 地震時の上向きの地震力に対する限界状態を確認するための基本特性試験

引張力をゴムバッファに破断が生じるまで与え，破断時の引張応力度を式(7.6.6)により算出する。このとき，引張降伏応力度はゴムバッファの性能照査として設計で想定している地震時の引張応力度に対して所定の安全率を確保していなければならない。

$$\sigma_t = \frac{U}{A_e} \geq \alpha \sigma_{ta} \qquad (7.6.6)$$

ここに，

σ_t ：ゴムバッファの引張応力度(N/mm^2)
σ_{ta} ：ゴムバッファアの許容引張応力度(N/mm^2)
α ：安全率
U ：引張力(N)
A_e ：ゴムバッファの有効面積(mm^2)

図-解 4.1.2 a)に示す横置き構造のように，すべり系支承とゴムバッファの組み合わせ方によっては，ゴムバッファに上向きの鉛直地震力を負担させる必要がある場合がある。このような場合に，ゴムバッファに生じる引張応力度に対して，十分な安全性を確保する必要があるため，この限界状態を確認するための試験である。

ここで，引張限界試験方法としては，ISO2276-1[7]及び道路橋支承便覧の参考資料-8 を準用した。

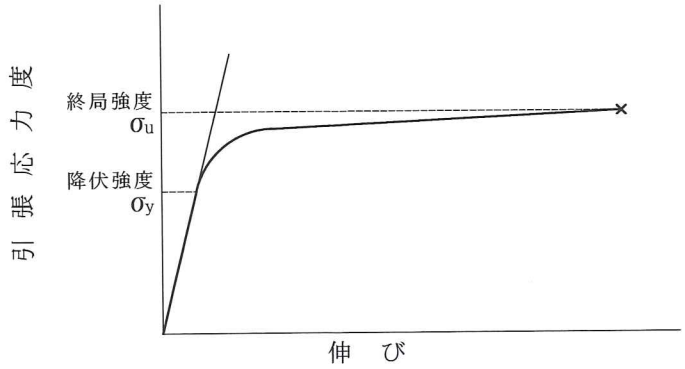


図-解 7.6.4　ゴムバッファの σ－δ 曲線の例

ゴムバッファの許容引張応力度としては，具体的な規定はないが，7.6.3 に示した地震時の最大水平変位に関する限界性能を参考にすると，降伏強度に対して安全率 1.2 を確保するのが 1 つの目安と考えることができる。なお，ゴムバッファの引張破断応力度が確認されていない場合には，設計においては，道路橋支承便覧に示される 4.3.3 に示す許容引張応力度を用いてよい。

7.7 ゴムバッファの耐久性

7.7.1 一般

4 章に規定するゴムバッファの耐久性を確認するために，以下の試験を行うものとする。

(1) 温度変化に伴う常時の水平繰返し変位に対する安定性確認試験

(2) 常時の変位によって生じる引張力に対する安定性確認試験

(3) 材料の経年劣化等に対する性能安定性確認試験

4 章に規定するゴムバッファの耐久性を確認するための試験法を示したものである。

材料の経年劣化等に対する性能安定性試験については，ゴムバッファに積層ゴム支承と同等な材料を用いる場合には，それらで検証を行っている結果により推定することが可能である。このため，その実施にあたっては，使用するゴム材料の種類等に応じて適切に定める必要がある。

7.7.2 温度変化に伴う常時の水平繰返し変位に対する耐久性確認試験

無負荷あるいはそれに相当する鉛直荷重の作用下で，ゴムバッファに常時の許容せん断ひずみ 70%に相当する水平変位による 5000 回の正負連続繰返し載荷を行い，以下の項目を確認する。

1) 初期及び 1000 回ごとに，7.5.2 に規定する試験方法に基づき，ゴムバッファのせん断剛性，等価剛性，等価減衰定数を計測し，5000 回加振後の特性値と初期値との変化率を確認する。

2) ゴムバッファには損傷が生じないこと。

温度変化に伴う常時の繰返し変位に対するゴムバッファの耐久性を確認するための試験方法を示したものである。道路橋支承便覧等に示されているゴム支承・免震支承の繰返しせん断疲労試験と同様である。温度変化に伴ってゴムバッファに作用する変位は 7.6.2 に規定するように，非常にゆっくりしているが，一般にはこの早さで試験することはできないため，疲労試験と同様な試験をすることとなる。この場合には，緩速変位とは異なった反力特性を生じるが，ゴムバッファの耐久性という観

点からは，このような試験の方が過酷な試験となることから，本文のように規定したものである。

繰返し回数は，約 100 年の供用を考慮し，表-解 7.7.1 のように設定した。また，ゴムへの負担としては，入力エネルギーが変位の 2 乗に比例することを考えると，±70% ×5000 回の試験の方が，一般に実際の現象よりもはるかに過酷であることが分かる。

表-解 7.7.1　温度変化に伴う常時の水平繰返し回数

1日の平均日最高温度と日最低温度の差	12℃	
1周期(1年間)の温度差	50℃	道示Ⅰ2.2.10表-2.2.16
一日の変形振幅	γ_{t1} = (12℃÷50℃)×70% = 16.8% (±8.9%)	理科年表
1年の再現全工程	γ_{ty} = 8.4% ×4(サイクル)×365回+70%×1回 =12，534%	
1年を±70%の水平変位で実施すると	N_{ty} = 12534 ÷ (70 × 4) = 44.8回	
100年分では	N_{ty100} = 44.8 × 100 = 4,480回	

入力エネルギーの比較

実橋の1年間の常時変形のエネルギー	8.4^2 × 365 + 70^2×1 =30，654	
疲労試験の1年相当のエネルギー	70^2 × 44.8 =219，654	実橋の7倍以上

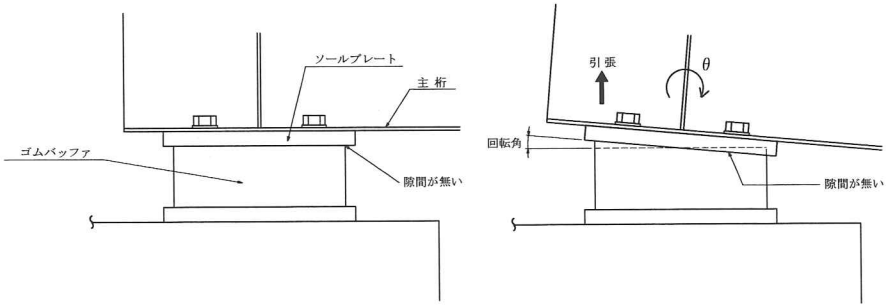
7.7.3 常時の変位によって生じる引張力に対する安定性確認試験

(1) 温度変化など常時の水平変位によって生じる引張力に対する安定性確認試験
　常時の繰返し変位に対して，引張が生じる構造のゴムバッファの耐久性の確認を行うものである。なお，本試験は 7.7.2 に規定する試験方法により確認してよい。

(2) 常時の活荷重による，桁のたわみによって生じる回転変位に対する安定性確認試験
　ゴムバッファに桁の回転による局部的な引張が生じる場合には，適切な方法により耐久性の確認を行うものとする。

(1) ゴムバッファは鉛直荷重を支持しない構造が基本である。ゴムバッファの取付け方法が，図-解 4.1.2 に示す「横置き」の場合は，ゴムバッファの上下いずれかに隙間を設け（図-解 6.5.1 参照）引張力が生じない構造とすることが望ましい。しかし，このような取付け構造の場合には，温度変化に伴う水平変位によるせん断力によって局所的な引張応力が生じる場合があるので，局所的な引張応力に対して十分な耐久性を確保する必要がある。そのため，無負荷またはそれに相当する鉛直荷重の作用下で，ゴムバッファに常時の許容せん断ひずみ 70%に相当する水平変位による 5000 回の正負連続繰返し載荷を与え，その特性の変化を確認する。しかし，この試験は 7.7.2 と同じ方法となるため，7.7.2 のせん断疲労試験により確認してもよい。なお，図-解 4.1.2 に示す「縦置き」の場合には本試験は考慮しなくてよい。

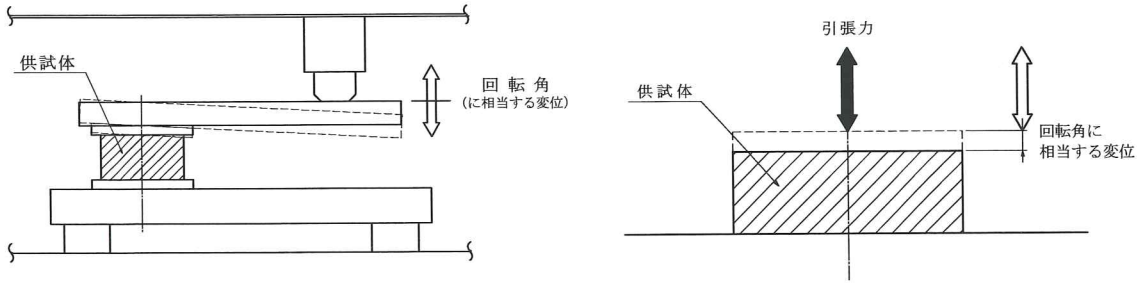
(2) ゴムバッファは，所定の摩擦力を得るためにすべり系支承に作用する鉛直荷重に変動が生じないようにソールプレートとゴムバッファとの間に隙間を設けるなどの構造を用いることが望ましい。しかしながら，すべり系支承の摩擦力による減衰を期待しない場合には，構造を簡素化させるためにソールプレートとゴムバッファの間の隙間を設けないような構造を採用する場合が考えられる（図-解 7.7.1 参照）。この場合，常時において桁の回転に伴い，ゴムバッファに桁の回転による局部的な引張応力度が生じることが考えられ，それに対して耐久性の確認を行う必要がある。また，このような場合は，すべり系支承の反力の算出において，ゴムバッファの鉛直剛性を考慮した解析も必要となる場合もある。



a) 通常時　　b) 回転時

図-解 7.7.1　ゴムバッファに局部的な引張力が生じる例

安定性確認試験としては，図-解 7.7.2 のような方法が考えられる。a)は桁の回転角を直接与え，ゴムバッファの端部に圧縮と引張が生じるような試験方法であり，一般に実験装置が複雑となる。b)はゴムバッファの端部に生じる回転変位と同等となる総ひずみに相当する変位をゴムバッファ全体に与える方法であり，ゴムバッファの局部的なひずみ量を全体のひずみ量と等価に置き換える手法が確立されてはいないが，a)よりも載荷条件が厳しい性能試験となる方法であり，実験装置も一般に簡易となる。回転角は，桁の実際の回転角を用いることが原則であるが，一般的には最も厳しい鋼桁の端支点における活荷重たわみによる回転角を用いてもよい。



a) 回転角を直接与える方法　　b) 回転角と同等のひずみをゴム全体に与える方法

図-解 7.7.2　回転による引張疲労試験の例

鉛直荷重が無負荷，あるいは，引張を受ける積層ゴム支承のせん断剛性に関する性能に関する研究実積もある[8),9),10),11)]。文献 8)によれば，せん断ひずみ 150%以下では，圧縮応力度(6N/mm^2)の場合と無載荷または引張応力度(2N/mm^2)の場合の局部ひずみ(ひずみ場)に影響が見られないため，常時の水平変位に関しては引張の影響は考慮しなくともよいとされている。また，同じ鉛直荷重条件下での繰返しせん断試験後のせん断特性は，圧縮を受けた場合よりも，引張を受けた方が剛性の変化が小さい結果となっている。このような実験結果によれば，実験範囲程度の引張応力度の下では，引張を受けた場合のせん断性能が圧縮を受けたものと大差ないものと考えられる。

7.7.4 材料の経年劣化等に対する性能安定性確認試験

ゴムバッファが長期間設置される周辺環境を考慮し，それと同等以上の条件を実際に経験したゴムバッファ（積層ゴム本体）に対して，7.5.2 に規定する試験法に基づき，ゴムバッファの特性値を計測し，材料の経年変化等に対する特性の変化率を確認する。または，それを模擬したゴム材料試験片による熱劣化試験により，その変化率を確認する。

ゴムバッファの耐候性に関する検証に際しては，実際に長期間の供用を経験した積層ゴム本体に対して行うことが望ましいが，一般にゴムの耐候性の確認は，ゴム材料試験片を用いた各種の促進試験を用いた検証により行っている。これは，ゴム工業製品の材料試験として古くから国内外で行われている方法である。適切な管理のもとに製造された試験片の性能を間接的に確認することにより，ゴムの耐久性，耐候性を経験的に検証する試験方法といえる。

道路橋支承便覧に示されるゴム材料を用いる場合には，同便覧の表-4.2.11に示されるゴム支承本体の耐久性，耐候性を確認するための老化・耐久性の試験方法と規格値を満足する必要がある。

なお，ISO22762-1[7] 5.4，6.6.2及びISO22762-2[6] 6.5.8にゴム材料及び積層ゴムの熱劣化試験方法が示されており，試験方法及び判定はそれによってもよい。また，ISO22762-1 6.6.2及びAnnex Aには，橋の供用期間を100年とした場合の，性能変化をアレニウス式により算出する方法が示されている。

参考文献

1) JIS K 7125 プラスチック－フィルム及びシート－摩擦係数試験方法
2) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書［構造性能照査編］，2002
3) (財)土木研究センター：建設省道路橋の免震設計法マニュアル（案），1992
4) (財)高速道路技術センター：第二東名高速道路ゴム支承の特性に関する技術検討報告書（日本道路公団静岡建設局委託），1992
5) 日本道路公団：ゴム支承の特性に関する試験方法（JHS418:2004），日本道路公団試験方法，2004
6) ISO 22762-2 Elastomeric isolators-Part2:Applications for bridges-Specification, 2005
7) ISO 22762-1 Elastomeric isolators-Part1:Test methods, 2005
8) 庄司学，齋藤啓，亀田敏弘:引張軸応力下における積層ゴム支承のせん断変位性能に関する実験的検討，土木学会構造工学論文集，Vol.49A，pp623-631，2003
9) 元木幸男，宮島崇，木地谷充良，北島勉:反力分散ゴム支承を使用した既設長大橋の耐震補強設計，第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp193-198，2003
10) 庄司，今井:積層ゴム支承に関する研究，コンクリート構造物の応答制御技術の研究会報告書・論集，日本コンクリート工学協会，ppⅢ-112-124，2002
11) 工業標準化調査研究　平成13年度試験報告書，日本ゴム工業会　免震ゴム・ゴム支承分科会，2002

8章　耐震補強への応用

8.1 一般

(1) すべり系支承を有する免震構造を既設橋梁の耐震補強に適用する場合には，当該橋梁の構造条件，施工条件，経済性を考慮してその構造を適切に選択しなければならない。

(2) すべり系支承を有する免震構造を既設橋梁の耐震補強に適用するためには，2 章に示す基本方針を満足するものでなければならない。

(3) 多径間の単純桁からなる橋梁の耐震補強に適用する際には，必要に応じて上部構造の連続・連結化を併用するのがよい。

(1) 耐震補強を行う際にすべり系支承を用いた地震力遮断機構が有利となるのは，上部構造と下部構造の橋座面の間に積層ゴム系の免震支承を設置するスペースを確保できない場合，既設橋梁の支承が鋼製支承で，下部構造の橋座面の改良が軽微で済む場合等が考えられる。また，橋脚補強と併せて施工することにより，主桁下のスペースを有効に使える場合も考えられる。しかし，既設橋梁の支承が積層ゴム支承の場合やゴムバッファなど水平力支持機能部が大きくなる場合等，施工性や経済性で有利とならない場合もあるため，適用にあたっては十分に検討し総合的に判断しなければならない。なお，耐震補強に用いる地震力遮断デバイスの構造は，常時において橋に悪影響を及ぼさないものとしなければならない。

(2) 既設橋梁に対する耐震補強の基本的な考え方は，新設橋に対するものと同様であることを規定したものである。

(3) 地震力遮断デバイスは，鉛直力支持機能と水平力支持機能の構造を分離させているため，多径間の単純桁からなる橋梁の耐震補強に適用する場合は上部構造の連続・連結化を併用することにより施工性や経済性で有利となる場合が多いと考えられる。また，不静定次数の増加による耐震性能の向上も図れることから，一般に上部構造の連続・連結化は望ましいと考えられる。ただし，すべり系支承の鉛直ばねが大きい場合，活荷重によりすべり系支承に大きな正負反力が発生するとともに，連結部付近には大きなせん断力が発生することも考えられるため，注意が必要である。

また，上部構造を連結化する際は，連結後の支点位置や支承形状を考慮した連結方法を採用するとともに，すべり移動量を考慮した範囲を補強するのがよい。図-解 8.1.1 及び図-解 8.1.2 に上部構造の連続・連結化を併用した耐震補強例を示す。

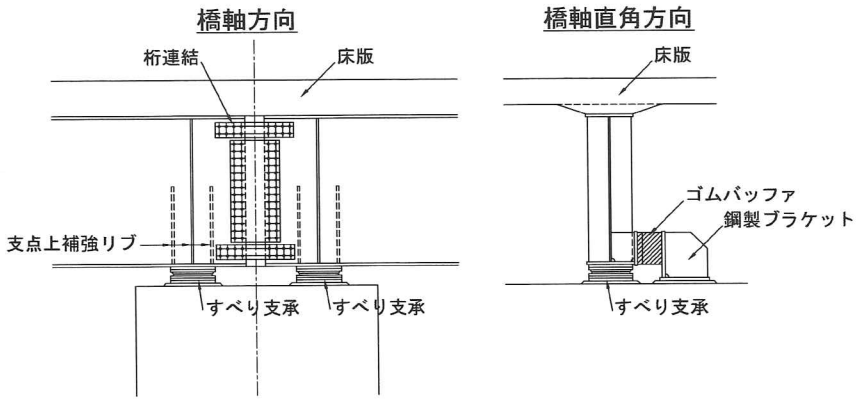


図-解 8.1.1　耐震補強例 1（ゴムバッファ縦置きタイプ）

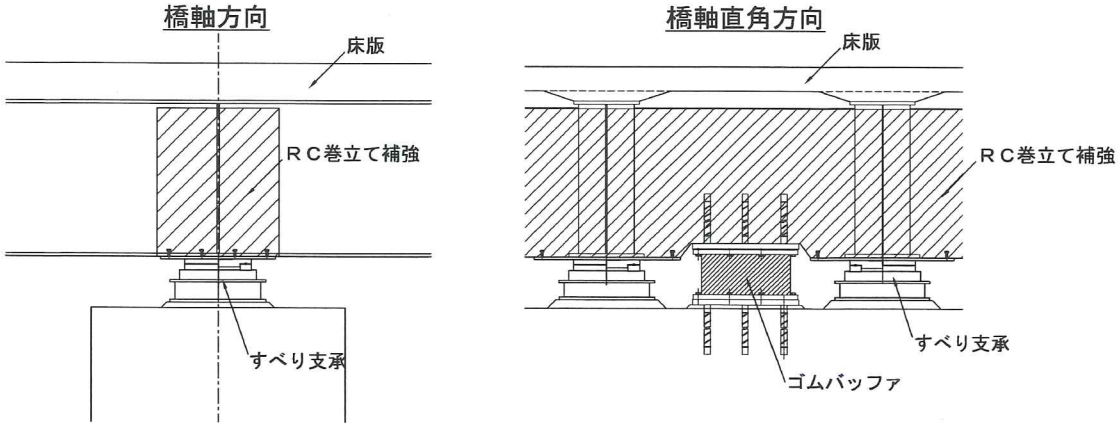


図-解 8.1.2　耐震補強例２（ゴムバッファ横置きタイプ）

8.2 耐震補強機構

すべり系支承を有する免震構造を適用する耐震補強工法は，上部構造，下部構造，落橋防止システム及び基礎構造を含めた橋全体としての耐震性能の向上を図るものでなければならない。

既設橋梁の耐震補強において，地震力遮断デバイスを適用する利点があるケースとしては，河川内での橋脚補強など，橋脚の部材補強が制約上困難な場合等が考えられる。したがって，地震力遮断デバイスを用いて耐震補強を行う場合は，すべり摩擦によるエネルギー吸収により出来るだけ下部構造の補強を軽微なものとして橋全体としての耐震性能を向上させることが望ましい。

また，既設橋梁においては，すべり系支承による地震力遮断機構が十分に発揮するための上部構造端部の遊間が十分でないことが予想される。このような場合には，必要に応じて適切なモデル化を行い，上部構造間，上部構造と橋台の衝突の影響について考慮しなければならない。

なお，耐震補強にあたっては既設橋梁の補強後の耐震性能を明確にし，落橋防止システム及び基礎構造を含めて，橋全体の耐震性を向上させることが重要である。

8.3 性能検証の原則

すべり系支承を用いた免震構造により耐震補強した既設橋梁の性能検証は，原則として５章の規定に従うものとする。

既設橋梁に対する耐震補強に対する性能検証は基本的に新設橋梁と同様とした。主たるエネルギー吸収を地震力遮断デバイスで行うことを原則とする。

なお，現況橋梁の架橋条件及び緊急輸送路としての指定などの道路条件等を考慮し，補強後の耐震性能を個別に定めた上で，すべり系支承を有する免震橋の耐震補強設計に反映させることが必要とされる。

参　考　資　料

参考資料-1　すべり系支承の構造例及び支承部の配置例

1.1 すべり系支承の構造例

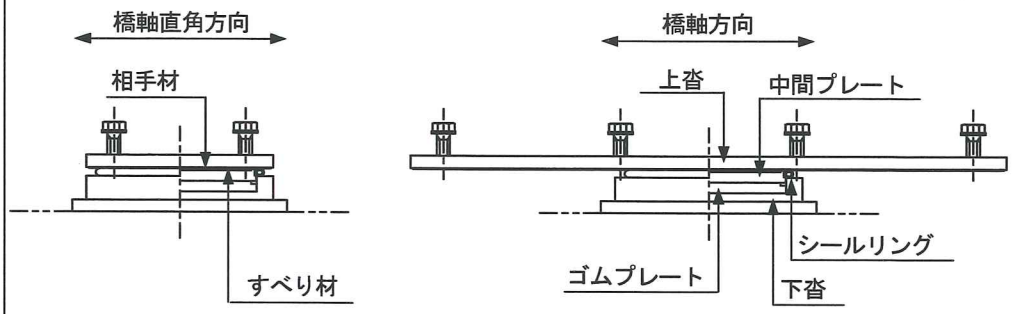
ここでは，実際のすべり系支承の構造の具体例について，以下にその概要をまとめる。表-参 1.1 は，本参考資料の作成にあたり調査を行ったすべり系支承の構造例の一覧を示したものである。

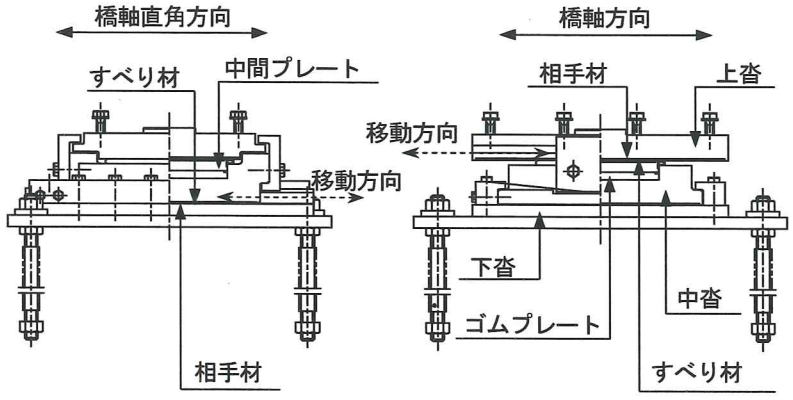
表-参 1.1　すべり系支承の構造例の一覧

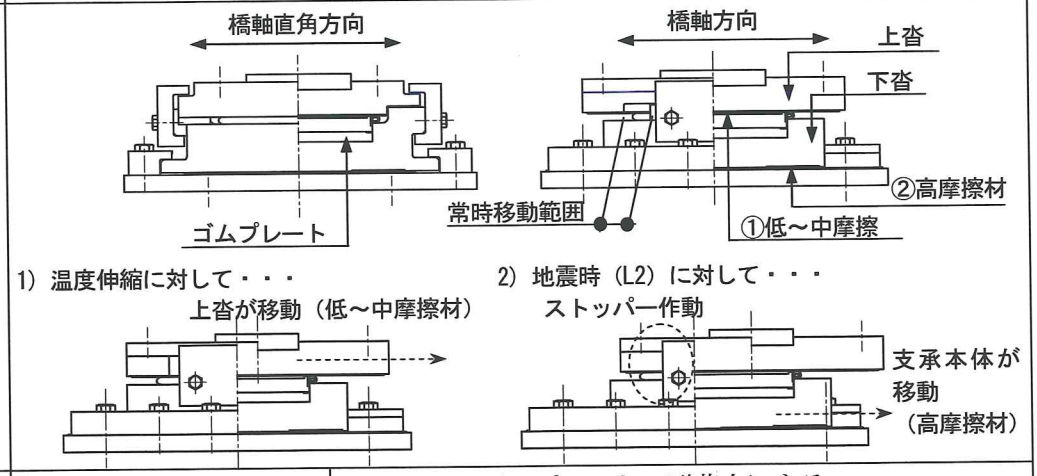
分類	No.	名称	鉛直荷重支持機構	回転変位吸収機構	備考
鉛直荷重を高い圧縮剛性をもつ部材により支持する構造	①	密閉ゴム支承板支承	密閉されたゴムプレートの耐荷力	密閉されたゴムプレートの圧縮変形	従来の可動支承
	②	２方向移動型密閉ゴム支承板支承			水平全方向移動対応＋上揚力止め
	③	２重すべり支承			２種類の摩擦特性を活用
	④	常時負反力対応型密閉ゴム支承板支承			負反力対応
	⑤	HPB（High Performance Bearing）	すべり材の耐荷力	曲面のすべり機構	すべり材と回転吸収機構の一体型
鉛直荷重を比較的柔らかいバネ（ゴム支承）で支持する構造	⑥	荷重支持板	ゴム支承の耐荷力	ゴム支承の弾性変形（回転変形時の引張側の変位は圧縮たわみ量で吸収）	高面圧型ゴム支承
	⑦	両面すべり型ゴム支承			２面すべりにより高い摩擦力を発揮
	⑧	弾性すべり支承			従来のゴム支承にすべり機構を付加

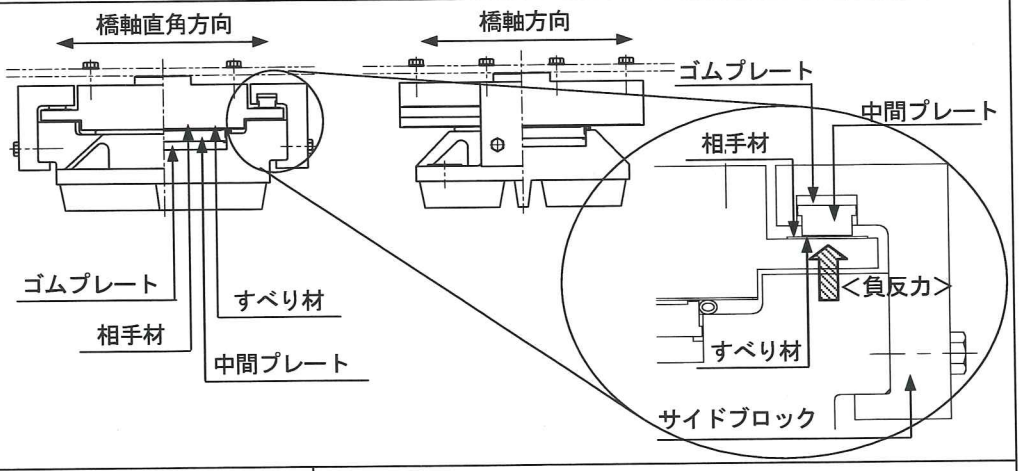
支承部に要求される性能を満足する支承構造としては，一般に，個々の橋梁条件（上下部構造形式，支点反力条件，移動方向，耐震設計上必要な摩擦特性）等により多種多様となる。表-参 1.1 に示した事例はそのうちの一部であり，これらの他にも多くの構造形式が考えられ，支承として実用化されているものもある。

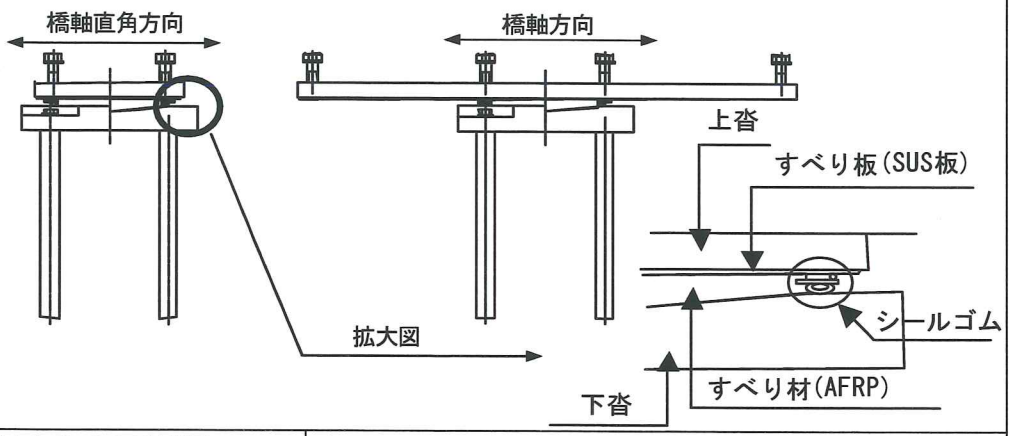
このため，すべり系支承を用いた免震橋の設計にあたっては，支承部に必要とされる要求性能を明確にした上で，適切な構造を選択する必要がある。なお，支承構造の選定にあたっては，7 章に規定する性能検証方法等により，その性能が確認されているものを用いる必要がある。

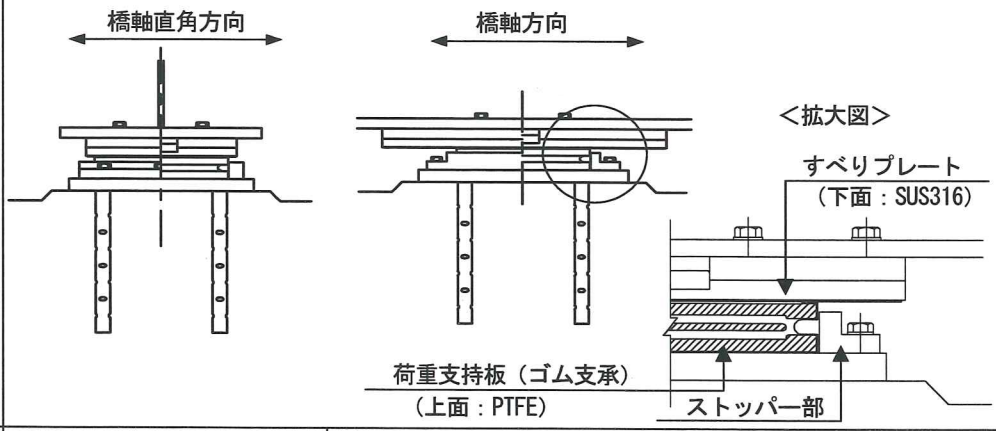
名称	①密閉ゴム支承板支承	
特徴	・従来より可動支承として多くの実績を有する構造 ・ゴムプレートを密閉して使用することで，25N/mm²の高面圧耐荷力を確保 ・すべり面への異物の混入等を防ぐために，シールリングを設置 ・箱桁などでは上沓の形状を橋軸直角方向に大きく広げることにより，全移動方向への追随も可能（上揚力止めの機構（サイドブロック）を設置しない場合）	
構造図		
基本的な要求性能に対応する機構	鉛直荷重支持機構	密閉されたゴムプレートの耐荷力による
	水平変位追随機構	中間プレートに勘合させたすべり材と上沓下面の相手材との摺動による
	回転変位への追随機構	ゴムプレートが密閉状態で変形することにより追随

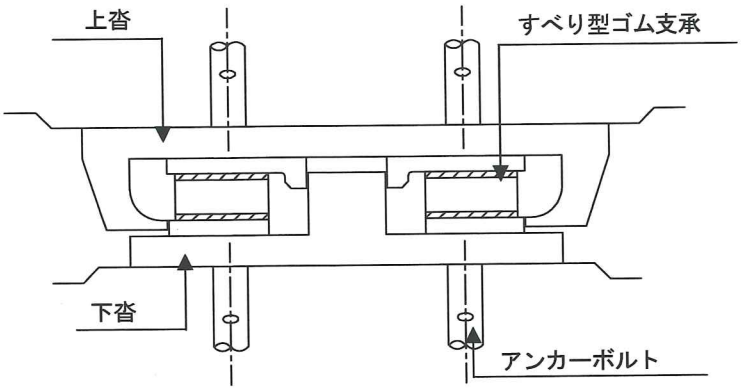
名称	②２方向移動型密閉ゴム支承板支承	
特徴	・密閉ゴム支承板支承の改造型（基本構成は密閉ゴム支承板支承と同様） ・上沓直下と中沓直下の２箇所にすべり機構を有しており，これらが互いに直交しているため，複合的な動きとして２方向（水平全方向）に移動可能な構造であり，かつ，特殊なサイドブロック形状の採用により，水平変位追随と上揚力支持が同時に対応可能な構造（上部構造の橋軸直角方向幅（フランジ幅等）が狭い場合にも全方向すべり機構が採用可能）	
構造図		
基本的な要求性能に対応する機構	鉛直荷重支持機構	密閉されたゴムプレートの耐荷力による
	水平変位追随機構	中間プレートのすべり材と上沓下面の相手材との摺動，中沓下面のすべり材と下沓上面の相手材との摺動による
	回転変位への追随機構	ゴムプレートが密閉状態で変形することにより追随

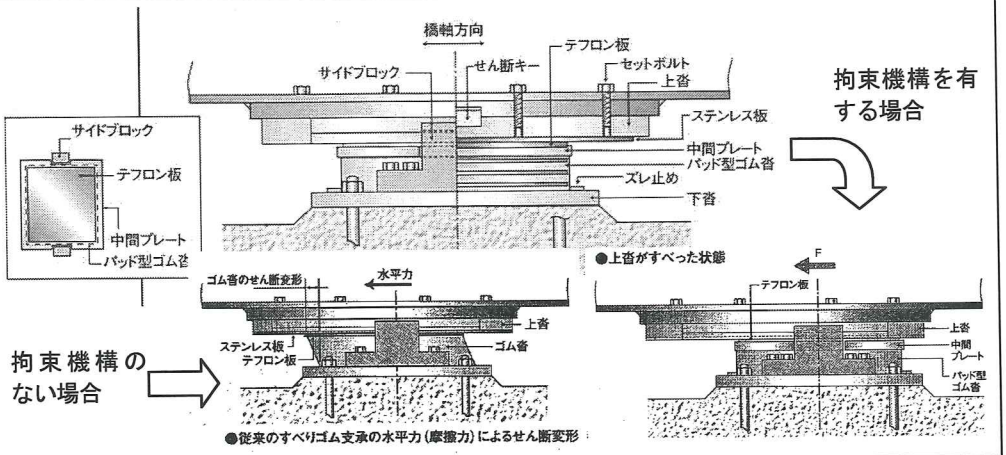
<table>
<tr><td>名称</td><td colspan="2">③２重すべり支承</td></tr>
<tr><td>特徴</td><td colspan="2">・高摩擦材を橋梁用支承に適用するために考案された支承の一例
・１つのすべり支承内に２種類のすべり材を有しており，桁の温度伸縮に対しては，過度な拘束力が発生しないように上沓直下の低～中摩擦材（①）で追随し，大規模地震時の変位に対しては，ストッパーが作動することで下沓に慣性力が伝達され，下沓直下の高摩擦材（②）により移動が生じる機構（常時における可動支承としての機能を確保しつつ，地震時には高摩擦特性を発揮させる支承）</td></tr>
<tr><td>構造図</td><td colspan="2"> 
</td></tr>
<tr><td rowspan="3">基本的な要求性能に対応する機構</td><td>鉛直荷重支持機構</td><td>密閉されたゴムプレートの耐荷力による</td></tr>
<tr><td>水平変位追随機構</td><td>上沓直下の低～中摩擦材①と下沓直下の高摩擦材②の摺動による</td></tr>
<tr><td>回転変位への追随機構</td><td>ゴムプレートが密閉状態で変形することにより追随</td></tr>
</table>

<table>
<tr><td>名称</td><td colspan="2">④常時負反力対応型密閉ゴム支承板支承</td></tr>
<tr><td>特徴</td><td colspan="2">・常時負反力（死荷重状態等で支承部に負の反力が生じる場合）に対応可能な支承
・負反力に抵抗可能なサイドブロックの内部に，鉛直荷重支持機能と同様なベアリング機構（ゴムプレート，中間プレート，すべり材，相手材の組み合わせ）を内蔵し，常に負反力を受けた状態にあっても，下向きの鉛直荷重作用下と同じ機構により橋桁の温度伸縮や活荷重たわみによる回転変位に追随が可能</td></tr>
<tr><td>構造図</td><td colspan="2"> 
</td></tr>
<tr><td rowspan="3">基本的な要求性能に対応する機構</td><td>鉛直荷重支持機構</td><td>密閉されたゴムプレートの耐荷力による</td></tr>
<tr><td>水平変位追随機構</td><td>中間プレートに勘合させたすべり材と相手材との摺動による</td></tr>
<tr><td>回転変位への追随機構</td><td>ゴムプレートが密閉状態で変形することにより追随</td></tr>
</table>

名称	⑤ＨＰＢ(High Performance Bearing)	
特徴	・すべり材自体に上面は平面加工，下面には曲面加工を施すことによって，変位追随機構と回転変位追随機構を一体化させたシンプルな構造 ・回転変位への追随はすべり材（AFRP）下面の曲面部分におけるすべりによる ・シールゴムを設置することにより，摺動面への異物の混入等を防止 ・耐荷性能の高いすべり材を用いることにより，高面圧支持性能を有する	
構造図		
基本的な要求性能に対応する機構	鉛直荷重支持機構	すべり材の耐荷力による
	水平変位追随機構	すべり材と上沓下面の相手材との摺動による
	回転変位への追随機構	すべり材下面の曲面部分のすべりにより追随

名称	⑥荷重支持板	
特徴	・高面圧型のゴム支承で鉛直荷重を支持する構造 ・ゴム支承であることから，鉛直バネを有する構造に対応可能 ・ゴム支承のせん断変形を拘束する強制スライド機構を有する ・すべりプレートの形状により全移動方向へ対応可能 ・ストッパー部を外すことで支承交換が可能	
構造図		
基本的な要求性能に対応する機構	鉛直荷重支持機構	高面圧ゴム支承の耐荷力による
	水平変位追随機構	プレート下面とゴム支承上面のすべり材の摺動による
	回転変位への追随機構	高面圧ゴム支承の変形性能による

名称	⑦両面すべり型ゴム支承	
特徴	・上下２面にすべり機構を有しているため，高い摩擦力を得られる構造 ・ゴム支承であることから，鉛直バネを有する構造に対応可能 ・すべりプレートの形状により全移動方向へ対応可能	
構造図		
基本的な要求性能に対応する機構	鉛直荷重支持機構	積層ゴム支承の耐荷力による
	水平変位追随機構	上沓と下沓の間にあるゴム支承のすべり材の摺動による
	回転変位への追随機構	積層ゴム支承の変形性能による

名称	⑧弾性すべり支承	
特徴	・桁連続化や連結桁等の支承部の鉛直剛性を調整する必要がある支点に適用可能なすべり支承（適切な鉛直剛性をもたせることにより負反力の発生を抑制可能） ・積層ゴム上部にすべり板を配置しているが，すべり挙動が生じるまでの摩擦力（静摩擦力）によって，積層ゴムがせん断変形をしないように，切り欠き付きの中間プレートとサイドブロックによって，ゴムのせん断変形の発生を抑制	
構造図		
基本的な要求性能に対応する機構	鉛直荷重支持機構	積層ゴム支承の耐荷力による
	水平変位追随機構	ゴム支承上部の中間プレートに勘合させたすべり材と相手材との摺動による
	回転変位への追随機構	積層ゴム支承の変形性能による

1.2 地震力遮断デバイスの配置例

ここでは，すべり系支承及びゴムバッファの配置例（支点部の構成例）を示す。図-参 1.1～図-参 1.3 は，一例を示したものであり，ゴムバッファの設置方法により，横置きタイプと縦置きタイプがある。これらはあくまで一例であり，実際には上部構造形式や支点部周辺の構造特性などにより，種々の設置方法が考えられる。

支承部の設置方法によっては，各デバイスに伝達される荷重条件が変化するため，それらに応じた取り付け部の設計検討を行うなど，個々の構造詳細については採用を検討する橋梁条件を十分に考慮した上で決定する必要がある。

なお，デバイスの配置の検討にあたって留意すべき点としては，一般に以下のような項目が挙げられる。

①すべり系支承

すべり系支承の場合，一般に従来のゴム系の免震支承に比べて支承高さが大幅に低くできるが，維持管理上の観点からは，支承前面における桁下空間にはある程度の作業高さを確保することが望ましい。したがって，特に新設橋梁の場合には，道路橋支承便覧等を参考に，必要に応じて台座を設けるなどして，桁下空間の確保に留意するのがよい。

②ゴムバッファ

検査路やケーブルラックなどの添加物との干渉に留意するとともに，地震時変位が生じた場合においても，すべり系支承及びゴムバッファの挙動が両者の衝突等により妨げられるなどの不測の事態が起きないように構造的な配慮を行う必要がある。

③ジャッキアップ支点

地震力遮断デバイスでは支点部付近が煩雑となりやすいため，支承部の配置計画の際には，架設時や将来的な維持管理のためのジャッキアップ支点についても十分に考慮することが望ましい。

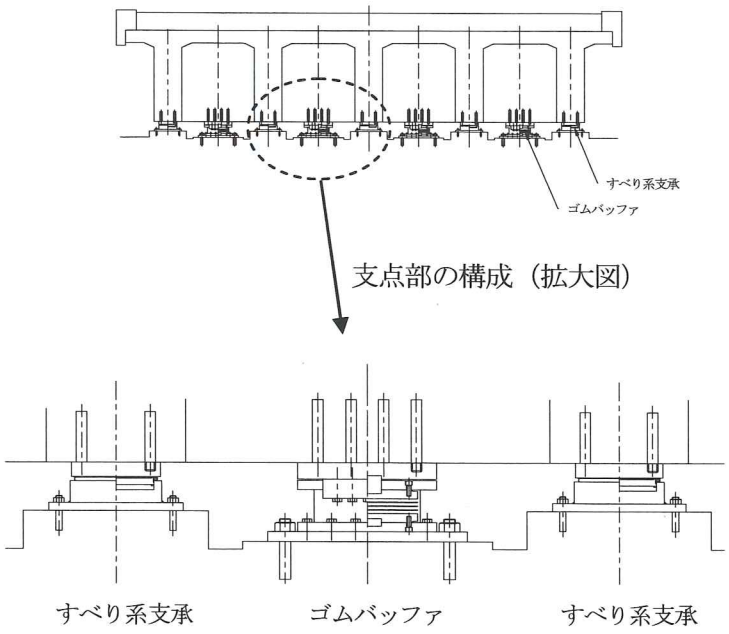


図-参 1.1　横置きタイプの配置例

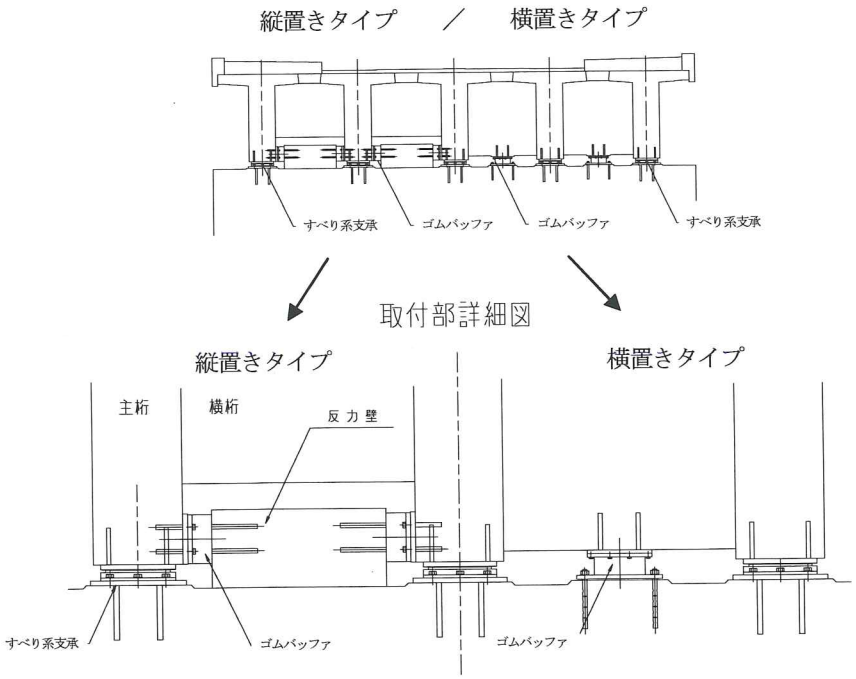


図-参 1.2　横置きタイプ，縦置きタイプ（その 1）の配置例の比較

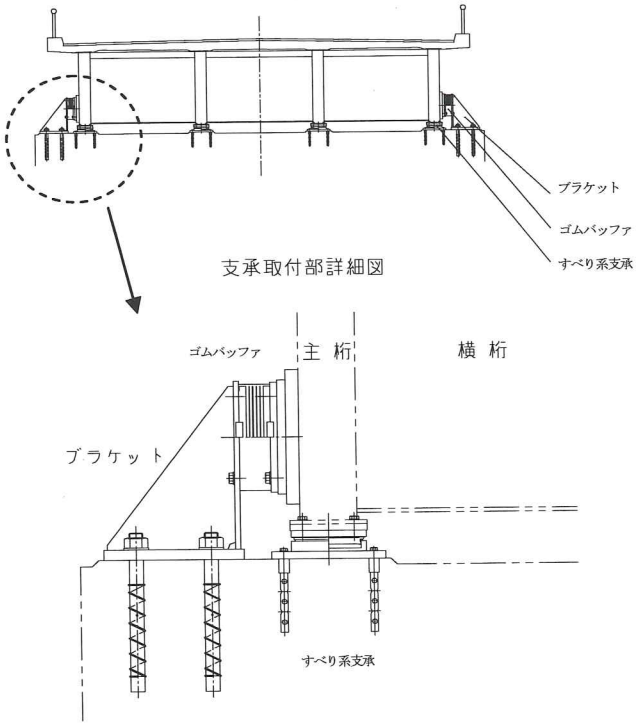


図-参 1.3　縦置きタイプの配置例（その 2）

参考資料-2　すべり摩擦特性の計測例

地震時における構造物の挙動を把握するためには，各種依存性を含むすべり系支承の摩擦特性を適切に把握することが基本条件となる。

本参考資料では，本マニュアル(案)7章に規定する性能検証方法に基づき，表-参2.1に示す材料について各すべり系支承の基本特性を求めた例を示す。すべり系支承の特性を検討する上で基本となる「すべり系支承の摩擦係数を確認するための基本特性試験」の結果をまとめて示す。なお，以下に示すタイプcについては試験機の性能の関係で加振振動数が異なっている点に注意していただきたい。

すべり系支承の摩擦係数は組み合わせる材料に依存する。そのため，本参考資料では，便宜的に材料の摩擦係数を高摩擦材：焼結金属系すべり材，中摩擦材：充填材入りPTFE，低摩擦材：AFRP，ポリアミド系すべり材と分類している。

表-参2.1　すべり系支承の組み合わせ

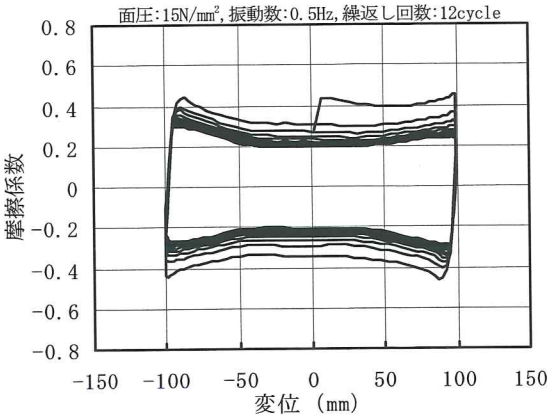
タイプ	すべり材	相手材 (表面仕上げ)	設定面圧 (N/mm^2)	すべり材サイズ (外径×厚さ(mm))	分類
a	焼結金属系 すべり材	SUS (No.2B相当)	15	φ190×4	高摩擦材
b	充填材入り PTFE	SUS (No.3以上)	12	φ340×3	中摩擦材
c	充填材入り PTFE	SUS (No.2相当)	20	φ190×4	
d	充填材入り PTFE	SUS (No.2B相当)	20	φ190×4	
e	充填材入り PTFE	SUS (鏡面仕上げ)	20	φ190×4	
f	AFRP 繊維強化熱硬化樹脂	SUS (フッ素樹脂コート)	20	φ190×5	低摩擦材
g	ポリアミド系すべり材	SUS (フッ素樹脂コート)	20	φ190×5	

図-参2.1に各すべり系支承の基本特性試験結果を示す。ここで示す履歴特性は水平力を加振中の各水平変位における鉛直力で除した摩擦係数である。加振一波目の摩擦係数が大きく現れるのは，試験機の慣性力と材料の静摩擦係数の影響が重なったものである。したがって，材料固有の静摩擦係数を確認するには，本マニュアル(案)7.3 に示した「橋桁の緩速変形に対する摩擦特性を確認するための基本特性試験」を別途実施する必要がある。

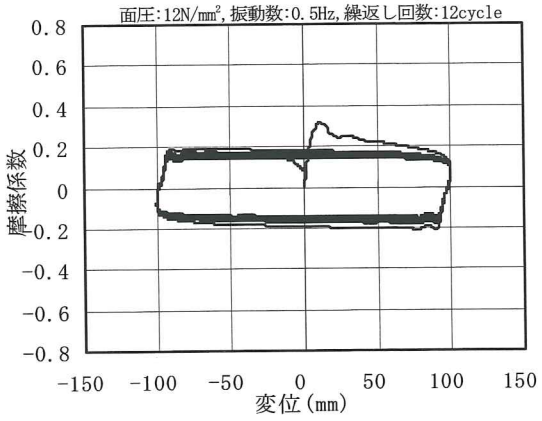
高摩擦材であるタイプaは切片における摩擦係数としては0.23が得られている。タイプaの履歴特性が鼓型をしているのは，正弦波加振においてY軸切片の速度が最大であり，タイプaは速度が上昇すると摩擦係数が低下する速度依存性を有しているためである。

中摩擦材であるタイプb～タイプeは切片における摩擦係数がデバイスにより0.1～0.15程度であり，履歴特性は矩形を示す。PTFE系材料は一般に速度が遅くなると摩擦係数が低くなる傾向にあるが，その依存性は小さいため，正弦波加振による速度変化では履歴特性に速度依存性の影響は現れていない。

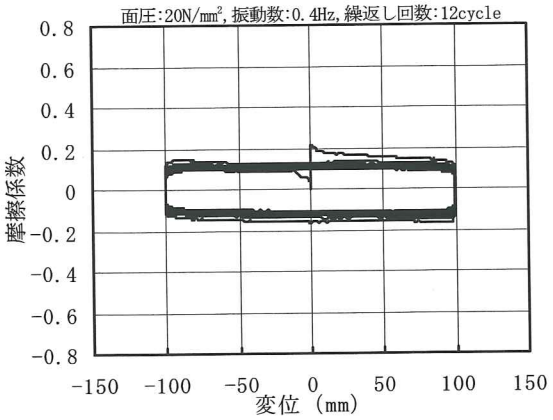
低摩擦材であるタイプf及びタイプgの履歴特性は他の材料と比べ小さい履歴面積を示し，切片におる摩擦係数としてはAFRP：0.02，ポリアミド：0.04が得られている。また，履歴曲線は鼓型を示し，高速になると摩擦係数が低下する速度依存性を有していることが分かる。



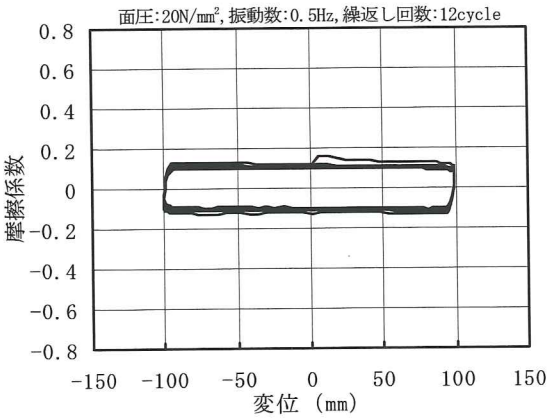
a) タイプ a, μ=0.23



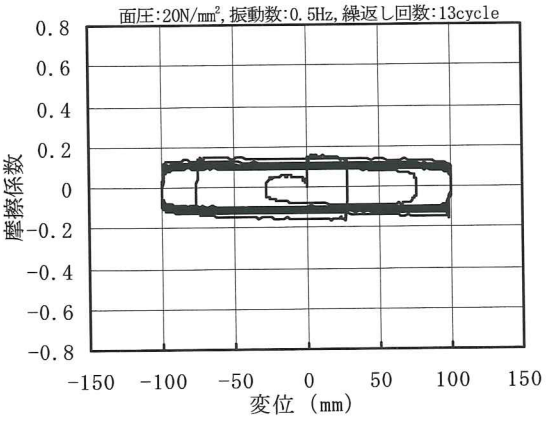
b) タイプ b, μ=0.15



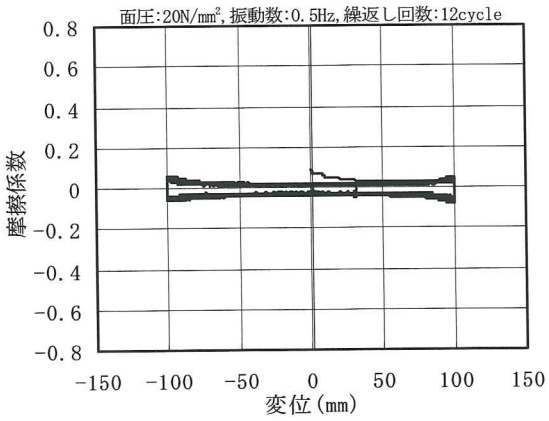
c) タイプ c, μ=0.12



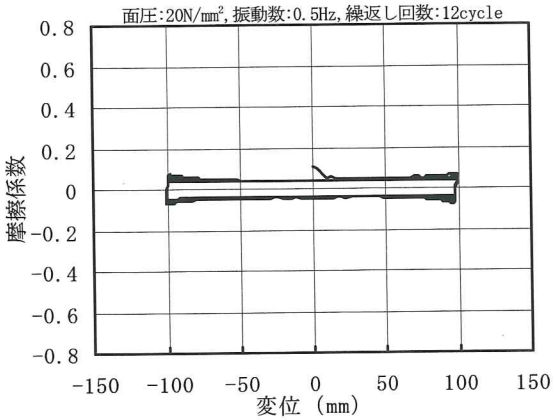
d) タイプ d, μ=0.10



e) タイプ e, μ=0.10



f) タイプ f, μ=0.02



g) タイプ g, μ=0.04

図-参 2.1　各すべり系支承の基本特性試験結果

参考資料-3　すべり系支承の各種依存性

3.1 はじめに

すべり系支承においては，地震時の上部構造の振動応答に応じて，摺動速度や鉛直反力が時々刻々変化する。このため，地震力遮断デバイスを用いた免震設計を行なう際は，地震応答時にすべり系支承に生じる速度や鉛直反力の変化に対する依存性をその影響度に応じて反映させることが必要とされる。本参考資料では，地震応答に対する影響の大きいと考えられる面圧依存性や速度依存性をはじめとする，本マニュアル(案)7 章に規定する地震力遮断デバイスの性能検証方法に基づいた各種依存性の検証例，及び，本マニュアル(案)の 4.2.2 に示すすべり系支承の摩擦係数の依存性評価式のパラメータの設定例を示す。

本参考資料において示すすべり系支承の材料の組み合わせは表-参 3.1 に示す通りである。なお，ここでタイプ d，g は温度依存性についての検討は実施していない。また，タイプ c は温度依存性の検討のみを行っている。なお，ここに示す温度依存性試験は独立行政法人土木研究所で統一した試験条件のもとで検証した結果である。温度依存性試験の加振振動数は試験機の性能から，加振振動数：0.4Hz（25.1cm/sec）で実施したものである。

表-参 3.1　すべり系支承の材料の組み合わせ

タイプ	すべり材	相手材 (表面仕上げ)	設定面圧 (N/mm^2)	すべり材サイズ (外径×厚さ(mm))	分類
a	焼結金属系 すべり材	SUS (No. 2B相当)	15	φ190×4	高摩擦材
b	充填材入り PTFE	SUS (No. 3以上)	12	φ340×3	中摩擦材
c	充填材入り PTFE	SUS (No. 2相当)	20	φ190×4	
d	充填材入り PTFE	SUS (No. 2B相当)	20	φ190×4	
e	充填材入り PTFE	SUS (鏡面仕上げ)	20	φ190×4	
f	AFRP 繊維強化熱硬化樹脂	SUS (フッ素樹脂コート)	20	φ190×5	低摩擦材
g	ポリアミド系すべり材	SUS (フッ素樹脂コート)	20	φ190×5	

3.2 作用面圧の変化に対する依存性の確認

各すべり系支承における面圧依存性を図-参 3.1 に示す。面圧依存性としては，すべてのすべり材料において面圧が高くなるに従い摩擦係数が低下する傾向を示す。

焼結金属系すべり材を用いたタイプａの面圧依存性は，他に比べて大きい。PTFE 系支承であるタイプｂ，タイプｄ及びタイプｅの面圧依存性はほぼ同じ傾向を示す。また，低摩擦材のタイプｆ及びタイプｇの面圧依存性は他と比べ小さい。

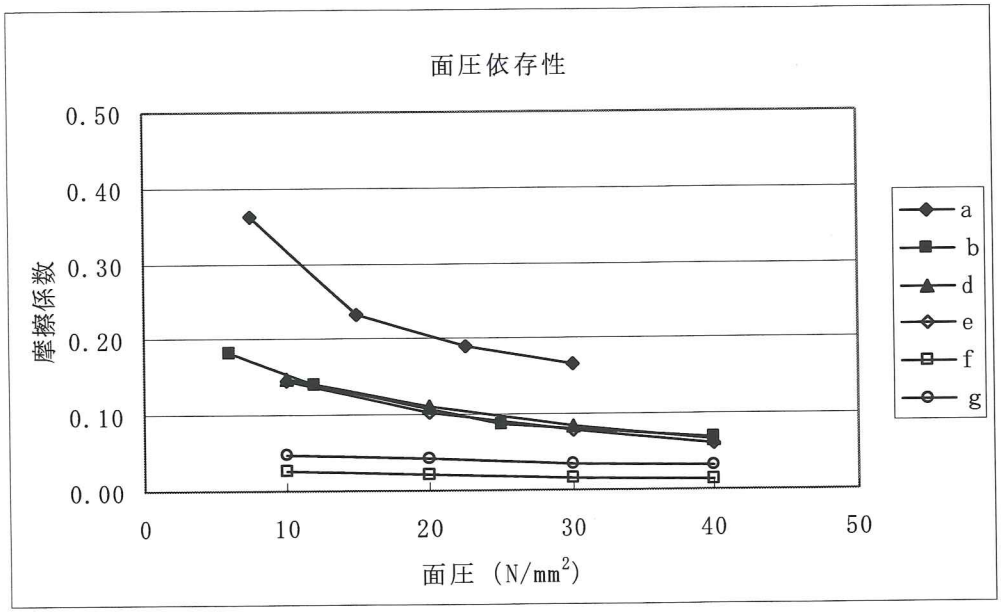


図-参 3.1　すべり系支承の面圧依存性

3.3 変形速度の変化に対する依存性の確認

各すべり系支承における速度依存性を図-参 3.2 に示す。

焼結金属系すべり材を用いたタイプ a の場合,低速で摩擦係数が大きく,速度が速くなるにつれて,摩擦係数が低下する傾向が他に比べて大きい。PTFE 系支承であるタイプ b 及びタイプ d は低速の 5cm/sec の摩擦係数がやや高い傾向を示し,速度が速くなるにつれ摩擦係数がやや低下する傾向を示す。また,AFRP を用いたタイプ f の摩擦係数は 0.5cm/sec で 0.05 を示し,1cm/sec の 0.06 をピークに速度が速くなるにつれ摩擦係数が低下する傾向を示す。

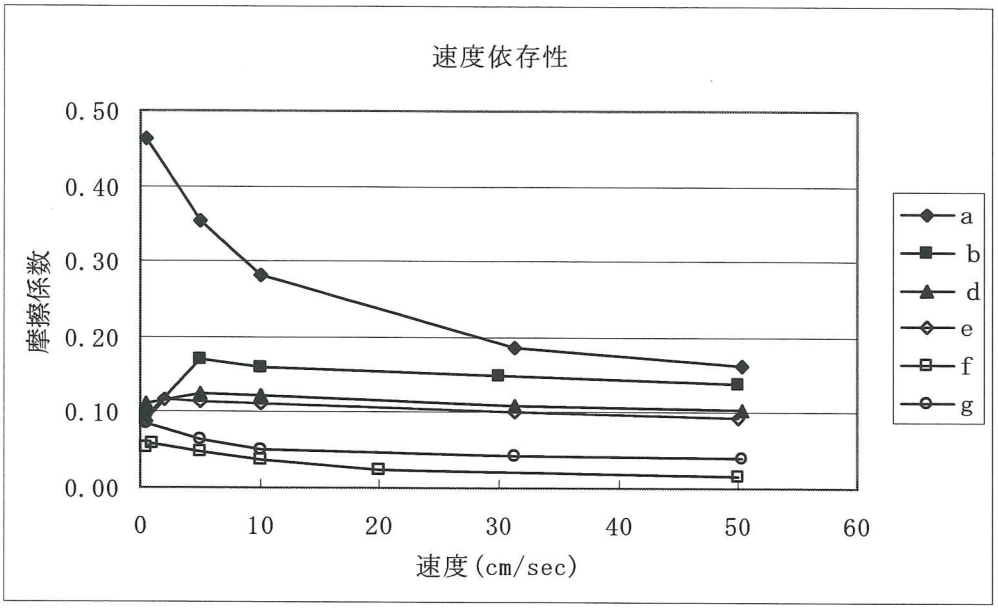


図-参 3.2　すべり系支承の速度依存性

3.4 外気温の変化に対する依存性の確認

各すべり系支承における温度依存性を図-参 3.3 に示す。

焼結金属系すべり材を用いたタイプ a では，＋40℃において若干高めの摩擦係数を示しているが，それ以外では安定している。PTFE 系の温度依存性は温度が高くなるにつれ，摩擦係数が低下するがその程度は小さい。また，AFRP を用いたタイプ f は温度が高くになるにつれ，摩擦係数が低下するがその程度は小さい。

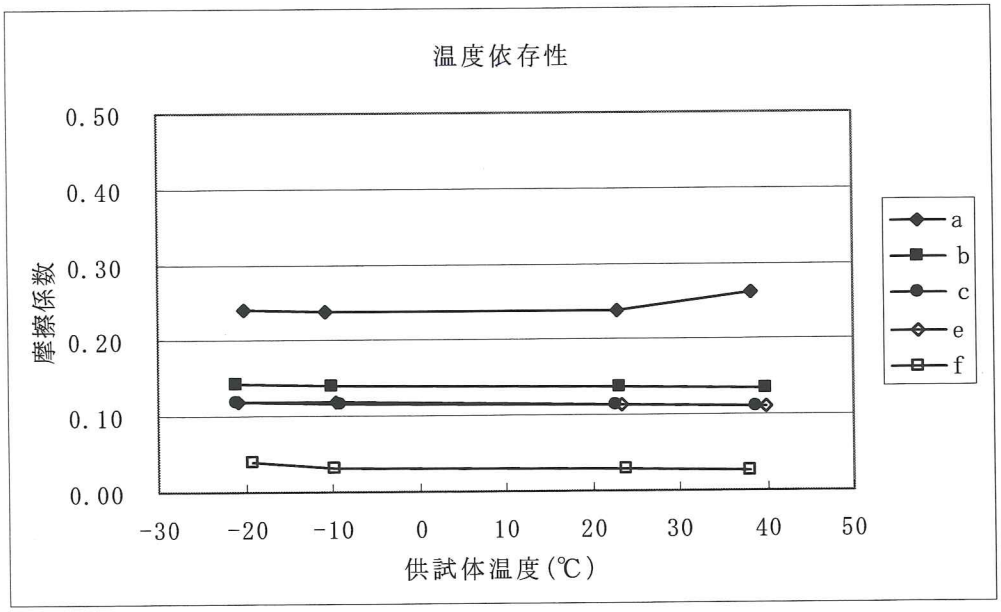


図-参 3.3　すべり系支承の温度依存性

3.5 形状の違いによる依存性の確認

すべり系支承に用いる材料あるいは構造によっては，すべり板形状により摩擦係数が変化することも考えられる。これが大きく変化すると，小型支承を用いた各種基本特性試験で得られた結果と実製品の特性が整合しなくなるため，形状の違いに対する依存性の変化の大きさがどの程度であるかについて検討を行った。表-参 3.1 からタイプ b のすべり系支承の組み合わせについて性能検証試験に基づく(加振速度 30cm/sec)摩擦係数を求める試験を行った。試験の結果を表-参 3.2，図-参 3.4，図-参 3.5 に，すべり系支承の履歴を図-参 3.6 に示す。

すべり板の形状の違いによる摩擦係数の確認試験の結果，中摩擦材を用いたタイプ b では，すべり板(PTFE)の大きさが，直径比で 6 倍，面積比で 35 倍の平面形状の相違に対して，摩擦係数に大きな差は確認されなかった。

表-参 3.2　形状依存性試験

すべり支承の呼称	PTFE 板の直径 mm	試験面圧 N/mm^2	鉛直荷重 kN	加振速度 cm/sec	加振変位 mm	摩擦係数 μ
100	82	12	47	30	±75	0.166
250	165	12	115	30	±100	0.164
1750	380	12	850	31.4	±100	0.152
3000	485	12	1500	30	±80	0.152

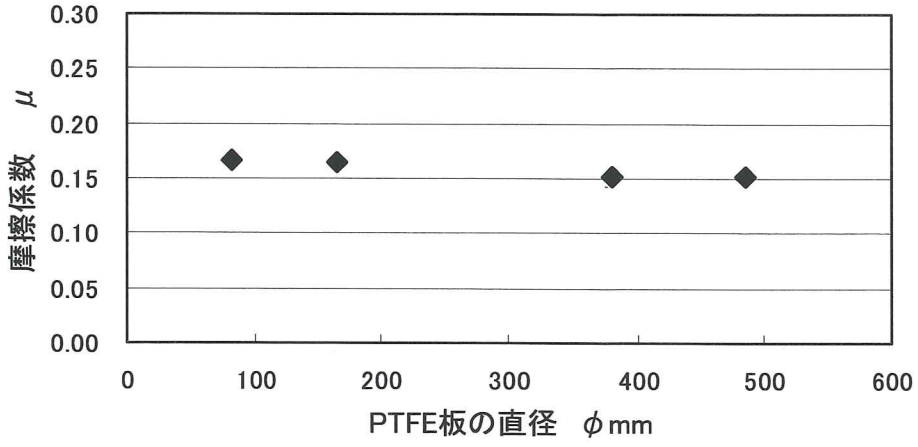


図-参 3.4　PTFE の形状依存性試験結果の例
(直径による摩擦係数の結果)

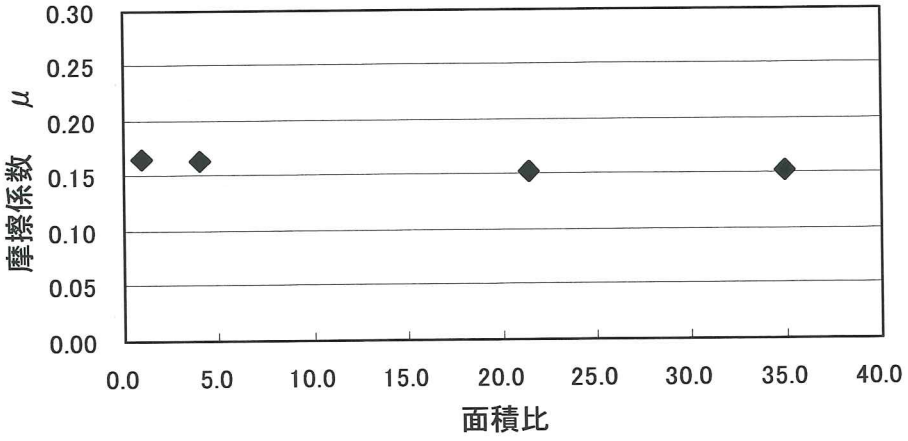
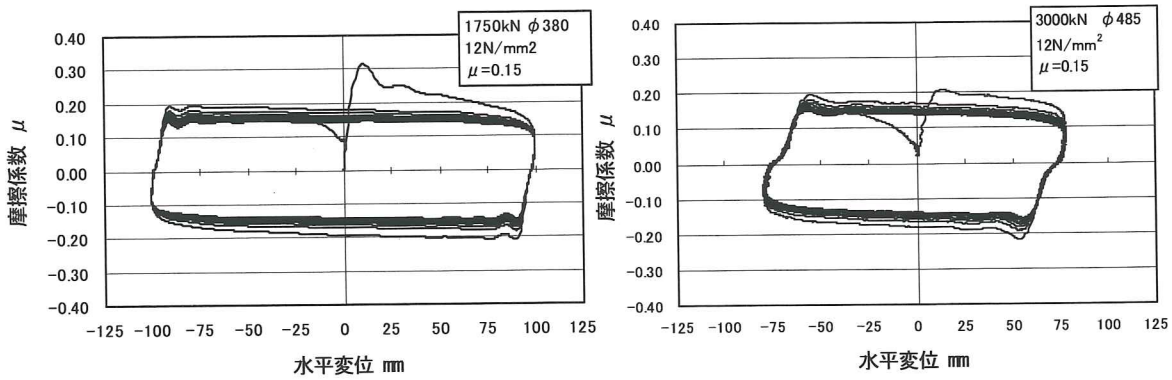


図-参 3.5　PTFE の形状依存性試験結果の例
(面積の倍率による摩擦係数の結果)



a) 直径 380㎜ の場合　　b) 直径 485㎜ の場合

図-参 3.6　PTFE の形状依存性試験の履歴

以上の結果から，本マニュアル(案)で想定する使用範囲では中摩擦材を用いたすべり系支承の形状の違いによる摩擦係数の依存性は小さいことが確認された。また，他のすべり材の組み合わせにおいても同様の試験結果が得られる場合には，形状の違いによる影響を省略することができる。なお，本マニュアル(案)で想定する以外の極端な使用条件を想定した場合など著しく条件が異なる場合には，形状の依存性が影響することも考えられるので適用範囲に注意する必要がある。

3.6 橋脚の回転変位に対する安定性の確認

本マニュアル(案)の 7.2.9 に規定する「橋脚の回転変位に対する安定性確認試験」の実施例として，密閉された弾性体(ゴム)で回転機能を受け持つ支承板支承を用いて検討を行った試験結果を示す[1)]。図-参 3.7 は試験に用いた供試体を示したものであり，すべり板に充填材入り PTFE，すべり板の相手面に SUS316 の鏡面仕上げとした。

試験概要を図-参 3.8 に，鉛直変位の測定を図-参 3.9 に，各面圧載荷時の状況を図-参 3.10 に示す。図-参 3.10 では，すべり板の相手面が鏡面仕上げのため，SUS 面に下沓側の中間プレートなどが写っているが，矢印で示す部分が接触面となる。接触面の隙間は，面圧を上げるに従い狭くなり，面圧 20N/mm² 時には，隙間は完全に無くなった。

試験条件を表-参 3.3 に，履歴曲線を図-参 3.11 に，試験の結果を図-参 3.12，図-参 3.13 に示す。支承部に最大 5° の回転変位が生じている場合と回転変位が生じていない場合の摩擦特性は，ほぼ等しい結果が得られ，回転変位に対して安定した特性を有していることが確認された。また，この安定性は，載荷速度及び載荷面圧が変化しても影響を受けないことが分かった。

また，回転変位が生じている場合におけるすべり試験前後において，すべり板が大きく摩耗することはなく，供試体全体としても損傷は認められなかった。

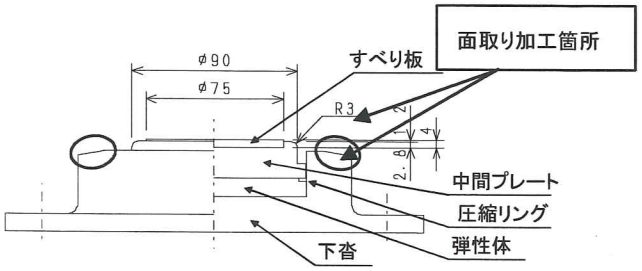


図-参 3.7　供試体

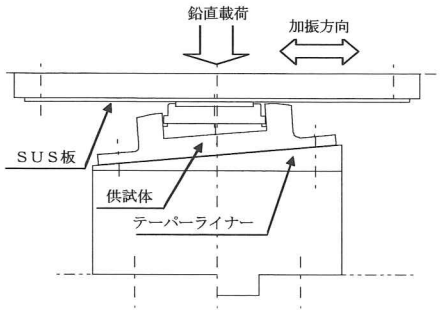


図-参 3.8　試験概要

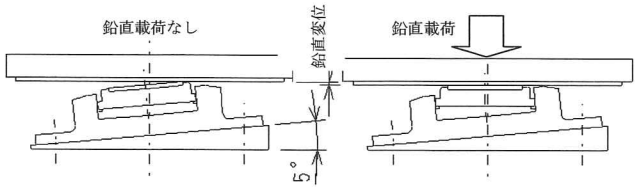
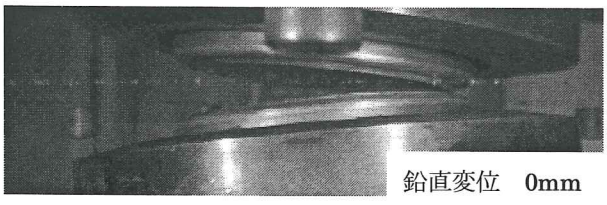
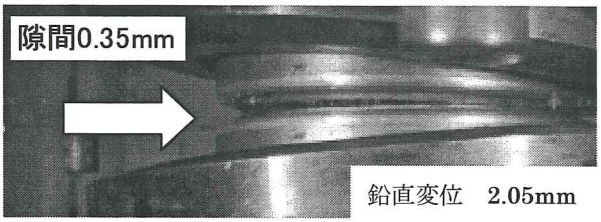


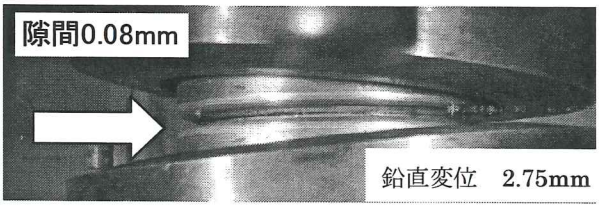
図-参 3.9　鉛直変位の測定位置



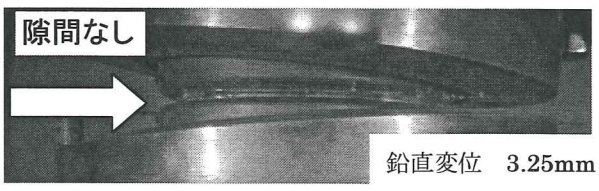
a) 面圧 0N/mm²



b) 面圧 5N/mm²



c) 面圧 10N/mm²

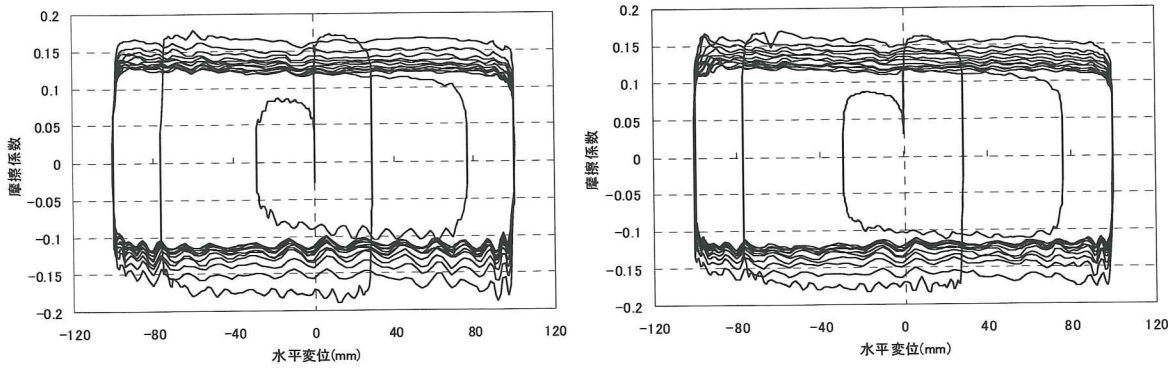


d) 面圧 20N/mm²

図-参 3.10　各面圧載荷時の様子

表-参 3.3　試験条件

パラメータ	支承設置角度 °	試験面圧 N/mm²	鉛直荷重 kN	加振速度 cm/sec	加振変位 mm	PTFE 板の直径 mm
速度	0	20	88	10, 30, 60, 100	±100	75
速度	1	20	88	10, 30, 60, 100	±100	75
速度	3	20	88	10, 30, 60, 100	±100	75
速度	5	20	88	10, 30, 60, 100	±100	75
面圧	0	5, 10, 20	22, 44, 88	60	±100	75
面圧	5	5, 10, 20	22, 44, 88	60	±100	75



a) 支承設置角度 0°　　b) 支承設置角度 5°

図-参 3.11　支承設置角度 0° と 5° の履歴曲線

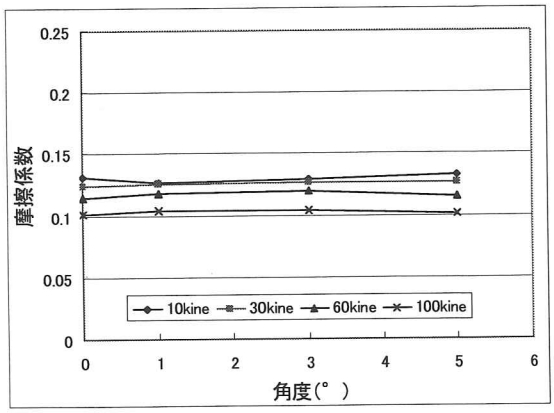


図-参 3.12　各速度における角度と摩擦係数

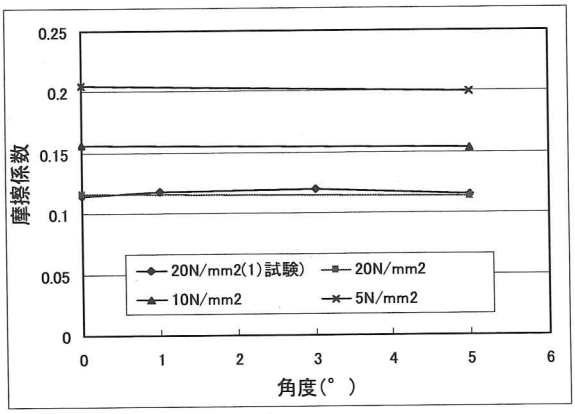


図-参 3.13　各面圧における角度と摩擦係数

参考文献

1) 石山昌幸，原田孝志，姫野岳彦，宮崎充，牛嶋昭夫，今井隆：橋脚の塑性化に伴う支承部の回転変形追随性能と滑り摩擦特性に関する実験的研究，第 9 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp371-376，2006

3.7 材料の経年変化などに対する安定性の確認

本マニュアル(案)の 7.4.5 に規定する「材料の経年劣化等に対する性能安定性確認試験」の実施例を以下に示す[1)]。

試験に用いた供試体は，実橋梁において実際に橋桁を支持してきた PTFE と SUS のすべり機構を有する支承のうち，供用年数 10 年が経過した以下の 2 橋における可動支承である。

①鋼 5 径間連続 8 主鈑桁橋（供試体 B）

②鋼単純 4 主鈑桁橋（供試体 C）

また，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-参 3.4 に示すような供試体 A～C の 3 種類：計 8 体により検討を行ったものである。

表-参 3.4　供試体の種類

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

供試体 B 及び C のすべり材表面の外観写真を図-参 3.14 に示す。PTFE 及び SUS 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みられたが，桁の伸縮方向に沿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痕跡などはなく，外観上からは有意な損傷は認められなかった。



(a) PTFE　　(b) SUS

図-参 3.14　10 年経過したすべり材の状況

ここでは，上記供試体に対して実施した検討のうち，(1)形状測定，(2)強度測定，(3)摩擦特性評価の3点について示す。

(1) 形状測定

形状に関する基礎的な分析として，長期に渡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温度変化による桁伸縮への追随等によって生じるすべり摩耗量などの推定を目的としてPTFEの厚み測定を行った。

その結果，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みられるものの，図面上の指示値である4mm以上の厚みを有しており，また実際の製作公差として想定される範囲（JIS K 6888に規定される平均厚みの許容差の範囲）内に分布していることが分かった。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厚みの減少は認められず，PTFEは十分な耐荷性能を有していることが確認された。

(2) 強度測定

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。

表-参3.5に試験結果を示す。表中には（ ）を付記して，別途実施した材料分析結果に基づき推定した各充填材の仕様に対応した公称値[2)]を示している。これら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。よって，経年劣化を主要因とする強度特性の変化は生じていないものと判断されたものである。

表-参3.5　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)

(3) 摩擦特性評価

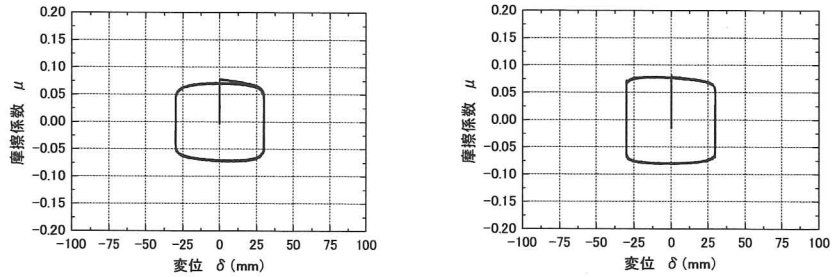
10年経過後の支承部の摩擦特性を評価するために，2軸載荷試験装置を用いて，表-参3.6示す条件により試験を行った。ただし，ここでの試験条件は載荷装置の加振能力の問題などから本マニュアル(案)の7.2.2に規定する試験方法とは若干異なっている点に留意が必要である。

図-参3.15の0.01Hzにおける挙動をみると，全体を通して安定した履歴を描いていることがわかる。また，図-参3.16の0.5Hzによる動的なすべり挙動についても，加振1回目に大きな荷重の立ち上がりが見られるが，2回目以降の履歴は比較的安定していることが分かる。

0.5Hzの動的な載荷実験結果より，2～10回目加振における y 切片の値の平均値を当該載荷条件における動摩擦係数として，各依存性を整理した結果を図-参3.17～図-参3.19に示す。図中には本マニュアル(案)に示す式(4.2.1)の評価式による特性値を別途実施した材料仕様の分析結果を反映させて求めた結果も示している。この結果，面圧，速度の依存性の傾向に関しては，新規供試体Aと経年変化供試体B，Cとで有意な差は認められないことが分かる。このため，今回の実験に使用した支承については，経年的な影響による摩擦特性の変化はほとんど生じていないものと判断されたものである。

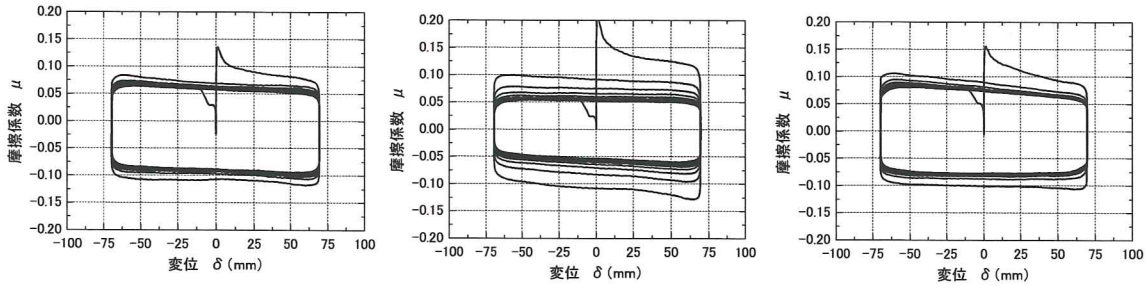
表-参 3.6　試験条件

試験項目	鉛直荷重 P(kN)	面圧 σ (N/mm²)	速度 v(cm/sec)	振動数 f(Hz)	変位量 δ (mm)
速度 依存性	693	20	0.19	0.01	30
			4.40	0.1	70
			13.2	0.3	
			22.0	0.5	
面圧 依存性	173	5	22.0	0.5	
	346	10			
	1039	30			



a) 供試体 B2　　b) 供試体 C2

図-参 3.15　履歴曲線（載荷条件：面圧 20N/mm², 最大速度 0.19cm/sec, 振動数 0.01Hz）



a) 供試体 A2　　b) 供試体 B2　　c) 供試体 C2

図-参 3.16　履歴曲線（載荷条件：面圧 20N/mm², 最大速度 22cm/sec, 振動数 0.5Hz）

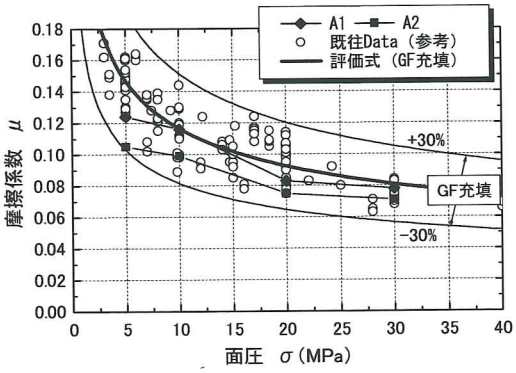


図-参 3.17　面圧依存性（供試体 A）

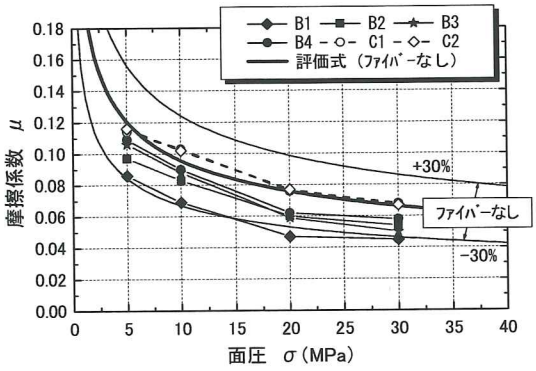


図-参 3.18　面圧依存性（供試体 B, C）

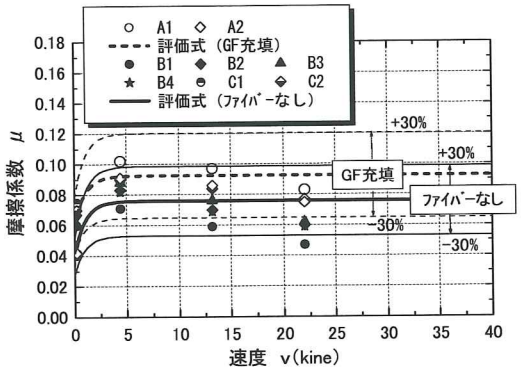


図-参 3.19　速度依存性（供試体 A, B, C）

参考文献

1) 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，第 8 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 103-108，2005. 2

2) 三井・デュポンフロロケミカル（株）：テフロン実用ハンドブック，2001. 7

3.8 面圧依存性，速度依存性評価式のパラメータ設定

3.2，3.3では面圧依存性，速度依存性に関する摩擦係数の傾向を示した。本マニュアル(案)4章に摩擦係数の面圧・速度に関する依存性評価式を示しており，式中の各パラメータは実験データの回帰によって求めることとしている。このため，ここでは，この回帰分析手法を示すとともに，実際のパラメータ設定に関する検討事例を示す。なお，本事例は後述する参考資料-6に示す模型橋梁による振動台実験の際に用いた4タイプのすべり系支承を対象に検討結果をまとめたものである。

なお，本検討結果は，参考資料-6のトレース解析にも用いているのでこれも合わせて参照いただきたい。

①振動台実験のトレース解析に用いた各支承タイプの依存性評価式のパラメータ

表-参3.7に後述する検討結果（④）により得られたパラメータの一覧を示す。

なお，各係数は以下の式による。

$$\mu(\sigma,v)=A\,\sigma^{B}\left(1-e^{Dv}\right)+C\,\sigma^{B}e^{Dv}$$

ここで，

σ ：すべり材料に作用する面圧

v ：すべり速度

$\mu(\sigma,v)$ ：面圧及び速度依存性を考慮した動摩擦係数

A ：高速加振時の摩擦特性に関する材料係数

B ：面圧依存性に関する材料係数

C ：低速加振時の摩擦特性に関する材料係数

D ：速度依存性に関する材料係数

表-参3.7　振動台実験のトレース解析に用いたすべり系支承のパラメータ

タイプ	すべり材	相手材	A	B	C	D
1	充填材入りPTFE	SUS (No.3以上)	0.360	-0.325	0.110	-0.441
2	充填材入りPTFE	SUS (鏡面仕上げ)	0.332	-0.384	0.147	-0.475
3	焼結金属系すべり材	SUS (No.2B相当)	0.643	-0.249	1.335	-0.114
4	AFRP (繊維強化熱硬化性樹脂)	SUS (フッ素樹脂コート)	0.256	-0.747	0.849	-0.078

注）ただし，上記のパラメータは，単位系を

面圧σ［N/mm²］＝［MPa］　，　速度v［cm/sec］＝［kine］

として求めている。このため，設計計算に用いる際には，使用している単位系との整合性を確認する必要がある。

②回帰分析方法

まず，回帰分析に関する一般的な事項を以下に整理する。

回帰分析は，2 変数間の変動傾向または関係を求めるために用いる統計処理方法の一つである。最も単純なモデルは，線形モデルであり，従属変数と独立変数は直線の関係となる。しかし，データによっては，非線形の関係となる場合があり，このときには重回帰分析によって，幾つかの変数を予測することになる。

1)線形回帰

変数 x と y の相関を線形とし，$y=\alpha+\beta x$ と表す（ここで，α，β は定数)。

これに対し，最小二乗法の考え方に準じ，観測値 y_i と直線 $y_i'=\alpha+\beta x_i$ との差 $\left|y_i-y_i'\right|$ に着目して，二乗誤差の和 $\Delta^2=\sum_{i=1}^{n}\left(y_i-y_i'\right)^2=\sum_{i=1}^{n}\left(y_i-\alpha-\beta x_i\right)^2$ が最小となる α，β を求める。

このとき，α，β は以下の式により与えられる。

$$\begin{cases}\alpha=\bar{y}-\beta\bar{x}\\ \beta=\dfrac{\sum_{i=1}^{n}x_iy_i-n\bar{x}\bar{y}}{\sum_{i=1}^{n}x_i^{\,2}-n\bar{x}^2}=\dfrac{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})(y_i-\bar{y})}{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2}=\dfrac{S_{xy}}{S_x^{\,2}}\end{cases}$$

ここで，$\bar{x},\bar{y}$ はそれぞれの平均値，n はデータ数，S_{xy} は変数 x，y の共分散，$S_x^{\,2}$ は x の分散を示す。

また，ばらつきの指標として，この直線周りでの分散（条件付き分散）を求めると，

$$S^2=\frac{\Delta^2}{n-2}=\frac{1}{n-2}\left[\sum_{i=1}^{n}(y_i-\bar{y})^2-\beta^2\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2\right]$$

により与えられる。

決定係数 r^2 および Y の標本分散 $S_Y^{\,2}$ は，

$$r^2=1-\frac{S^2}{S_Y^{\,2}}\quad,\quad S_Y^{\,2}=\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(y_i-\bar{y})^2$$

により求めることができる。

2)重線形回帰

観測値 y を特定するための変数が 2 つ以上ある場合の回帰方法であり，対象となる従属変数 y を m 個の変数 x_1，x_2，・・・，x_m の一次関数で表記する。

$$y=\beta_0+\beta_1x_1+\beta_2x_2+\cdots+\beta_mx_m$$

ここで，

$$y=\alpha+\beta_1(x_1-\bar{x}_1)+\cdots+\beta_m(x_m-\bar{x}_m)$$

と置き換えて，前述と同様な解法によると，

$$\Delta^2=\sum_{i=1}^{n}\left(y_i-y_i'\right)^2=\sum_{i=1}^{n}\left[y_i-\alpha-\beta_1(x_{1i}-\bar{x}_1)-\cdots-\beta_m(x_{mi}-\bar{x}_m)\right]^2$$

これを最小とする条件は，

$$\begin{cases} \alpha = \bar{y} \\ \beta_1 \Sigma(x_{1i} - \bar{x}_1)^2 + \beta_2 \Sigma(x_{1i} - \bar{x}_1)(x_{2i} - \bar{x}_2) + \cdots + \beta_m \Sigma(x_{1i} - \bar{x}_1)(x_{mi} - \bar{x}_m) = \Sigma(x_{1i} - \bar{x}_1)(y_i - \bar{y}) \\ \cdots \\ \beta_1 \Sigma(x_{mi} - \bar{x}_m)(x_{1i} - \bar{x}_1) + \beta_2 \Sigma(x_{mi} - \bar{x}_m)(x_{2i} - \bar{x}_2) + \cdots + \beta_m \Sigma(x_{mi} - \bar{x}_m)^2 = \Sigma(x_{mi} - \bar{x}_m)(y_i - \bar{y}) \end{cases}$$

となる。

上記の m 元連立一次方程式を解くことにより，β_m を求めることができ，β_0 に関しては，

$\beta_0 = \alpha - \beta_1 \bar{x}_1 - \cdots - \beta_m \bar{x}_m$ により求まる。

また，分散は下式により与えられる。

$$S^2 = \frac{\Delta^2}{n-m-1}$$

3) 非線形回帰

独立した任意の関数を含む場合の回帰について，

$$y = \alpha + \beta\, g(x)$$

を，ここで，$x' = g(x)$ とおくと，

$$y = \alpha + \beta\, x'$$

となり，これは，線形回帰の問題に帰着させることができる。

以上の手法を参考に，下記に用いられている 4 つのパラメータの回帰分析方法を考える。

$$\mu(\sigma, v) = A\,\sigma^B\left(1 - e^{Dv}\right) + C\,\sigma^B e^{Dv}$$

$\mu(\sigma, v)$ のモデルを観測値 yi から回帰分析により求めるためには σ，v の 2 つの変数を有するため先に示した重回帰分析が必要となる。しかしながら，本モデル式では独立した変数への置換が困難であるため，ここでは回帰分析を 2 段階に分割して，下記のような手法によりパラメータの設定を考えることとした。

a) 面圧依存性の回帰

$\mu(\sigma) = A\,\sigma^B$ に着目し，面圧依存性の特性を定めるパラメータ A，B を求める。

なお，このときに使用するデータは可能な限り同程度の加振速度による観測値を対象とし，また，後述する速度依存性に関する回帰において，一定値に収束する速度レンジによるものとする必要がある。

b) 速度依存性の回帰

$\mu(\sigma, v) = A\,\sigma^B\left(1 - e^{Dv}\right) + C\,\sigma^B e^{Dv}$ の式を上記 a) をふまえてパラメータ C，D の回帰を行う。

ここでは，面圧条件を同一に設定して回帰を行うことが原則となる。

③回帰例（任意サンプルによる回帰計算例）

a) 面圧依存性の回帰

$$\mu(\sigma) = A\,\sigma^{B}$$

のモデルに対する回帰を行うため，非線形回帰の手法から式の展開を考える。
まず，両辺の自然対数をとると，

$$log\,\mu(\sigma) = log\left(A\,\sigma^{B}\right) = log\,A + B log\,\sigma$$

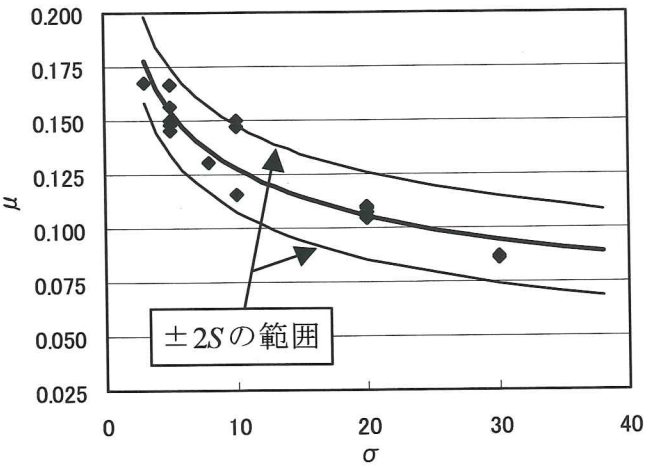
となり，ここで，$X = log\,\sigma$，$Y = log\,\mu(\sigma)$，$\alpha = log\,A$，$\beta = B$ とおけば，

$$Y = \alpha + \beta X$$

と表現でき，（μ, σ）の非線形回帰は（Y, X）の線形回帰に帰着する。

＜計算例＞　※xi：面圧 σ，yi：摩擦係数 μ（観測値），( )付き変数：各変数の平均値を示す
※下表は同一の速度条件となる載荷実験のデータ

非線形回帰（分散を定数と仮定した場合）									分散の計算			
No.	xi	yi	X=log(xi)	Y=log(yi)	Xi−(X)	(Xi−(X))^2	Yi−(Y)	(Xi−(X))*(Yi−(Y))	(yi−(y))^2	yi'	yi−yi'	(yi−yi')^2
1	5	0.148	1.609	−1.912	−0.774	0.600	0.168	−0.130	0.0004	0.155	−0.007	0.0000
2	20	0.108	2.996	−2.228	0.612	0.374	−0.149	−0.091	0.0004	0.106	0.002	0.0000
3	20	0.109	2.996	−2.215	0.612	0.374	−0.136	−0.083	0.0003	0.106	0.003	0.0000
4	3	0.168	1.099	−1.784	−1.285	1.652	0.295	−0.379	0.0016	0.178	−0.010	0.0001
5	5	0.167	1.609	−1.790	−0.774	0.600	0.289	−0.224	0.0015	0.155	0.012	0.0001
6	5	0.156	1.609	−1.857	−0.774	0.600	0.222	−0.172	0.0008	0.155	0.001	0.0000
7	5	0.150	1.609	−1.895	−0.774	0.600	0.185	−0.143	0.0005	0.155	−0.004	0.0000
8	8	0.130	2.079	−2.037	−0.304	0.093	0.042	−0.013	0.0000	0.136	−0.006	0.0000
9	10	0.147	2.303	−1.917	−0.081	0.007	0.163	−0.013	0.0004	0.128	0.019	0.0004
10	10	0.150	2.303	−1.898	−0.081	0.007	0.182	−0.015	0.0005	0.128	0.022	0.0005
11	10	0.116	2.303	−2.157	−0.081	0.007	−0.077	0.006	0.0001	0.128	−0.012	0.0001
12	20	0.110	2.996	−2.208	0.612	0.374	−0.128	−0.079	0.0003	0.106	0.004	0.0000
13	20	0.110	2.996	−2.206	0.612	0.374	−0.127	−0.077	0.0003	0.106	0.004	0.0000
14	30	0.087	3.401	−2.445	1.017	1.035	−0.366	−0.372	0.0017	0.095	−0.008	0.0001
15	30	0.087	3.401	−2.447	1.017	1.035	−0.368	−0.374	0.0017	0.095	−0.008	0.0001
16	5	0.146	1.609	−1.926	−0.774	0.600	0.154	−0.119	0.0003	0.155	−0.009	0.0001
17	20	0.104	2.996	−2.261	0.612	0.374	−0.182	−0.111	0.0005	0.106	−0.002	0.0000
18	20	0.106	2.996	−2.248	0.612	0.374	−0.168	−0.103	0.0005	0.106	0.000	0.0000
合計	246	2.298	42.910	−37.431	0.000	9.079	0.000	−2.493	0.012		Δ^2=	0.00161
	(x)	(y)	(X)	(Y)								
平均値	14	0.128	2.384	−2.080								



前出の計算式から，

β = −0.2746
α = −1.4250

よって，$Y = -1.4250 - 0.2746X$ を得る。
したがって，

$$log\,\mu(\sigma) = -1.4250 - 0.2746\,log\,\sigma$$

$$\mu(\sigma) = e^{-1.425 - 0.2746\,log\,\sigma} = 0.241\sigma^{-0.275}$$

以上から，

A= 0.241
B= −0.275

S^2= 0.0001
S = 0.0100
Sy^2= 0.0007
r^2= 0.857

となる。

※S^2：条件付き分散，S：条件付き標準偏差，Sy^2：y の標本分散，r^2：決定係数

b)速度依存性の回帰

$$\mu(\sigma,v)=A\,\sigma^{B}\left(1-e^{Dv}\right)+C\,\sigma^{B}e^{Dv}$$

のモデルに対する回帰を行うため，非線形回帰の手法から式の展開を考える。

まず，取り扱うデータを一定の面圧条件（ここではσ=20N/mm^2）に限定し，上記a)の結果をふまえると，

$$a=A\,\sigma^{B}=0.1057\,,\quad b=\sigma^{B}=0.4387$$

が得られ，これらは定数となり既知である。このことから速度vに着目した形で，

$$\mu(v)=a\left(1-e^{Dv}\right)+Cbe^{Dv}=a+(Cb-a)e^{Dv}$$

と与えられる。（残りの未知のパラメータはC，Dの2つ）

しかしながら，上記の回帰式はその構成上，通常の手法では線形化することができない。そこで，下記に示すような「収束計算による手法」によりパラメータの同定を考える。

まず，回帰を行うための式の整理として，

$y=\mu(v),\ x=v,\ D=\alpha+\beta,\ M=Cb-a$および$Y=y-a-Be^{\alpha x},\ X=Mxe^{\alpha x}$とおくと，

$$y=a+M\times e^{(\alpha+\beta)x}=a+Me^{\alpha x}e^{\beta x}=a+M(1+\beta x)e^{\alpha x}$$
$$=a+Me^{\alpha x}+\beta\,Mxe^{\alpha x}$$

$$y-a-Me^{\alpha x}=\beta\times Mxe^{\alpha x}$$

と変換でき，これにより「$Y=\beta\times X$」の線形回帰に帰着できる。

注）上記の展開では，

α：パラメータDを得るための変数（収束計算による結果を代入するための変数）

β：収束計算の過程に生じる真値Dに対する誤差

を表す係数として導入しており，また，$e^{\beta x}$の展開では，

$$e^{x}=1+x+\frac{x^{2}}{2!}+\frac{x^{3}}{3!}+\cdots$$

となり，特に$x\approx 0$であれば$e^{x}=1+x$と近似できることを利用して誘導を行っている。（βは誤差を表す数値であるため，収束計算後の最終的な回帰結果を得るときには十分に小さくなっていると考えられる。したがって，$x\approx 0$の仮定が成立する。）

次に，実際に2つの未知数のC（$\rightarrow M=Cb-a$），D（$\rightarrow D=\alpha+\beta$）を求めるため，まず$C$を実験データの分布からある値に仮定する（これは任意でよい）。その上で，Dを同定するために回帰分析を行い，誤差βがゼロ（付近）となるまでαを更新しながら計算を反復させ，収束後の決定係数r^2を記録する。r^2が十分に大きくない場合は仮定値Cを変更して同様な操作を繰り返し行うと，Cに対するr^2の相関図が得られる。これは，無数にあるCとDの組み合わせの中で回帰結果の残差が最小となる時にr^2は極値として最大値を取ることになるため，これを最終的なパラメータの同定結果として採用するものとする。

なお，ここでの回帰は「$Y=\beta\times X$」となる切片のないモデルである。

このときのβの算出法は，先と同様に残差の平方和を最小とする条件として，

$$\Delta^{2}=\sum_{i=1}^{n}\left(y_i-y_i'\right)^{2}=\sum_{i=1}^{n}\left(y_i-\beta x_i\right)^{2}\quad \text{から，}$$

$$\beta = \frac{\sum_{i=1}^{n} x_i y_i}{\sum_{i=1}^{n} x_i^{\,2}}$$

により得られる。

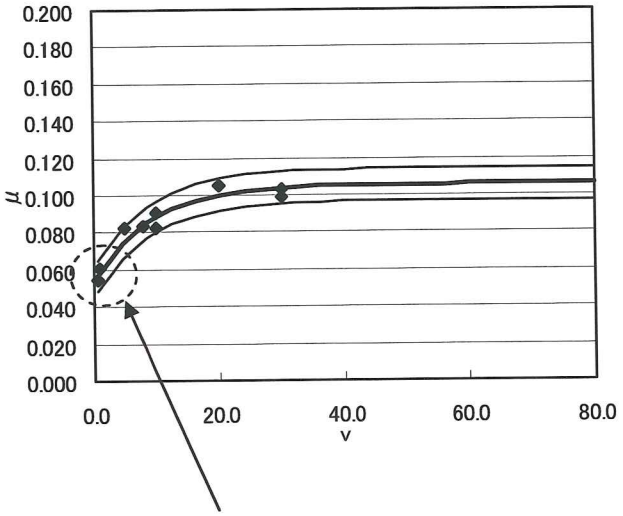
＜計算例＞　※xi：速度 v，yi：摩擦係数 μ（観測値），( )付き変数：各変数の平均値を示す

※下表は面圧条件を 20N/mm² として行った載荷実験のデータ

非線形回帰(分散を定数と仮定した場合)　　**分散の計算**

No.	xi	yi	X	Y	X^2	XY	$(yi-(y))^2$	yi'	yi−yi'	$(yi-yi')^2$
1	0.5	0.055	0.0	−0.002	0.001	0.000	0.001	0.057	−0.002	0.000
2	0.6	0.055	0.0	−0.002	0.001	0.000	0.001	0.057	−0.002	0.000
3	1.0	0.061	0.0	0.002	0.002	0.000	0.000	0.059	0.002	0.000
4	5.0	0.082	−0.1	0.006	0.022	−0.001	0.000	0.076	0.006	0.000
5	8.0	0.083	−0.2	−0.002	0.029	0.000	0.000	0.085	−0.002	0.000
6	10.0	0.091	−0.2	0.002	0.029	0.000	0.000	0.089	0.002	0.000
7	10.0	0.082	−0.2	−0.007	0.029	0.001	0.000	0.089	−0.007	0.000
8	20.0	0.105	−0.1	0.005	0.012	−0.001	0.001	0.100	0.005	0.000
9	30.0	0.099	−0.1	−0.005	0.003	0.000	0.000	0.104	−0.005	0.000
10	30.0	0.103	−0.1	−0.001	0.003	0.000	0.000	0.104	−0.001	0.000
合計	115	0.816	−0.979	−0.004	0.131	0.000	0.003		Δ^2=	0.00015
	(x)	(y)	(X)	(Y)						
平均値	12	0.082	−0.098	0.000						

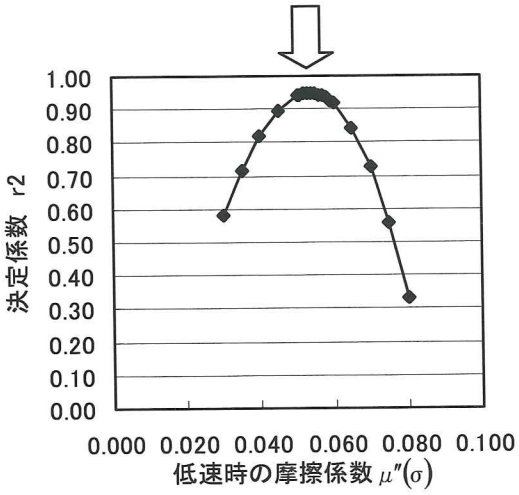
C=	**0.123** 仮定値	**S^2=**	**0.00002** (条件付き分散)	**C=** **0.123**
α=	**−0.111** 計算結果	**S =**	**0.004** (条件付き標準偏差)	**D=** **−0.111**
β=	0.000 誤差	**Sy^2=**	**0.00036** (yの標本分散)	
		r^2=	**0.95** (決定係数)	



$\mu''(\sigma) = C\,\sigma^B$ であるため，C の設定は低速時の摩擦係数を求めていることになる

※本マニュアル(案)4.2.2 項参照

C (→$\mu''(\sigma)$) 対する決定係数 r^2 の相関図から判断すると，$\mu''(\sigma)$=0.054 (C=0.123) のとき極値を取り，推定精度が最も良い

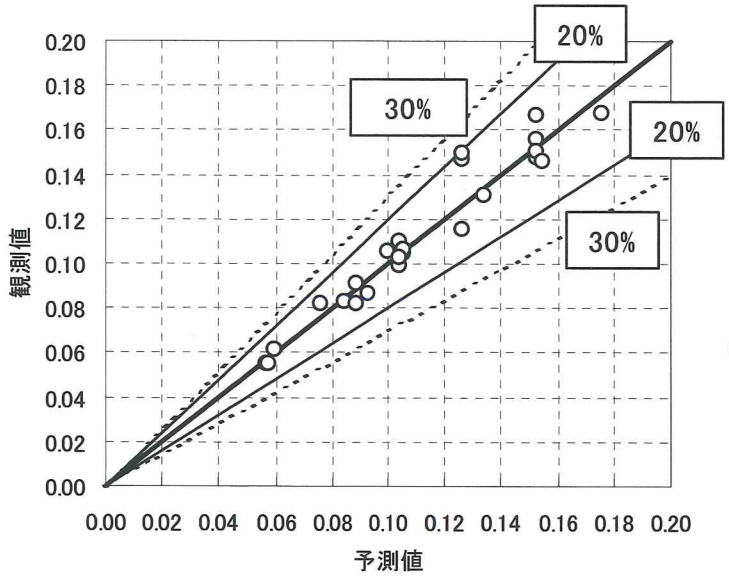


以上のことから，摩擦特性評価式は，

$$\mu(\sigma, v) = A\,\sigma^B\left(1-e^{Dv}\right) + C\,\sigma^B e^{Dv} = 0.241\sigma^{-0.275}\left(1-e^{-0.111v}\right) + 0.123\sigma^{-0.275}e^{-0.111v}$$

と表現することができる。

このように定めたパラメータによる実験結果全体に対する推定精度は下記の通りである。



S^2= 0.00007
S = 0.00845　　2S= ±0.017
Sy= 0.00107
r^2 = 0.93

④参考資料-6 の振動台実験に用いた各支承タイプの依存性評価式パラメータの計算

＜タイプ１　：　充填材入り PTFE　－　SUS（No.３以上）のケース＞

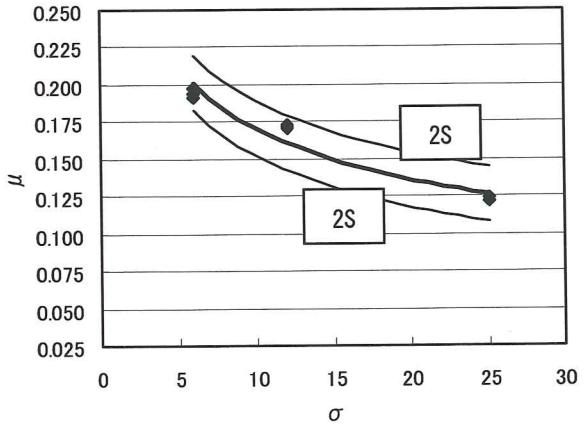
a)面圧依存性の回帰

使用データ　・・・　速度 30cm/sec（振動台実験に用いた供試体による試験データ）

非線形回帰(分散を定数と仮定した場合)　　分散の計算

No.	xi	yi	X=log(xi)	Y=log(yi)	Xi−(X)	(Xi−(X))^2	Yi−(Y)	(Xi−(X))*(Yi−(Y))	(yi−(y))^2	yi'	yi−yi'	(yi−yi')^2
1	6	0.191	1.792	−1.655	−0.707	0.500	0.178	−0.126	0.0008	0.201	−0.010	0.0001
2	12	0.173	2.485	−1.754	−0.014	0.000	0.079	−0.001	0.0001	0.161	0.012	0.0002
3	25	0.122	3.219	−2.104	0.720	0.519	−0.270	−0.195	0.0017	0.126	−0.004	0.0000
4	6	0.194	1.792	−1.640	−0.707	0.500	0.194	−0.137	0.0010	0.201	−0.007	0.0001
5	12	0.171	2.485	−1.766	−0.014	0.000	0.067	−0.001	0.0001	0.161	0.010	0.0001
6	25	0.121	3.219	−2.112	0.720	0.519	−0.278	−0.201	0.0018	0.126	−0.005	0.0000
7	6	0.194	1.792	−1.640	−0.707	0.500	0.194	−0.137	0.0010	0.201	−0.007	0.0001
8	12	0.173	2.485	−1.754	−0.014	0.000	0.079	−0.001	0.0001	0.161	0.012	0.0002
9	25	0.124	3.219	−2.087	0.720	0.519	−0.254	−0.183	0.0015	0.126	−0.002	0.0000
10	6	0.197	1.792	−1.625	−0.707	0.500	0.209	−0.148	0.0012	0.201	−0.004	0.0000
11	12	0.172	2.485	−1.760	−0.014	0.000	0.073	−0.001	0.0001	0.161	0.011	0.0001
12	25	0.122	3.219	−2.104	0.720	0.519	−0.270	−0.195	0.0017	0.126	−0.004	0.0000
合計	172	1.954	29.982	−22.002	0.000	4.074	0.000	−1.324	0.011		Δ^2=	0.00085
	(x)	(y)	(X)	(Y)								
平均値	14	0.163	2.499	−1.834								

回帰結果



A=	0.36
B=	−0.325
S^2=	0.0001
S =	0.0092
Sy^2=	0.0010
r^2=	0.914

※「2S」は標準偏差 S の 2 倍の範囲を示す

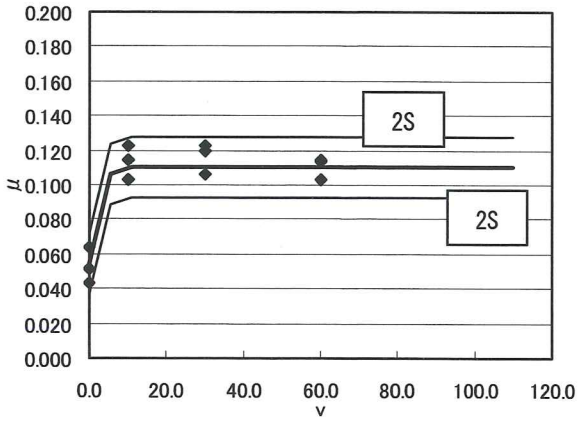
b)速度依存性の回帰

使用データ　・・・　面圧 12N/mm^2（振動台実験に用いた供試体による試験データ）

非線形回帰(分散を定数と仮定した場合)　　分散の計算

No.	xi	yi	X	Y	X^2	XY	(yi−(y))^2	yi'	yi−yi'	(yi−yi')^2
1	0.5	0.063	0.0	−0.008	0.002	0.000	0.009	0.071	−0.008	0.000
2	0.5	0.079	0.0	0.008	0.002	0.000	0.006	0.071	0.008	0.000
3	10.0	0.159	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.159	0.000	0.000
4	10.0	0.153	0.0	−0.006	0.000	0.000	0.000	0.159	−0.006	0.000
5	10.0	0.163	0.0	0.004	0.000	0.000	0.000	0.159	0.004	0.000
6	10.0	0.162	0.0	0.003	0.000	0.000	0.000	0.159	0.003	0.000
7	30.0	0.173	0.0	0.012	0.000	0.000	0.000	0.161	0.012	0.000
8	30.0	0.171	0.0	0.010	0.000	0.000	0.000	0.161	0.010	0.000
9	30.0	0.173	0.0	0.012	0.000	0.000	0.000	0.161	0.012	0.000
10	30.0	0.172	0.0	0.011	0.000	0.000	0.000	0.161	0.011	0.000
11	110.0	0.177	0.0	0.016	0.000	0.000	0.000	0.161	0.016	0.000
12	110.0	0.177	0.0	0.016	0.000	0.000	0.000	0.161	0.016	0.000
13	110.0	0.177	0.0	0.016	0.000	0.000	0.000	0.161	0.016	0.000
14	110.0	0.177	0.0	0.016	0.000	0.000	0.000	0.161	0.016	0.000
合計	601	2.176	−0.144	0.113	0.005	0.000	0.017		Δ^2=	0.00182
	(x)	(y)	(X)	(Y)						
平均値	43	0.155	−0.010	0.008						

回帰結果

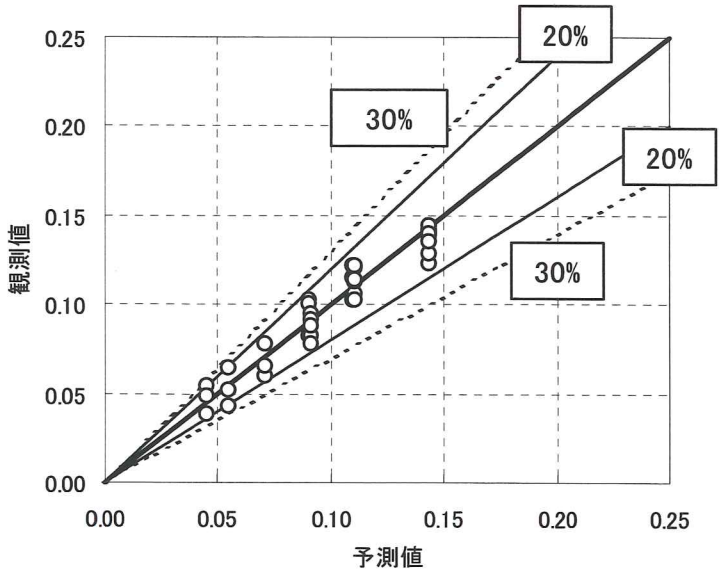


C=	0.147
D=	−0.475
S^2=	0.00008
S =	0.009
Sy^2=	0.00080
r^2=	0.91

※「2S」は標準偏差 S の 2 倍の範囲を示す

c)パラメータのまとめ

全体の推定精度



S^2=	0.00007
S =	0.00865
Sy=	0.00100
r^2 =	0.92

2S= ±0.017

回帰パラメーター

A =	0.332
B =	−0.384
C =	0.147
D =	−0.475

よって,

$$\mu(\sigma,v)=0.332\sigma^{-0.384}\left(1-e^{-0.475v}\right)+0.147\sigma^{-0.384}e^{-0.475v}$$

を得る。

＜タイプ３　：　焼結金属系すべり材　－　SUS（No. 2B 相当）のケース＞

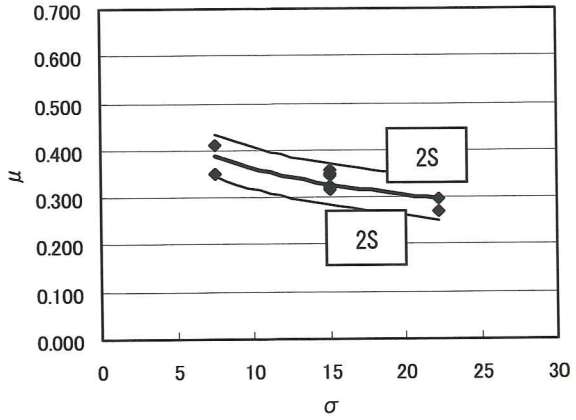
a) 面圧依存性の回帰

使用データ　・・・　速度 30cm/sec（振動台実験に用いた供試体による試験データ）

非線形回帰（分散を定数と仮定した場合）　　分散の計算

No.	xi	yi	X=log(xi)	Y=log(yi)	Xi−(X)	(Xi−(X))^2	Yi−(Y)	(Xi−(X))*(Yi−(Y))	(yi−(y))^2	yi'	yi−yi'	(yi−yi')^2
1	15	0.316	2.708	−1.153	0.043	0.002	−0.047	−0.002	0.0003	0.328	−0.012	0.0001
2	7.5	0.349	2.015	−1.054	−0.650	0.423	0.052	−0.034	0.0003	0.389	−0.041	0.0017
3	15	0.319	2.708	−1.143	0.043	0.002	−0.037	−0.002	0.0002	0.328	−0.009	0.0001
4	22.2	0.269	3.100	−1.315	0.435	0.189	−0.209	−0.091	0.0041	0.297	−0.029	0.0008
5	15	0.314	2.708	−1.158	0.043	0.002	−0.052	−0.002	0.0003	0.328	−0.013	0.0002
6	15	0.316	2.708	−1.153	0.043	0.002	−0.047	−0.002	0.0003	0.328	−0.012	0.0001
7	15	0.322	2.708	−1.133	0.043	0.002	−0.027	−0.001	0.0001	0.328	−0.005	0.0000
8	15	0.345	2.708	−1.065	0.043	0.002	0.041	0.002	0.0002	0.328	0.017	0.0003
9	7.5	0.409	2.015	−0.894	−0.650	0.423	0.212	−0.138	0.0059	0.389	0.020	0.0004
10	15	0.351	2.708	−1.046	0.043	0.002	0.060	0.003	0.0004	0.328	0.024	0.0006
11	22.2	0.295	3.100	−1.220	0.435	0.189	−0.114	−0.049	0.0014	0.297	−0.002	0.0000
12	15	0.345	2.708	−1.063	0.043	0.002	0.043	0.002	0.0002	0.328	0.018	0.0003
13	15	0.358	2.708	−1.027	0.043	0.002	0.079	0.003	0.0007	0.328	0.030	0.0009
14	15	0.346	2.708	−1.061	0.043	0.002	0.045	0.002	0.0002	0.328	0.018	0.0003
合計	209	4.654	37.310	−15.484	0.000	1.242	0.000	−0.310	0.014		Δ^2=	0.00587
	(x)	(y)	(X)	(Y)								
平均値	15	0.332	2.665	−1.106								

回帰結果



A=	0.643
B=	−0.249
S^2=	0.0005
S =	0.0221
Sy^2=	0.0011
r^2=	0.56

※「2S」は標準偏差 S の 2 倍の範囲を示す

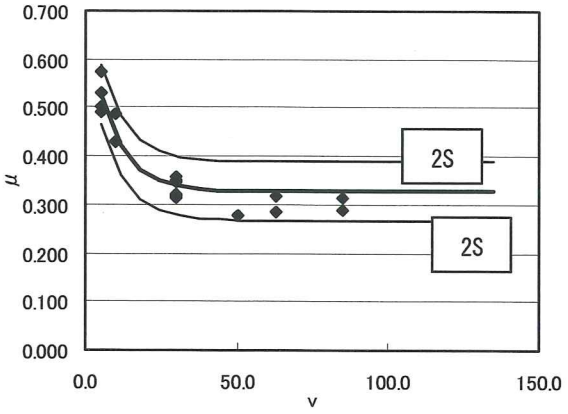
b) 速度依存性の回帰

使用データ　・・・　面圧 15N/mm^2（振動台実験に用いた供試体による試験データ）

非線形回帰（分散を定数と仮定した場合）　　分散の計算

No.	xi	yi	X	Y	X^2	XY	(yi−(y))^2	yi'	yi−yi'	(yi−yi')^2
1	5.0	0.489	1.0	−0.037	0.990	−0.037	0.015	0.527	−0.037	0.001
2	5.0	0.501	1.0	−0.025	0.990	−0.025	0.018	0.527	−0.025	0.001
3	5.0	0.529	1.0	0.003	0.990	0.003	0.026	0.527	0.003	0.000
4	5.0	0.573	1.0	0.046	0.990	0.046	0.042	0.527	0.046	0.002
5	10.0	0.431	1.1	−0.009	1.262	−0.010	0.004	0.440	−0.009	0.000
6	10.0	0.486	1.1	0.046	1.262	0.052	0.014	0.440	0.046	0.002
7	30.0	0.316	0.3	−0.023	0.117	−0.008	0.003	0.339	−0.023	0.001
8	30.0	0.319	0.3	−0.020	0.117	−0.007	0.002	0.339	−0.020	0.000
9	30.0	0.314	0.3	−0.025	0.117	−0.009	0.003	0.339	−0.025	0.001
10	30.0	0.316	0.3	−0.023	0.117	−0.008	0.003	0.339	−0.023	0.001
11	30.0	0.322	0.3	−0.017	0.117	−0.006	0.002	0.339	−0.017	0.000
12	30.0	0.345	0.3	0.006	0.117	0.002	0.001	0.339	0.006	0.000
13	30.0	0.351	0.3	0.012	0.117	0.004	0.000	0.339	0.012	0.000
14	30.0	0.345	0.3	0.006	0.117	0.002	0.001	0.339	0.006	0.000
15	30.0	0.358	0.3	0.019	0.117	0.006	0.000	0.339	0.019	0.000
16	30.0	0.346	0.3	0.007	0.117	0.002	0.000	0.339	0.007	0.000
17	50.0	0.277	0.1	−0.052	0.003	−0.003	0.008	0.329	−0.052	0.003
18	50.0	0.279	0.1	−0.050	0.003	−0.003	0.008	0.329	−0.050	0.002
19	63.0	0.284	0.0	−0.044	0.000	−0.001	0.007	0.328	−0.044	0.002
20	63.0	0.317	0.0	−0.011	0.000	0.000	0.003	0.328	−0.011	0.000
21	85.0	0.289	0.0	−0.039	0.000	0.000	0.006	0.328	−0.039	0.002
22	85.0	0.314	0.0	−0.013	0.000	0.000	0.003	0.328	−0.013	0.000
合計	736	8.101	9.805	−0.244	7.664	0.001	0.168		Δ^2=	0.01834
	(x)	(y)	(X)	(Y)						
平均値	33	0.368	0.446	−0.011						

回帰結果



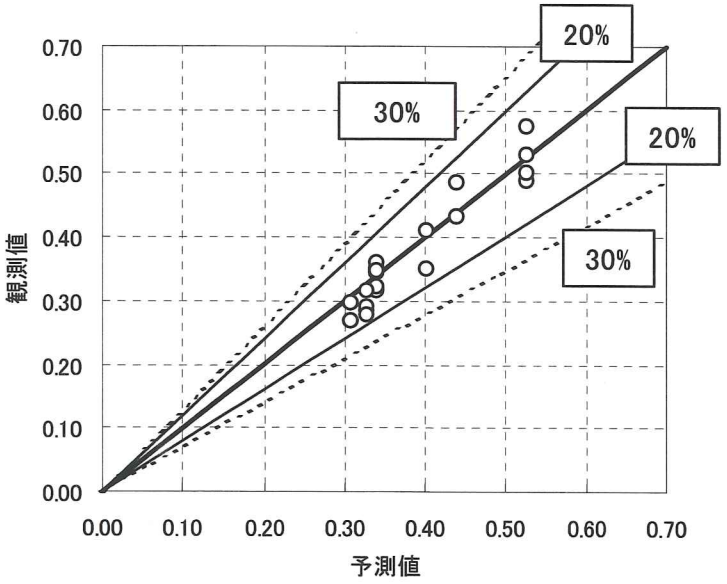
C=	1.335
D=	−0.114

S^2=	0.0009
S =	0.0303
Sy^2=	0.0080
r^2=	0.89

※「2S」は標準偏差 S の 2 倍の範囲を示す

c)パラメータのまとめ

全体の推定精度



S^2=	0.0010		
S =	0.0309	2S=	±0.062
Sy=	0.0074		
r^2 =	0.87		

回帰パラメーター

A =	0.643
B =	−0.249
C =	1.335
D =	−0.114

よって,

$$\mu(\sigma,v)=0.643\sigma^{-0.249}\left(1-e^{-0.114v}\right)+1.335\sigma^{-0.249}e^{-0.114v}$$

を得る。

＜タイプ４　：　AFRP（繊維強化熱硬化性樹脂）　－　SUS（フッ素樹脂コート）のケース＞

振動台実験用試験体の特性試験結果はデータ点数が少ないことから，既往試験データよりフィッティングをおこない，最終的な確認を振動台実験用試験体の特性試験結果を用いておこなうこととした。

a)面圧依存性の回帰

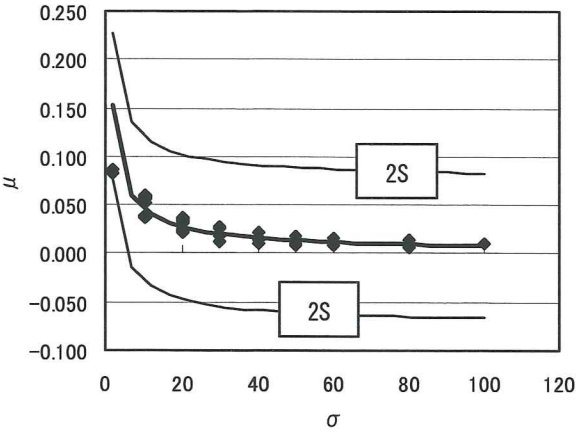
使用データ　・・・　速度 50cm/sec

既往データの中で面圧に関するパラメータがもっとも広くとれることから 50cm/sec のデータを用いて面圧依在性の回帰を行った。

非線形回帰（分散を定数と仮定した場合）　　分散の計算

No.	xi	yi	X=log(xi)	Y=log(yi)	Xi−(X)	(Xi−(X))^2	Yi−(Y)	(Xi−(X))*(Yi−(Y))	(yi−(y))^2	yi'	yi−yi'	(yi−yi')^2
1	2	0.363	0.693	−1.014	−2.546	6.482	2.769	−7.050	0.1076	0.153	0.210	0.0441
2	2	0.083	0.693	−2.484	−2.546	6.482	1.299	−3.308	0.0024	0.153	−0.069	0.0048
3	2	0.086	0.693	−2.455	−2.546	6.482	1.328	−3.381	0.0026	0.153	−0.067	0.0045
4	10	0.059	2.303	−2.831	−0.937	0.877	0.952	−0.892	0.0006	0.046	0.013	0.0002
5	10	0.053	2.303	−2.940	−0.937	0.877	0.843	−0.790	0.0003	0.046	0.007	0.0000
6	10	0.055	2.303	−2.892	−0.937	0.877	0.891	−0.835	0.0004	0.046	0.010	0.0001
7	10	0.038	2.303	−3.259	−0.937	0.877	0.524	−0.491	0.0000	0.046	−0.007	0.0001
8	10	0.058	2.303	−2.850	−0.937	0.877	0.934	−0.874	0.0005	0.046	0.012	0.0001
9	10	0.036	2.303	−3.318	−0.937	0.877	0.465	−0.436	0.0000	0.046	−0.010	0.0001
10	20	0.024	2.996	−3.729	−0.243	0.059	0.054	−0.013	0.0001	0.027	−0.003	0.0000
11	20	0.037	2.996	−3.289	−0.243	0.059	0.494	−0.120	0.0000	0.027	0.010	0.0001
12	20	0.035	2.996	−3.354	−0.243	0.059	0.430	−0.105	0.0000	0.027	0.008	0.0001
13	20	0.034	2.996	−3.384	−0.243	0.059	0.400	−0.097	0.0000	0.027	0.007	0.0000
14	20	0.026	2.996	−3.669	−0.243	0.059	0.114	−0.028	0.0001	0.027	−0.002	0.0000
15	20	0.031	2.996	−3.472	−0.243	0.059	0.311	−0.076	0.0000	0.027	0.004	0.0000
16	20	0.022	2.996	−3.813	−0.243	0.059	−0.029	0.007	0.0002	0.027	−0.005	0.0000
17	30	0.018	3.401	−3.995	0.162	0.026	−0.212	−0.034	0.0003	0.020	−0.002	0.0000
18	30	0.027	3.401	−3.616	0.162	0.026	0.167	0.027	0.0001	0.020	0.007	0.0000
19	30	0.027	3.401	−3.598	0.162	0.026	0.185	0.030	0.0001	0.020	0.007	0.0001
20	30	0.025	3.401	−3.698	0.162	0.026	0.086	0.014	0.0001	0.020	0.005	0.0000
21	30	0.020	3.401	−3.921	0.162	0.026	−0.138	−0.022	0.0002	0.020	0.000	0.0000
22	30	0.019	3.401	−3.967	0.162	0.026	−0.183	−0.030	0.0002	0.020	−0.001	0.0000
23	30	0.013	3.401	−4.333	0.162	0.026	−0.550	−0.089	0.0005	0.020	−0.007	0.0000
24	40	0.014	3.689	−4.279	0.450	0.202	−0.495	−0.223	0.0004	0.016	−0.002	0.0000
25	40	0.021	3.689	−3.859	0.450	0.202	−0.076	−0.034	0.0002	0.016	0.005	0.0000
26	40	0.016	3.689	−4.118	0.450	0.202	−0.335	−0.151	0.0003	0.016	0.000	0.0000
27	40	0.014	3.689	−4.246	0.450	0.202	−0.463	−0.208	0.0004	0.016	−0.002	0.0000
28	40	0.011	3.689	−4.530	0.450	0.202	−0.746	−0.336	0.0006	0.016	−0.005	0.0000
29	50	0.012	3.912	−4.425	0.673	0.453	−0.642	−0.432	0.0005	0.014	−0.002	0.0000
30	50	0.018	3.912	−3.993	0.673	0.453	−0.209	−0.141	0.0003	0.014	0.005	0.0000
31	50	0.014	3.912	−4.245	0.673	0.453	−0.462	−0.311	0.0004	0.014	0.001	0.0000
32	50	0.011	3.912	−4.518	0.673	0.453	−0.734	−0.494	0.0006	0.014	−0.003	0.0000
33	50	0.009	3.912	−4.671	0.673	0.453	−0.888	−0.598	0.0006	0.014	−0.004	0.0000
34	60	0.012	4.094	−4.402	0.855	0.731	−0.618	−0.529	0.0005	0.012	0.000	0.0000
35	60	0.016	4.094	−4.139	0.855	0.731	−0.355	−0.304	0.0003	0.012	0.004	0.0000
36	60	0.010	4.094	−4.610	0.855	0.731	−0.827	−0.707	0.0006	0.012	−0.002	0.0000
37	60	0.009	4.094	−4.708	0.855	0.731	−0.924	−0.790	0.0007	0.012	−0.003	0.0000
38	80	0.013	4.382	−4.318	1.143	1.306	−0.534	−0.611	0.0005	0.010	0.004	0.0000
39	80	0.008	4.382	−4.771	1.143	1.306	−0.988	−1.129	0.0007	0.010	−0.001	0.0000
40	80	0.007	4.382	−4.898	1.143	1.306	−1.115	−1.274	0.0007	0.010	−0.002	0.0000
41	100	0.011	4.605	−4.505	1.366	1.866	−0.722	−0.986	0.0006	0.008	0.003	0.0000
合計	1446 (x)	1.419 (y)	132.807 (X)	−155.119 (Y)	0.000	37.293	0.000	−27.849	0.125		Δ^2=	0.05457
平均値	35	0.035	3.239	−3.783								

回帰結果



A=	0.256
B=	−0.7470
S^2=	0.0014
S =	0.0374
Sy^2=	0.0031
r^2=	0.553

※「2S」は標準偏差 S の 2 倍の範囲を示す

b)速度依存性の回帰

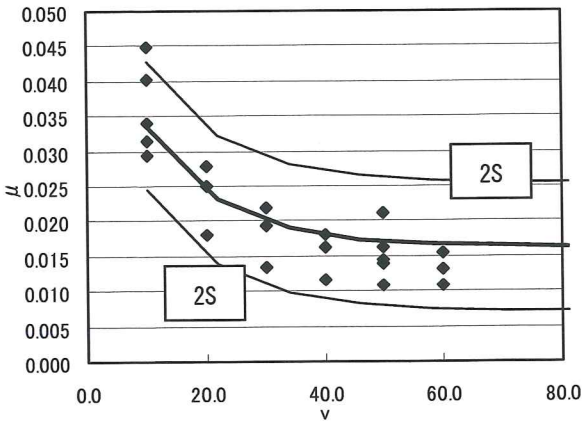
使用データ　・・・　面圧 40N/mm²

既往データの主な面圧は 20，40，60N/mm² であるので，40N/mm² のデータを用いてフィッティングを行った。

非線形回帰(分散を定数と仮定した場合)　　分散の計算

No.	xi	yi	X	Y	X^2	XY	$(yi-(y))^2$	yi'	yi−yi'	$(yi-yi')^2$
1	10.0	0.034	0.2	0.000	0.030	0.000	0.000	0.034	0.000	0.000
2	10.0	0.045	0.2	0.011	0.030	0.002	0.001	0.034	0.011	0.000
3	10.0	0.040	0.2	0.007	0.030	0.001	0.000	0.034	0.007	0.000
4	10.0	0.031	0.2	−0.002	0.030	0.000	0.000	0.034	−0.002	0.000
5	10.0	0.029	0.2	−0.004	0.030	−0.001	0.000	0.034	−0.004	0.000
6	20.0	0.025	0.2	0.001	0.025	0.000	0.000	0.024	0.001	0.000
7	20.0	0.028	0.2	0.004	0.025	0.001	0.000	0.024	0.004	0.000
8	20.0	0.018	0.2	−0.006	0.025	−0.001	0.000	0.024	−0.006	0.000
9	30.0	0.019	0.1	−0.001	0.012	0.000	0.000	0.020	−0.001	0.000
10	30.0	0.022	0.1	0.002	0.012	0.000	0.000	0.020	0.002	0.000
11	30.0	0.014	0.1	−0.006	0.012	−0.001	0.000	0.020	−0.006	0.000
12	40.0	0.016	0.1	−0.002	0.005	0.000	0.000	0.018	−0.002	0.000
13	40.0	0.018	0.1	0.000	0.005	0.000	0.000	0.018	0.000	0.000
14	40.0	0.012	0.1	−0.006	0.005	0.000	0.000	0.018	−0.006	0.000
15	50.0	0.014	0.0	−0.003	0.002	0.000	0.000	0.017	−0.003	0.000
16	50.0	0.021	0.0	0.004	0.002	0.000	0.000	0.017	0.004	0.000
17	50.0	0.016	0.0	−0.001	0.002	0.000	0.000	0.017	−0.001	0.000
18	50.0	0.014	0.0	−0.003	0.002	0.000	0.000	0.017	−0.003	0.000
19	50.0	0.011	0.0	−0.006	0.002	0.000	0.000	0.017	−0.006	0.000
20	60.0	0.013	0.0	−0.003	0.000	0.000	0.000	0.017	−0.003	0.000
21	60.0	0.015	0.0	−0.001	0.000	0.000	0.000	0.017	−0.001	0.000
22	60.0	0.011	0.0	−0.006	0.000	0.000	0.000	0.017	−0.006	0.000
23	100.0	0.019	0.0	0.002	0.000	0.000	0.000	0.016	0.002	0.000
24	100.0	0.012	0.0	−0.004	0.000	0.000	0.000	0.016	−0.004	0.000
25	150.0	0.017	0.0	0.001	0.000	0.000	0.000	0.016	0.001	0.000
26	150.0	0.011	0.0	−0.006	0.000	0.000	0.000	0.016	−0.006	0.000
27	200.0	0.017	0.0	0.001	0.000	0.000	0.000	0.016	0.001	0.000
28	200.0	0.011	0.0	−0.005	0.000	0.000	0.000	0.016	−0.005	0.000
合計	1650	0.554	2.140	−0.034	0.286	0.000	0.002		Δ^2=	0.00054
	(x)	(y)	(X)	(Y)						
平均値	59	0.020	0.076	−0.001						

回帰結果



C=	0.849
D=	−0.078

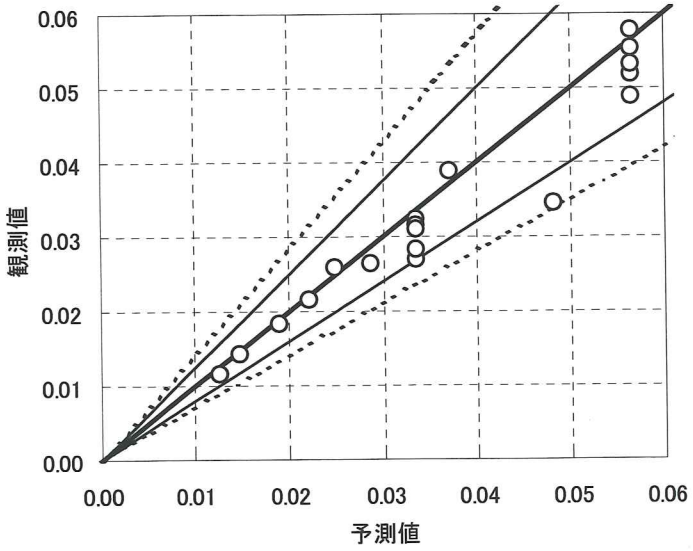
S^2=	0.00002
S =	0.005
Sy^2=	0.00008
r^2=	0.75

※「2S」は標準偏差 S の 2 倍の範囲を示す

c)パラメータのまとめ

上記の方法でフィッティングしたものに対して，振動台実験用試験体の特性試験結果を用いて精度の確認を行った。

全体の推定精度



S^2=	0.00002		
S =	0.00472	2S=	±0.009
Sy=	0.00020		
r^2 =	0.89		

回帰パラメータ

A =	0.256
B =	−0.747
C =	0.849
D =	−0.078

よって，

$$\mu(\sigma,v)=0.256\sigma^{-0.747}\left(1-e^{-0.078v}\right)+0.849\sigma^{-0.747}e^{-0.078v}$$

を得る。

参考資料-4　ゴムバッファの特性試験例

4.1 はじめに

本マニュアル(案)に示す地震力遮断デバイスに用いるゴムバッファとしては積層ゴム支承を基本としている。地震力遮断デバイスはすべり系支承に鉛直反力を負担させるため，ゴムバッファは鉛直反力を支持しない点が，一般的なゴム系の免震支承の使用方法と異なる。

本参考資料では，ゴムバッファが鉛直反力を支持する場合と支持しない場合の特性変化についての検討例を示すものである。検討に用いたゴムバッファは一般的に用いられる天然ゴムバッファ，鉛プラグ入りゴムバッファ，及び高減衰ゴムバッファの 3 種類である。ゴムバッファの形状は 7 章の 7.5 に示す検証方法による試験体形状に近似したものとした。

本参考資料に示すゴムバッファではいずれも鉛直力の有無に関わらず既存の設計式で評価可能な結果を示している。しかしながら，地震力遮断デバイスに用いるゴムバッファは鉛直荷重を支持しないため，一般的な積層ゴム支承に比べ内部鋼板の枚数あるいは一次形状係数や二次形状係数の制約が異なるため，形状係数の小さいゴムバッファを用いることも可能になる。形状係数が既存の積層ゴム支承と比べ大きく異なる場合には，ゴムバッファの特性を既存の積層ゴム支承の設計式では表せない場合も考えられる。そのような場合は，7 章に示す性能検証方法により，各特性を調査しその結果に応じた特性を設計に用いる必要がある。

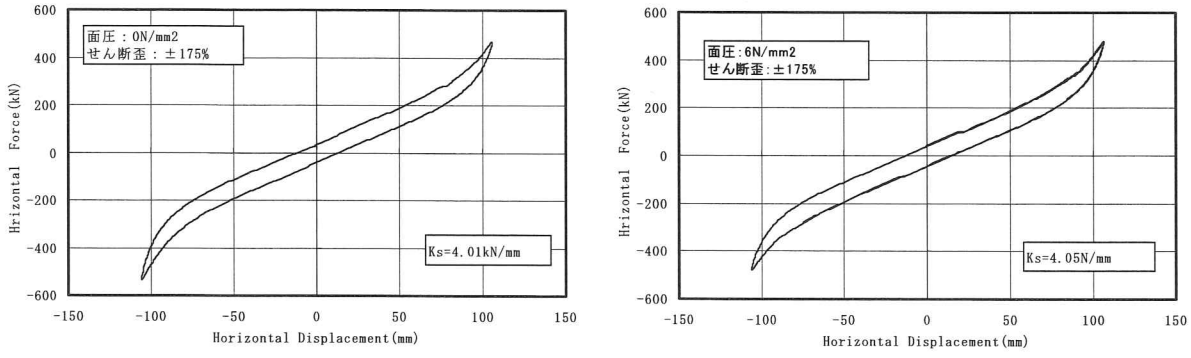
4.2 積層ゴム支承(RB)の検証例

特性を検証した積層ゴム支承(RB)の諸元を表-参 4.1 に示す。

表-参 4.1　積層ゴム支承(RB)の諸元

平面寸法	a(mm)	400
	b(mm)	400
ゴム層厚	te(mm)	20
ゴム層数	n	3
ゴム総厚	Σte(mm)	60
せん断弾性係数	G(N/mm2)	1.4
等価剛性(設計値)	Ks(kN/mm)	3.7(±10%)

図-参 4.1 は，面圧を変化させた場合のゴム支承の荷重～変位の履歴曲線を示したものである。ここで試験は同一のゴム支承に対して面圧を変化させた載荷を行ったものである。面圧の有無に関わらずその履歴特性はほとんど変化していない。また，せん断ばね定数は面圧 0 N/mm^2 及び 6 N/mm^2 でそれぞれ 4.01(kN/mm)，4.05(kN/mm)でありほぼ同様な特性を示している。



a) 面圧 0N/mm^2　　b) 面圧 6N/mm^2

図-参 4.1　積層ゴム支承(RB)の検証例

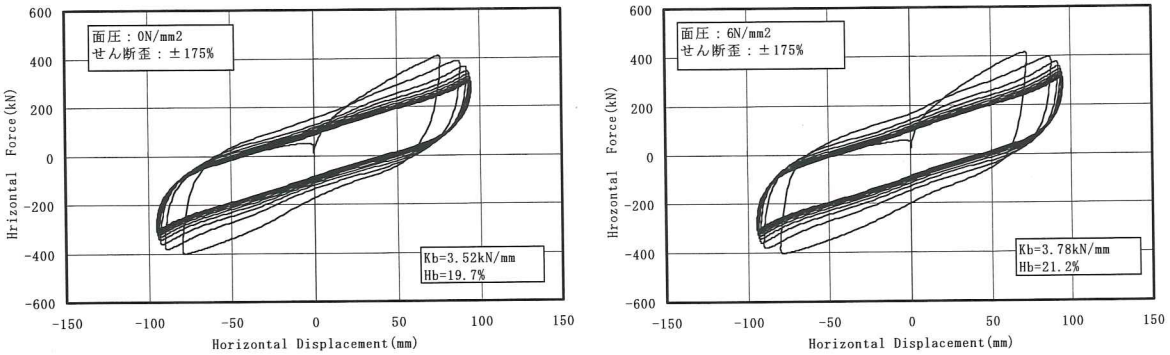
4.3 鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)の検証例

特性を検証した鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)の諸元を表-参 4.2 に示す。

表-参 4.2　鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)の諸元

平面寸法	a(mm)	400
	b(mm)	400
ゴム層厚	te(mm)	9
ゴム層数	n	6
ゴム総厚	Σte(mm)	54
せん断弾性係数	G(N/mm2)	1.2
鉛プラグ径	φdp(mm)	57.5
鉛プラグ本数	np	4
等価剛性(設計値)	Kb(kN/mm)	3.6(±10%)
等価減衰定数(設計値)	hb(%)	15.2(以上)

図-参 4.2 は，面圧を変化させた場合のゴム支承の荷重～変位の履歴曲線を示したものである。ここで試験は 2 つの LRB ゴムバッファに対して面圧を変化させた載荷を行ったものである。同一形状の異なる試験体のため，特性値の変化について試験体の個体差が含まれるが，LRB ゴムバッファの履歴特性は図-参 4.2 に示すように同様であり，面圧の有無に関わらず免震支承の設計値通りの特性を示している。



a) 面圧 0N/mm^2　　b) 面圧 6N/mm^2

図-参 4.2　鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)の検証例

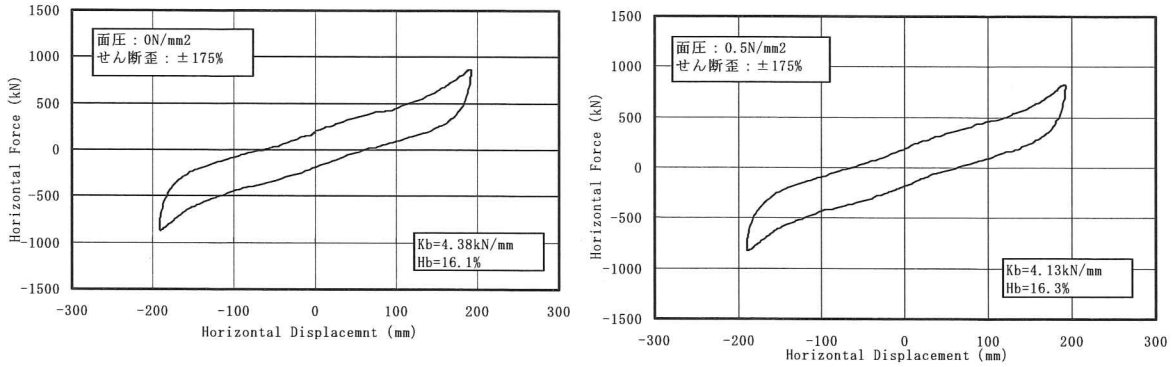
4.4 高減衰ゴム支承(HDR)の検証例

特性を検証した高減衰ゴム支承(HDR)の諸元を表-参 4.3 に示す。

表-参 4.3　高減衰ゴム支承(HDR)の諸元

平面寸法	a(mm)	650
	b(mm)	650
ゴム層厚	te(mm)	10
ゴム層数	n	11
ゴム総厚	Σte(mm)	110
せん断弾性係数	G(N/mm2)	1.2
等価剛性(設計値)	Kb(kN/mm)	4.5(±10%)
等価減衰定数(設計値)	hb(%)	13.9(以上)

図-参 4.3 は,面圧を変化させた場合の HDR ゴムバッファの荷重～変位の履歴曲線を示したものである。ここで試験は同一の HDR ゴムバッファに対して面圧を変化させた載荷を行ったものである。面圧 0N/mm^2 と 0.5 N/mm^2 の結果を比較したものであり,繰返し 5 回加振のうちの 5 回目の履歴曲線である。履歴曲線は面圧の有無に関わらずほぼ同様である。図-参 4.3 に示す履歴特性は等価剛性 K_B 及び等価減衰定数 h_B ともに，免震支承の設計値通りの特性を示している。



a) 面圧 0N/mm^2　　b) 面圧 0.5N/mm^2

図-参 4.3　高減衰ゴム支承(HDR)の検証例

参考資料-5　レベル１地震動に対する静的照査法

レベル１地震動に対して静的照査法を適用した場合に，橋軸方向に対する上部構造の変位と水平力の分担を算定する方法を以下に示す。

上部構造の変位の算定にあたって，各下部構造の剛性は基礎の回転と水平変位及び橋脚躯体の曲げ剛性を考慮して，以下の合成バネ定数によって評価する。

$$K_{Ci} = \frac{1}{1/K_{Pi} + h_{0i}^2/K_{F\theta i} + 1/K_{Fui}} \qquad (参\ 5.1)$$

ここに，

K_{Ci}　：i 橋脚の下部構造合成バネ定数

K_{Pi}　：i 橋脚の躯体曲げバネ定数

等断面橋脚の場合 $K_{Pi} = 3EI_i / h_i^3$　(参 5.2)

$K_{F\theta i}$　：i 橋脚基礎の回転バネ定数（$= A_{rri} - A_{sri}{}^2 / A_{ssi}$）　(参 5.3)

K_{Fui}　：i 橋脚基礎の水平バネ定数（$= A_{ssi}$）

h_{0i}　：i 橋脚の基礎バネ中心から上部構造中心までの高さ

$$h_{0i} = h_i + h_{Fi} - A_{sri}/A_{ssi} \qquad (参\ 5.4)$$

EI_i　：i 橋脚躯体の曲げ剛性

$A_{ssi}, A_{sri}, A_{rri}$　：i 橋脚基礎の抵抗を表すバネ定数（道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 6.2.3 解説参照，A_{sr} は負の値）

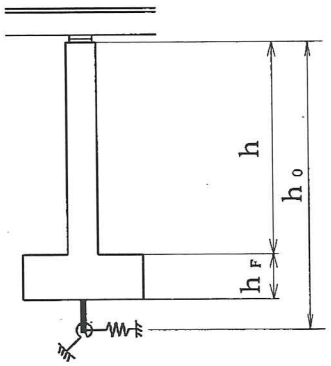


図-参 5.1 下部構造の高さ

下部構造の変形に加え，ゴムバッファの変形も考慮した合成バネ定数について次式で定義する。

$$K_{Ti} = \frac{1}{1/K_{Si} + 1/K_{Ci}} \qquad (参\ 5.5)$$

ここに，

K_{Ti}　：i 橋脚の支承部ゴムバッファを含む合成バネ定数

K_{Si}　：i 橋脚支承部のゴムバッファバネ定数

K_{Ci}　：i 橋脚の下部構造合成バネ定数

支承部ですべりが生じない場合には，橋脚における上部構造の変位は，次式で与えられる。

$$\delta_U = \frac{P_j + k_h W_{P0j}}{K_{Cj}} = \frac{P_j}{K_{Cj}} + \delta_{Pj} \qquad (参\ 5.6)$$

ここに，

P_j　：支承部ですべりが生じない j 橋脚の橋軸方向分担水平力

k_h　：設計水平震度

W_{P0j}　：j 橋脚の躯体の等価重量（≒$0.3W_{Pj}$）

W_{Pj}　：j 橋脚の下部構造躯体の重量

δ_{Pj}　：j 橋脚の下部構造慣性力による下部構造天端変位

$$\delta_{Pj}=\frac{k_h W_{P0j}}{K_{Ci}} \qquad (参\ 5.7)$$

式(参 5.6)から，支承部ですべりが生じない場合に，橋脚における橋軸方向分担水平力は次式となる。

$$P_j=K_{Cj}\left(\delta_U-\delta_{Pj}\right) \qquad (参\ 5.8)$$

支承部ですべりが生じる橋脚における上部構造の変位は，式(参 5.6)の下部構造変形に加え，ゴムバッファの水平変形を考慮し，式(参 5.5)を適用すると，次式で与えられる。

$$\delta_U=\frac{P_i-R_{di}\mu_i}{K_{Si}}+\frac{P_i+k_h W_{P0i}}{K_{Ci}}=\frac{P_i}{K_{Si}}+\frac{P_i}{K_{Ci}}-\frac{R_{di}\mu_i}{K_{Si}}+\frac{k_h W_{P0i}}{K_{Ci}}$$

$$=\frac{P_i}{K_{Ti}}-\delta_{Ai}+\delta_{Pi} \qquad (参\ 5.9)$$

ここに，

P_i　：支承部ですべりが生じる i 橋脚の橋軸方向分担水平力

R_{di}　：i 橋脚の鉛直死荷重反力

μ_i　：i 橋脚のすべり支承摩擦係数

K_{Si}　：ゴムバッファのバネ定数

δ_{Ai}　：摩擦力とゴムバッファ剛性に関する変位

$$\delta_{Ai}=\frac{R_{di}\mu_i}{K_{Si}} \qquad (参\ 5.10)$$

式(参 5.9)から，支承部ですべりが生じる橋脚における橋軸方向分担水平力は次式となる。

$$P_i=k_{Ti}\left(\delta_U+\delta_{Ai}-\delta_{Pi}\right) \qquad (参\ 5.11)$$

上部構造の慣性力と下部構造の分担力の総和が等しいことから，次式が成り立つ。

$$k_h W_U=\sum_{i=1}^{n}P_i+\sum_{j=1}^{m}P_j=\delta_U\sum_{i=1}^{n}K_{Ti}+\sum_{i=1}^{n}K_{Ti}\left(\delta_{Ai}-\delta_{Pi}\right)+\delta_U\sum_{j=1}^{m}K_{Cj}-\sum_{j=1}^{m}K_{Cj}\delta_{Pj} \qquad (参\ 5.12)$$

ここに，

W_U　：上部構造重量

n　：支承部ですべりが生じる橋脚の総数

m　：支承部ですべりが生じない橋脚の総数

式(参 5.12)から，上部構造変位は次式で与えられる。

$$\delta_U = \frac{k_h W_U - \sum_{i=1}^{n} K_{Ti}\left(\delta_{Ai} - \delta_{Pi}\right) + \sum_{j=1}^{n} K_{Cj}\delta_{Pj}}{\sum_{i=1}^{n} K_{Ti} + \sum_{j=1}^{m} K_{Cj}} \qquad (参\ 5.13)$$

得られた上部構造変位δ_Uを式(参 5.8)と式(参 5.11)に代入すれば，各下部構造の分担水平力が得られ，下部構造天端の変位δ_iは次式となる。

$$\delta_i = \frac{P_i}{K_{Ci}} + \delta_{Pi} \qquad (参\ 5.14)$$

設計水平震度k_hの決定には，固有周期が必要となる。道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 6.2.3 を参考にすれば，固有周期は次式で略算することができる。

$$\delta = \frac{W_U \delta_U^2 + \sum W_{Pi}\delta_i^2}{W_U \delta_U + \sum W_{Pi}\delta_i} \cdot \frac{1}{k_h} \qquad (参\ 5.15)$$

$$T = 2.01\sqrt{\delta} \qquad (参\ 5.16)$$

以下の 3 条件を満足するように，式(参 5.8)，(参 5.11)，(参 5.13)～(参 5.16)の計算を繰り返す。

1) 式(参 5.16)で算出した固有周期から決定される設計水平震度k_hが仮定値とほぼ等しい。

2) 支承部ですべりが生じると仮定した橋脚の分担水平力が次式を満足する。

$$P_i \geq R_{di}\mu_i \qquad (参\ 5.17)$$

3) 支承部ですべりが生じないと仮定した橋脚の分担水平力が次式を満足する。

$$P_j \geq R_{dj}\mu_j \qquad (参\ 5.18)$$

支承部の摩擦係数が 0.1 程度以下の場合，レベル 1 地震動が作用した時に，すべりは生じるが大きな支承相対変位とはならず，固有周期が一定領域の範囲にあることが多い。また，橋脚躯体の慣性力の影響も小さい。したがって，上部構造変位及び分担水平力は次式で略算でき，一般に繰返し計算の必要は少ないと考えられる。

$$\delta_U = \frac{k_h W_U - \sum_{i=1}^{n} K_{Ti}\delta_{Ai}}{\sum_{i=1}^{n} K_{Ti}} \qquad (参\ 5.19)$$

$$P_i = K_{Ti}\left(\delta_U + \delta_{Ai}\right) \geq R_{di}\mu_i \qquad (参\ 5.20)$$

$$T = 2.01\sqrt{\delta_U / k_h} \qquad (参\ 5.21)$$

本参考資料では，式(参 5.22)に示すように，支承部ですべりが生じる橋脚の分担水平力が摩擦力とゴムバッファの作用力の和として表されることを利用して上部構造変位や分担水平力を算出している。式(参 5.22)からδ_uを導くと式(参 5.9)を得る。

$$P_i = R_{di}\mu_i + K_{Si}\left(\delta_u - \delta_{p'i}\right) \qquad (参\ 5.22)$$

$$\delta_{p'i} = \frac{P_i}{K_{Ci}} + \frac{k_h W_{P0i}}{K_{Ci}} \qquad (参\ 5.23)$$

なお，本参考資料の方法で算出した上部構造変位，分担水平力は，プッシュオーバー解析から得られる応答値と理論上同じ値となるものである。

参考資料-6　上部構造を模擬したすべり系支承を有する免震橋梁の振動台実験

6.1 はじめに

すべり系支承の摩擦係数は，面圧や速度等に対する依存性を有する。作用する地震動の特性によっては，鉛直荷重の変動に伴う摩擦力の変動や摩擦力の作用する方向が変化するため，すべり系支承を有する免震橋梁においては，摩擦力の変動がその地震時挙動に影響を与える可能性が考えられる。

本参考資料では，すべり系支承を有する免震橋梁の地震時挙動について検討するため，3 次元大型振動台を用いて，異なる摩擦特性を有する 4 種類の地震力遮断デバイスを用いた一般的な橋梁の上部構造（上部構造及び支承部）を対象とした振動台加振実験を行った結果を示す。実験結果について，上下動入力・橋軸直角方向入力が橋軸方向の応答に及ぼす影響，摩擦係数の違いが応答に及ぼす影響及びすべり系支承に作用する鉛直荷重の変動の発生機構についてまとめるとともに，本マニュアル(案)で提案している設計モデルの妥当性について検討を行った。

6.2 実験概要

6.2.1 実験模型橋

本実験に使用する模型橋梁は「道路橋の耐震設計に関する資料」[1]の「2.鉄筋コンクリート橋脚を用いた場合の設計計算例」に示される図-参 6.1 に示す 5 径間連続鋼 I 桁橋を参考に，主桁本数を 5 本から 2 本にしたシンプルな構造にするとともに，主桁間の中央位置に復元力装置となるゴムバッファを設置した橋梁を想定し，縮尺した模型橋である。

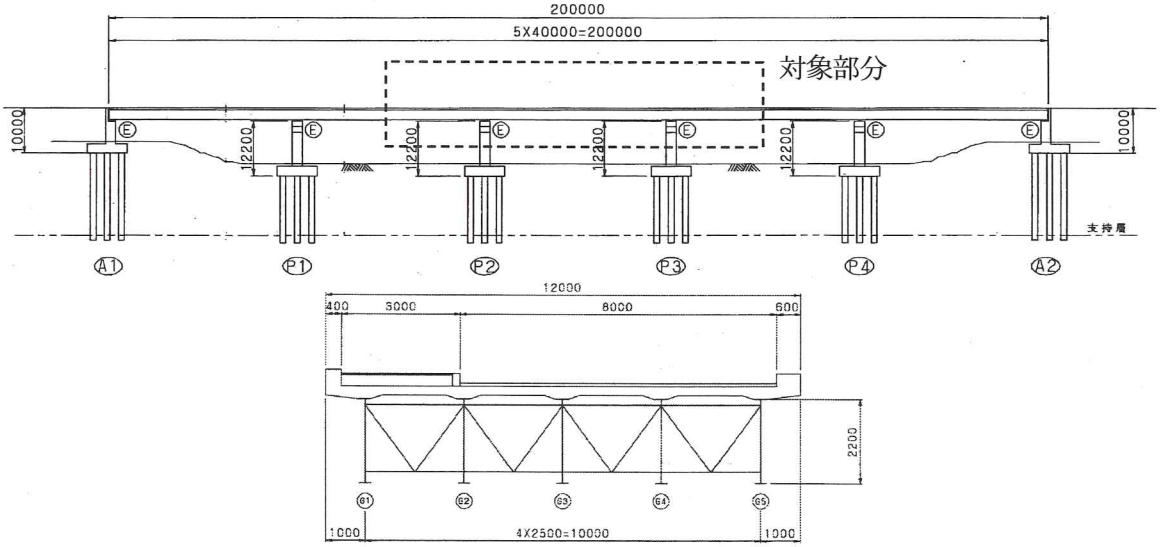


図-参 6.1　対象とした橋梁

相似則は，すべり系支承の面圧の相似比を 1 として表-参 6.1 に示すように設定した。また，支承部に作用する鉛直荷重の変動に着目した既往の振動台実験[2]を参考に，上下地震動及びロッキングに起因する鉛直荷重の変動比を実橋と一致させるため，桁幅／重心高さを実橋と合わせた。

相似比 S については，すべり系支承に設置した三分力計の定格容量や振動台の加振性能等を勘案し S=7 とした。実橋及び実験模型の各諸元について表-参 6.2 に示す。実験模型の橋軸支間長を 5.71m，主桁間隔を 1.43m，橋桁重量を 257kN とした。

実験模型の一般図を図-参 6.2 に，全景を図-参 6.3 に示す。実験模型は橋桁を模擬した H 鋼を「日」の字状に組み，重心高さを合わせるためにカウンタウェイトを H 鋼の上下から挟み込んで固定した。すべり系支承を 4 隅に配置し，ゴムバッファを短辺の中心位置に設置した。

表-参 6.1　相似則

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

表-参 6.2　実橋及び実験模型の諸元

	実橋	実験供試体	備考
橋軸方向支間長	40m	5.71m	1/7
主桁間隔	10m	1.43m	1/7
上部構造分担重量/橋脚当たり	6,306kN	129kN	$1/7^2$
上部構造分担重量/支承当たり[I)]	3,158kN	64kN	$1/7^2$
上部構造（橋桁）重量[II)]	6306×2=12,612kN	257kN	$1/7^2$
ゴムバッファばね値/橋脚	23,536kN/m	3362kN/m	1/7
ゴムバッファ寸法[III)]	2,600×2,600×286mm	371×371×41mm	1/7
すべり系支承径[IV)]	φ460mm	φ66mm	1/7
固有周期	1.04sec	0.393sec	$1/\sqrt{7}$
重心高さ	2.2m	0.314m	1/7

[I)] 1橋脚当たり2つのすべり系支承と1つのゴムバッファを想定

[II)] 連続橋中間の2径間分を想定

[III)] 設計変位:500mm, 設計変位時せん断ひずみ:175%, せん断弾性係数:1N/mm^{2}とした場合

[IV)] 設計面圧:20 N/mm^{2}とした場合

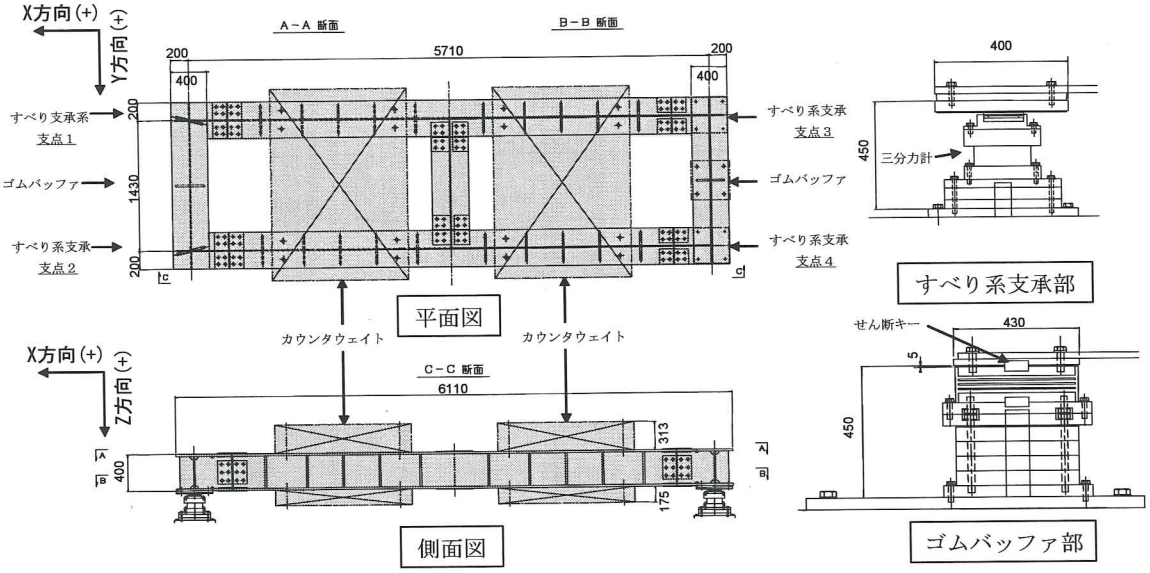


図-参 6.2　実験模型の一般図

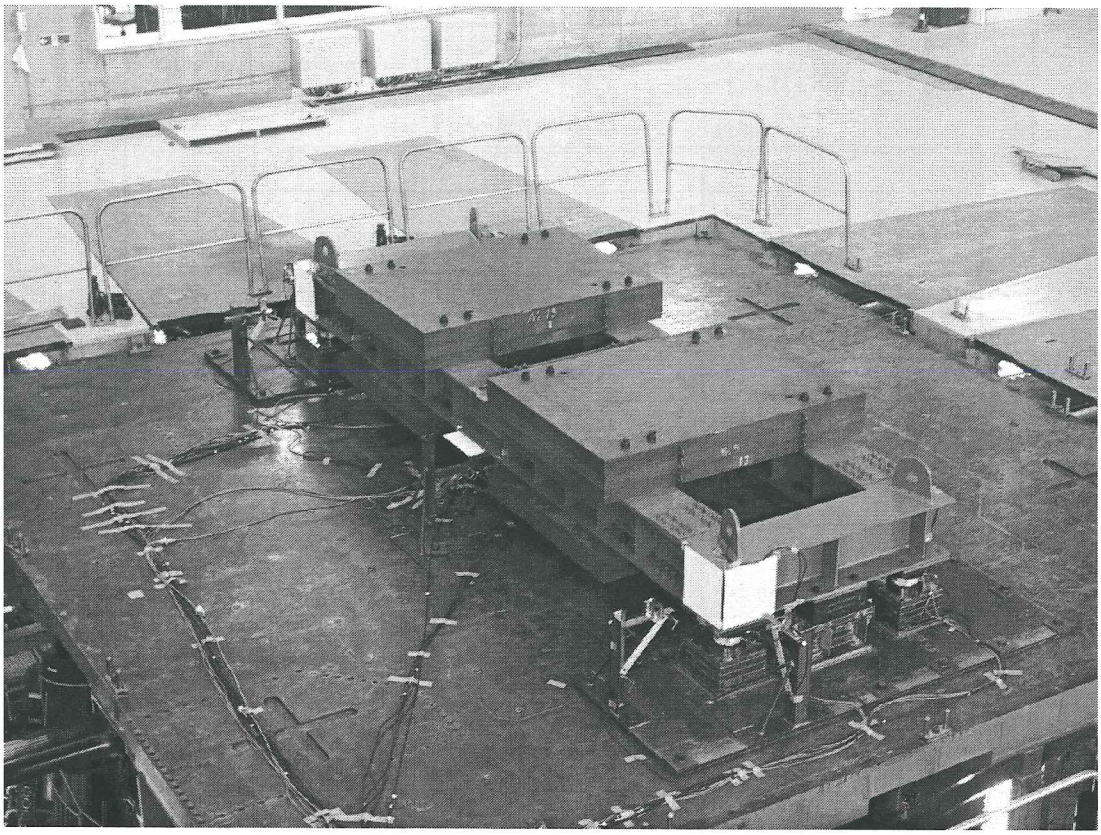
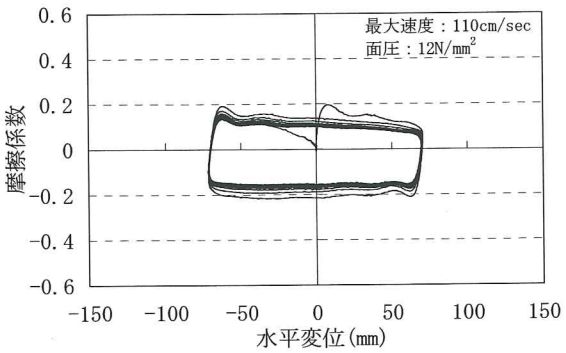


図-参 6.3　実験模型の全景

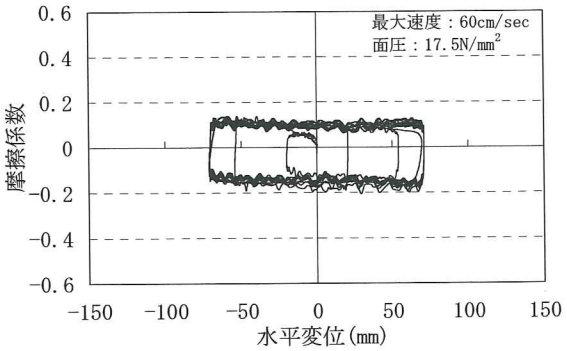
組み合わせたすべり系支承及びゴムバッファについて表-参 6.3 に示す。異なる材料と摩擦係数を有する 4 種類である。タイプ 1,2 については，充填材入りの PTFE と SUS の組み合わせであり，設計面圧や SUS の仕上げの違い等により目標摩擦係数をそれぞれ 0.15 と 0.1 程度とした。タイプ 3 については，焼結金属系すべり材と SUS の組み合わせであり，摩擦係数を 0.25 程度とした高摩擦係数のタイプである。タイプ 4 については，AFRP（繊維強化熱硬化樹脂）と SUS の組み合わせであり，摩擦係数を 0.05 程度とした低摩擦係数のタイプである。ゴムバッファにはタイプ 1～3 のすべり系支承に対しては同一の反力分散ゴム支承(RB)を用い，低摩擦係数であるタイプ 4 のすべり系支承には鉛プラグ入りゴム支承(LRB)を用いた。振動台実験前に実施したすべり系支承の特性試験結果を図-参 6.4 に，ゴムバッファの特性試験結果を図-参 6.5 に示す。タイプ 3 のすべり系支承については速度依存性が顕著であり，低速時にはさらに大きな摩擦係数を有している。

表-参 6.3　各支承タイプのすべり系支承とゴムバッファの組み合わせ

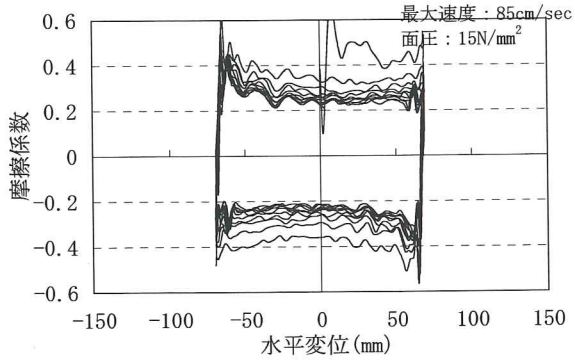
タイプ	すべり材	相手材	設計面圧	目標 摩擦係数	組合せたゴムバッファ （数値は設計値）
1	充填材入り PTFE	SUS (No.3以上)	12N/mm^2	0.15程度	反力分散ゴム支承（RB） K=3333kN/m
2	充填材入り PTFE	SUS (鏡面仕上げ)	20N/mm^2	0.1程度	
3	焼結金属系 すべり材	SUS (No.2B相当)	15N/mm^2	0.25程度	
4	AFRP (繊維強化熱 硬化性樹脂)	SUS （フッ素樹脂 コート）	20N/mm^2	0.05程度	鉛プラグ入りゴム支承 （LRB） K1=17770kN/m K2=2734kN/m Qd=76.4kN （有効せん断ひずみ100%時）



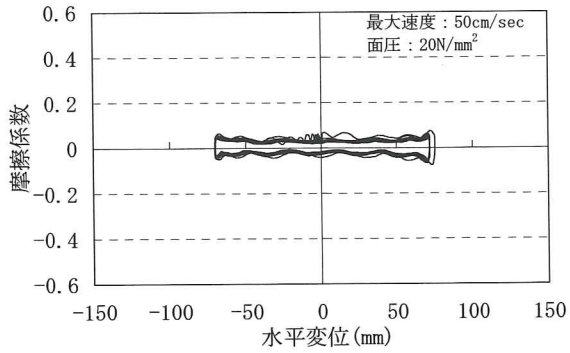
a) タイプ 1（摩擦係数 0.14）



b) タイプ 2（摩擦係数 0.11）

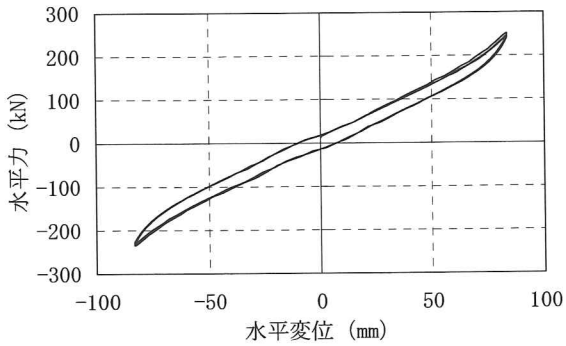


c) タイプ 3（摩擦係数 0.25）

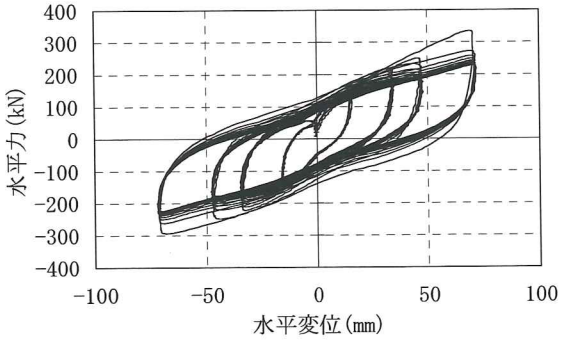


d) タイプ 4（摩擦係数 0.03）

図-参 6.4　各タイプのすべり系支承の特性試験結果（摩擦係数－変位関係）



a) RB



b) LRB

図-参 6.5　ゴムバッファの特性試験結果（摩擦係数－変位関係）

6.2.2 計測項目

計測装置の設置状況を図-参 6.6 に示す。変位 8 点，加速度 20 点，荷重 12 点である。なお，図に示すように橋軸方向を X 軸，橋軸直角方向を Y 軸，鉛直方向を Z 軸としている。三分力計を各すべり系支承部に設置し，鉛直荷重と水平荷重（摩擦力）を計測した。ゴムバッファに作用する水平力は，模型橋の加速度と質量の積からすべり系支承に生じた摩擦力を差し引くことにより算出した。

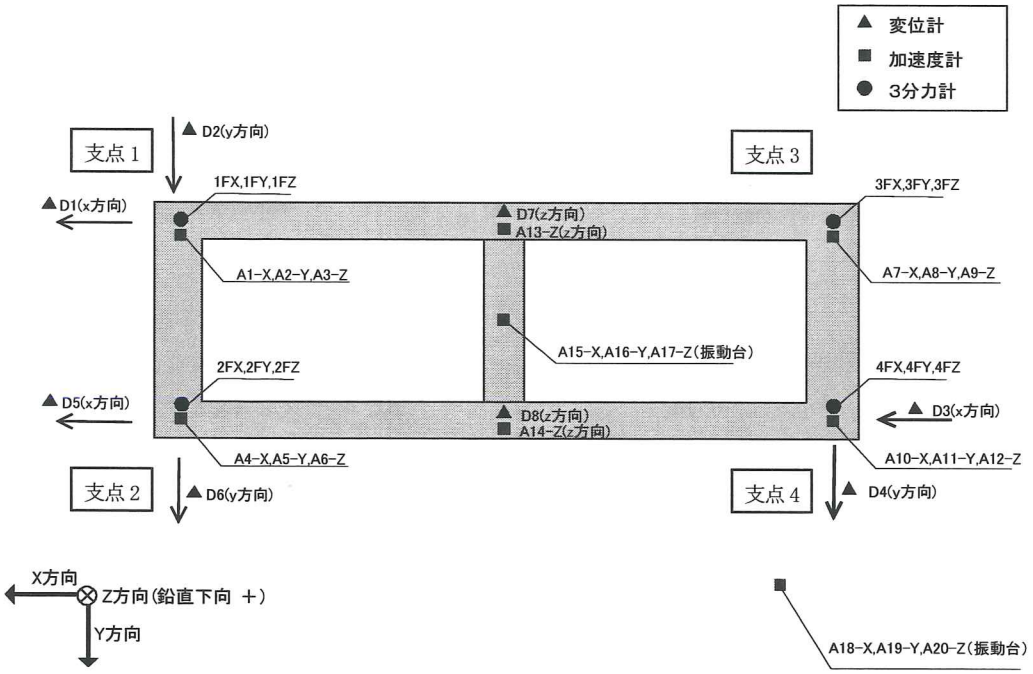


図-参 6.6　計測装置の設置状況

6.2.3 加振ケース

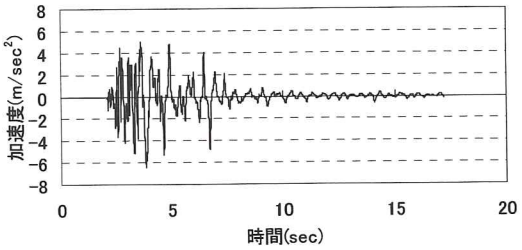
本実験における加振ケースを表-参 6.4 に示す。合計 11 ケースの加振を各支承タイプに対して実施した。加振レベルについては，振動台の指令値に対する再現性や加振時の実際の応答が不明であることから，徐々に入力レベルを上昇させ，応答変位が目標としたゴムバッファのせん断ひずみ 150%=72mm 程度，あるいは三分力計の定格容量（圧縮時の 150kN，引張時は浮き上がりを生じさせない）に達したレベルで加振ケースとして終了することとした。そのため，最終的な入力レベルは支承タイプ毎に異なる。

入力波としては，正弦波，1995 年兵庫県南部地震時の JR 鷹取駅構内における記録（X:NS, Y:EW, Z:UD）（以下鷹取波），1994 年北海道東方沖地震時の温根沼大橋周辺における記録（X:HA, Y:HB, Z:UD）（以下温根沼波）を用いた。正弦波の周期については，振動時の固有周期となるゴムバッファの剛性から得られた固有周期 0.39sec に近い 0.5sec とした。波数は最大値となる波数を 10 波とし，前後に漸増・漸減のテーパーとして 6 波ずつ付加した。また，鷹取波，温根沼波については相似則に従い時間軸を圧縮した。図-参 6.7 及び図-参 6.8 に入力レベル 100%の加速度波形を示す。

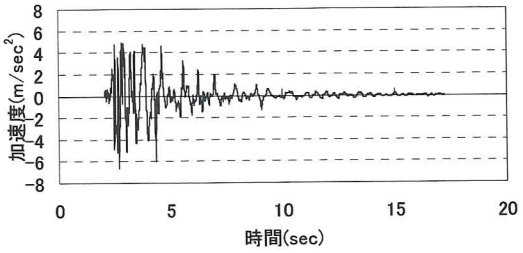
ケース 1～3 は正弦波を入力波とし，主としてすべり系支承の摩擦特性の評価及び鉛直荷重の発生要因について確認することを目的とした。ケース 4～7 は鷹取波を入力波とし，ケース 8～11 は温根沼波を入力波とし，実地震動での挙動について確認することとした。また，支承タイプ・摩擦係数の違いが地震時挙動に及ぼす影響を評価するため鷹取波（X:100％, Y:100％, Z:100％）と温根沼波（X:250%, Y:150%, Z:150%）を共通ケースとして入力した。

表-参 6.4　実験ケース及び入力地震波

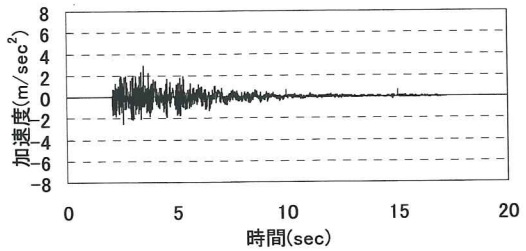
Case	入力方向 X	Y	Z	主な着目点	入力地震波
1	○			・基本ケース（正弦波） ・摩擦特性（速度依存性）	正弦波(周期:0.5sec,10波)
2		○		・摩擦特性（面圧依存性） ・ロッキングによる軸力変動	〃
3	○		○	・摩擦特性（速度・面圧依存性） ・上下動による軸力変動 ・上下動入力が応答に及ぼす影響 (Case 1 との比較)	〃 (Z方向正弦波周期は 0.5or1.0sec)
4	○			・基本ケース（ランダム波） ・Case1に同じ	1995年兵庫県南部地震時の JR鷹取駅構内における 記録(X:NS, Y:EW)
5		○		・Case2に同じ	
6	○		○	・Case3に同じ	
7	○	○	○	・地震時の実挙動 ・水平2方向入力が応答に及ぼす影響 (Case6との比較)	
8	○			・地震動の違い	1994年北海道東方沖地震時の 温根沼大橋周辺における 記録(X:HA, Y:HB)
9		○			
10	○		○		
11	○	○	○		



a) 鷹取波 NS

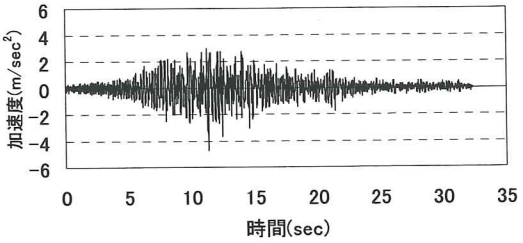


b) 鷹取波 EW

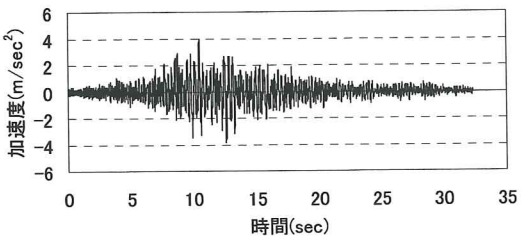


c) 鷹取波 UD

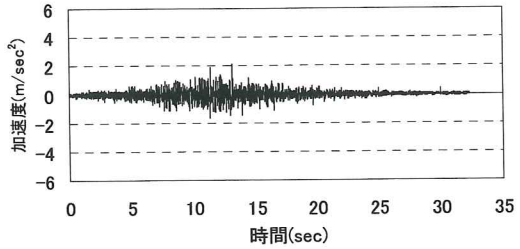
図-参 6.7　鷹取波(100%)



a) 温根沼波 HA



b) 温根沼波 HB



c) 温根沼波 UD

図-参 6.8　温根沼波(100%)

6.3 実験結果

6.3.1 実験結果一覧

各支承タイプについて加振を行った各ケースの主要な応答値を表-参 6.5～表-参 6.8 に示す。

表-参 6.5　実験結果一覧（支承タイプ 1）

case		入力(振動台) X 周期	X 最大加速度(cm/sec²) 指令値	X 最大加速度(cm/sec²) 実測値	X 波数	Y 周期	Y 最大加速度(cm/sec²) 指令値	Y 最大加速度(cm/sec²) 実測値	Y 波数	Z 周期	Z 最大加速度(cm/sec²) 指令値	Z 最大加速度(cm/sec²) 実測値	Z 波数	応答値(橋桁) 重心最大変位(cm) X	重心最大変位(cm) Y	重心最大変位(cm) Z	重心最大振幅(cm) X	重心最大振幅(cm) Y	重心最大振幅(cm) Z	重心残留変位(cm) X	重心残留変位(cm) Y	重心残留変位(cm) Z	重心最大速度(cm/sec) X	重心最大速度(cm/sec) Y	重心最大速度(cm/sec) Z	重心最大加速度(cm/sec²) X	重心最大加速度(cm/sec²) Y	重心最大加速度(cm/sec²) Z	反力変動(kN)
1	1	0.5	300	331	10	—	—	—	—	—	—	—	—	-1.98	—	—	1.98	—	—	-0.01	—	—	-23.53	—	—	-612.6	—	—	4.39
																													-19.28
	2	0.5	350	393	10	—	—	—	—	—	—	—	—	-3.32	—	—	3.32	—	—	-0.11	—	—	40.43	—	—	-881.9	—	—	5.37
																													-30.27
	3	0.5	375	428	10	—	—	—	—	—	—	—	—	-4.85	—	—	4.89	—	—	0.05	—	—	59.21	—	—	-1168.0	—	—	4.96
																													-40.09
	4	0.5	400	465	10	—	—	—	—	—	—	—	—	-6.31	—	—	6.36	—	—	-0.12	—	—	76.65	—	—	-1462.8	—	—	5.57
																													-53.54
	5	0.5	425	502	10	—	—	—	—	—	—	—	—	-7.46	—	—	7.53	—	—	-0.03	—	—	89.47	—	—	-1725.0	—	—	4.68
																													-62.87
2	1	—	—	—	—	0.5	300	262	10	—	—	—	—	—	0.59	—	—	0.59	—	—	0.01	—	—	-6.45	—	—	-327.7	—	4.31
																													-9.01
	2	—	—	—	—	0.5	350	322	10	—	—	—	—	—	-1.37	—	—	1.38	—	—	0.03	—	—	-16.63	—	—	488.3	—	5.78
																													-17.16
	3	—	—	—	—	0.5	400	366	10	—	—	—	—	—	2.25	—	—	2.22	—	—	0.02	—	—	-29.74	—	—	-671.5	—	6.37
																													-25.97
	4	—	—	—	—	0.5	450	411	10	—	—	—	—	—	4.52	—	—	4.50	—	—	0.04	—	—	-54.75	—	—	1066.8	—	3.54
																													-47.86
	5	—	—	—	—	0.5	500	473	10	—	—	—	—	—	6.62	—	—	6.62	—	—	0.06	—	—	-81.48	—	—	1520.2	—	4.63
																													-69.55
3	1	0.5	425	506	10	—	—	—	—	0.5	300	269	10	-7.68	—	-0.09	7.66	—	0.11	0.02	—	0.01	91.33	—	1.58	1754.8	—	301.1	66.88
																													-112.47
	2	0.5	425	532	10	—	—	—	—	0.5	400	362	10	-8.37	—	-0.12	8.39	—	0.14	0.01	—	0.01	100.54	—	-2.51	-1979.9	—	415.9	96.20
																													-139.00
	3	0.5	425	521	10	—	—	—	—	1	400	341	5	-8.05	—	0.09	8.07	—	0.11	0.05	—	0.01	-95.10	—	-1.17	-1843.7	—	335.2	70.17
																													-114.00
4	1	鷹取75%		535		—	—	—	—	—	—	—	—	-2.73	—	—	2.78	—	—	0.09	—	—	31.06	—	—	-736.8	—	—	6.46
																													-30.49
	2	鷹取100%		754		—	—	—	—	—	—	—	—	4.77	—	—	4.70	—	—	0.06	—	—	53.98	—	—	1116.7	—	—	3.88
																													-48.53
5	1	—	—	—	—	鷹取100%		814		—	—	—	—	—	-2.14	—	—	2.15	—	—	0.11	—	—	-31.86	—	—	-647.2	—	7.54
																													-25.07
6	1	鷹取100%		756		—	—	—	—	鷹取100%		324		4.60	—	0.10	4.62	—	0.10	0.02	—	0.02	51.76	—	6.47	1095.6	—	-491.2	73.85
																													-104.61
	2	鷹取100%		748		—	—	—	—	鷹取125%		417		4.67	—	0.12	4.70	—	0.12	0.01	—	0.03	52.53	—	7.77	1108.0	—	-567.6	84.20
																													-121.57
7	1	鷹取100%		771		鷹取100%		771		鷹取100%		338		4.97	3.32	0.10	5.00	3.32	0.09	-0.08	0.01	0.01	56.43	44.38	6.09	1158.9	743.8	-461.1	67.17
																													-102.63
	2	鷹取100%		769		鷹取100%		765		鷹取125%		428		5.09	3.44	0.12	5.14	3.42	0.12	-0.13	0.02	0.02	57.79	45.67	7.37	1189.8	759.1	-544.2	79.23
																													-113.36
8	1	温根沼100%		510		—	—	—	—	—	—	—	—	1.25	—	—	1.40	—	—	-0.10	—	—	-21.54	—	—	423.6	—	—	10.93
																													-12.97
	2	温根沼150%		718		—	—	—	—	—	—	—	—	2.27	—	—	2.37	—	—	-0.11	—	—	-41.30	—	—	650.2	—	—	9.14
																													-14.50
	3	温根沼200%		927		—	—	—	—	—	—	—	—	3.20	—	—	3.31	—	—	-0.12	—	—	-58.70	—	—	831.6	—	—	11.71
																													-22.43
	4	温根沼250%		1135		—	—	—	—	—	—	—	—	-4.20	—	—	4.21	—	—	-0.14	—	—	-76.36	—	—	-1023.1	—	—	13.86
																													-28.95
9	1	—	—	—	—	温根沼250%		1069		—	—	—	—	—	4.68	—	—	4.67	—	—	0.01	—	—	83.55	—	—	-1120.5	—	11.23
																													-32.19
	2	—	—	—	—	温根沼150%		673		—	—	—	—	—	2.11	—	—	2.10	—	—	0.01	—	—	37.68	—	—	632.8	—	10.85
																													-35.80
10	1	温根沼250%		1114						温根沼150%		277		4.11	—	0.16	4.16	—	0.14	-0.14	—	0.02	-74.65	—	-8.39	1012.4	—	763.7	136.15
																													-126.98
	2	温根沼250%		1082		—	—	—	—	温根沼250%		536		4.14	—	0.25	4.26	—	0.23	-0.12	—	0.02	-73.51	—	-13.80	1009.7	—	1159.4	196.95
																													-177.38
11	1	温根沼250%		1153		温根沼150%		639		温根沼150%		287		-4.41	2.54	0.16	4.47	2.57	0.14	-0.09	0.01	0.02	-79.45	47.71	8.33	1069.7	680.6	760.3	119.64
																													-120.98
	2	温根沼250%		1084		温根沼150%		614		温根沼250%		547		4.24	2.49	0.25	4.33	2.48	0.23	-0.09	-0.01	0.02	-74.88	45.70	13.69	1034.6	672.3	1153.0	178.35
																													-185.71

表-参 6.6　実験結果一覧（支承タイプ 2）

case		入力(振動台) X 周期	X 最大加速度(cm/sec²) 指令値	X 最大加速度(cm/sec²) 実測値	X 波数	Y 周期	Y 最大加速度(cm/sec²) 指令値	Y 最大加速度(cm/sec²) 実測値	Y 波数	Z 周期	Z 最大加速度(cm/sec²) 指令値	Z 最大加速度(cm/sec²) 実測値	Z 波数	応答値(橋桁) 重心最大変位(cm) X	重心最大変位(cm) Y	重心最大変位(cm) Z	重心最大振幅(cm) X	重心最大振幅(cm) Y	重心最大振幅(cm) Z	重心残留変位(cm) X	重心残留変位(cm) Y	重心残留変位(cm) Z	重心最大速度(cm/sec) X	重心最大速度(cm/sec) Y	重心最大速度(cm/sec) Z	重心最大加速度(cm/sec²) X	重心最大加速度(cm/sec²) Y	重心最大加速度(cm/sec²) Z	反力変動(kN)
1	1	0.5	300	327	10	—	—	—	—	—	—	—	—	-4.54	—	—	4.54	—	—	0.10	—	—	55.97	—	—	-1045.2	—	—	3.00
																													-54.93
	2	0.5	325	359	10	—	—	—	—	—	—	—	—	-5.90	—	—	6.00	—	—	-0.20	—	—	72.17	—	—	-1305.6	—	—	2.84
																													-59.90
	3	0.5	340	383	10	—	—	—	—	—	—	—	—	-6.77	—	—	6.87	—	—	0.29	—	—	82.38	—	—	-1489.5	—	—	2.88
																													-69.87
	4	0.5	350	402	10	—	—	—	—	—	—	—	—	-7.26	—	—	7.56	—	—	0.14	—	—	88.44	—	—	-1604.3	—	—	3.02
																													-74.11
2	1	—	—	—	—	0.5	300	276	10	—	—	—	—	—	2.59	—	—	2.55	—	—	0.30	—	—	31.46	—	—	-709.1	—	2.46
																													-39.09
	2	—	—	—	—	0.5	350	320	10	—	—	—	—	—	3.90	—	—	4.12	—	—	-0.26	—	—	-47.22	—	—	-913.1	—	2.47
																													-55.56
	3	—	—	—	—	0.5	400	374	10	—	—	—	—	—	5.35	—	—	5.61	—	—	0.30	—	—	-64.82	—	—	1186.1	—	2.05
																													-69.27
3	1	0.5	350	403	10	—	—	—	—	0.5	400	367	10	-7.25	—	-0.11	7.20	—	0.11	0.03	—	0.01	86.78	—	-2.16	-1572.3	—	-408.2	90.70
																													-165.62
	2	0.5	350	422	10	—	—	—	—	1	400	442	5	-7.96	—	-0.11	8.00	—	0.12	-0.42	—	-0.01	-94.60	—	-1.80	-1781.2	—	-450.0	101.37
																													-165.50
4	1	鷹取75%		547		—	—	—	—	—	—	—	—	3.55	—	—	3.97	—	—	0.27	—	—	43.61	—	—	864.8	—	—	5.08
																													-44.66
	2	鷹取100%		745		—	—	—	—	—	—	—	—	5.89	—	—	5.62	—	—	-0.41	—	—	68.49	—	—	1331.1	—	—	3.76
																													-63.60
5	1	—	—	—	—	鷹取100%		797		—	—	—	—	—	3.06	—	—	2.99	—	—	-0.18	—	—	38.68	—	—	783.8	—	6.59
																													-42.00
6	1	鷹取100%		747		—	—	—	—	鷹取100%		317		5.80	—	0.12	5.85	—	0.12	-0.40	—	0.00	67.12	—	7.45	1311.5	—	604.3	110.8
																													-132.95
	2	鷹取100%		748		—	—	—	—	鷹取125%		397		5.71	—	0.13	5.81	—	0.15	-0.35	—	0.00	66.44	—	8.90	1298.4	—	700.6	128.90
																													-165.21
7	1	鷹取100%		764		鷹取100%		799		鷹取100%		315		5.60	4.03	0.11	6.00	3.97	0.11	0.00	0.00	0.00	64.95	46.94	6.84	1280.4	846.0	548.7	89.57
																													-123.01
	2	鷹取100%		749		鷹取100%		794		鷹取125%		416		5.71	4.13	0.13	5.82	4.06	0.13	0.00	0.00	0.00	66.15	48.24	8.24	1314.3	865.8	655.6	103.99
																													-157.42
8	1	温根沼200%		962		—	—	—	—	—	—	—	—	-3.44	—	—	3.69	—	—	0.11	—	—	-61.58	—	—	826.9	—	—	7.03
																													-33.82
	2	温根沼250%		1136		—	—	—	—	—	—	—	—	-4.35	—	—	4.47	—	—	0.06	—	—	-75.58	—	—	-1004.7	—	—	12.31
																													-38.30
9	1	—	—	—	—	温根沼150%		635		—	—	—	—	—	1.92	—	—	1.86	—	—	0.10	—	—	36.09	—	—	551.5	—	4.01
																													-22.23
	2	—	—	—	—	温根沼250%		1008		—	—	—	—	—	-4.69	—	—	4.78	—	—	-0.06	—	—	82.94	—	—	-1137.3	—	6.89
																													-58.10
10	1	温根沼250%		1122		—	—	—	—	温根沼150%		324		-4.39	—	0.19	4.37	—	0.18	0.10	—	0.00	-75.91	—	-11.16	1033.7	—	981.4	165.02
																													-171.80
	2	温根沼250%		1124		—	—	—	—	温根沼200%		434		-4.39	—	0.23	4.49	—	0.22	0.07	—	0.01	-75.92	—	-13.67	1038.8	—	1185.6	198.14
																													-202.97
11	1	温根沼250%		1147		温根沼150%		621		温根沼150%		322		-4.59	-2.74	0.18	4.68	2.81	0.17	0.08	0.12	0.00	-79.11	48.04	-10.97	1071.8	-664.1	999.0	163.28
																													-162.81
	2	温根沼250%		1093		温根沼150%		607		温根沼200%		426		-4.47	-2.66	0.22	4.55	2.78	0.21	0.10	0.10	0.01	-76.40	47.19	-13.36	1049.4	-659.1	1163.0	180.74
																													-210.28

表-参 6.7　実験結果一覧（支承タイプ 3）

case		入力(振動台) X 周期	X 最大加速度(cm/sec²) 指令値	X 最大加速度(cm/sec²) 実測値	X 波数	Y 周期	Y 最大加速度(cm/sec²) 指令値	Y 最大加速度(cm/sec²) 実測値	Y 波数	Z 周期	Z 最大加速度(cm/sec²) 指令値	Z 最大加速度(cm/sec²) 実測値	Z 波数	応答値(橋桁) 重心最大変位(cm) X	重心最大変位(cm) Y	重心最大変位(cm) Z	重心最大振幅(cm) X	重心最大振幅(cm) Y	重心最大振幅(cm) Z	重心残留変位(cm) X	重心残留変位(cm) Y	重心残留変位(cm) Z	重心最大速度(cm/sec) X	重心最大速度(cm/sec) Y	重心最大速度(cm/sec) Z	重心最大加速度(cm/sec²) X	重心最大加速度(cm/sec²) Y	重心最大加速度(cm/sec²) Z	反力変動(kN)
1	1	0.5	300	340	10	—	—	—	—	—	—	—	—	-1.20	—	—	1.20	—	—	0.11	—	—	-14.74	—	—	-458.6	—	—	4.93 -9.13
	2	0.5	350	402	10	—	—	—	—	—	—	—	—	-1.78	—	—	1.90	—	—	0.24	—	—	22.34	—	—	-621.1	—	—	8.27 -9.57
	3	0.5	400	468	10	—	—	—	—	—	—	—	—	-1.50	—	—	1.74	—	—	0.24	—	—	20.20	—	—	-603.1	—	—	9.81 -9.61
	4	0.5	450	522	10	—	—	—	—	—	—	—	—	-1.07	—	—	1.31	—	—	0.26	—	—	15.44	—	—	554.7	—	—	11.84 -8.15
	5	0.5	450	533	10									0.64	—	—	0.84	—	—	0.25	—	—	9.77	—	—	523.6	—	—	11.15 -6.35
	6	0.5	300	373	10	—	—	—	—	—	—	—	—	0.48	—	—	0.23	—	—	0.36	—	—	3.47	—	—	456.6	—	—	6.82 -6.60
	7	0.5	450	542	10	—	—	—	—	—	—	—	—	-2.42	—	—	2.38	—	—	0.22	—	—	-30.80	—	—	812.5	—	—	10.65 -22.07
	8	0.5	500	621	10	—	—	—	—	—	—	—	—	-0.74	—	—	0.96	—	—	0.23	—	—	10.59	—	—	585.6	—	—	10.33 -9.45
	9	0.5	550	673	10	—	—	—	—	—	—	—	—	-0.93	—	—	1.16	—	—	0.15	—	—	13.71	—	—	621.6	—	—	11.36 -11.04
	10	0.5	650	909	10	—	—	—	—	—	—	—	—	-11.73	—	—	11.89	—	—	-0.84	—	—	131.90	—	—	-3254.7	—	—	10.97 -102.43
	11	0.5	350	451	10	—	—	—	—	—	—	—	—	-0.96	—	—	0.13	—	—	-0.79	—	—	3.39	—	—	-570.2	—	—	4.76 -8.90
	12	0.5	600	801	途中でストップ	—	—	—	—	—	—	—	—	-11.46	—	—	11.75	—	—	0.85	—	—	134.30	—	—	3157.0	—	—	11.73 -111.52
	13	0.5	550	705	10	—	—	—	—	—	—	—	—	0.98	—	—	0.89	—	—	0.36	—	—	5.05	—	—	680.0	—	—	13.15 -12.08
	14	0.5	575	771	途中でストップ	—	—	—	—	—	—	—	—	-11.53	—	—	12.29	—	—	0.76	—	—	135.69	—	—	3134.7	—	—	11.14 -113.36
2	1	—	—	—	—	0.5	300	292	10	—	—	—	—	—	0.17	—	—	0.18	—	—	-0.01	—	—	3.21	—	—	404.9	—	3.51 -3.29
	2	—	—	—	—	0.5	400	329	10	—	—	—	—	—	-0.14	—	—	0.08	—	—	-0.08	—	—	2.56	—	—	345.9	—	2.47 -7.66
	3	—	—	—	—	0.5	500	489	10					—	-0.15	—	—	0.11	—	—	-0.07	—	—	3.23	—	—	503.9	—	4.29 -8.43
	4	—	—	—	—	0.5	600	606	10	—	—	—	—	—	-0.20	—	—	0.24	—	—	0.03	—	—	4.10	—	—	631.5	—	4.06 -10.46
	5	—	—	—	—	0.5	650	674	10	—	—	—	—	—	0.36	—	—	0.37	—	—	0.12	—	—	6.73	—	—	696.2	—	5.41 -13.26
3	1	0.5	550	712	10	—	—	—	—	0.5	300	295	10	-1.40	—	0.07	1.75	—	0.07	-1.06	—	0.00	-13.57	—	-1.27	-679.2	—	296.4	75.14 -80.82
4	1	鷹取100%		786		—	—	—	—	—	—	—	—	0.84	—	—	1.20	—	—	0.00	—	—	12.09	—	—	721.1	—	—	10.43 -17.20
	2	鷹取125%		1035		—	—	—	—	—	—	—	—	-1.67	—	—	1.32	—	—	0.19	—	—	17.80	—	—	-790.0	—	—	15.05 -24.11
	3	鷹取150%		1293		—	—	—	—	—	—	—	—	5.79	—	—	5.61	—	—	0.00	—	—	68.30	—	—	1484.2	—	—	20.57 -72.07
5	1	—	—	—	—	鷹取100%		836		—	—	—	—	—	0.47	—	—	0.56	—	—	0.25	—	—	-12.71	—	—	1392.1	—	9.73 -16.70
6	1	鷹取100%		808		—	—	—	—	鷹取100%		333		-1.27	—	0.13	1.57	—	0.12	-0.70	—	0.02	-14.36	—	-7.26	-717.1	—	692.9	124.03 -109.70
	2	鷹取125%		981		—	—	—	—	鷹取100%		343		3.04	—	0.15	3.73	—	0.13	0.13	—	0.02	40.90	—	8.33	1002.7	—	747.7	125.99 -125.44
	3	鷹取125%		978		—	—	—	—	鷹取125%		431		2.87	—	0.17	2.93	—	0.14	0.00	—	0.00	39.75	—	9.82	-991.2	—	897.0	146.66 -149.02
7	1	鷹取100%		769		鷹取100%		790		鷹取100%		332		2.70	1.39	0.14	2.82	1.41	0.12	-0.41	-0.05	0.02	34.83	18.77	7.37	850.2	796.3	624.6	111.99 -114.95
	2	鷹取125%		979		鷹取100%		771		鷹取100%		356		5.53	2.64	0.14	5.94	2.69	0.12	0.40	-0.34	0.02	64.00	34.40	-7.21	1390.9	962.5	650.2	116.36 -117.22
	3	鷹取125%		985		鷹取100%		810		鷹取125%		422		4.91	2.30	0.16	4.51	2.63	0.14	0.29	-0.36	0.02	57.41	30.02	8.92	1296.5	-757.0	822.1	133.55 -140.43
8	1	温根沼250%		1209		—	—	—	—	—	—	—	—	2.09	—	—	2.19	—	—	-0.22	—	—	-41.47	—	—	858.2	—	—	22.63 -32.72
	2	温根沼200%		未		—	—	—	—	—	—	—	—	-1.09	—	—	0.87	—	—	-0.70	—	—	-20.03	—	—	-728.5	—	—	23.77 -25.31
9	1	—	—	—	—	温根沼200%		801		—	—	—	—	—	-0.45	—	—	0.55	—	—	-0.03	—	—	9.95	—	—	1224.9	—	12.90 -19.40
10	1	温根沼250%		1186		—	—	—	—	温根沼150%		373		2.50	—	0.20	2.98		0.18	-0.62		0.03	-47.88		-11.37	992.9		932.8	163.78 -167.87
	2	温根沼250%		1243		—	—	—	—	温根沼200%		469		3.02	—	0.27	3.64		0.24	-0.42		0.03	-57.84		-14.85	1087.1		1237.1	211.31 -211.38
11	1	温根沼250%		1143		温根沼150%		636		温根沼150%		377		2.51	0.93	0.19	2.93	1.02	0.17	-0.49	0.03	0.02	-48.23	19.16	-10.92	1006.6	-737.5	909.8	155.18 -158.31
	2	温根沼250%		1148		温根沼150%		625		温根沼200%		450		2.74	1.15	0.24	3.23	1.13	0.22	-0.09	-0.12	0.03	-52.01	22.87	-13.87	1046.8	-729.9	1151.5	198.53 -196.60

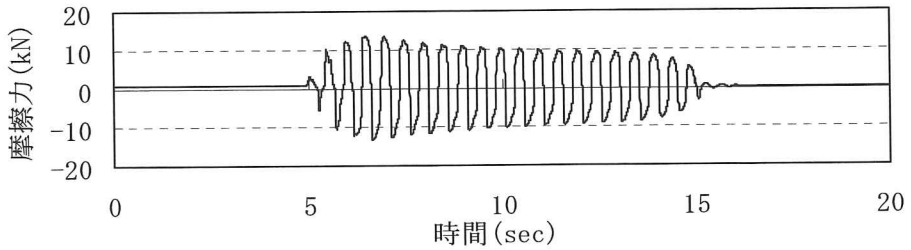
表-参 6.8　実験結果一覧（支承タイプ 4）

case		入力(振動台)												応答値(橋桁)																反力変動 (kN)
		X				Y				Z				重心最大変位(cm)			重心最大振幅(cm)			重心残留変位(cm)			重心最大速度(cm/sec)			重心最大加速度(cm/sec²)			
		周期	最大加速度(cm/sec²) 指令値	最大加速度(cm/sec²) 実測値	波数	周期	最大加速度(cm/sec²) 指令値	最大加速度(cm/sec²) 実測値	波数	周期	最大加速度(cm/sec²) 指令値	最大加速度(cm/sec²) 実測値	波数	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	
1	1	0.5	300	327	10	–	–	–	–	–	–	–	–	0.10	–	–	0.10	–	–	0.00	–	–	1.93	–	–	-349.3	–	–	3.37 -10.33
	2	0.5	350	404	10	–	–	–	–	–	–	–	–	0.17	–	–	0.17	–	–	0.01	–	–	-3.33	–	–	-446.7	–	–	3.00 -17.48
	3	0.5	400	477	10	–	–	–	–	–	–	–	–	0.24	–	–	0.23	–	–	0.02	–	–	-4.81	–	–	-543.0	–	–	1.95 -25.40
	4	0.5	400	487	10	–	–	–	–	–	–	–	–	0.32	–	–	0.31	–	–	0.02	–	–	-7.06	–	–	-610.1	–	–	3.14 -8.56
	5	0.5	450	558	10	–	–	–	–	–	–	–	–	0.43	–	–	0.41	–	–	0.03	–	–	-8.96	–	–	-722.9	–	–	3.09 -10.58
	6	0.5	475	608	10	–	–	–	–	–	–	–	–	0.52	–	–	0.51	–	–	0.04	–	–	-10.75	–	–	-811.6	–	–	4.19 -12.66
	7	0.5	525	676	10	–	–	–	–	–	–	–	–	0.67	–	–	0.66	–	–	0.00	–	–	-13.16	–	–	-929.9	–	–	3.31 -15.87
	8	0.5	575	764	10	–	–	–	–	–	–	–	–	0.83	–	–	0.82	–	–	0.04	–	–	-15.89	–	–	-1042.7	–	–	4.01 -17.81
	9	0.5	650	861	10	–	–	–	–	–	–	–	–	1.05	–	–	1.01	–	–	0.02	–	–	-18.39	–	–	-1163.6	–	–	3.86 -19.69
	10	0.5	700	969	10	–	–	–	–	–	–	–	–	1.28	–	–	1.26	–	–	0.02	–	–	20.43	–	–	1283.4	–	–	13.24 -18.56
	11	0.5	750	1044	10	–	–	–	–	–	–	–	–	1.52	–	–	1.50	–	–	0.02	–	–	24.37	–	–	1335.9	–	–	18.97 -17.82
	12	0.5	800	1149	10	–	–	–	–	–	–	–	–	1.91	–	–	1.89	–	–	0.01	–	–	31.43	–	–	1415.0	–	–	32.49 -15.87
	13	0.5	850	1238	10	–	–	–	–	–	–	–	–	2.22	–	–	2.22	–	–	-0.01	–	–	37.91	–	–	1499.9	–	–	40.70 -15.22
	14	0.5	900	1373	10	–	–	–	–	–	–	–	–	3.19	–	–	3.20	–	–	0.00	–	–	-52.53	–	–	1637.4	–	–	68.88 -18.14
	15	0.5	950	1504	10	–	–	–	–	–	–	–	–	5.13	–	–	5.13	–	–	-0.01	–	–	77.43	–	–	1802.6	–	–	101.07 -30.03
	16	0.5	1000	1606	10	–	–	–	–	–	–	–	–	-8.02	–	–	8.02	–	–	0.02	–	–	112.20	–	–	2280.6	–	–	126.79 -58.99
2	1	–	–	–	–	0.5	600	600	10	–	–	–	–	–	-0.83	–	–	0.84	–	–	-0.07	–	–	15.85	–	–	-938.0	–	8.25 -53.66
3	1	0.5	950	1520	10	–	–	–	–	0.5	300	303	10	9.48	–	0.10	9.51	–	0.08	-0.05	–	0.00	127.20	–	-2.10	2686.2	–	311.5	168.38 -62.99
	2	0.5	850	1250	10	–	–	–	–	0.5	400	370	10	5.11	–	0.12	5.14	–	0.11	-0.09	–	0.01	75.23	–	-2.62	1642.3	–	426.7	125.83 -84.24
	3	0.5	850	1294	10	–	–	–	–	1	400	520	5	7.57	–	0.13	7.53	–	0.13	-0.12	–	0.01	103.37	–	-1.77	1996.7	–	-500.8	179.04 -114.49
4	1	鷹取100%	808			–	–	–	–	–	–	–	–	1.24	–	–	1.30	–	–	-0.03	–	–	31.50	–	–	956.4	–	–	7.18 -30.96
	2	鷹取150%	1314			–	–	–	–	–	–	–	–	-2.70	–	–	2.69	–	–	0.06	–	–	45.53	–	–	-1431.9	–	–	20.44 -43.81
5	1	–	–	–	–	鷹取100%	730			–	–	–	–	–	0.71	–	–	0.70	–	–	0.09	–	–	-21.43	–	–	936.7	–	12.79 -52.99
6	1	鷹取150%	1311			–	–	–	–	鷹取100%	320			-2.72	–	0.12	2.77	–	0.11	0.08	–	0.01	45.03	–	7.14	-1435.5	–	597.8	96.76 -122.43
	2	鷹取150%	1311						–	鷹取125%	418			-2.70	–	0.14	2.77	–	0.13	0.07	–	0.02	45.07	–	8.70	1435.1	–	705.4	114.73 -140.11
7	1	鷹取100%	786			鷹取100%	731			鷹取100%	321			-1.17	0.69	0.12	1.23	0.69	0.10	-0.10	-0.08	0.01	28.61	-20.36	6.88	-946.2	752.3	527.6	84.06 -113.65
	2	鷹取150%	1301			鷹取100%	717			鷹取100%	307			-2.51	-0.69	0.11	2.40	0.71	0.10	0.01	-0.12	0.02	42.39	-19.96	6.61	-1410.7	-718.0	524.3	72.82 -125.20
	3	鷹取150%	1305			鷹取100%	729			鷹取125%	400			-2.56	-0.73	0.13	2.57	0.75	0.12	0.02	-0.12	0.02	42.90	-19.63	7.83	-1419.4	-674.2	629.8	92.57 -140.64
8	1	温根沼250%	1235											2.14	–	–	2.13	–	–	-0.01	–	–	54.27	–	–	1348.5	–	–	18.35 -48.07
	2	温根沼300%	1392			–	–	–	–	–	–	–	–	2.73	–	–	2.74	–	–	0.05	–	–	-61.98	–	–	1515.7	–	–	27.38 -39.02
9	1	–	–	–	–	温根沼150%	606			–	–	–	–	–	0.74	–	–	0.74	–	–	-0.04	–	–	19.91	–	–	881.6	–	10.92 -57.74
10	1	温根沼300%	1381			–	–	–	–	温根沼150%	307			2.66	–	0.19	2.63	–	0.16	0.04	–	0.01	-61.16	–	-10.48	1497.6	–	936.3	155.77 -154.58
	2	福根沼300%	1444			–	–	–	–	福根沼200%	564			2.95	–	0.29	2.90	–	0.28	0.05	–	0.02	-64.70	–	15.92	1568.6	–	1374.7	234.51 -217.85
11	1	温根沼250%	1269			温根沼150%	594			温根沼150%	309			2.35	0.87	0.19	2.29	0.88	0.18	-0.05	0.01	0.01	-55.50	18.91	-10.55	1398.7	-842.2	940.9	153.18 -157.24
	2	福根沼300%	1422			温根沼100%	412			福根沼150%	309			3.06	0.64	0.19	3.11	0.60	0.17	0.04	0.04	0.01	-65.17	12.93	-10.48	1572.5	-930.4	930.5	148.14 -148.91
	3	温根沼300%	1341			温根沼100%	401			温根沼200%	423			2.86	0.60	0.23	2.81	0.59	0.22	0.05	0.03	0.00	-60.88	12.38	-12.96	1498.7	-815.5	1110.0	179.70 -182.94

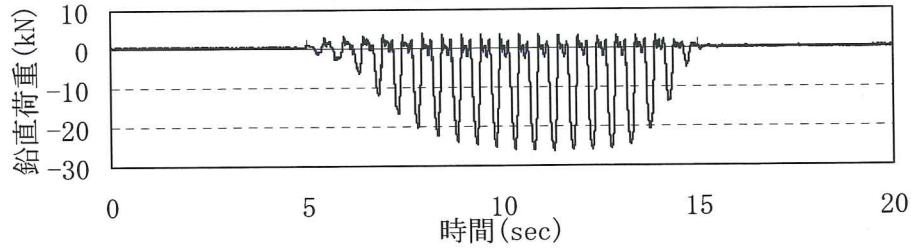
6.3.2 すべり系支承の摩擦特性

図-参 6.9 にすべり系支承に作用した水平荷重,鉛直荷重及び橋桁変位の時刻歴波形の代表例として,支承タイプ 1，加振ケース 1，支点 1 の結果を示す。なお，鉛直荷重は死荷重からの変動分を示している。すべりにより地震力は遮断され摩擦力のみが作用していることが確認できる。また，摩擦力は加振回数の増加とともに減少し，一定値に漸近する傾向がみられる。すべり系支承に作用する鉛直荷重は橋桁の振動に伴い最大で 25kN 程度減少したが，増加の程度は小さかった。

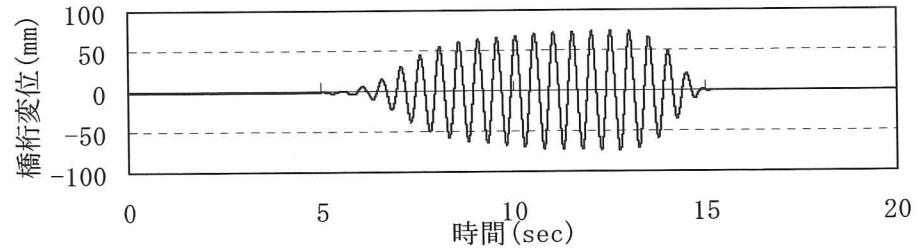
図-参 6.10 にケース 1 における各支承タイプの摩擦係数－変位関係を示す。充填材入り PTFE と SUS の組み合わせであるタイプ 1 及びタイプ 2 では，すべり出しの摩擦係数がそれぞれ 0.2，0.15 程度から加振回数の増加に伴い 0.15，0.1 程度に漸近する結果となった。摩擦係数－変位関係はほぼ矩形の形状を示すが，変位が最大値となる矩形の角は丸みをおびている。これは速度が低下し摩擦係数が減少するという速度依存性によるものと考えられる。焼結金属系すべり材と SUS の組み合わせであるタイプ 3 では,すべり出しの摩擦係数が 0.5 程度から加振回数の増加に伴い 0.25 程度に漸近する結果となった。摩擦係数－変位関係は鼓状を示し，変位が最大値となり速度が低下し摩擦係数が大きくなるという速度依存性を示している。AFRP と SUS の組み合わせであるタイプ 4 では，すべり出しの摩擦係数が 0.05 程度から加振回数の増加に伴い 0.03 程度に漸近する結果となった。タイプ 3 と同様に，摩擦係数－変位関係は鼓状を示し，変位が最大値となり速度が低下し摩擦係数が大きくなるという速度依存性を示している。また，特性試験の結果と比較すると，タイプ 1,2,4 については摩擦係数や履歴形状がほぼ同様の結果が得られているものの，タイプ 3 では特性試験の結果の方が大きくなった。振動台実験で計測された速度は特性試験での載荷速度より速いため，速度依存性の影響が表れたと考えられる。



a) 水平荷重（摩擦力）

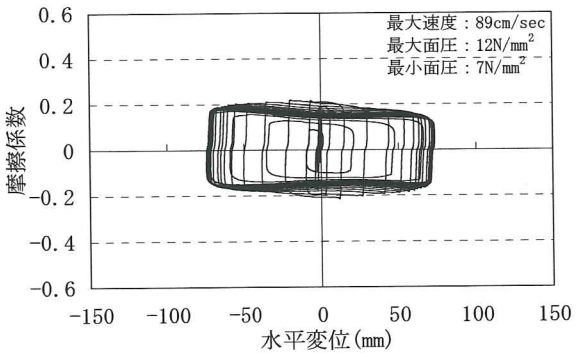


b) 鉛直荷重

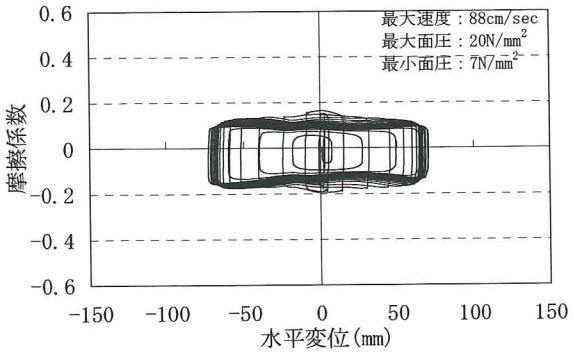


c) 橋桁変位

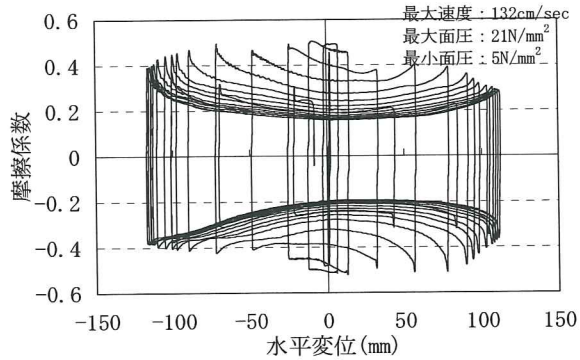
図-参 6.9　時刻歴波形の例（タイプ 1, ケース 1, 支点 1）



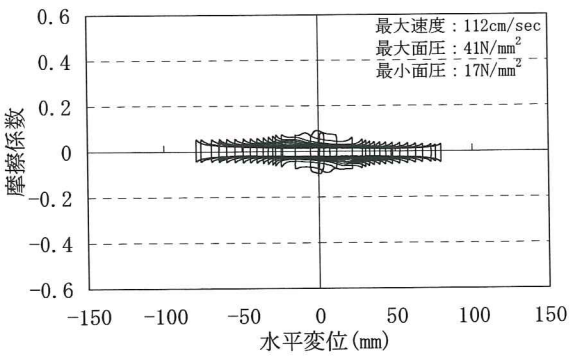
a) タイプ 1（摩擦係数 0.15）



b) タイプ 2（摩擦係数 0.12）



c) タイプ 3（摩擦係数 0.21）



d) タイプ 2（摩擦係数 0.03）

図-参 6.10　摩擦係数－変位関係（ケース 1）

6.3.3 上下動入力による影響

上下動入力が橋桁の応答値に及ぼす影響について検討した。表-参 6.9 に 1 方向入力と 2 方向入力による橋桁の応答変位，加速度及び荷重－変位関係から得られた履歴吸収エネルギーを示す。

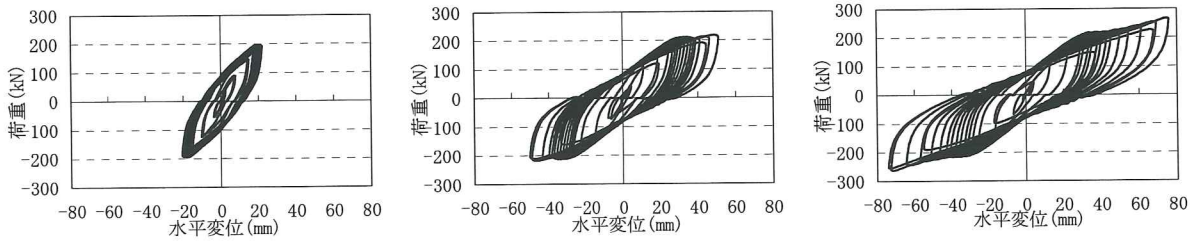
充填材入り PTFE と SUS の組み合わせであるタイプ 1 とタイプ 2 については，正弦波を入力したケースにおいては応答値が最大で 15%程度大きくなったケースもあるが，強震記録である鷹取波や温根沼波を入力したケースにおいてはほとんど差がみられない。

焼結金属系すべり材と SUS の組み合わせであるタイプ 3 については上下動を考慮したケースの応答値が大きくなり，鷹取波を入力したケースにおいては応答変位が 1.7 倍程度大きくなった。タイプ 3 のすべり系支承は，図-参 6.10 に示したように摩擦係数の速度依存性が大きく，低速時の摩擦係数は非常に大きいものの高速時に大きく低下する特性を示すため，一度すべり始めると支承部に作用する摩擦力は大きく低下する。そのため，入力レベルの多少の差によって応答が大きく異なる可能性が考えられる。したがって，ここでの比較においては，上下動入力に伴い支承部に作用する鉛直荷重が減少し，摩擦力が低下したため，橋桁のすべり開始のきっかけを与え，結果として上下動を考慮したケースの応答値を増加させたものと考えられる。

繊維強化熱硬化樹脂（AFRP）と SUS の組み合わせであるタイプ 4 については，正弦波を入力したケースにおいては応答変位が最大で 3.4 程度大きくなったケースもあるが，強震記録である鷹取波や温根沼波を入力したケースにおいてはほとんど差がみられない。タイプ 4 のすべり系支承は，図-参 6.10 に示したように摩擦係数の大きさは異なるもののタイプ 3 のすべり系支承と同様に速度依存性が大きく，その影響が一因として考えられるが，摩擦係数そのものは小さいため，LRB の方が応答値に与える影響は大きいと考えられ，LRB の温度上昇に伴うせん断剛性の低下の影響などが考えられる。図-参 6.11 に各ケースの LRB の水平荷重－変位関係を示す。振幅が小さいケース 1-13 と比較すると，振幅が増大したケース 3-2 とケース 3-3 については加振回数とともに，剛性が低下していることが確認できる。ケース間のインターバルが短かったため，鉛プラグの温度が常温よりも高かった可能性が考えられ，剛性が低下し，応答値に影響を与えたことが考えられる。

表-参 6.9　上下動入力が応答値に及ぼす影響

すべり系支承タイプ	入力			X方向最大応答変位		X方向最大応答加速度		履歴吸収エネルギー（X方向、4支点合計）	
		上下動	ケース	(mm)	比率(有/無)	(cm/sec^2)	比率(有/無)	(kN・cm)	比率(有/無)
1	正弦波	無し	1-5	74.5	—	1,725	—	14,232	—
		有り	3-2	83.7	1.12	1,980	1.15	15,583	1.09
			3-3	80.5	1.08	1,844	1.07	15,341	1.08
	鷹取波	無し	4-2	47.7	—	1,117	—	2,816	—
		有り	6-2	46.7	0.98	1,108	0.99	2,799	0.99
	温根沼波	無し	8-4	42.0	—	1,023	—	9,085	—
		有り	10-2	41.4	0.99	1,010	0.99	8,731	0.96
2	正弦波	無し	1-4	72.6	—	1,604	—	10,742	—
		有り	3-1	72.5	1.00	1,572	0.98	10,581	0.98
			3-2	79.6	1.10	1,781	1.11	11,437	1.06
	鷹取波	無し	4-2	58.9	—	1,331	—	3,592	—
		有り	6-2	57.1	0.97	1,298	0.98	3,497	0.97
	温根沼波	無し	8-2	43.5	—	1,005	—	6,734	—
		有り	10-2	43.9	1.01	1,039	1.03	6,686	0.99
3	鷹取波	無し	4-2	16.7	—	790	—	1,468	—
		有り	6-3	28.7	1.72	991	1.25	2,182	1.49
	温根沼波	無し	8-1	20.9	—	858	—	5,867	—
		有り	10-2	30.2	1.44	1,087	1.27	6,413	1.09
4	正弦波	無し	1-13	22.2	—	1,450	—	1,522	—
		有り	3-2	51.1	2.30	1,642	1.13	2,228	1.46
			3-3	75.7	3.41	1,997	1.38	2,662	1.75
	鷹取波	無し	4-2	27.0	—	1,432	—	889	—
		有り	6-2	27.0	1.00	1,435	1.00	892	1.00
	温根沼波	無し	8-2	27.3	—	1,516	—	3,190	—
		有り	10-2	29.5	1.08	1,568	1.03	3,194	1.00



a) ケース 1-13　　b) ケース 3-2　　c) ケース 3-3

図-参 6.11　水平荷重－変位関係（タイプ 4 の LRB）

6.3.4 橋軸直角方向入力による影響

橋軸直角方向に地震動を入力することによりロッキング振動が生じ，各すべり系支承に作用する鉛直荷重が変動し摩擦力が変化する。この摩擦力の変動が橋桁の橋軸方向応答値に及ぼす影響について検討した。表-参 6.10 に 2 方向入力（X, Z 軸）と 3 方向入力による橋桁応答変位，加速度及び荷重－変位関係から得られた履歴吸収エネルギーを示す。

タイプ 1，タイプ 2 及びタイプ 4 を用いたケースでは応答値に及ぼす影響が小さいことがわかる。一方，タイプ 3 においては鷹取波を入力したケースにおいて，応答変位が 1.7 倍程度になるなど応答値が増加したケースも生じた。これは上下動入力時と同等に速度依存性による影響が考えられる。また，水平 2 方向入力により橋軸方向の見かけ上の摩擦係数・摩擦力の低下も考えられる。図-参 6.12 にケース 6-3 とケース 7-3 における摩擦係数－変位関係を，図-参 6.13 にケース 7-3 での橋桁の重心軌跡図を示す。水平 2 方向入力により橋軸方向に対して斜め方向に変位が生じており，橋軸方向についての見かけの摩擦係数が低下している。そのため，橋軸方向の入力値が同じであるのに摩擦力が減少しているケース 7 の方が応答値は大きくなったと考えられる。タイプ 3 支承のように摩擦係数が大きく速度依存性が大きなすべり系支承については，入力地震動の特性によって応答値に及ぼす影響が大きいものと考えられる。

表-参 6.10　橋軸直角方向入力が応答値に及ぼす影響

すべり系支承タイプ	入力		X方向最大応答変位		X方向最大応答加速度		履歴吸収エネルギー（X方向、4支点合計）	
	Y方向	ケース	(mm)	比率(有/無)	(cm/sec^2)	比率(有/無)	(kN・cm)	比率(有/無)
1	無し	6-2	46.7	—	1,108	—	2,799	—
	有り	7-2	50.9	1.09	1,190	1.07	3,031	1.08
	無し	10-2	41.4	—	1,010	—	8,731	—
	有り	11-2	42.4	1.02	1,035	1.02	8,456	0.97
2	無し	6-2	57.1	—	1,298	—	3,497	—
	有り	7-2	57.1	1.00	1,314	1.01	3,292	0.94
	無し	10-2	43.9	—	1,039	—	6,686	—
	有り	11-2	44.7	1.02	1,049	1.01	6,263	0.94
3	無し	6-3	28.7	—	1,003	—	2,182	—
	有り	7-3	49.1	1.71	1,297	1.29	2,855	1.31
	無し	10-2	30.2	—	1,087	—	6,413	—
	有り	11-2	27.4	0.91	1,047	0.96	5,481	0.85
4	無し	6-2	27.0	—	1,435	—	892	—
	有り	7-3	25.6	0.95	1,419	0.99	771	0.86
	無し	10-2	29.5	—	1,568	—	3,194	—
	有り	11-2	28.6	0.97	1,499	0.96	2,541	0.80

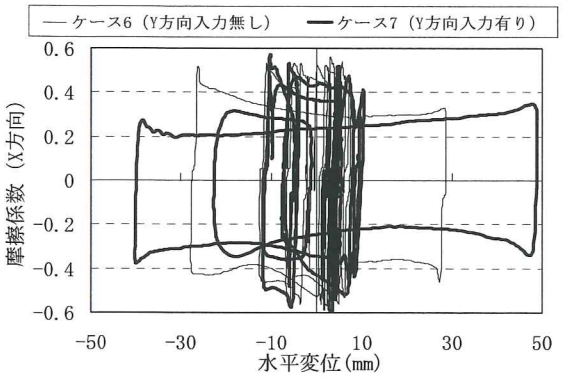


図-参 6.12　橋軸直角方向入力の及ぼす影響

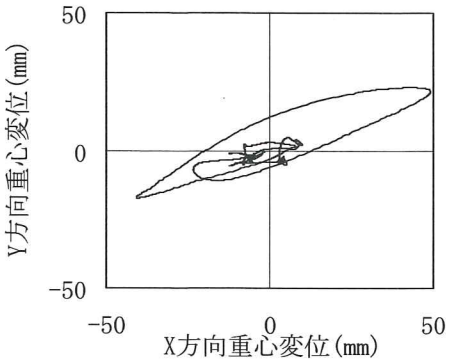


図-参 6.13　橋桁重心軌跡図（ケース 7-3）

6.3.5 摩擦係数の違いによる影響

各支承に対する共通入力動として実施した 2 ケース（鷹取波 X,Y,Z 方向 100%，温根沼波 X 方向 250%,Y 方向 150%,Z 方向 150%）について，表-参 6.11 に橋桁の応答変位，加速度及び荷重－変位関係から得られた履歴吸収エネルギーを示す。

表-参 6.11　摩擦係数の違いが応答値に及ぼす影響

a）鷹取波（X,Y,Z 方向 100%）

すべり系支承タイプ		1	2	3	4
X方向	最大応答変位(mm)	44.1	45.9	25.1	23.5
	最大応答加速度(cm/sec^2)①	1,070	1,072	1,007	1,399
	最大入力加速度(cm/sec^2)②	1,153	1,147	1,143	1,269
	①／②	0.93	0.93	0.88	1.10
	履歴吸収エネルギー（すべり系支承4支点合計，kN・cm）	8,456	6,263	5,481	2,541
	履歴吸収エネルギー（ゴムバッファ2支点合計，kN・cm）	—	—	—	10,293
Y方向	最大応答変位(cm)	2.54	2.74	0.93	0.87
	最大応答加速度(cm/sec^2)①	681	664	738	842
	最大入力加速度(cm/sec^2)②	639	621	636	594
	①／②	1.07	1.07	1.16	1.42
	履歴吸収エネルギー（すべり系支承4支点合計，kN・cm）	4,079	2,851	3,061	1,150
	履歴吸収エネルギー（ゴムバッファ2支点合計，kN・cm）	—	—	—	1,390
履歴吸収エネルギー（すべり系支承4支点合計，kN・cm）		12,535	9,114	8,542	3,691
履歴吸収エネルギー（ゴムバッファ2支点合計，kN・cm）		—	—	—	11,683
履歴吸収エネルギー（すべり系支承+ゴムバッファ，kN・cm）		12,535	9,114	8,542	15,374

b）温根沼波（X 方向 250%,Y 方向 150%,Z 方向 150%）

すべり系支承タイプ		1	2	3	4
X方向	最大応答変位(cm)	49.7	56.0	27.0	11.7
	最大応答加速度(cm/sec^2)①	1,159	1,280	850	946
	最大入力加速度(cm/sec^2)②	771	764	769	786
	①／②	1.50	1.68	1.11	1.20
	履歴吸収エネルギー（すべり系支承4支点合計，kN・cm）	2,855	3,236	1,505	542
	履歴吸収エネルギー（ゴムバッファ2支点合計，kN・cm）	—	—	—	797
Y方向	最大応答変位(cm)	3.32	4.03	1.39	0.69
	最大応答加速度(cm/sec^2)①	744	846	796	752
	最大入力加速度(cm/sec^2)②	771	799	790	731
	①／②	0.96	1.06	1.01	1.03
	履歴吸収エネルギー（すべり系支承4支点合計，kN・cm）	1,972	1,735	1,374	566
	履歴吸収エネルギー（ゴムバッファ2支点合計，kN・cm）	—	—	—	429
履歴吸収エネルギー（すべり系支承4支点合計，kN・cm）		4,827	4,971	2,879	1,108
履歴吸収エネルギー（ゴムバッファ2支点合計，kN・cm）		—	—	—	1,226
履歴吸収エネルギー（すべり系支承+ゴムバッファ，kN・cm）		4,827	4,971	2,879	2,334

同一のゴムバッファを用いたタイプ1～タイプ3の結果を比較すると，どちらの地震動においても橋桁応答変位については摩擦係数が小さいタイプ2，タイプ1，タイプ3の順に大きくなった。履歴吸収エネルギーについては，鷹取波を入力したケースにおいては摩擦係数が小さい方が履歴吸収エネルギーも大きくなったが，温根沼波を入力したケースにおいてはタイプ1，タイプ2，タイプ3の順に大きくなり摩擦係数との相関は無かった。タイプ1とタイプ2で鷹取波では応答変位について差が生じたが温根沼波では大きな差がなかった。そのため摩擦係数の大小関係が履歴吸収エネルギーの大小に影響を及ぼしたものと考えられる。また，加速度応答倍率（最大応答加速度／最大入力加速度）については，倍率は鷹取波では最大で1.7倍程度，温根沼波では0.9倍程度となった。ゴムバッファ剛性についてはとくに長周期化による免震効果を期待した設計は行っていなかったが，温根沼波では低減される結果となった。

加振後の残留変位については，表-参 6.5～表-参 6.8 に示したようにタイプ 3 については最大で1.0cm 以上となるケースがあったもののいずれもその値は小さい。加振後の残留変位については，最大で摩擦力とゴムバッファによる復元力が釣り合う変位であるため，摩擦係数が大きくなるほど残留変位が大きくなると考えられ，入力地震動にもよるが本実験結果によりその傾向が確認された。

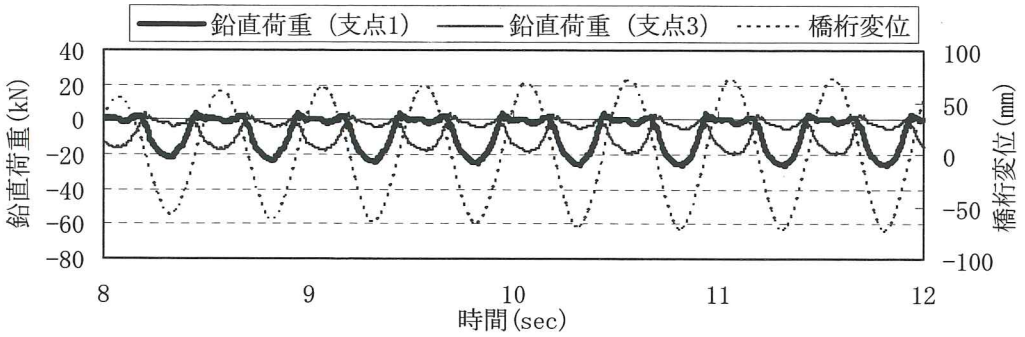
6.4 すべり系支承に作用する鉛直荷重変動の発生機構

一般にすべり系支承に作用する鉛直荷重の変動要因として，①水平地震動に起因する橋桁のロッキング振動，②上下動に起因する橋桁の鉛直慣性力，③上下動に起因する橋桁のたわみ振動，が考えられる。ここでは，本実験結果から上記変動要因について検証する。

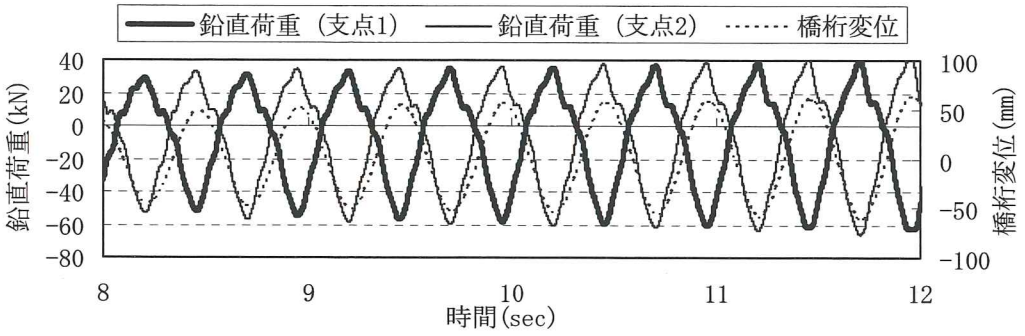
図-参 6.14 にすべり系支承タイプ 1 におけるケース 1～ケース 3 の振動方向に隣り合う支点の鉛直荷重の死荷重時からの変動について，時刻歴波形から主要動中の時刻である 8sec～12sec について橋桁変位の時刻歴波形とともに示す。橋軸方向（X 軸）加振であるケース 1 では隣り合う支点の鉛直荷重が交互に減少するものの，増加しなかった。橋軸直角方向（Y 軸）加振であるケース 2 では，鉛直荷重の増減が隣り合う支点で交互に発生するものの，減少の程度の方が大きかった。この変動については発生要因として主に①であると考えられる。しかし，図-参 6.15 に示すように 4 支点の鉛直荷重の合計は 0 とはなっていない。本来，ロッキングによる変動であれば各支点に作用する変動はキャンセルしあうため各支点の変動の合計は 0 となるはずである。4 支点合計で最大 60kN 程度の鉛直荷重が減少しており，これはすべり系支承以外の部分，すなわちゴムバッファで鉛直荷重を分担していたと考えられる。図-参 6.16 に加振終了後に橋桁を吊り上げた際にせん断キーが回転した状態でソールプレートに食い込んでいる状況を示す。図-参 6.17 に示すようにせん断力のみ伝えるはずであるせん断キーが加振中に回転して，橋桁がせん断キーに乗り上げる現象が発生し鉛直荷重を分担したものと推察している。

以上を踏まえて本実験結果について各変動要因を検証する。発生要因①～③については，橋桁で計測された水平及び鉛直の加速度を用いて算出した。せん断キーへの乗り上げに伴う変動については定量的な評価は困難であるため，橋桁の最大変位時に各支点上向きに均等な鉛直荷重を分担すると仮定した。なお，減衰の影響はあるものの，ほぼ橋桁の最大変位時に最大加速度が発生すると考え，それぞれの変動要因について算出した。③については算出した結果，最大でも 2～4kN/支点と小さかったため，ここではその影響を無視する。各ケースにおける支点 1 に関して最大変位時での鉛直荷重の変動成分について検討した結果を図-参 6.18 に示す。それぞれの結果について合算した結果と実際に計測された鉛直荷重についてはほぼ等しい結果となり，鉛直荷重変動の発生要因別に分解可能であった。

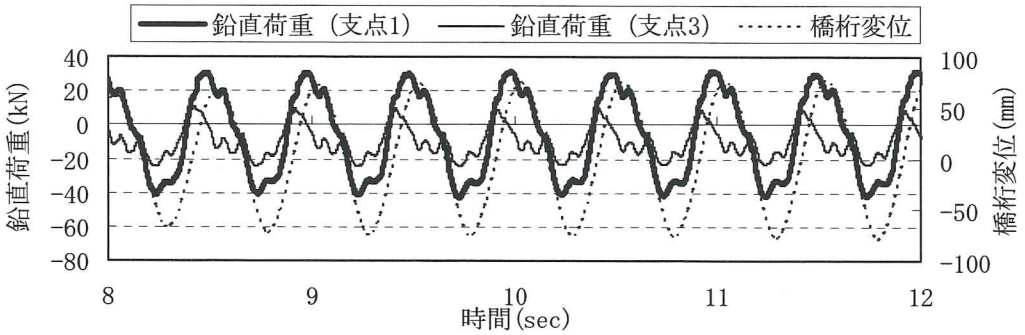
以上のように，本実験からゴムバッファのせん断キーが鉛直荷重を分担し，すべり系支承部に作用する鉛直荷重に変動を与える要因となることが確認された。ゴムバッファの構造，特にせん断キーの構造ディテールによっては，本実験のように想定外の変動を与えることとなり，摩擦係数及び摩擦力の変動につながるため，地震時の挙動について適切に評価できなくなる可能性があると考えられる。



a) ケース 1



b) ケース 2



c) ケース 3

図-参 6.14　隣り合う支点の鉛直荷重変動と橋桁変位

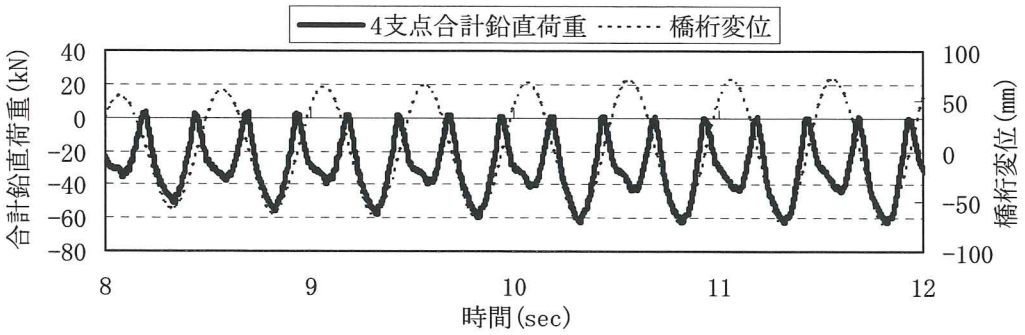


図-参 6.15　ケース 1 での合計鉛直荷重と橋桁変位

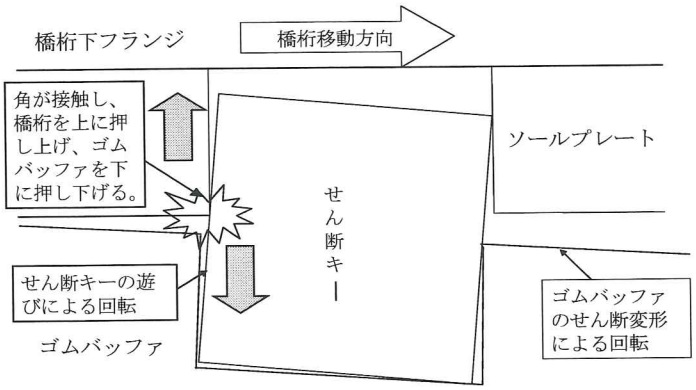


図-参 6.16　せん断キーによる鉛直荷重分担のしくみ

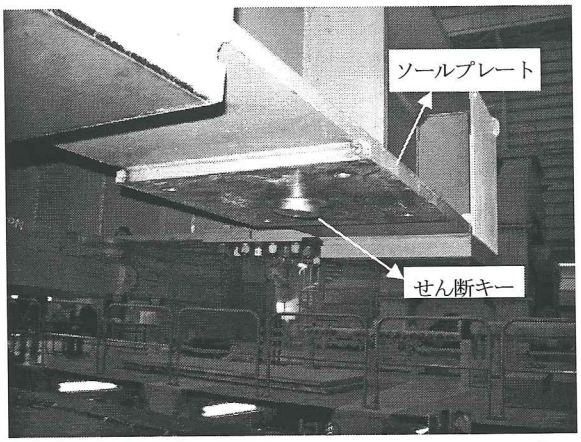


図-参 6.17　せん断キーのソールプレートへの食込み

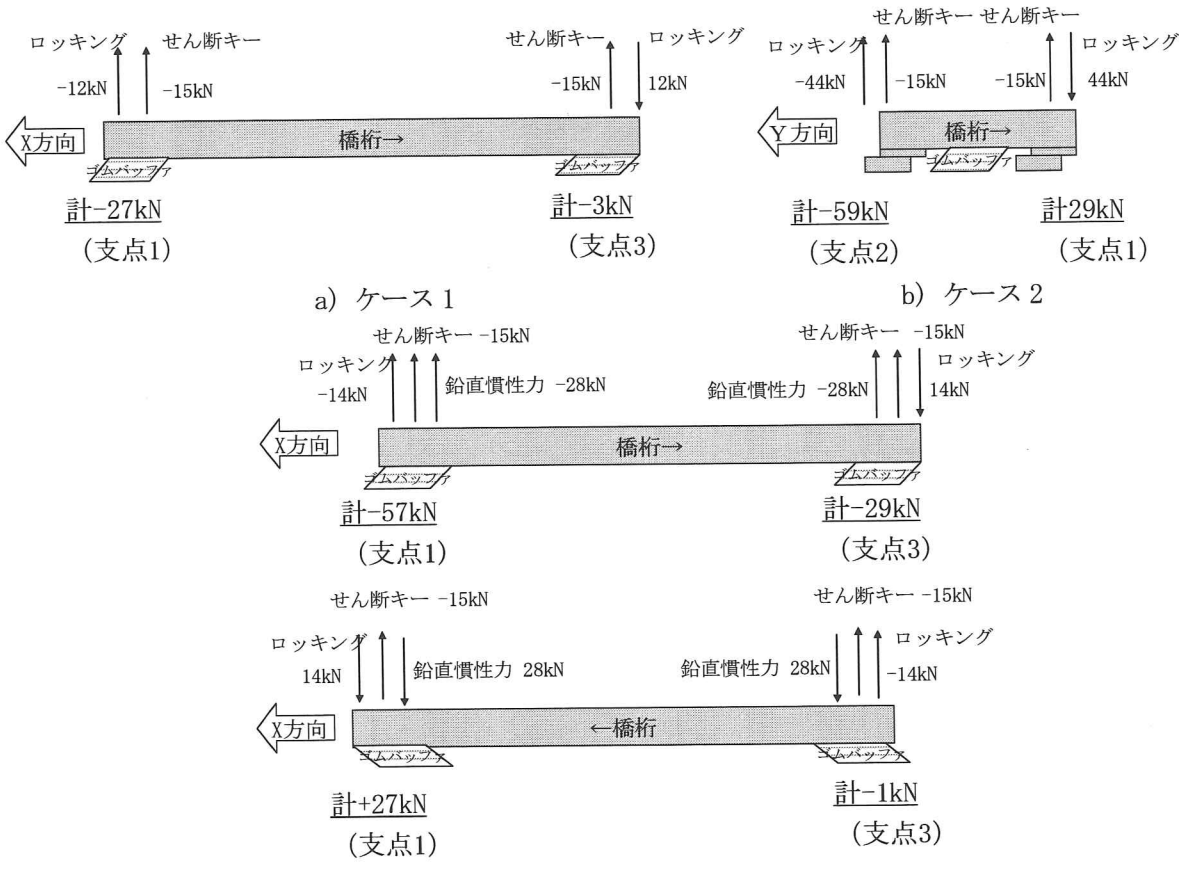


図-参 6.18　各ケースの鉛直荷重の発生要因分解

6.5 トレース解析

6.5.1 解析概要

本実験のトレース解析を実施し，本マニュアル(案)で提案している設計モデルの妥当性について検証した。解析には，3 次元フレームモデルの非線形解析が可能な 3 種類のプログラムを使用した。解析モデルと解析ケース一覧をそれぞれ図-参 6.19，表-参 6.12 に示す。

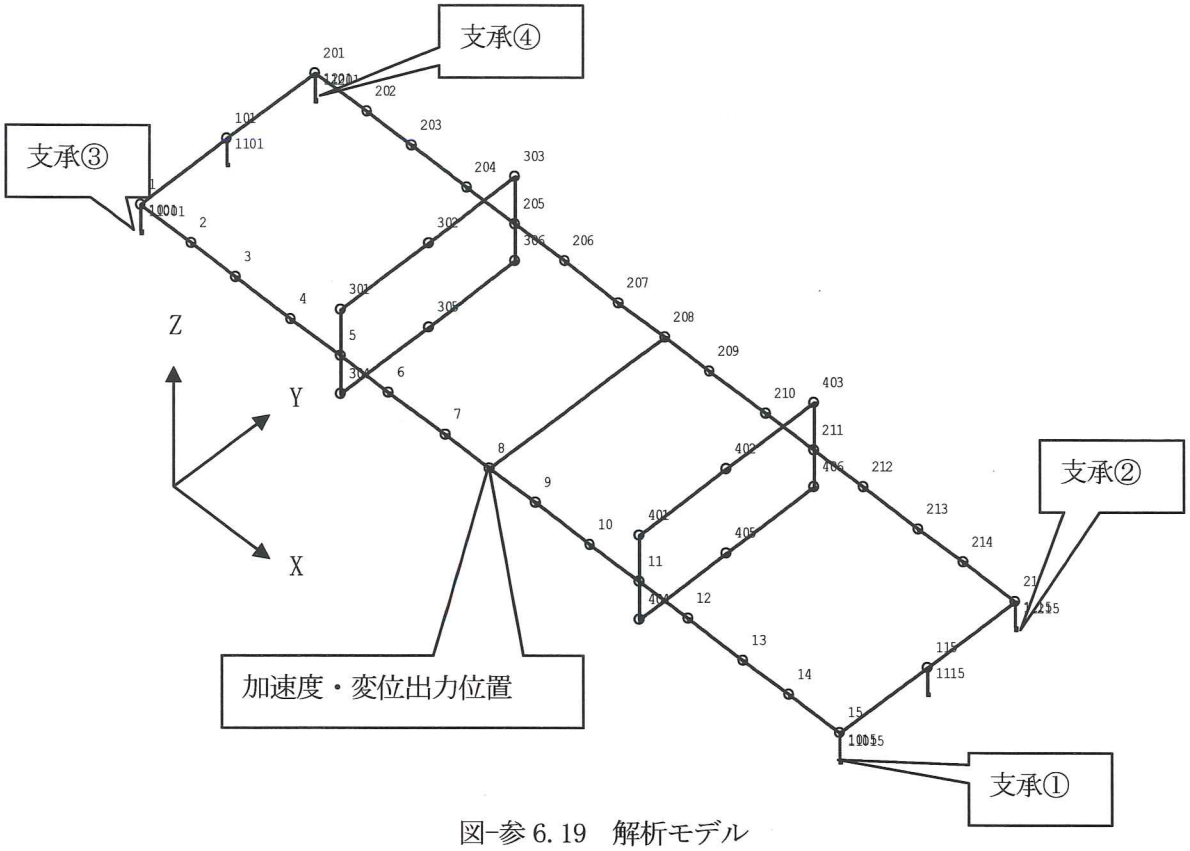


図-参 6.19　解析モデル

表-参 6.12　解析ケース一覧

解析ケース	入力波形		
	X	Y	Z
ケース 4	鷹取 100%	—	—
ケース 5	—	鷹取 100%	—
ケース 6	鷹取 100%	—	鷹取 125%
ケース 7	鷹取 100%	鷹取 100%	鷹取 125%
ケース 11	温根沼 250%	温根沼 150%	温根沼 150%

6.5.2 解析モデル

H 鋼及びカウンタウェイトは，弾性の梁要素でモデル化し，各構造の軸線及び重心位置を通るように配置した。また，梁要素とすべり系支承（支承タイプ 1～4）及びゴムバッファ（短辺中央）の作用位置までの間は，剛な部材を配置した。表-参 6.13 に各部材の剛性を示す。

表-参 6.13　部材剛性

	断面積	面外	面内		ねじり
			一般部	錘重複区間	
	A (m^2)	Iz (m^4)	Iy (m^4)	Iy (m^4)	J (m^4)
長辺梁	2.145E-2	2.240E-1	6.536E-4	8.170E-4	2.644E-3
	実剛性	実剛性×1000	実剛性	実剛性×1.25	実剛性×1000
短辺梁	2.145E-2	2.240E-4	6.536E-4	-	2.644E-3
	実剛性	実剛性	実剛性	-	実剛性×1000

すべり系支承の摩擦特性評価式は，面圧及び速度の依存性を考慮した以下の評価式を用いた。

$$\mu(\sigma,\upsilon)=A\sigma^{B}\left(1-e^{D\upsilon}\right)+C\sigma^{B}e^{D\upsilon}$$

ここに，

μ　：面圧及び速度依存性を考慮した動摩擦係数

σ　：すべり材料に作用する面圧

υ　：すべり速度

A,B,C,D　：支承の種別により設定する依存性パラメータ

振動台実験で用いた支承タイプ 1～4 の依存性パラメータは，表-参 6.14 の通りである。

表-参 6.14　依存性パラメータ

支承タイプ	設計速度 (cm/s)	面圧 (N/mm^2)	係数 A	係数 B	係数 C	係数 D	支承径 Φ (mm)	摩擦係数 μ	面積 (mm^2)	摩擦力 (kN)
1	30	12	0.360	-0.325	0.110	-0.441	82	0.161	5281	10.2
2	30	20	0.332	-0.384	0.147	-0.475	66	0.105	3421	7.2
3	30	15	0.643	-0.249	1.335	-0.114	75	0.339	4418	22.5
4	50	20	0.256	-0.747	0.849	-0.078	60	0.029	2827	1.6

トレース解析は，上記の依存性パラメータを設定した「依存性考慮」モデルと，上記の摩擦力を一定値としてモデル化した「依存性無視」モデルの 2 ケースについて実施した。なお，「依存性無視」で設定した摩擦力は，面圧，面積及び摩擦係数から算出した。ここで，摩擦係数は各依存性考慮の評価式に設計速度及び面圧を代入し算出した。

また，すべり系支承のモデル化として，バイリニアの履歴を持つバネ要素でのモデル化（バネモデル）と比較のために摩擦力を外力として評価するモデル（外力モデル）の 2 種類を用いた。

ケース 7 及び 11 の解析は，XYZ の 3 方向同時加振となるため，すべり系支承に水平斜め方向の応答が生じる。そこで，斜め方向の応答を詳細にモデル化するため，ケース 7 及び 11 のすべり系支承は MSS（マルチシェアスプリング）要素でモデル化した。ただし，MSS 要素の場合は，「依存性無視」のみ実施した。

支承タイプ1～3の実験は，ゴムバッファとして反力分散ゴム支承(RB)を用い，支承タイプ4の実験は鉛プラグ入りゴム支承(LRB)を用いた。これらをバネ要素でモデル化し，RBは線形バネ，LRBは非線形バネとした（表-参6.15)。一般的なLRBのバイリニアモデルは実橋梁に使用される地震応答を想定した比較的大きなひずみ領域のフィッティングを重視した設定となっている。しかし，本実験は振動台実験による供試体設定等の関係により，LRBの最大せん断ひずみが約60%と小さい領域での応答であった。そのため，本トレース解析では実験結果をもとに設定した非線形バネモデルを用いて行った。

表-参6.15　ゴムバッファのモデル化

ゴムバッファ	初期剛性 (kN/m)	第2剛性 (kN/m)	折れ点耐力 (kN)
RB	2734	—	—
LRB	33214	5409.7	75.3

6.5.3 減衰モデル

粘性減衰は，要素別剛性比例型減衰モデルを用いた。各部位の減衰定数は下記の通りとした。

- 梁(H鋼)　　：1%
- すべり系支承　：0%
- ゴムバッファ　：5.2%（せん断ひずみ100%における等価減衰定数)

ゴムバッファの粘性減衰としては，各実験ケースで生じた最大せん断ひずみが異なるため実際には実験ケース毎に異なることになるが，ここではせん断ひずみ100%における等価減衰定数5.2%を一定として各解析ケースに対して仮定した。また，要素別剛性比例減衰の設定においては，それぞれ部材要素毎に上記の減衰定数を与えるとともに，1次の固有振動数を用いた。

なお，支承タイプ4はLRBであるため，粘性減衰は0とし履歴減衰のみ考慮した。

6.5.4 解析条件

解析条件を以下に示す。

1）解析手法　　：非線形時刻歴応答解析（直接積分法）
2）積分手法　　：Newmark β法（β=1/4)
3）積分時間間隔　：0.001秒
4）減衰タイプ　　：要素別剛性比例型減衰
5）入力地震動　　：各実験で記録された振動台の加速度波形

6.6 実験結果と解析結果の比較

6.6.1 解析結果一覧

解析結果の一覧を各支承タイプ毎に表-参 6.16～表-参 6.23 に示す。

表-参 6.16　解析結果一覧（支承タイプ 1）

case		項目			重心最大変位 X方向（軸方向） (mm)	比率	重心最大変位 Y方向（軸直角方向） (mm)	比率	重心最大変位 Z方向（鉛直方向） (mm)	比率	重心最大加速度 X方向（軸方向） (cm/s^2)	比率	重心最大加速度 Y方向（軸直角方向） (cm/s^2)	比率	重心最大加速度 Z方向（鉛直方向） (cm/s^2)	比率
				依存性												
4	2	実験値			47.7	(1.00)	—	—	—	—	1117	(1.00)	—	—	—	—
		解析値	バネモデル	無視	50.6	(1.06)	—	—	—	—	1220	(1.09)	—	—	—	—
				考慮	51.5	(1.08)	—	—	—	—	1240	(1.11)	—	—	—	—
			外力モデル	無視	51.3	(1.07)	—	—	—	—	1226	(1.10)	—	—	—	—
				考慮	52.5	(1.10)	—	—	—	—	1250	(1.12)	—	—	—	—
5	1	実験値			—	—	21.4	(1.00)	—	—	—	—	647	(1.00)	—	—
		解析値	バネモデル	無視	—	—	27.9	(1.30)	—	—	—	—	745	(1.15)	—	—
				考慮	—	—	28.3	(1.32)	—	—	—	—	744	(1.15)	—	—
			外力モデル	無視	—	—	24.4	(1.14)	—	—	—	—	671	(1.04)	—	—
				考慮	—	—	24.4	(1.14)	—	—	—	—	666	(1.03)	—	—
6	2	実験値			46.7	(1.00)	—	—	1.2	(1.00)	1108	(1.00)	—	—	—	—
		解析値	バネモデル	無視	50.7	(1.09)	—	—	1.2	(1.05)	1220	(1.10)	—	—	—	—
				考慮	51.4	(1.10)	—	—	1.2	(1.05)	1230	(1.11)	—	—	—	—
			外力モデル	無視	51.3	(1.10)	—	—	1.2	(1.05)	1226	(1.11)	—	—	—	—
				考慮	52.3	(1.12)	—	—	1.2	(1.05)	1243	(1.12)	—	—	—	—
7	2	実験値			50.9	(1.00)	34.4	(1.00)	1.2	(1.00)	1190	(1.00)	759	(1.00)	—	—
		解析値 (MSS)	バネモデル	無視	52.4	(1.03)	36.9	(1.07)	1.2	(1.00)	1220	(1.03)	821	(1.08)	—	—
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
			外力モデル	無視											—	—
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	1	実験値			44.1	(1.00)	25.4	(1.00)	1.6	(1.00)	1070	(1.00)	681	(1.00)	—	—
		解析値 (MSS)	バネモデル	無視	40.1	(0.91)	20.8	(0.82)	1.3	(0.82)	1000	(0.93)	583	(0.86)	—	—
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
			外力モデル	無視											—	—
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

表-参 6.17　解析結果一覧（支承タイプ 1）

case		項目			支承①鉛直作用力（変動分） Z方向（鉛直下向き） (kN)	比率	Z方向（鉛直上向き） (kN)	比率	支承②鉛直作用力（変動分） Z方向（鉛直下向き） (kN)	比率	Z方向（鉛直上向き） (kN)	比率	支承③鉛直作用力（変動分） Z方向（鉛直下向き） (kN)	比率	Z方向（鉛直上向き） (kN)	比率	支承④鉛直作用力（変動分） Z方向（鉛直下向き） (kN)	比率	Z方向（鉛直上向き） (kN)	比率
				依存性																
4	2	実験値			6.0	(1.00)	-22.4	(1.00)	2.9	(1.00)	-17.9	(1.00)	4.8	(1.00)	-24.1	(1.00)	4.1	(1.00)	-21.1	(1.00)
		解析値	バネモデル	無視	8.5	(1.41)	-7.8	(0.35)	8.5	(2.88)	-7.8	(0.44)	7.7	(1.61)	-8.6	(0.36)	7.7	(1.88)	-8.6	(0.41)
				考慮	8.7	(1.45)	-7.9	(0.35)	8.7	(2.95)	-7.9	(0.44)	7.8	(1.63)	-8.7	(0.36)	7.8	(1.90)	-8.7	(0.41)
			外力モデル	無視	8.6	(1.43)	-7.7	(0.35)	8.6	(2.92)	-7.7	(0.43)	7.7	(1.62)	-8.6	(0.36)	7.7	(1.89)	-8.6	(0.41)
				考慮	8.8	(1.46)	-7.9	(0.35)	8.8	(2.99)	-7.9	(0.44)	7.9	(1.66)	-8.8	(0.36)	7.9	(1.94)	-8.8	(0.42)
5	1	実験値			19.8	(1.00)	-23.2	(1.00)	17.7	(1.00)	-29.9	(1.00)	18.2	(1.00)	-23.6	(1.00)	16.3	(1.00)	-28.9	(1.00)
		解析値	バネモデル	無視	20.9	(1.05)	-17.8	(0.77)	17.7	(1.00)	-21.0	(0.70)	21.0	(1.15)	-17.8	(0.75)	17.7	(1.09)	-21.1	(0.73)
				考慮	20.9	(1.05)	-17.5	(0.75)	17.4	(0.98)	-21.0	(0.70)	20.9	(1.15)	-17.5	(0.74)	17.4	(1.07)	-21.0	(0.73)
			外力モデル	無視	18.9	(0.95)	-16.7	(0.72)	16.7	(0.94)	-18.9	(0.63)	18.9	(1.04)	-16.7	(0.71)	16.7	(1.02)	-18.9	(0.65)
				考慮	19.0	(0.96)	-16.0	(0.69)	16.3	(0.92)	-18.6	(0.62)	19.0	(1.04)	-16.0	(0.68)	16.3	(1.00)	-18.6	(0.65)
6	2	実験値			25.0	(1.00)	-31.5	(1.00)	24.1	(1.00)	-32.2	(1.00)	24.0	(1.00)	-35.9	(1.00)	23.2	(1.00)	-36.1	(1.00)
		解析値	バネモデル	無視	25.7	(1.03)	-27.5	(0.87)	25.7	(1.07)	-27.5	(0.85)	25.1	(1.04)	-34.1	(0.95)	25.1	(1.08)	-34.1	(0.94)
				考慮	25.8	(1.03)	-27.7	(0.88)	25.8	(1.07)	-27.7	(0.86)	25.4	(1.06)	-33.9	(0.94)	25.4	(1.10)	-33.9	(0.94)
			外力モデル	無視	25.9	(1.03)	-27.5	(0.87)	25.9	(1.08)	-27.5	(0.85)	25.0	(1.04)	-34.2	(0.95)	25.0	(1.08)	-34.2	(0.95)
				考慮	26.4	(1.06)	-27.7	(0.88)	26.4	(1.10)	-27.7	(0.86)	25.3	(1.05)	-34.0	(0.95)	25.3	(1.09)	-34.0	(0.94)
7	2	実験値			32.2	(1.00)	-36.1	(1.00)	40.0	(1.00)	-41.7	(1.00)	34.0	(1.00)	-42.0	(1.00)	34.8	(1.00)	-35.0	(1.00)
		解析値 (MSS)	バネモデル	無視	29.4	(0.91)	-29.1	(0.83)	34.5	(0.86)	-40.2	(0.96)	33.3	(0.98)	-37.9	(0.90)	31.1	(0.89)	-32.0	(0.91)
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
			外力モデル	無視																
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	1	実験値			34.4	(1.00)	-45.0	(1.00)	44.9	(1.00)	-44.6	(1.00)	46.4	(1.00)	-46.4	(1.00)	41.9	(1.00)	-40.6	(1.00)
		解析値 (MSS)	バネモデル	無視	39.7	(1.15)	-36.6	(0.81)	42.7	(0.95)	-39.6	(0.89)	48.7	(1.05)	-40.7	(0.88)	40.7	(0.97)	-34.7	(0.86)
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
			外力モデル	無視																
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

case		項目			支承①すべり摩擦力 X方向 (kN)	比率	Y方向 (kN)	比率	支承②すべり摩擦力 X方向 (kN)	比率	Y方向 (kN)	比率	支承③すべり摩擦力 X方向 (kN)	比率	Y方向 (kN)	比率	支承④すべり摩擦力 X方向 (kN)	比率	Y方向 (kN)	比率
				依存性																
4	2	実験値			14.0	(1.00)	—	—	14.9	(1.00)	—	—	14.9	(1.00)	—	—	13.8	(1.00)	—	—
		解析値	バネモデル	無視	10.7	(0.76)	—	—	10.7	(0.72)	—	—	10.7	(0.72)	—	—	10.7	(0.78)	—	—
				考慮	11.7	(0.84)	—	—	11.7	(0.79)	—	—	11.5	(0.77)	—	—	11.5	(0.83)	—	—
			外力モデル	無視	10.2	(0.73)	—	—	10.2	(0.68)	—	—	10.2	(0.68)	—	—	10.2	(0.74)	—	—
				考慮	11.2	(0.80)	—	—	11.2	(0.75)	—	—	11.1	(0.74)	—	—	11.1	(0.80)	—	—
5	1	実験値			—	—	16.1	(1.00)	—	—	16.4	(1.00)	—	—	17.8	(1.00)	—	—	16.0	(1.00)
		解析値	バネモデル	無視	—	—	10.5	(0.65)	—	—	10.5	(0.64)	—	—	10.5	(0.59)	—	—	10.5	(0.70)
				考慮	—	—	12.7	(0.79)	—	—	12.2	(0.74)	—	—	12.7	(0.71)	—	—	12.2	(0.81)
			外力モデル	無視	—	—	10.2	(0.63)	—	—	10.2	(0.62)	—	—	10.2	(0.57)	—	—	10.2	(0.68)
				考慮	—	—	12.2	(0.76)	—	—	11.9	(0.73)	—	—	12.2	(0.69)	—	—	11.9	(0.79)
6	2	実験値			16.2	(1.00)	—	—	17.1	(1.00)	—	—	17.4	(1.00)	—	—	16.5	(1.00)	—	—
		解析値	バネモデル	無視	10.7	(0.66)	—	—	10.7	(0.63)	—	—	10.7	(0.61)	—	—	10.7	(0.65)	—	—
				考慮	12.7	(0.78)	—	—	12.7	(0.74)	—	—	12.8	(0.74)	—	—	12.8	(0.78)	—	—
			外力モデル	無視	10.2	(0.63)	—	—	10.2	(0.60)	—	—	10.2	(0.59)	—	—	10.2	(0.62)	—	—
				考慮	12.7	(0.78)	—	—	12.7	(0.74)	—	—	12.8	(0.74)	—	—	12.8	(0.78)	—	—
7	2	実験値			14.1	(1.00)	17.1	(1.00)	16.7	(1.00)	17.9	(1.00)	15.3	(1.00)	18.0	(1.00)	15.2	(1.00)	16.9	(1.00)
		解析値 (MSS)	バネモデル	無視	10.7	(0.76)	10.3	(0.60)	10.7	(0.64)	10.3	(0.58)	10.7	(0.70)	10.3	(0.57)	10.7	(0.70)	10.3	(0.61)
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
			外力モデル	無視																
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	1	実験値			16.7	(1.00)	15.4	(1.00)	16.9	(1.00)	14.1	(1.00)	16.8	(1.00)	16.7	(1.00)	14.4	(1.00)	12.4	(1.00)
		解析値 (MSS)	バネモデル	無視	10.6	(0.68)	10.4	(0.68)	10.6	(0.63)	10.4	(0.74)	10.6	(0.63)	10.4	(0.62)	10.6	(0.74)	10.4	(0.84)
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
			外力モデル	無視																
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

表-参 6.18　解析結果一覧（支承タイプ 2）

case		項目		重心最大変位						重心最大加速度					
				X方向 (軸方向)		Y方向 (軸直角方向)		Z方向 (鉛直方向)		X方向 (軸方向)		Y方向 (軸直角方向)		Z方向 (鉛直方向)	
			依存性	(mm)	比率	(mm)	比率	(mm)	比率	(cm/s^2)	比率	(cm/s^2)	比率	(cm/s^2)	比率
4	2	実験値		58.9	(1.00)	—	—	—	—	1331	(1.00)	—	—	—	—
		解析値 バネモデル	無視	58.0	(0.99)	—	—	—	—	1330	(1.00)	—	—	—	—
			考慮	59.0	(1.00)	—	—	—	—	1347	(1.01)	—	—	—	—
		解析値 外力モデル	無視	57.9	(0.98)	—	—	—	—	1326	(1.00)	—	—	—	—
			考慮	61.7	(1.05)	—	—	—	—	1391	(1.05)	—	—	—	—
5	1	実験値		—	—	30.6	(1.00)	—	—	—	—	784	(1.00)	—	—
		解析値 バネモデル	無視	—	—	36.3	(1.19)	—	—	—	—	874	(1.12)	—	—
			考慮	—	—	37.2	(1.22)	—	—	—	—	886	(1.13)	—	—
		解析値 外力モデル	無視	—	—	32.1	(1.05)	—	—	—	—	793	(1.01)	—	—
			考慮	—	—	35.5	(1.16)	—	—	—	—	847	(1.08)	—	—
6	2	実験値		57.1	(1.00)	—	—	1.3	(1.00)	1298	(1.00)	—	—	—	—
		解析値 バネモデル	無視	58.0	(1.01)	—	—	1.8	(1.37)	1328	(1.02)	—	—	—	—
			考慮	58.7	(1.03)	—	—	1.8	(1.37)	1349	(1.04)	—	—	—	—
		解析値 外力モデル	無視	57.6	(1.01)	—	—	1.8	(1.36)	1321	(1.02)	—	—	—	—
			考慮	61.0	(1.07)	—	—	1.8	(1.36)	1382	(1.06)	—	—	—	—
7	2	実験値		57.1	(1.00)	41.3	(1.00)	1.3	(1.00)	1314	(1.00)	866	(1.00)	—	—
		解析値 (MSS) バネモデル	無視	58.6	(1.03)	43.0	(1.04)	1.7	(1.28)	1291	(0.98)	932	(1.08)	—	—
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		解析値 (MSS) 外力モデル	無視											—	—
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	1	実験値		45.9	(1.00)	27.4	(1.00)	1.8	(1.00)	1072	(1.00)	664	(1.00)	—	—
		解析値 (MSS) バネモデル	無視	42.8	(0.93)	23.9	(0.87)	2.1	(1.14)	1014	(0.95)	602	(0.91)	—	—
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		解析値 (MSS) 外力モデル	無視											—	—
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

表-参 6.19　解析結果一覧（支承タイプ 2）

case		項目		支承①鉛直作用力（変動分）				支承②鉛直作用力（変動分）				支承③鉛直作用力（変動分）				支承④鉛直作用力（変動分）			
				Z方向 (鉛直下向き)		Z方向 (鉛直上向き)		Z方向 (鉛直下向き)		Z方向 (鉛直上向き)		Z方向 (鉛直下向き)		Z方向 (鉛直上向き)		Z方向 (鉛直下向き)		Z方向 (鉛直上向き)	
			依存性	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率
4	2	実験値		4.9	(1.00)	-28.9	(1.00)	7.2	(1.00)	-18.5	(1.00)	6.3	(1.00)	-26.5	(1.00)	0.7	(1.00)	-25.6	(1.00)
		解析値 バネモデル	無視	9.4	(1.92)	-8.5	(0.29)	9.4	(1.30)	-8.5	(0.46)	8.5	(1.35)	-9.4	(0.35)	8.5	(12.11)	-9.4	(0.37)
			考慮	9.5	(1.95)	-8.6	(0.30)	9.5	(1.32)	-8.6	(0.46)	8.6	(1.37)	-9.5	(0.36)	8.6	(12.29)	-9.5	(0.37)
		解析値 外力モデル	無視	9.3	(1.91)	-8.3	(0.29)	9.3	(1.30)	-8.3	(0.45)	8.3	(1.33)	-9.3	(0.35)	8.3	(11.95)	-9.3	(0.36)
			考慮	9.8	(2.00)	-8.8	(0.31)	9.8	(1.36)	-8.8	(0.48)	8.8	(1.40)	-9.8	(0.37)	8.8	(12.59)	-9.8	(0.38)
5	1	実験値		20.2	(1.00)	-31.8	(1.00)	10.6	(1.00)	-42.4	(1.00)	16.8	(1.00)	-35.3	(1.00)	17.9	(1.00)	-34.1	(1.00)
		解析値 バネモデル	無視	21.3	(1.05)	-24.7	(0.78)	24.7	(2.32)	-21.3	(0.50)	21.3	(1.27)	-24.7	(0.70)	24.7	(1.38)	-21.3	(0.63)
			考慮	21.8	(1.08)	-24.9	(0.78)	25.1	(2.37)	-21.6	(0.51)	21.8	(1.30)	-24.9	(0.71)	25.1	(1.40)	-21.6	(0.63)
		解析値 外力モデル	無視	19.1	(0.94)	-22.4	(0.70)	22.4	(2.11)	-19.1	(0.45)	19.1	(1.14)	-22.4	(0.63)	22.4	(1.25)	-19.1	(0.56)
			考慮	20.7	(1.02)	-23.8	(0.75)	24.0	(2.26)	-20.5	(0.48)	20.7	(1.23)	-23.8	(0.67)	24.0	(1.34)	-20.5	(0.60)
6	2	実験値		30.9	(1.00)	-40.3	(1.00)	37.6	(1.00)	-34.1	(1.00)	31.7	(1.00)	-43.1	(1.00)	29.6	(1.00)	-47.9	(1.00)
		解析値 バネモデル	無視	41.2	(1.33)	-41.5	(1.03)	41.2	(1.10)	-41.5	(1.22)	37.2	(1.17)	-49.8	(1.16)	37.2	(1.26)	-49.8	(1.04)
			考慮	41.2	(1.34)	-41.8	(1.04)	41.2	(1.10)	-41.8	(1.23)	37.2	(1.18)	-49.3	(1.14)	37.2	(1.26)	-49.3	(1.03)
		解析値 外力モデル	無視	40.4	(1.31)	-41.4	(1.03)	40.4	(1.07)	-41.4	(1.21)	37.1	(1.17)	-49.4	(1.15)	37.1	(1.25)	-49.4	(1.03)
			考慮	41.2	(1.34)	-41.4	(1.03)	41.2	(1.10)	-41.4	(1.21)	36.9	(1.16)	-49.3	(1.14)	36.9	(1.24)	-49.3	(1.03)
7	2	実験値		29.5	(1.00)	-51.5	(1.00)	48.7	(1.00)	-47.3	(1.00)	47.6	(1.00)	-53.4	(1.00)	42.0	(1.00)	-48.0	(1.00)
		解析値 (MSS) バネモデル	無視	43.0	(1.46)	-43.6	(0.85)	48.8	(1.00)	-48.4	(1.02)	45.0	(0.94)	-52.2	(0.98)	42.6	(1.01)	-40.9	(0.85)
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		解析値 (MSS) 外力モデル	無視																
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	1	実験値		40.6	(1.00)	-49.6	(1.00)	50.0	(1.00)	-49.4	(1.00)	59.9	(1.00)	-50.4	(1.00)	42.9	(1.00)	-51.0	(1.00)
		解析値 (MSS) バネモデル	無視	54.2	(1.34)	-49.2	(0.99)	56.4	(1.13)	-53.3	(1.08)	62.3	(1.04)	-60.5	(1.20)	52.2	(1.22)	-49.6	(0.97)
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		解析値 (MSS) 外力モデル	無視																
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

case		項目		支承①すべり摩擦力				支承②すべり摩擦力				支承③すべり摩擦力				支承④すべり摩擦力			
				X方向		Y方向		X方向		Y方向		X方向		Y方向		X方向		Y方向	
			依存性	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率
4	2	実験値		13.0	(1.00)	—	—	14.7	(1.00)	—	—	13.8	(1.00)	—	—	12.7	(1.00)	—	—
		解析値 バネモデル	無視	7.8	(0.60)	—	—	7.8	(0.53)	—	—	7.8	(0.57)	—	—	7.8	(0.61)	—	—
			考慮	8.1	(0.62)	—	—	8.3	(0.56)	—	—	8.1	(0.59)	—	—	8.0	(0.63)	—	—
		解析値 外力モデル	無視	7.8	(0.60)	—	—	7.8	(0.53)	—	—	7.8	(0.57)	—	—	7.8	(0.61)	—	—
			考慮	7.6	(0.58)	—	—	7.6	(0.52)	—	—	7.5	(0.54)	—	—	7.5	(0.59)	—	—
5	1	実験値		—	—	17.2	(1.00)	—	—	16.2	(1.00)	—	—	20.0	(1.00)	—	—	14.8	(1.00)
		解析値 バネモデル	無視	—	—	7.6	(0.44)	—	—	7.6	(0.47)	—	—	7.6	(0.38)	—	—	7.6	(0.51)
			考慮	—	—	9.0	(0.52)	—	—	8.5	(0.52)	—	—	8.8	(0.44)	—	—	8.6	(0.58)
		解析値 外力モデル	無視	—	—	7.8	(0.45)	—	—	7.8	(0.48)	—	—	7.8	(0.39)	—	—	7.8	(0.53)
			考慮	—	—	8.2	(0.48)	—	—	8.4	(0.52)	—	—	8.2	(0.41)	—	—	8.4	(0.57)
6	2	実験値		14.6	(1.00)	—	—	17.9	(1.00)	—	—	16.3	(1.00)	—	—	16.2	(1.00)	—	—
		解析値 バネモデル	無視	7.8	(0.53)	—	—	7.8	(0.44)	—	—	7.8	(0.48)	—	—	7.8	(0.48)	—	—
			考慮	9.2	(0.63)	—	—	9.4	(0.53)	—	—	9.3	(0.57)	—	—	9.3	(0.57)	—	—
		解析値 外力モデル	無視	7.8	(0.53)	—	—	7.8	(0.44)	—	—	7.8	(0.48)	—	—	7.8	(0.48)	—	—
			考慮	9.4	(0.64)	—	—	9.4	(0.53)	—	—	9.1	(0.56)	—	—	9.1	(0.56)	—	—
7	2	実験値		15.4	(1.00)	14.3	(1.00)	16.2	(1.00)	16.7	(1.00)	16.8	(1.00)	14.4	(1.00)	13.3	(1.00)	14.3	(1.00)
		解析値 (MSS) バネモデル	無視	7.5	(0.49)	7.3	(0.51)	7.5	(0.49)	7.3	(0.44)	7.5	(0.45)	7.3	(0.51)	7.5	(0.56)	7.3	(0.51)
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		解析値 (MSS) 外力モデル	無視																
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	1	実験値		14.1	(1.00)	11.8	(1.00)	15.6	(1.00)	13.3	(1.00)	14.9	(1.00)	12.2	(1.00)	13.3	(1.00)	10.6	(1.00)
		解析値 (MSS) バネモデル	無視	7.5	(0.53)	7.4	(0.63)	7.5	(0.48)	7.4	(0.56)	7.5	(0.50)	7.4	(0.61)	7.5	(0.56)	7.4	(0.70)
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		解析値 (MSS) 外力モデル	無視																
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

表-参 6.20　解析結果一覧（支承タイプ 3）

case		項目			重心最大変位						重心最大加速度					
					X方向（軸方向）		Y方向（軸直角方向）		Z方向（鉛直方向）		X方向（軸方向）		Y方向（軸直角方向）		Z方向（鉛直方向）	
				依存性	(mm)	比率	(mm)	比率	(mm)	比率	(cm/s^2)	比率	(cm/s^2)	比率	(cm/s^2)	比率
4	2	実験値			16.7	(1.00)	—	—	—	—	787	(1.00)	—	—	—	—
		解析値	バネモデル	無視	37.1	(2.22)	—	—	—	—	1130	(1.44)	—	—	—	—
				考慮	29.2	(1.75)	—	—	—	—	1230	(1.56)	—	—	—	—
			外力モデル	無視	32.6	(1.95)	—	—	—	—	1033	(1.31)	—	—	—	—
				考慮	22.9	(1.37)	—	—	—	—	1131	(1.44)	—	—	—	—
5	1	実験値			—	—	4.7	(1.00)	—	—	—	—	1392	(1.00)	—	—
		解析値	バネモデル	無視	—	—	5.7	(1.22)	—	—	—	—	464	(0.33)	—	—
				考慮	—	—	4.7	(1.00)	—	—	—	—	737	(0.53)	—	—
			外力モデル	無視	—	—	5.5	(1.17)	—	—	—	—	464	(0.33)	—	—
				考慮	—	—	2.6	(0.55)	—	—	—	—	520	(0.37)	—	—
6	2	実験値			28.7	(1.00)	—	—	1.7	(1.00)	991	(1.00)	—	—	—	—
		解析値	バネモデル	無視	37.4	(1.30)	—	—	1.9	(1.10)	1140	(1.15)	—	—	—	—
				考慮	27.4	(0.95)	—	—	1.8	(1.05)	1230	(1.24)	—	—	—	—
			外力モデル	無視	34.8	(1.21)	—	—	1.8	(1.10)	1074	(1.08)	—	—	—	—
				考慮	23.2	(0.81)	—	—	1.6	(0.97)	1188	(1.20)	—	—	—	—
7	2	実験値			49.1	(1.00)	23.0	(1.00)	1.6	(1.00)	1297	(1.00)	757	(1.00)	—	—
		解析値（MSS）	バネモデル	無視	40.1	(0.82)	18.8	(0.82)	1.8	(1.16)	1190	(0.92)	518	(0.68)	—	—
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
			外力モデル	無視											—	—
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	1	実験値			25.1	(1.00)	9.3	(1.00)	1.9	(1.00)	1007	(1.00)	738	(1.00)	—	—
		解析値（MSS）	バネモデル	無視	23.2	(0.92)	8.0	(0.86)	2.3	(1.17)	837	(0.83)	469	(0.64)	—	—
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
			外力モデル	無視											—	—
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

表-参 6.21　解析結果一覧（支承タイプ 3）

case		項目			支承①鉛直作用力（変動分） Z方向（鉛直下向き）		Z方向（鉛直上向き）		支承②鉛直作用力（変動分） Z方向（鉛直下向き）		Z方向（鉛直上向き）		支承③鉛直作用力（変動分） Z方向（鉛直下向き）		Z方向（鉛直上向き）		支承④鉛直作用力（変動分） Z方向（鉛直下向き）		Z方向（鉛直上向き）	
				依存性	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率
4	2	実験値			10.0	(1.00)	-19.7	(1.00)	19.9	(1.00)	-9.4	(1.00)	16.7	(1.00)	-10.7	(1.00)	9.7	(1.00)	-19.3	(1.00)
		解析値	バネモデル	無視	7.9	(0.79)	-7.8	(0.40)	7.9	(0.40)	-7.8	(0.83)	7.7	(0.46)	-8.0	(0.75)	7.7	(0.79)	-8.0	(0.42)
				考慮	8.9	(0.89)	-8.6	(0.44)	8.9	(0.45)	-8.6	(0.91)	8.7	(0.52)	-9.1	(0.85)	8.7	(0.90)	-9.1	(0.47)
			外力モデル	無視	9.3	(0.93)	-9.4	(0.48)	9.3	(0.47)	-9.5	(1.01)	9.4	(0.56)	-9.3	(0.87)	9.5	(0.98)	-9.3	(0.48)
				考慮	20.3	(2.03)	-23.0	(1.17)	19.3	(0.97)	-23.0	(2.44)	19.0	(1.14)	-21.7	(2.04)	19.1	(1.96)	-21.7	(1.13)
5	1	実験値			26.4	(1.00)	-36.9	(1.00)	36.9	(1.00)	-31.3	(1.00)	36.9	(1.00)	-27.2	(1.00)	30.9	(1.00)	-38.2	(1.00)
		解析値	バネモデル	無視	12.4	(0.47)	-15.0	(0.41)	14.9	(0.40)	-12.5	(0.40)	12.4	(0.34)	-15.0	(0.55)	14.9	(0.48)	-12.5	(0.33)
				考慮	19.0	(0.72)	-21.3	(0.58)	21.2	(0.57)	-19.1	(0.61)	19.0	(0.51)	-21.3	(0.78)	21.2	(0.69)	-19.1	(0.50)
			外力モデル	無視	14.6	(0.55)	-16.4	(0.44)	16.4	(0.44)	-14.6	(0.47)	14.6	(0.40)	-16.4	(0.60)	16.4	(0.53)	-14.6	(0.38)
				考慮	27.5	(1.04)	-23.3	(0.63)	28.7	(0.78)	-24.4	(0.78)	27.5	(0.74)	-21.9	(0.81)	30.7	(0.99)	-24.4	(0.64)
6	2	実験値			36.1	(1.00)	-40.4	(1.00)	39.8	(1.00)	-33.1	(1.00)	40.7	(1.00)	-34.5	(1.00)	34.4	(1.00)	-43.6	(1.00)
		解析値	バネモデル	無視	40.7	(1.16)	-43.0	(1.06)	40.7	(1.02)	-43.0	(1.30)	41.7	(1.02)	-50.7	(1.47)	41.7	(1.21)	-50.7	(1.16)
				考慮	36.7	(1.05)	-64.3	(1.59)	36.7	(0.92)	-64.3	(1.94)	40.7	(1.00)	-64.3	(1.86)	40.7	(1.18)	-64.3	(1.47)
			外力モデル	無視	39.6	(1.13)	-42.8	(1.06)	39.6	(0.99)	-42.8	(1.29)	41.4	(1.02)	-50.4	(1.46)	41.4	(1.20)	-50.4	(1.15)
				考慮	37.1	(1.06)	-38.8	(0.96)	37.1	(0.93)	-38.8	(1.17)	37.4	(0.92)	-43.4	(1.26)	37.4	(1.09)	-43.4	(1.00)
7	2	実験値			36.7	(1.00)	-45.3	(1.00)	67.9	(1.00)	-39.8	(1.00)	39.5	(1.00)	-40.7	(1.00)	56.3	(1.00)	-41.7	(1.00)
		解析値（MSS）	バネモデル	無視	49.7	(1.35)	-42.2	(0.93)	42.7	(0.63)	-42.1	(1.06)	47.7	(1.21)	-49.8	(1.22)	40.7	(0.72)	-50.0	(1.20)
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
			外力モデル	無視																
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	1	実験値			44.5	(1.00)	-50.6	(1.00)	55.5	(1.00)	-38.1	(1.00)	57.9	(1.00)	-47.2	(1.00)	38.9	(1.00)	-46.4	(1.00)
		解析値（MSS）	バネモデル	無視	65.7	(1.48)	-57.0	(1.13)	53.7	(0.97)	-52.2	(1.37)	68.7	(1.19)	-60.2	(1.27)	49.7	(1.28)	-50.3	(1.08)
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
			外力モデル	無視																
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

case		項目			支承①すべり摩擦力 X方向		Y方向		支承②すべり摩擦力 X方向		Y方向		支承③すべり摩擦力 X方向		Y方向		支承④すべり摩擦力 X方向		Y方向	
				依存性	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率
4	2	実験値			44.0	(1.00)	—	—	60.7	(1.00)	—	—	48.0	(1.00)	—	—	46.3	(1.00)	—	—
		解析値	バネモデル	無視	23.3	(0.53)	—	—	23.3	(0.46)	—	—	23.3	(0.49)	—	—	23.3	(0.50)	—	—
				考慮	46.0	(1.05)	—	—	46.0	(0.91)	—	—	45.7	(0.95)	—	—	45.7	(0.99)	—	—
			外力モデル	無視	22.5	(0.51)	—	—	22.5	(0.44)	—	—	22.5	(0.47)	—	—	22.5	(0.49)	—	—
				考慮	52.9	(1.20)	—	—	52.9	(1.04)	—	—	49.6	(1.03)	—	—	49.6	(1.07)	—	—
5	1	実験値			—	—	56.7	(1.00)	—	—	62.4	(1.00)	—	—	63.5	(1.00)	—	—	59.2	(1.00)
		解析値	バネモデル	無視	—	—	22.6	(0.40)	—	—	22.6	(0.36)	—	—	22.6	(0.36)	—	—	22.6	(0.38)
				考慮	—	—	51.6	(0.91)	—	—	52.4	(0.84)	—	—	51.6	(0.81)	—	—	52.0	(0.88)
			外力モデル	無視	—	—	22.5	(0.40)	—	—	22.5	(0.36)	—	—	22.5	(0.35)	—	—	22.5	(0.38)
				考慮	—	—	57.3	(1.01)	—	—	57.2	(0.92)	—	—	57.1	(0.90)	—	—	55.0	(0.93)
6	2	実験値			47.7	(1.00)	—	—	55.9	(1.00)	—	—	52.3	(1.00)	—	—	47.4	(1.00)	—	—
		解析値	バネモデル	無視	23.3	(0.49)	—	—	23.3	(0.42)	—	—	23.3	(0.45)	—	—	23.3	(0.49)	—	—
				考慮	57.7	(1.21)	—	—	57.7	(1.03)	—	—	60.4	(1.15)	—	—	60.4	(1.27)	—	—
			外力モデル	無視	22.5	(0.47)	—	—	22.5	(0.40)	—	—	22.5	(0.43)	—	—	22.5	(0.47)	—	—
				考慮	59.9	(1.26)	—	—	59.9	(1.07)	—	—	60.9	(1.16)	—	—	60.9	(1.28)	—	—
7	2	実験値			48.3	(1.00)	50.4	(1.00)	56.6	(1.00)	61.0	(1.00)	47.9	(1.00)	55.6	(1.00)	47.6	(1.00)	57.7	(1.00)
		解析値（MSS）	バネモデル	無視	23.4	(0.48)	22.6	(0.45)	23.4	(0.41)	22.6	(0.37)	23.4	(0.49)	22.6	(0.41)	23.4	(0.49)	22.6	(0.39)
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
			外力モデル	無視																
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	1	実験値			59.7	(1.00)	59.7	(1.00)	59.3	(1.00)	57.2	(1.00)	60.6	(1.00)	64.1	(1.00)	56.5	(1.00)	53.7	(1.00)
		解析値（MSS）	バネモデル	無視	23.0	(0.39)	22.6	(0.38)	23.0	(0.39)	22.6	(0.40)	23.0	(0.38)	22.6	(0.35)	23.0	(0.41)	22.6	(0.42)
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
			外力モデル	無視																
				考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

表-参 6.22　解析結果一覧（支承タイプ 4）

case		項目		重心最大変位						重心最大加速度					
				X方向		Y方向		Z方向		X方向		Y方向		Z方向	
				(軸方向)		(軸直角方向)		(鉛直方向)		(軸方向)		(軸直角方向)		(鉛直方向)	
			依存性	(mm)	比率	(mm)	比率	(mm)	比率	(cm/s^2)	比率	(cm/s^2)	比率	(cm/s^2)	比率
4	2	実験値		27.0	(1.00)	—	—	—	—	1432	(1.00)	—	—	—	—
		解析値 バネモデル	無視	24.8	(0.92)	—	—	—	—	1512	(1.06)	—	—	—	—
			考慮	25.6	(0.95)	—	—	—	—	1598	(1.12)	—	—	—	—
		解析値 外力モデル	無視	24.9	(0.92)	—	—	—	—	1513	(1.06)	—	—	—	—
			考慮	25.6	(0.95)	—	—	—	—	1621	(1.13)	—	—	—	—
5	1	実験値		—	—	7.1	(1.00)	—	—	—	—	937	(1.00)	—	—
		解析値 バネモデル	無視	—	—	8.4	(1.17)	—	—	—	—	841	(0.90)	—	—
			考慮	—	—	8.0	(1.12)	—	—	—	—	875	(0.93)	—	—
		解析値 外力モデル	無視	—	—	8.4	(1.18)	—	—	—	—	841	(0.90)	—	—
			考慮	—	—	8.0	(1.12)	—	—	—	—	874	(0.93)	—	—
6	2	実験値		27.0	(1.00)	—	—	1.4	(1.00)	1435	(1.00)	—	—	—	—
		解析値 バネモデル	無視	24.5	(0.91)	—	—	2.1	(1.52)	1498	(1.04)	—	—	—	—
			考慮	25.2	(0.93)	—	—	2.1	(1.52)	1582	(1.10)	—	—	—	—
		解析値 外力モデル	無視	24.4	(0.90)	—	—	2.2	(1.54)	1496	(1.04)	—	—	—	—
			考慮	25.2	(0.93)	—	—	2.1	(1.52)	1581	(1.10)	—	—	—	—
7	2	実験値		25.6	(1.00)	7.3	(1.00)	1.3	(1.00)	1419	(1.00)	674	(1.00)	—	—
		解析値 (MSS) バネモデル	無視	24.8	(0.97)	9.5	(1.30)	2.0	(1.53)	1491	(1.05)	777	(1.15)	—	—
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		解析値 (MSS) 外力モデル	無視											—	—
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	1	実験値		23.5	(1.00)	8.7	(1.00)	1.9	(1.00)	1399	(1.00)	842	(1.00)	—	—
		解析値 (MSS) バネモデル	無視	21.4	(0.91)	11.2	(1.29)	2.7	(1.46)	1340	(0.96)	878	(1.04)	—	—
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		解析値 (MSS) 外力モデル	無視											—	—
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

表-参 6.23　解析結果一覧（支承タイプ 4）

case		項目		支承①鉛直作用力（変動分）				支承②鉛直作用力（変動分）				支承③鉛直作用力（変動分）				支承④鉛直作用力（変動分）			
				Z方向		Z方向		Z方向		Z方向		Z方向		Z方向		Z方向		Z方向	
				(鉛直下向き)		(鉛直上向き)		(鉛直下向き)		(鉛直上向き)		(鉛直下向き)		(鉛直上向き)		(鉛直下向き)		(鉛直上向き)	
			依存性	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率
4	2	実験値		16.2	(1.00)	-17.9	(1.00)	8.8	(1.00)	-21.1	(1.00)	8.4	(1.00)	-22.8	(1.00)	12.8	(1.00)	-19.5	(1.00)
		解析値 バネモデル	無視	8.1	(0.50)	-10.7	(0.60)	8.1	(0.92)	-10.7	(0.51)	10.7	(1.27)	-8.1	(0.36)	10.7	(0.84)	-8.1	(0.42)
			考慮	8.3	(0.51)	-11.3	(0.63)	8.3	(0.94)	-11.3	(0.53)	11.2	(1.34)	-8.3	(0.36)	11.2	(0.88)	-8.3	(0.43)
		解析値 外力モデル	無視	8.2	(0.51)	-11.2	(0.63)	8.2	(0.93)	-11.2	(0.53)	11.2	(1.34)	-8.2	(0.36)	11.2	(0.88)	-8.2	(0.42)
			考慮	9.4	(0.58)	-11.8	(0.66)	9.4	(1.07)	-11.8	(0.56)	11.9	(1.42)	-9.2	(0.41)	11.9	(0.93)	-9.2	(0.47)
5	1	実験値		39.1	(1.00)	-57.8	(1.00)	41.1	(1.00)	-59.7	(1.00)	36.5	(1.00)	-63.9	(1.00)	40.7	(1.00)	-53.7	(1.00)
		解析値 バネモデル	無視	23.1	(0.59)	-23.8	(0.41)	23.8	(0.58)	-23.1	(0.39)	23.1	(0.63)	-23.8	(0.37)	23.8	(0.59)	-23.1	(0.43)
			考慮	24.0	(0.61)	-24.3	(0.42)	24.4	(0.59)	-23.9	(0.40)	24.0	(0.66)	-24.3	(0.38)	24.4	(0.60)	-23.8	(0.44)
		解析値 外力モデル	無視	23.1	(0.59)	-23.9	(0.41)	23.9	(0.58)	-23.1	(0.39)	23.1	(0.63)	-23.9	(0.37)	23.9	(0.59)	-23.1	(0.43)
			考慮	24.4	(0.62)	-24.5	(0.42)	24.6	(0.60)	-24.2	(0.41)	24.4	(0.67)	-24.5	(0.38)	24.6	(0.61)	-24.2	(0.45)
6	2	実験値		31.1	(1.00)	-31.5	(1.00)	24.6	(1.00)	-36.8	(1.00)	28.1	(1.00)	-46.4	(1.00)	36.8	(1.00)	-40.7	(1.00)
		解析値 バネモデル	無視	48.4	(1.55)	-48.0	(1.53)	48.4	(1.97)	-48.0	(1.30)	48.5	(1.73)	-60.7	(1.31)	48.5	(1.32)	-60.7	(1.49)
			考慮	47.6	(1.53)	-47.9	(1.52)	47.6	(1.94)	-47.9	(1.30)	48.7	(1.74)	-60.2	(1.30)	48.7	(1.32)	-60.2	(1.48)
		解析値 外力モデル	無視	51.7	(1.66)	-49.5	(1.57)	51.7	(2.10)	-49.5	(1.35)	52.2	(1.86)	-62.4	(1.34)	52.2	(1.42)	-62.4	(1.53)
			考慮	50.9	(1.63)	-49.2	(1.56)	50.9	(2.07)	-49.2	(1.34)	52.0	(1.85)	-61.9	(1.33)	52.0	(1.41)	-61.9	(1.52)
7	2	実験値		36.0	(1.00)	-55.1	(1.00)	51.8	(1.00)	-58.4	(1.00)	28.9	(1.00)	-63.1	(1.00)	57.6	(1.00)	-56.2	(1.00)
		解析値 (MSS) バネモデル	無視	50.1	(1.39)	-42.5	(0.77)	47.0	(0.91)	-51.1	(0.87)	50.5	(1.75)	-49.4	(0.78)	50.1	(0.87)	-63.9	(1.14)
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		解析値 (MSS) 外力モデル	無視	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	1	実験値		50.6	(1.00)	-61.3	(1.00)	45.8	(1.00)	-69.9	(1.00)	59.1	(1.00)	-63.8	(1.00)	61.9	(1.00)	-61.0	(1.00)
		解析値 (MSS) バネモデル	無視	78.4	(1.55)	-63.9	(1.04)	77.8	(1.70)	-66.2	(0.95)	82.9	(1.40)	-72.1	(1.05)	61.2	(1.18)	-64.5	(1.06)
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		解析値 (MSS) 外力モデル	無視	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

case		項目		支承①すべり摩擦力				支承②すべり摩擦力				支承③すべり摩擦力				支承④すべり摩擦力			
				X方向		Y方向		X方向		Y方向		X方向		Y方向		X方向		Y方向	
			依存性	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率	(kN)	比率
4	2	実験値		9.3	(1.00)	—	—	9.5	(1.00)	—	—	8.5	(1.00)	—	—	8.6	(1.00)	—	—
		解析値 バネモデル	無視	1.7	(0.18)	—	—	1.7	(0.18)	—	—	1.7	(0.20)	—	—	1.7	(0.20)	—	—
			考慮	5.5	(0.59)	—	—	5.6	(0.59)	—	—	5.5	(0.65)	—	—	5.4	(0.63)	—	—
		解析値 外力モデル	無視	1.6	(0.17)	—	—	1.6	(0.17)	—	—	1.6	(0.19)	—	—	1.6	(0.19)	—	—
			考慮	5.4	(0.58)	—	—	5.4	(0.57)	—	—	5.5	(0.65)	—	—	5.5	(0.64)	—	—
5	1	実験値		—	—	9.1	(1.00)	—	—	8.9	(1.00)	—	—	8.4	(1.00)	—	—	8.9	(1.00)
		解析値 バネモデル	無視	—	—	1.6	(0.18)	—	—	1.6	(0.18)	—	—	1.6	(0.19)	—	—	1.6	(0.18)
			考慮	—	—	5.6	(0.62)	—	—	5.8	(0.65)	—	—	5.7	(0.68)	—	—	5.7	(0.64)
		解析値 外力モデル	無視	—	—	1.6	(0.18)	—	—	1.6	(0.18)	—	—	1.6	(0.19)	—	—	1.6	(0.18)
			考慮	—	—	5.7	(0.63)	—	—	5.7	(0.64)	—	—	5.7	(0.68)	—	—	5.7	(0.64)
6	2	実験値		7.5	(1.00)	—	—	7.8	(1.00)	—	—	9.2	(1.00)	—	—	6.8	(1.00)	—	—
		解析値 バネモデル	無視	1.7	(0.23)	—	—	1.7	(0.22)	—	—	1.7	(0.18)	—	—	1.7	(0.25)	—	—
			考慮	5.8	(0.77)	—	—	5.9	(0.76)	—	—	5.9	(0.64)	—	—	5.8	(0.85)	—	—
		解析値 外力モデル	無視	1.6	(0.21)	—	—	1.6	(0.21)	—	—	1.6	(0.17)	—	—	1.6	(0.24)	—	—
			考慮	5.9	(0.79)	—	—	5.9	(0.76)	—	—	6.0	(0.65)	—	—	6.0	(0.88)	—	—
7	2	実験値		8.2	(1.00)	7.7	(1.00)	7.0	(1.00)	7.7	(1.00)	7.0	(1.00)	7.8	(1.00)	5.9	(1.00)	6.8	(1.00)
		解析値 (MSS) バネモデル	無視	1.7	(0.21)	1.6	(0.21)	1.7	(0.24)	1.6	(0.21)	1.7	(0.24)	1.6	(0.21)	1.7	(0.29)	1.6	(0.24)
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		解析値 (MSS) 外力モデル	無視																
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	1	実験値		7.9	(1.00)	7.7	(1.00)	8.1	(1.00)	6.5	(1.00)	8.2	(1.00)	7.0	(1.00)	6.5	(1.00)	6.9	(1.00)
		解析値 (MSS) バネモデル	無視	1.6	(0.20)	1.6	(0.21)	1.6	(0.20)	1.6	(0.25)	1.6	(0.20)	1.6	(0.23)	1.6	(0.25)	1.6	(0.23)
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		解析値 (MSS) 外力モデル	無視																
			考慮	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

6.6.2 単一方向加振

各支承タイプに対して，X 方向の鷹取波加振（ケース 4）及び Y 方向の鷹取波加振（ケース 5）の解析結果について考察する。すべり系支承の依存性（速度，面圧）をモデル化しない（以下，「依存性無視」）ケースに着目する。最大応答値，最大鉛直力及び最大摩擦力は，「6.6.1 解析結果一覧」のうち「バネモデル，依存性無視」を参照していただきたい。時刻歴図及び履歴図は支承タイプ毎に図-参 6.20～図-参 6.27 に示す。

単一方向加振による解析結果より，下記のことが確認される。

1) 支承タイプ 1

- ケース 4 の変位及び加速度は，最大値及び時刻歴とも実験と解析でよく一致している。ケース 5 の変位及び加速度は，最大値及び時刻歴ともに実験と解析で概ね一致している。
- ケース 4 の鉛直力は，鉛直上向き（引張側）について実験値が解析値を上回る。これは，「6.4 すべり系支承に作用する鉛直荷重変動の発生機構」で想定した現象の影響と考えられる。
- ケース 4 及びケース 5 の摩擦力は，実験値が解析値を上回る。これは，依存性により変動する実験の摩擦力に対して，依存性の評価式(6.5.2 参照)に設計速度と面圧を代入して求めた一定の摩擦力が小さめに設定されたためと考えられる。

2) 支承タイプ 2

- 支承タイプ 1 と同様の傾向である。

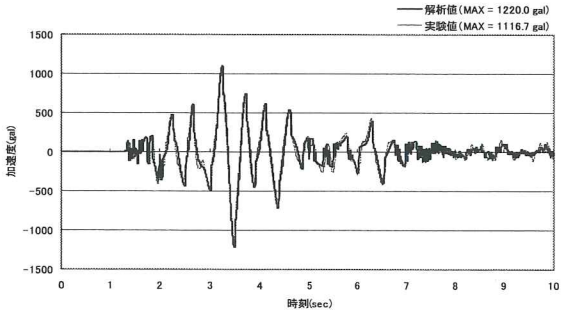
3) 支承タイプ 3

- ケース 4 の変位及び加速度は，最大値及び時刻歴とも解析値が実験値を上回る。ケース 5 の変位の最大値は概ね一致しているが，加速度は最大及び時刻歴ともに解析値が実験値を下回る。
- ケース 4 及びケース 5 の摩擦力は，解析値が実験値を下回る。これは，速度が小さい領域で摩擦係数が大きくなるという速度依存性が顕著なすべり材（焼結金属）であるため，すべり開始時の摩擦力が大きく影響していると考えられる。

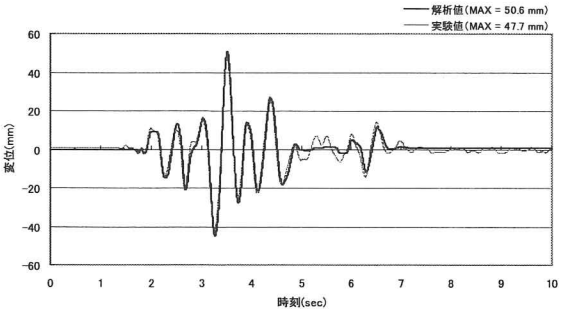
4) 支承タイプ 4

- ケース 4 の変位及び加速度は，最大値及び時刻歴とも実験と解析でよく一致している。ケース 5 の変位及び加速度は，最大値及び時刻歴とも実験と解析で概ね一致している。
- ケース 4 及びケース 5 の摩擦力は，実験値が解析値を上回る。これは，依存性により変動する実験の摩擦力に対して，依存性の評価式(6.5.2 参照)に設計速度と面圧を代入して求めた一定の摩擦力が小さめに設定されたためと考えられる。
- 摩擦係数が小さい低摩擦支承であるため，すべり系支承の摩擦力が応答に与える影響は小さく，ゴムバッファ(LRB)の挙動の影響が大きいと考えられる。

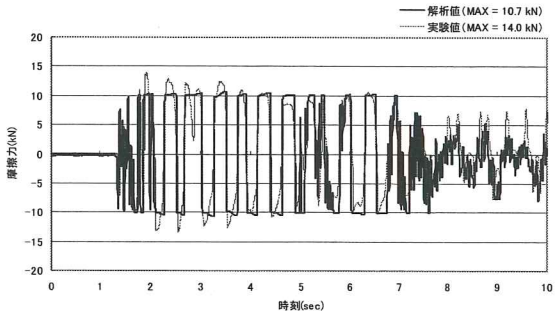
1）支承タイプ1



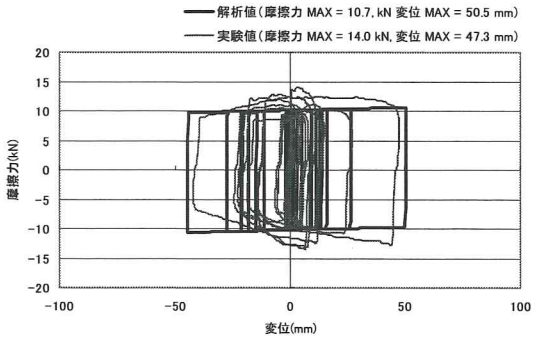
a）加速度時刻歴図



b）変位時刻歴図

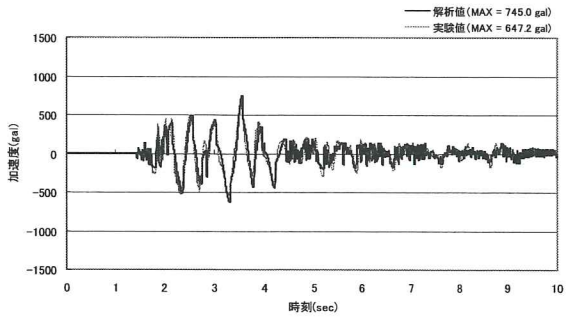


c）すべり支承摩擦力時刻歴図

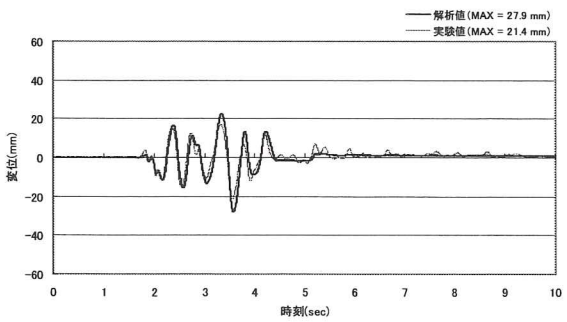


d）すべり支承摩擦力－変位履歴図

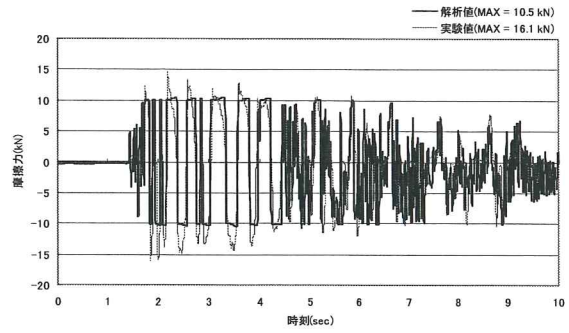
図-参 6.20　解析結果ケース 4（鷹取波 X 方向加振）



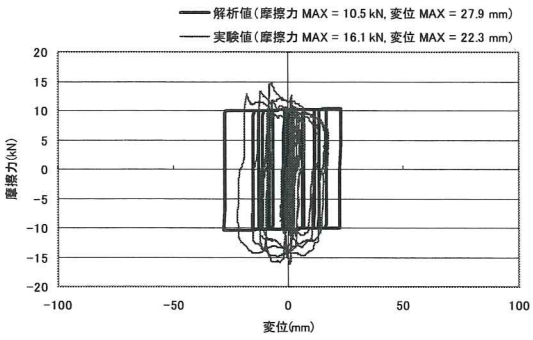
a）加速度時刻歴図



b）変位時刻歴図



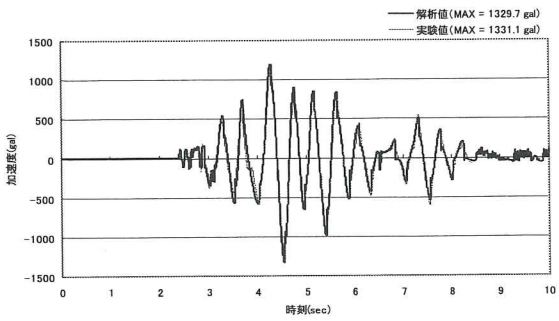
c）すべり支承摩擦力時刻歴図



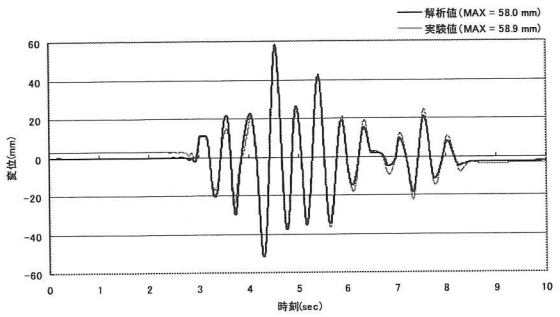
d）すべり支承摩擦力－変位履歴図

図-参 6.21　解析結果ケース 5（鷹取波 Y 方向加振）

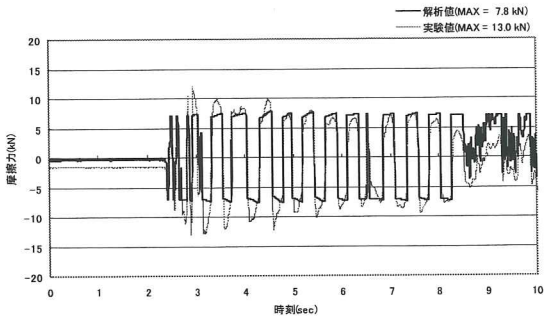
2) 支承タイプ2



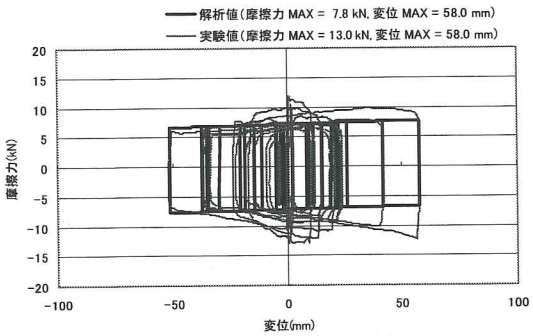
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図

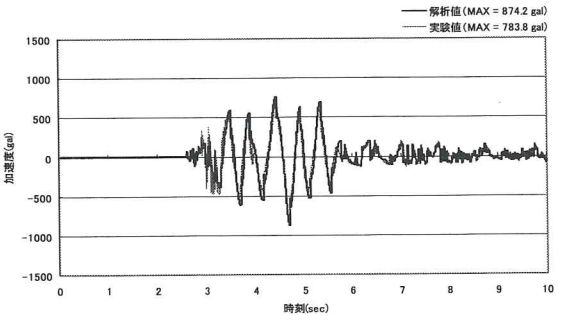


c) すべり支承摩擦力時刻歴図

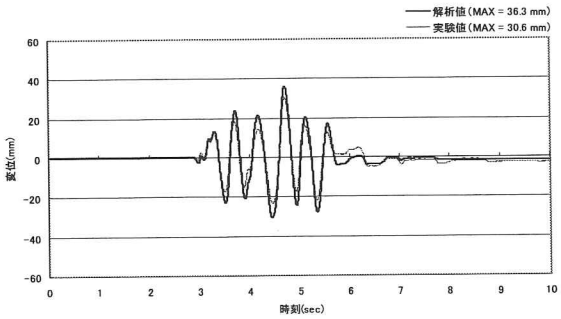


d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

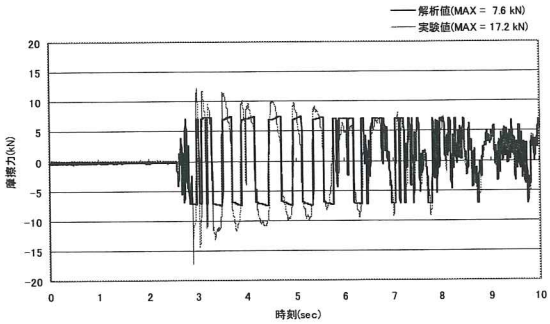
図-参 6.22　解析結果ケース 4（鷹取波 X 方向加振）



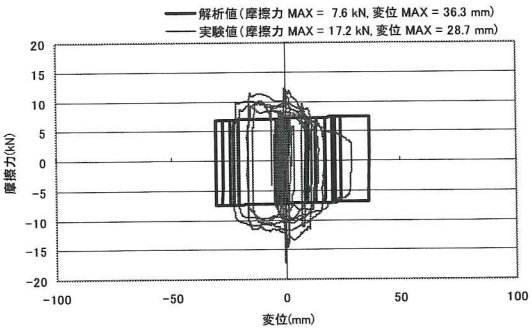
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図



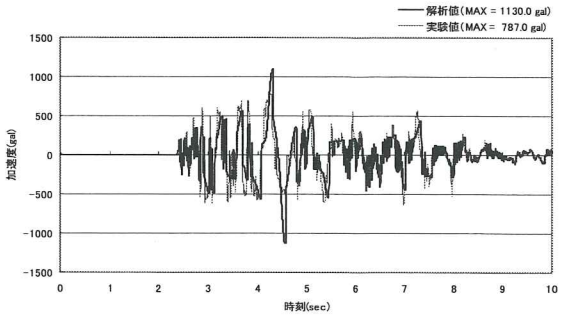
c) すべり支承摩擦力時刻歴図



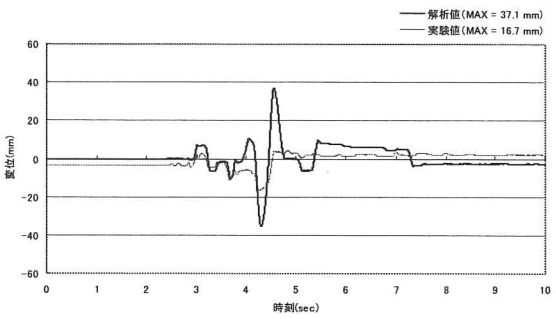
d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

図-参 6.23　解析結果ケース 5（鷹取波 Y 方向加振）

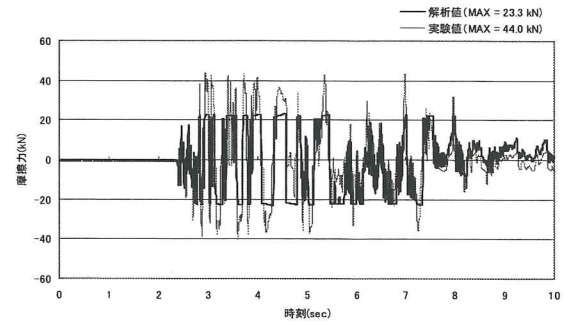
3) 支承タイプ3



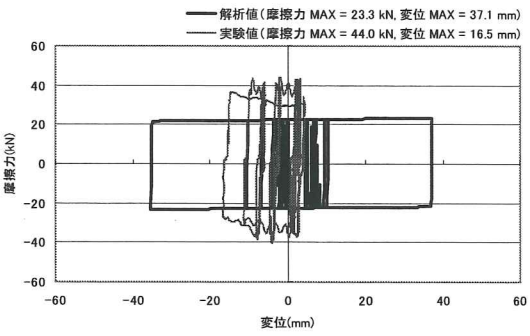
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図

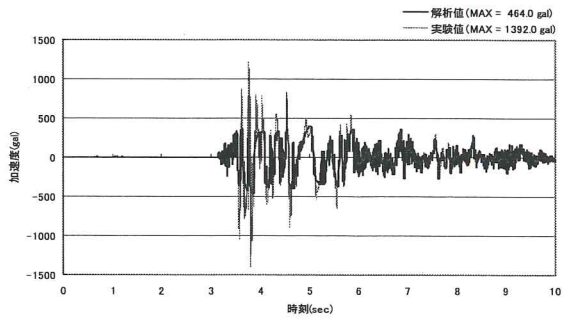


c) すべり支承摩擦力時刻歴図

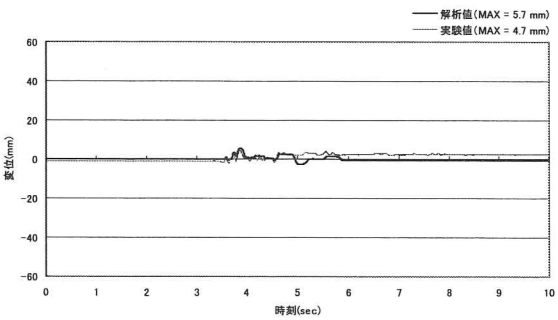


d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

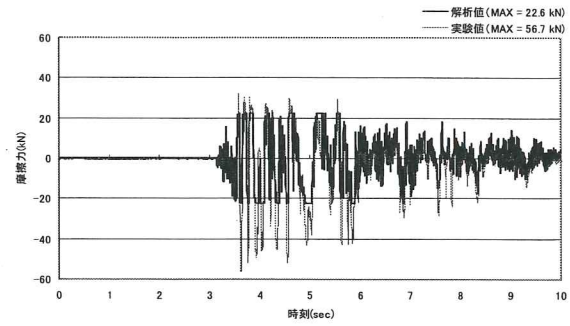
図-参 6.24　解析結果ケース 4（鷹取波 X 方向加振）



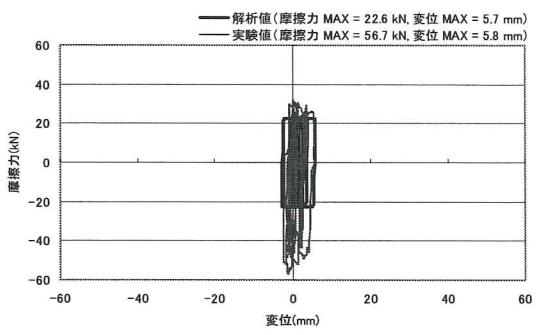
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図



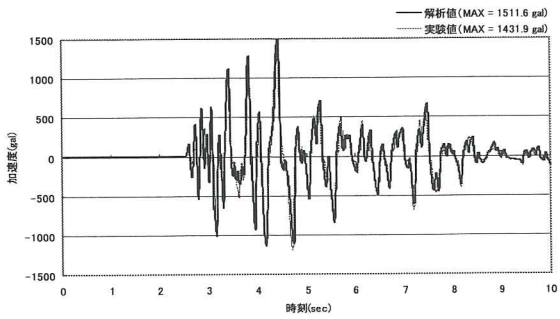
c) すべり支承摩擦力時刻歴図



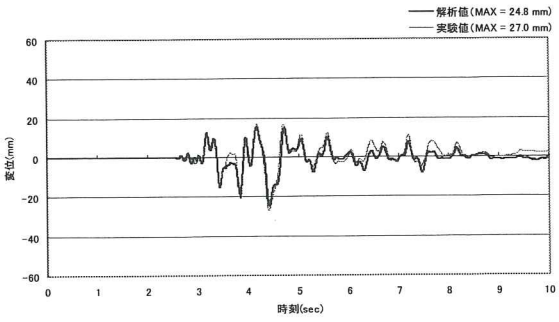
d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

図-参 6.25　解析結果ケース 5（鷹取波 Y 方向加振）

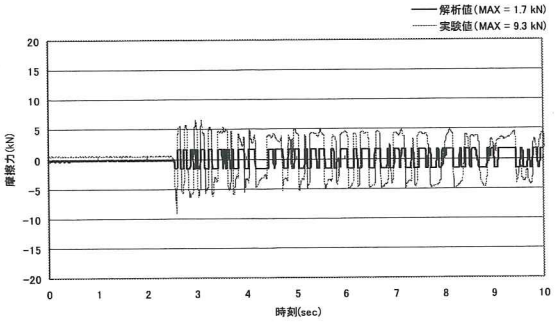
4) 支承タイプ4



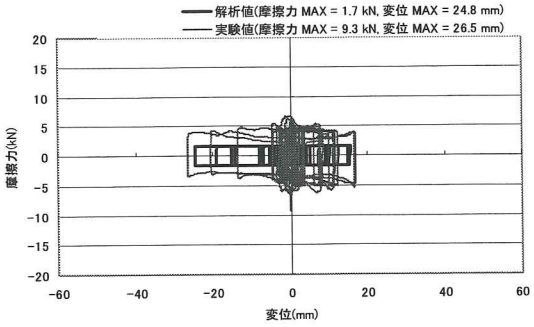
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図

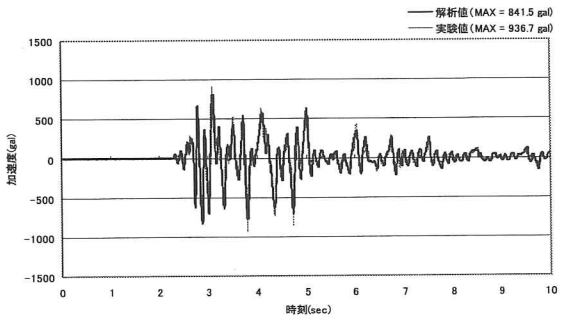


c) すべり支承摩擦力時刻歴図

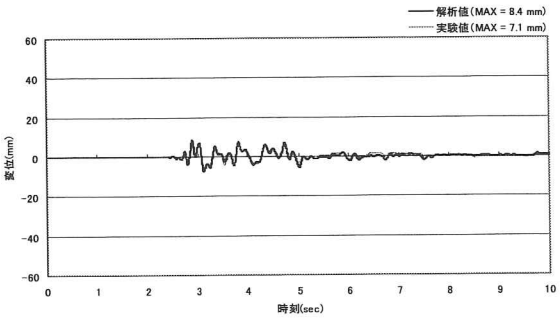


d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

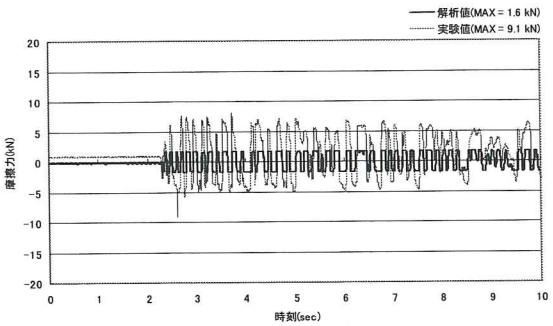
図-参 6.26　解析結果ケース 4（鷹取波 X 方向加振）



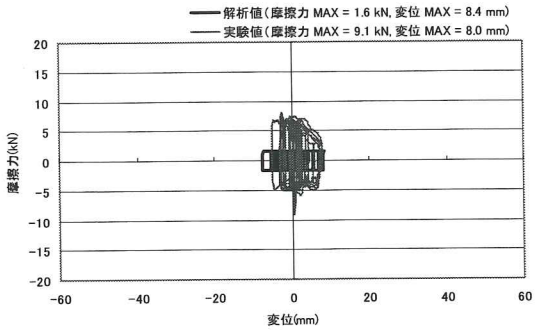
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図



c) すべり支承摩擦力時刻歴図



d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

図-参 6.27　解析結果ケース 5（鷹取波 Y 方向加振）

6.6.3 依存性の影響

各支承タイプに対して，すべり系支承の依存性（速度，面圧）を考慮し，X 方向の鷹取波加振（ケース 4）及び Y 方向の鷹取波加振（ケース 5）の解析結果について考察する。最大応答値，最大鉛直力及び最大摩擦力は，「6.6.1 解析結果一覧」のうち「バネモデル，依存性考慮」に着目していただきたい。時刻歴図及び履歴図は支承タイプ毎に図-参 6.28～図-参 6.35 に示す。

解析結果より，下記のことが確認できる。

1) 支承タイプ 1

- ケース 4 及びケース 5 の変位及び加速度は，依存性無視の結果(6.5.2　単一方向加振)と概ね一致しており，実験と解析の整合性が良い。
- ケース 4 の鉛直力は，依存性無視の結果(6.6.2 単一方向加振)と概ね一致しており，鉛直上向き（引張側）について実験値が解析値を上回る。
- ケース 4 及びケース 5 の摩擦力は，実験値が解析値を上回るが，ケース 5 の摩擦力は依存性無視の摩擦力よりも実験に近付いている。時刻歴と摩擦力－変位履歴における摩擦力の変化は，面圧及び速度依存性の影響である。

2) 支承タイプ 2

- 支承タイプ 2 は，支承タイプ 1 と同様の傾向である。

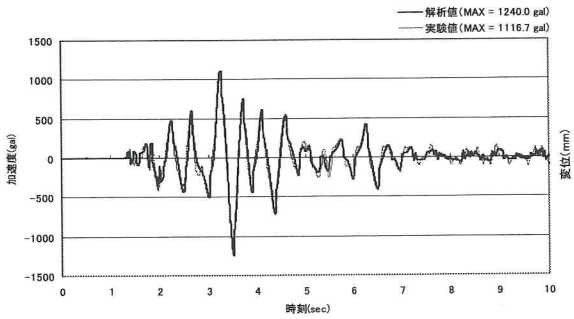
3) 支承タイプ 3

- ケース 4 の変位及び加速度は，最大値及び時刻歴とも解析値が実験値を上回る。ケース 5 の変位の最大値は，依存性を考慮することで実験と一致し，加速度は実験に近付く傾向にある。
- ケース 4 及びケース 5 の摩擦力は，依存性を考慮することにより実験と概ね一致する。これは，速度が小さい領域で摩擦係数が大きくなる依存性を再現できていることによる。ただし，ケース 4 の摩擦力－変位履歴より，実験を再現できているとは言い難い。

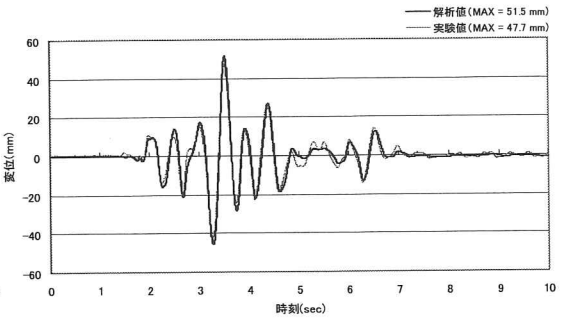
4) 支承タイプ 4

- ケース 4 の変位及び加速度は，最大値及び時刻歴とも実験と解析でよく一致している。ケース 5 の変位及び加速度は，最大値及び時刻歴とも実験と解析で概ね一致している。
- ケース 4 及びケース 5 の摩擦力は，実験値が解析値を上回るが，依存性無視の摩擦力に対して大幅に実験値に近付いている。これは，低速度域での依存性を再現できているためと考えられる。

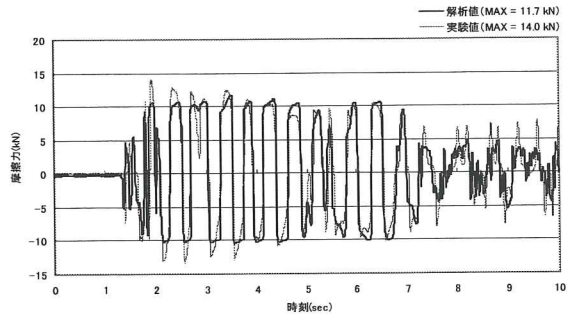
1) 支承タイプ1



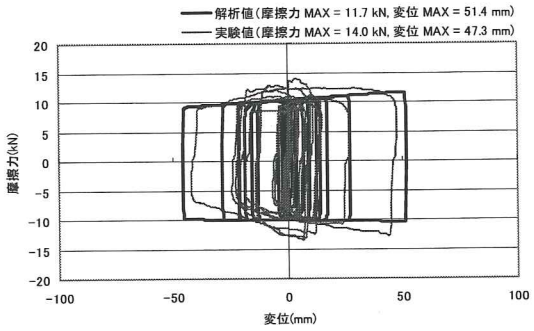
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図

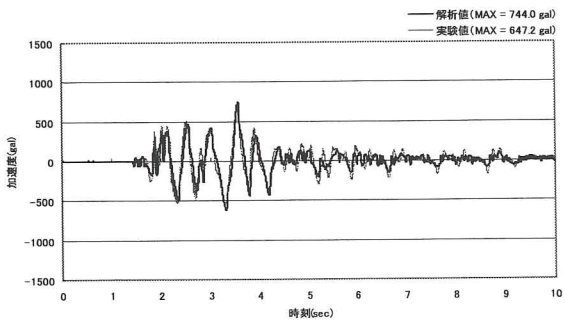


c) すべり支承摩擦力時刻歴図

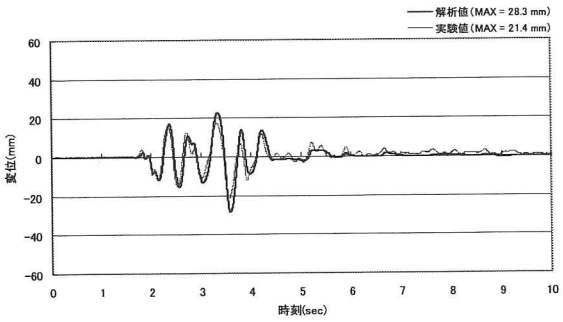


d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

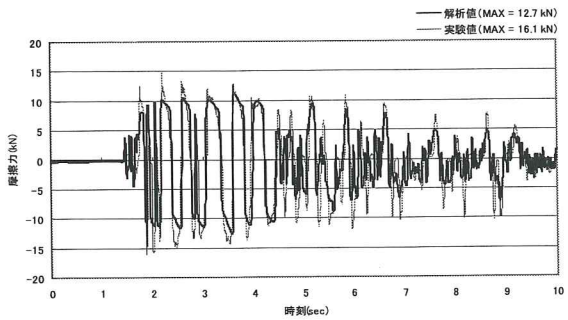
図-参 6.28　解析結果ケース 4（鷹取波 X 方向加振）



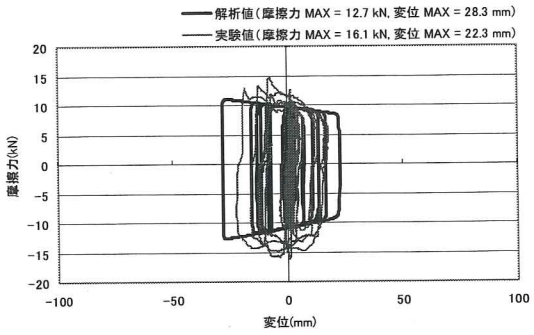
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図



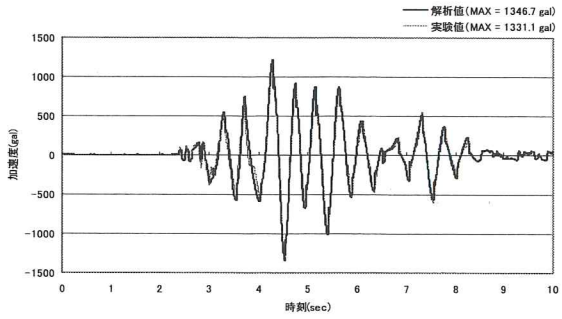
c) すべり支承摩擦力時刻歴図



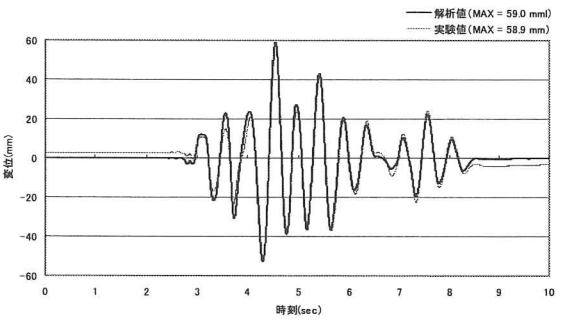
d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

図-参 6.29　解析結果ケース 5（鷹取波 Y 方向加振）

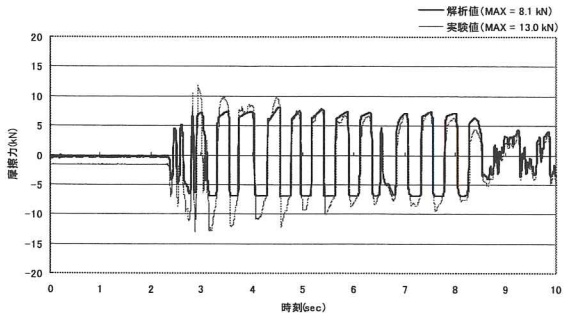
2) 支承タイプ2



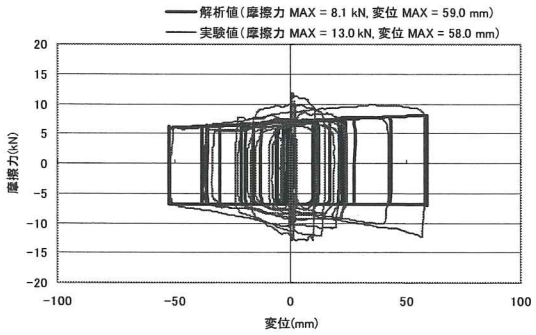
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図

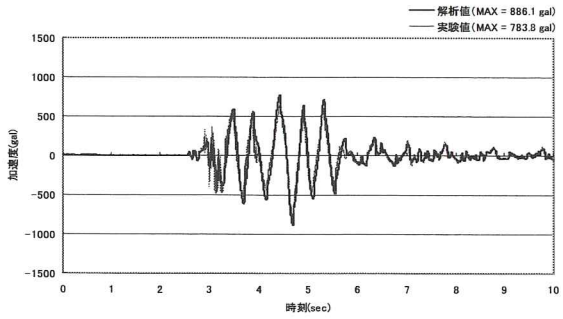


c) すべり支承摩擦力時刻歴図

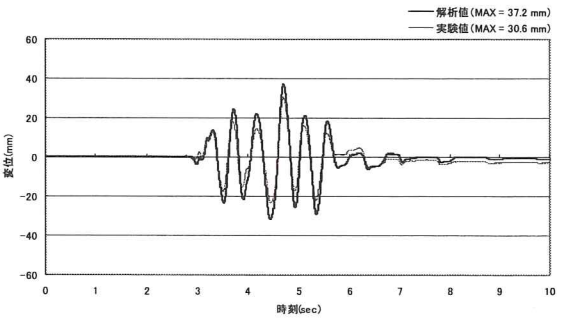


d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

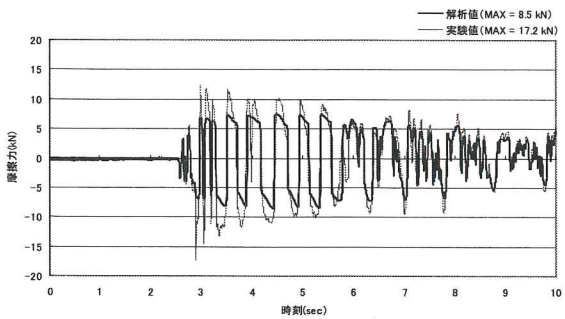
図-参 6.30　解析結果ケース 4（鷹取波 X 方向加振）



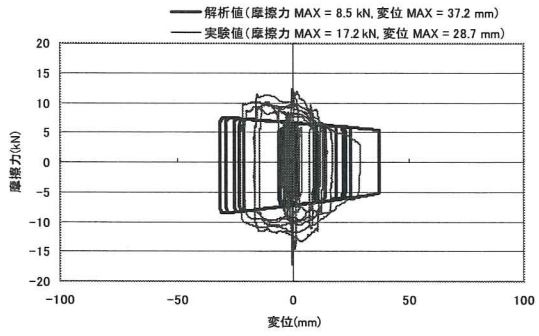
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図



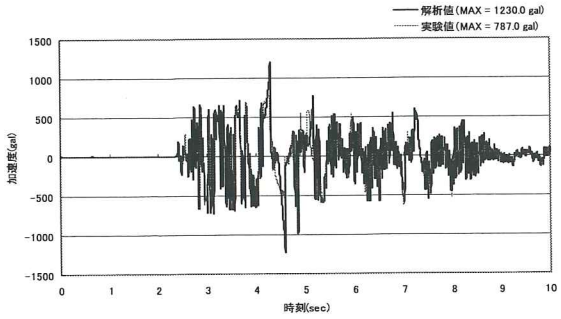
c) すべり支承摩擦力時刻歴図



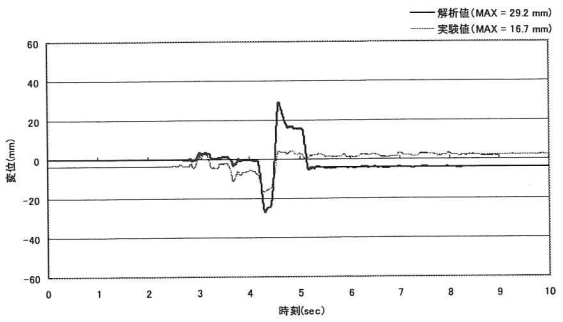
d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

図-参 6.31　解析結果ケース 5（鷹取波 Y 方向加振）

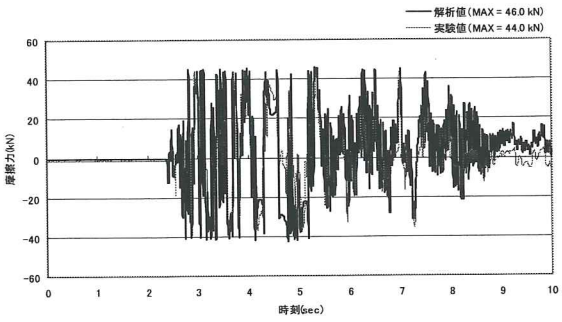
3) 支承タイプ3



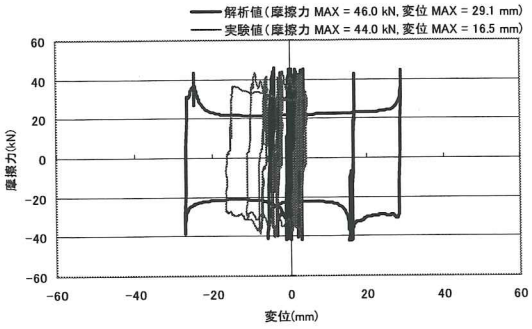
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図

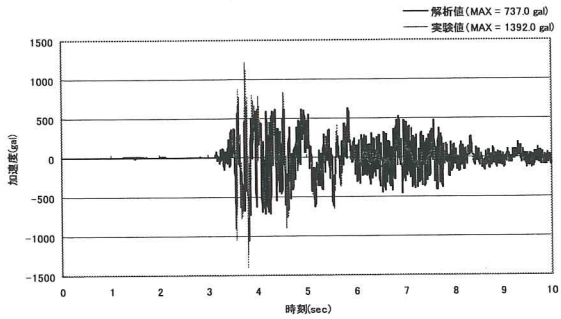


c) すべり支承摩擦力時刻歴図

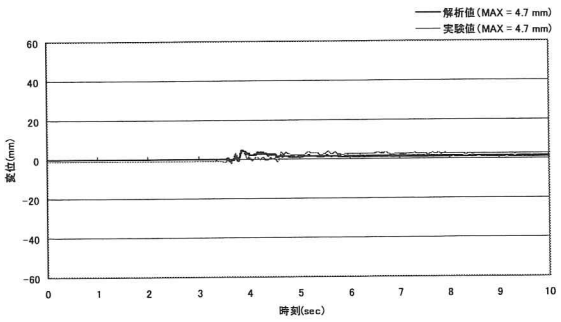


d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

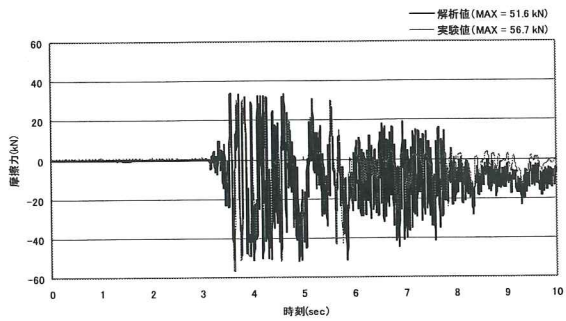
図-参 6.32　解析結果ケース 4（鷹取波 X 方向加振）



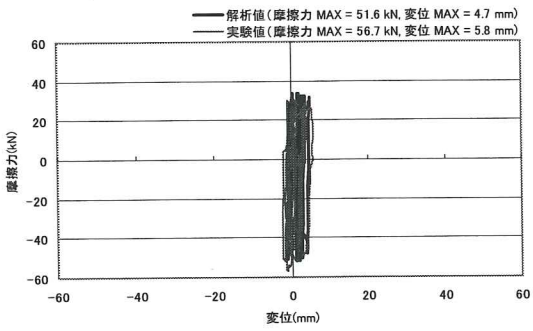
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図



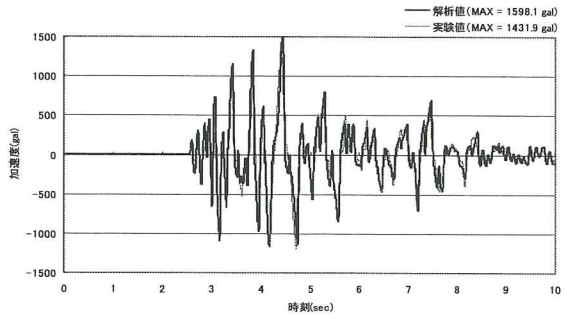
c) すべり支承摩擦力時刻歴図



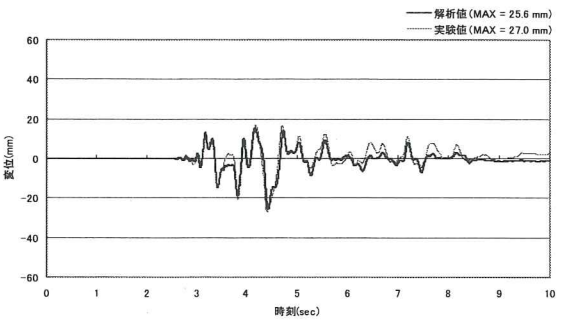
d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

図-参 6.33　解析結果ケース 5（鷹取波 Y 方向加振）

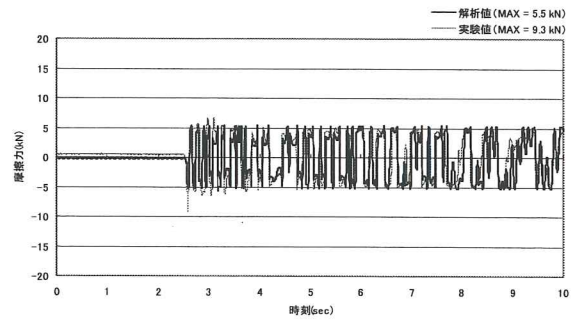
4) 支承タイプ4



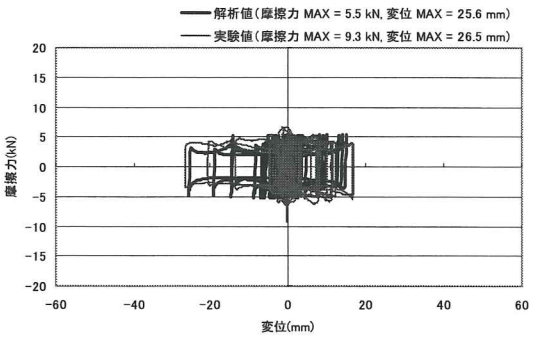
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図

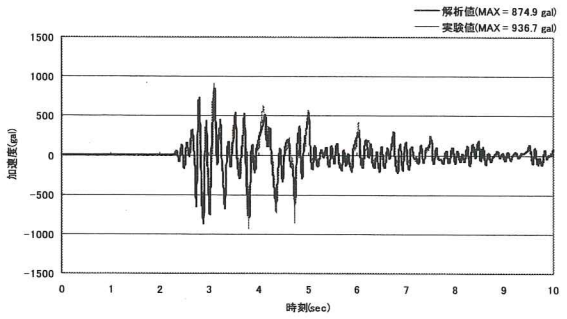


c) すべり支承摩擦力時刻歴図

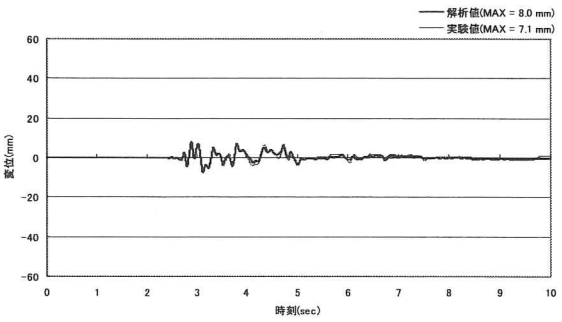


d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

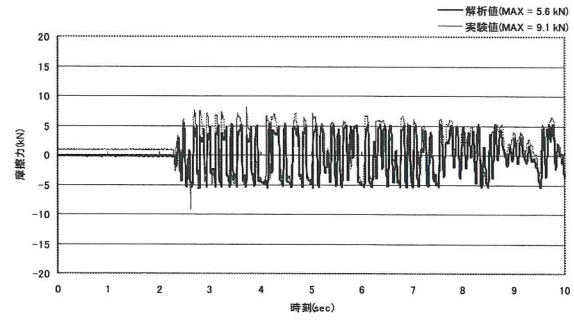
図-参 6.34　解析結果ケース 4（鷹取波 X 方向加振）



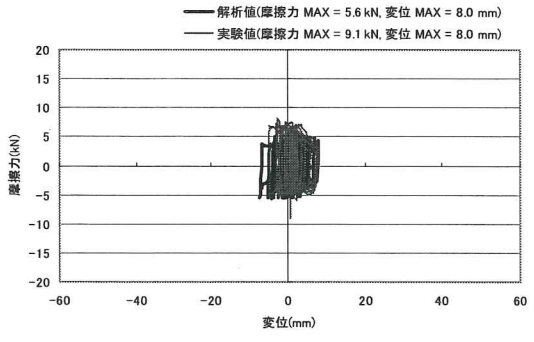
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図



c) すべり支承摩擦力時刻歴図



d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

図-参 6.35　解析結果ケース 5（鷹取波 Y 方向加振）

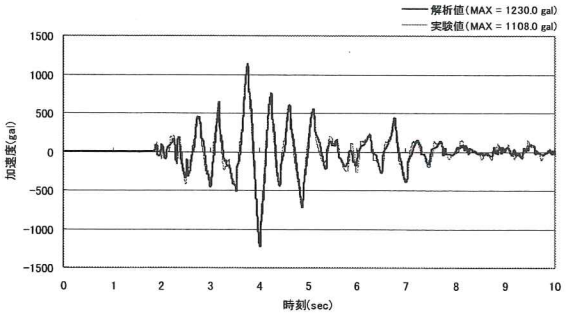
6.6.4 複数方向同時入力の影響

各支承タイプに対して，複数方向同時加振の再現性を検証するために，XZ 方向の鷹取波加振（ケース 6）及び XYZ 方向の鷹取波加振（ケース 7）の解析結果について考察する。最大応答値，最大鉛直力及び最大摩擦力は，「6.6.1 解析結果一覧」のうち「バネモデル」を参照していただきたい。時刻歴図及び履歴図は支承タイプ毎に図-参 6.36～図-参 6.43 に示す。

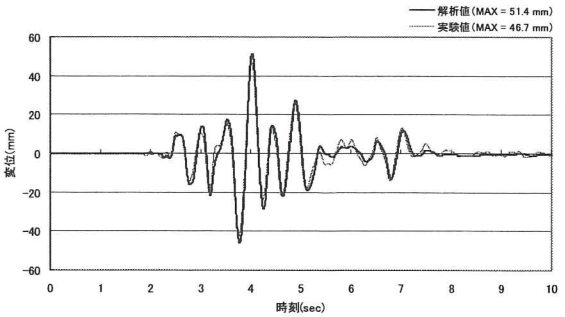
解析結果より，下記のことが確認できる。

- 最大変位，加速度において，支承タイプ 1，2，4 のケース 6 の依存性考慮の結果は実験と概ね一致している。上下動加振が作用した場合でも，実験を再現できていることが分かる。支承タイプ 3 のケース 6 の依存性考慮の結果は，最大変位は実験と概ね一致しており，最大加速度は解析値が実験値を上回る。
- 最大鉛直力において，支承タイプ 1 のケース 6 の依存性考慮の結果は，実験と概ね一致しているが，その他の支承タイプ 2，3，4 は解析値が実験値を上回っている。鉛直力に関して，上下動方向の解析での再現性は良くないことが分かる。
- 支承タイプ 1，2，4 のケース 6 の最大摩擦力は実験値が解析値を上回っており，支承タイプ 3 のケース 6 の依存性考慮の最大摩擦力は実験値が解析値を下回っている。最大摩擦力の再現性は良くないことが分かる。
- 最大変位，加速度において，支承タイプ 1，2，4 のケース 7 の結果は実験と概ね一致している。3 方向同時加振した場合でも，実験を再現できていることが分かる。支承タイプ 3 のケース 7 の結果は，実験値が解析値を上回る。
- 最大鉛直力において，支承タイプ 1，2 のケース 7 の結果は，実験と概ね一致しているが，支承タイプ 3，4 は再現性が良くない。
- ケース 7 の最大摩擦力は，全ての支承タイプにおいて実験値が解析値を上回っている。これは，依存性無視の設定により，摩擦係数が小さめに設定されていることによると考えられる。

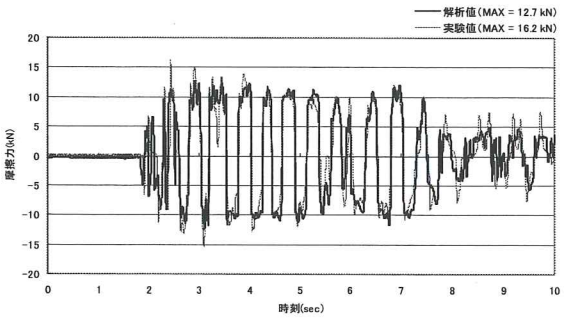
1) 支承タイプ1



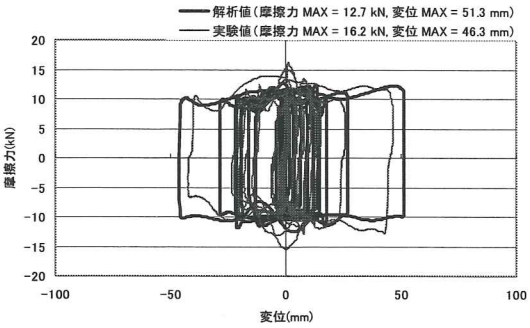
a) 加速度時刻歴図



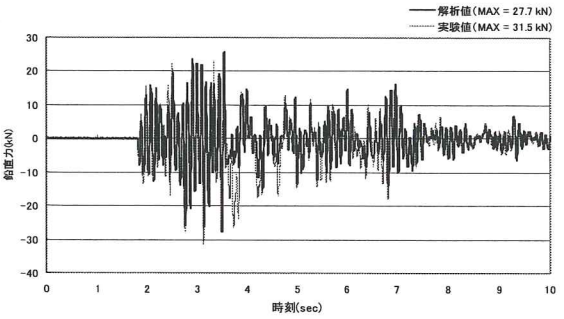
b) 変位時刻歴図



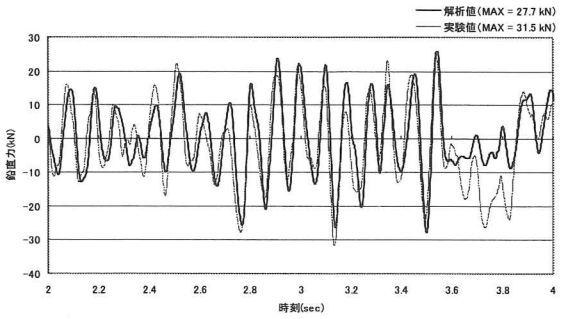
c) すべり支承摩擦力時刻歴図



d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

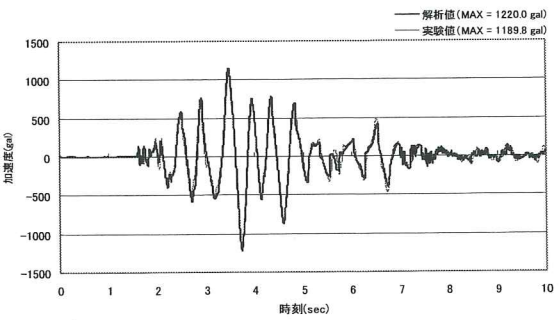


e) すべり支承鉛直力時刻歴図

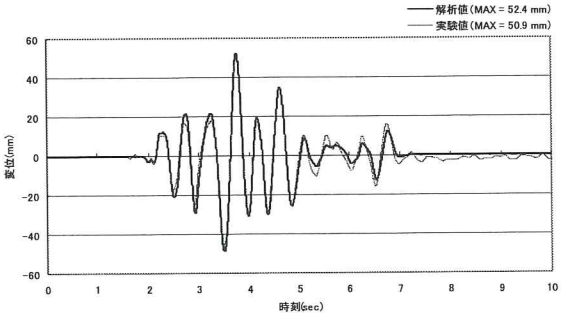


f) すべり支承鉛直力(拡大)時刻歴図

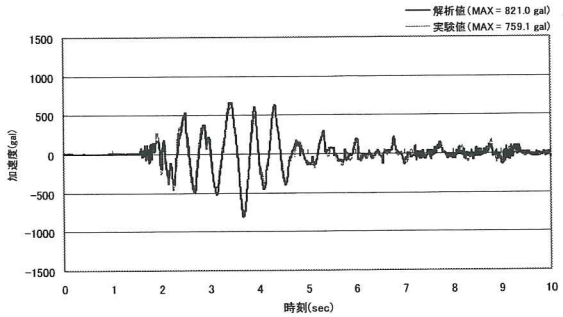
図-参 6.36　解析結果ケース 6（鷹取波 XZ 方向加振）



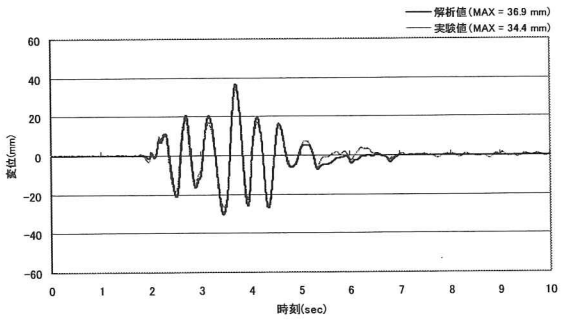
a) 加速度時刻歴図 X



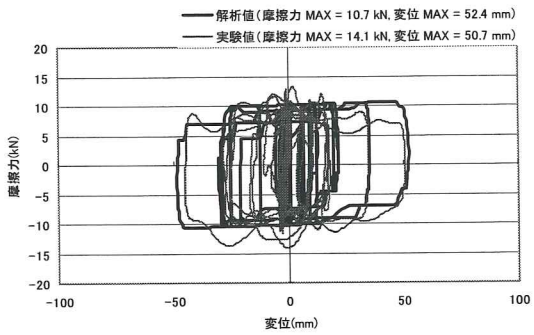
b) 変位時刻歴図 X



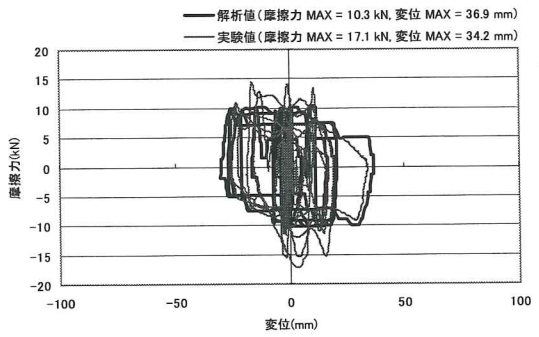
c) 加速度時刻歴図 Y



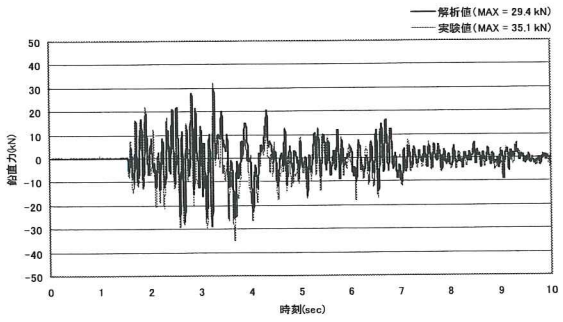
d) 変位時刻歴図 Y



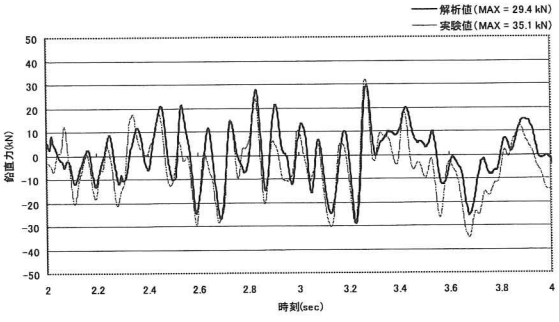
e) すべり支承摩擦力－変位履歴図 X



f) すべり支承摩擦力－変位履歴図 Y



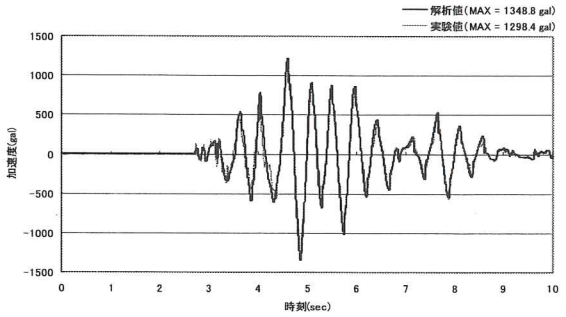
g) すべり支承鉛直力時刻歴図



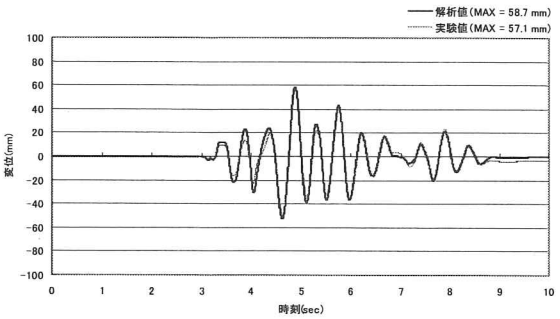
h) すべり支承鉛直力時刻歴図(拡大)

図-参 6.37　解析結果ケース 7（鷹取波 XYZ 方向加振）

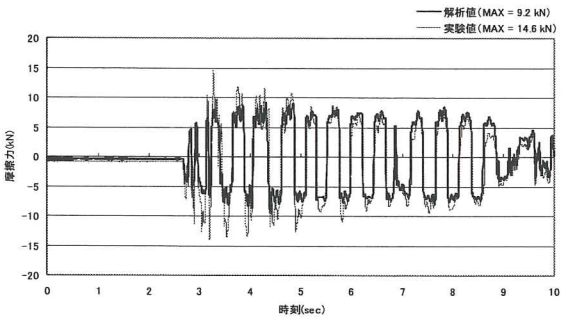
2) 支承タイプ2



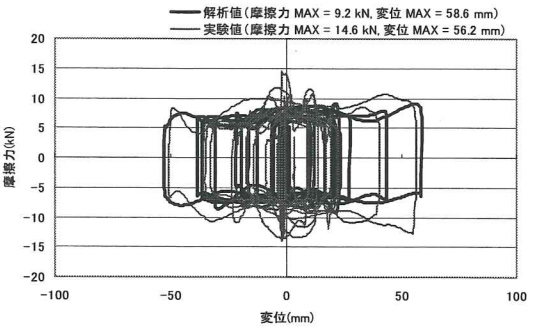
a) 加速度時刻歴図



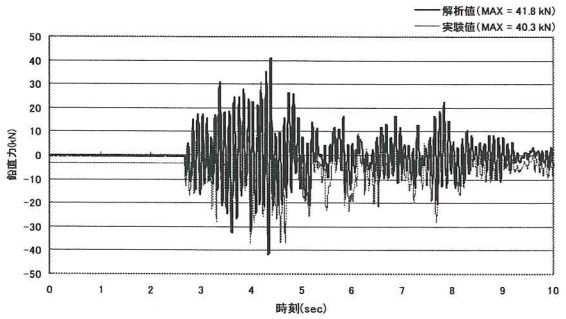
b) 変位時刻歴図



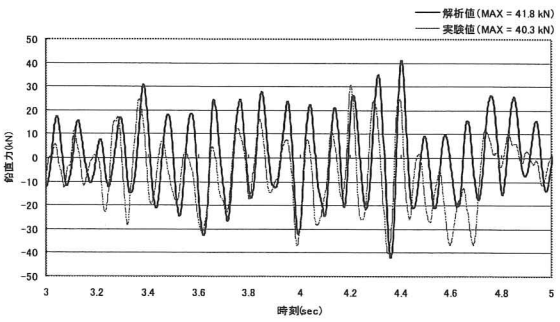
c) すべり支承摩擦力時刻歴図



d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

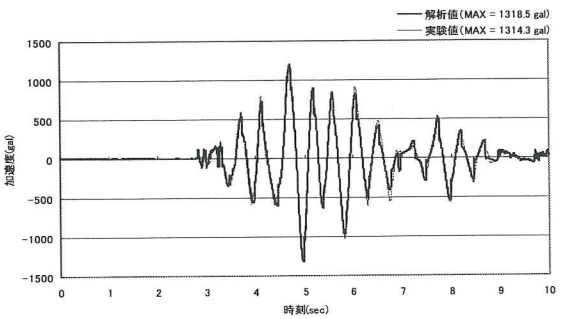


e) すべり支承鉛直力時刻歴図

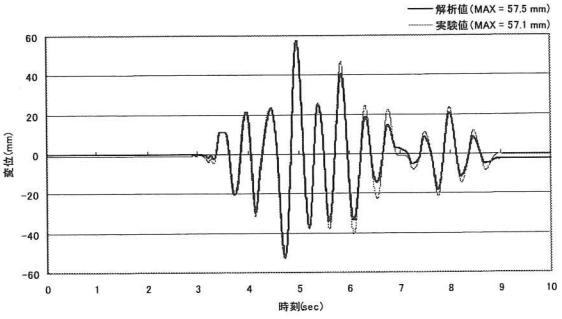


f) すべり支承鉛直力(拡大)時刻歴図

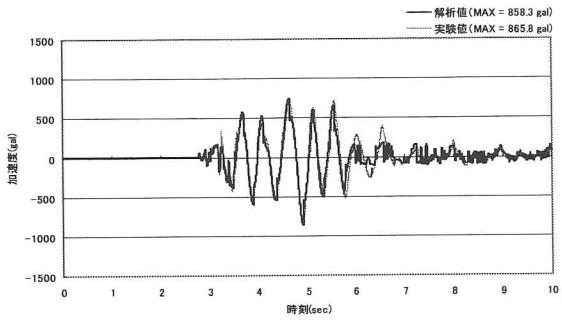
図-参 6.38　解析結果ケース 6（鷹取波 XZ 方向加振）



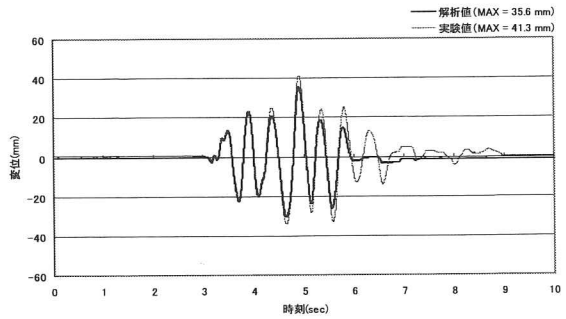
a) 加速度時刻歴図 X



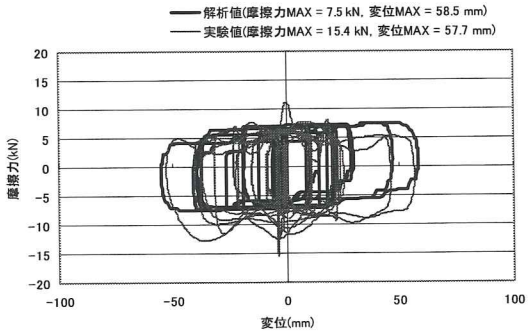
b) 変位時刻歴図 X



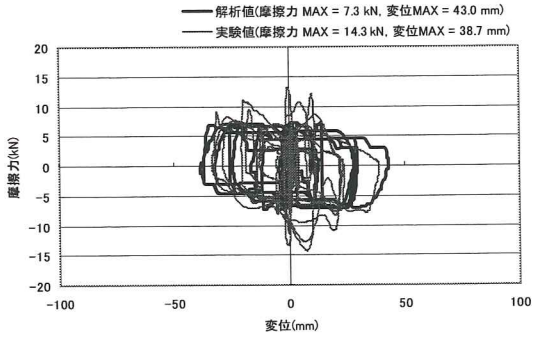
c) 加速度時刻歴図 Y



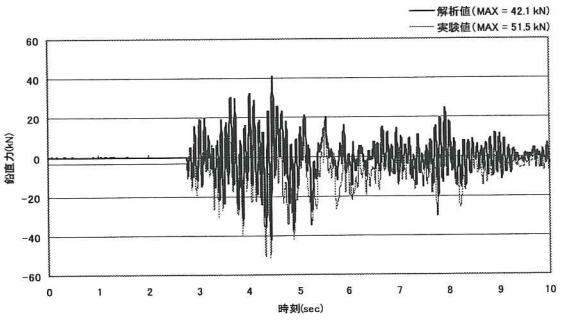
d) 変位時刻歴図 Y



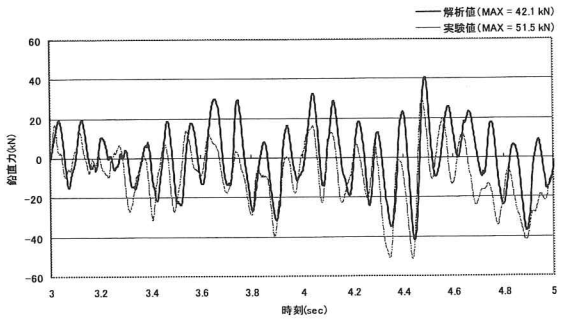
e) すべり支承摩擦力－変位履歴図 X



f) すべり支承摩擦力－変位履歴図 Y



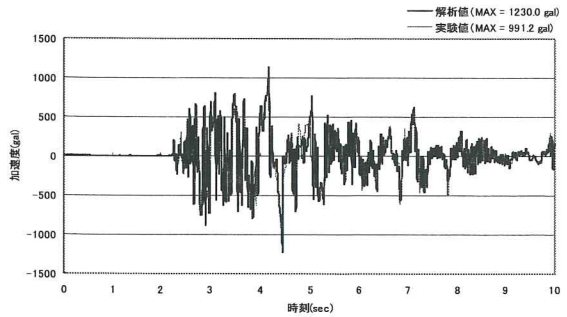
g) すべり支承鉛直力時刻歴図



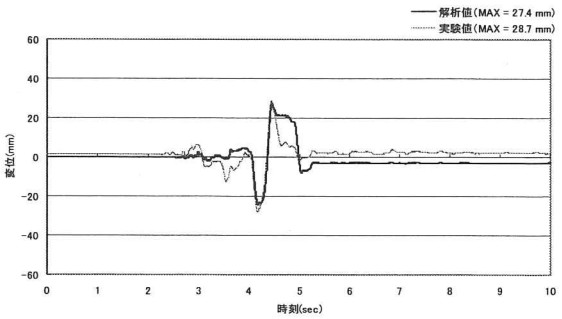
h) すべり支承鉛直力時刻歴図(拡大)

図-参 6.39　解析結果ケース 7（鷹取波 XYZ 方向加振）

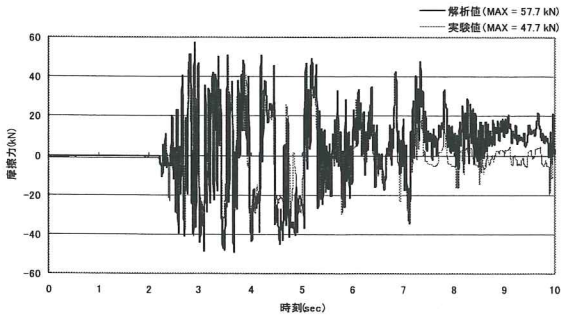
3) 支承タイプ3



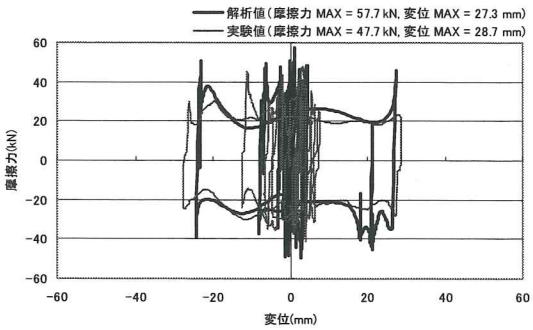
a) 加速度時刻歴図



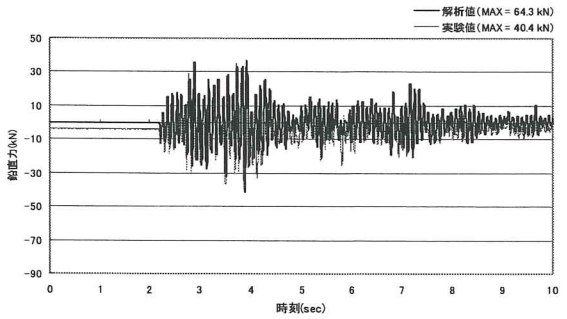
b) 変位時刻歴図



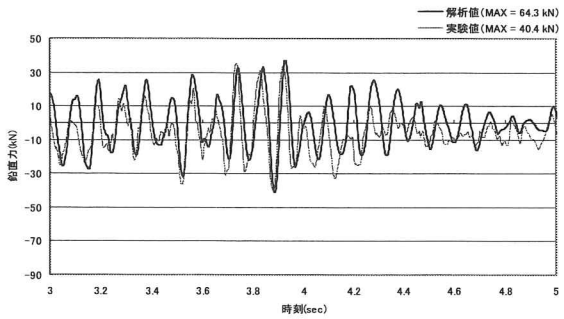
c) すべり支承摩擦力時刻歴図



d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

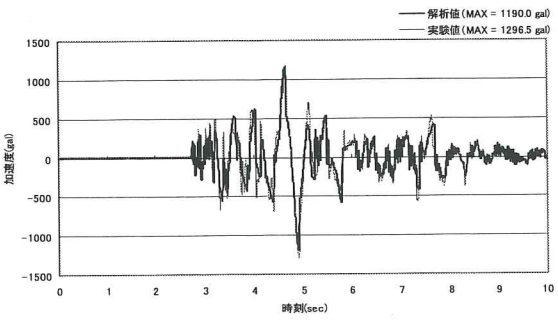


e) すべり支承鉛直力時刻歴図

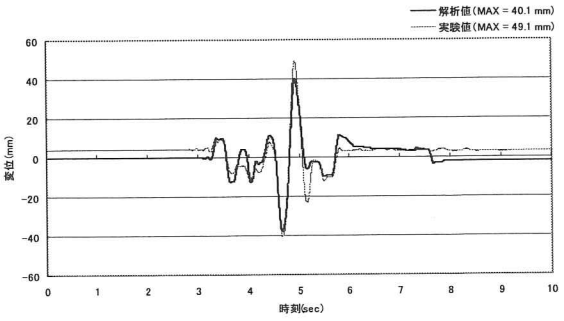


f) すべり支承鉛直力(拡大)時刻歴図

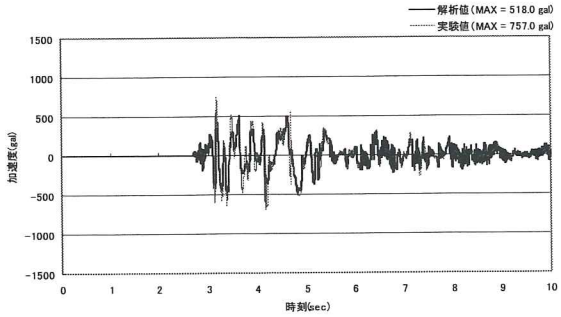
図-参 6.40　解析結果ケース 6（鷹取波 XZ 方向加振）



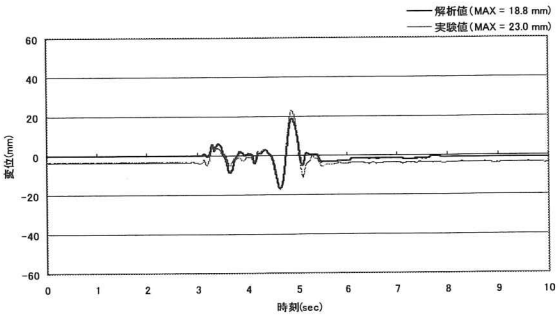
a) 加速度時刻歴図 X



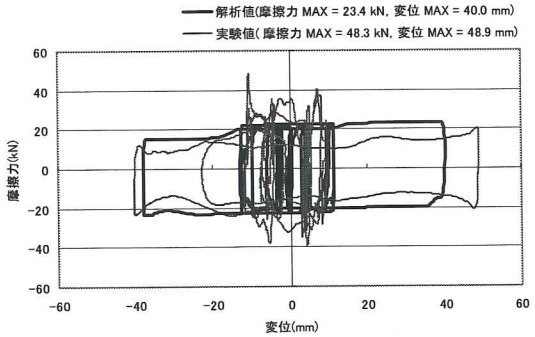
b) 変位時刻歴図 X



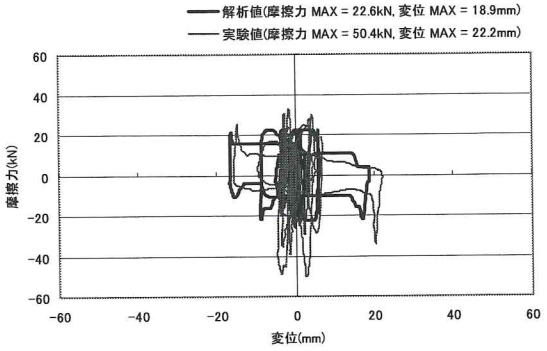
c) 加速度時刻歴図 Y



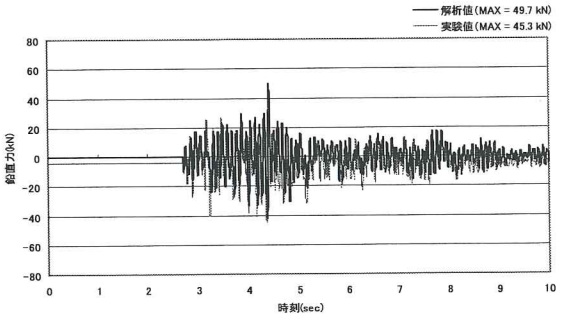
d) 変位時刻歴図 Y



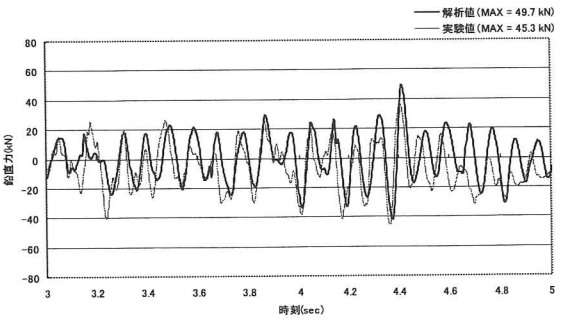
e) すべり支承摩擦力－変位履歴図 X



f) すべり支承摩擦力－変位履歴図 Y



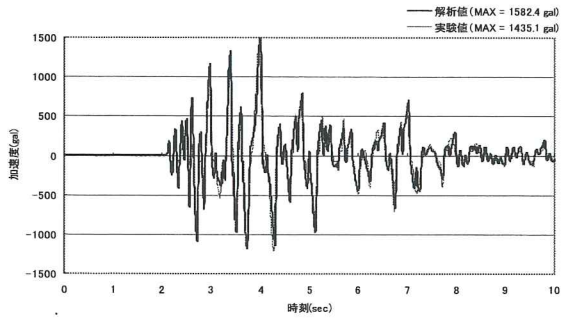
g) すべり支承鉛直力時刻歴図



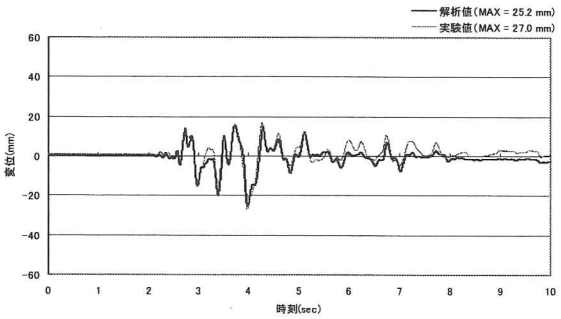
h) すべり支承鉛直力時刻歴図(拡大)

図-参 6.41　解析結果ケース 7（鷹取波 XYZ 方向加振）

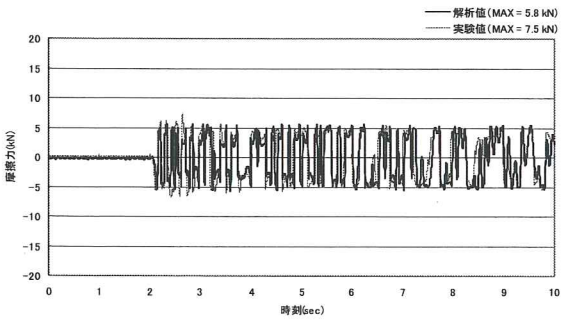
4) 支承タイプ4



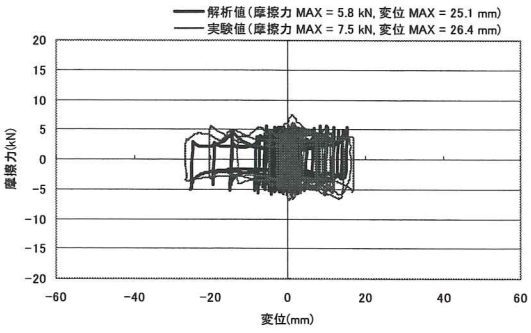
a) 加速度時刻歴図



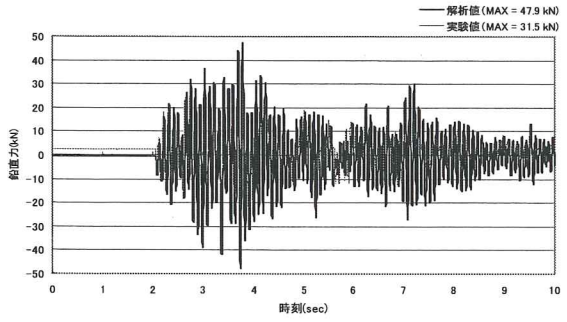
b) 変位時刻歴図



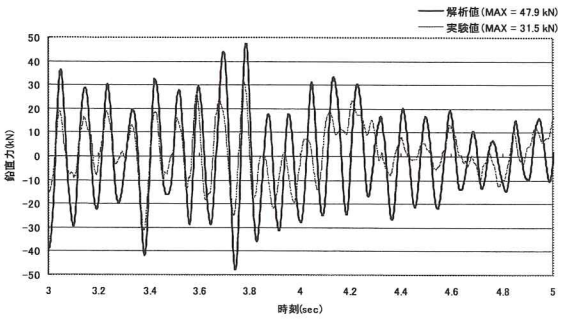
c) すべり支承摩擦力時刻歴図



d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

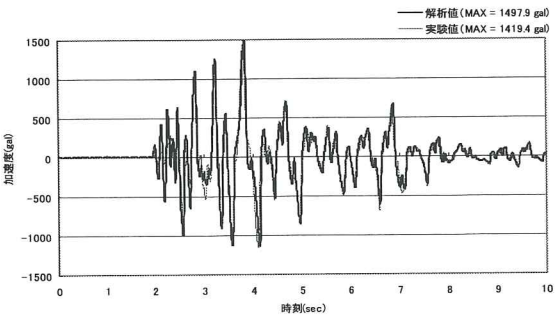


e) すべり支承鉛直力時刻歴図

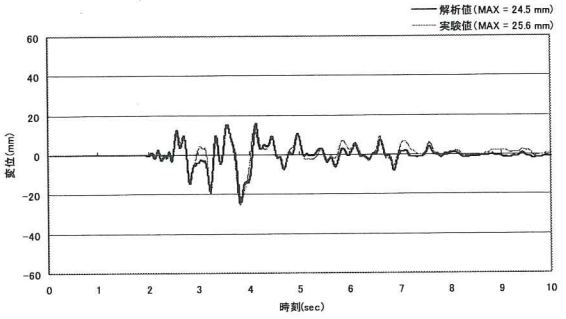


f) すべり支承鉛直力(拡大)時刻歴図

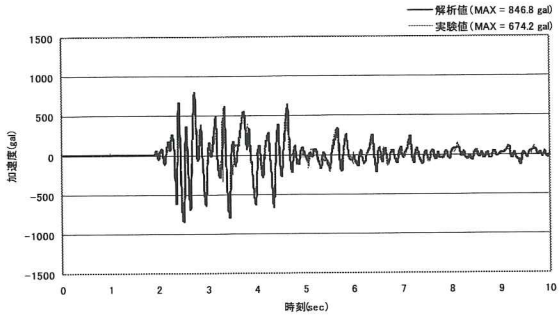
図-参 6.42　解析結果ケース 6（鷹取波 XZ 方向加振）



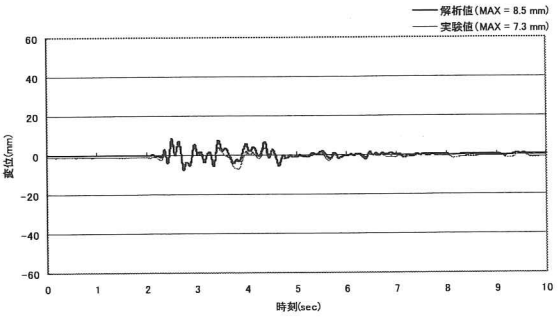
a) 加速度時刻歴図 X



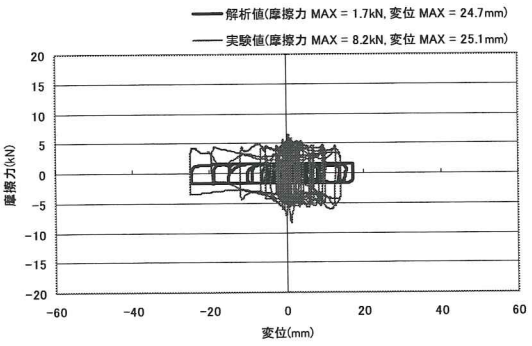
b) 変位時刻歴図 X



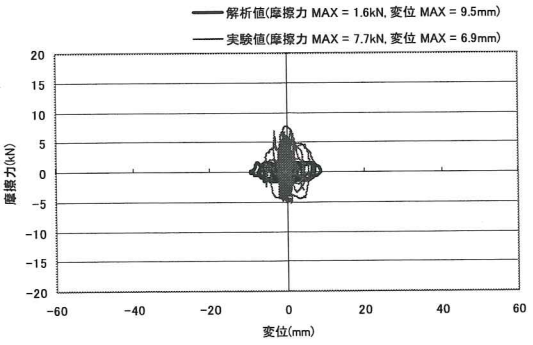
c) 加速度時刻歴図 Y



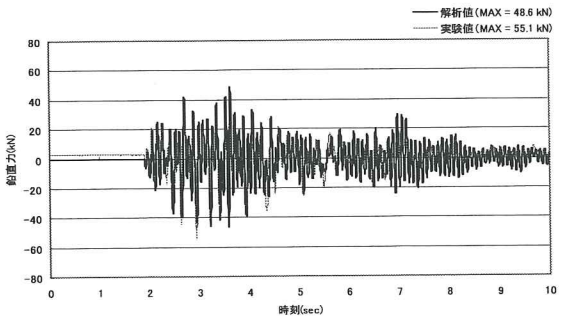
d) 変位時刻歴図 Y



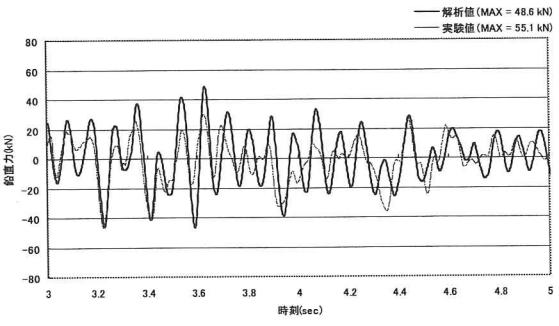
e) すべり支承摩擦力－変位履歴図 X



f) すべり支承摩擦力－変位履歴図 Y



g) すべり支承鉛直力時刻歴図



h) すべり支承鉛直力時刻歴図(拡大)

図-参 6.43　解析結果ケース 7（鷹取波 XYZ 方向加振）

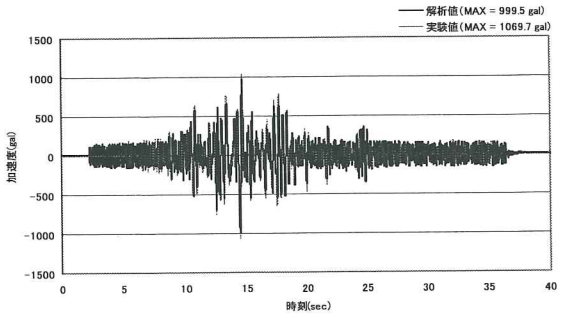
6.6.5 波形の違いによる影響

各支承タイプに対して，波形の違いによる影響を検証するために，XYZ 方向の温根沼波加振（ケース 11）の解析結果について考察する。最大応答値，最大鉛直力及び最大摩擦力は，「6.6.1 解析結果一覧」のうち「バネモデル」を参照していただいきたい。時刻歴図及び履歴図は支承タイプ毎に図-参 6.44～図-参 6.47 に示す。

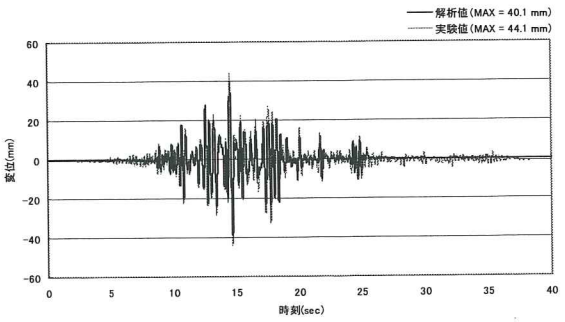
解析結果より，下記のことが確認できる。

- 最大変位，加速度において，ケース 11 の結果はケース 7 の結果と傾向が類似しており，実験と概ね一致している。周期の異なる波形による 3 方向同時加振の場合でも，実験を再現できていることが分かる。
- 最大鉛直力において，ケース 11 の結果はケース 7 の結果と傾向が類似しており，支承タイプ 1，2 の結果は，実験と概ね一致しているが，支承タイプ 3，4 は再現性が良くない。
- ケース 11 の最大摩擦力は，全ての支承タイプにおいて実験が解析を上回っている。これは，依存性無視の設定により，摩擦係数が小さめに設定されていることによる。

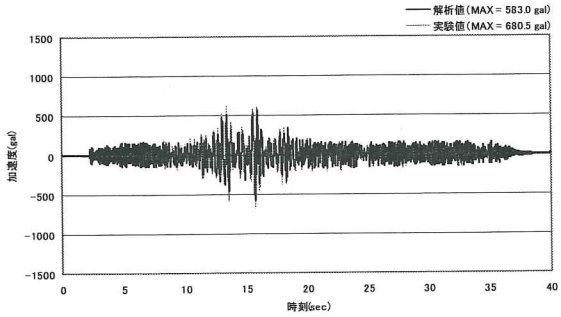
1) 支承タイプ1



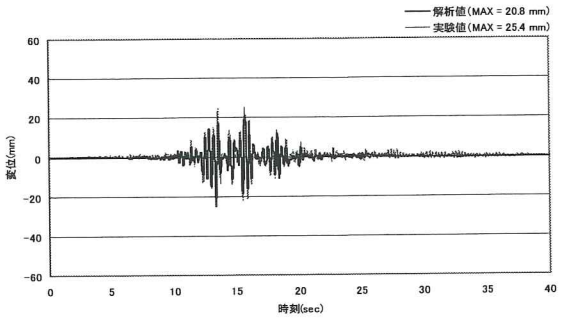
a) 加速度時刻歴図 X



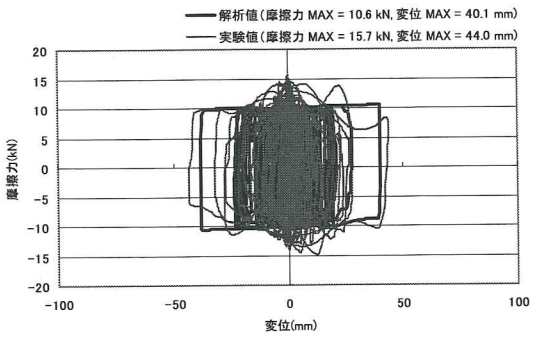
b) 変位時刻歴図 X



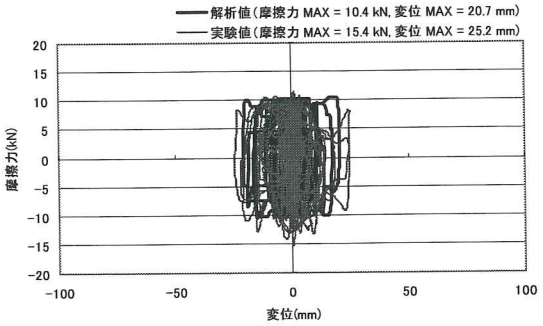
c) 加速度時刻歴図 Y



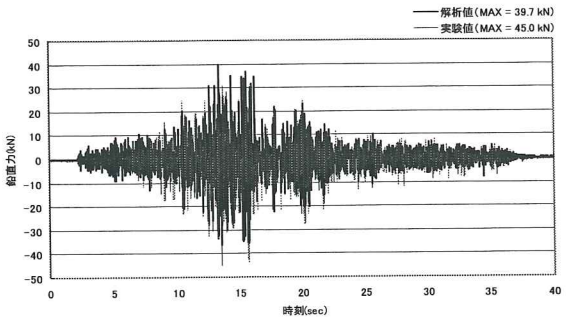
d) 変位時刻歴図 Y



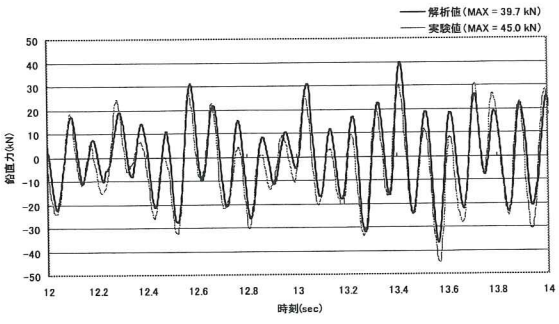
e) すべり支承摩擦力時刻歴図 X



f) すべり支承摩擦力時刻歴図 Y



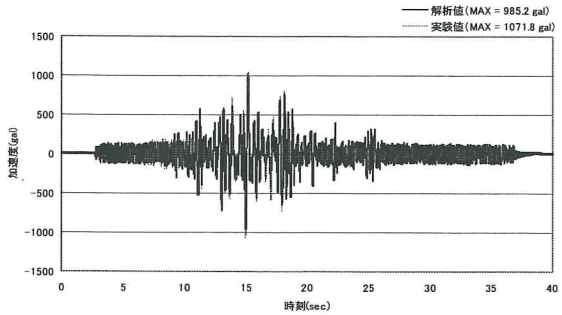
g) すべり支承鉛直力時刻歴図



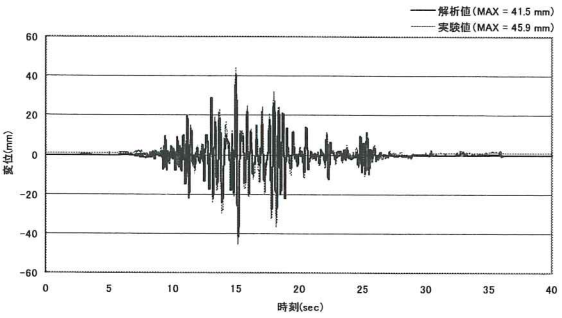
h) すべり支承鉛直力時刻歴図(拡大)

図-参 6.44　解析結果ケース 11（温根沼波 XYZ 方向加振）

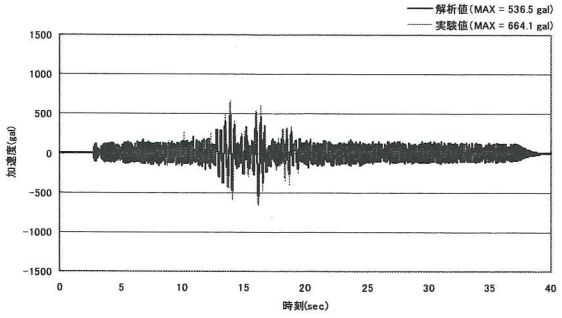
2) 支承タイプ2



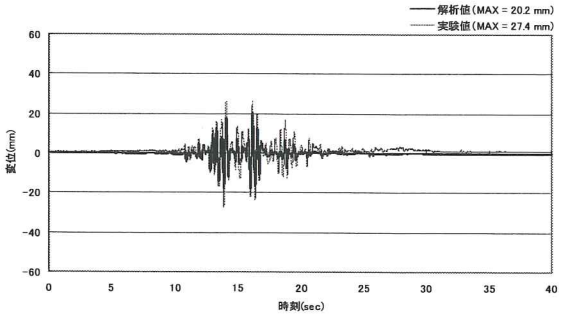
a) 加速度時刻歴図 X



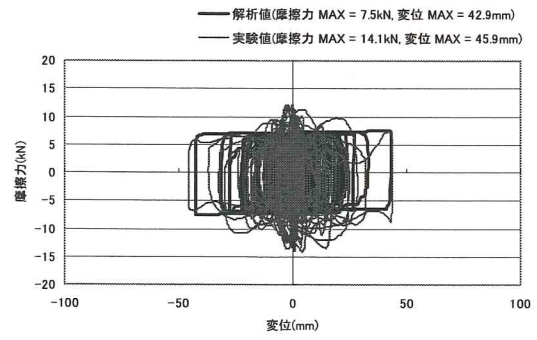
b) 変位時刻歴図 X



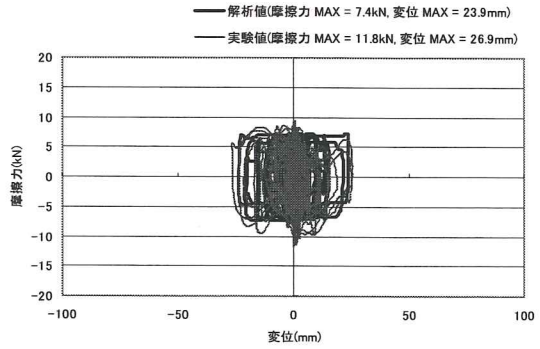
c) 加速度時刻歴図 Y



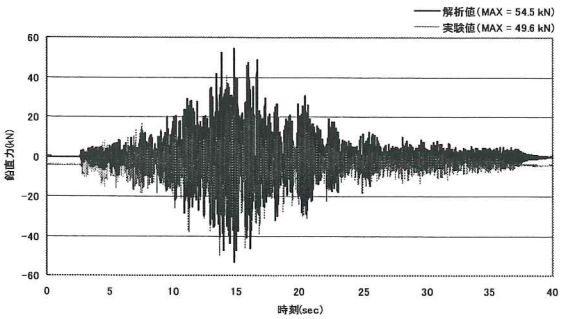
d) 変位時刻歴図 Y



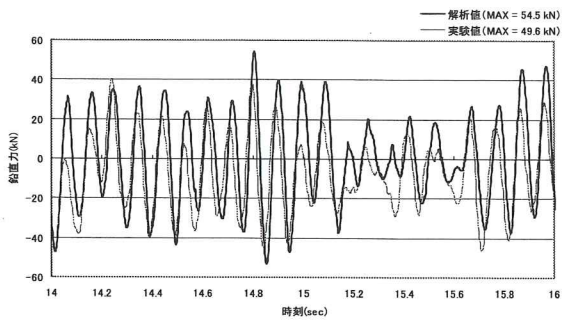
e) すべり支承摩擦力－変位履歴図 X



f) すべり支承摩擦力－変位履歴図 Y



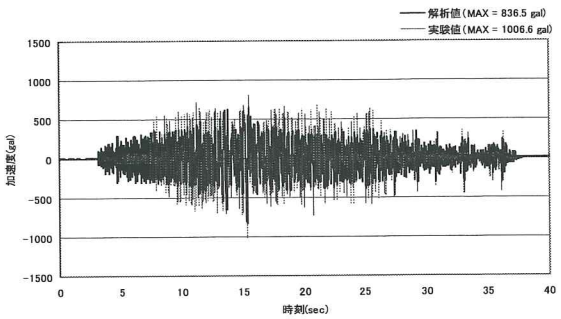
g) すべり支承鉛直力時刻歴図



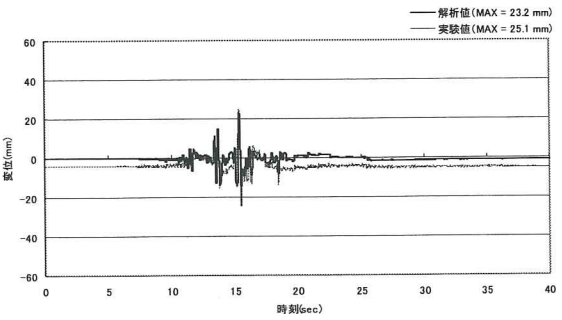
h) すべり支承鉛直力時刻歴図(拡大)

図-参 6.45　解析結果ケース 11（温根沼波 XYZ 方向加振）

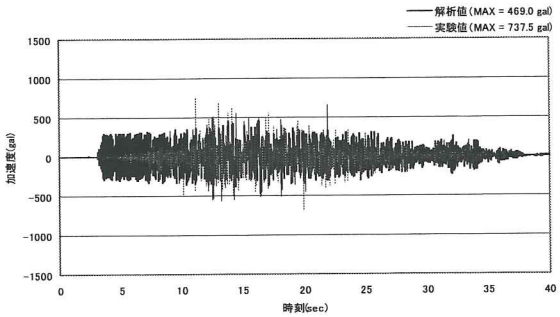
3) 支承タイプ3



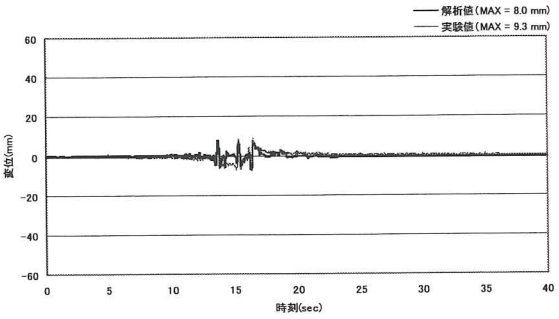
a) 加速度時刻歴図 X



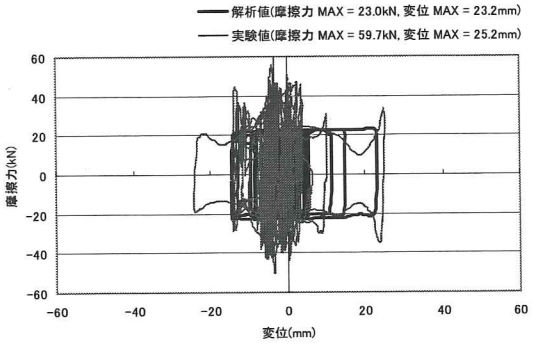
b) 変位時刻歴図 X



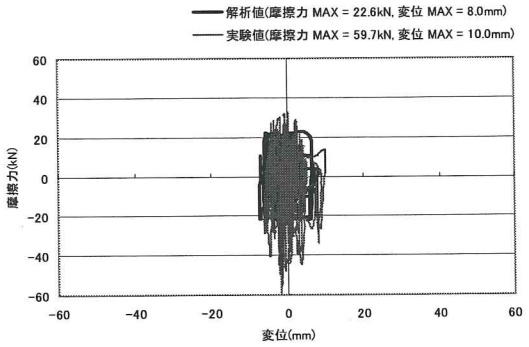
c) 加速度時刻歴図 Y



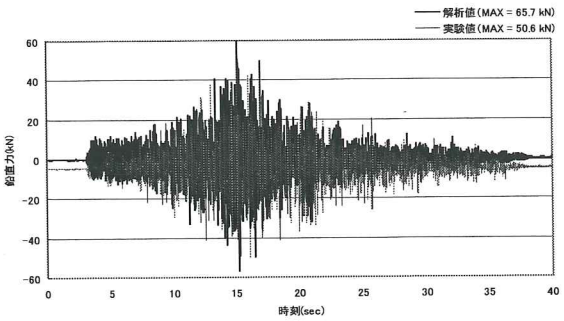
d) 変位時刻歴図 Y



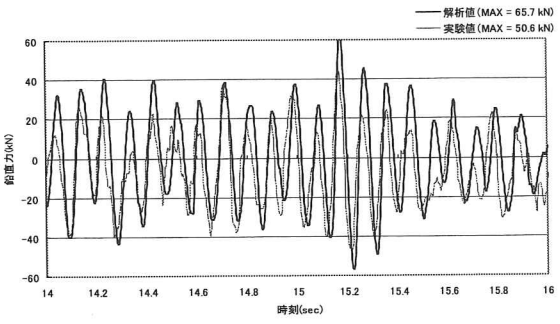
e) すべり支承摩擦力－変位履歴図 X



f) すべり支承摩擦力－変位履歴図 Y



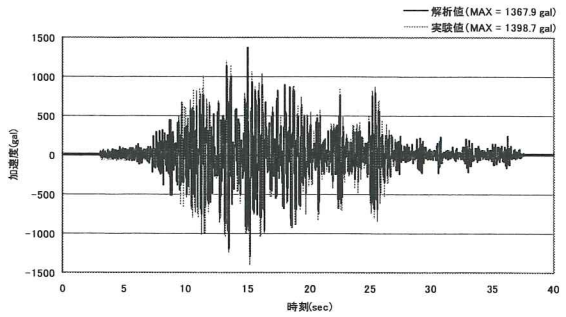
g) すべり支承鉛直力時刻歴図



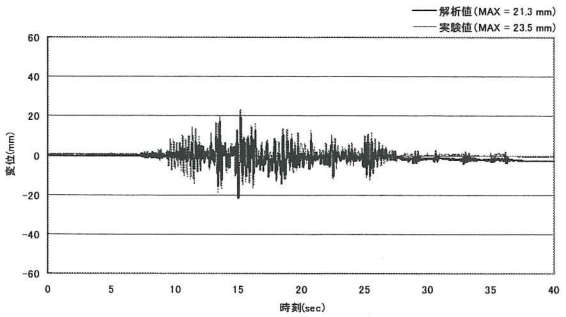
h) すべり支承鉛直力時刻歴図(拡大)

図-参 6.46　解析結果ケース 11（温根沼波 XYZ 方向加振）

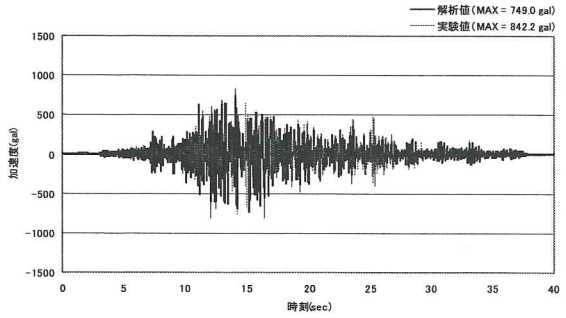
4) 支承タイプ4



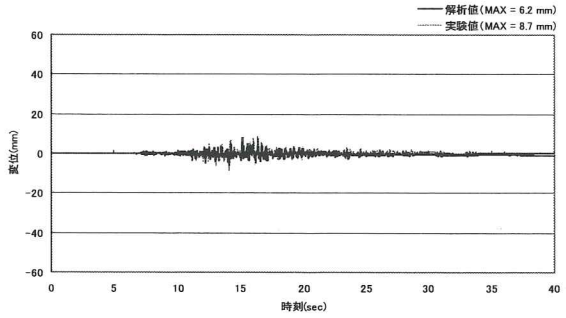
a) 加速度時刻歴図 X



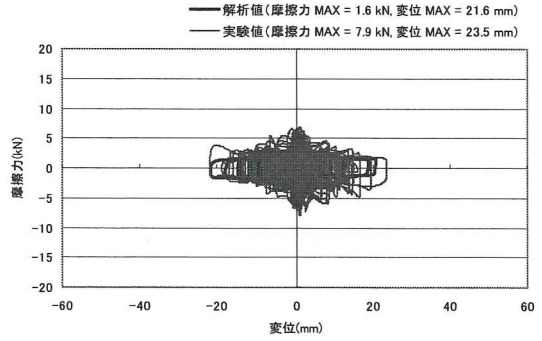
b) 変位時刻歴図 X



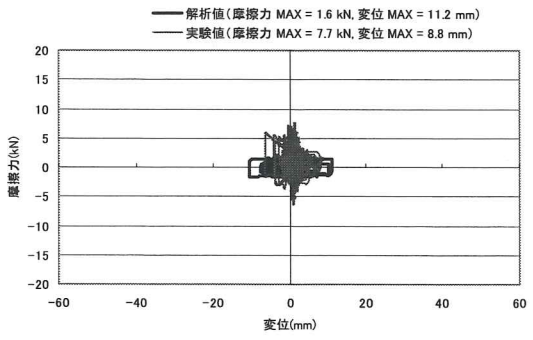
c) 加速度時刻歴図 Y



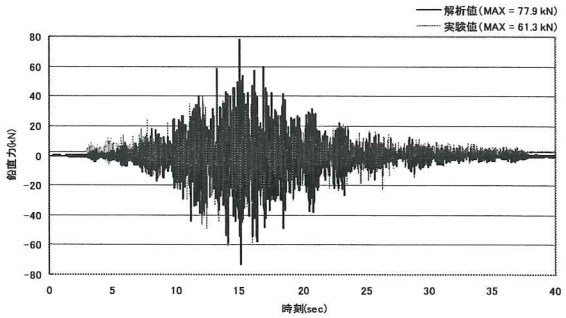
d) 変位時刻歴図 Y



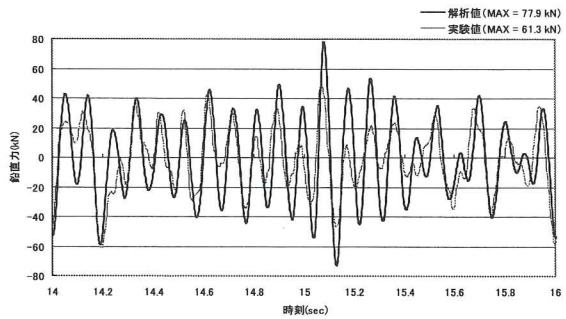
e) すべり支承摩擦力－変位履歴図 X



f) すべり支承摩擦力－変位履歴図 Y



g) すべり支承鉛直力時刻歴図



h) すべり支承鉛直力時刻歴図(拡大)

図-参 6.47　解析結果ケース 11（温根沼波 XYZ 方向加振）

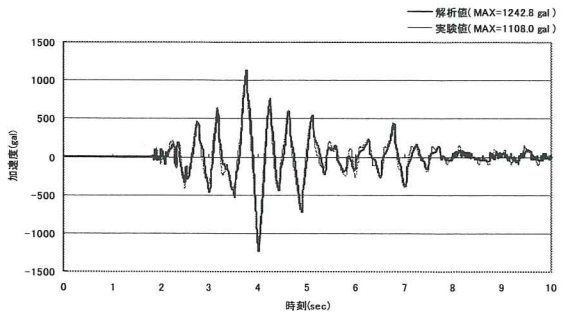
6.6.6 摩擦力の評価方法

すべり系支承のモデル化として，バイリニアのバネ要素でモデル化する方法の他に，摩擦力を力として評価する方法がある。ここでは外力モデルと呼んでいる。外力モデルは，要素剛性として評価されないため，剛性比例型の内部粘性減衰を指定する場合でも減衰の評価に影響しないという特徴を持つ。摩擦力の評価方法を変えた場合の影響を確認するため，外力モデルによる解析を実施した。最大応答値，最大鉛直力及び最大摩擦力は，「6.6.1 解析結果一覧」のうち「Case6，外力モデル，依存性考慮」を参照していただきたい。時刻歴図及び履歴図は支承タイプ毎に図-参 6.48～図-参 6.51 に示す。

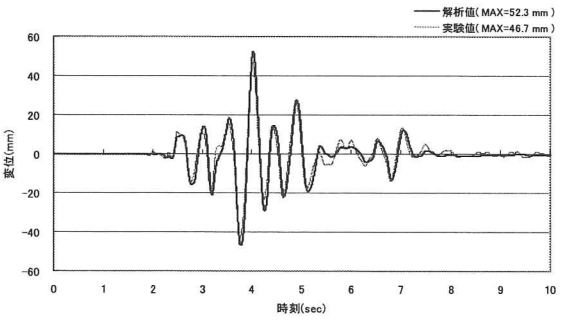
解析結果より，下記のことが確認できる。

- 最大変位，加速度に関して，すべての支承タイプでバネモデルと外力モデルの結果が概ね一致している。
- 鉛直力に関して，支承タイプ 3 の外力モデル「依存性考慮」では実験と解析が近い値もあるが，全般的にバネモデルと外力モデルの結果が概ね一致している。
- 最大摩擦力に関して，すべての支承タイプでバネモデルと外力モデルの結果が概ね一致している。

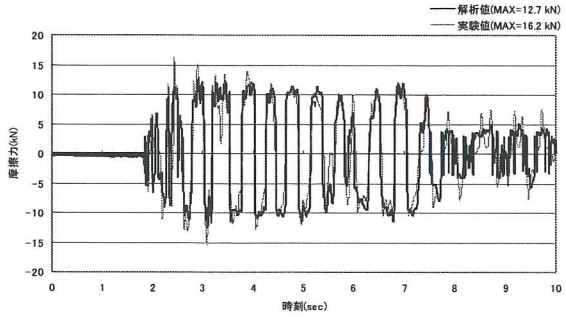
1) 支承タイプ1



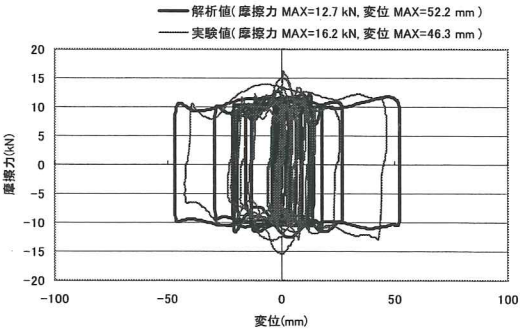
a) 加速度時刻歴図



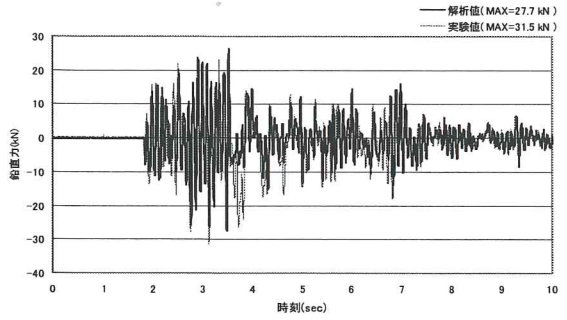
b) 変位時刻歴図



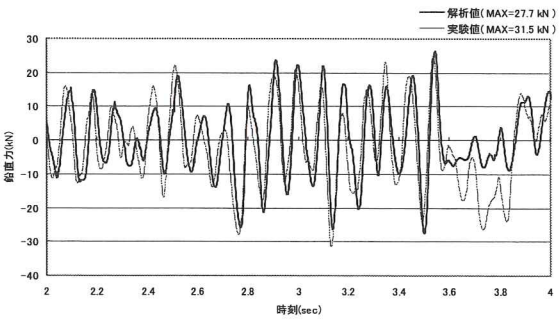
c) すべり支承摩擦力時刻歴図



d) すべり支承摩擦力－変位履歴図



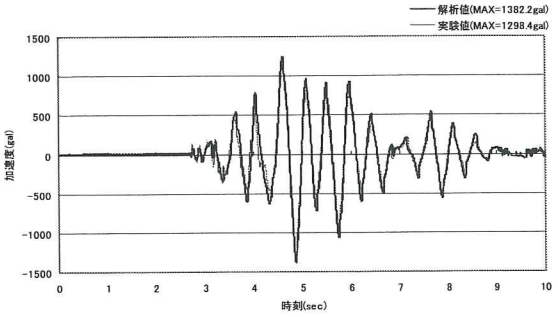
e) すべり支承鉛直力時刻歴図



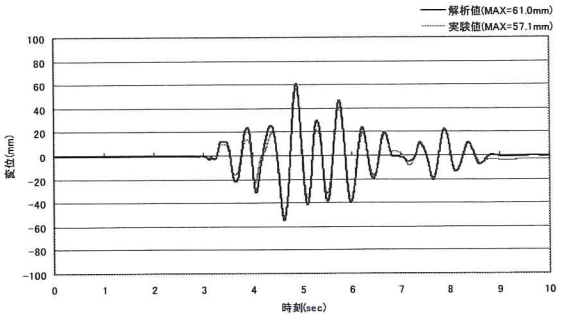
f) すべり支承鉛直力(拡大)時刻歴図

図-参 6.48　解析結果ケース 6（鷹取波 XZ 方向加振）
（外力モデル・依存性考慮）

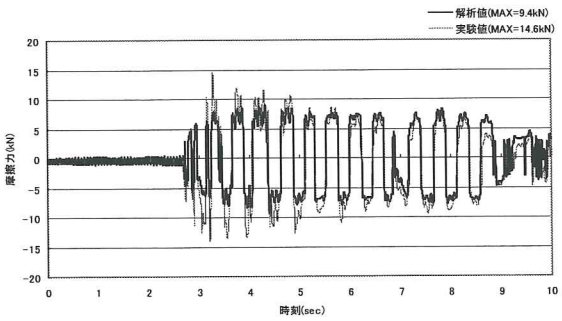
2) 支承タイプ2



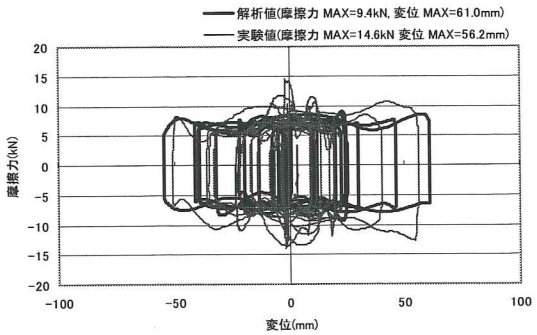
a)加速度時刻歴



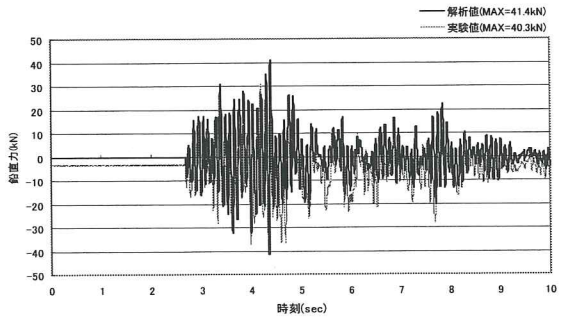
b)変位時刻歴



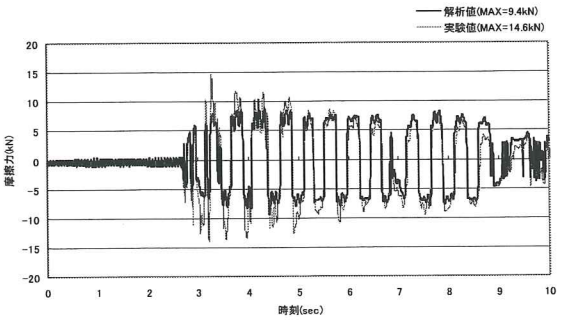
c)すべり支承摩擦力時刻歴



d)すべり支承摩擦力-変時刻歴



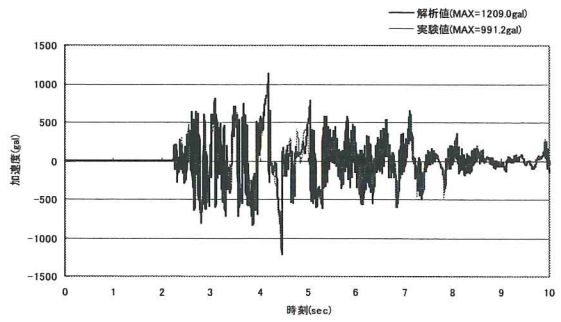
e)すべり支承鉛直力時刻歴図



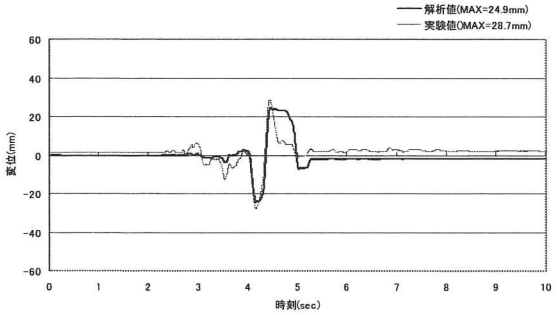
f)すべり支承鉛直力(拡大)時刻歴図

図-参 6.49　解析結果ケース 6（鷹取波 XZ 方向加振）
（外力モデル・依存性考慮）

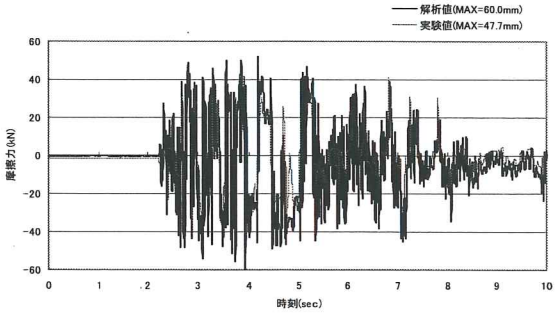
3) 支承タイプ 3



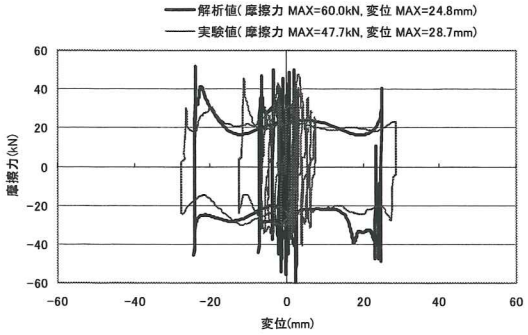
a) 加速度時刻歴



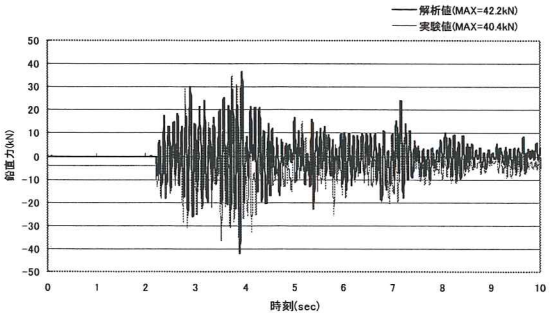
b) 変位時刻歴



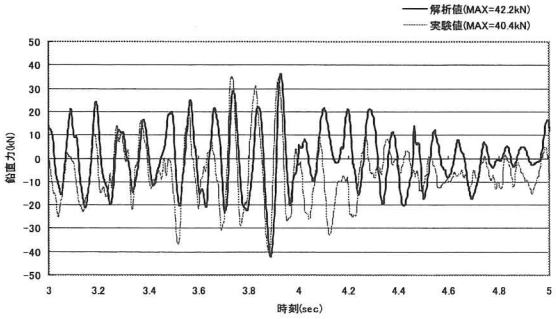
c) すべり支承摩擦力時刻歴



d) すべり支承摩擦力-変位履歴図



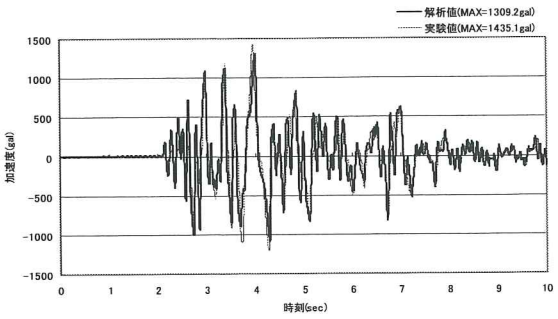
e) すべり支承鉛直力時刻歴



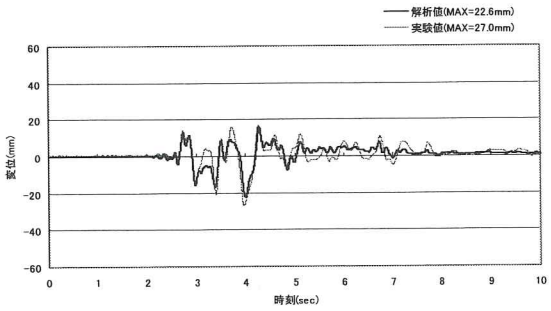
f) すべり支承鉛直力(拡大)時刻歴

図-参 6.50　解析結果ケース 6（鷹取波 XZ 方向加振）
（外力モデル・依存性考慮）

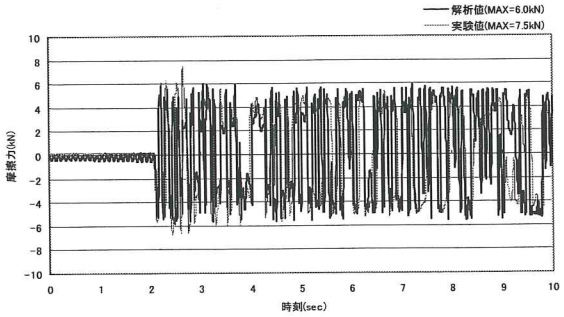
4) 支承タイプ 4



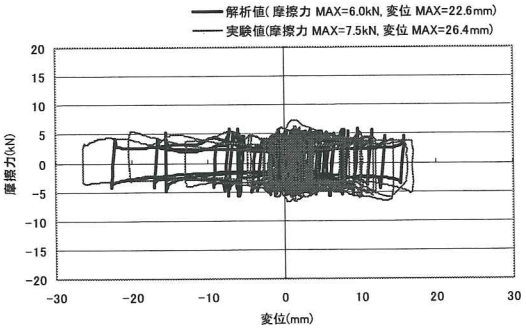
a) 加速度時刻歴図



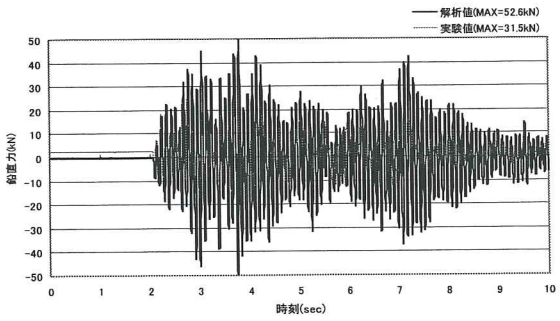
b) 変位時刻歴図



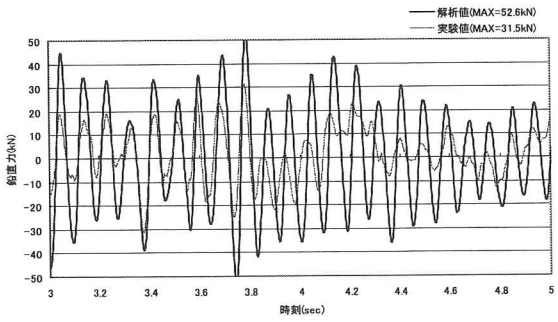
c) すべり支承摩擦力時刻歴図



d) すべり支承摩擦力-変位履歴図



e) すべり支承鉛直力時刻歴図



f) すべり支承鉛直力(拡大)時刻歴図

図-参 6.51　解析結果ケース 6（鷹取波 XZ 方向加振）
（外力モデル・依存性考慮）

6.7 まとめ

以上の振動台実験並びにそのトレース解析結果をまとめると以下の通りとなる。

(1) 振動台実験

- 地震力遮断デバイスを有する模型橋梁は，想定通りすべり挙動するとともに，すべり系支承においてはほぼ想定した摩擦力が作用していることを確認した。また，すべり系支承の摩擦係数が大きくなるほど応答値は小さくなる傾向を有することを確認した。
- 上下動入力を行った結果，充填材入り PTFE と SUS の組み合わせ及び AFRP と SUS の組み合わせのすべり系支承の場合には，地震動入力に対してほとんど応答値の変化が見られなかった。なお，焼結金属系すべり材と SUS 材の組み合わせのすべり系支承のように摩擦係数がある程度大きいすべり系支承の場合には，応答値が影響を受ける可能性のあることが確認された。ただし，AFRP と SUS の組み合わせのすべり系支承の場合には，ゴムバッファに LRB を用いており，すべり系支承よりも LRB の特性の方が応答値に対して大きく影響している。
- 橋軸直角方向に対するロッキング振動による鉛直力の変化が及ぼす影響についても，上下動入力の場合と同様に，充填材入り PTFE と SUS の組み合わせ及び AFRP と SUS の組み合わせのすべり系支承の場合には，地震動入力に対してほとんど応答値の変化が見られなかった。一方で，摩擦係数の大きい焼結金属系すべり材と SUS 材の組み合わせのすべり系支承の場合には応答値が影響を受けることが確認された。ただし，AFRP と SUS の組み合わせのすべり系支承の場合には，ゴムバッファに LRB を用いており，すべり系支承よりも LRB の特性の方が応答値に対して大きく影響しているのは同様である。

(2) トレース解析

- 本マニュアル(案)で提案したモデルを用いた解析により加速度応答及び変位応答については実験結果を概ね再現できた。なお，摩擦力に関しては，実験においてはゴムバッファの取り付け部において多少の鉛直力の負担があったため，値そのものは一致しない場合が見られたが，その傾向は概ね再現できていると考えられる。
- トレース解析では，一方向加振と複数方向加振，摩擦力の依存性の影響，異なる入力波形による加振，摩擦モデルなど，条件を変化させた解析を実施したが，いずれも概ね解析により実験結果を再現できた。

参考文献

1) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1998.3
2) 家村浩和, 高橋良和, 柳川智史, 日比雅一：支承部軸力変動に着目した滑り免震橋梁の振動台実験, 第 26 回地震工学研究発表会, 2001.8

参考資料-7　摩擦係数のばらつきの影響検討

7.1 目的

すべり系支承の摩擦特性に関しては，速度依存性や面圧依存性など各種依存性を有する他に，同一形状の支承における個体差によるばらつきが存在し，設計で想定した摩擦係数と厳密には異なる場合が生じ得る。

本参考資料では，この個体差による摩擦係数のばらつきが，すべり系支承を用いた橋梁全体の地震応答特性に与える影響に関して，不等橋脚を有する橋梁モデル及び振動台実験モデルを対象として検討した結果を示す。

7.2 不等橋脚を有する橋梁モデルによる検討

7.2.1 基本摩擦係数及びばらつき範囲

・基準摩擦係数　：μ＝0.1
・ばらつき範囲　：±20%　⇒　μ＝0.08，0.1，0.12 の 3 種類の摩擦係数を考慮
・依存性　　：ばらつきの影響に着目するために個体差によるばらつき以外の各種依存性等は考慮しない。

7.2.2 解析モデル

1）対象橋梁

形　　式：5 径間連続非合成鋼箱桁
橋　　長：300m
支 間 割：60.0m×5 径間
幅　　員：全幅員 10.7m
支　　承：すべり系支承＋ゴムバッファ
地盤種別：Ⅰ種地盤
検討方向：橋軸方向のみ

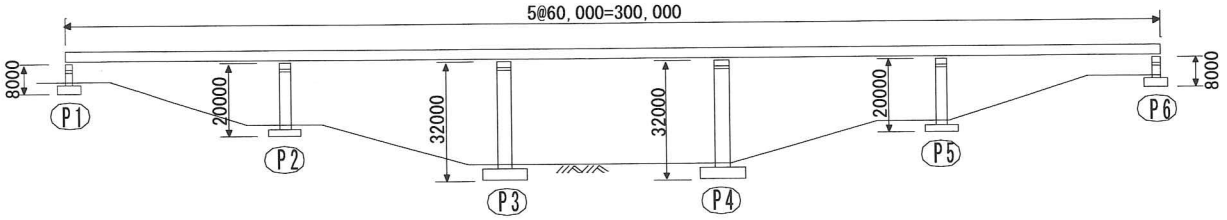


図-参 7.1　対象橋梁

2）荷重条件

表-参 7.1　荷重条件

単位体積重量	コンクリート	γ=24.5(kN/m^3)
	鋼	γ=77.0(kN/m^3)
活　荷　重	B 活 荷 重	
温度変化範囲	鋼	-10° ～+40°
地震の影響	橋 の 種 別	B 種
	地域別補正係数	A 地域
上部構造総重量	45200(kN)	

3) 使用材料

表-参 7.2　使用材料

材　　料		上部構造	下部構造
設計基準強度	σ_{ck} (N/mm^2)	----	24
ヤング係数	E (N/mm^2)	2.0×10^5	2.5×10^4
せん断弾性係数	G (N/mm^2)	7.7×10^4	1.09×10^4
線膨張係数	α	12×10^{-6}	10×10^{-6}
鉄筋材質		----	SD345

4) 上部構造の断面定数

・断面積　　A = 0.718 (m^2)

・断面 2 次ﾓｰﾒﾝﾄ　　Ix = 0.912 (m^4), Iy = 7.854 (m^4)　(床版剛性考慮)

・ねじり定数　　J = 0.197 (m^4)

・支承数　　N = 4

5) 上部構造設計反力

表-参 7.3　上部構造設計反力

下部構造	死荷重反力 RD(kN)	活荷重反力 RL(kN)
P1・P6	3400	1600
P2・P3・P4・P5	9600	3000

表-参 7.4　支承設計反力 (1 支承あたり, 支承数 N=4 個)

下部構造	最大支承反力 Rmax(kN)	死荷重反力 RD(kN)
P1・P6	1250	850
P2・P3・P4・P5	3150	2400

6) 支承の設定

表-参 7.5　ゴムバッファの設定

				単位	P1, P6橋脚	P2, P5橋脚	P3, P4橋脚
支　承　種　類					積層ゴム支承	積層ゴム支承	積層ゴム支承
支　承　数			N	基	3	3	3
平面形状	製品寸法	橋　軸	A	mm	550	700	800
		直　角	B	mm	550	700	800
	有効寸法	橋　軸	a	mm	530	680	780
		直　角	b	mm	530	680	780
	被　覆　厚		t	mm	10	10	10
層構成	層　厚		t_e	mm	27	30	27
	層　数		n	層	4	3	3
	総　層　厚		Σt_e	mm	108	90	81
一次形状係数			S_1		4.907	5.667	7.222
二次形状係数			S_2		4.907	7.556	9.630
静的せん断弾性係数			G_0	N/mm^2	1.0	1.0	1.0
剛性	水平(1基)		K_B	kN/m	2600.9	5137.8	7511.1
	水平(脚当たり)		ΣK_B	kN/m	7802.8	15413.3	22533.3
レベル2地震時概略照査		分担重量	Wu	kN	3375.0	8050.0	7800.0
		設計震度	khc		0.40	0.40	0.40
		ひずみ量	uB		1.6	2.32	1.71

表-参 7.6　すべり系支承の設定

		単位	P1，P6橋脚	P2，P5橋脚	P3，P4橋脚
支承数	N	基	4	4	4
死荷重反力（脚当たり）	ΣRd	kN	3400.0	9600.0	9600.0
死荷重反力（支承当たり）	Rd	kN	850.0	2400.0	2400.0
摩擦係数	μ		0.10	0.10	0.10
摩擦力（支承当たり）	μRd	kN	85.0	240.0	240.0
摩擦力（脚当たり）	Σ μRd	kN	340.0	960.0	960.0
滑りが発生する変位	δ1	mm	0.085	0.240	0.240
1次バネ定数（支承当たり）	K1	kN/m	1.00E+06	1.00E+06	1.00E+06
2次バネ定数（支承当たり）	K2	kN/m	0.0	0.0	0.0
1次バネ定数（脚当たり）	ΣK1	kN/m	4.00E+06	4.00E+06	4.00E+06
2次バネ定数（脚当たり）	ΣK2	kN/m	0.0	0.0	0.0

7）橋脚の鉄筋の配置

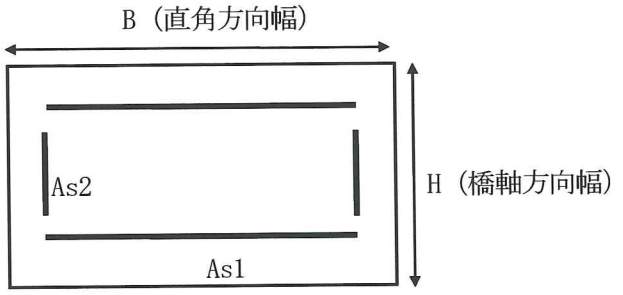


表-参 7.7　橋脚の鉄筋の配置

橋脚名		P1，P6	P2，P5	P3，P4
寸法	B(m)	6.0	7.0	7.0
	H(m)	2.0	3.0	4.0
主鉄筋	As1	D25:1段 ctc125	D32:2段 ctc125	D38:2段 ctc125
	As2	D25:1段 ctc125	D32:1段 ctc125	D38:1段 ctc125
帯鉄筋の配置		D16 ctc150	D19 ctc150	D19 ctc150

8）基礎バネ定数

表-参 7.8　基礎バネ定数

橋脚名	水平ばね(kN/m)	鉛直ばね(kN/m)	回転ばね(kN･m/rad)
P1・P6	1.7705E6	5.3169E6	2.1711E7
P2・P5	2.7197E6	8.1673E6	4.3559E7
P3・P4	3.9271E6	1.1793E7	1.4152E8

9）解析方法

図-参 7.2 に解析モデルを示す。

解析は，非線形時刻歴応答解析（積分方法：ニューマークβ法，β=1/4）で実施し，橋脚躯体部は線形の梁要素，橋脚塑性ヒンジ部については非線形バネ要素（トリリニア型，Takeda モデル），支承部についてはすべり系支承とゴムバッファを一つの非線形バネ要素（バイリニア型，初期剛性：1.0×10kN/m，2 次剛性：ゴムバッファ剛性）でモデル化した。

減衰定数として，上部構造・橋脚・塑性ヒンジ部については 2%，支承部は 0%，基礎部は 10%とした。なお，粘性減衰は，要素別 Rayleigh 型減衰モデルとし，ここではゴムバッファの粘性減衰を無視して支承部の粘性減衰を 0 として評価した。

入力地震動としては，表-参 7.8 に示すⅠ種地盤のタイプⅠ，タイプⅡ計 6 波を用いた。

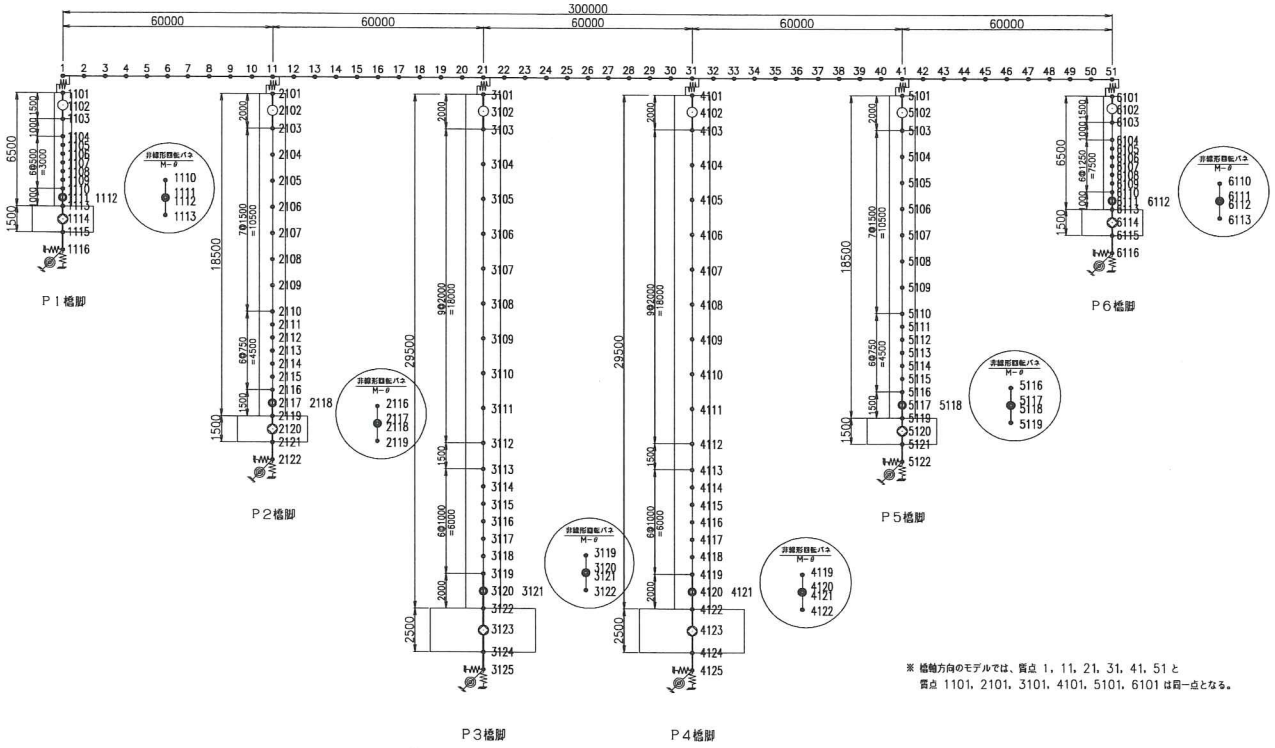


図-参 7.2　解析モデル

表-参 7.9　入力地震動

地震動種別	地　震　名	ﾏｸﾞﾆﾁｭｰﾄﾞ	記録場所	成分
タイプⅠ	1978年宮城県沖地震	7.4	開北橋周辺地盤上	LG.
				TR.
	1993年北海道南西沖地震	7.8	七峰橋周辺地盤上	LG.
タイプⅡ	1995年兵庫県南部地震	7.3	神戸海洋気象台地盤上	N-S
				E-W
			猪名川架橋予定地点周辺地盤上	N-S

7.2.3 固有値解析結果

固有値解析を行う場合の支承の剛性は，すべり系支承を無視したゴムバッファ剛性を用いた。固有値解析結果を表-参 7.10 に示す。

表-参 7.10　固有値解析結果

モード次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	有効質量比 X軸方向 (橋軸方向)	有効質量比 Y軸方向 (鉛直方向)	刺激係数 (橋軸方向)	ひずみエネルギー比例減衰定数	振動モード
1	0.629	1.591	0.439	0.000	7.90E+01	0.0149	全体橋軸1次
2	1.502	0.666	0.000	0.011	3.68E-16	0.0201	上部工鉛直
3	1.663	0.601	0.000	0.000	2.76E-11	0.0204	
4	1.786	0.560	0.000	0.000	1.60E-04	0.0534	
5	1.805	0.554	0.155	0.000	4.69E+01	0.0513	P3,P4基礎回転同方向
6	2.072	0.483	0.000	0.031	-1.41E-13	0.0209	上部工鉛直
7	2.427	0.412	0.000	0.000	2.08E-04	0.0682	
8	2.436	0.411	0.096	0.000	3.69E+01	0.0674	P2,P5基礎回転同方向
9	2.596	0.385	0.000	0.000	4.21E-13	0.0215	
10	3.101	0.323	0.000	0.232	-3.80E-18	0.0222	上部工鉛直
11	5.136	0.195	0.000	0.000	-9.65E-08	0.0198	
12	5.993	0.167	0.000	0.000	2.44E-15	0.0205	
13	6.265	0.160	0.000	0.016	4.10E-12	0.0228	上部工鉛直
14	6.769	0.148	0.047	0.000	-2.59E+01	0.0915	P1,P6基礎回転同方向
15	6.770	0.148	0.000	0.000	9.74E-05	0.0914	
16	6.907	0.145	0.000	0.000	2.68E-14	0.0272	
17	7.386	0.135	0.161	0.000	4.79E+01	0.0730	P3,P4橋軸二次同方向
18	7.386	0.135	0.000	0.000	5.83E-01	0.0730	
19	7.583	0.132	0.000	0.004	-6.31E-11	0.0361	P2,P5基礎・上部工鉛直
20	7.946	0.126	0.000	0.000	2.04E-11	0.0534	
21	9.353	0.107	0.000	0.473	-3.61E-11	0.0830	P2～P5基礎・上部工鉛直
22	9.996	0.100	0.000	0.000	3.94E-12	0.0665	
23	10.207	0.098	0.000	0.000	7.21E-01	0.0199	
24	10.810	0.093	0.031	0.000	2.10E+01	0.0797	P5橋軸二次
25	11.321	0.088	0.000	0.164	2.86E-11	0.0761	P2,P5基礎・上部工鉛直
26	11.448	0.087	0.000	0.000	-1.89E-11	0.0722	
27	13.296	0.075	0.000	0.006	-5.98E-13	0.0280	全体鉛直
28	13.804	0.072	0.000	0.000	-2.62E-11	0.0373	
29	15.074	0.066	0.005	0.000	8.35E+00	0.0241	P2橋軸二次
30	15.147	0.066	0.000	0.009	1.38E-12	0.0470	P1,P2,P5,P6・上部工鉛直
31	16.074	0.062	0.000	0.000	-9.10E-13	0.0646	
32	16.748	0.060	0.000	0.029	-4.28E-12	0.0607	P1,P2,P5,P6・上部工鉛直
33	17.349	0.058	0.026	0.000	-1.93E+01	0.0395	P2橋軸・上部工鉛直
34	17.697	0.057	0.000	0.000	-3.25E-12	0.0412	
35	18.470	0.054	0.000	0.022	-2.72E-11	0.0284	上部工鉛直
36	24.127	0.041	0.000	0.000	-1.09E-11	0.0208	
37	24.903	0.040	0.000	0.000	5.21E-09	0.0213	
38	26.488	0.038	0.000	0.000	-7.02E-12	0.0213	
39	28.272	0.035	0.000	0.000	6.42E-08	0.0213	
40	29.424	0.034	0.000	0.000	1.98E-13	0.0215	
有効質量比の累計			0.960	0.998			

また，要素別 Rayleigh 減衰モデルの係数は，橋軸方向の有効質量比が大きく主要なモードの下限を概ねカバーできる 1 次と 17 次の振動モードから設定した。

表-参 7.11　Rayleigh 減衰の係数の設定

モード次数	固有振動数 ω (rad/sec)	ひずみエネルギー比例減衰定数 h	Rayleigh 減衰の係数 α	Rayleigh 減衰の係数 β
1	3.95	0.0149	0.06912	0.003114
17	46.41	0.073		

7.2.4 解析ケース

検討ケースとしては，すべての橋脚で同一の摩擦係数を考慮するケース（CASE1～CASE3），橋脚単位で摩擦係数のばらつきを考慮するケース（CASE 4～CASE5）の計 5 ケースとした。入力地震動としては，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に示されるレベル 2 地震動Ⅰ種地盤タイプⅠ，タイプⅡの標準波計 6 波を用いた。応答値については，地震動のタイプ別に 3 波平均し各ケースについて比較検討を行った。なお，解析ソフトとしては DYNA2E を用いた。

表-参 7.12　検討ケース

検討ケース		摩擦係数　μ					
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
各橋脚で μ 同一	CASE 1（基本ケース）	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
	CASE 2（ALL-20%）	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	CASE 3（ALL+20%）	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
橋脚単位で μ 変化	CASE 4（端部-20%）	0.08	0.10	0.12	0.12	0.10	0.08
	CASE 5（中間-20%）	0.12	0.10	0.08	0.08	0.10	0.12

7.2.5 解析結果

解析結果を図-参 7.3，表-参 7.13～7.24 に示す。

各ケースの結果を基本ケースの応答値と比較した結果は以下の通りである。

①摩擦係数を一律に増減する CASE1 から CASE3 までを比較した場合，上部構造変位，支承変位，橋脚躯体変形等の各応答値は，摩擦係数の小さい CASE2 が最も大きく，摩擦係数が大きくなるにつれて，各応答値は小さくなる。

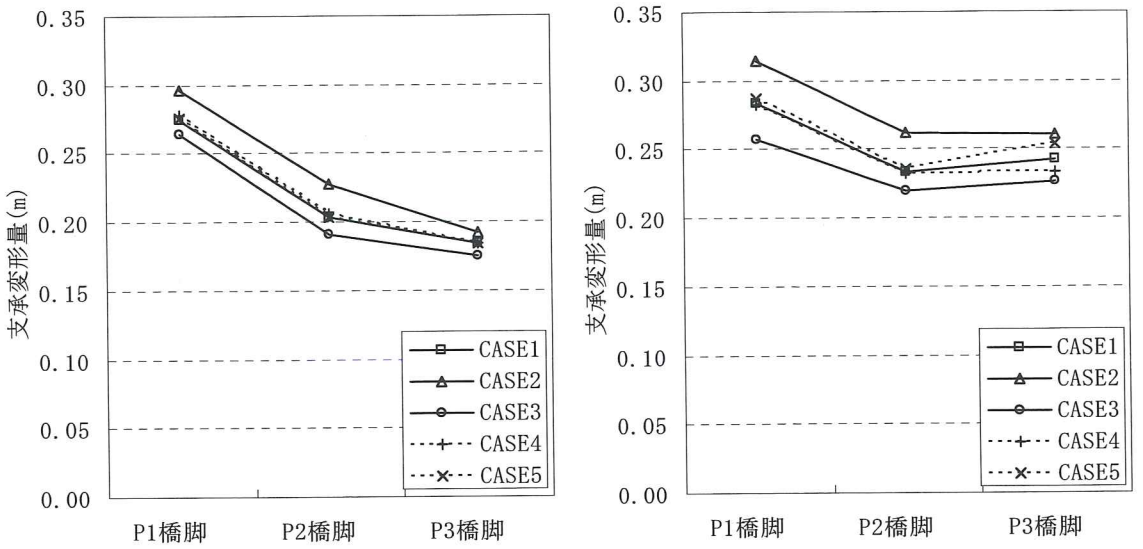
②上部構造変位，支承変位，橋脚躯体変形等の変動の割合は，摩擦係数のばらつきの割合（±20%）に対して概ね小さい。

③上部構造変位，支承変位，橋脚躯体変形等の変動は，摩擦係数を個別に変化させる CASE4，CASE5 より，摩擦係数を一律に増減する CASE2，CASE3 の方が大きくなる。

上記のうち，②の傾向については，摩擦係数を個別に変動させた CASE4，CASE5 の橋梁全体に作用する平均的な摩擦力が基本ケース（CASE1）とほぼ同じとなることが，上部構造変位に変動が生じない要因であると考えられる。

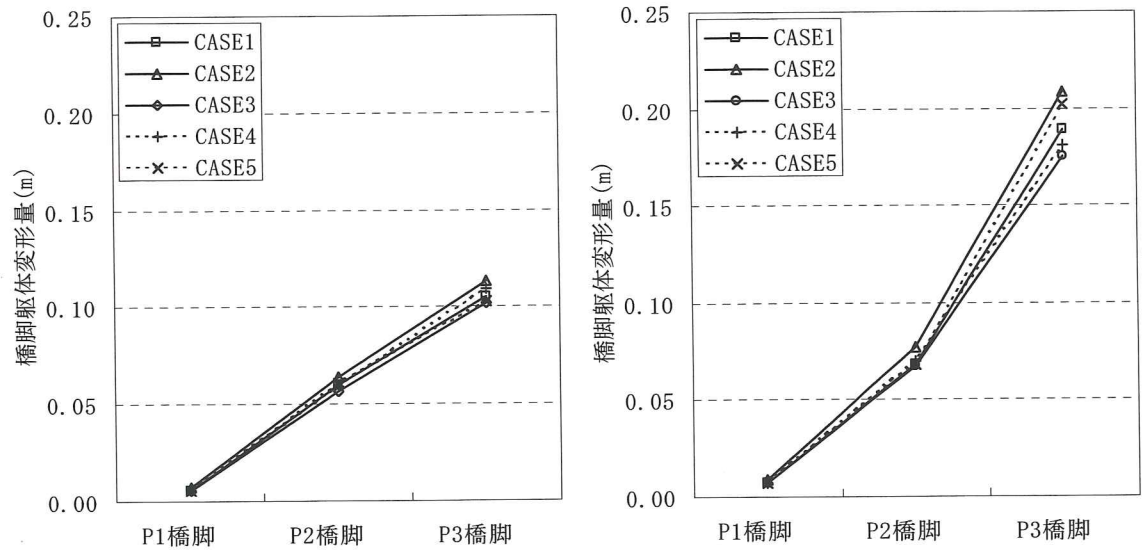
なお，参考として CASE1～CASE3 について，ゴムバッファ剛性を無視した場合（復元性能を有しないオールフリー構造）についても解析を実施した。タイプⅡの地震動を作用させた場合のみを対象とした。なお，Rayleigh 減衰の係数は，ゴムバッファ剛性を考慮した場合と同じ値を用いている。支承変形量及び橋脚躯体変形量の解析結果について図-参 7.4 に示す。

解析結果によれば，ゴムバッファ剛性を考慮したケースと比較して支承変形量は大きくなるが，各ケースにおいて上記①，②の傾向は概ね同じであった。なお，ゴムバッファ剛性を無視した場合の橋脚躯体変形量がゴムバッファ剛性を考慮した場合とほぼ同様であるのは，各橋脚の応答はいずれの場合も弾性領域内であることから，橋脚躯体変形量に大きな差が生じなかったものと考えられる。



1) タイプⅠ地震動　　2) タイプⅡ地震動

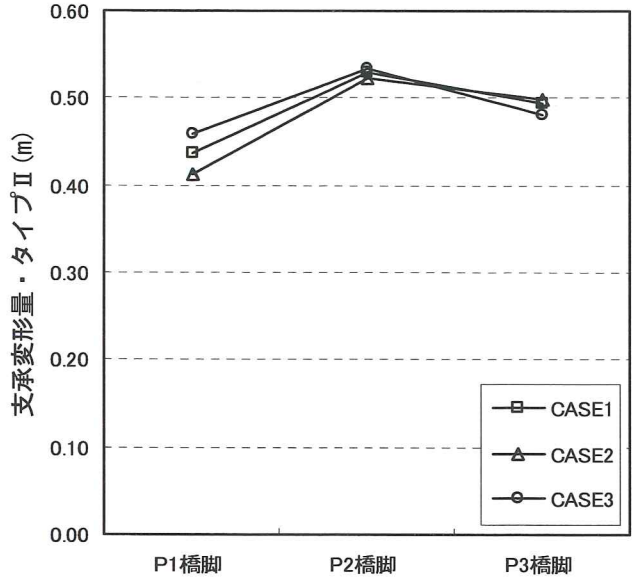
a) 支承変形量



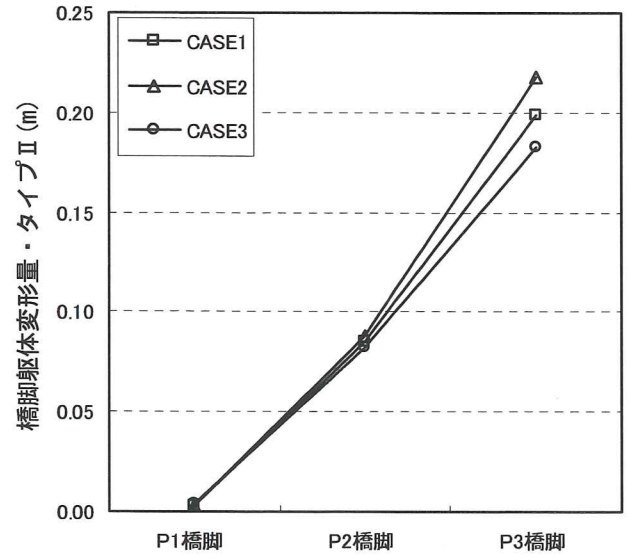
1) タイプⅠ地震動　　2) タイプⅡ地震動

b) 橋脚躯体変形量

図-参 7.3　各解析ケースの支承変形量および橋脚躯体変形量



a) 支承変形量



b) 橋脚躯体変形量

図-参 7.4 ＜参考＞ゴムバッファの剛性を無視した場合の支承変形量および橋脚変形量(タイプⅡ)

表-参 7.13　橋軸方向　非線形動的解析結果比較表【CASE1 と CASE2 の比較】（ 上部構造 ）

解析結果（3波平均値）					タイプⅠ地震動	タイプⅡ地震動
最大応答値	上部構造 最大応答加速度	P1橋脚	CASE 1	[gal]	518.4	531.7
			CASE 2		512.1	570.6
			比率	[%]	1.22	7.32
		P2橋脚	CASE 1	[gal]	498.7	624.7
			CASE 2		533.5	648.3
			比率	[%]	6.97	3.79
		P3橋脚	CASE 1	[gal]	493.8	613.1
			CASE 2		507.8	574.6
			比率	[%]	2.83	6.27
		P4橋脚	CASE 1	[gal]	493.8	613.1
			CASE 2		507.8	574.6
			比率	[%]	2.83	6.27
		P5橋脚	CASE 1	[gal]	498.7	624.7
			CASE 2		533.5	648.3
			比率	[%]	6.97	3.79
		P6橋脚	CASE 1	[gal]	518.4	531.7
			CASE 2		512.1	570.6
			比率	[%]	1.22	7.32
	上部構造 最大応答変位	P1橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 2		0.312	0.328
			比率	[%]	7.46	10.55
		P2橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 2		0.312	0.328
			比率	[%]	7.58	10.55
		P3橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 2		0.312	0.329
			比率	[%]	7.70	10.79
		P4橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 2		0.312	0.329
			比率	[%]	7.70	10.79
		P5橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 2		0.312	0.328
			比率	[%]	7.58	10.55
		P6橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 2		0.312	0.328
			比率	[%]	7.46	10.55

表-参 7.14　橋軸方向　非線形動的解析結果比較表【CASE1 と CASE2 の比較】（ 橋脚 ）

解析結果（3波平均値）					タイプⅠ地震動	タイプⅡ地震動
P1橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	748.9	1518.1
			CASE 2		797.1	1517.8
			比率	[%]	6.43	0.02
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.015	0.018
			CASE 2		0.016	0.019
			比率	[%]	6.52	9.43
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.275	0.284
			CASE 2		0.296	0.314
			比率	[%]	7.64	10.56
		支承作用力	CASE 1	[kN]	2485.5	2556.6
			CASE 2		2580.3	2721.1
			比率	[%]	3.81	6.43
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.006	0.007
			CASE 2		0.007	0.009
			比率	[%]	17.65	23.81
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	14697.3	15760.2
			CASE 2		15477.0	17066.5
			比率	[%]	5.31	8.29
		応答回転角	CASE 1	[rad]	5.893E-04	6.890E-04
			CASE 2		6.627E-04	8.120E-04
			比率	[%]	12.44	17.85
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	2810.1	3334.4
			CASE 2		2801.0	3486.1
			比率	[%]	0.33	4.55
P2橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	744.8	1788.6
			CASE 2		762.0	1848.8
			比率	[%]	2.30	3.36
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.107	0.118
			CASE 2		0.114	0.134
			比率	[%]	6.21	13.56
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.204	0.234
			CASE 2		0.227	0.262
			比率	[%]	11.62	12.27
		支承作用力	CASE 1	[kN]	4095.7	4552.1
			CASE 2		4263.9	4804.6
			比率	[%]	4.11	5.55
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.060	0.068
			CASE 2		0.064	0.077
			比率	[%]	7.26	12.75
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	85211.5	92495.6
			CASE 2		89365.7	101959.1
			比率	[%]	4.88	10.23
		応答回転角	CASE 1	[rad]	9.650E-04	1.083E-03
			CASE 2		1.033E-03	1.237E-03
			比率	[%]	7.01	14.18
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	6244.7	8636.5
			CASE 2		6521.7	8823.0
			比率	[%]	4.44	2.16
P3橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	685.4	1923.0
			CASE 2		687.4	2019.5
			比率	[%]	0.30	5.02
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.148	0.246
			CASE 2		0.157	0.268
			比率	[%]	5.84	8.94
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.184	0.243
			CASE 2		0.192	0.261
			比率	[%]	4.72	7.41
		支承作用力	CASE 1	[kN]	5088.9	6429.8
			CASE 2		5098.8	6651.2
			比率	[%]	0.19	3.44
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.105	0.189
			CASE 2		0.113	0.209
			比率	[%]	7.30	10.58
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	162799.7	224836.7
			CASE 2		167296.7	229031.0
			比率	[%]	2.76	1.87
		応答回転角	CASE 1	[rad]	8.933E-04	1.890E-03
			CASE 2		9.280E-04	2.358E-03
			比率	[%]	3.88	24.78
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	8995.4	15879.6
			CASE 2		8894.9	16524.4
			比率	[%]	1.12	4.06

表-参 7.15　橋軸方向　非線形動的解析結果比較表【CASE1 と CASE2 の比較】（ 橋脚 ）

解析結果（3波平均値）					タイプⅠ地震動	タイプⅡ地震動
P4橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	685.4	1923.0
			CASE 2		687.4	2019.5
			比率	[%]	0.30	5.02
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.148	0.246
			CASE 2		0.157	0.268
			比率	[%]	5.84	8.94
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.184	0.243
			CASE 2		0.192	0.261
			比率	[%]	4.72	7.41
		支承作用力	CASE 1	[kN]	5088.9	6429.8
			CASE 2		5098.8	6651.2
			比率	[%]	0.19	3.44
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.105	0.189
			CASE 2		0.113	0.209
			比率	[%]	7.30	10.58
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	162799.7	224836.7
			CASE 2		167296.7	229031.0
			比率	[%]	2.76	1.87
		応答回転角	CASE 1	[rad]	8.933E-04	1.890E-03
			CASE 2		9.280E-04	2.358E-03
			比率	[%]	3.88	24.78
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	8995.4	15879.6
			CASE 2		8894.9	16524.4
			比率	[%]	1.12	4.06
P5橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	744.8	1788.6
			CASE 2		762.0	1848.8
			比率	[%]	2.30	3.36
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.107	0.118
			CASE 2		0.114	0.134
			比率	[%]	6.21	13.56
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.204	0.234
			CASE 2		0.227	0.262
			比率	[%]	11.62	12.27
		支承作用力	CASE 1	[kN]	4095.7	4552.1
			CASE 2		4263.9	4804.6
			比率	[%]	4.11	5.55
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.060	0.068
			CASE 2		0.064	0.077
			比率	[%]	7.26	12.75
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	85211.5	92495.6
			CASE 2		89365.7	101959.1
			比率	[%]	4.88	10.23
		応答回転角	CASE 1	[rad]	9.650E-04	1.083E-03
			CASE 2		1.033E-03	1.237E-03
			比率	[%]	7.01	14.18
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	6244.7	8636.5
			CASE 2		6521.7	8823.0
			比率	[%]	4.44	2.16
P6橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	748.9	1518.1
			CASE 2		797.1	1517.8
			比率	[%]	6.43	0.02
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.015	0.018
			CASE 2		0.016	0.019
			比率	[%]	6.52	9.43
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.275	0.284
			CASE 2		0.296	0.314
			比率	[%]	7.64	10.56
		支承作用力	CASE 1	[kN]	2485.5	2556.6
			CASE 2		2580.3	2721.1
			比率	[%]	3.81	6.43
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.006	0.007
			CASE 2		0.007	0.009
			比率	[%]	17.65	23.81
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	14697.3	15760.2
			CASE 2		15477.0	17066.5
			比率	[%]	5.31	8.29
		応答回転角	CASE 1	[rad]	5.893E-04	6.890E-04
			CASE 2		6.627E-04	8.120E-04
			比率	[%]	12.44	17.85
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	2810.1	3334.4
			CASE 2		2801.0	3486.1
			比率	[%]	0.33	4.55

表-参 7.16　橋軸方向　非線形動的解析結果比較表【CASE1 と CASE3 の比較】（ 上部構造 ）

解析結果（3波平均値）					タイプⅠ地震動	タイプⅡ地震動
最大応答値	上部構造 最大応答加速度	P1橋脚	CASE 1	[gal]	518.4	531.7
			CASE 3		528.2	517.8
			比率	[%]	1.88	2.63
		P2橋脚	CASE 1	[gal]	498.7	624.7
			CASE 3		499.6	562.2
			比率	[%]	0.19	10.00
		P3橋脚	CASE 1	[gal]	493.8	613.1
			CASE 3		490.5	556.0
			比率	[%]	0.68	9.31
		P4橋脚	CASE 1	[gal]	493.8	613.1
			CASE 3		490.5	556.0
			比率	[%]	0.68	9.31
		P5橋脚	CASE 1	[gal]	498.7	624.7
			CASE 3		499.6	562.2
			比率	[%]	0.19	10.00
		P6橋脚	CASE 1	[gal]	518.4	531.7
			CASE 3		528.2	517.8
			比率	[%]	1.88	2.63
	上部構造 最大応答変位	P1橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 3		0.278	0.269
			比率	[%]	4.13	9.54
		P2橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 3		0.279	0.269
			比率	[%]	4.02	9.54
		P3橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 3		0.279	0.268
			比率	[%]	3.91	9.55
		P4橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 3		0.279	0.268
			比率	[%]	3.91	9.55
		P5橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 3		0.279	0.269
			比率	[%]	4.02	9.54
		P6橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 3		0.278	0.269
			比率	[%]	4.13	9.54

表-参 7.17　橋軸方向　非線形動的解析結果比較表【CASE1 と CASE3 の比較】（ 橋脚 ）

解析結果（3波平均値）					タイプⅠ地震動	タイプⅡ地震動
P1橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	748.9	1518.1
			CASE 3		772.5	1485.7
			比率	[%]	3.16	2.13
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.015	0.018
			CASE 3		0.015	0.017
			比率	[%]	0.00	1.89
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.275	0.284
			CASE 3		0.264	0.257
			比率	[%]	3.88	9.51
		支承作用力	CASE 1	[kN]	2485.5	2556.6
			CASE 3		2470.3	2412.7
			比率	[%]	0.61	5.63
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.006	0.007
			CASE 3		0.006	0.007
			比率	[%]	0.00	4.76
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	14697.3	15760.2
			CASE 3		14612.1	15614.4
			比率	[%]	0.58	0.93
		応答回転角	CASE 1	[rad]	5.893E-04	6.890E-04
			CASE 3		5.810E-04	6.753E-04
			比率	[%]	1.41	1.98
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	2810.1	3334.4
			CASE 3		2853.9	3216.9
			比率	[%]	1.56	3.52
P2橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	744.8	1788.6
			CASE 3		785.1	1737.7
			比率	[%]	5.40	2.85
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.107	0.118
			CASE 3		0.102	0.115
			比率	[%]	4.97	2.26
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.204	0.234
			CASE 3		0.191	0.220
			比率	[%]	6.38	5.99
		支承作用力	CASE 1	[kN]	4095.7	4552.1
			CASE 3		4090.3	4533.4
			比率	[%]	0.13	0.41
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.060	0.068
			CASE 3		0.057	0.067
			比率	[%]	4.47	1.96
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	85211.5	92495.6
			CASE 3		81846.1	89989.6
			比率	[%]	3.95	2.71
		応答回転角	CASE 1	[rad]	9.650E-04	1.083E-03
			CASE 3		9.103E-04	1.043E-03
			比率	[%]	5.66	3.75
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	6244.7	8636.5
			CASE 3		6109.8	8421.3
			比率	[%]	2.16	2.49
P3橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	685.4	1923.0
			CASE 3		674.2	1838.1
			比率	[%]	1.63	4.42
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.148	0.246
			CASE 3		0.145	0.229
			比率	[%]	2.25	6.78
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.184	0.243
			CASE 3		0.175	0.227
			比率	[%]	4.54	6.58
		支承作用力	CASE 1	[kN]	5088.9	6429.8
			CASE 3		5091.3	6258.5
			比率	[%]	0.05	2.66
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.105	0.189
			CASE 3		0.102	0.175
			比率	[%]	3.17	7.58
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	162799.7	224836.7
			CASE 3		159668.3	223134.0
			比率	[%]	1.92	0.76
		応答回転角	CASE 1	[rad]	8.933E-04	1.890E-03
			CASE 3		8.690E-04	1.558E-03
			比率	[%]	2.72	17.53
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	8995.4	15879.6
			CASE 3		8859.1	15006.2
			比率	[%]	1.52	5.50

表-参 7.18　橋軸方向　非線形動的解析結果比較表【CASE1 と CASE3 の比較】（ 橋脚 ）

解析結果（3波平均値）					タイプⅠ地震動	タイプⅡ地震動
P4橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	685.4	1923.0
			CASE 3		674.2	1838.1
			比率	[%]	1.63	4.42
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.148	0.246
			CASE 3		0.145	0.229
			比率	[%]	2.25	6.78
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.184	0.243
			CASE 3		0.175	0.227
			比率	[%]	4.54	6.58
		支承作用力	CASE 1	[kN]	5088.9	6429.8
			CASE 3		5091.3	6258.5
			比率	[%]	0.05	2.66
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.105	0.189
			CASE 3		0.102	0.175
			比率	[%]	3.17	7.58
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	162799.7	224836.7
			CASE 3		159668.3	223134.0
			比率	[%]	1.92	0.76
		応答回転角	CASE 1	[rad]	8.933E-04	1.890E-03
			CASE 3		8.690E-04	1.558E-03
			比率	[%]	2.72	17.53
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	8995.4	15879.6
			CASE 3		8859.1	15006.2
			比率	[%]	1.52	5.50
P5橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	744.8	1788.6
			CASE 3		785.1	1737.7
			比率	[%]	5.40	2.85
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.107	0.118
			CASE 3		0.102	0.115
			比率	[%]	4.97	2.26
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.204	0.234
			CASE 3		0.191	0.220
			比率	[%]	6.38	5.99
		支承作用力	CASE 1	[kN]	4095.7	4552.1
			CASE 3		4090.3	4533.4
			比率	[%]	0.13	0.41
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.060	0.068
			CASE 3		0.057	0.067
			比率	[%]	4.47	1.96
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	85211.5	92495.6
			CASE 3		81846.1	89989.6
			比率	[%]	3.95	2.71
		応答回転角	CASE 1	[rad]	9.650E-04	1.083E-03
			CASE 3		9.103E-04	1.043E-03
			比率	[%]	5.66	3.75
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	6244.7	8636.5
			CASE 3		6109.8	8421.3
			比率	[%]	2.16	2.49
P6橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	748.9	1518.1
			CASE 3		772.5	1485.7
			比率	[%]	3.16	2.13
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.015	0.018
			CASE 3		0.015	0.017
			比率	[%]	0.00	1.89
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.275	0.284
			CASE 3		0.264	0.257
			比率	[%]	3.88	9.51
		支承作用力	CASE 1	[kN]	2485.5	2556.6
			CASE 3		2470.3	2412.7
			比率	[%]	0.61	5.63
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.006	0.007
			CASE 3		0.006	0.007
			比率	[%]	0.00	4.76
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	14697.3	15760.2
			CASE 3		14612.1	15614.4
			比率	[%]	0.58	0.93
		応答回転角	CASE 1	[rad]	5.893E-04	6.890E-04
			CASE 3		5.810E-04	6.753E-04
			比率	[%]	1.41	1.98
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	2810.1	3334.4
			CASE 3		2853.9	3216.9
			比率	[%]	1.56	3.52

表-参 7.19　橋軸方向　非線形動的解析結果比較表【CASE1 と CASE4 の比較】（ 上部構造 ）

解析結果（3波平均値）					タイプⅠ地震動	タイプⅡ地震動
最大応答値	上部構造 最大応答加速度	P1橋脚	CASE 1	[gal]	518.4	531.7
			CASE 4		527.6	523.0
			比率	[%]	1.77	1.65
		P2橋脚	CASE 1	[gal]	498.7	624.7
			CASE 4		507.4	560.7
			比率	[%]	1.74	10.25
		P3橋脚	CASE 1	[gal]	493.8	613.1
			CASE 4		499.4	544.2
			比率	[%]	1.13	11.24
		P4橋脚	CASE 1	[gal]	493.8	613.1
			CASE 4		499.4	544.2
			比率	[%]	1.13	11.24
		P5橋脚	CASE 1	[gal]	498.7	624.7
			CASE 4		507.4	560.7
			比率	[%]	1.74	10.25
		P6橋脚	CASE 1	[gal]	518.4	531.7
			CASE 4		527.6	523.0
			比率	[%]	1.77	1.65
	上部構造 最大応答変位	P1橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 4		0.293	0.295
			比率	[%]	1.03	0.67
		P2橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 4		0.293	0.295
			比率	[%]	1.03	0.67
		P3橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 4		0.293	0.295
			比率	[%]	1.15	0.67
		P4橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 4		0.293	0.295
			比率	[%]	1.15	0.67
		P5橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 4		0.293	0.295
			比率	[%]	1.03	0.67
		P6橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 4		0.293	0.295
			比率	[%]	1.03	0.67

表-参 7.20　橋軸方向　非線形動的解析結果比較表【CASE1 と CASE4 の比較】（ 橋脚 ）

解析結果（3波平均値）					タイプⅠ地震動	タイプⅡ地震動
P1橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	748.9	1518.1
			CASE 4		740.9	1478.3
			比率	[%]	1.06	2.62
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.015	0.018
			CASE 4		0.015	0.017
			比率	[%]	4.35	1.89
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.275	0.284
			CASE 4		0.278	0.283
			比率	[%]	1.21	0.35
		支承作用力	CASE 1	[kN]	2485.5	2556.6
			CASE 4		2445.2	2478.7
			比率	[%]	1.62	3.05
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.006	0.007
			CASE 4		0.006	0.007
			比率	[%]	0.00	0.00
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	14697.3	15760.2
			CASE 4		14453.7	15582.1
			比率	[%]	1.66	1.13
		応答回転角	CASE 1	[rad]	5.893E-04	6.890E-04
			CASE 4		5.663E-04	6.723E-04
			比率	[%]	3.90	2.42
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	2810.1	3334.4
			CASE 4		2743.7	3325.9
			比率	[%]	2.36	0.26
P2橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	744.8	1788.6
			CASE 4		733.5	1786.3
			比率	[%]	1.52	0.13
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.107	0.118
			CASE 4		0.107	0.121
			比率	[%]	0.62	2.82
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.204	0.234
			CASE 4		0.205	0.232
			比率	[%]	0.82	0.57
		支承作用力	CASE 1	[kN]	4095.7	4552.1
			CASE 4		4116.9	4538.0
			比率	[%]	0.52	0.31
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.060	0.068
			CASE 4		0.059	0.070
			比率	[%]	0.56	2.45
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	85211.5	92495.6
			CASE 4		84772.5	94603.4
			比率	[%]	0.52	2.28
		応答回転角	CASE 1	[rad]	9.650E-04	1.083E-03
			CASE 4		9.577E-04	1.118E-03
			比率	[%]	0.76	3.17
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	6244.7	8636.5
			CASE 4		6255.3	8674.2
			比率	[%]	0.17	0.44
P3橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	685.4	1923.0
			CASE 4		673.1	1851.6
			比率	[%]	1.79	3.71
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.148	0.246
			CASE 4		0.154	0.236
			比率	[%]	3.60	4.20
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.184	0.243
			CASE 4		0.184	0.233
			比率	[%]	0.18	4.12
		支承作用力	CASE 1	[kN]	5088.9	6429.8
			CASE 4		5292.8	6391.0
			比率	[%]	4.01	0.60
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.105	0.189
			CASE 4		0.109	0.181
			比率	[%]	3.81	4.41
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	162799.7	224836.7
			CASE 4		165855.3	223120.0
			比率	[%]	1.88	0.76
		応答回転角	CASE 1	[rad]	8.933E-04	1.890E-03
			CASE 4		9.170E-04	1.675E-03
			比率	[%]	2.65	11.38
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	8995.4	15879.6
			CASE 4		9197.7	15261.5
			比率	[%]	2.25	3.89

表-参 7.21　橋軸方向　非線形動的解析結果比較表【CASE1 と CASE4 の比較】（ 橋脚 ）

解析結果（3波平均値）					3波平均	3波平均
P4橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	685.4	1923.0
			CASE 4		673.1	1851.6
			比率	[%]	1.79	3.71
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.148	0.246
			CASE 4		0.154	0.236
			比率	[%]	3.60	4.20
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.184	0.243
			CASE 4		0.184	0.233
			比率	[%]	0.18	4.12
		支承作用力	CASE 1	[kN]	5088.9	6429.8
			CASE 4		5292.8	6391.0
			比率	[%]	4.01	0.60
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.105	0.189
			CASE 4		0.109	0.181
			比率	[%]	3.81	4.41
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	162799.7	224836.7
			CASE 4		165855.7	223120.0
			比率	[%]	1.88	0.76
		応答回転角	CASE 1	[rad]	8.933E-04	1.890E-03
			CASE 4		9.170E-04	1.675E-03
			比率	[%]	2.65	11.38
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	8995.4	15879.6
			CASE 4		9197.7	15261.5
			比率	[%]	2.25	3.89
P5橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	744.8	1788.6
			CASE 4		733.5	1786.3
			比率	[%]	1.52	0.13
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.107	0.118
			CASE 4		0.107	0.121
			比率	[%]	0.62	2.82
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.204	0.234
			CASE 4		0.205	0.232
			比率	[%]	0.82	0.57
		支承作用力	CASE 1	[kN]	4095.7	4552.1
			CASE 4		4116.9	4538.0
			比率	[%]	0.52	0.31
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.060	0.068
			CASE 4		0.059	0.070
			比率	[%]	0.56	2.45
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	85211.5	92495.6
			CASE 4		84772.5	94603.2
			比率	[%]	0.52	2.28
		応答回転角	CASE 1	[rad]	9.650E-04	1.083E-03
			CASE 4		9.577E-04	1.118E-03
			比率	[%]	0.76	3.17
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	6244.7	8636.5
			CASE 4		6255.3	8674.2
			比率	[%]	0.17	0.44
P6橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	748.9	1518.1
			CASE 4		740.9	1478.3
			比率	[%]	1.06	2.62
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.015	0.018
			CASE 4		0.015	0.017
			比率	[%]	4.35	1.89
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.275	0.284
			CASE 4		0.278	0.283
			比率	[%]	1.21	0.35
		支承作用力	CASE 1	[kN]	2485.5	2556.6
			CASE 4		2445.2	2478.7
			比率	[%]	1.62	3.05
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.006	0.007
			CASE 4		0.006	0.007
			比率	[%]	0.00	0.00
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	14697.3	15760.2
			CASE 4		14453.7	15582.1
			比率	[%]	1.66	1.13
		応答回転角	CASE 1	[rad]	5.893E-04	6.890E-04
			CASE 4		5.663E-04	6.723E-04
			比率	[%]	3.90	2.42
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	2810.1	3334.4
			CASE 4		2743.7	3325.9
			比率	[%]	2.36	0.26

表-参 7.22　橋軸方向　非線形動的解析結果比較表【CASE1 と CASE5 の比較】（ 上部構造 ）

解析結果（3波平均値）					タイプⅠ地震動	タイプⅡ地震動
最大応答値	上部構造 最大応答加速度	P1橋脚	CASE 1	[gal]	518.4	531.7
			CASE 5		513.1	538.5
			比率	[%]	1.02	1.27
		P2橋脚	CASE 1	[gal]	498.7	624.7
			CASE 5		519.7	554.1
			比率	[%]	4.20	11.30
		P3橋脚	CASE 1	[gal]	493.8	613.1
			CASE 5		490.8	572.0
			比率	[%]	0.60	6.70
		P4橋脚	CASE 1	[gal]	493.8	613.1
			CASE 5		490.8	572.0
			比率	[%]	0.60	6.70
		P5橋脚	CASE 1	[gal]	498.7	624.7
			CASE 5		519.7	554.1
			比率	[%]	4.20	11.30
		P6橋脚	CASE 1	[gal]	518.4	531.7
			CASE 5		513.1	538.5
			比率	[%]	1.02	1.27
	上部構造 最大応答変位	P1橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 5		0.291	0.300
			比率	[%]	0.11	1.12
		P2橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 5		0.291	0.301
			比率	[%]	0.11	1.23
		P3橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 5		0.291	0.300
			比率	[%]	0.23	1.24
		P4橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 5		0.291	0.300
			比率	[%]	0.23	1.24
		P5橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 5		0.291	0.301
			比率	[%]	0.11	1.23
		P6橋脚	CASE 1	[m]	0.290	0.297
			CASE 5		0.291	0.300
			比率	[%]	0.11	1.12

表-参 7.23　橋軸方向　非線形動的解析結果比較表【CASE1 と CASE5 の比較】（ 橋脚 ）

解析結果（3波平均値）					タイプⅠ地震動	タイプⅡ地震動
P1橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	748.9	1518.1
			CASE 5		765.4	1529.0
			比率	[%]	2.21	0.72
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.015	0.018
			CASE 5		0.016	0.018
			比率	[%]	4.35	1.89
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.275	0.284
			CASE 5		0.276	0.287
			比率	[%]	0.24	1.17
		支承作用力	CASE 1	[kN]	2485.5	2556.6
			CASE 5		2556.8	2646.4
			比率	[%]	2.87	3.51
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.006	0.007
			CASE 5		0.006	0.007
			比率	[%]	11.76	4.76
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	14697.3	15760.2
			CASE 5		15112.8	16062.9
			比率	[%]	2.83	1.92
		応答回転角	CASE 1	[rad]	5.893E-04	6.890E-04
			CASE 5		6.280E-04	7.177E-04
			比率	[%]	6.56	4.16
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	2810.1	3334.4
			CASE 5		2885.7	3360.7
			比率	[%]	2.69	0.79
P2橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	744.8	1788.6
			CASE 5		759.4	1787.6
			比率	[%]	1.96	0.06
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.107	0.118
			CASE 5		0.109	0.119
			比率	[%]	1.24	0.56
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.204	0.234
			CASE 5		0.204	0.235
			比率	[%]	0.16	0.71
		支承作用力	CASE 1	[kN]	4095.7	4552.1
			CASE 5		4101.1	4585.0
			比率	[%]	0.13	0.72
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.060	0.068
			CASE 5		0.061	0.068
			比率	[%]	1.68	0.00
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	85211.5	92495.6
			CASE 5		86110.1	92409.9
			比率	[%]	1.05	0.09
		応答回転角	CASE 1	[rad]	9.650E-04	1.083E-03
			CASE 5		9.797E-04	1.082E-03
			比率	[%]	1.52	0.15
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	6244.7	8636.5
			CASE 5		6294.1	8601.2
			比率	[%]	0.79	0.41
P3橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	685.4	1923.0
			CASE 5		693.9	2017.3
			比率	[%]	1.24	4.90
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.148	0.246
			CASE 5		0.145	0.261
			比率	[%]	2.47	5.96
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.184	0.243
			CASE 5		0.184	0.254
			比率	[%]	0.36	4.53
		支承作用力	CASE 1	[kN]	5088.9	6429.8
			CASE 5		4915.1	6488.6
			比率	[%]	3.42	0.91
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.105	0.189
			CASE 5		0.103	0.202
			比率	[%]	2.22	6.70
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	162799.7	224836.7
			CASE 5		159171.3	228886.7
			比率	[%]	2.23	1.80
		応答回転角	CASE 1	[rad]	8.933E-04	1.890E-03
			CASE 5		8.650E-04	2.182E-03
			比率	[%]	3.17	15.49
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	8995.4	15879.6
			CASE 5		8694.9	16434.1
			比率	[%]	3.34	3.49

表-参 7.24　橋軸方向　非線形動的解析結果比較表【CASE1 と CASE5 の比較】（ 橋脚 ）

解析結果（3波平均値）					タイプⅠ地震動	タイプⅡ地震動
P4橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	685.4	1923.0
			CASE 5		693.9	2017.3
			比率	[%]	1.24	4.90
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.148	0.246
			CASE 5		0.145	0.261
			比率	[%]	2.47	5.96
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.184	0.243
			CASE 5		0.184	0.254
			比率	[%]	0.36	4.53
		支承作用力	CASE 1	[kN]	5088.9	6429.8
			CASE 5		4915.1	6488.6
			比率	[%]	3.42	0.91
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.105	0.189
			CASE 5		0.103	0.202
			比率	[%]	2.22	6.70
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	162799.7	224836.7
			CASE 5		159171.3	228886.7
			比率	[%]	2.23	1.80
		応答回転角	CASE 1	[rad]	8.933E-04	1.890E-03
			CASE 5		8.650E-04	2.182E-03
			比率	[%]	3.17	15.49
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	8995.4	15879.6
			CASE 5		8694.9	16434.1
			比率	[%]	3.34	3.49
P5橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	744.8	1788.6
			CASE 5		759.4	1787.6
			比率	[%]	1.96	0.06
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.107	0.118
			CASE 5		0.109	0.119
			比率	[%]	1.24	0.56
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.204	0.234
			CASE 5		0.204	0.235
			比率	[%]	0.16	0.71
		支承作用力	CASE 1	[kN]	4095.7	4552.1
			CASE 5		4101.1	4585.0
			比率	[%]	0.13	0.72
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.060	0.068
			CASE 5		0.061	0.068
			比率	[%]	1.68	0.00
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	85211.5	92495.6
			CASE 5		86110.1	92409.9
			比率	[%]	1.05	0.09
		応答回転角	CASE 1	[rad]	9.650E-04	1.083E-03
			CASE 5		9.797E-04	1.082E-03
			比率	[%]	1.52	0.15
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	6244.7	8636.5
			CASE 5		6294.1	8601.2
			比率	[%]	0.79	0.41
P6橋脚	橋脚天端	最大応答加速度	CASE 1	[gal]	748.9	1518.1
			CASE 5		765.4	1529.0
			比率	[%]	2.21	0.72
		最大水平変位	CASE 1	[m]	0.015	0.018
			CASE 5		0.016	0.018
			比率	[%]	4.35	1.89
	支承	変形量	CASE 1	[m]	0.275	0.284
			CASE 5		0.276	0.287
			比率	[%]	0.24	1.17
		支承作用力	CASE 1	[kN]	2485.5	2556.6
			CASE 5		2556.8	2646.4
			比率	[%]	2.87	3.51
	上部構造慣性力作用位置	橋脚躯体変形量	CASE 1	[m]	0.006	0.007
			CASE 5		0.006	0.007
			比率	[%]	11.76	4.76
	橋脚下端塑性ヒンジ	曲げモーメント	CASE 1	[kNm]	14697.3	15760.2
			CASE 5		15112.8	16062.9
			比率	[%]	2.83	1.92
		応答回転角	CASE 1	[rad]	5.893E-04	6.890E-04
			CASE 5		6.280E-04	7.177E-04
			比率	[%]	6.56	4.16
	橋脚下端せん断力	橋脚基部	CASE 1	[kN]	2810.1	3334.4
			CASE 5		2885.7	3360.7
			比率	[%]	2.69	0.79

7.3 振動台実験モデルによる検討

参考資料-6 に示した振動台実験の解析モデルを用いて，すべり系支承における摩擦係数のばらつきが構造物の応答に与える影響について検討した。

7.3.1 基本摩擦係数及びばらつき範囲

摩擦係数のばらつきの設定は，支承における基本摩擦係数を基準として，上限値として基本摩擦係数の 30%～40%増，下限値として基本摩擦係数の 30%～40%減の値を用いた。検討には，参考資料-6 の振動台実験と同様に，4 種類の支承タイプを用いた。

なお，ばらつきの影響に着目するために摩擦係数の依存性（速度及び面圧）は考慮していない。

表-参 7.25　摩擦係数のばらつきのモデル化

タイプ	設計面圧	支承面積	下限値		基本摩擦係数		上限値	
			摩擦係数	摩擦力	摩擦係数	摩擦力	摩擦係数	摩擦力
1	12N/mm^2	5281mm^2	0.105	6.7kN	0.150	9.5kN	0.195	12.4kN
2	20N/mm^2	3421mm^2	0.070	4.8kN	0.100	6.8kN	0.130	8.9kN
3	15N/mm^2	4418mm^2	0.210	13.9kN	0.300	19.9kN	0.390	25.8kN
4	20N/mm^2	2827mm^2	0.030	1.7kN	0.050	2.8kN	0.070	4.0kN

7.3.2 解析モデル

解析モデルとしては，図-参 7.5 に示す参考資料-6 のモデルと同一のものを用いた。

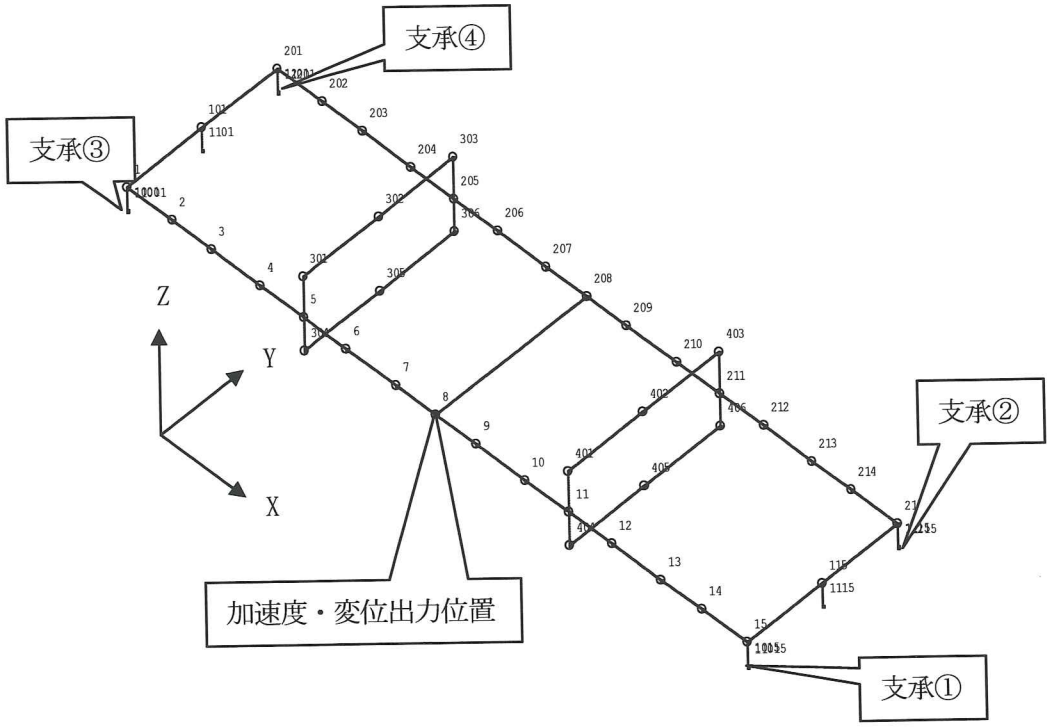


図-参 7.5　モデル図

表-参 7.28　支承タイプ 2 の最大値一覧

支承タイプ 1	ケース	摩擦係数	単位	応答値	比率
最大応答加速度	7	目標値	cm/sec^2	1374.1	−
	8	上限値		1279.9	−7%
	9	下限値		1454.3	+6%
	10	目標値	cm/sec^2	833.0	−
	11	上限値		747.7	−10%
	12	下限値		907.4	+9%
最大応答変位	7	目標値	mm	61	−
	8	上限値		55	−16%
	9	下限値		66	+14%
	10	目標値	mm	35	−
	11	上限値		29	−26%
	12	下限値		40	+27%

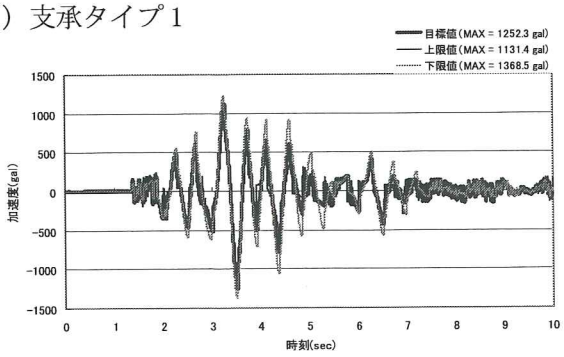
表-参 7.29　支承タイプ 3 の最大値一覧

支承タイプ 1	ケース	摩擦係数	単位	応答値	比率
最大応答加速度	13	目標値	cm/sec^2	1101.5	−
	14	上限値		943.9	−14%
	15	下限値		1321.0	+20%
	16	目標値	cm/sec^2	442.1	−
	17	上限値		495.9	+12%
	18	下限値		506.6	+15%
最大応答変位	13	目標値	mm	38	−
	14	上限値		26	−31%
	15	下限値		52	+39%
	16	目標値	mm	6	−
	17	上限値		5	−25%
	18	下限値		14	+119%

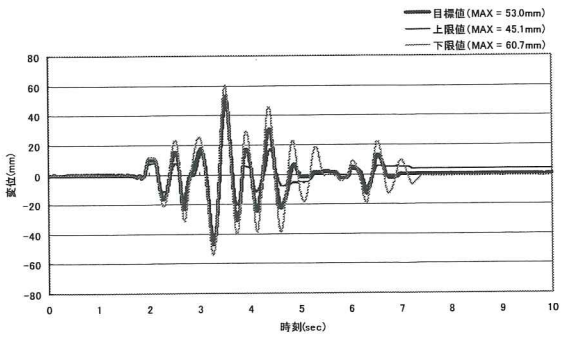
表-参 7.30　支承タイプ 4 の最大値一覧

支承タイプ 1	ケース	摩擦係数	単位	応答値	比率
最大応答加速度	19	目標値	cm/sec^2	1152.3	−
	20	上限値		1128.2	−2%
	21	下限値		1214.1	+5%
	22	目標値	cm/sec^2	664.6	−
	23	上限値		631.5	−5%
	24	下限値		606.2	−9%
最大応答変位	19	目標値	mm	25	−
	20	上限値		25	0%
	21	下限値		25	−1%
	22	目標値	mm	8	−
	23	上限値		8	−6%
	24	下限値		8	+5%

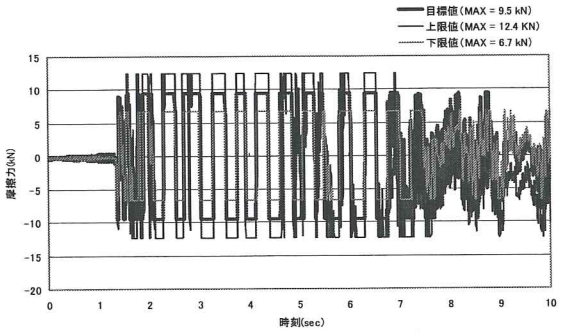
1) 支承タイプ1



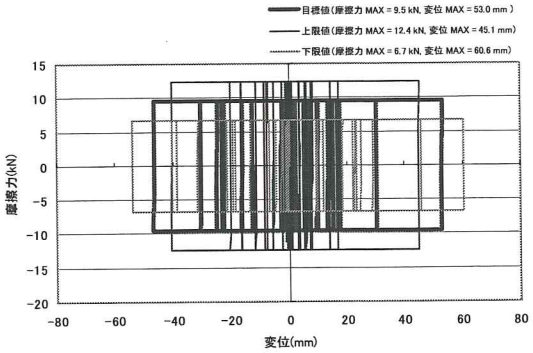
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図

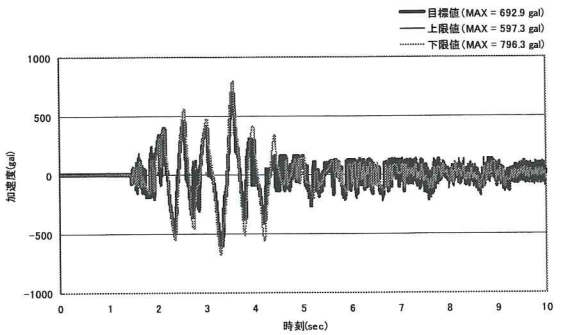


c) すべり支承摩擦力時刻歴図

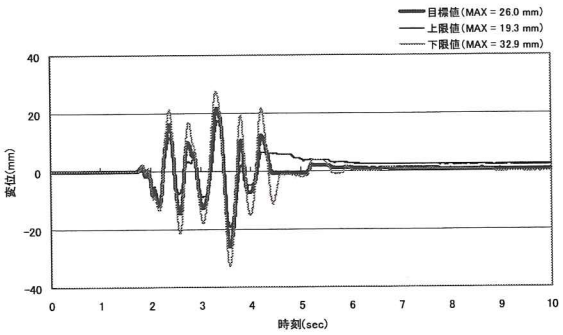


d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

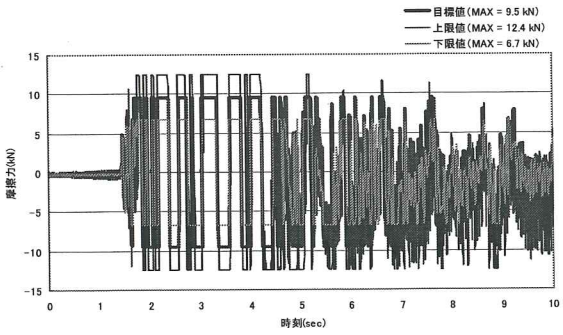
図-参 7.6　解析結果ケース 4（鷹取波 X 方向加振）



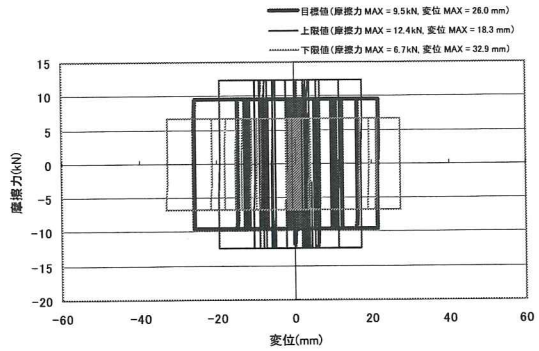
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図



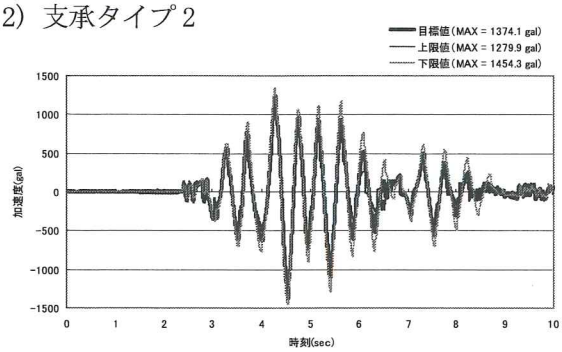
c) すべり支承摩擦力時刻歴図



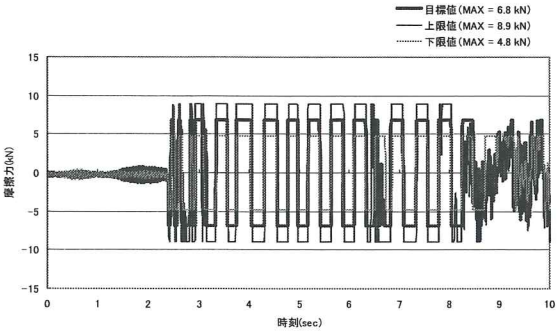
d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

図-参 7.7　解析結果ケース 5（鷹取波 Y 方向加振）

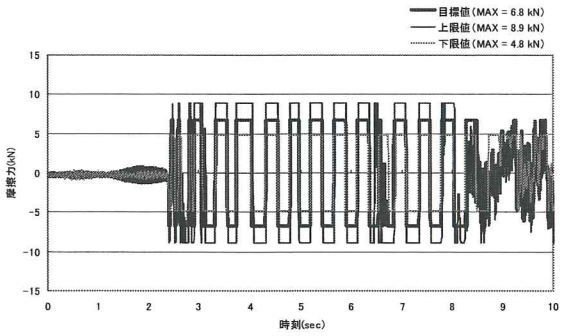
2) 支承タイプ2



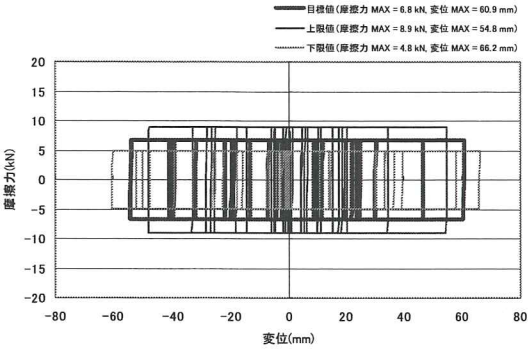
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図

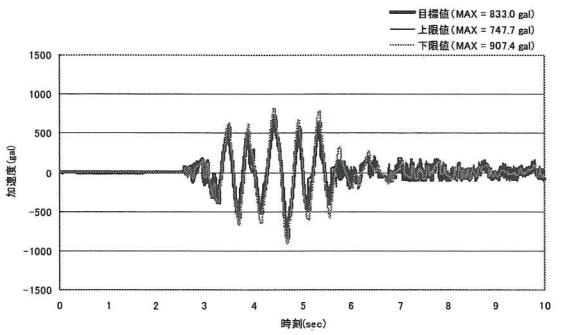


c) すべり支承摩擦力時刻歴図

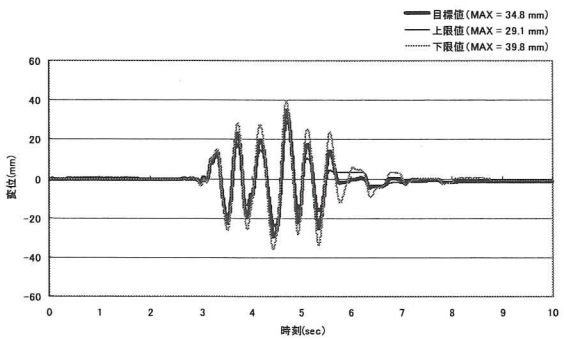


d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

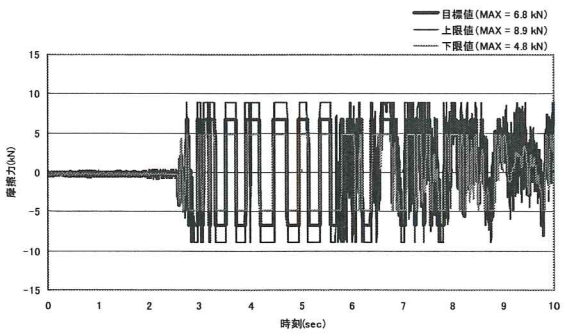
図-参 7.8　解析結果ケース 4（鷹取波 X 方向加振）



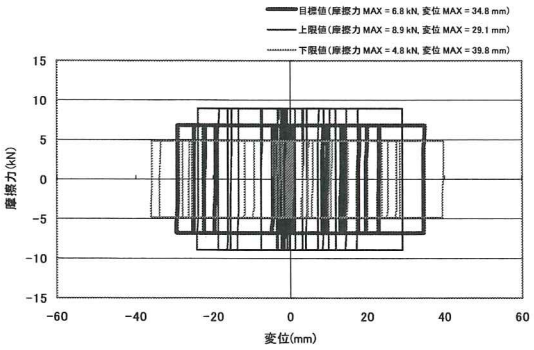
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図



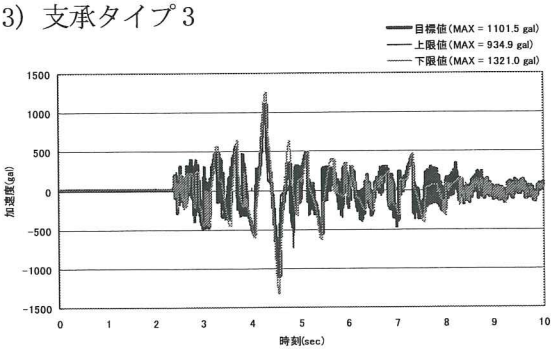
c) すべり支承摩擦力時刻歴図



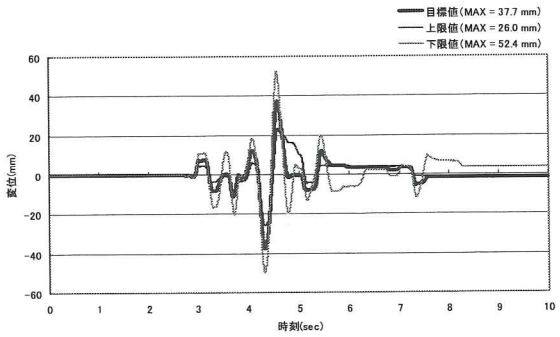
d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

図-参 7.9　解析結果ケース 5（鷹取波 Y 方向加振）

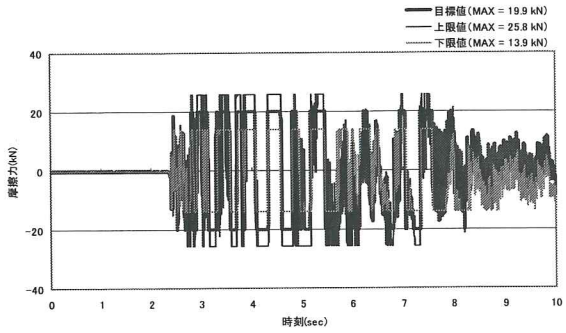
3) 支承タイプ3



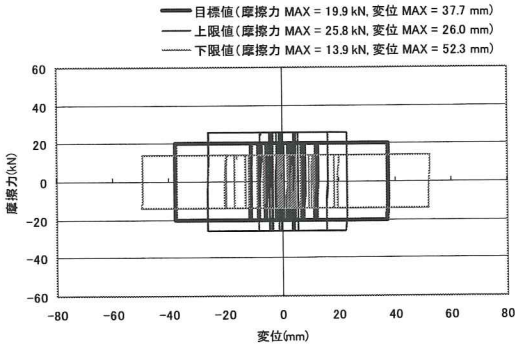
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図

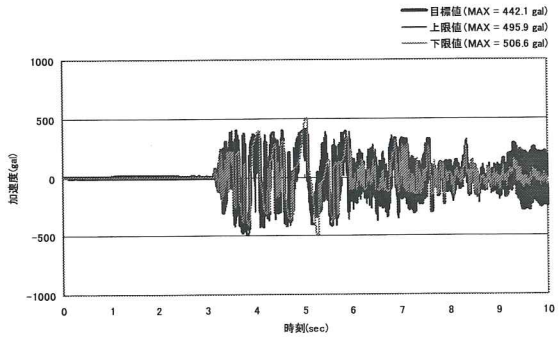


c) すべり支承摩擦力時刻歴図

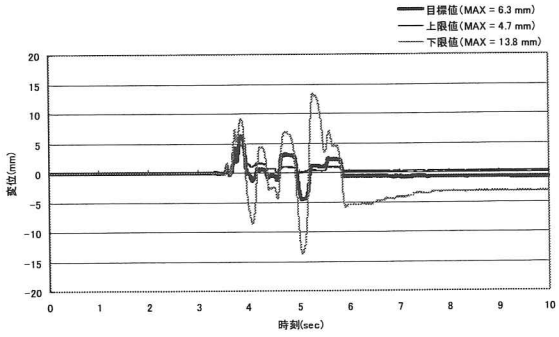


d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

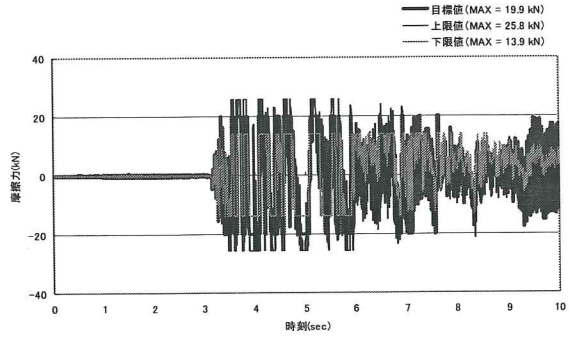
図-参 7.10　解析結果ケース 4（鷹取波 X 方向加振）



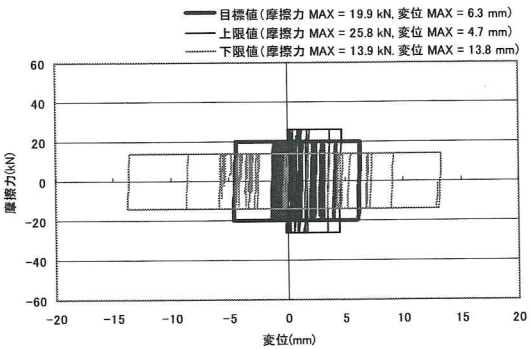
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図



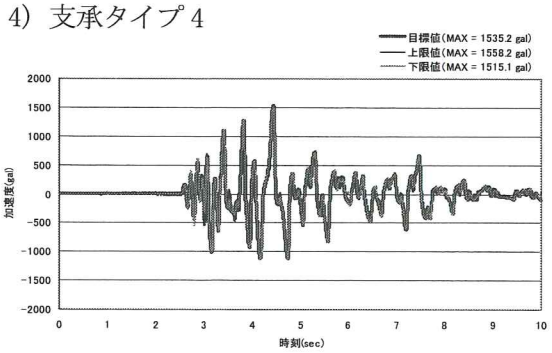
c) すべり支承摩擦力時刻歴図



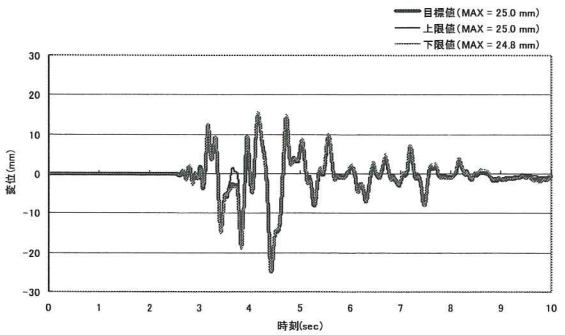
d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

図-参 7.11　解析結果ケース 5（鷹取波 Y 方向加振）

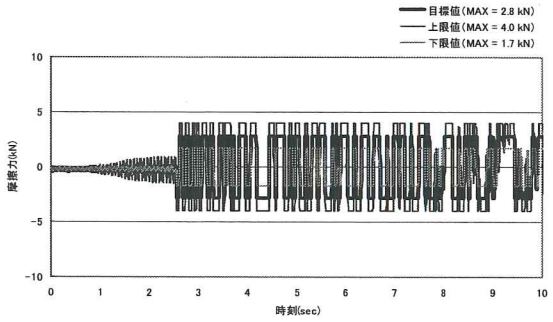
4) 支承タイプ 4



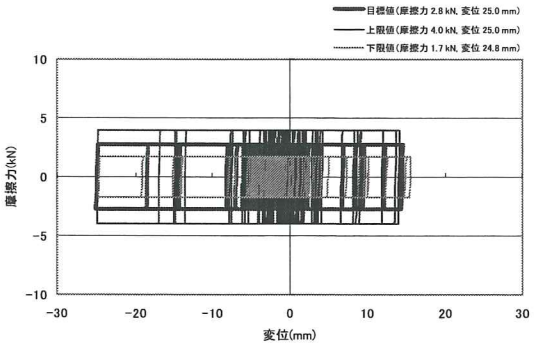
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図

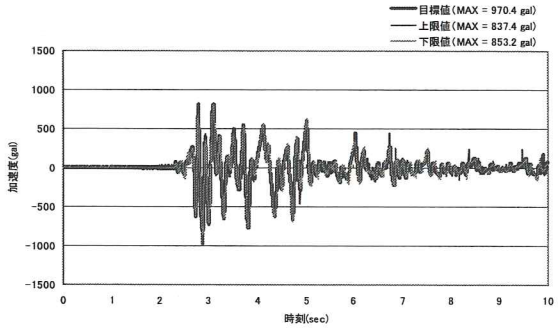


c) すべり支承摩擦力時刻歴図

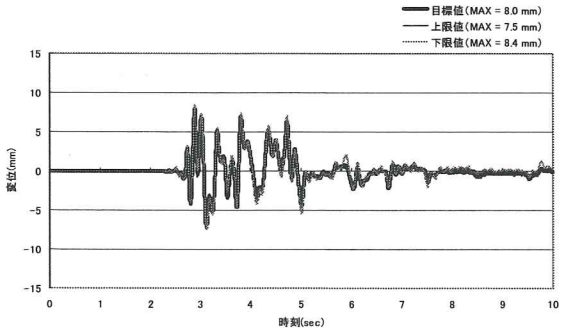


d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

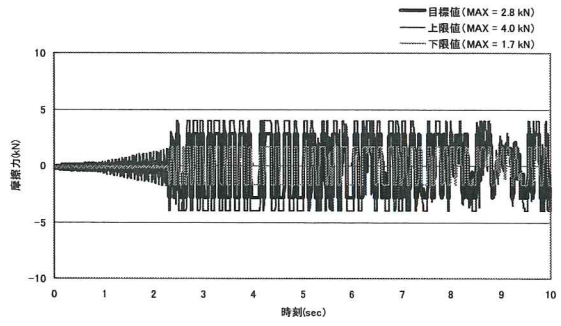
図-参 7.12　解析結果ケース 4（鷹取波 X 方向加振）



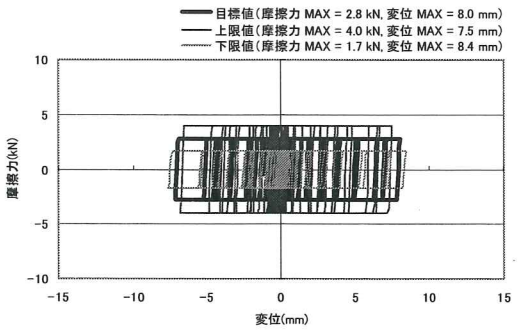
a) 加速度時刻歴図



b) 変位時刻歴図



c) すべり支承摩擦力時刻歴図



d) すべり支承摩擦力－変位履歴図

図-参 7.13　解析結果ケース 5（鷹取波 Y 方向加振）

参考資料-8　橋梁全体系を模擬したすべり系支承を有する免震橋梁の振動台実験

8.1 はじめに

参考資料-6 では，すべり系支承を有する免震橋梁の上部構造の地震時挙動，すべり系支承の摩擦特性について実験的に確認した。道路橋示方書では，ゴム系の免震支承を用いた免震橋においては橋脚の塑性化は副次的なものに抑え，長周期化やエネルギー吸収が免震支承により確実に行う設計をすることとされている。しかしながら，すべり系支承を用いた免震橋梁においては橋脚も含めた橋全体系の地震時挙動について実験的に検討した例はなく，橋脚が塑性化した場合の地震時挙動，あるいは，その数値解析モデル・手法について十分に検証されていない。

本参考資料は，すべり系支承を有する免震橋梁の地震時挙動について検討するため，三次元大型振動台を用いて橋全体系模型の加振実験を行った結果をまとめたものである。実験結果をもとに，橋脚の塑性化が及ぼす影響及び本マニュアル(案)で提案している設計モデルの妥当性について検討を行った。

8.2 実験概要

8.2.1 実験模型

実験模型橋の一般図及び全景を図-参 8.1，図-参 8.2 に示す。ウェイトを有する長さ約 10m の橋桁を鉄筋コンクリート(RC)橋脚模型と防護用フレーム両端のローラー支承の 3 点にて支持する構造とした。図-参 8.3 に示すように RC 橋脚天端には 2 基のすべり系支承を配置して鉛直荷重を支持するとともに，2 基のゴムバッファを配置して橋軸方向に作用する水平力を支持した。なお，加振方向として橋軸方向のみとしたため，ゴムバッファについては，ゴムバッファに鉛直荷重が作用しにくい縦置き構造とした。

RC 橋脚模型については，一般的な道路橋橋脚の 1/5 縮尺程度を想定し，断面形状と高さを 600mm×600mm×2500mm とした。一般的な都市高架橋における主鉄筋比が約 1%程度，帯鉄筋比が約 1%程度であることから，主鉄筋は SD295-D13 鉄筋を 28 本，帯鉄筋は SD295-D6 鉄筋を 45mm ピッチで配置し，コンクリート強度は 27N/mm^2 とした。また，上部構造重量は，「道路橋の耐震設計に関する資料」の「5.免震設計を用いた場合の設計計算例」を参考に 350kN とした。

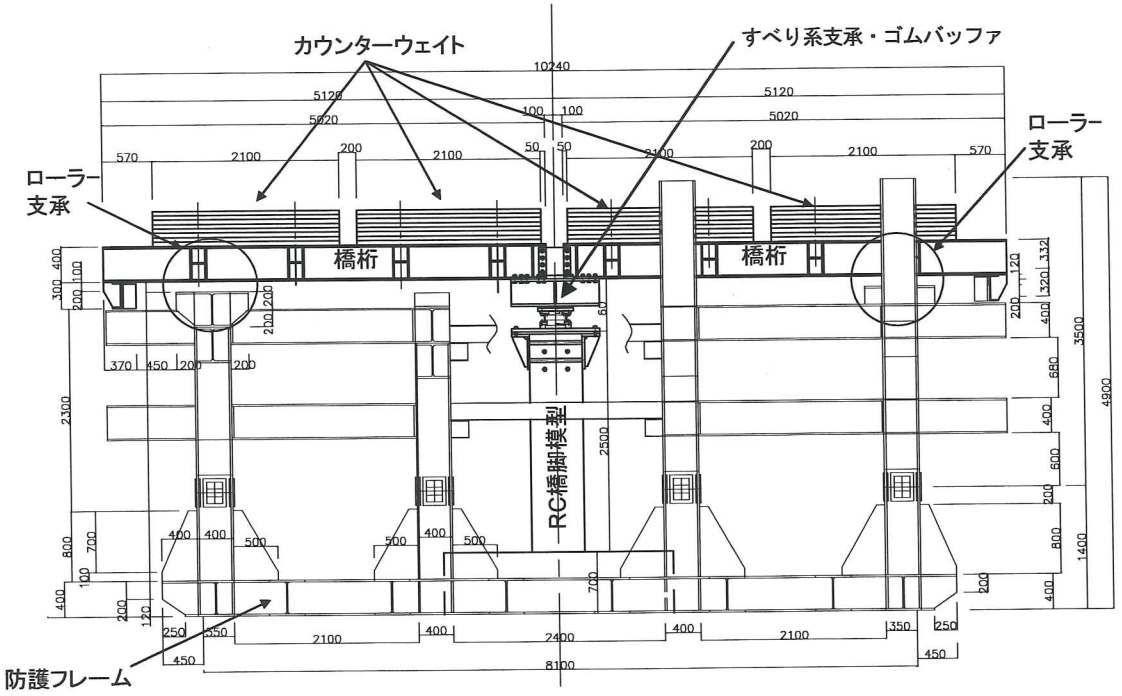


図-参 8.1　実験模型橋一般図

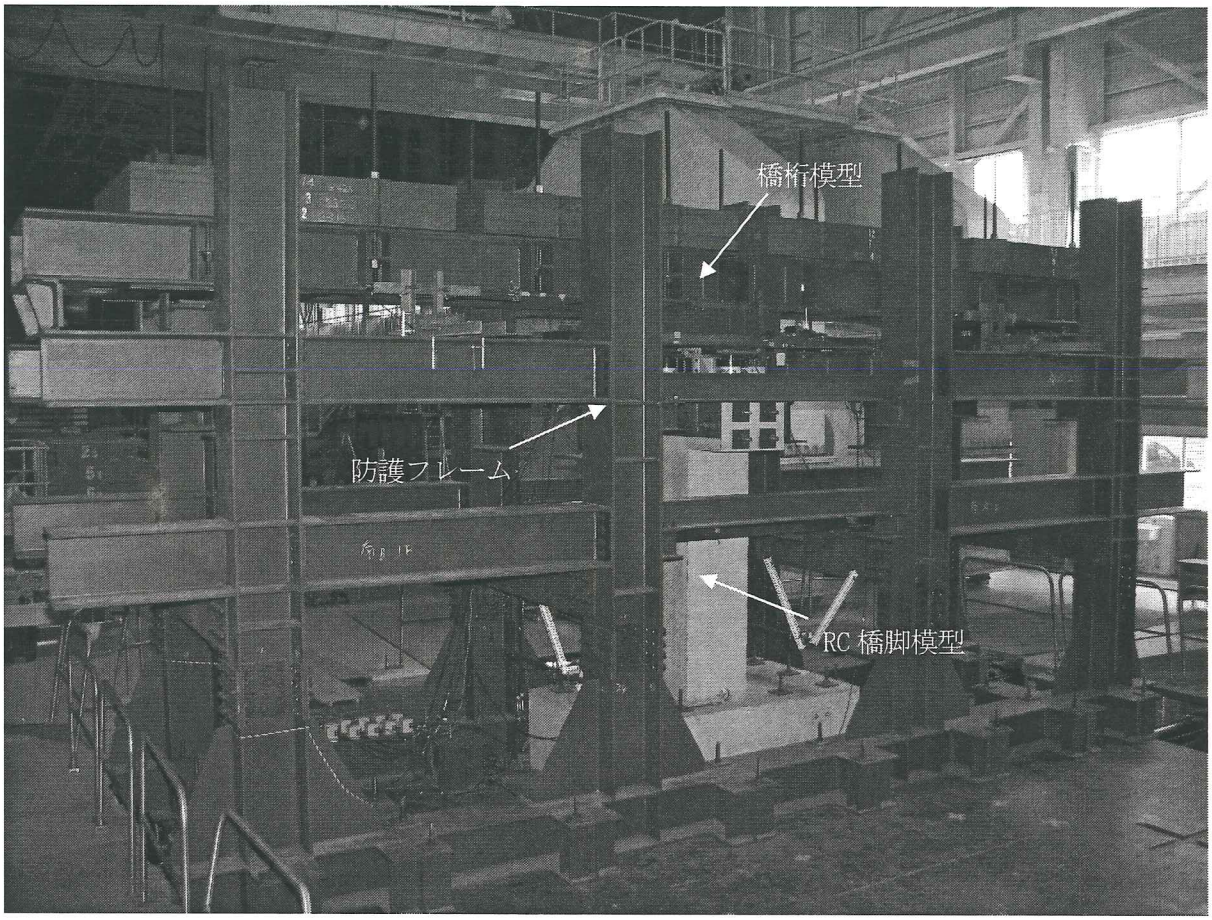


図-参 8.2　実験模型橋全景

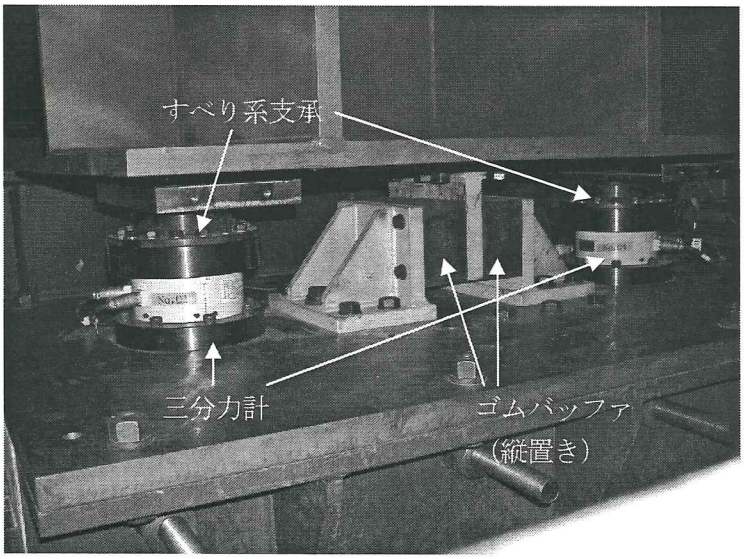
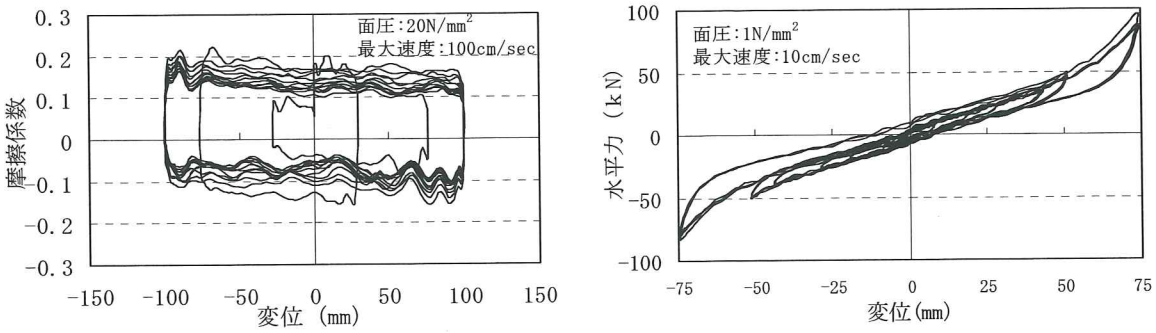


図-参 8.3　橋脚天端

すべり系支承には，充填材入り PTFE と SUS を組み合わせたタイプ（摩擦係数 0.1 程度，設計面圧 20kN/mm^2），ゴムバッファには，縦置きのゴム支承を用いることとし，免震支承を用いない場合の橋の固有周期の 2 倍程度以上となるように，せん断剛性を 2,000kN/m とした。すべり系支承とゴムバッファの特性試験結果について図-参 8.4 に示す。



a）すべり系支承　　b）ゴムバッファ

図-参 8.4　特性試験結果

8.2.2 計測項目

計測項目としては，変位（15ch），加速度（23ch），荷重（6ch）及び鉄筋ひずみ（66ch）の 4 項目とした。各計測装置の設置状況について図-参 8.5～図-参 8.7 に示す。橋軸方向（東西方向）を X 軸，橋軸直角方向（南北方向）を Y 軸，鉛直方向を Z 軸とする。なお，三分力計の正負符号は変位計・加速度計と同様とし，南側を支点 1，北側を支点 2 と称する。ひずみゲージについては鉄筋の両側に貼付し平均値を計測した。

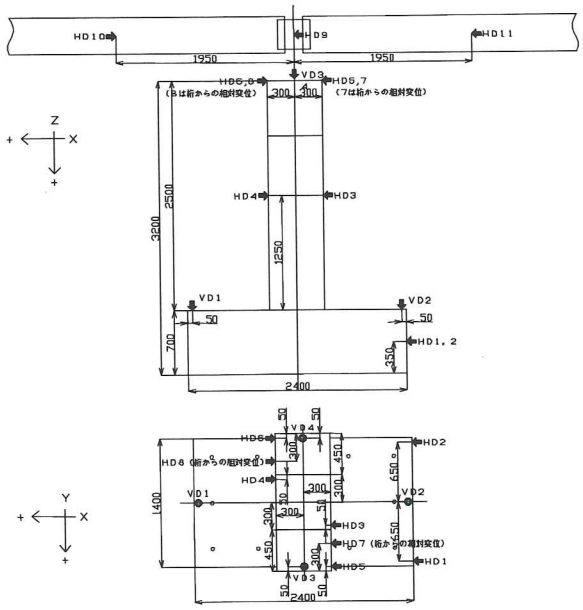


図-参 8.5　変位計設置位置

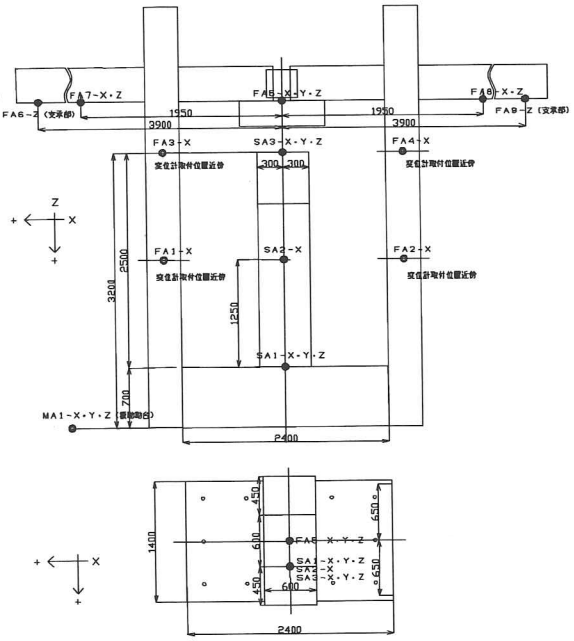


図-参 8.6　加速度計設置位置

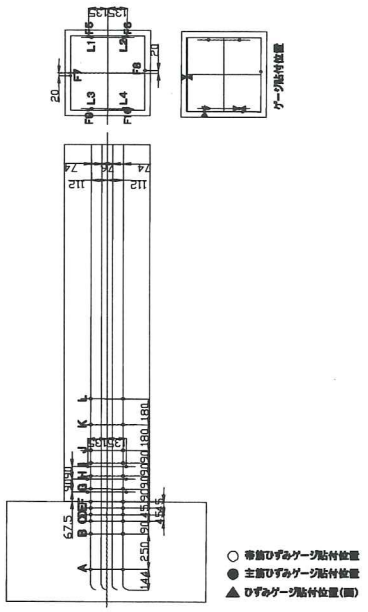


図-参 8.7　ひずみゲージ貼付位置

8.2.3 加振ケース

加振は，図-参 8.8 に示す 1995 年兵庫県南部地震時の JR 鷹取駅構内における強震記録（NS 成分）の加速度振幅を調整した地震波を用いて，橋軸方向（X 方向）の一方向加振とした。なお，時間軸は，応力（面圧）相似率 1 の場合の相似則に従い時間軸を$1/\sqrt{5}$ にしている。入力地震動の大きさは，橋脚が弾性範囲からに塑性域に入るように徐々に加速度振幅を上げていく手法とした。実際の加振は，加速度振幅を 30%加振から 10%刻みで 40%，50%と上げていき，50%加振で橋脚基部の鉄筋ひずみが降伏ひずみ 1854μ に対して 1217μ に達したため，以降は橋脚の塑性化を進行させるべく 80%加振から 30%刻みで 110%，140%，170%と上げていった。170%加振で橋脚最大応答変位が終局変位に近づいたため加振を終了した。なお，免震橋梁では，橋脚の塑性化は副次的なものに抑え，主たる非線形性は免震支承に発生させることから，設計の観点で本実験において主に着目すべき加振対象としては，80%加振～110%加振となる。一方，140%加振以降のこれよりも大きいレベルの加振は，地震力遮断デバイスを有する免震橋が設計想定外の地震力を受けた場合にどのような挙動が生じるかを把握することが目的となる。

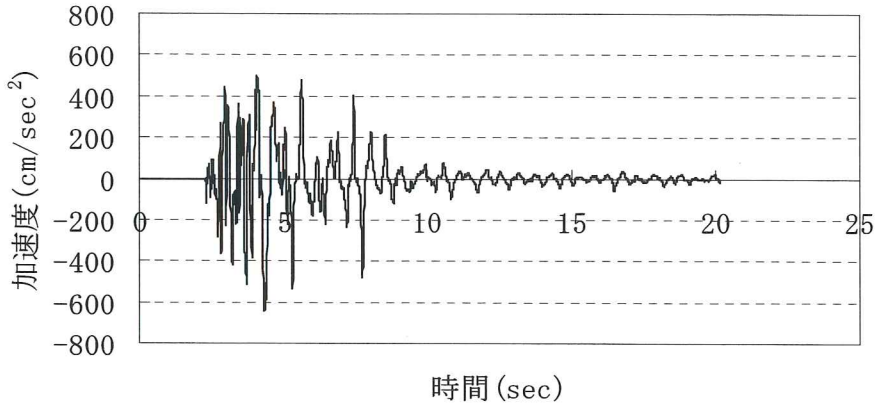


図-参 8.8　鷹取強震記録（NS 成分）

8.3 実験結果

8.3.1 実験結果一覧

主な実験結果について表-参 8.1 に示す。橋脚の補正後水平変位については，橋脚天端に取り付けた変位計の値から防護フレームの水平変位とフーチングの並進・回転による変位，そして橋脚鉄筋の抜け出しによる水平変位を差し引いて算出した。支承に作用する補正後の鉛直荷重については，三分力計により計測された鉛直荷重から，桁のたわみ振動に伴う変動及び上下動に伴う変動分を差し引いたものである。また，橋桁の補正後水平変位は橋桁用の変位計の値から防護フレームの水平変位を引いたものである。

表-参 8.1　実験結果一覧

入力地震動			30%	40%	50%	80%	110%	140%	170%
フーチング最大加速度（cm/sec^2）			309	321	391	610	843	1110	1450
橋脚（天端）	最大変位（cm）		0.251	0.340	0.559	1.978	4.992	7.197	8.554
	補正後最大変位（cm）		0.217	0.262	0.371	1.513	3.903	5.996	7.024
	最大速度（cm/sec）		2.18	3.03	4.74	15.17	39.12	50.83	77.67
	最大加速度（cm/sec^2）		709	733	701	1030	1341	1294	1344
支承	最大変位 1)（cm）		2.058	3.477	4.563	6.588	7.306	7.464	7.533
	最大速度 1)（cm/sec）		20.47	29.47	38.04	63.84	89.32	96.84	106.87
	最大鉛直荷重（kN） 2)	支点1	87.4	87.3	87.5	89.3	92.6	98.8	99.1
		支点2	90.2	90.3	91.8	94.7	112.8	120.8	123.3
	補正後最大鉛直荷重（kN）	支点1	89.4	89.1	90.7	92.8	105.1	107.0	114.8
		支点2	90.5	89.5	91.7	101.8	115.3	127.0	127.0
	最小鉛直荷重（kN） 2)	支点1	83.5	83.4	82.3	82.4	81.4	81.6	80.7
		支点2	83.7	82.5	81.1	78.8	72.8	68.2	64.2
	補正後最小鉛直荷重（kN）	支点1	82.5	81.7	80.9	78.6	73.2	70.0	68.1
		支点2	83.7	82.2	82.0	77.2	73.3	72.6	66.6
橋桁	最大変位（cm）		2.273	3.735	5.009	8.576	12.461	14.949	16.477
	補正後最大変位（cm）		2.241	3.681	4.935	8.451	12.289	14.734	16.220
	最大速度（cm/sec）		20.94	29.85	38.76	63.57	94.79	115.17	131.62
	最大加速度（cm/sec^2）		195	225	282	443	509	535	499
最大主鉄筋ひずみ 3)（μ）			596	839	1217	24516	30202	29471	34385
（加振後の）橋脚固有周期 4)（sec）			0.261	0.241	0.315	0.336	0.718	0.450	0.493

1)：橋桁-橋脚（天端）との相対変位・速度
2)：死荷重反力（支点1：86.4kN、支点2：86.2kN）
3)：材料試験による降伏ひずみ 1854 μ
4)：常時微動観測より推定、30%加振前の固有周期：　0.259 sec

8.3.2 橋脚の損傷状況

図-参 8.9 及び図-参 8.10 に RC 橋脚の損傷状況を示す。50%加振終了後，フーチングの主に南北面の橋脚四隅を起点にひび割れが発生した。80%加振終了後，柱部の主に橋脚基部からの 1.5m の範囲で水平方向にひび割れが発生した。加振レベルの増加に伴い柱部の上方へとひび割れが進行し，橋脚の塑性化が進行したが，170%加振終了後においてもコンクリートの剥離は確認できなかった。

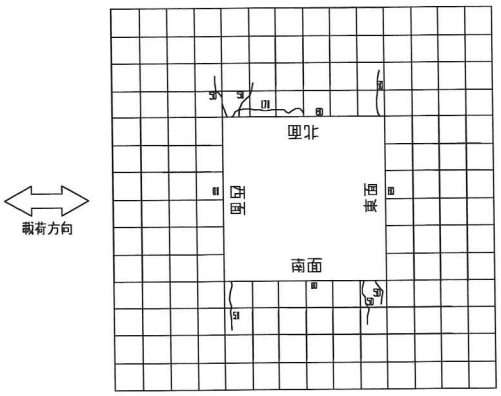
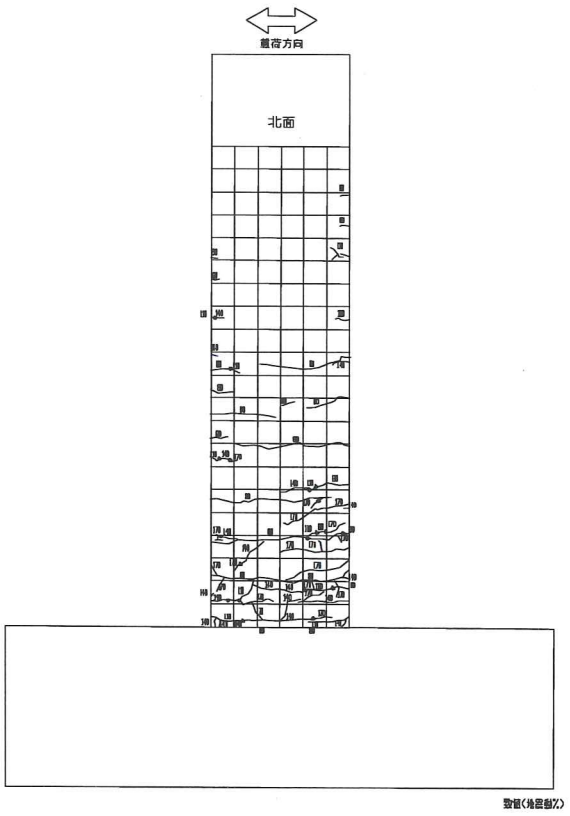
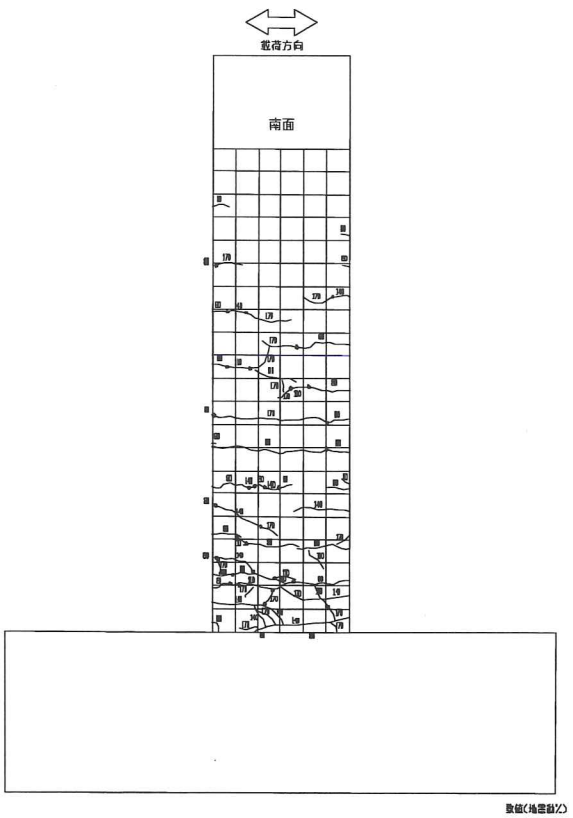


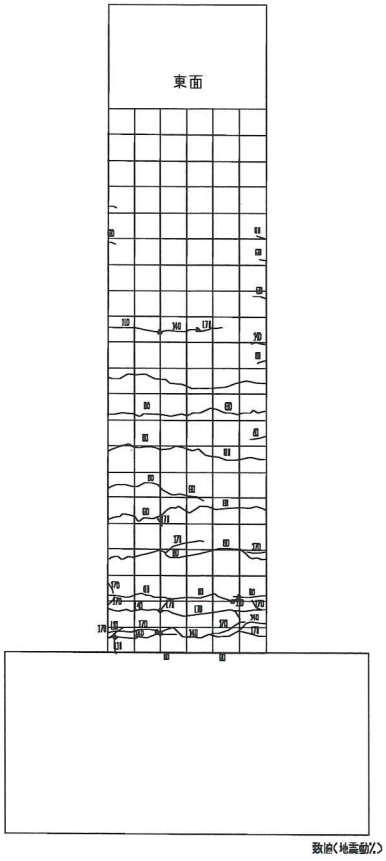
図-参 8.9　橋脚の損傷状況（フーチング部）



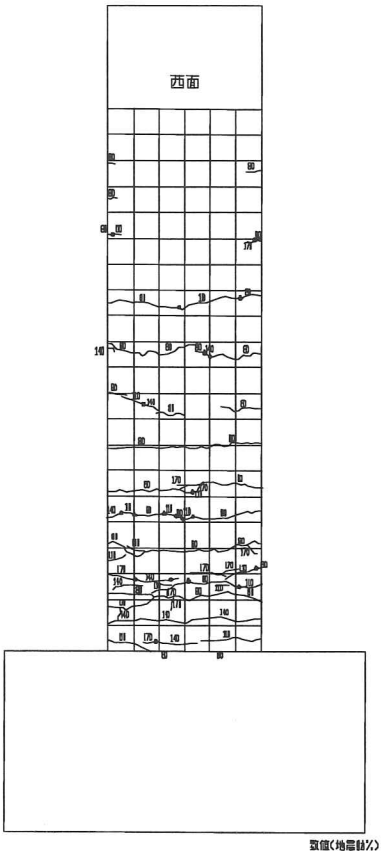
a) 北面



b) 南面



c) 東面



d) 西面

図-参 8.10　橋脚の損傷状況

8.3.3 橋脚の塑性化が及ぼす影響

(1) 応答加速度

橋桁・橋脚天端・フーチング上面で計測された最大応答加速度について表-参 8.2 に示す。フーチング上面の入力加速度に対して，橋脚天端の応答加速度は増幅されているが，塑性化の進行に伴いその程度は小さくなり，170%の加振レベルでは入力加速度よりも低減されている。また，フーチング上面の入力加速度に対して，橋桁の応答加速度はいずれも低減されており，80%の加振レベルまでは 0.7 倍程度に低減され，さらに加振レベルを大きくしていくと，さらに低減される結果となっている。橋脚天端に対する橋桁の応答加速度は，加振レベルの大きさにかかわらず 0.3～0.4 倍程度に低減されている。橋脚の塑性化の有無及び程度にかかわらず，地震力遮断デバイスによる低減効果は安定していることが確認できる。

表-参 8.2　最大応答加速度

入力地震動		30%	40%	50%	80%	110%	140%	170%
フーチング最大応答加速度 (cm/sec^2) (SA-1X) ①		309	321	391	610	843	1110	1450
橋脚天端 (SA-3X)	最大応答加速度 (cm/sec^2) ②	709	733	701	1030	1341	1294	1344
	比率 (②／①)	2.30	2.29	1.79	1.69	1.59	1.17	0.93
橋桁 (SA-5X)	最大応答加速度 (cm/sec^2) ③	195	225	282	443	509	535	499
	比率 (③／①)	0.63	0.70	0.72	0.73	0.60	0.48	0.34
	比率 (③／②)	0.27	0.31	0.40	0.43	0.38	0.41	0.37

(2) 応答変位

橋桁・橋脚天端・支承で計測された最大応答変位について表-参 8.3 に示す。橋脚天端と支承変位の和が橋桁変位とはなっていないのは，最大値が同時刻に発生していないためである。橋脚が塑性化していない 50%の加振レベルまでは橋桁変位に占める支承部の割合が 90%程度であるが，110%加振以降は，橋脚の塑性化が進行し支承部の応答変位は頭打ちとなり，170%の加振レベルでは支承よりも橋脚天端の応答変位の方が大きくなった。これは，110%加振以降は支承のせん断ひずみが 250%程度となりハードニング領域にも入ることから支承の耐力の方が橋脚の耐力よりも大きくなったためと考えることができる。なお，設計想定外に相当すると考えることができる 140%加振以降については，橋脚の塑性化のみが進展したが安定した挙動が得られた。

表-参 8.3　最大応答変位

入力地震動		30%	40%	50%	80%	110%	140%	170%
橋脚天端	最大変位 (cm) ③	0.251	0.340	0.559	1.978	4.992	7.197	8.554
	比率 (③／①)	0.11	0.09	0.11	0.23	0.40	0.48	0.52
支承	最大変位 (cm) ②	2.058	3.477	4.563	6.588	7.306	7.464	7.533
	比率 (②／①)	0.91	0.93	0.91	0.77	0.59	0.50	0.46
橋桁	最大変位 (cm) ①	2.273	3.735	5.009	8.576	12.461	14.949	16.477

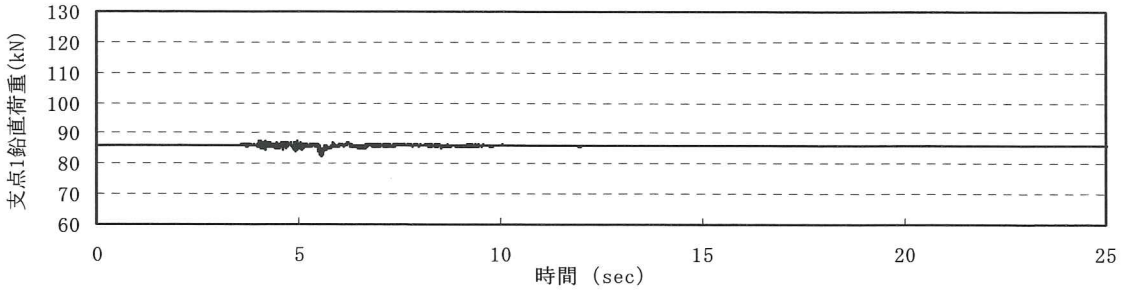
(3) 橋脚の塑性変形に伴う橋脚天端の回転変形が及ぼす影響

すべり系支承を有する免震橋においてはすべり系支承に作用する鉛直荷重が変動することにより，摩擦係数及び摩擦力が変動し，橋全体の挙動に影響を及ぼす可能性が考えられる。本実験では橋桁を両端の防護フレーム上のローラー支承で支持し，橋桁中央に RC 橋脚を配置している。地震時応答により，塑性化に伴う橋脚天端の水平変位及び回転変位，さらには塑性化に伴う橋脚軸方向への伸びにより，橋脚高が変動する，しかし，両端支点の高さが不変であるため，橋脚天端に設置してあるすべり系支承に作用する鉛直荷重が変動すると考えられる。

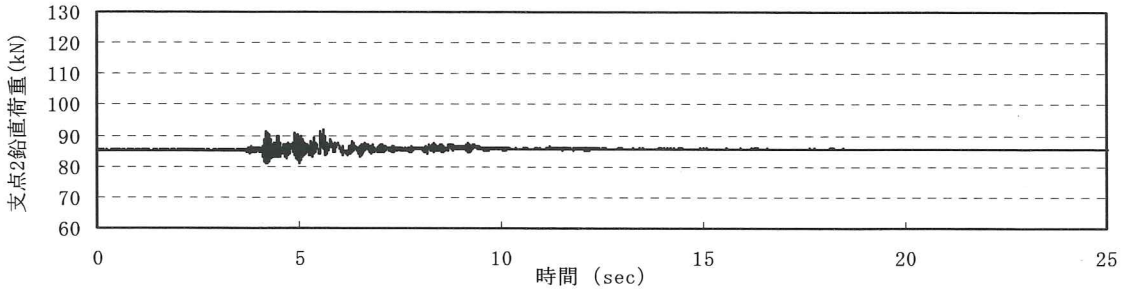
図-参 8.11 に加振レベル 50%での各支承で計測された鉛直荷重を，図-参 8.12 に加振レベル 170%での各支承で計測された鉛直荷重を示す。加振レベル 50%では，その変動の幅は小さい。しかし，加振レベル 170%では，変動の幅は大きく，最大応答変位が得られる時刻では荷重が正側（圧縮）に大

きく増えていることがわかる。図-参 8.13 に加振レベル 170%での橋脚天端鉛直変位の時刻歴図を示す。また，図-参 8.14 にその様子を示す。鉛直荷重が大きく増加した時刻においては天端が上方に変形していることがわかる。この要因については以下のように考えられる。図-参 8.15 に鉄筋ひずみから算出した橋脚天端の回転角を示す。橋脚塑性化に伴う曲げ変形により最大で 2deg 程度回転変形していることがわかる。回転に伴い橋脚高が減少し鉛直荷重が減少する可能性が考えられるが，実際には橋脚高は減少せず増加している。図-参 8.16 に鉄筋ひずみから算出した橋脚天端の鉛直変位を示す。図-参 8.13 とほぼ同様の結果が得られていることが確認できる。2deg の回転変形に伴う橋脚高の減少量は 1.5㎜ 程度であり，橋脚塑性化に伴う上方への伸びの方が支配的であることがわかる。

以上の結果より，橋脚の塑性化に伴い鉛直荷重の変動が生じ摩擦力を変動させ，橋全体の挙動に影響を及ぼす可能性が考えられたが，塑性化の有無にかかわらず，すべり摩擦は安定して得られており，橋全体の挙動に及ぼす影響は小さいことが確認された。

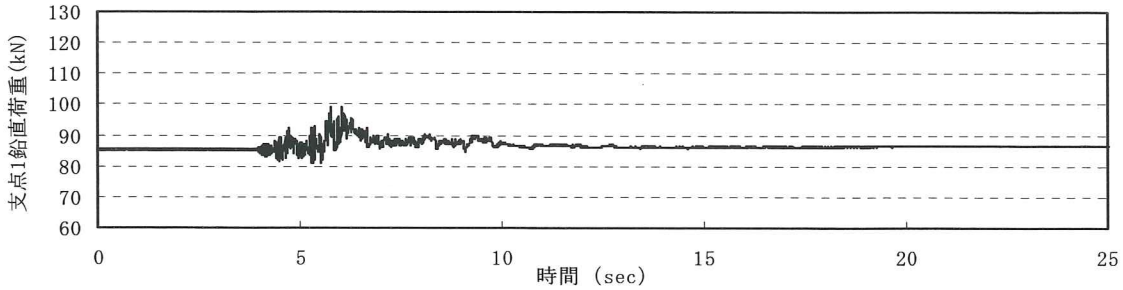


a) 支点 1 鉛直荷重

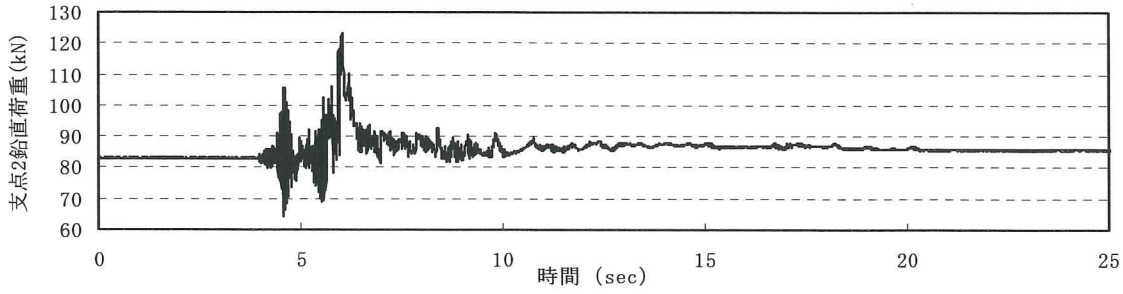


b) 支点 2 鉛直荷重

図-参 8.11　すべり系支承に作用する鉛直荷重時刻歴図（加振レベル 50%）



a) 支点 1 鉛直荷重



b) 支点 2 鉛直荷重

図-参 8.12　すべり系支承に作用する鉛直荷重時刻歴図（加振レベル 170%）

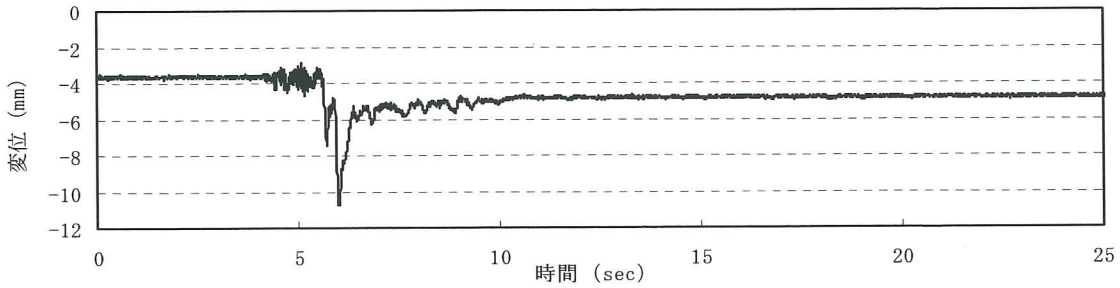
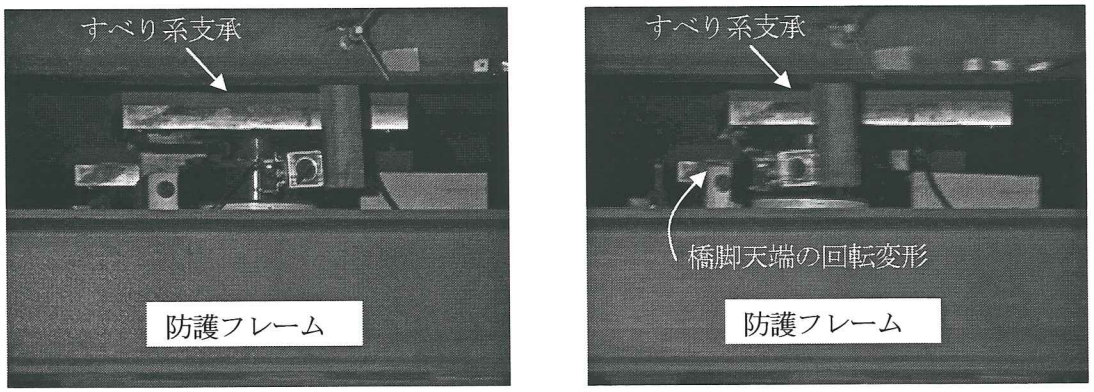


図-参 8.13　橋脚天端の鉛直変位時刻歴図（加振レベル 170%）



a）加振前　　b）最大変位時

図-参 8.14　橋脚天端の鉛直変位の様子（加振レベル 170%）

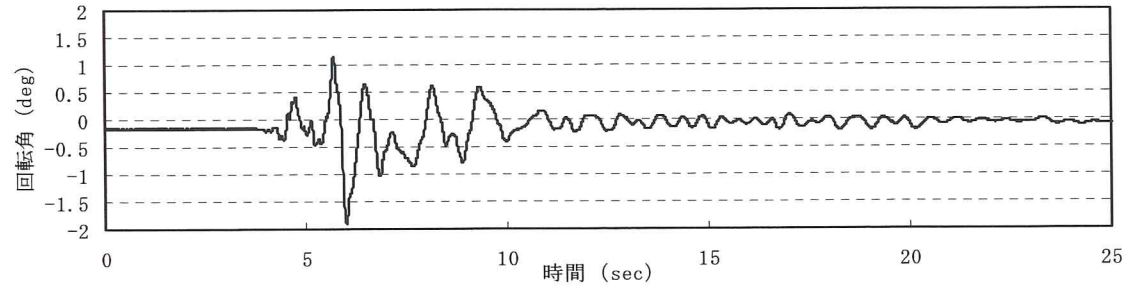


図-参 8.15　鉄筋ひずみから算出した橋脚天端の回転変位（加振レベル 170%）

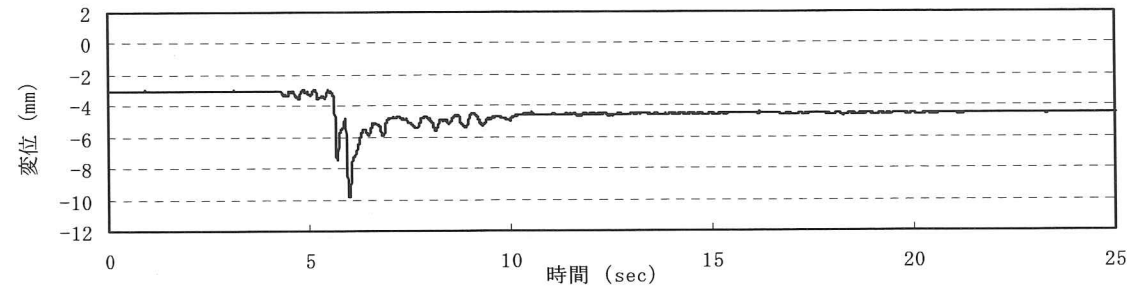


図-参 8.16　鉄筋ひずみから算出した橋脚天端の鉛直変位（加振レベル 170%）

8.4 トレース解析

8.4.1 トレース解析の目的

鉄筋コンクリート橋脚～すべり系支承～上部構造の橋梁全体系を模擬した振動台実験結果に基づき，すべり系支承を用いた免震橋梁の地震時挙動を予測するための動的解析モデルについて検討した。着目点は以下の点とした。

・動的解析における減衰モデルの選定

・すべり系支承の要素試験で設定した特性を動的解析で用いる妥当性の検証

8.4.2 解析条件及び検討ケース

1）解析条件

図-参 8.17 に示すように，鉄筋コンクリート橋脚を基部の回転ばねと線形の梁で，上部構造を質点に集中させた解析モデルを用いた。フーチングはモデル化せず，橋脚基部を固定とした。橋脚天端と上部構造の間は，すべり系支承とゴムバッファをモデル化した 2 本のばねで連結した。橋軸方向のフーチング位置の加速度波形を入力地震動とした。また，実験と同じ条件を再現するために，加振 30%～50%～80%～110%～140%～170%まで，10 秒間の間隔を置いて連続して入力し，解析を行った。

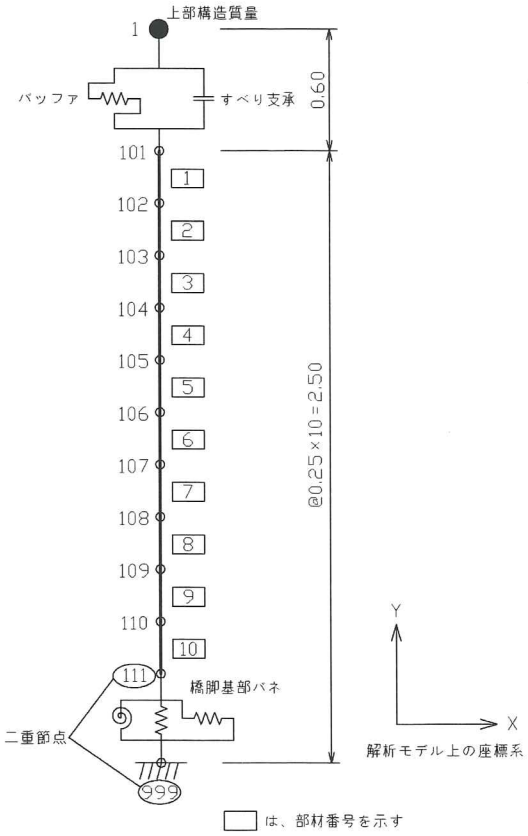


図-参 8.17　解析モデル図

2）解析モデル

使用材料一覧を表-参 8.4 に示す。鉄筋及びコンクリートの強度は，材料試験結果の値を用いた。

表-参 8.4　使用材料一覧

鉄筋	コンクリート
主鉄筋　：SD295-D13(28 本) 降伏点応力度：344.5(N/mm²) 弾性係数　：1.93E5(N/mm²) 帯鉄筋　：SD295-D6ctc45mm 降伏点応力度：442.7(N/mm²)	コンクリート強度　：27(N/mm²) 圧縮強度　：27(N/mm²) 曲げ引張強度　：2.59(N/mm²) 弾性係数　：2.18E4(N/mm²)

図-参 8.17 に示すモデル図の節点データ及び梁要素の断面緒元を，それぞれ，表-参 8.5，表-参 8.6 に示す。

表-参 8.5　節点データ

節点番号	X (m)	Y (m)
1	0.000	0.600
101	0.000	0.000
102	0.000	-0.250
103	0.000	-0.500
104	0.000	-0.750
105	0.000	-1.000
106	0.000	-1.250
107	0.000	-1.500
108	0.000	-1.750
109	0.000	-2.000
110	0.000	-2.250
111	0.000	-2.500
999	0.000	-2.500

表-参 8.6　梁要素断面緒元

部材番号	断面積 (m^2)	断面２次モーメント (m^4)	弾性係数 (kN/m^2)	減衰定数
1	0.360	0.01216	2.182E+7	0.00
2	0.360	0.01216	2.182E+7	0.00
3	0.360	0.01216	2.182E+7	0.00
4	0.360	0.01216	2.182E+7	0.00
5	0.360	0.01216	2.182E+7	0.00
6	0.360	0.01216	2.182E+7	0.00
7	0.360	0.01216	2.182E+7	0.00
8	0.360	0.01216	2.182E+7	0.00
9	0.360	0.01216	2.182E+7	0.00
10	0.360	0.01216	2.182E+7	0.00

表-参 8.7 に各節点に作用する分担重量・質量一覧を示す。

上部構造（節点番号 1）について，上部構造両端支持部はローラーで水平力は負担しないものとし，上部構造全重量を質点として配置した。上部構造重量は下式により算出した。

上部構造重量 = 35262(kgf) × 9.80 / 1000 = 345.54(kN)

橋脚（節点番号 101～111）について，単位体積重量は 24.5(kN/m³) とした。なお，橋脚天端のコンクリートブロック重量は考慮し，梁接続用のプレート，ボルト等の重量は無視した。

表-参 8.7　節点荷重・質量一覧

節点番号	分担長 (m)	単位長さ重量(kN/m)	分担重量(kN)			質量 (kN･sec2/mm)
			上部構造	橋脚	梁部	
1			345.5676			3.526E-2
101	0.125	8.820		1.1025	1.6538	2.813E-4
102	0.250	8.820		2.2050	3.3075	5.625E-4
103	0.250	8.820		2.2050	1.6538	3.938E-4
104	0.250	8.820		2.2050		2.250E-4
105	0.250	8.820		2.2050		2.250E-4
106	0.250	8.820		2.2050		2.250E-4
107	0.250	8.820		2.2050		2.250E-4
108	0.250	8.820		2.2050		2.250E-4
109	0.250	8.820		2.2050		2.250E-4
110	0.250	8.820		2.2050		2.250E-4
111	0.125	8.820		1.1025		1.125E-4

橋脚基部については，橋脚基部の水平及び鉛直バネは剛とし，回転バネには道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に基づいて設定した図-参 8.18 に示すトリリニア型の橋脚の水平力～変位関係を換算して用いた。図-参 8.18 には，振動実験で求めた橋脚の水平力～変位関係も併せて示すが，変形が大きい領域で実験値は解析モデルよりも 1.3～1.5 倍程度水平力が大きくなる傾向が見られた。表-参 8.8 に解析に用いたモーメント～回転角（M～θ）のパラメータを示す。復元力モデルとしては Takeda モデルを用いた。

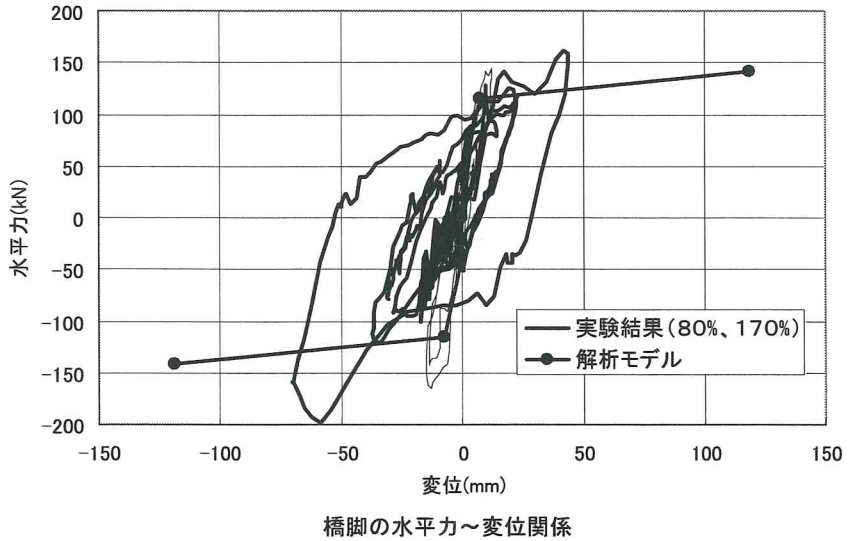


図-参 8.18　橋脚の水平力～変位関係

表-参 8.8　橋脚基部の回転バネの非線形特性パラメータ

	M (kN･m)	θ (rad)	初期剛性 K1(kN･m/rad)	降伏剛性 K2(kN･m/rad)
c	109.185	3.667E-4	297774.57	96971.48
y	288.975	2.980E-3		
u	352.850	4.744E-2		

すべり系支承のモデル化については，図-参 8.19 に示すように，摩擦係数 μ=0.105 として算出した摩擦力を上限値とするバイリニア型のバネ要素で与えた。なお，解析上，バイリニア型モデルの 2 次勾配には小さい値を仮定した。実験に用いたすべり系支承は，充填材入り PTFE と SUS の組み合わせであることから，速度依存性，面圧依存性の影響があまり顕著ではないため，ここではこれらを考慮しないモデルとした。すべり系支承 1 基あたりの緒元を以下に示す。

面積　　：4417.864(mm^2)　(ϕ75)
摩擦力　：9.30(kN)
初動変位：0.10(mm)
初期剛性：93.0(kN/mm)

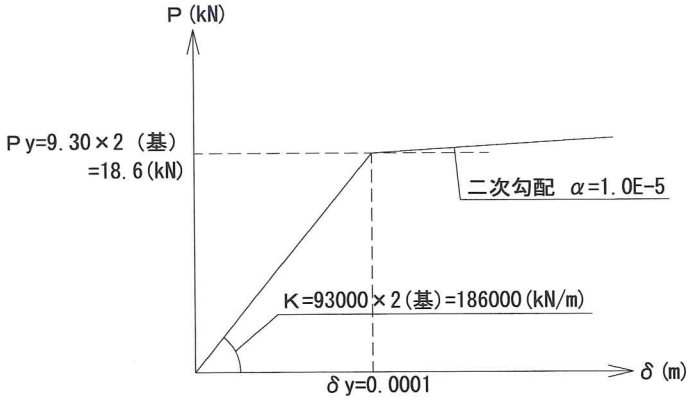


図-参 8.19　すべり系支承の非線形特性（2 基）

ゴムバッファのモデル化については，実験において 110%加振以降の大きな加振レベルの条件では，ゴムバッファのせん断ひずみが 250%程度となったため，要素試験で求めたせん断ひずみ 250%における等価剛性及び等価減衰定数を与えた。ゴムバッファの等価剛性 1.149kN/mm（1 基あたり）及び等価減衰定数 5.59%を用いた。

また，上記のようにゴムバッファのせん断ひずみが 250%程度となり，ゴムバッファのハードニング領域にも入ることから 110%加振から 170%加振ではゴムバッファの応答変位が頭打ちとなった。このような点を再現する目的で，図-参 8.20 に示すようなひずみ硬化を考慮した逆行型バイリニアモデルについても検討することとした。ここでは，等価減衰定数を与えた場合と履歴を与えた場合の 2 パターンについて検討した。ゴムバッファ 1 基あたりの諸元を表-参 8.9 に示す。等価減衰定数を与えた場合の剛性及び等価減衰定数は，せん断ひずみ 250%の時の値を用いた。図-参 8.21 に等価減衰定数を与えた場合の非線形特性を示す。また，図-参 8.22 及び表-参 8.10 に履歴を与えた場合のトリリニアモデルの非線形特性及びパラメータを示す。

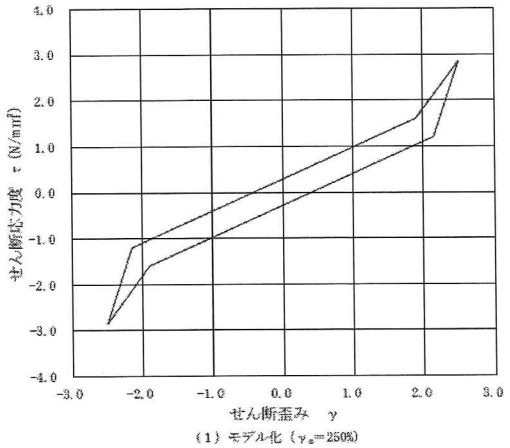
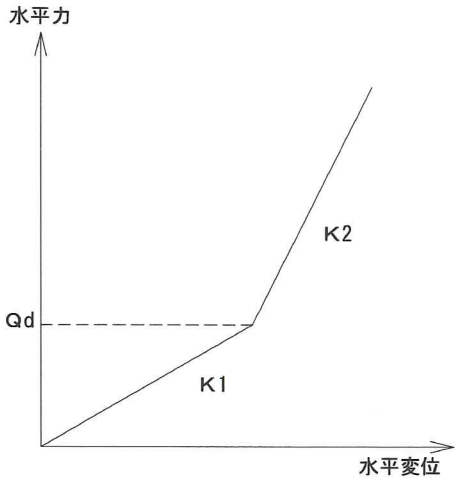


図-参 8.20　ゴムバッファのせん断応力～せん断ひずみ関係

表-参 8.9　ゴムバッファ諸元（1 基あたり）

a (mm)	b (mm)	ゴムの断面積 Ae (mm^2)	ゴムの高さ te (mm)	層数	ゴムの総高さ Σ te (mm)
130.0	250.0	32500.0	6.0	5	30.0



K1：0.728(kN/mm)
Qd：41.496(kN)
K2：2.484(kN/mm)
heq：5.590(%)

図-参 8.21　等価減衰定数を与えた場合の水平力と水平変位の関係

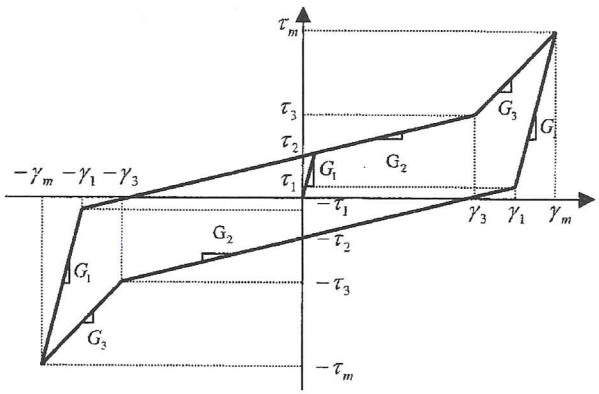


図-参 8.22　トリリニアモデルの履歴特性

表-参 8.10　トリリニアモデルのパラメータ

γm	τm (kN/m^2)	τ1 (kN/m^2)	τ2 (kN/m^2)	τ3 (kN/m^2)	Geq (kN/m^2)	G1 (kN/m^2)	G2 (kN/m^2)	G3 (kN/m^2)	γ1	γ3
2.500	2850.00	1200.00	244.00	1520.00	981.00	5000.00	672.00	2293.00	2.150	1.900
A1	A2	A3	B1	B2	B3	C1	D1	D2	D3	E1
173.000	444.000	1168.750	27.800	139.000	271.350	0.860	68.300	404.000	1191.125	0.760

3) 解析条件

解析条件を以下に示す。

- 解析手法：非線形時刻歴応答解析（直接積分法）
- 積分手法：Newmark β 法（β =1/4）
- 積分時間間隔：0.00025 秒
- 反復計算により不釣り合い力の補正を行い，残った不釣り合い力は次の積分ステップに持ち越す。
- 反復計算の手法：修正 Newton 法

4) 減衰モデルと検討ケース

固有値解析ではすべり系支承の剛性を無視し，橋脚には降伏剛性を与えた。ここで，各部材の粘性減衰定数としては，橋脚 2%，すべり系支承 0%，ゴムバッファ 5.59%（せん断ひずみ 250%時の等価減衰定数）とした。なお，ゴムバッファを履歴モデルとした場合には粘性減衰定数としては 0%とした。

表-参 8.11 に固有値解析結果を示す。ケース A～F の 1 次の固有振動数は 1.176Hz であり，1 次振動モードの有効質量率が 94%と支配的なモードとなっている。また，橋脚 2%，すべり系支承 0%，ゴムバッファ 5.59%の減衰定数を与えてエネルギー比例法により求めた 1 次のモード減衰定数は 5.0%となる。

表-参 8.12 に本検討で仮定した減衰モデルを示す。減衰モデルについては，材料種別や構造特性，非線形履歴特性，地盤など様々な条件に影響を受けるものであり現在でも十分に解明されていないパラメータの 1 つであることから，実験データの蓄積により設定していくことが必要とされるものである。本検討では，一般的に減衰モデルとして用いられる場合が多いいくつかの減衰モデルを対象にその適用性について検討することとした。ここでは，要素別剛性比例型減衰，剛性比例型減衰（初期剛性型，瞬間剛性型），要素別 Rayleigh 型減衰，ひずみエネルギー比例型減衰（等価減衰行列）を用いた。なお，これらのモデルはあくまで近似的な提案として用いられているものであり，厳密な意味でどのモデルが正しいということを論じることは困難であることに注意する必要がある。ここでは，一般的に用いられる場合が多い減衰モデルを用いて実験結果をどれだけ近似できるかについて着目した。

以下に，要素別剛性比例型減衰，要素別 Rayleigh 型減衰での減衰マトリクスの作成方法を示す。

（要素別剛性比例型減衰モデル）

$$[C]=\left[\sum_{i=1}^{N}\frac{2h_i}{\omega}k_i\right] \qquad (参\ 8.1)$$

ここに，

$[C]$ ：減衰マトリクス
N ：構造要素数
h_i ：構造要素 i の減衰定数
k_i ：構造要素 i の剛性
ω ：固有円振動数(rad/sec)

（要素別 Rayleigh 型減衰モデル）

$$[C]=\alpha[M]+\left[\sum_{i=1}^{N}\beta_i k_i\right] \qquad (参\ 8.2)$$

ここに，

$[M]$ ：質量マトリクス
α ：質量マトリクスに対する比例係数
β_i ：構造要素 i の剛性に対する比例係数

ケース A～D では卓越する 1 次モードの固有円振動数を用いて減衰マトリクスを作成した。ケース A では式(参 8.1)の h_i に橋脚 2%，すべり系支承 0%，ゴムバッファ 5.59%の減衰定数を与え，ケース B では橋脚とゴムバッファに 1 次のモード減衰である 5.0%，すべり系支承に 0%の減衰定数を与えた。ケース C では橋脚，ゴムバッファ，すべり系支承ともに 1 次のモード減衰である 5.0%を与え，

剛性比例型減衰とした。また，ケースDはケースCにおいて式(参8.1)のk_iを瞬間剛性（接線剛性）としたものである。

ケースE，Fでは1次及び2次モードに着目して，減衰マトリクスを作成した。ケースEでは，すべり系支承において式(参8.2)のβ_iを0とした。ケースFでは3次以上のモードを考慮して等価減衰行列を作成することもできるが，固有振動数が20Hz以上となるため2次モードまでを考慮した。

ケースG，HはケースAのゴムバッファのモデルをひずみ硬化を考慮した逆行型バイリニアとしたもので，それぞれ等価減衰定数を与えた場合と履歴を与えた場合である。

図-参8.23にケースA～Fの振動数と減衰定数の関係を示す。ケースE，Fのように1次及び2次モードに着目して設定した減衰は，ケースA～Dのように卓越する1次モードに着目して設定した減衰と比較して，高周波領域において小さくなっている。

表-参8.11　固有値解析結果

検討ケース	MODE	固有振動数(Hz)	モード減衰	有効質量率(%)
A～F	1次	1.176	0.050	94
	2次	17.025	0.026	4
G	1次	0.965	0.052	93
	2次	16.511	0.024	5
H	1次	1.222	0.004	94
	2次	17.159	0.016	4

表-参8.12　検討ケース

検討ケース	減衰モデル	ゴムバッファの解析モデル	動的解析の「C」マトリクスを作成する際の剛性		
			支承剛性	ゴムバッファ	橋脚剛性
ケースA	要素別剛性比例減衰	等価線形	-	初期剛性(0.0559)	初期剛性(0.02)
ケースB	要素別剛性比例減衰	等価線形	-	初期剛性(0.050)	初期剛性(0.050)
ケースC	剛性比例減衰	等価線形	初期剛性(0.050)	初期剛性(0.050)	初期剛性(0.050)
ケースD	剛性比例減衰	等価線形	瞬間剛性(0.050)	瞬間剛性(0.050)	瞬間剛性(0.050)
ケースE	要素別Rayleigh減衰	等価線形	-	初期剛性(0.050)	初期剛性(0.050)
ケースF	歪エネルギー比例型減衰	等価線形	-	-	-
ケースG	要素別剛性比例型減衰	ハードニングモデル	-	初期剛性(0.0559)	初期剛性(0.02)
ケースH	要素別剛性比例型減衰	履歴モデル	-	初期剛性(0.0)履歴考慮	初期剛性(0.02)

() 内は動的解析で用いた減衰定数

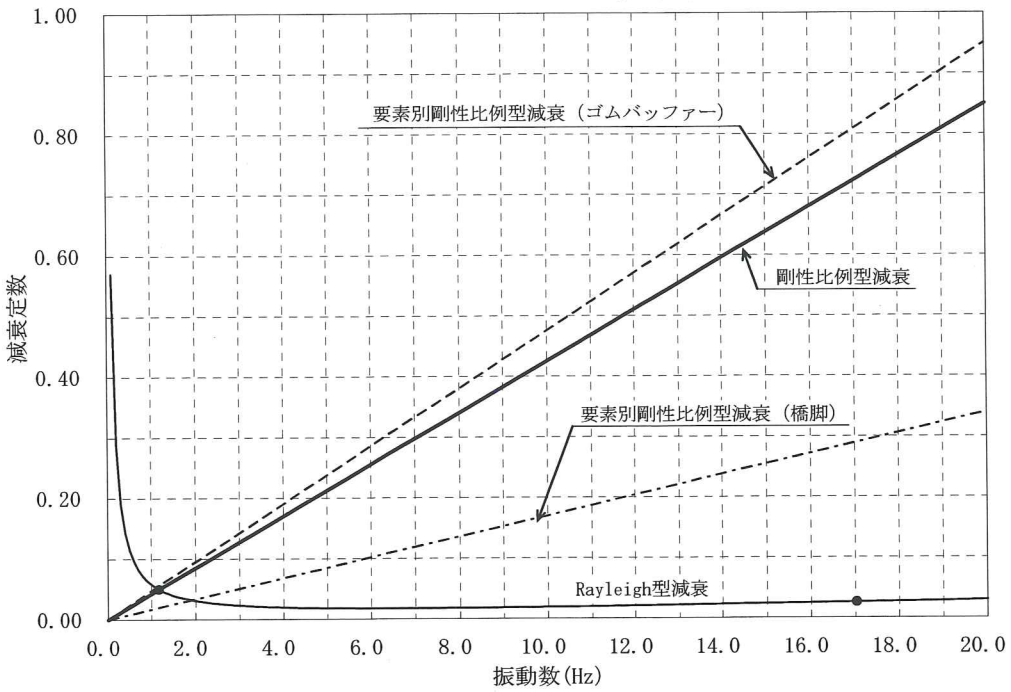


図-参 8.23　振動数と減衰定数の関係

5) エネルギー応答の算出方法

実験結果と解析結果の比較において，各減衰モデルの差異を把握する 1 つの指標として，粘性減衰エネルギー量とひずみエネルギー量も算出し比較を行った。エネルギー量の算出方法について以下に示す。

多自由系に対する離散化された運動方程式は式(参 8.3)で表すことができる。

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = -[M]\{\ddot{\alpha}\} \qquad (参\ 8.3)$$

ここで，

$[M]$ ：質量行列
$[C]$ ：減衰行列
$[K]$ ：剛性行列
$\{U\}$ ：相対変位ベクトル
$\{\dot{U}\}$ ：相対速度ベクトル
$\{\ddot{U}\}$ ：相対加速度ベクトル
$\{\ddot{\alpha}\}$ ：地動加速度

式(参8.3)の両辺に $\{\dot{U}\}^T dt$ をかけ地震の全継続時 t_0 にわたって積分すると式(参8.4)が得られる。

$$\int_0^{to}\{\dot{U}\}^T[M]\{\ddot{U}\}dt + \int_0^{to}\{\dot{U}\}^T[C]\{\dot{U}\}dt + \int_0^{to}\{\dot{U}\}^T[K]\{U\}dt = -\int_0^{to}\{\dot{U}\}^T[M]\{\ddot{\alpha}\}dt \qquad (参\ 8.4)$$

右辺の地震外乱による系へのエネルギー入力の総量を表している。左辺の第 1 項は運動エネルギーを表しており，自由振動終了時には 0 となる。左辺の第 2 項は粘性減衰エネルギーを表している。例えば，支承を構成する自由度間で消費されるエネルギーが支承の粘性減衰エネルギーとなる。左辺の第 3 項はひずみエネルギーであり，自由振動終了時には履歴による消費エネルギー（ひずみエネルギー）となる。

8.4.3 解析結果

表-参 8.13，表-参 8.14 及び図-参 8.24～参 8.44 に，それぞれ，解析結果一覧，時刻歴波形及び代表的な履歴曲線を示す。なお，ケース F（ひずみエネルギー比例型減衰）では，プログラムの都合で粘性減衰エネルギーを求めていない。

なお，前述のように，免震橋の場合には，橋脚の塑性化は副次的なものに抑え，主たる非線形性は支承部に発生させる。このため，本実験において主に着目すべき加振対象としては，80%加振～110%加振であり，140%加振以降のこれよりも大きいレベルの加振は，設計想定外の地震力を受けたの挙動の把握が目的となることから，以下ではこのような解析対象範囲に注意して実験結果の再現性を検討した。

1) ケース A（要素別剛性比例型減衰，橋脚 2%，すべり系支承 0%，ゴムバッファ 5.59%の減衰定数）
- 橋脚の変形は実験値よりもやや大きくなる傾向があるものの，概ね実験結果を再現できている。また，140%以上の加振では，橋脚のひずみエネルギーも実験値と対応している。
- 支承変形は概ね実験結果を再現できているが，140%以上の加振において実験値よりもやや大きい。これは，実験ではゴムバッファのせん断ひずみが 250%程度となり，ハードニングが発生し，ゴムバッファの変形が抑制されたためであり，解析ではこれを再現できていないと考えることができる。
- すべり系支承の履歴についてみると，解析値の荷重が小さくなる傾向が見られるが，概ね実験値を再現できているといえる。また，すべり系支承のひずみエネルギーも実験値と対応している。

2) ケース B（要素別剛性比例型減衰，橋脚とゴムバッファ 5.0%，すべり系支承 0%の減衰定数）
- 橋脚の変形は，80%以下の加振では実験値よりも大きく，110%以上の加振では実験値よりもやや小さくなるが，概ね実験結果を再現できている。また，80%以上の加振では，橋脚のひずみエネルギーも実験値と対応している。
- 支承変形は，80%以下の加振では概ね実験結果を再現できているが，110%以上の加振において実験値よりも大きくなり，170%加振では約 2 倍になる。これは，実験ではゴムバッファのせん断ひずみが 250%程度となり，ハードニングが発生し，ゴムバッファの変形が抑制されたためであり，解析ではこれを再現できていないと考えることができる。

3) ケース C（剛性比例型減衰，初期剛性型）
- 橋脚の変形は，80%以下の加振では実験値よりも大きく，110%以上の加振では実験値よりもやや小さくなるが，概ね実験結果を再現できている。
- 支承変形は実験値と比較して大幅に小さくなり再現できていない。支承の粘性減衰エネルギーが支承のひずみエネルギー（履歴エネルギー）よりも大きくなっており，すべり系支承に対して大きな減衰を与えていることがわかる。

4) ケース D（剛性比例型減衰，瞬間剛性型）
- 支承の変形はやや小さめ，橋脚の変形は大きめとなる。80%加振～110%加振に着目すると，橋脚の変形は，実験値よりも約 2 倍程度に大きいが，これ以上の加振では，支承の変形及び橋脚の変形はより近似してくる。
- 橋脚の残留変位は，50%加振においても大きくなっている。これは，瞬間剛性に基づいて粘性減衰力を算出すると，瞬間剛性の変化に伴い粘性減衰力が急激に変化し，応答が不安定になるためと考えられる。

5) ケースE（要素別Rayleigh型減衰）

- 支承の変形はやや小さめ，橋脚の変形は大きめとなり，ケース D と同様の傾向を有するが，80%加振～110%加振に着目すると，ケースDよりも近似度は高くなる。これ以上の加振では，橋脚の変形はケースDより大きくなっている。
- また，変位には影響していないと考えられるが，橋脚天端の加速度も大きくなっている。結果として残留変位も大きくなっている。図-参8.23に示したように，ケースA～Dと比較して高周波領域の減衰が小さくなっていることが影響して，解析上橋脚の高振動数モードが励起されたと考えられる。

6) ケースF（ひずみエネルギー比例型減衰）

- ケースFはケースEと同じく1次及び2次モードに着目して設定した減衰であり，応答の傾向はケースEと同様である。

7) ケースG,H（要素別剛性比例型減衰，ハードニング考慮）

- ケースG，Hでは，加振範囲全体に渡って実験結果を概ね再現できている。ただし，支承の変形が実験値と比較して大きめになる傾向がある。また，すべり支承と橋脚のひずみエネルギーも実験値と対応している。
- ケースG，Hのすべり支承の履歴についてみると，解析値の荷重が小さくなる傾向が見られるものの，概ね実験値を再現できている。
- ケースG,Hのゴムバッファの履歴についてみると，比較的実験結果を再現できている。特に，ゴムバッファの履歴モデルを用いたケースHでは再現性が高い。なお，170%加振の実験ではゴムバッファのせん断ひずみが250%を超えており，ゴムバッファの履歴を見てもハードニング現象を再現できている。

今回のトレース解析は，図-参8.19に示したようにすべり系支承に大きな初期剛性を仮定した剛塑性型のバイリニアモデルを仮定した。このような場合には，構造系の粘性減衰モデルに剛塑性として仮定した大きな初期剛性をそのまま考慮して解析を行うと減衰を大きく評価し，上記のケースCのように支承部の応答を小さく評価する場合が見られた。上記のケースA～B，ケースD～Fは，すべり系支承の粘性減衰を考慮しないようにした減衰モデルであり，解析精度についてはばらつきが大きいが，支承及び橋脚の変形について概ねその傾向を再現できていると考えられる。なお，今回のトレース解析で用いたモデルではこのような結果が得られたが，これは支承部に仮定するバイリニアモデルのパラメータによっても影響を受けるものであることから，使用するモデルに応じて解析結果が適切に求められているかどうかを確認しながら用いることが重要と考えられる。

以上の実験結果によれば，いずれのモデルでも実験に対してばらつきが大きいが，地震力遮断デバイスのすべり系支承をモデル化する場合の一般的な減衰モデルとしては，要素別剛性比例型減衰，要素別Rayleigh型減衰，あるいは，ひずみエネルギー比例型減衰を用いれば，概ねすべり系支承を用いた免震橋梁の地震時挙動を再現できると考えられる。ただし，今回の振動実験モデルのように主たる卓越振動モードが1つである構造系に対して複数の卓越振動モードからなる減衰モデルを適用すると，ケースE,Fのように高周波領域の減衰が小さく設定されるなど，橋脚天端における加速度応答や変位応答が実験よりも大幅に大きくなるような結果も得られた。このため，対象とするモデルに応じた減衰モデルの選定が重要であるとともに，時刻歴応答波形等から解析結果が適切に求められているかどうかを確認しながら適用することが必要とされる。

表-参 8.13　検討結果一覧

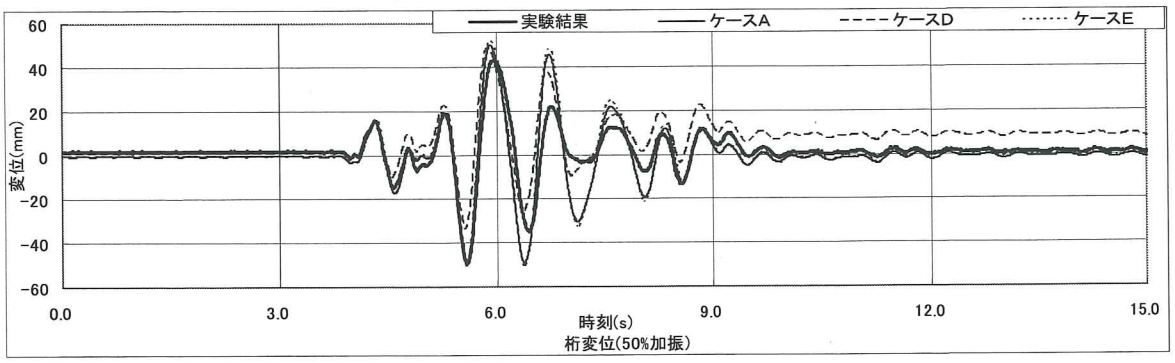
検討ケース	減衰モデル	ゴムバッファの解析モデル	動的解析の「C」マトリクスを作成する際の剛性			橋脚天端変位(mm)						桁変位(mm)						支承変形(mm)						橋脚天端加速度(gal)						桁加速度(gal)					
			支承剛性	ゴムバッファ	橋脚剛性	30%	50%	80%	110%	140%	170%	30%	50%	80%	110%	140%	170%	30%	50%	80%	110%	140%	170%	30%	50%	80%	110%	140%	170%	30%	50%	80%	110%	140%	170%
実験結果		-	-	-	-	2.2	3.7	15.1	39.0	60.0	70.2	22.4	49.4	84.5	122.9	147.3	162.2	20.6	45.6	65.9	73.1	74.6	75.3	709	701	1030	1340	1293	1344	180	266	424	488	517	481
ケースA	要素別 剛性比例減衰	等価線形	-	初期剛性 (0.0559)	初期剛性 (0.02)	4.2	9.3	27.2	44.9	67.2	87.8	25.1	50.2	86.8	118.3	152.3	183.0	20.8	40.8	62.7	74.7	89.1	101.9	580	714	843	1020	1038	1232	190	321	466	546	641	725
ケースB	要素別 剛性比例減衰	等価線形	-	初期剛性 (0.050)	初期剛性 (0.050)	3.8	8.2	18.2	30.3	44.8	59.1	24.5	48.5	84.1	118.7	152.2	185.6	20.7	40.3	67.9	90.8	112.6	134.9	358	452	581	750	953	1204	189	317	500	650	794	940
ケースC	剛性比例減衰	等価線形	初期剛性 (0.050)	初期剛性 (0.050)	初期剛性 (0.050)	5.4	10.7	21.3	36.5	51.6	65.8	7.5	14.6	27.8	45.3	62.4	78.8	2.8	5.2	7.4	9.6	11.6	13.7	240	400	605	722	834	970	234	394	575	717	825	959
ケースD	剛性比例減衰	等価線形	瞬間剛性 (0.050)	瞬間剛性 (0.050)	瞬間剛性 (0.050)	3.8	9.4	47.0	85.1	66.2	103.6	19.8	48.9	79.6	136.3	124.7	132.4	16.0	39.6	46.8	51.2	58.6	59.3	447	727	1030	1470	1787	2059	181	308	368	484	395	412
ケースE	要素別 Rayleigh減衰	等価線形	-	初期剛性 (0.050)	初期剛性 (0.050)	4.6	9.9	37.9	70.9	99.9	123.9	25.9	51.9	90.8	127.3	159.2	185.3	21.5	42.0	53.0	56.6	59.5	61.5	1149	1564	1724	2490	3069	3383	194	330	431	461	482	496
ケースF	歪エネルギー 比例型減衰	等価線形	-	-	-	4.6	10.0	39.7	74.9	100.6	121.9	25.9	52.0	91.6	129.6	157.7	177.8	21.6	42.0	52.0	54.8	57.2	55.9	1267	1690	2204	3076	4005	4063	195	332	426	452	467	458
ケースG	要素別 剛性比例型減衰	ハードニング モデル	-	初期剛性 (0.0559)	初期剛性 (0.02)	2.6	5.5	14.0	30.9	53.7	77.9	25.8	48.1	78.7	106.9	135.9	166.0	23.2	42.6	66.2	78.2	87.8	97.3	571	806	1049	1250	1097	1265	150	231	419	589	725	858
ケースH	要素別 剛性比例型減衰	履歴モデル	-	初期剛性 (0.0) 履歴考慮	初期剛性 (0.02)	4.1	8.6	20.4	41.2	61.1	83.4	27.5	55.4	86.6	115.4	140.1	168.1	23.5	46.8	66.5	76.6	82.6	90.3	621	738	977	1147	1433	1897	187	311	475	601	691	829

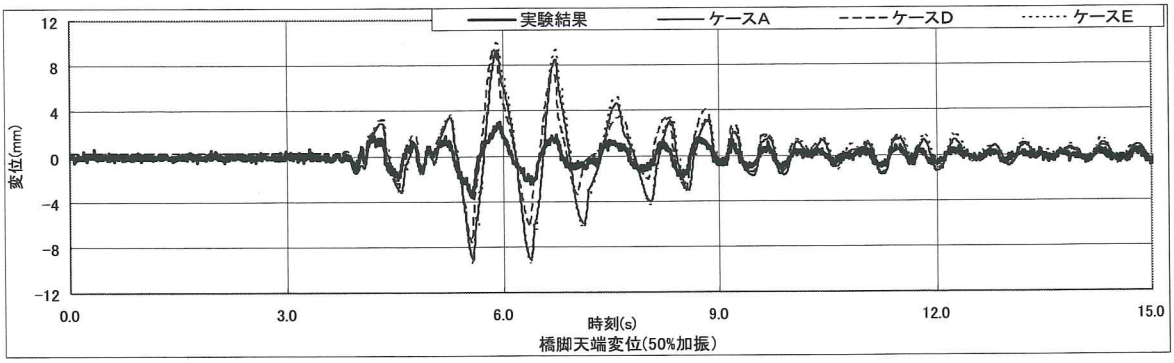
()内は動的解析で用いた減衰定数

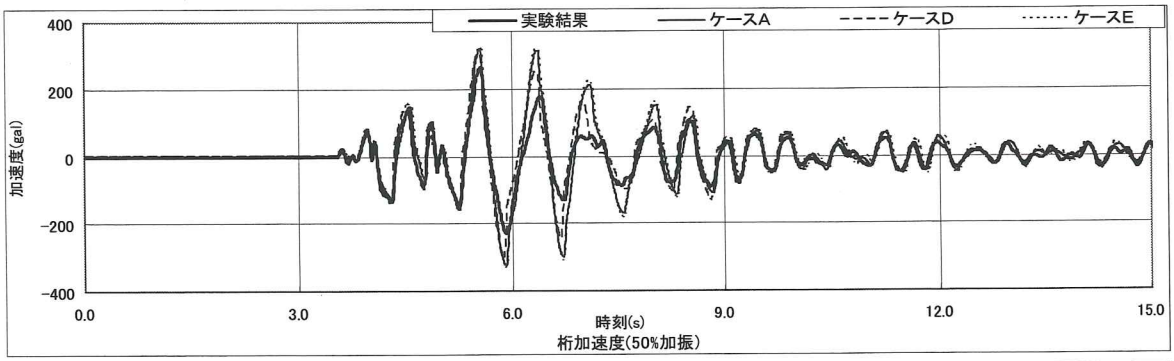
表-参 8.14　検討結果一覧

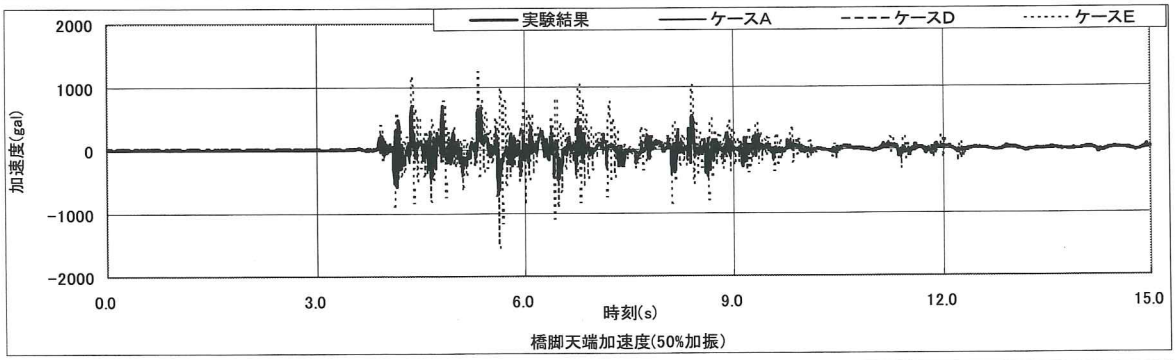
検討ケース	減衰モデル	ゴムバッファの解析モデル	動的解析の「C」マトリクスを作成する際の剛性			粘性減衰エネルギー(kN・m) すべり支承						粘性減衰エネルギー(kN・m) バッファー						粘性減衰エネルギー(kN・m) 橋脚						歪みエネルギー(kN・m) すべり支承						歪みエネルギー(kN・m) バッファー						歪みエネルギー(kN・m) 橋脚					
			支承剛性	ゴムバッファ	橋脚剛性	30%	50%	80%	110%	140%	170%	30%	50%	80%	110%	140%	170%	30%	50%	80%	110%	140%	170%	30%	50%	80%	110%	140%	170%	30%	50%	80%	110%	140%	170%	30%	50%	80%	110%	140%	170%
実験結果		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.26	11.09	21.12	24.90	29.18	33.22	0.95	3.30	8.32	9.30	11.02	12.90	-0.16	-0.15	2.43	7.37	13.55	22.27
ケースA	要素別 剛性比例減衰	等価線形	-	初期剛性 (0.0559)	初期剛性 (0.02)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.78	4.08	7.93	10.33	14.28	19.10	0.22	1.09	6.46	16.31	30.02	47.78	4.25	10.92	15.17	17.58	20.93	24.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.84	7.12	12.97	19.41	26.09
ケースB	要素別 剛性比例減衰	等価線形	-	初期剛性 (0.050)	初期剛性 (0.050)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.64	3.40	9.39	15.36	23.21	33.39	0.33	1.74	8.24	21.50	40.97	67.06	3.94	10.32	17.65	22.92	28.71	35.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.15	0.69	4.03	8.48	13.05	17.93
ケースC	剛性比例減衰	等価線形	初期剛性 (0.050)	初期剛性 (0.050)	初期剛性 (0.050)	0.52	2.13	5.78	10.07	15.38	21.99	0.01	0.03	0.07	0.12	0.19	0.27	0.79	3.54	11.75	26.65	46.97	72.94	0.32	0.79	1.45	1.98	2.53	3.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.79	3.76	8.00	12.24	16.38
ケースD	剛性比例減衰	等価線形	瞬間剛性 (0.050)	瞬間剛性 (0.050)	瞬間剛性 (0.050)	0.05	0.07	0.09	0.08	0.12	0.09	0.35	2.55	4.76	5.49	5.67	7.12	0.36	1.11	3.22	5.92	9.20	11.06	2.37	7.77	10.82	11.54	13.93	14.77	0.00	0.09	0.15	-0.05	-0.18	0.07	0.13	0.64	10.05	22.54	26.96	39.78
ケースE	要素別 Rayleigh減衰	等価線形	-	初期剛性 (0.050)	初期剛性 (0.050)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	0.13	0.18	0.19	0.22	0.26	0.03	0.15	1.02	2.38	4.48	7.20	4.55	11.58	13.55	14.21	15.34	16.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.24	1.01	10.14	18.43	27.61	37.54
ケースF	歪エネルギー 比例型減衰	等価線形	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.57	11.60	13.60	14.00	15.70	16.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.25	1.06	10.40	19.11	27.97	39.59
ケースG	要素別 剛性比例型減衰	ハードニング モデル	-	初期剛性 (0.0559)	初期剛性 (0.02)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.49	2.21	6.78	10.37	14.26	18.88	0.13	0.46	2.01	8.66	21.73	42.77	3.67	8.71	16.49	21.09	25.21	29.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.27	1.87	7.38	13.84	21.11
ケースH	要素別 剛性比例型減衰	履歴モデル	-	初期剛性 (0.0) 履歴考慮	初期剛性 (0.02)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.23	0.84	3.80	9.95	19.65	35.78	4.13	9.40	14.21	16.47	19.62	22.42	0.90	4.47	9.53	12.99	17.27	22.88	0.21	0.65	4.41	9.40	14.37	21.15

()内は動的解析で用いた減衰定数









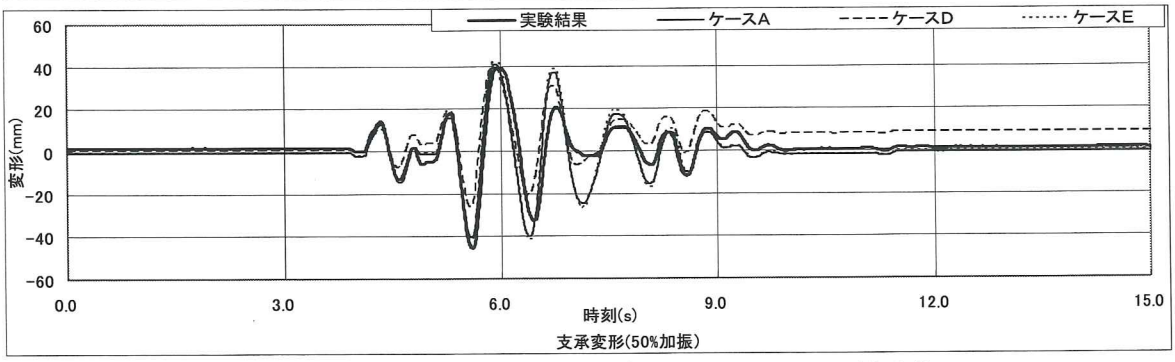
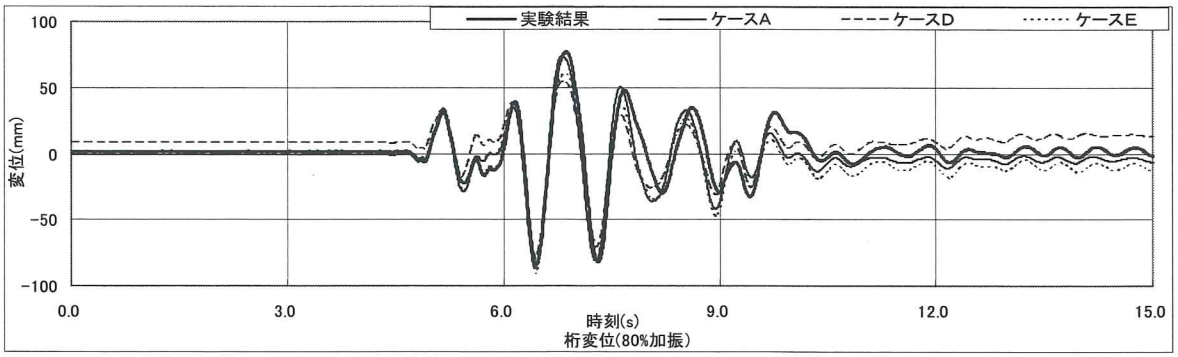
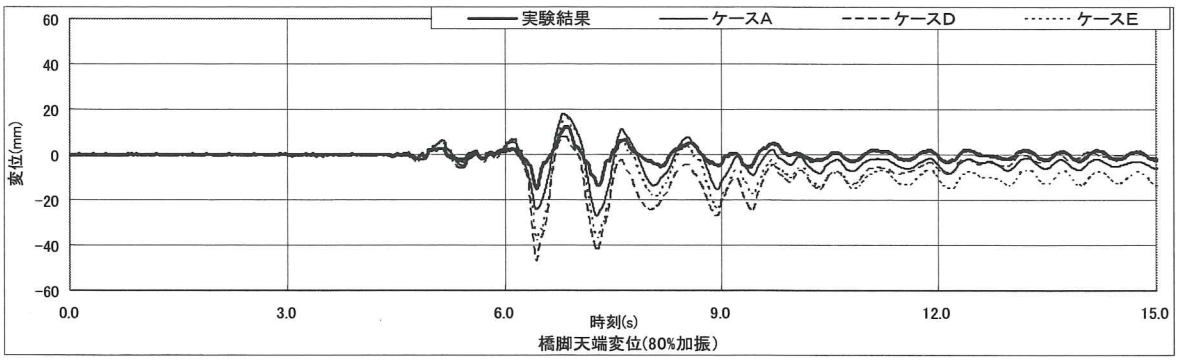
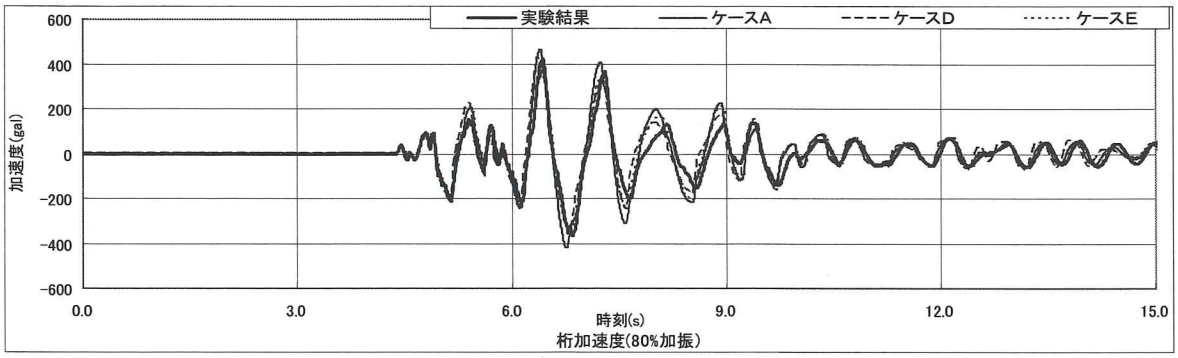
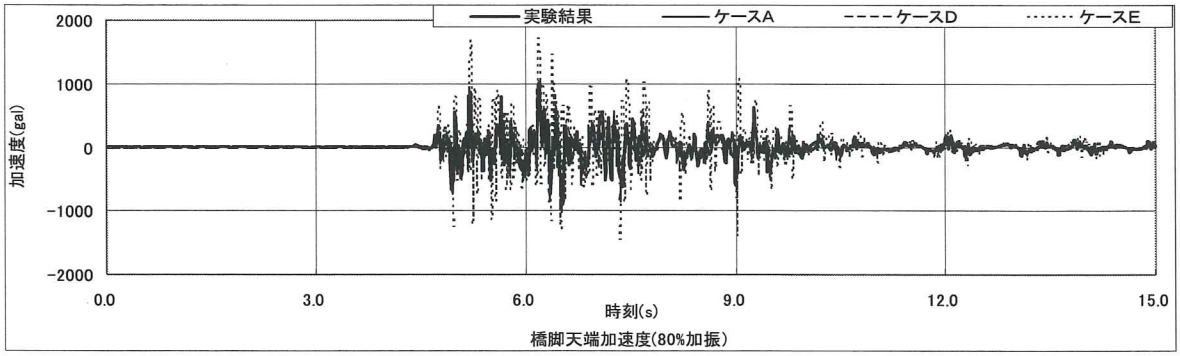


図-参 8.24　時刻歴波形の比較（ケース A, D, E　50%加振）









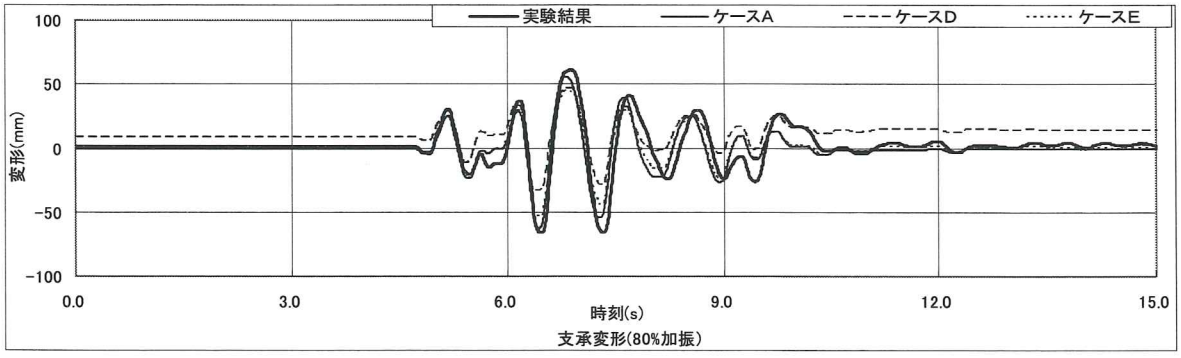
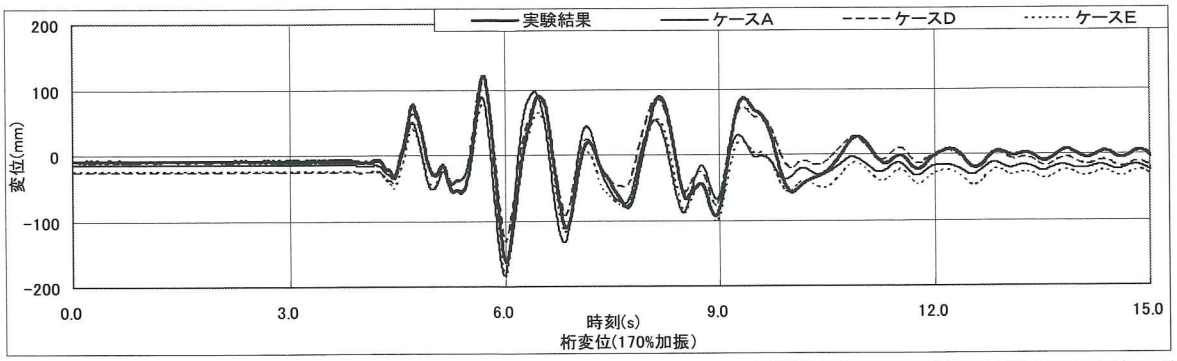
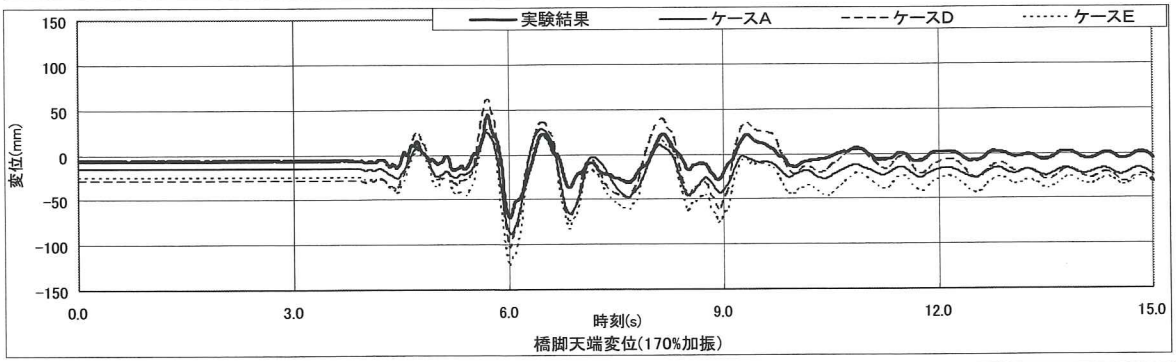
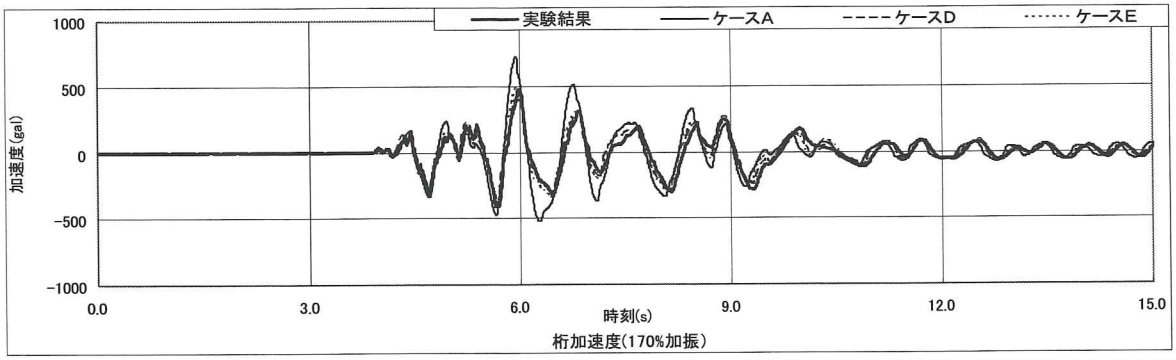
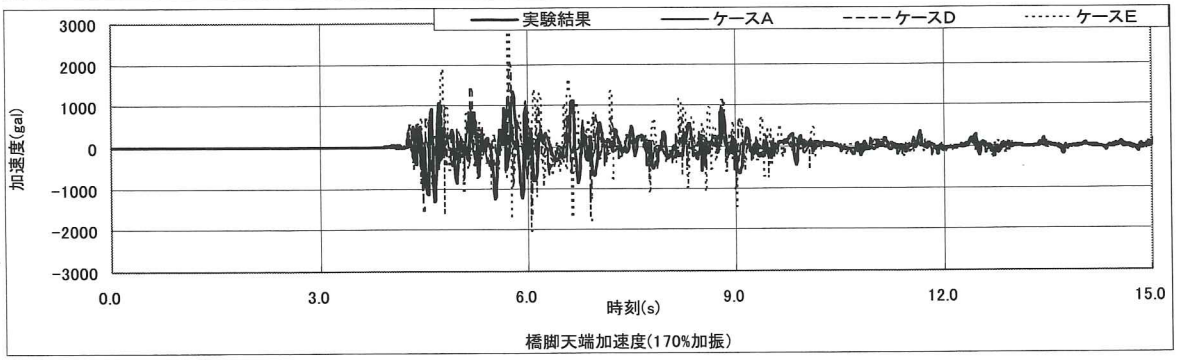


図-参 8.25　時刻歴波形の比較（ケース A, D, E　80%加振）









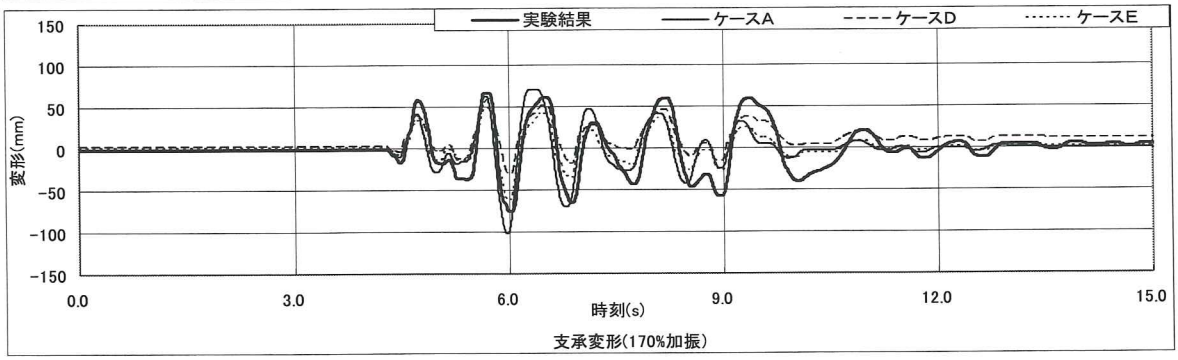
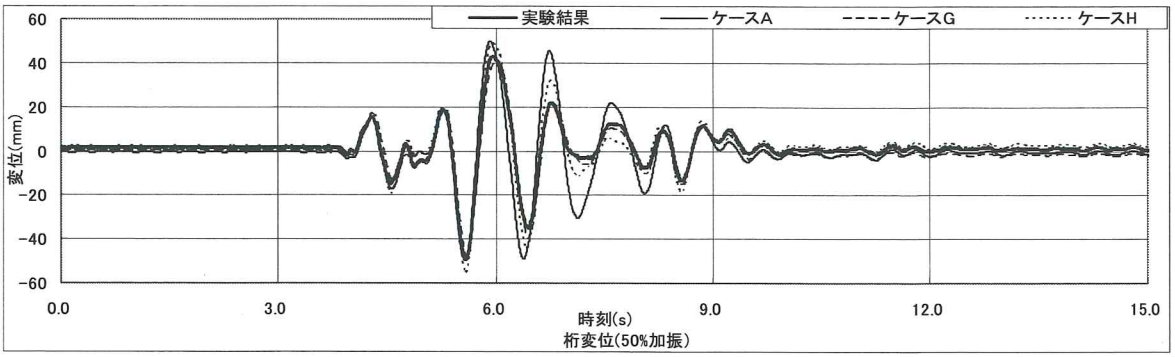
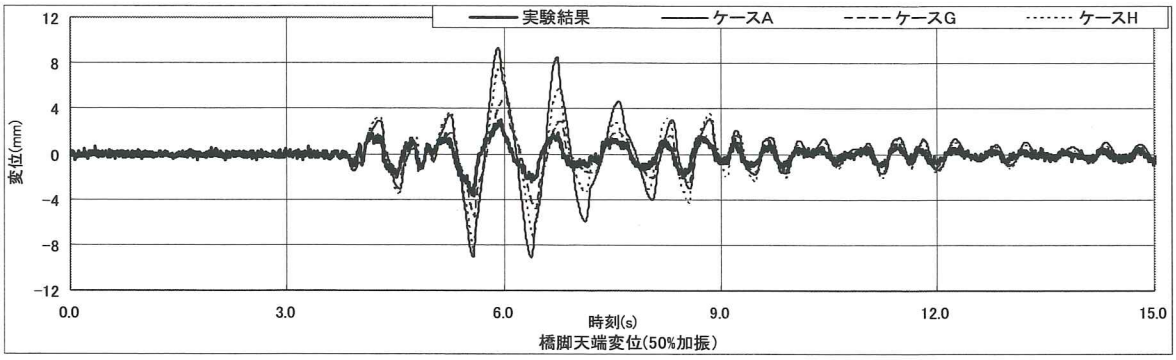
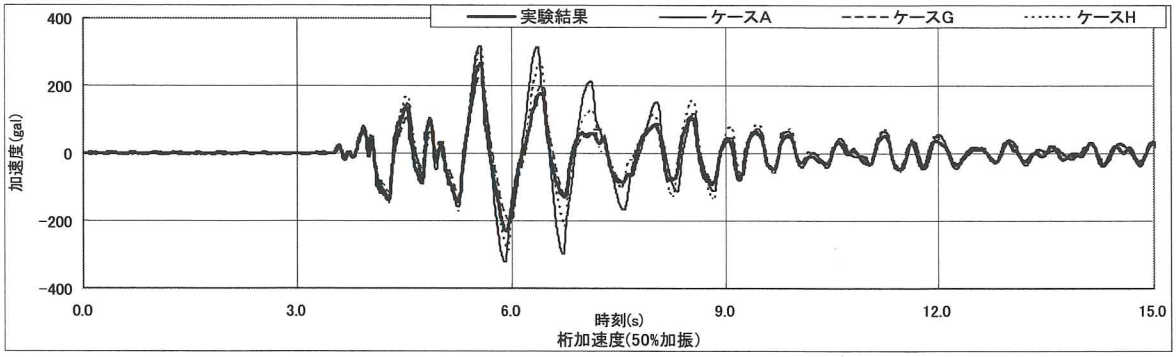
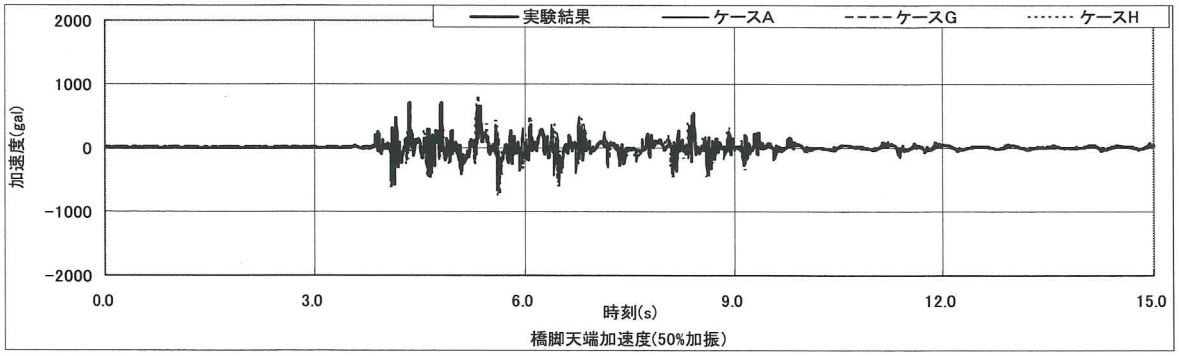


図-参 8.26　時刻歴波形の比較（ケース A, D, E　170%加振）









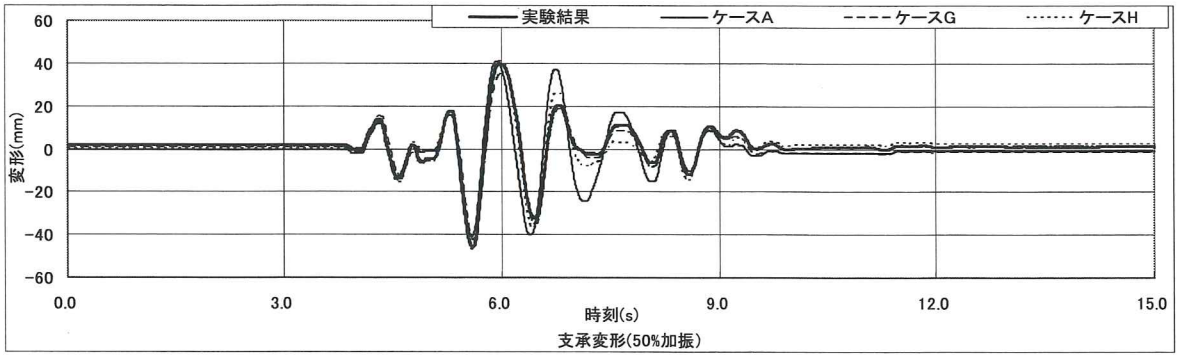


図-参 8.27　時刻歴波形の比較（ケース A, G, H　50%加振）

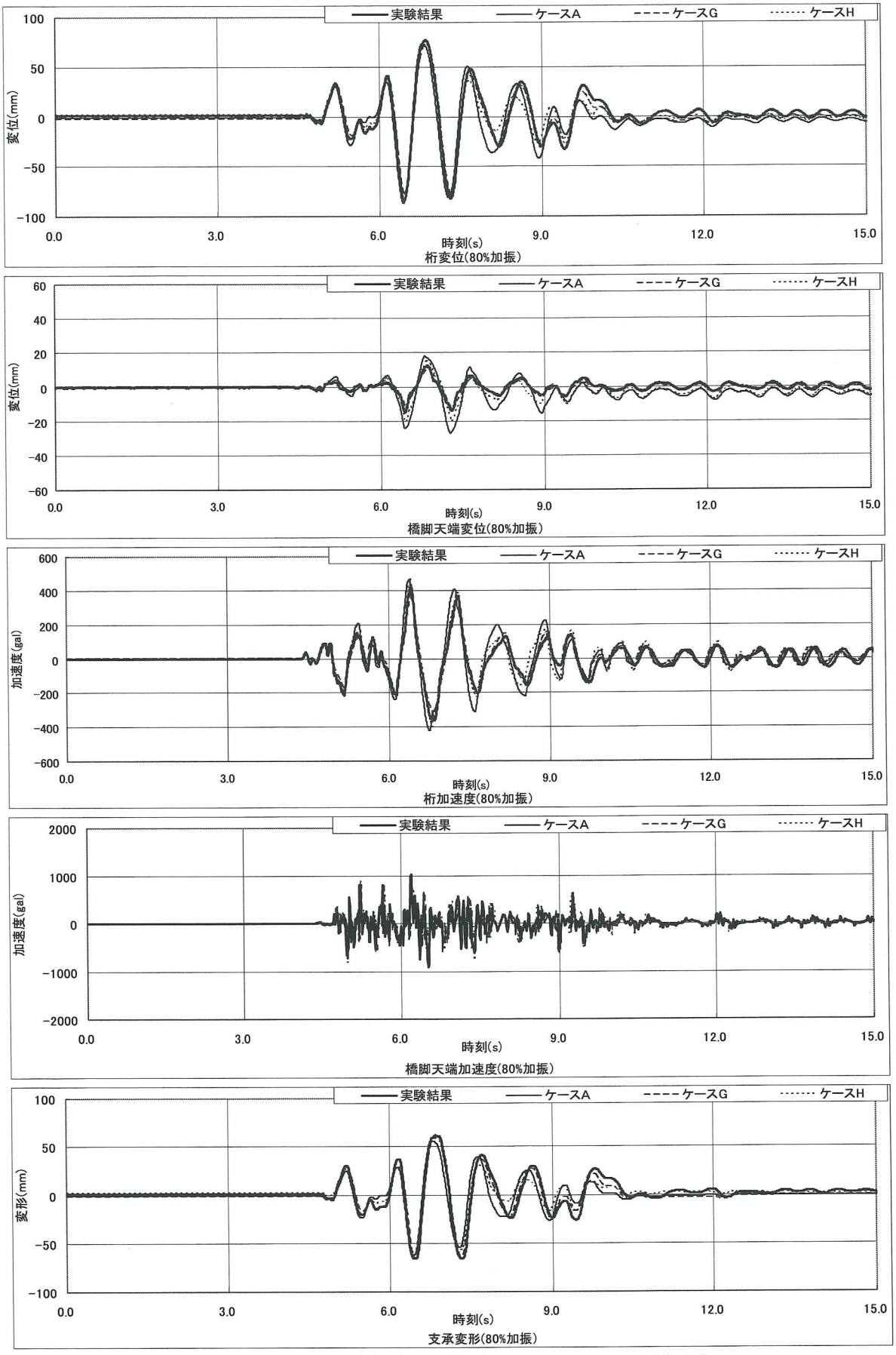
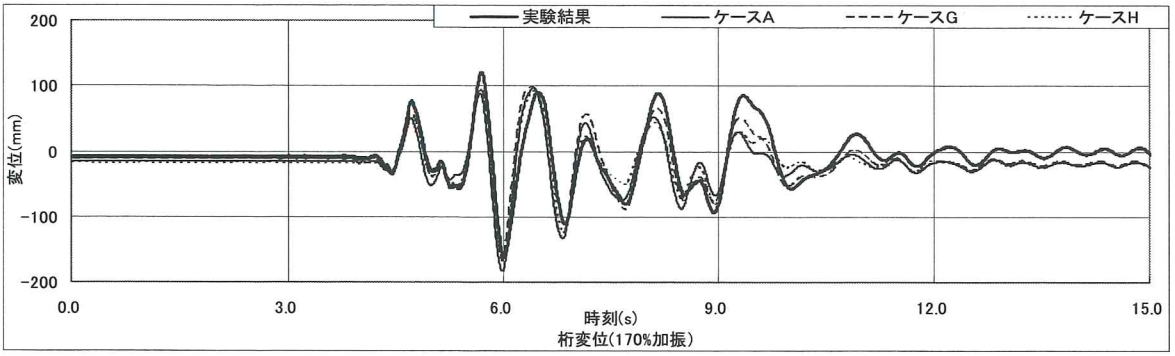
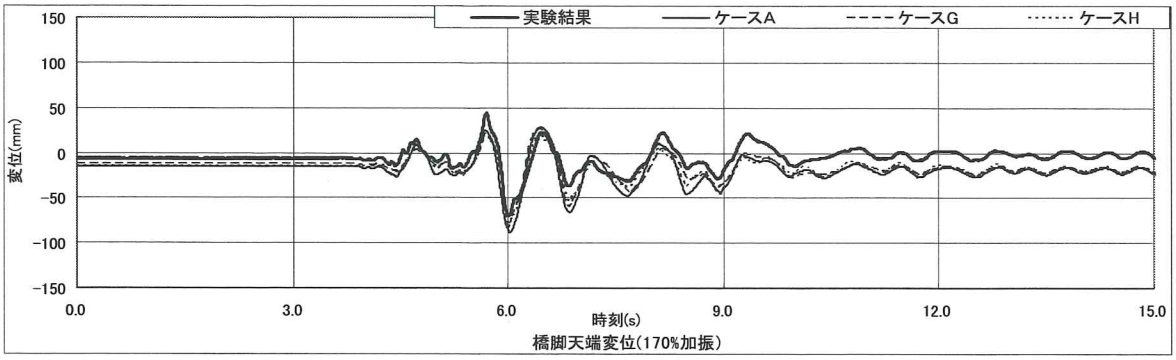
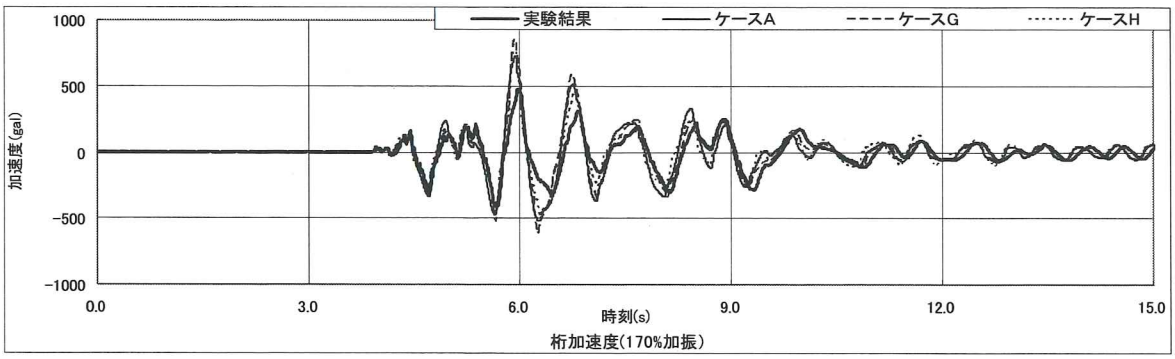
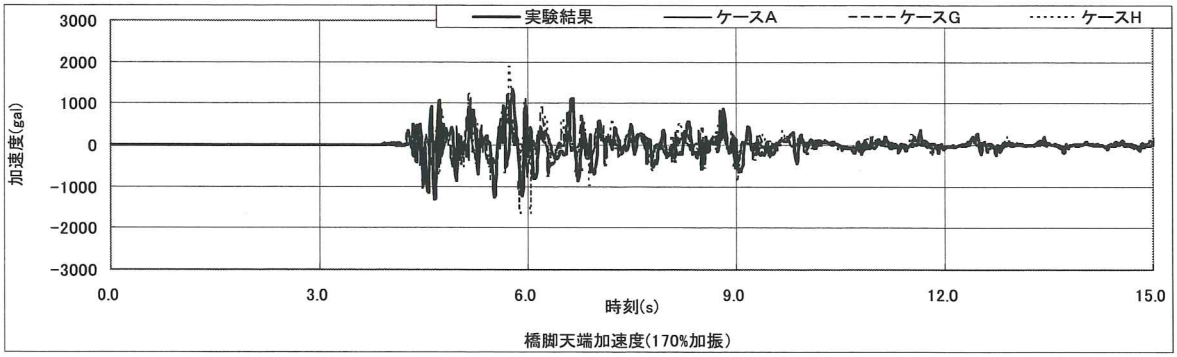


図-参 8.28　時刻歴波形の比較（ケース A, G, H　80%加振）









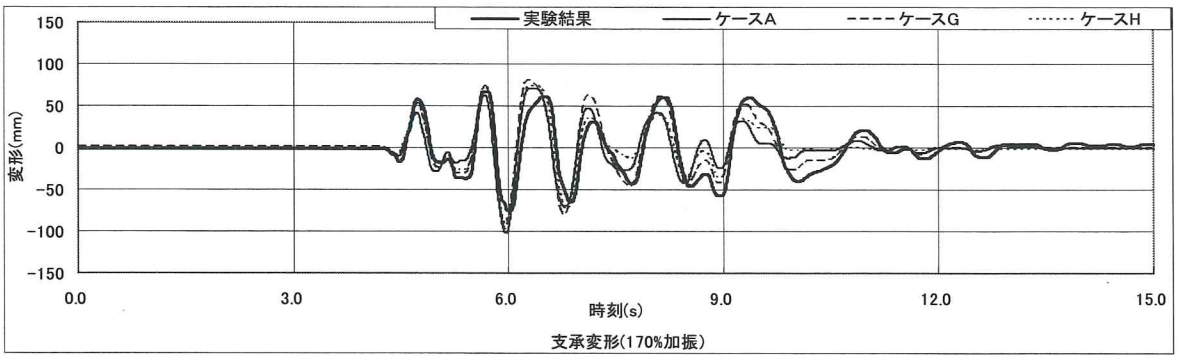


図-参 8.29　時刻歴波形の比較（ケース A, G, H　170%加振）

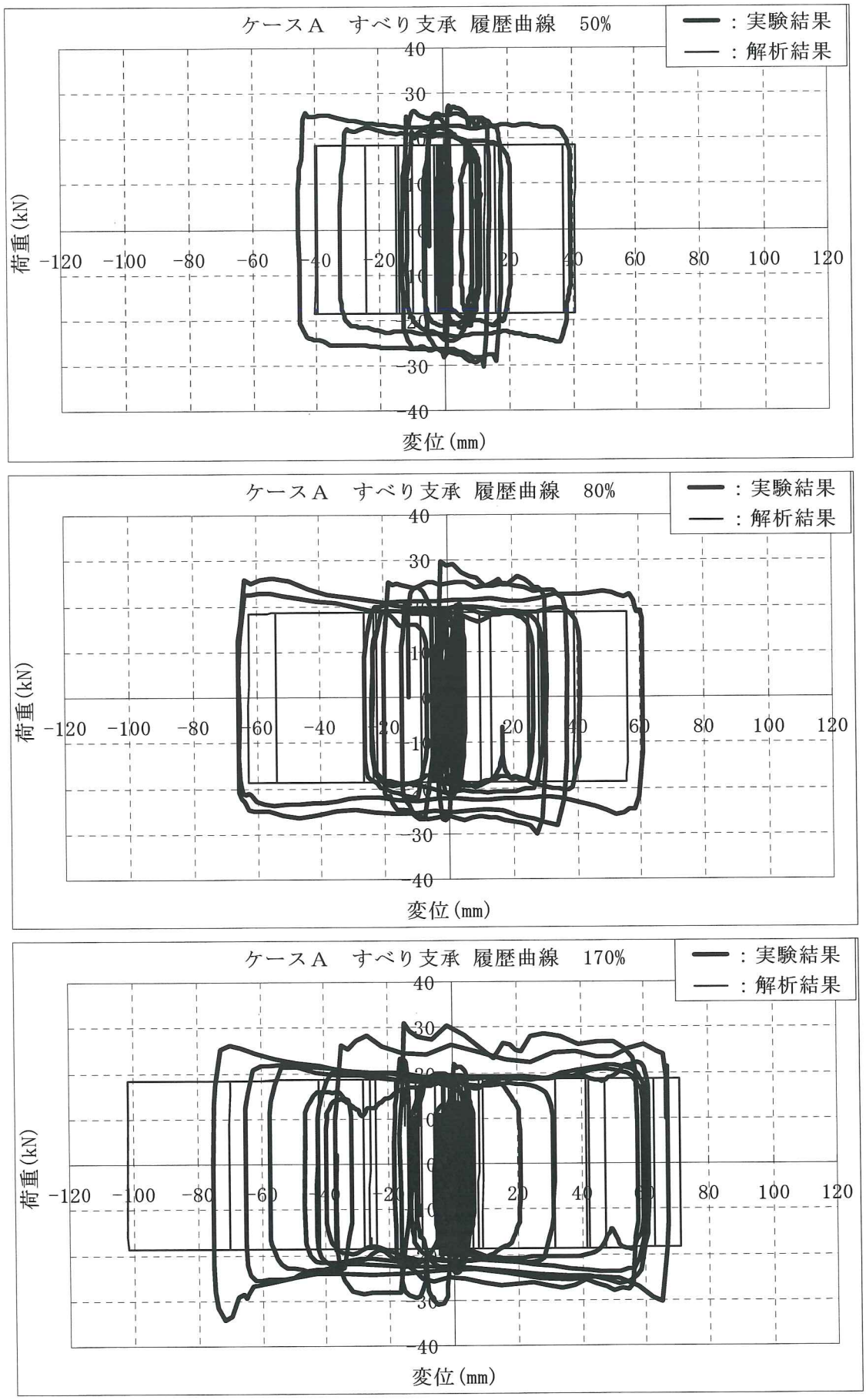
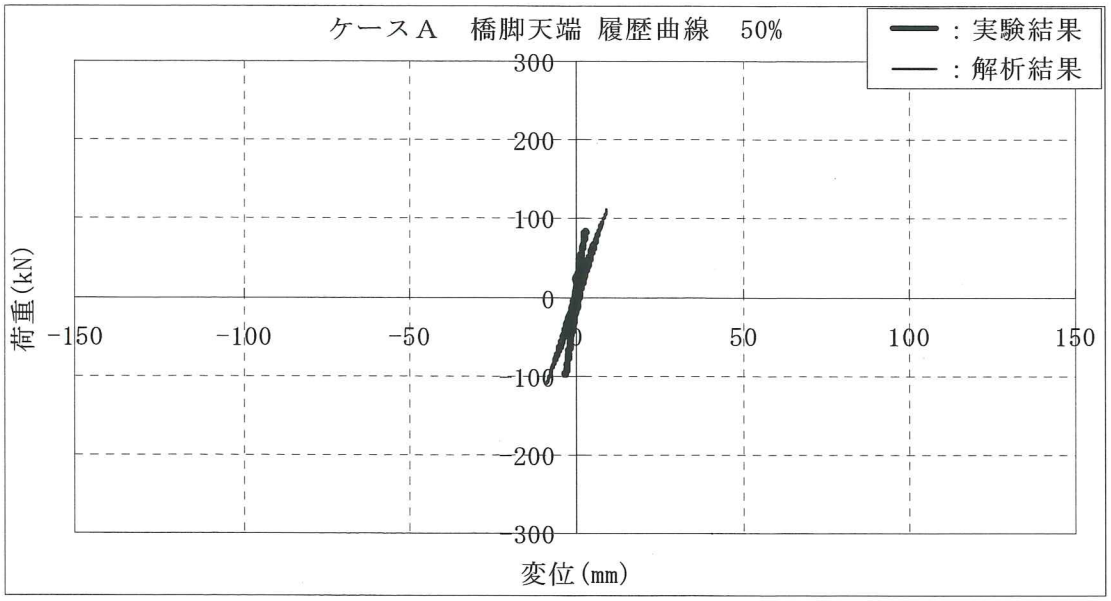
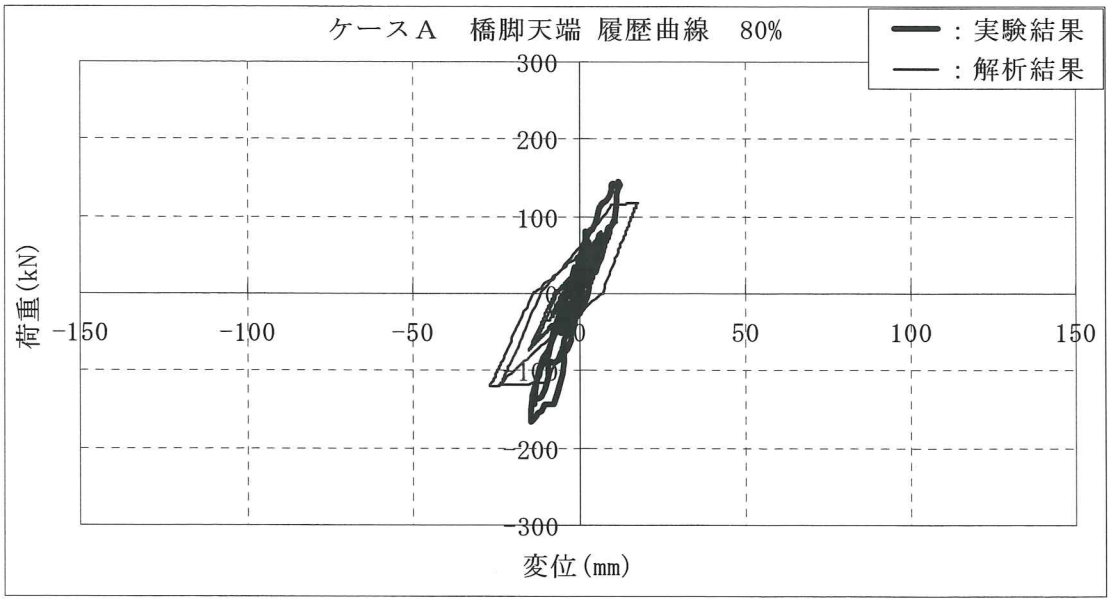


図-参 8.30　すべり系支承の履歴図の比較（ケース A）





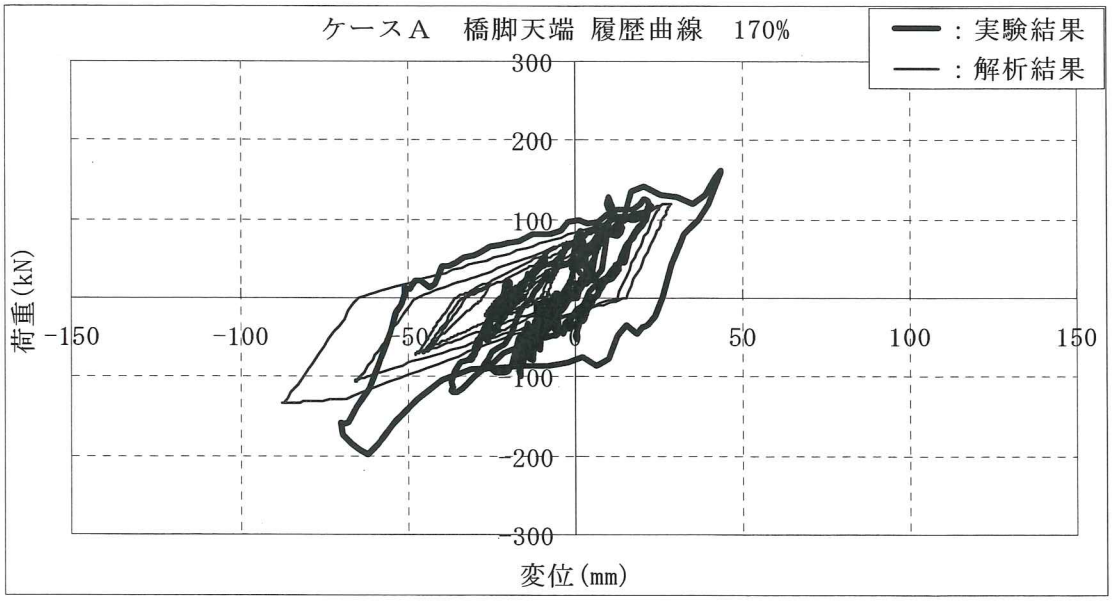
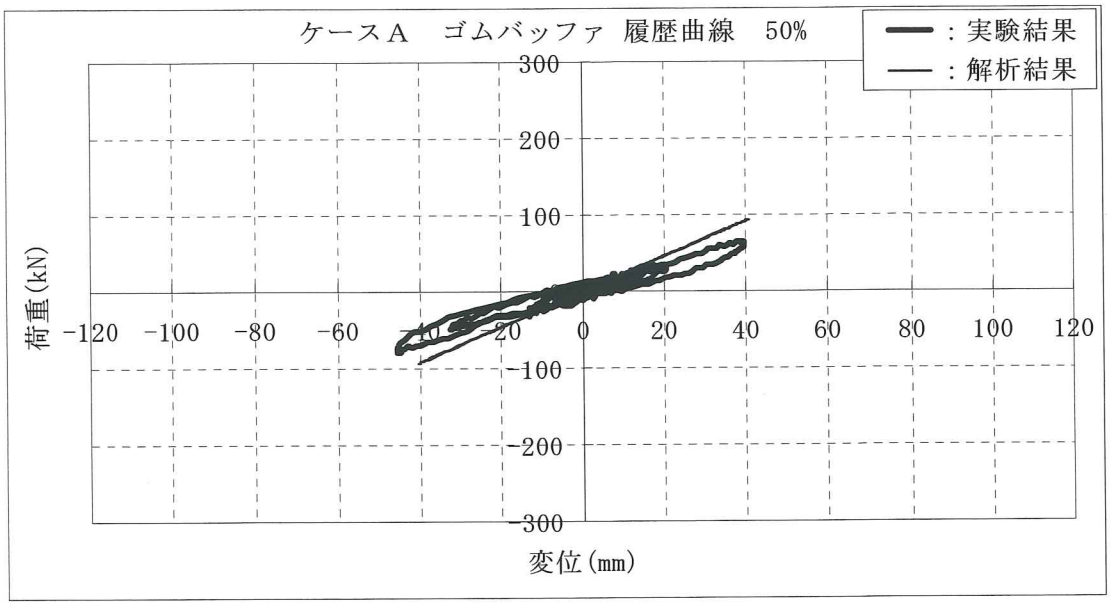
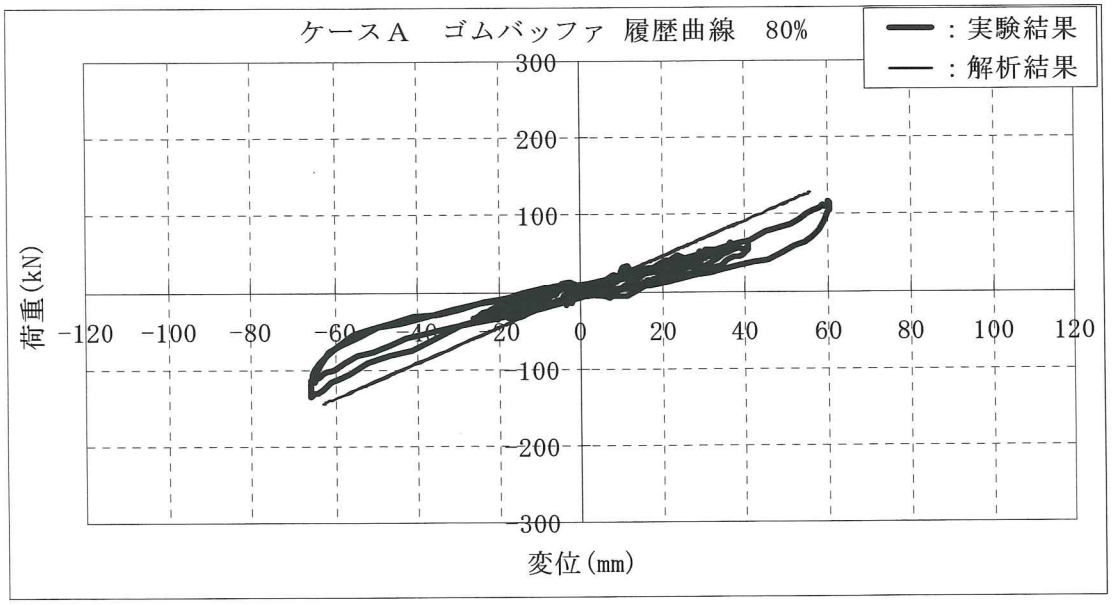


図-参 8.31　橋脚天端の履歴図の比較（ケース A）





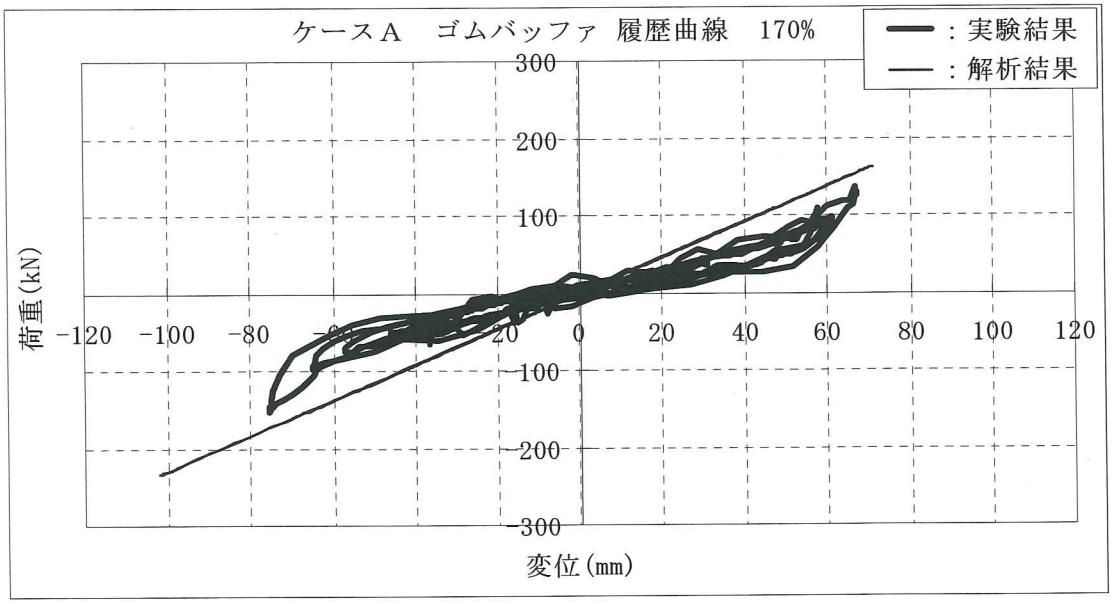
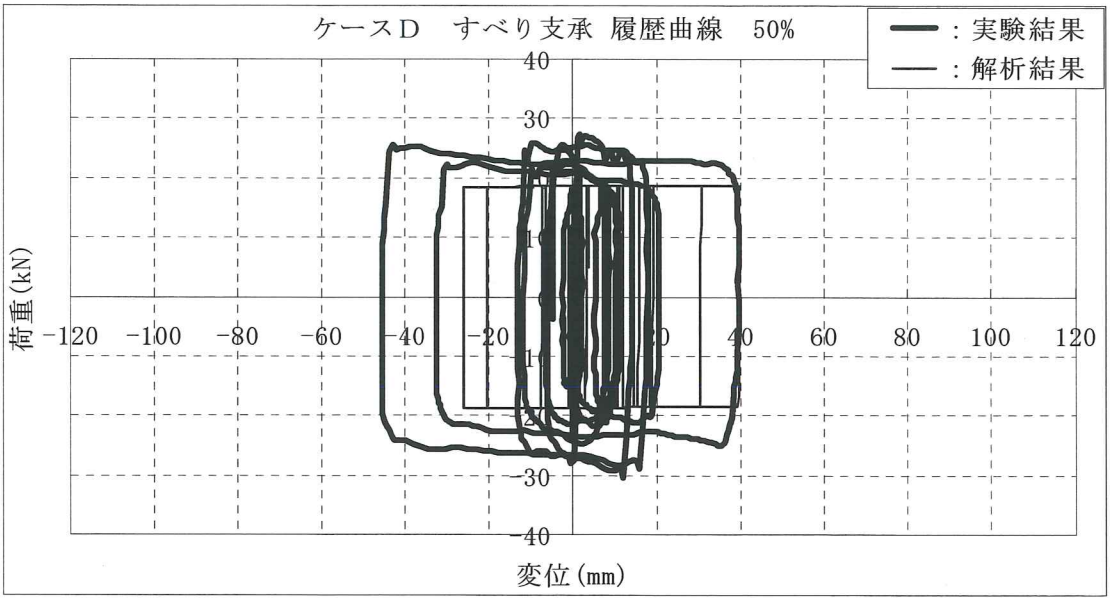
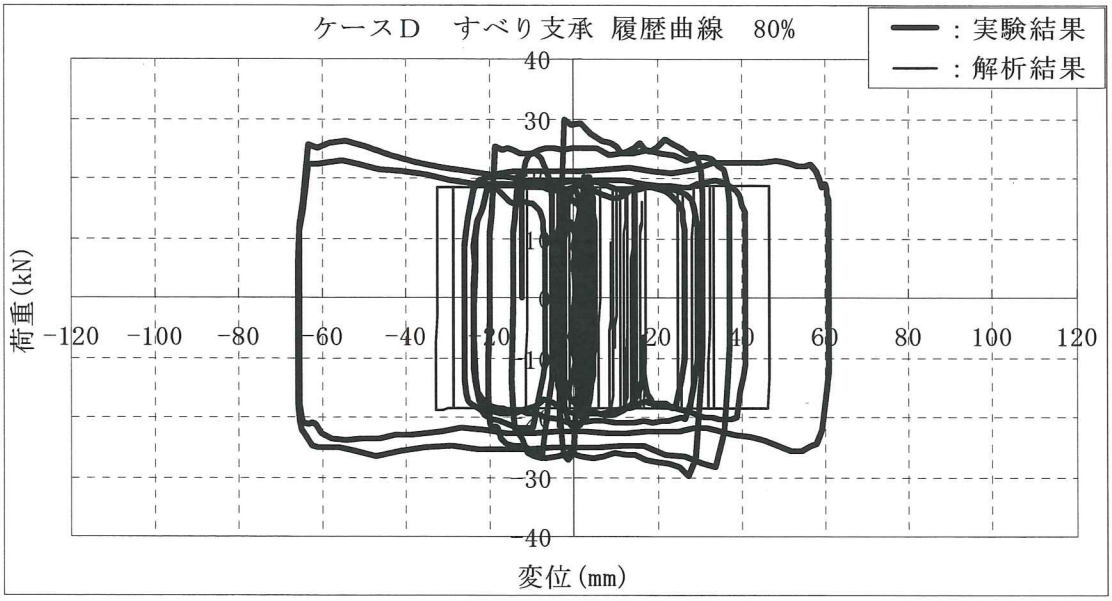


図-参 8.32　ゴムバッファの履歴図の比較（ケース A）





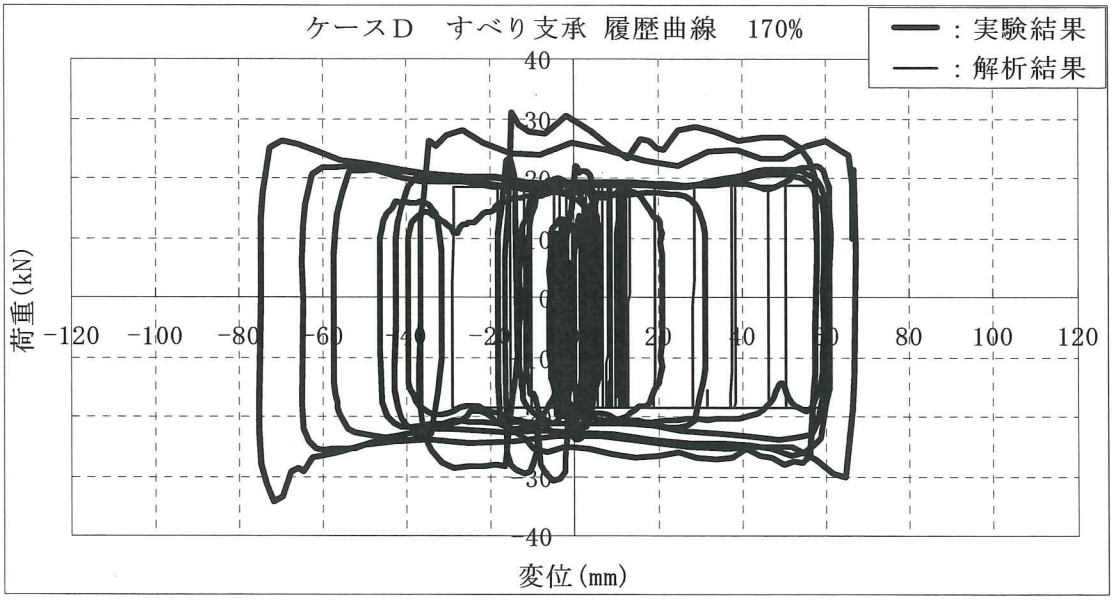
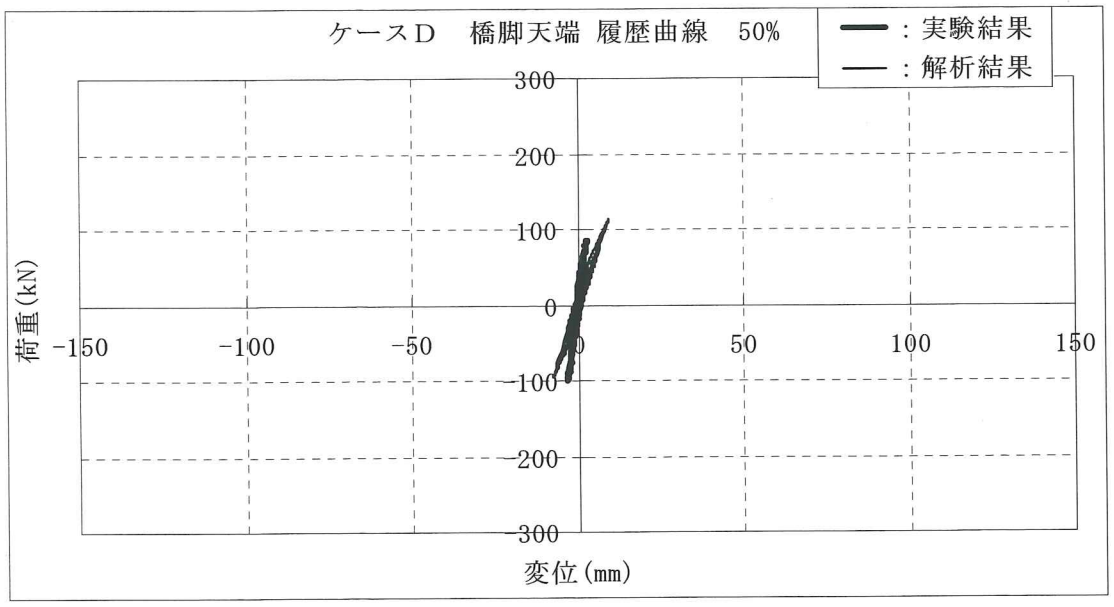
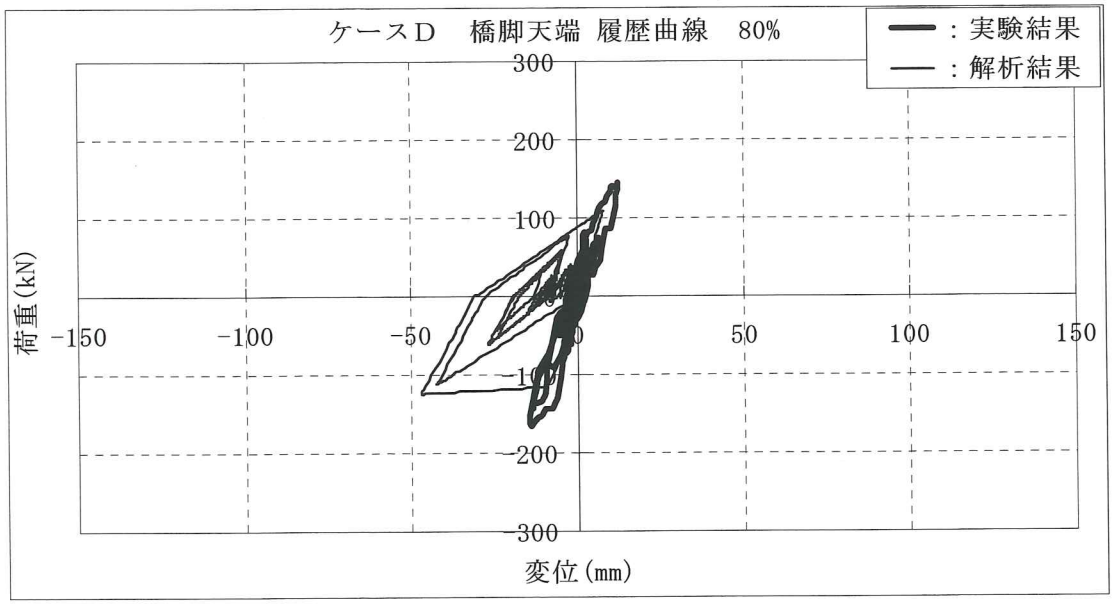


図-参 8.33　すべり系支承の履歴図の比較（ケースD）





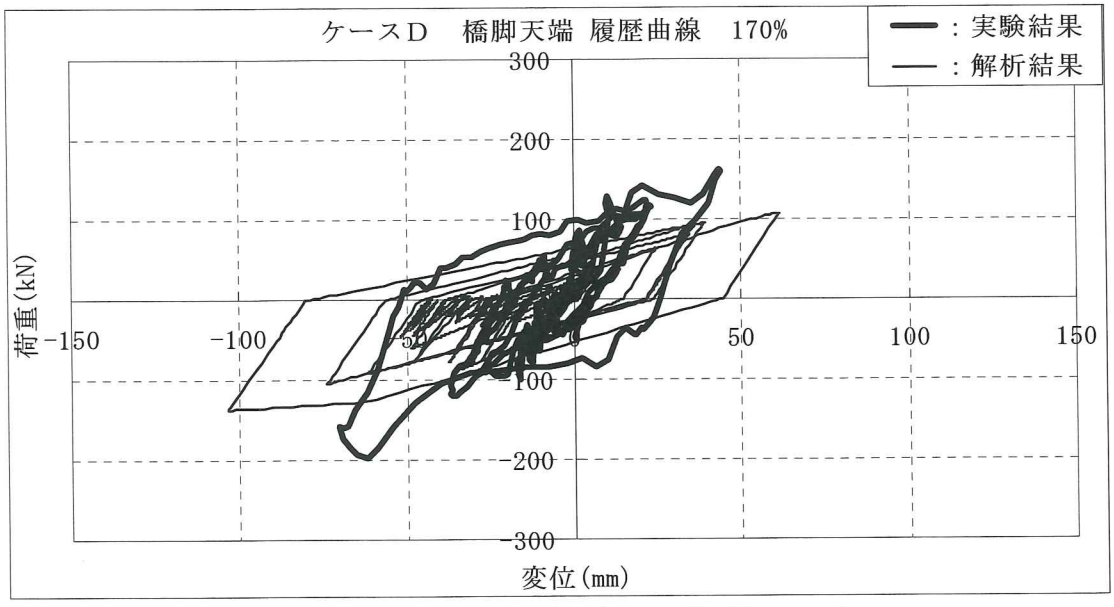
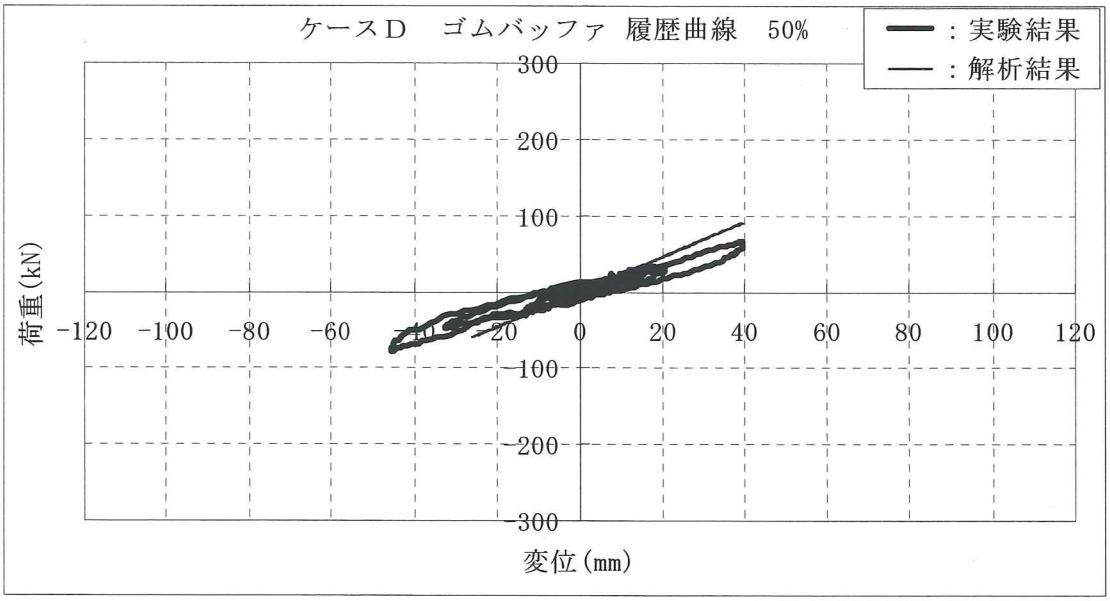
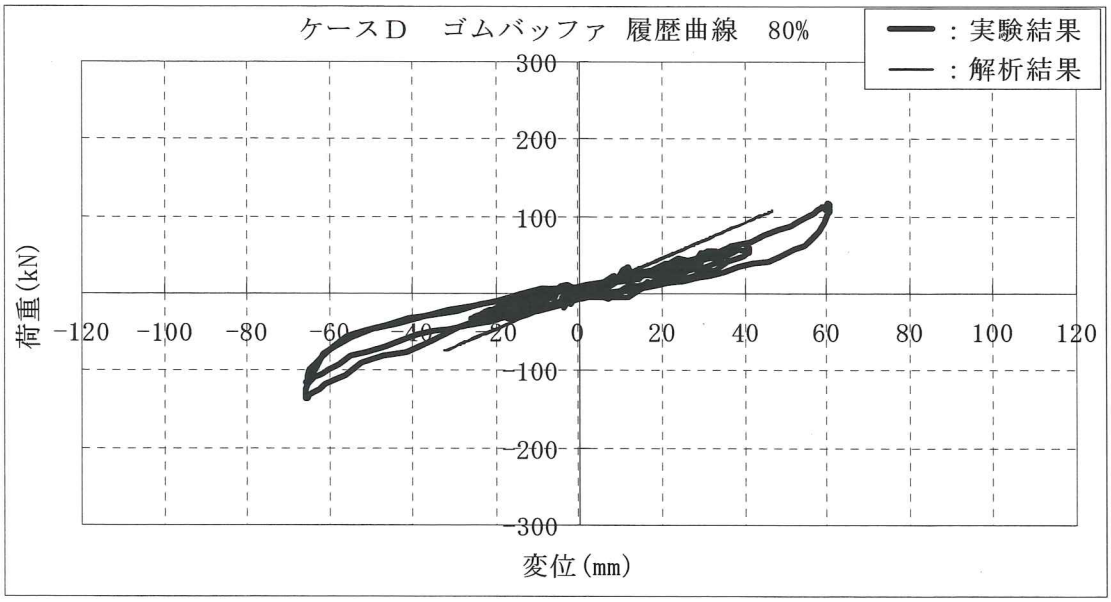


図-参 8.34　橋脚天端の履歴図の比較（ケース D）





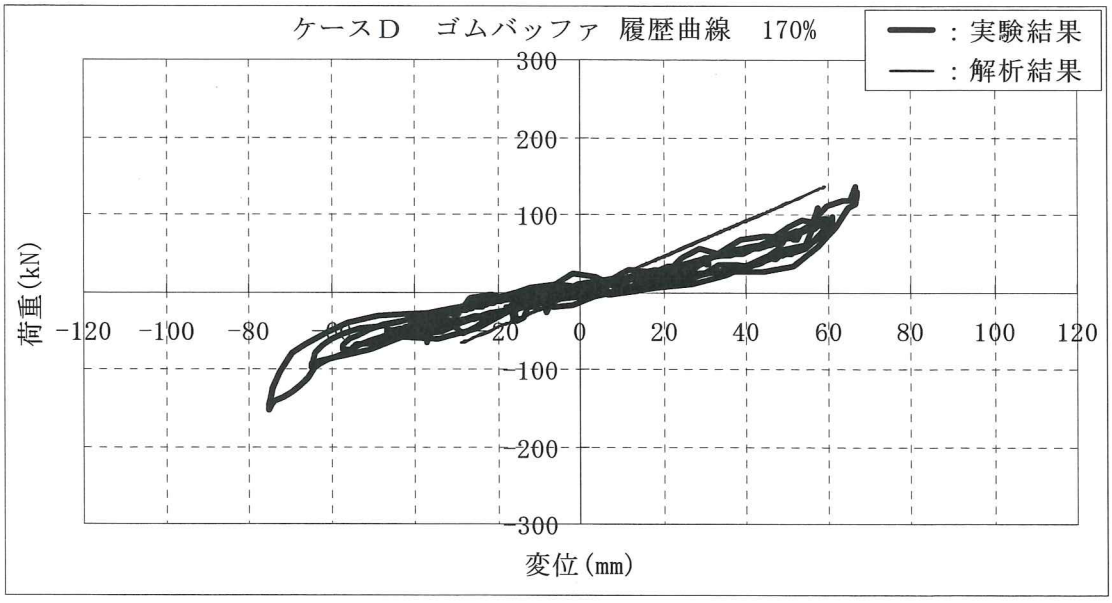
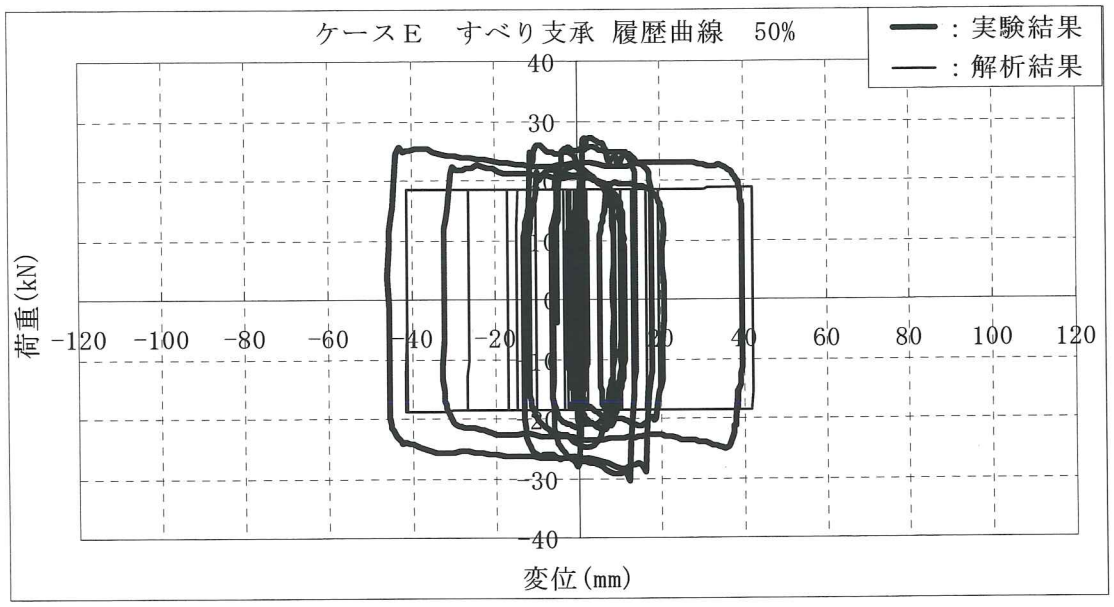
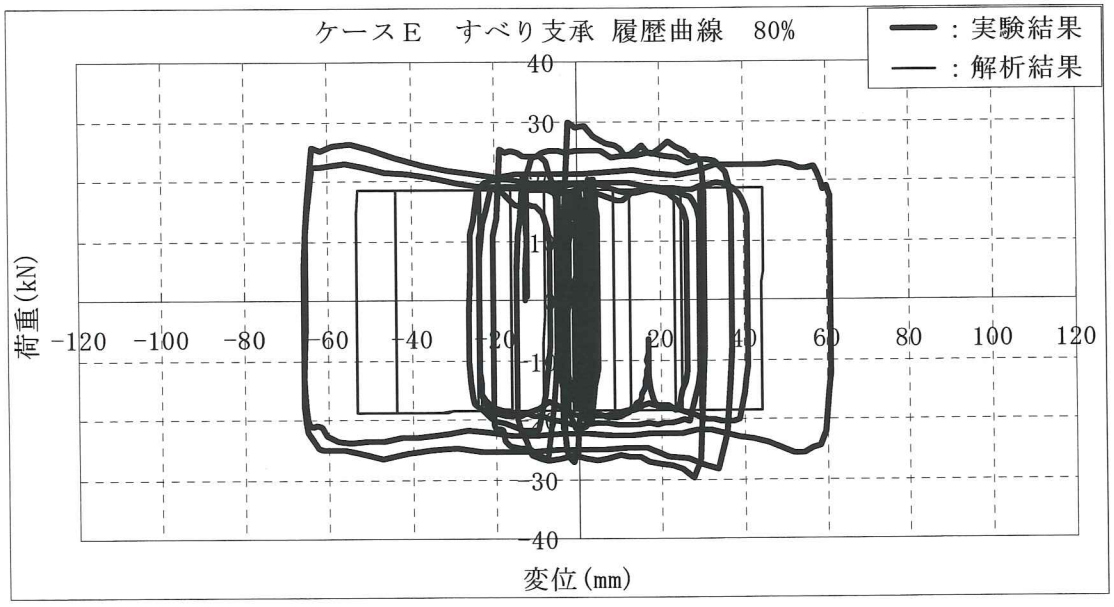


図-参 8.35　ゴムバッファの履歴図の比較（ケース D)





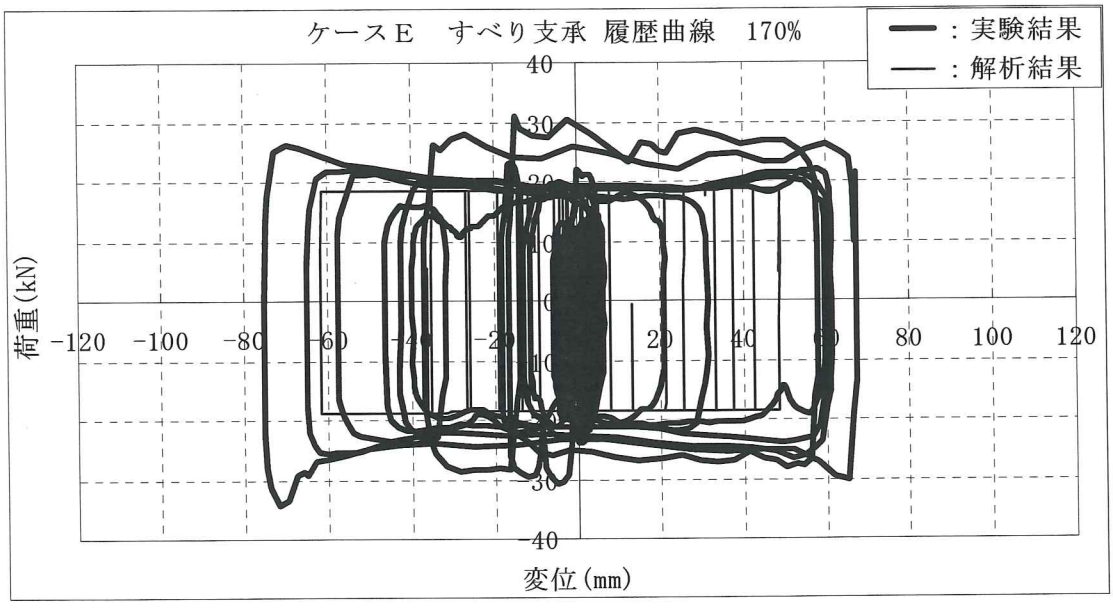
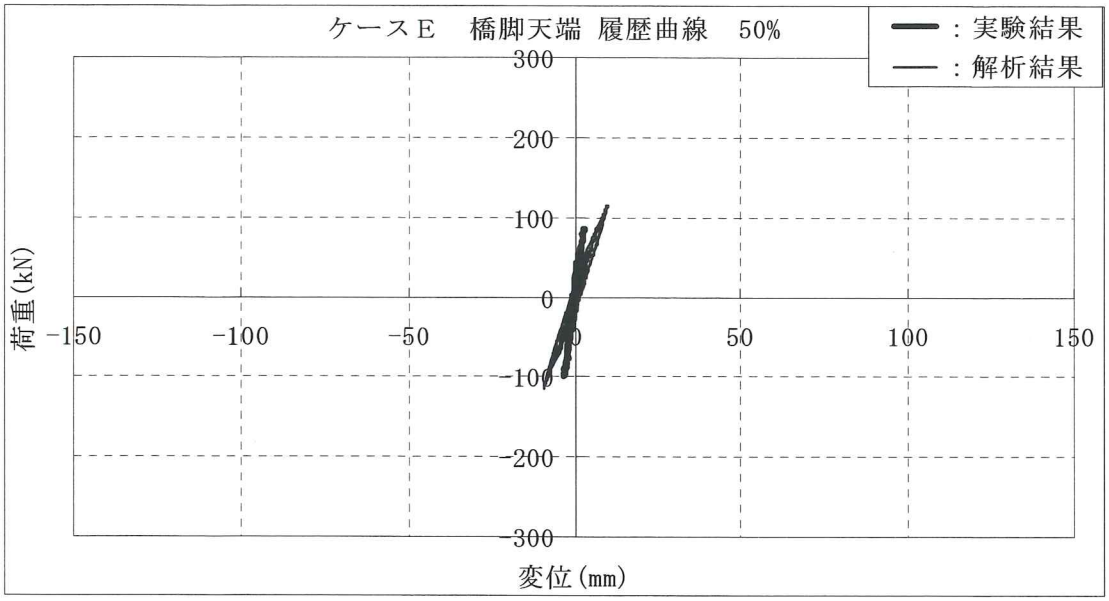
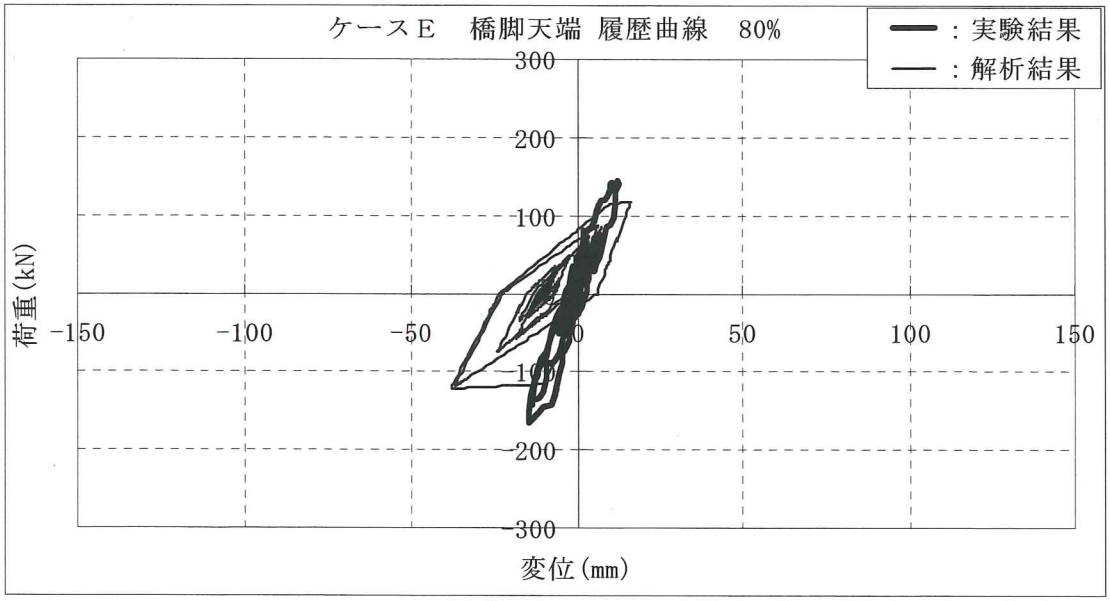


図-参 8.36　すべり系支承の履歴図の比較（ケースE）





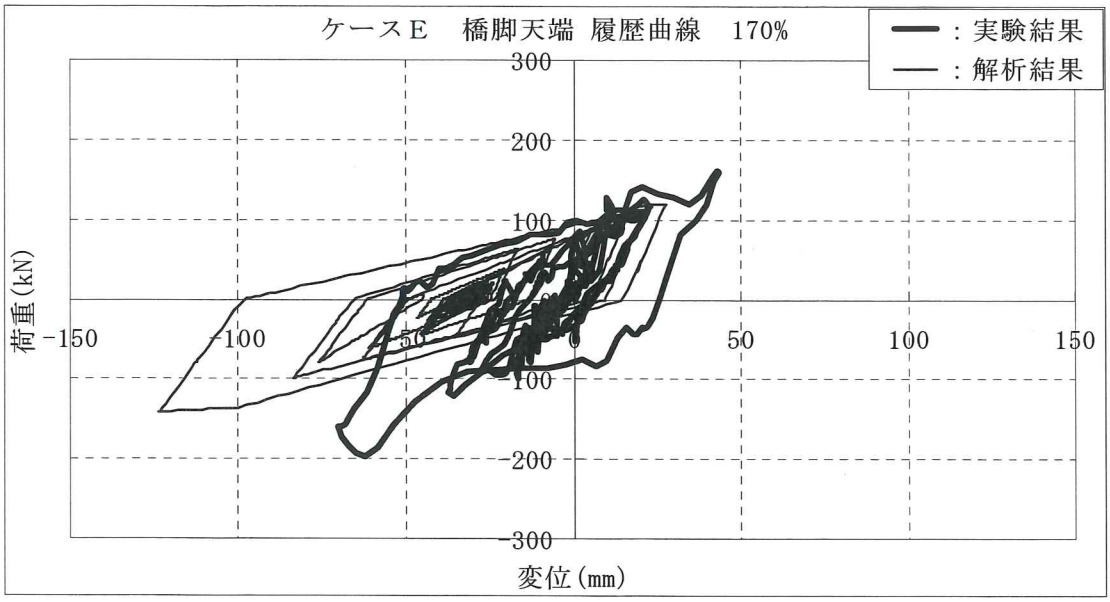
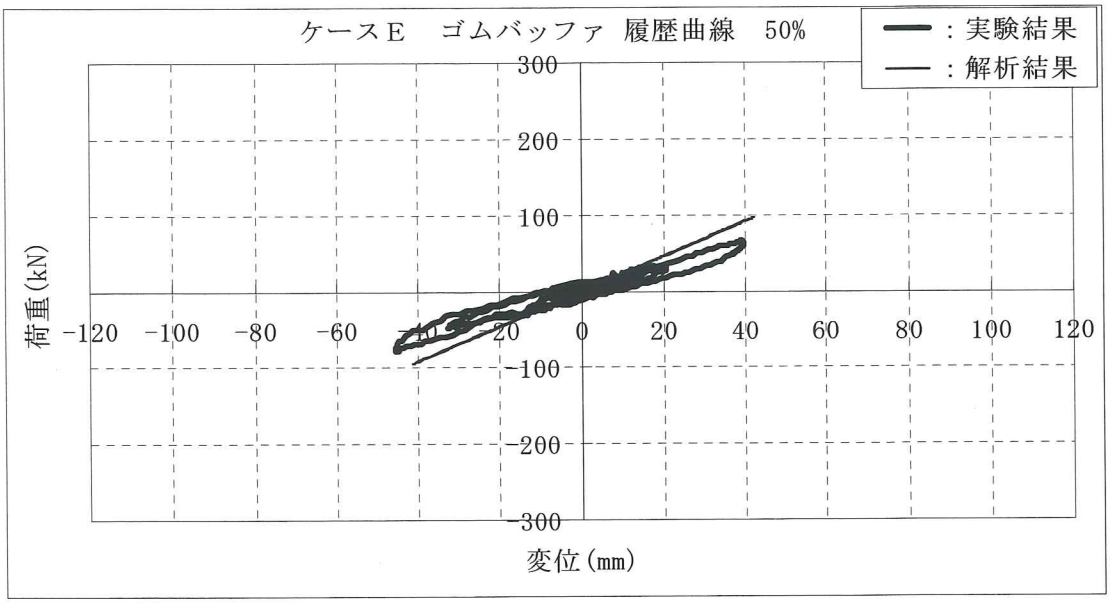
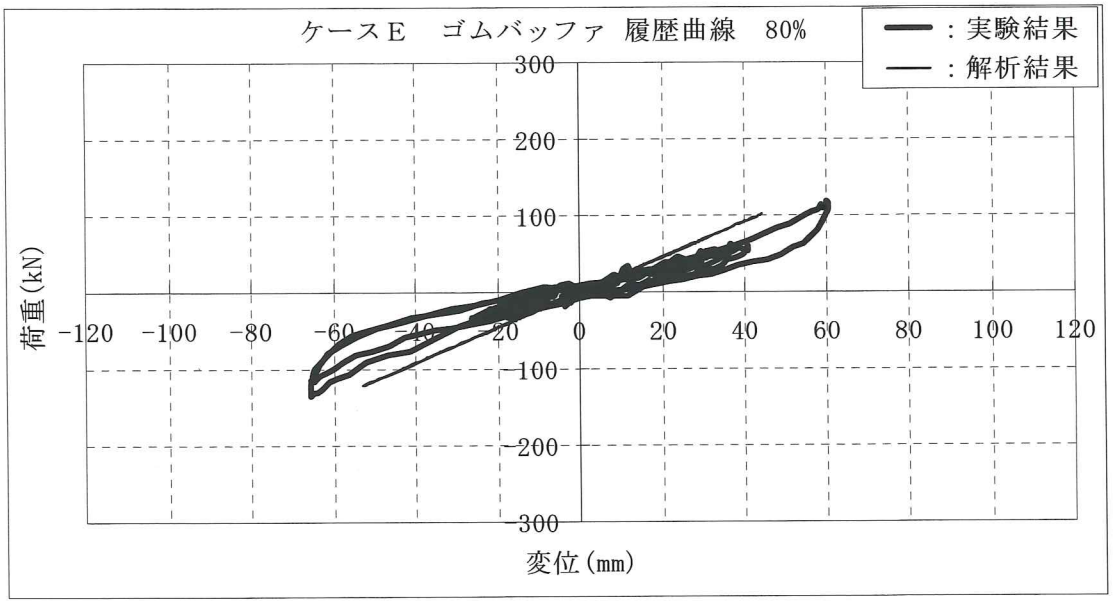


図-参 8.37　橋脚天端の履歴図の比較（ケース E)





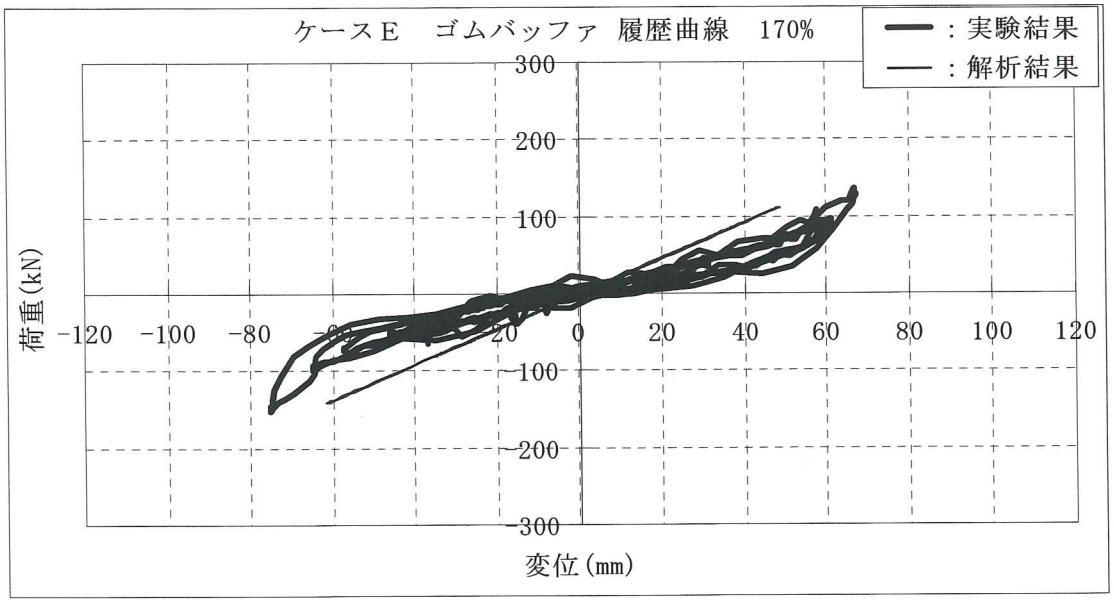
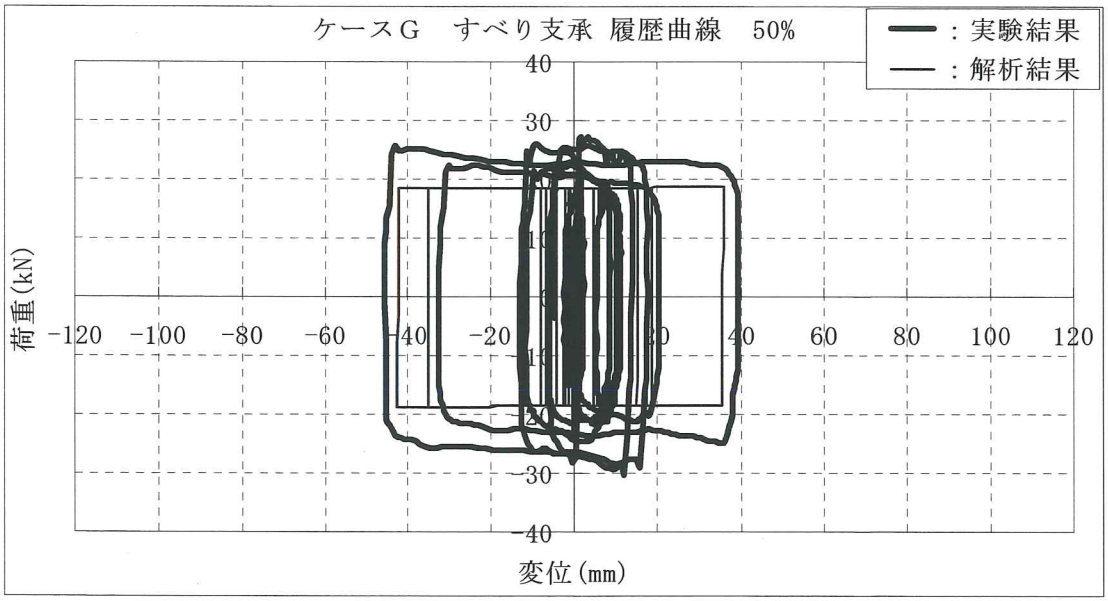
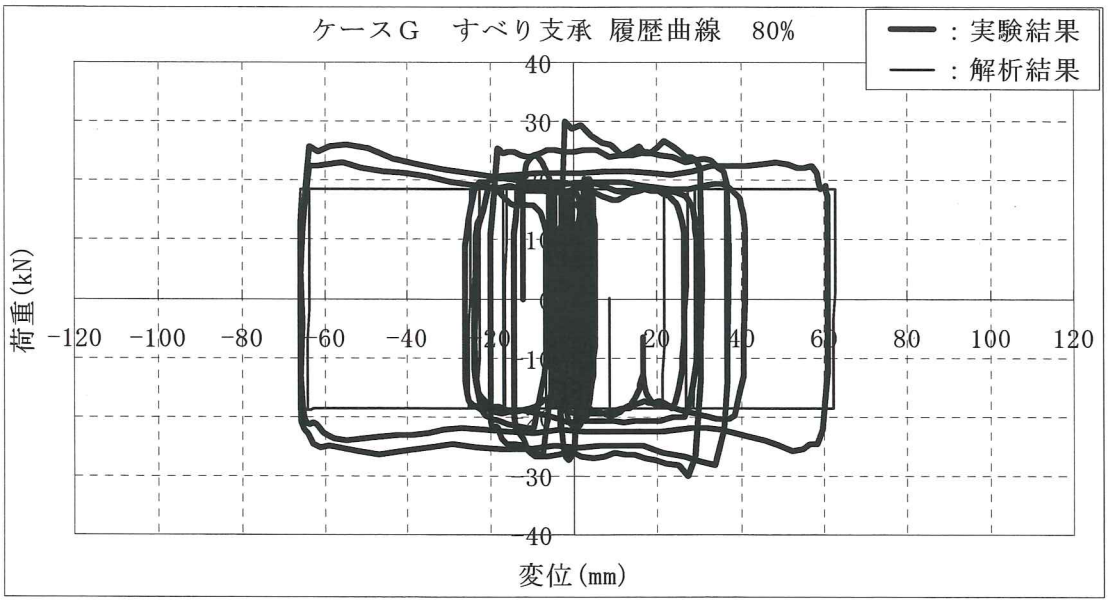


図-参 8.38　ゴムバッファの履歴図の比較（ケース E）





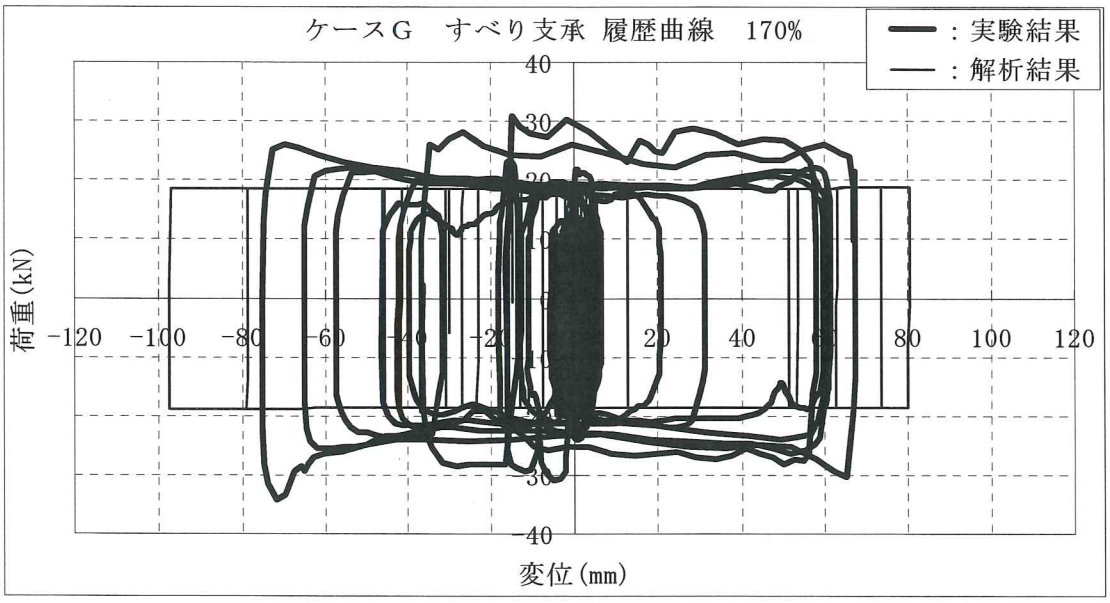
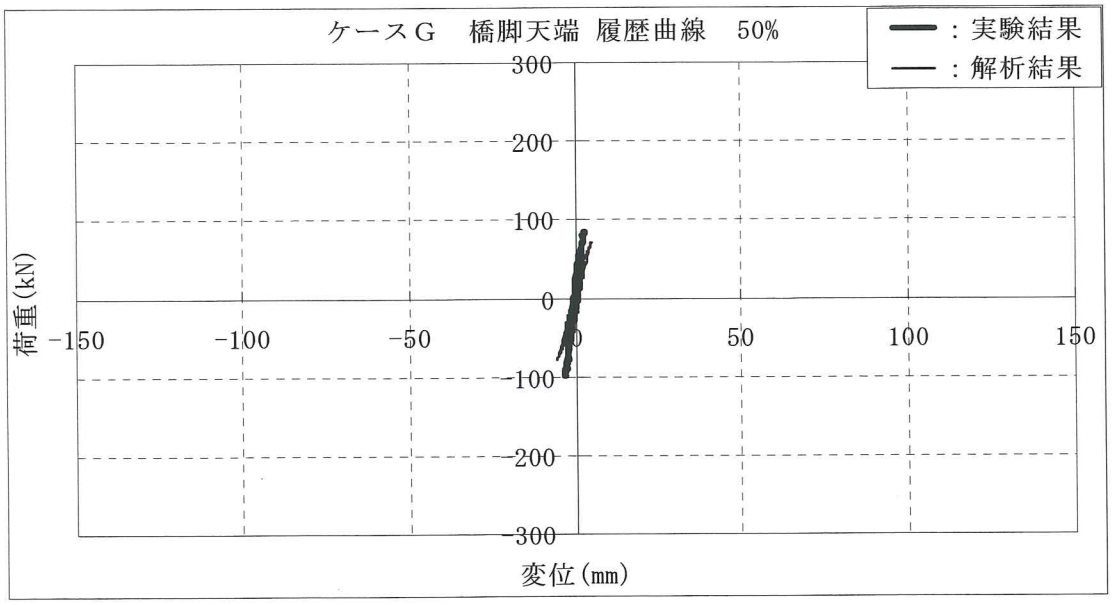
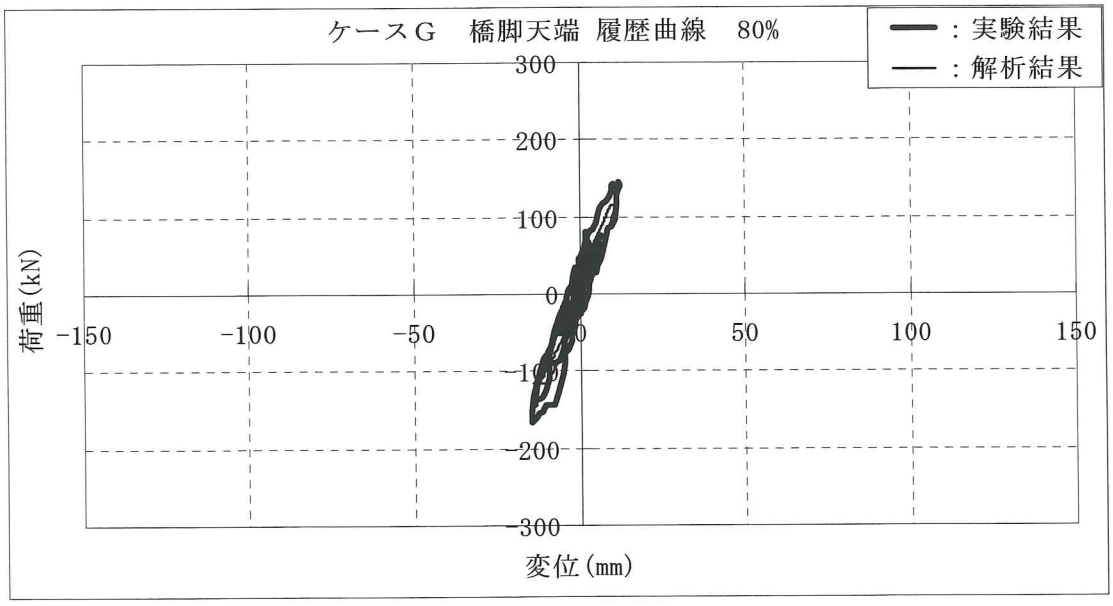


図-参 8.39　すべり系支承の履歴図の比較（ケースＧ）





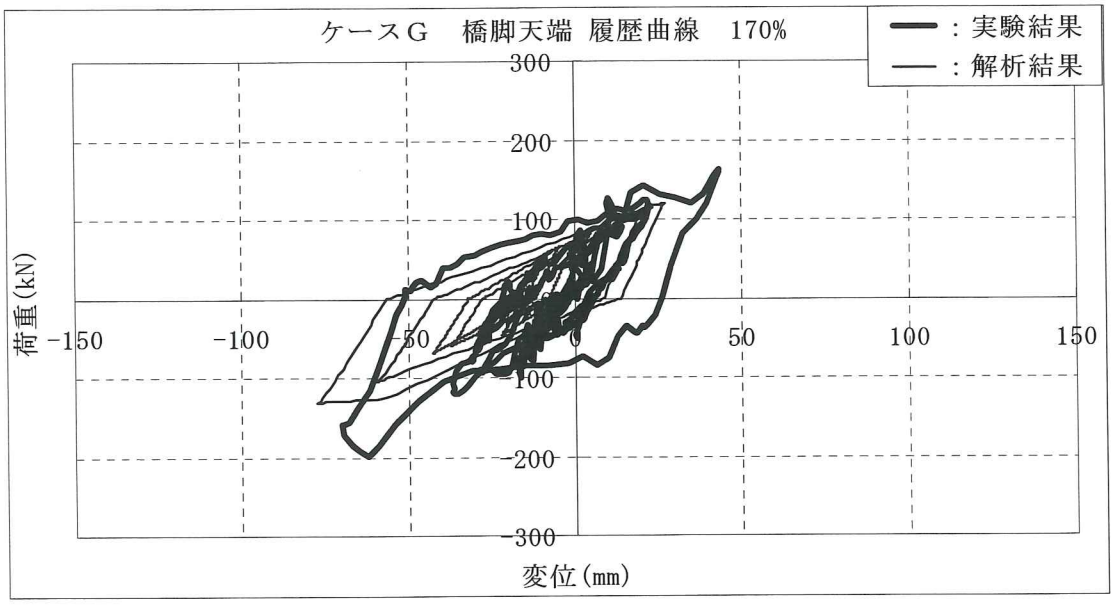
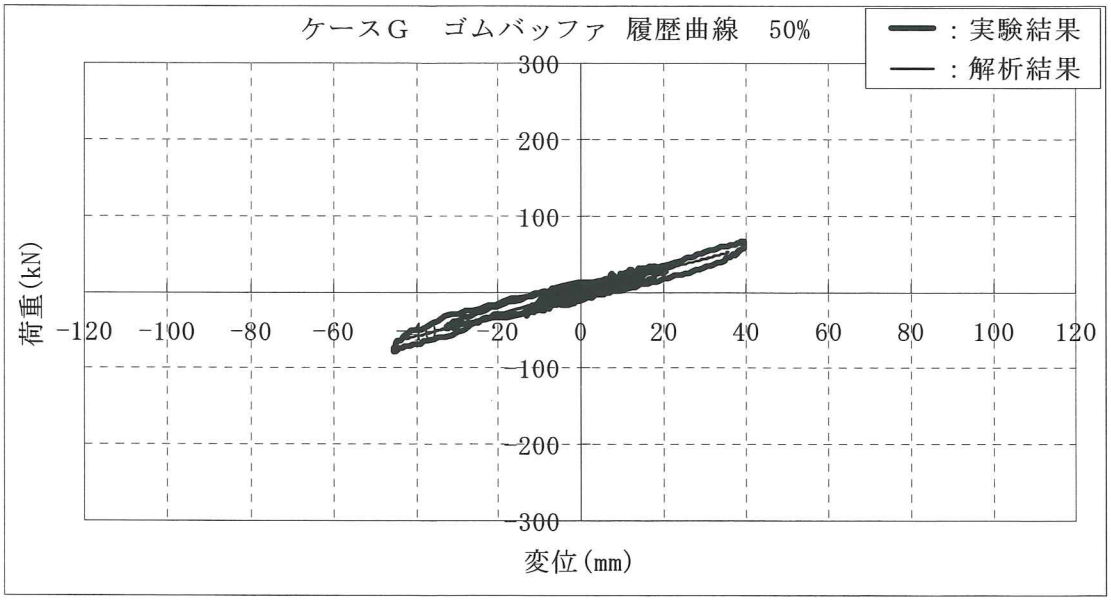
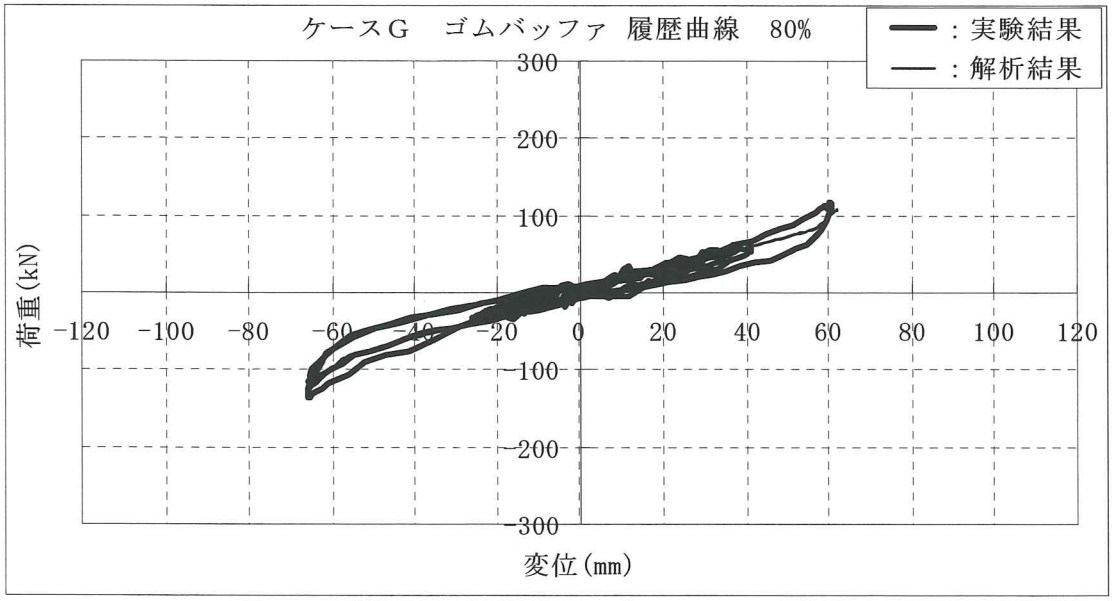


図-参 8.40　橋脚天端の履歴図の比較（ケースＧ）





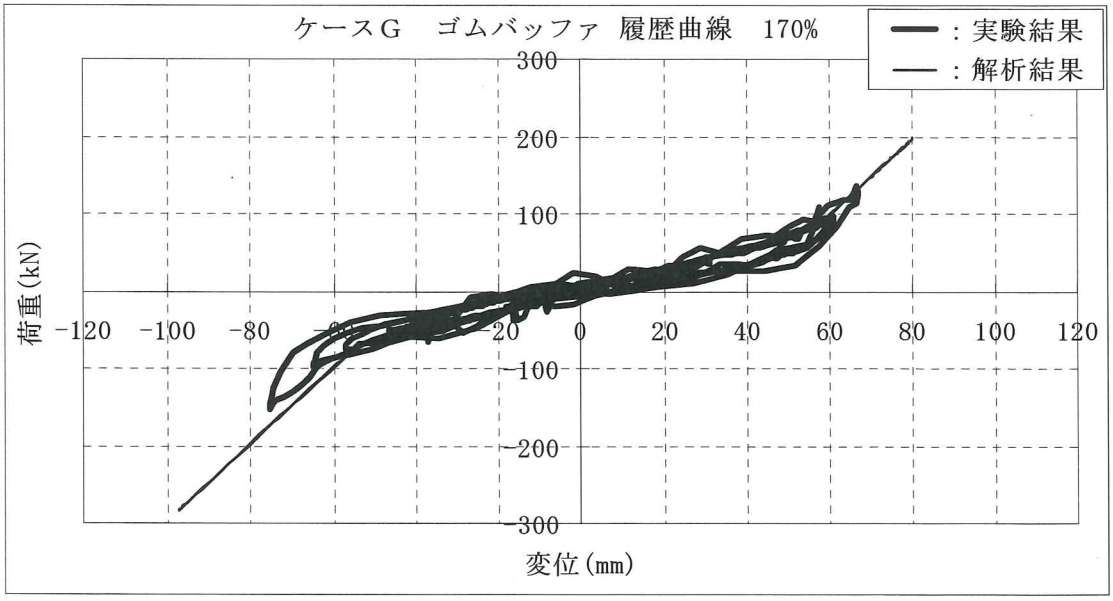
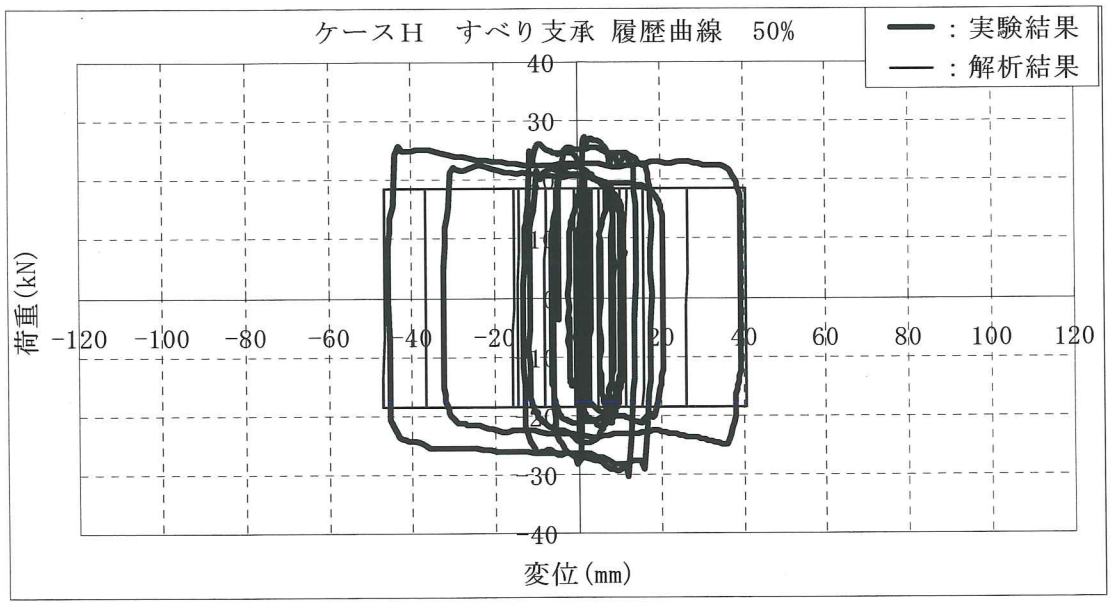
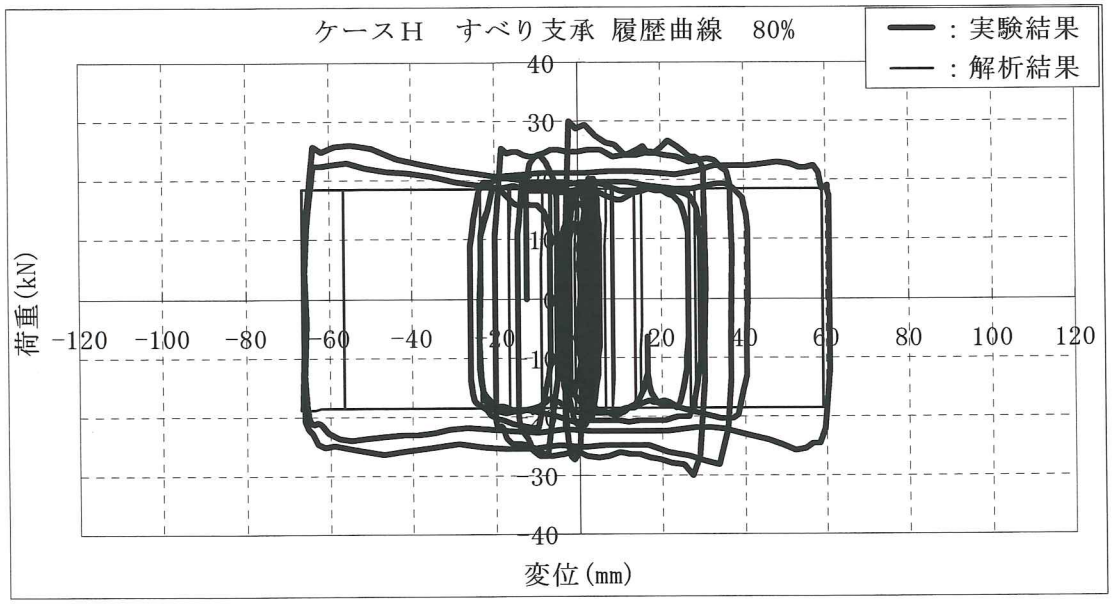


図-参 8.41　ゴムバッファの履歴図の比較（ケースＧ）





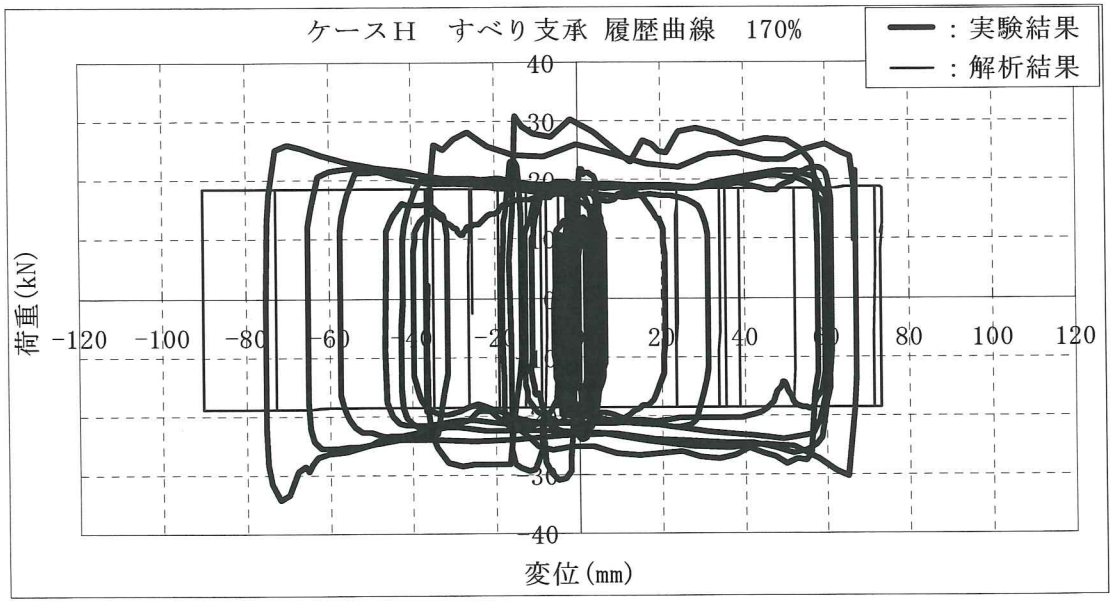
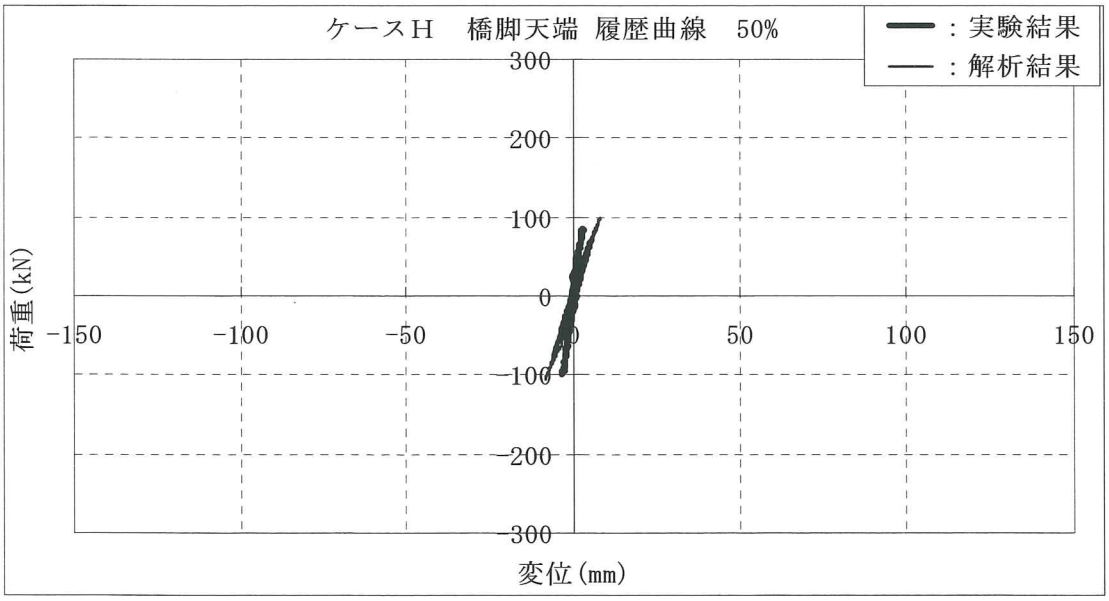
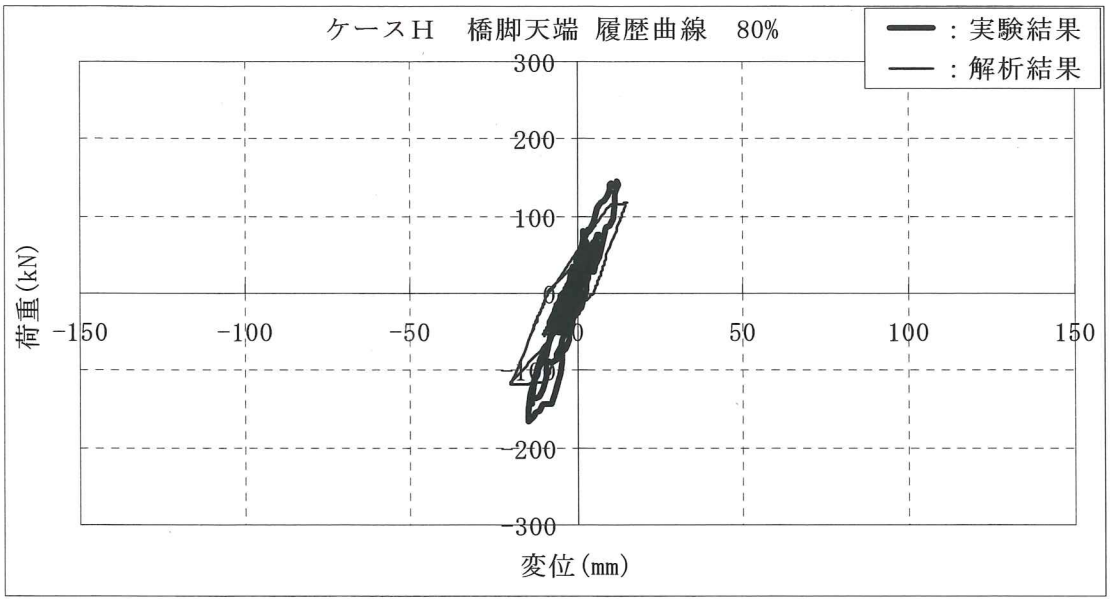


図-参 8.42　すべり系支承の履歴図の比較（ケース H）





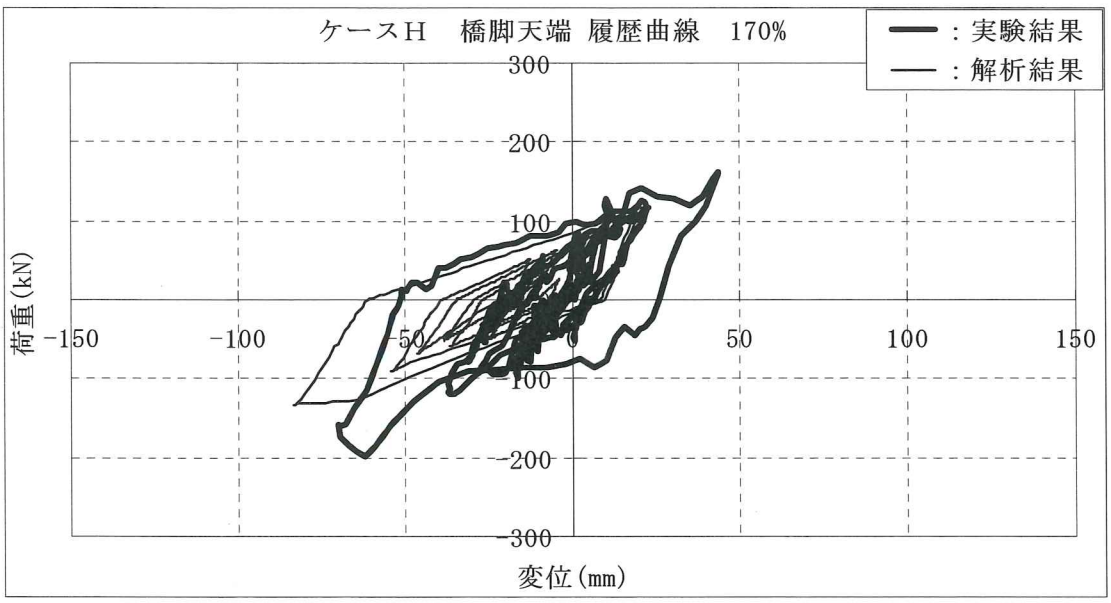
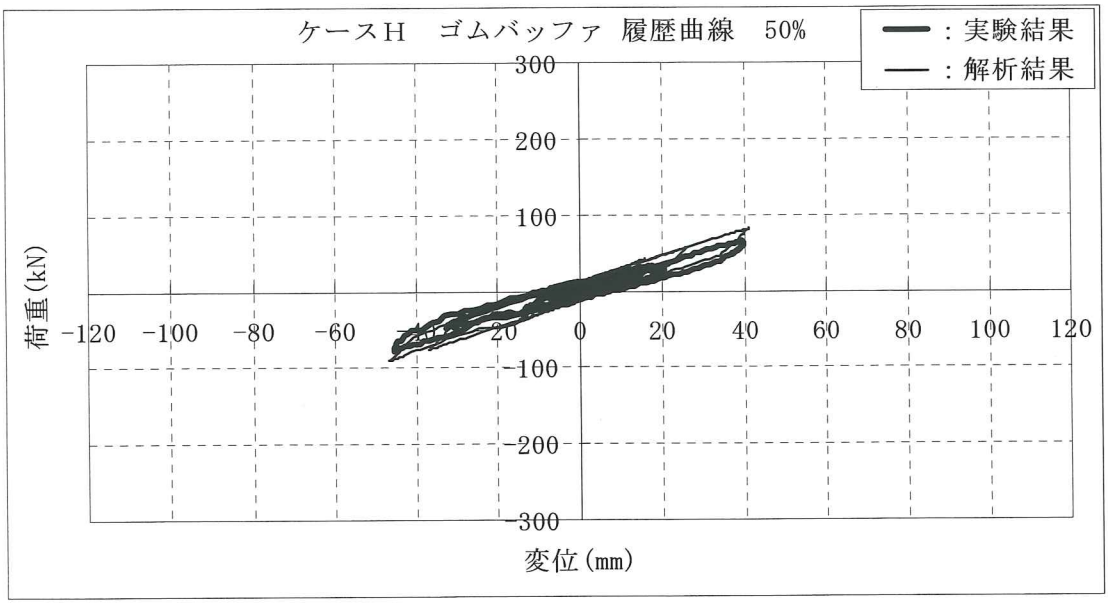
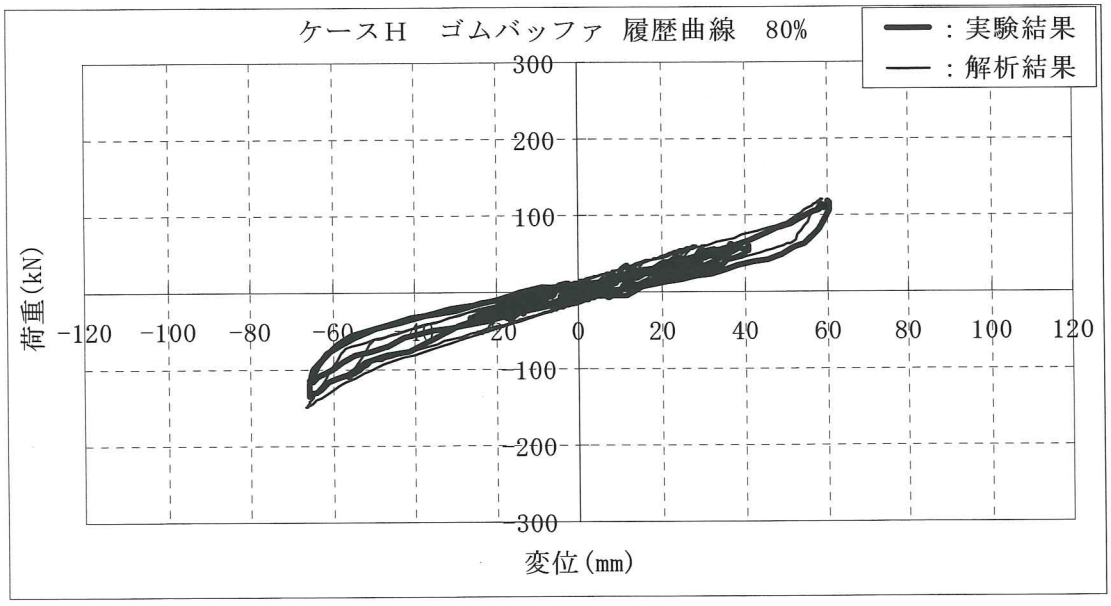


図-参 8.43　橋脚天端の履歴図の比較（ケース H）





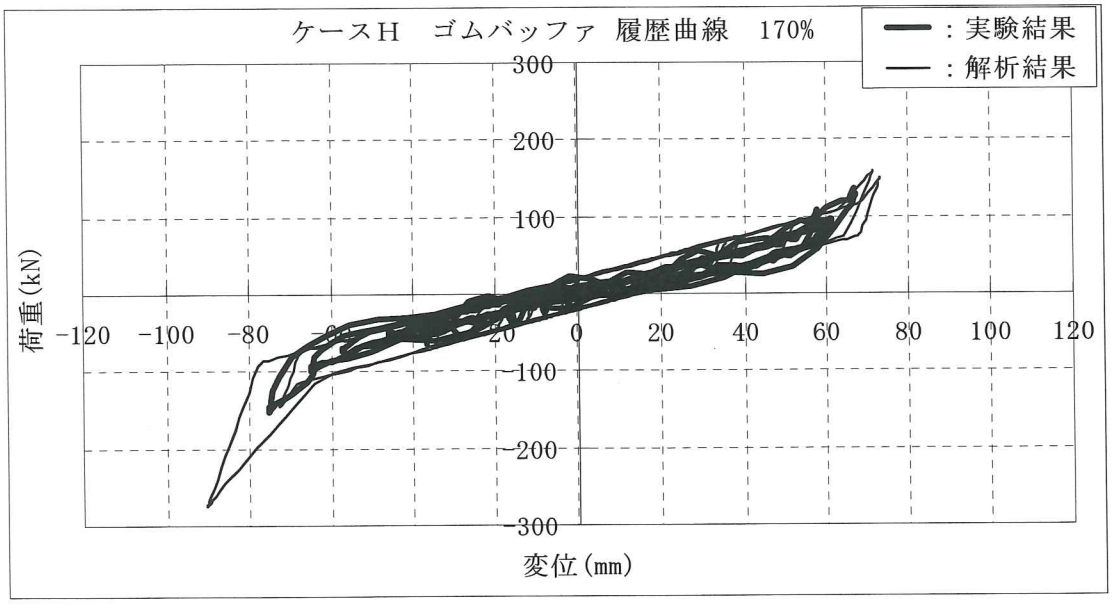


図-参 8.44　ゴムバッファの履歴図の比較（ケース H）

8.5 まとめ

以上の振動台実験並びにそのトレース解析結果をまとめると以下の通りとなる。

(1) 振動台実験

- すべり系支承と鉄筋コンクリート橋脚を有する免震橋梁模型の振動台実験により，想定通りすべり系支承においてすべり挙動が生じるとともに，ゴムバッファとの相互作用により鉄筋コンクリート橋脚部においても塑性挙動が確認された。
- 地盤位置の加速度は，橋桁位置においては約70%に低減され，すべり系支承による免震効果が確認された。
- 橋脚の塑性化に伴い，支承部の鉛直荷重が変動し，これが橋全体に及ぼす影響が考えられたが，橋脚の塑性化の有無にかかわらず，すべり摩擦は安定して得られた。
- 設計の観点から主に着目する加振対象は 80%加振～110%加振としたが，設計想定外に相当する140%加振～170%加振の場合には支承部の変位は頭打ちになり橋脚の塑性化のみが進展したが安定した挙動が得られた。

(2) トレース解析

- 本マニュアル(案)で提案する解析モデルを用いて振動台実験から得られた応答値のトレース解析を行った結果，ばらつきはあるものの支承及び橋脚の応答を概ね再現することができた。
- 減衰モデルについては，いくつかのモデルがあり，それによって実験結果と解析結果の整合性も異なってくるが，今回の振動台実験結果を概ね再現できるモデルとしては，ひずみエネルギー比例型減衰，要素別剛性比例型減衰，あるいは，要素別Rayleigh型減衰を用いることができると考えられる。

参考資料-9　すべり系支承を有する免震橋梁の試設計例

すべり系支承を有する免震橋梁の試設計例を以下に示す。本試設計例では，すべり系支承の材料及びゴムバッファの組み合わせとして表-参 9.1 に示す 3 種類を想定し，それぞれについて設計計算を行った。なお，本試設計例はあくまで仮定した条件下において本マニュアル(案)で提案する設計計算の手順や方法を示すことを目的としており，支承形状及び下部構造形状，配筋等は，経済性や耐震性において必ずしも最適な設計とはなっていない点に注意していただきたい。

【試設計の条件】

1. 上部構造諸元，下部構造形状等の設計条件は「道路橋の耐震設計に関する資料 平成 9 年 3 月 （社）日本道路協会 2. 鉄筋コンクリート橋脚を用いた場合の設計計算例」を参考に決定した。
2. それぞれのケースで異なる地盤種別としたが，橋脚形状は一定とし，各ケースで配筋を調整した。
3. ゴムバッファの剛性は，固有周期が全ての支承を固定とみなした場合の固有周期の 2 倍程度となるように設定した。
4. 水平方向支持条件は，橋軸方向にはすべり免震支持，橋軸直角方向には固定支持とした。直角方向の設計は従来の設計と同様であるため，橋軸方向の設計計算についてのみ記載する。

【注意点】

各ケースにおけるすべり系支承の特性値（摩擦係数など）は，試設計を行うにあたって仮に設定した数値であり，材料固有の数値ではない。したがって，実際の設計では，採用するすべり系支承毎にその特性値を決定する必要がある点に注意する必要がある。

表-参 9.1　設計例に用いたすべり系支承及びゴムバッファ

	すべり系支承の摩擦特性	すべり材	相手材（表面仕上げ）	ゴムバッファの減衰性能
CASE1	中摩擦材	充填材入り PTFE	SUS（鏡面～No. 3 以上）	線形履歴特性（天然ゴム系積層ゴム支承）
CASE2	低摩擦材	AFRP 繊維強化熱硬化樹脂	SUS（フッ素樹脂コート）	非線形履歴特性（LRB 支承）
CASE3	高摩擦材	焼結金属系すべり材	SUS（No. 2 以上）	線形履歴特性（天然ゴム系積層ゴム支承）

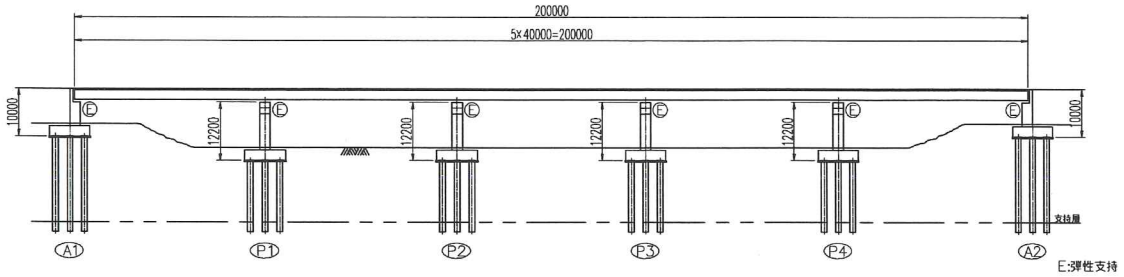
9.1 共通設計条件

(1) 上部構造（図-参 9.1 参照）

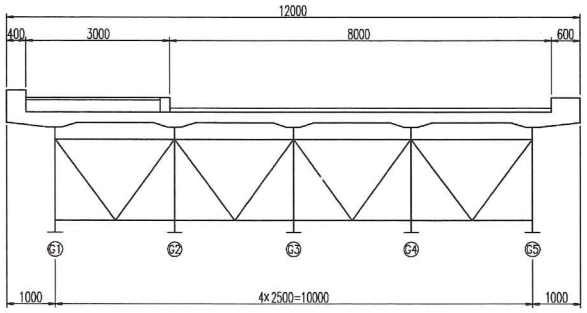
形　　式：5 径間連続鋼 I 桁橋
支 間 割：40m×5 径間
幅　　員：全幅員 12.000m
活 荷 重：B 活荷重
支 承 条 件：表-参 9.2 に示す。
支承の種類：すべり系支承＋ゴムバッファ

表-参 9.2　上部構造の支持条件

	A1, A2 橋台	P1～P4 橋脚
橋軸方向	すべり免震支持	すべり免震支持
橋軸直角方向	固定支持	固定支持



a) 側面図



b) 上部構造断面図

図-参 9.1　設計対象橋梁

(2) 下部構造（図-参 9.2 参照）

橋　　脚：T 形橋脚

基　　礎：直接基礎　（Ⅰ種地盤）

基　　礎　場所打ち杭（Ⅱ種地盤，Ⅲ種地盤）

使 用 材 料：表-参 9.3 に示す。

表-参 9.3　使用材料

部　　材	コンクリート	鉄　　筋
橋　　脚	$\sigma ck=24N/mm^2$	SD345

(3) 上部構造からの鉛直荷重

上部構造から各下部構造に作用する鉛直荷重を表-参 9.4 に示す。

表-参 9.4　上部構造からの鉛直荷重

	死荷重 R_D (kN)	活荷重 R_L (kN)
A1, A2 橋台	2450	1380
P1, P4 橋脚	6960	2550
P2, P3 橋脚	5980	2450

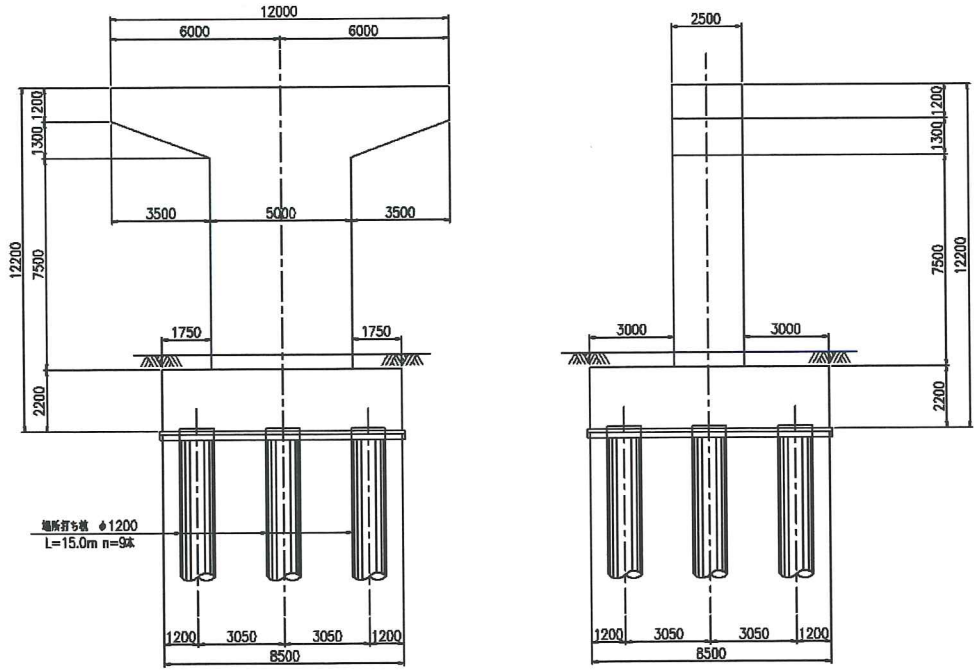


図-参 9.2 橋脚構造一般図

(4) 重要度の区分及び地域区分

重要度の区分：B 種の橋

地 域 区 分：A 地域（地域別補正係数 Cz＝1.00）

(5) 耐震性能の設定

レベル 1 地震動：耐震性能 1

レベル 2 地震動：耐震性能 2

(6) 地盤条件

耐震設計上の地盤種別を，表-参 9.5 に示す。

表-参 9.5　地盤種別

	すべり系支承の摩擦特性	地盤種別
CASE1	中摩擦材	Ⅱ種地盤
CASE2	低摩擦材	Ⅰ種地盤
CASE3	高摩擦材	Ⅲ種地盤

(7) 耐震性能の照査方法

耐震性能の照査方法は，以下に示す本マニュアル(案)の表-解 5.1.1 に従い，耐震性能 1 に対しては静的照査法，耐震性能 2 に対しては動的照査法を用いる。

表-解 5.1.1　すべり系支承を有する免震橋の耐震性能の照査に適用できる耐震計算法

	塑性化や非線形性が複数箇所に生じる橋及びエネルギー一定則の適用性が十分検討されていない構造の橋	静的解析の適用性が限定される橋	
		高次モードの影響が懸念される橋	塑性ヒンジの発生箇所がはっきりしない橋，複雑な振動挙動をする橋
耐震性能 1	静的照査法	動的照査法	動的照査法
耐震性能 2	動的照査法	動的照査法	動的照査法
適用する橋の例	右記以外の条件のすべり系支承を有する免震橋	・固有周期の長い橋 ・橋脚高さが高い橋	・斜張橋，吊橋等のケーブル系の橋 ・上・中路式アーチ橋 ・曲線橋

9.2 CASE1 の設計計算例

9.2.1 部材諸元

(1) 支承部の諸元

CASE1 のすべり系支承及びゴムバッファの諸元を表-参 9.6～表-参 9.8 に示す。ゴムバッファの形状は，橋梁全体の固有周期（全ての支承を固定とみなした場合の固有周期の 2 倍程度）と，橋台及び橋脚の水平力分担率を目安に設定した。

表-参 9.6　すべり系支承及びゴムバッファの諸元

すべり系支承の摩擦特性	すべり材	相手材（表面仕上げ）	ゴムバッファの減衰性能
中摩擦材	充填材入り PTFE	SUS（鏡面～No.3 以上）	線形履歴特性（天然ゴム系積層ゴム支承）

表-参 9.7　すべり系支承の摩擦係数

静摩擦係数	動摩擦係数		
	最大値	目標値	最小値
0.10	0.17	0.12	0.07

表-参 9.8　ゴムバッファの諸元

				A1, A2	P1-P4	備考
支承種類				積層ゴム支承	積層ゴム支承	
支承数		N	基	4	4	
平面形状（有効寸法）	橋軸	a	mm	650	950	
	直角	b	mm	650	950	
層構成	層厚	t_e	mm	22	20	
	層数	n	層	10	8	
	総層厚	Σt_e	mm	220	160	
静的せん断弾性係数		G_0	N/mm^2	1.0	1.0	
剛性	水平(1基)	K_B	kN/m	1.920E+03	5.641E+03	
	水平(合計)	ΣK_B	kN/m	7.682E+03	2.256E+04	

(2) 地盤バネ定数

CASE1 の地盤バネ定数を，表-参 9.9 に示す。

表-参 9.9　地盤バネ定数

	記号	単位	A1, A2	P1-P4
橋軸方向	Ass	[kN/m]	3.52E+06	2.71E+06
	Asr	[kN/rad]	-5.54E+06	-4.36E+06
	Ars	[kNm/m]	-5.54E+06	-4.36E+06
	Arr	[kNm/rad]	5.53E+07	3.84E+07
直角方向	Ass	[kN/m]	3.52E+06	2.71E+06
	Asr	[kN/rad]	-5.54E+06	-4.36E+06
	Ars	[kNm/m]	-5.54E+06	-4.36E+06
	Arr	[kNm/rad]	9.50E+07	3.84E+07

(3) 橋脚の配筋

CASE1 の橋脚の配筋を図-参 9.3 に示す。橋脚の配筋は，橋軸方向のレベル 2 地震時（タイプⅡ）で決定されている。なお，各橋脚は下表に示す通り，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 7.4 (5)に示される耐力の下限値を満足する。

表-参 9.10　橋脚の耐力の下限値の照査

	記号	単位	P1, P4		P2, P3	
地震動タイプ			タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
地域別補正係数	c_z		1.0	1.0	1.0	1.0
等価重量	W	[kN]	8137.8	8137.8	8137.8	8137.8
$0.4 \times c_z \times$ 等価重量	$0.4 \cdot c_z \cdot W$	[kN]	3255.1	3255.1	3255.1	3255.1
地震時保有水平耐力	P_a	[kN]	6435.1	6434.7	6343.6	6342.7
耐力下限値の照査			O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

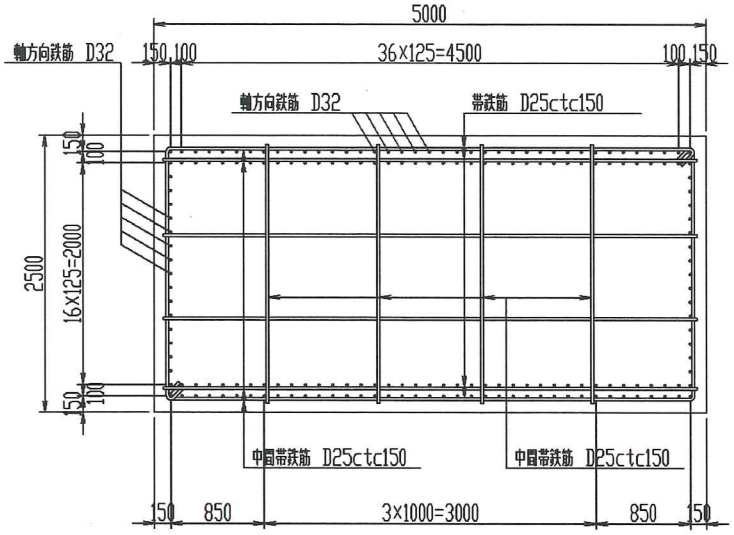


図-参 9.3　橋脚の配筋（CASE1）

9.2.2 温度時照査

温度時の支承設計変位及び下部構造の設計反力を表-参 9.11 に示す。各橋脚における水平方向の上部構造支持条件を固定とした温度解析の結果，全ての橋脚において分担水平力が摩擦力を上回るため，全支承についてすべりが生じることになる。

表-参 9.11　温度時変位及び下部構造の分担水平力

			A1	P1	P2	P3	P4	A2	備考
●支承移動量の算出(温度時:-10℃～40℃)									
死荷重反力	R_d	kN	2450	6960	5980	5980	6960	2450	橋脚あたり
摩擦係数	μ		0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	静摩擦係数
すべり支承設計力(摩擦力)	F	kN	245.0	696.0	598.0	598.0	696.0	245.0	$=R_d\mu$
支承部設計変位	δ_s	mm	65.2	35.1	14.3	14.3	35.1	65.2	
●下部工設計用分担力(温度時:基準温度=20℃, -10℃～40℃)									
下部工分担水平力	P	kN	549.0	1219.8	832.2	832.2	1219.8	549.0	

9.2.3 レベル 1 地震動に対する耐震設計

(1) 限界状態と照査方法

1) 限界状態

レベル 1 地震時の各部材の限界状態（耐震性能 1）を表-参 9.12 に示す。本設計例は，主に支承部の耐震設計例を示すものであり，支承部以外の部材のレベル 1 地震動に対する照査は通常の橋梁と同一であるためここでは省略する。

表-参 9.12　各部材の限界状態（耐震性能 1）

橋脚		応力度≦許容応力度
橋台		応力度≦許容応力度
支承部	すべり系支承	応力度≦許容応力度
	ゴムバッファ取り付け部	応力度≦許容応力度
上部構造		応力度≦許容応力度
		変位≦許容変位
基礎		支持力＜許容支持力 応力度＜許容応力度 応答変位＜許容変位
フーチング		応力度≦許容応力度

2) 照査方法

レベル 1 地震動に対する耐震性能 1 の照査は，静的照査法により行う。

(2) レベル 1 地震時の上部構造変位及び分担水平力の算出

レベル 1 地震動に対する静的照査は，本マニュアル(案)の式(解 5.2.1)に示す等価剛性を用いる方法と，参考資料-5 に示す方法がある。本設計例では，参考資料-5 に示す方法により，以下の手順で行う。

1) 各橋脚の基礎バネ定数（$A_{ssi}, A_{sri}, A_{rri}$）の算定

道路橋示方書・耐震設計編 6.2.3 解説に基づいて算定する。

2) 各橋脚基礎の水平及び回転バネ定数

$$K_{Fui} = A_{ssi}$$

$$K_{F\theta i} = A_{rri} - A_{sri}{}^2 / A_{ssi}$$

3) 各橋脚躯体の曲げバネ定数の算定

等断面橋脚の場合

$$K_{Pi} = 3EI_i / h_i^3$$

ここに，

h_i ：下部構造躯体の下端から上部構造慣性力の作用位置までの高さ

EI_i ：i 橋脚躯体の曲げ剛性

4) 各橋脚の基礎バネ中心から上部構造慣性力の作用位置までの高さの算定

$$h_{Ai} = h_i + h_{Fi} - A_{sri} / A_{ssi}$$

ここに，

h_{Fi} ：フーチングの厚さ

5)各橋脚の下部構造の合成バネ定数の算定

$$K_{Ci}=\frac{1}{1/K_{Pi}+h_{Ai}^2/K_{F\theta i}+1/K_{Fui}}$$

6)各橋脚のバッファ部の変形も考慮した合成バネ定数の算定

$$K_{Ti}=\frac{1}{1/K_{Si}+1/K_{Ci}}$$

ここに,

K_{Si} ：i 橋脚支承部のゴムバッファバネ定数

7)各橋脚の摩擦力とバッファ剛性に関する変位の算定

$$\delta_{Ai}=\frac{R_{di}\mu_i}{K_{Si}}$$

ここに,

R_{di} ：i 橋脚の鉛直死荷重反力

μ_i ：i 橋脚のすべり系支承の摩擦係数

K_{Si} ：i 橋脚の支承部のゴムバッファのバネ定数

8)各橋脚の躯体の等価重量の算定

$$W_{P0i}=0.3W_{Pi}$$

ここに,

W_{Pi} ：i 橋脚の下部構造躯体の重量

9)上部構造変位の算定

$$\delta_U=\frac{k_hW_U-\sum_{i=1}^{n}K_{Ti}(\delta_{Ai}-\delta_{Pi})+\sum_{j=1}^{n}K_{Cj}\delta_{Pj}}{\sum_{i=1}^{n}K_{Ti}+\sum_{j=1}^{m}K_{Cj}}$$

ここに,

W_U ：i 橋脚の下部構造躯体の重量

n ：支承部ですべりが生じる橋脚の総数

m ：支承部ですべりが生じない橋脚の総数

10)各橋脚の分担水平力の算定と支承部のすべりの発生有無の確認

すべりが生じる橋脚　　$P_i=K_{Ti}(\delta_U+\delta_{Ai}-\delta_{Pi})\geqq R_{di}\mu_i$

すべりが生じない橋脚　　$P_j=K_{Cj}(\delta_U-\delta_{Pj})\leqq R_{dj}\mu_j$

11)各橋脚天端の変位の算定

$$\delta_i=\frac{P_i}{K_{Ci}}+\delta_{Pi}$$

12)固有周期の算定とそれに基づく設計水平震度の算定

$$\delta = \frac{W_U \delta_U^2 + \sum W_{P0i} \delta_i^2}{W_U \delta_U + \sum W_{P0i} \delta_i} \cdot \frac{1}{k_h}$$

$$T = 2.01\sqrt{\delta}$$

まず，全ての橋脚において支承部においてすべりが生じるものとし，設計水平震度はkh=0.25と仮定して，分担水平力と固有周期を算定する。その結果，全ての橋脚ですべりを生じ，固有周期から算定される設計水平震度も仮定値と一致していれば，収束計算の必要はない。

1) レベル1地震時設計値

CASE1では動摩擦係数の最大値をμ=0.17，最小値をμ=0.07と設定した。後述する動摩擦係数のばらつきの影響より，支承部の相対変位は動摩擦係数が最小値の場合を設計値とし，すべり系支承の設計力は動摩擦係数が最大値の場合の摩擦力とする。分担水平力は各橋脚における最大値とする。

表-参9.13　レベル1地震時設計値

	摩擦係数	A1	P1	P2	P3	P4	A2
支承部 相対変位 (mm)	μ=0.07	67.3	63.7	63.7	63.7	63.7	67.3
分担水平力 (kN)	-	697.3	1645.0	1556.4	1556.4	1645.0	697.3
摩擦力 (kN)	μ=0.17	416.5	1183.2	1016.6	1016.6	1183.2	416.5

2) 応答値に対する動摩擦係数のばらつきの影響

各摩擦係数における分担水平力，摩擦力，支承部相対変位の比較表を下表に示す。摩擦力は動摩擦係数が最大値(μ=0.17)の場合に最大となり，支承部の相対変位は動摩擦係数が最小値(μ=0.07)の場合に最大となる。分担水平力は各摩擦係数で大きな差異は見られない。なお，全てのケースにおいて各橋脚の分担水平力は式(参 5.18)を満足するため，支承部にすべりが生じる。また，式(参5.17)より算出した固有周期は，仮定した設計水平震度の範囲内となる。

表-参9.14　摩擦係数のばらつきの影響（レベル1地震時）

	摩擦係数	A1	P1	P2	P3	P4	A2
分担水平力 (kN)	μ=0.07	677.1	1614.0	1556.4	1556.4	1614.0	677.1
	μ=0.12	687.2	1629.5	1530.8	1530.8	1629.5	687.2
	μ=0.17	697.3	1645.0	1505.2	1505.2	1645.0	697.3
摩擦力 (kN)	μ=0.07	171.5	487.2	418.6	418.6	487.2	171.5
	μ=0.12	294.0	835.2	717.6	717.6	835.2	294.0
	μ=0.17	416.5	1183.2	1016.6	1016.6	1183.2	416.5
支承部 相対変位 (mm)	μ=0.07	67.3	63.7	63.7	63.7	63.7	67.3
	μ=0.12	52.6	49.0	49.0	49.0	49.0	52.6
	μ=0.17	38.0	34.4	34.4	34.4	34.4	38.0

表-参 9.15　バネ定数の算出（橋軸方向）

橋軸方向			A1	P1	P2	P3	P4	A2	備考
●下部構造合成バネ定数(K_C)の算出									
基礎バネ定数	A_{ss}	kN/m	3.52E+06	2.71E+06	2.71E+06	2.71E+06	2.71E+06	3.52E+06	
	A_{sr}	kN/rad	−5.54E+06	−4.36E+06	−4.36E+06	−4.36E+06	−4.36E+06	−5.54E+06	
	A_{rr}	kNm/m	5.53E+07	3.84E+07	3.84E+07	3.84E+07	3.84E+07	5.53E+07	
基礎の水平バネ定数	K_{Fu}	kN/m	3.52E+06	2.71E+06	2.71E+06	2.71E+06	2.71E+06	3.52E+06	$=A_{ss}$
基礎の回転バネ定数	$K_{F\theta}$	kNm/m	4.65E+07	3.14E+07	3.14E+07	3.14E+07	3.14E+07	4.65E+07	$=A_{rr}-A_{sr}^2/A_{ss}$
橋脚下端～慣性力作用位置までの高さ	h	m	5.1	10.0	10.0	10.0	10.0	5.1	
フーチング厚	h_F	m	2.0	2.2	2.2	2.2	2.2	2.0	
基礎バネ中心～慣性力作用位置までの高さ	h_0	m	8.7	13.8	13.8	13.8	13.8	8.7	$=h'+h+h_F-A_{sr}/A_{ss}$
橋脚断面高さ	a	m	2.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	
橋脚断面幅	b	m	12.0	5.0	5.0	5.0	5.0	12.0	
橋脚断面二次モーメント	I	m^4	8.0	6.5	6.5	6.5	6.5	8.0	$=ba^3/12$
橋脚弾性係数	E	kN/m^2	2.50E+07	2.50E+07	2.50E+07	2.50E+07	2.50E+07	2.50E+07	
橋脚の躯体曲げバネ定数	K_P	kN/m	4.52E+06	4.88E+05	4.88E+05	4.88E+05	4.88E+05	4.52E+06	$=3EI/h^3$
下部構造合成バネ定数	**K_c**	**kN/m**	**4.71E+05**	**1.18E+05**	**1.18E+05**	**1.18E+05**	**1.18E+05**	**4.71E+05**	**式(参5.1)**
●下部構造の変形+バッファ部の変形を考慮した合成バネ定数(K_T)の算出									
バッファ剛性	**Ks**	**kN/m**	**7.68E+03**	**2.26E+04**	**2.26E+04**	**2.26E+04**	**2.26E+04**	**7.68E+03**	
合成バネ定数	**K_T**	**kN/m**	**7.56E+03**	**1.89E+04**	**1.89E+04**	**1.89E+04**	**1.89E+04**	**7.56E+03**	$=1/(1/K_s+1/K_c)$

表-参 9.16　支承部の設計変位及び分担水平力の算出（橋軸方向：動摩擦係数_最小値の場合）

橋軸方向			A1	P1	P2	P3	P4	A2	備考
●上部構造変位の算出(摩擦係数下限値の場合)									
死荷重反力	R_d	kN	2450	6960	5980	5980	6960	2450	橋脚あたり
摩擦係数	μ		0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	下限値
摩擦力とバッファ剛性に関する変位	δ_A	m	0.022	0.022	0.019	0.019	0.022	0.022	$=R_d\mu/K_s$
橋脚躯体重量	W_p	kN	8423.1	7750.0	7750.0	7750.0	7750.0	8423.1	
橋脚躯体等価重量	W_{p0}	kN	2526.9	2325.0	2325.0	2325.0	2325.0	2526.9	$=0.3W_{p0}$
下部構造慣性力による下部構造天端変位	δ_p	m	0.001	0.005	0.005	0.005	0.005	0.001	$=k_hW_{p0}/K_c$
式(参5.13)の分子第2項		kN	158.6	315.3	257.8	257.8	315.3	158.6	$=K_T(\delta_A-\delta_p)$
(すべりが生じる橋脚のみ考慮)		kN	1463.5						$=\Sigma K_T(\delta_A-\delta_p)$
式(参5.13)の分子第3項		kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	$=K_c\delta_p$
(すべりが生じない橋脚のみ考慮)		kN	0.0						$=\Sigma K_c\delta_p$
合成バネ定数の合計(すべりが生じる橋脚のみ考慮)		kN/m	90850.3						$=\Sigma K_T$
下部構造合成バネ定数の合計(すべりが生じない橋脚のみ考慮)		kN/m	0.0						$=\Sigma K_c$
設計水平震度	k_h		0.25						II種地盤
上部構造重量	W_u	kN	30780.0						
上部構造変位	**δ_u**	**m**	**0.069**						**式(参5.19)**
●分担水平力の算出(摩擦係数下限値の場合)									
分担水平力	**P**	**kN**	**677.1**	**1614.0**	**1556.4**	**1556.4**	**1614.0**	**677.1**	
●すべり判定(摩擦係数下限値の場合)									
摩擦力	F	kN	171.5	487.2	418.6	418.6	487.2	171.5	$=R_d\mu$
すべり判定(P>F)			**すべり発生**	**すべり発生**	**すべり発生**	**すべり発生**	**すべり発生**	**すべり発生**	
●固有周期算出(摩擦係数下限値の場合)									
下部構造天端変位	δ	m	0.003	0.019	0.018	0.018	0.019	0.003	
固有周期	**T**	**sec**	**1.02**						
●支承部設計力，設計変位									
支承部設計変位	δ_s	mm	67.3	63.7	63.7	63.7	63.7	67.3	$=\delta_u-\delta_p$
すべり支承設計力		kN	171.5	487.2	418.6	418.6	487.2	171.5	$=R_d\mu$

表-参 9.17　支承部の設計変位及び分担水平力の算出（橋軸方向：動摩擦係数_目標値の場合）

橋軸方向			A1	P1	P2	P3	P4	A2	備考
●上部構造変位の算出(摩擦係数目標値の場合)									
死荷重反力	R_d	kN	2450	6960	5980	5980	6960	2450	橋脚あたり
摩擦係数	μ		0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	目標値
摩擦力とバッファ剛性に関する変位	δ_A	m	0.038	0.037	0.032	0.032	0.037	0.038	$=R_d\mu/K_s$
橋脚躯体重量	W_p	kN	8423.1	7750.0	7750.0	7750.0	7750.0	8423.1	
橋脚躯体等価重量	W_{p0}	kN	2526.9	2325.0	2325.0	2325.0	2325.0	2526.9	$=0.3W_{p0}$
下部構造慣性力による下部構造天端変位	δ_p	m	0.001	0.005	0.005	0.005	0.005	0.001	$=k_hW_{p0}/K_c$
式(参5.13)の分子第2項		kN	279.2	607.4	508.7	508.7	607.4	279.2	$=K_T(\delta_A-\delta_p)$
(すべりが生じる橋脚のみ考慮)		kN	2790.4						$=\Sigma K_T(\delta_A-\delta_p)$
式(参5.13)の分子第3項		kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	$=K_c\delta_p$
(すべりが生じない橋脚のみ考慮)		kN	0.0						$=\Sigma K_c\delta_p$
合成バネ定数の合計(すべりが生じる橋脚のみ考慮)		kN/m	90850.3						$=\Sigma K_T$
下部構造合成バネ定数の合計(すべりが生じない橋脚のみ考慮)		kN/m	0.0						$=\Sigma K_c$
設計水平震度	k_h		0.25						II種地盤
上部構造重量	W_u	kN	30780.0						
上部構造変位	δ_u	m	0.054						式(参5.19)
●分担水平力の算出(摩擦係数目標値の場合)									
分担水平力	P	kN	687.2	1629.5	1530.8	1530.8	1629.5	687.2	
●すべり判定(摩擦係数目標値の場合)									
摩擦力	F	kN	294.0	835.2	717.6	717.6	835.2	294.0	$=R_d\mu$
すべり判定(P>F)			すべり発生	すべり発生	すべり発生	すべり発生	すべり発生	すべり発生	
●固有周期算出(摩擦係数目標値の場合)									
下部構造天端変位	δ	m	0.003	0.019	0.018	0.018	0.019	0.003	
固有周期	T	sec	0.90						
●支承部設計力，設計変位									
支承部設計変位	δ_s	mm	52.6	49.0	49.0	49.0	49.0	52.6	$=\delta_u-\delta_p$
すべり支承設計力		kN	294.0	835.2	717.6	717.6	835.2	294.0	$=R_d\mu$

表-参 9.18　支承部の設計変位及び分担水平力の算出（橋軸方向：動摩擦係数_最大値の場合）

橋軸方向			A1	P1	P2	P3	P4	A2	備考
●上部構造変位の算出(摩擦係数上限値の場合)									
死荷重反力	R_d	kN	2450	6960	5980	5980	6960	2450	橋脚あたり
摩擦係数	μ		0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	上限値
摩擦力とバッファ剛性に関する変位	δ_A	m	0.054	0.052	0.045	0.045	0.052	0.054	$=R_d\mu/K_s$
橋脚躯体重量	W_p	kN	8423.1	7750.0	7750.0	7750.0	7750.0	8423.1	
橋脚躯体等価重量	W_{p0}	kN	2526.9	2325.0	2325.0	2325.0	2325.0	2526.9	$=0.3W_{p0}$
下部構造慣性力による下部構造天端変位	δ_p	m	0.001	0.005	0.005	0.005	0.005	0.001	$=k_hW_{p0}/K_c$
式(参5.13)の分子第2項		kN	399.7	899.4	759.6	759.6	899.4	399.7	$=K_T(\delta_A-\delta_p)$
(すべりが生じる橋脚のみ考慮)		kN	4117.3						$=\Sigma K_T(\delta_A-\delta_p)$
式(参5.13)の分子第3項		kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	$=K_c\delta_p$
(すべりが生じない橋脚のみ考慮)		kN	0.0						$=\Sigma K_c\delta_p$
合成バネ定数の合計(すべりが生じる橋脚のみ考慮)		kN/m	90850.3						$=\Sigma K_T$
下部構造合成バネ定数の合計(すべりが生じない橋脚のみ考慮)		kN/m	0.0						$=\Sigma K_c$
設計水平震度	k_h		0.25						II種地盤
上部構造重量	W_u	kN	30780.0						
上部構造変位	δ_u	m	**0.039**						**式(参5.19)**
●分担水平力の算出(摩擦係数上限値の場合)									
分担水平力	P	kN	**697.3**	**1645.0**	**1505.2**	**1505.2**	**1645.0**	**697.3**	
●すべり判定(摩擦係数上限値の場合)									
摩擦力	F	kN	416.5	1183.2	1016.6	1016.6	1183.2	416.5	$=R_d\mu$
すべり判定(P>F)			**すべり発生**	**すべり発生**	**すべり発生**	**すべり発生**	**すべり発生**	**すべり発生**	
●固有周期算出(摩擦係数上限値の場合)									
下部構造天端変位	δ	m	0.003	0.019	0.018	0.018	0.019	0.003	
固有周期	T	sec	**0.77**						
●支承部設計力，設計変位									
支承部設計変位	δ_s	mm	38.0	34.4	34.4	34.4	34.4	38.0	$=\delta_u-\delta_p$
すべり支承設計力		kN	416.5	1183.2	1016.6	1016.6	1183.2	416.5	$=R_d\mu$

9.2.4 レベル2地震動に対する耐震設計

(1) 限界状態と照査方法

1) 限界状態

レベル2地震時の各部材の限界状態（耐震性能2）を表-参9.19に示す。本設計例では，支承部及び橋脚の照査について示すこととし，その他の照査は省略する。

表-参9.19　各部材の限界状態（耐震性能2）

橋脚		塑性率≦許容塑性率
		残留変位≦許容残留変位
橋台		断面力＜降伏耐力，せん断耐力
支承部	すべり系支承	断面力≦降伏耐力
		変位≦許容変位
	ゴムバッファ	せん断ひずみ≦250%
	ゴムバッファ取り付け部	断面力≦降伏耐力
上部構造		断面力≦降伏耐力
		変位≦許容変位
基礎		断面力＜降伏耐力，せん断耐力
フーチング		断面力≦降伏耐力

2) 照査方法

レベル2地震動に対する耐震性能2の照査は，動的照査法により行う。

(2) 動的解析条件

1) 解析手法

非線形時刻歴応答解析によって構造物の最大応答値を算定し，耐震性能2の照査を行う。

①解 析 手 法：非線形時刻歴応答解析（直接積分法）
②積 分 手 法：Newmarkのβ法（β=1/4）
③積 分 間 隔：⊿t=0.002秒
④解 析 時 間：地震動の入力時間
⑤入力地震動：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編参考資料2.5の動的解析に用いる地震動の例に示されるⅡ種地盤の加速度波形

2) 減衰

粘性減衰は，本マニュアル(案)の式(解5.2.3)に示す要素別Rayleigh減衰を用いる。

$$[C]=\alpha[M]+\left[\sum_{i=1}^{N}\beta_i k_i\right] \qquad \text{(解 5.2.3)}$$

ここに，

$[M]$：質量マトリクス
α　：質量マトリクスに対する比例係数
β_i　：構造要素iの剛性に対する比例係数

各部材の構造減衰定数は，表-参 9.20 に示す値を用いる。

表-参 9.20　各構造部材の減衰定数

	部材種類	モデル化	減衰定数	履歴特性
上部構造	鋼	線形はり	0.02	
すべり系支承	PTFE+SUS	非線形バネ	0.00	バイリニアモデル
ゴムバッファ	RB	線形バネ	0.03	
橋脚	RC	非線形はり・バネ	0.02	Takedaモデル
橋台	RC	線形はり	0.05	
基礎	杭基礎	線形バネ	0.20	

(3) 橋軸方向解析モデル

1) 部材のモデル化

本設計例では，図-参 9.4 に示すように橋梁全体系を二次元の平面骨組でモデル化した。各部材は梁要素またはバネ要素でモデル化し，節点には重量を与える。各部材のモデル化を表-参 9.21 に示し，各節点の座標値及び重量を表-参 9.22 に示す。

表-参 9.21　各部材のモデル化

部材		モデル化
上部構造		線形梁要素
支承	すべり系支承	非線形バネ要素
	ゴムバッファ	線形バネ要素
橋脚	躯体	線形梁要素
	塑性ヒンジ部	非線形バネ要素
橋台		線形梁要素
基礎		線形バネ要素

2) 各部材の断面定数

各梁要素の断面定数を表-参 9.23 に示す。

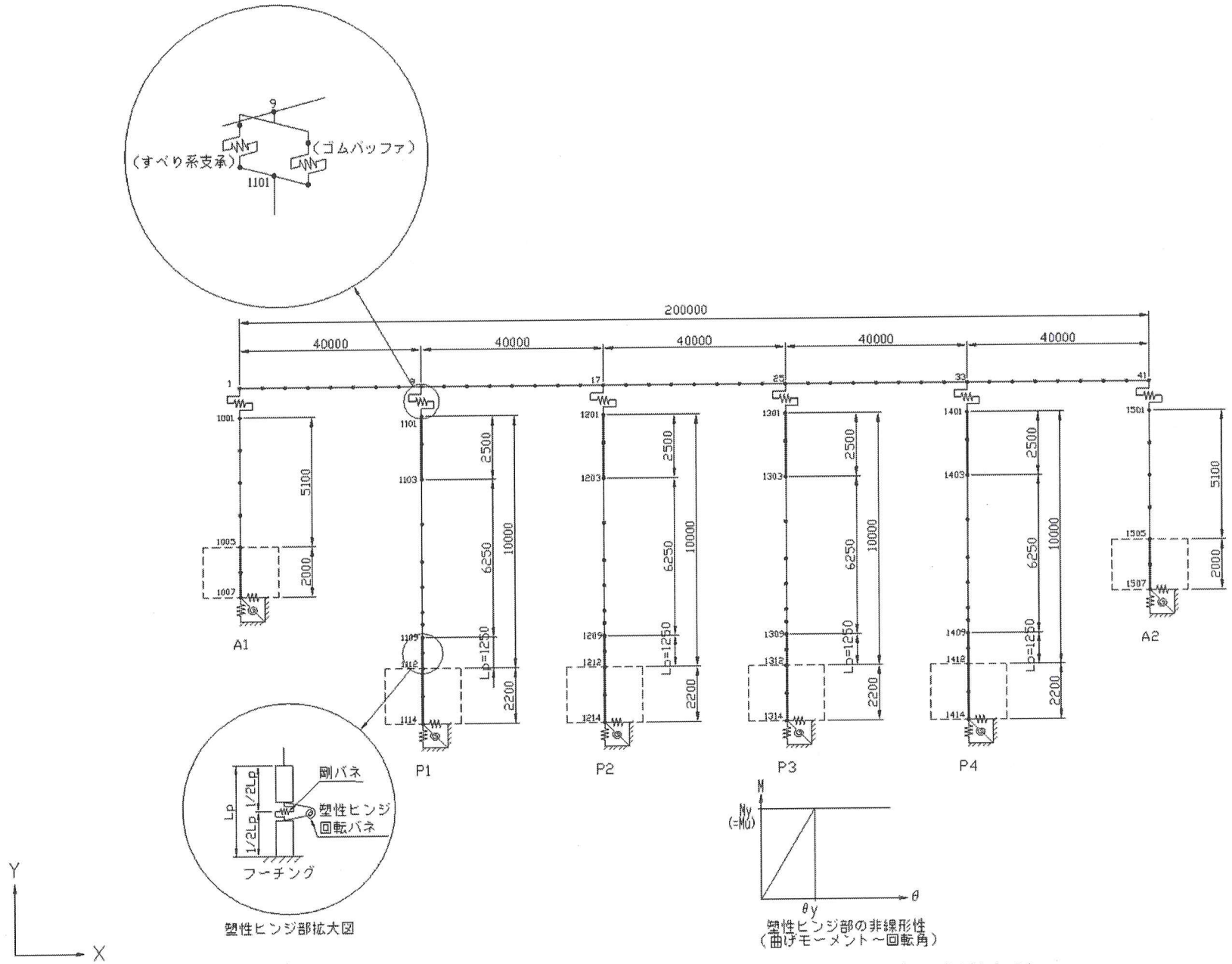


図-参 9.4　レベル 2 地震動に対する耐震設計に用いる解析モデル（橋軸方向）

表-参 9.22　節点座標および重量（橋軸方向）

	節点	座標値		節点重量	備考		節点	座標値		節点重量	備考
	No.	X [m]	Y [m]	W [kN]			No.	X [m]	Y [m]	W [kN]	
上部構造	1	0.000	0.000	384.75	A1位置	P1橋脚	1100	40.000	-2.500	0.00	
	2	5.000	0.000	769.50			1101	40.000	-2.500	0.00	
	3	10.000	0.000	769.50			1102	40.000	-3.604	1558.81	はり
	4	15.000	0.000	769.50			1103	40.000	-5.000	267.97	
	5	20.000	0.000	769.50			1104	40.000	-6.750	497.66	
	6	25.000	0.000	769.50			1105	40.000	-8.250	382.81	
	7	30.000	0.000	769.50			1106	40.000	-9.250	306.25	
	8	35.000	0.000	769.50			1107	40.000	-10.250	229.69	
	9	40.000	0.000	769.50	P1位置		1108	40.000	-10.750	153.13	
	10	45.000	0.000	769.50			1109	40.000	-11.250	172.27	
	11	50.000	0.000	769.50			1110	40.000	-11.875	95.70	
	12	55.000	0.000	769.50			1111	40.000	-11.875	95.70	
	13	60.000	0.000	769.50			1112	40.000	-12.500	95.70	
	14	65.000	0.000	769.50			1113	40.000	-13.600	3894.28	フーチング
	15	70.000	0.000	769.50			1114	40.000	-14.700	0.00	
	16	75.000	0.000	769.50							
	17	80.000	0.000	769.50	P2位置	P2橋脚	1200	80.000	-2.500	0.00	
	18	85.000	0.000	769.50			1201	80.000	-2.500	0.00	
	19	90.000	0.000	769.50			1202	80.000	-3.604	1558.81	はり
	20	95.000	0.000	769.50			1203	80.000	-5.000	267.97	
	21	100.000	0.000	769.50			1204	80.000	-6.750	497.66	
	22	105.000	0.000	769.50			1205	80.000	-8.250	382.81	
	23	110.000	0.000	769.50			1206	80.000	-9.250	306.25	
	24	115.000	0.000	769.50			1207	80.000	-10.250	229.69	
	25	120.000	0.000	769.50	P3位置		1208	80.000	-10.750	153.13	
	26	125.000	0.000	769.50			1209	80.000	-11.250	172.27	
	27	130.000	0.000	769.50			1210	80.000	-11.875	95.70	
	28	135.000	0.000	769.50			1211	80.000	-11.875	95.70	
	29	140.000	0.000	769.50			1212	80.000	-12.500	95.70	
	30	145.000	0.000	769.50			1213	80.000	-13.600	3894.28	フーチング
	31	150.000	0.000	769.50			1214	80.000	-14.700	0.00	
	32	155.000	0.000	769.50							
	33	160.000	0.000	769.50	P4位置	P3橋脚	1300	120.000	-2.500	0.00	
	34	165.000	0.000	769.50			1301	120.000	-2.500	0.00	
	35	170.000	0.000	769.50			1302	120.000	-3.604	1558.81	はり
	36	175.000	0.000	769.50			1303	120.000	-5.000	267.97	
	37	180.000	0.000	769.50			1304	120.000	-6.750	497.66	
	38	185.000	0.000	769.50			1305	120.000	-8.250	382.81	
	39	190.000	0.000	769.50			1306	120.000	-9.250	306.25	
	40	195.000	0.000	769.50			1307	120.000	-10.250	229.69	
	41	200.000	0.000	384.75	A2位置		1308	120.000	-10.750	153.13	
							1309	120.000	-11.250	172.27	
A1橋台	1000	0.000	-2.500	0.00			1310	120.000	-11.875	95.70	
	1001	0.000	-2.500	801.15			1311	120.000	-11.875	95.70	
	1002	0.000	-3.775	749.70			1312	120.000	-12.500	95.70	
	1003	0.000	-5.050	749.70			1313	120.000	-13.600	3894.28	フーチング
	1004	0.000	-6.325	749.70			1314	120.000	-14.700	0.00	
	1005	0.000	-7.600	374.85							
	1006	0.000	-8.600	4998.00	フーチング	P4橋脚	1400	160.000	-2.500	0.00	
	1007	0.000	-9.600	0.00			1401	160.000	-2.500	0.00	
							1402	160.000	-3.604	1558.81	はり
A2橋台	1500	200.000	-2.500	0.00			1403	160.000	-5.000	267.97	
	1501	200.000	-2.500	801.15			1404	160.000	-6.750	497.66	
	1502	200.000	-3.775	749.70			1405	160.000	-8.250	382.81	
	1503	200.000	-5.050	749.70			1406	160.000	-9.250	306.25	
	1504	200.000	-6.325	749.70			1407	160.000	-10.250	229.69	
	1505	200.000	-7.600	374.85			1408	160.000	-10.750	153.13	
	1506	200.000	-8.600	4998.00	フーチング		1409	160.000	-11.250	172.27	
	1507	200.000	-9.600	0.00			1410	160.000	-11.875	95.70	
							1411	160.000	-11.875	95.70	
							1412	160.000	-12.500	95.70	
							1413	160.000	-13.600	3894.28	フーチング
							1414	160.000	-14.700	0.00	

表-参 9.23　部材の断面定数（橋軸方向）

部材	要素	節点番号		部材長	断面定数	
	No.	i 端	j 端	L[m]	A[m^2]	Iz[m^4]
上部構造	1	1	2	5.0000	0.608	
	2	2	3	5.0000	0.608	
	3	3	4	5.0000	0.608	
	4	4	5	5.0000	0.608	
	5	5	6	5.0000	0.608	
	6	6	7	5.0000	0.608	
	7	7	8	5.0000	0.608	
	8	8	9	5.0000	0.608	
	9	9	10	5.0000	0.608	
	10	10	11	5.0000	0.608	
	11	11	12	5.0000	0.608	
	12	12	13	5.0000	0.608	
	13	13	14	5.0000	0.608	
	14	14	15	5.0000	0.608	
	15	15	16	5.0000	0.608	
	16	16	17	5.0000	0.608	
	17	17	18	5.0000	0.608	
	18	18	19	5.0000	0.608	
	19	19	20	5.0000	0.608	
	20	20	21	5.0000	0.608	
	21	21	22	5.0000	0.608	
	22	22	23	5.0000	0.608	
	23	23	24	5.0000	0.608	
	24	24	25	5.0000	0.608	
	25	25	26	5.0000	0.608	
	26	26	27	5.0000	0.608	
	27	27	28	5.0000	0.608	
	28	28	29	5.0000	0.608	
	29	29	30	5.0000	0.608	
	30	30	31	5.0000	0.608	
	31	31	32	5.0000	0.608	
	32	32	33	5.0000	0.608	
	33	33	34	5.0000	0.608	
	34	34	35	5.0000	0.608	
	35	35	36	5.0000	0.608	
	36	36	37	5.0000	0.608	
	37	37	38	5.0000	0.608	
	38	38	39	5.0000	0.608	
	39	39	40	5.0000	0.608	
	40	40	41	5.0000	0.608	
A1橋台	1000	1	1000	2.5000	9999	9999
	1001	1001	1002	1.2750	24.000	8.000
	1002	1002	1003	1.2750	24.000	8.000
	1003	1003	1004	1.2750	24.000	8.000
	1004	1004	1005	1.2750	24.000	8.000
	1005	1005	1006	1.0000	9999	9999
	1006	1006	1007	1.0000	9999	9999
A2橋台	1500	41	1500	2.5000	9999	9999
	1501	1501	1502	1.2750	24.000	8.000
	1502	1502	1503	1.2750	24.000	8.000
	1503	1503	1504	1.2750	24.000	8.000
	1504	1504	1505	1.2750	24.000	8.000
	1505	1505	1506	1.0000	9999	9999
	1506	1506	1507	1.0000	9999	9999

部材	要素	節点番号		部材長	断面定数	
	No.	i 端	j 端	L[m]	A[m^2]	Iz[m^4]
P1橋脚	1100	9	1100	2.5000	9999	9999
	1101	1101	1102	1.1040	9999	9999
	1102	1102	1103	1.3960	9999	9999
	1103	1103	1104	1.7500	12.500	7.662
	1104	1104	1105	1.5000	12.500	7.662
	1105	1105	1106	1.0000	12.500	7.662
	1106	1106	1107	1.0000	12.500	7.662
	1107	1107	1108	0.5000	12.500	7.662
	1108	1108	1109	0.5000	12.500	7.662
	1109	1109	1110	0.6250	9999	9999
	1110	1111	1112	0.6250	9999	9999
	1111	1112	1113	1.1000	9999	9999
	1112	1113	1114	1.1000	9999	9999
P2橋脚	1200	17	1200	2.5000	9999	9999
	1201	1201	1202	1.1040	9999	9999
	1202	1202	1203	1.3960	9999	9999
	1203	1203	1204	1.7500	12.500	7.661
	1204	1204	1205	1.5000	12.500	7.661
	1205	1205	1206	1.0000	12.500	7.661
	1206	1206	1207	1.0000	12.500	7.661
	1207	1207	1208	0.5000	12.500	7.661
	1208	1208	1209	0.5000	12.500	7.661
	1209	1209	1210	0.6250	9999	9999
	1210	1211	1212	0.6250	9999	9999
	1211	1212	1213	1.1000	9999	9999
	1212	1213	1214	1.1000	9999	9999
P3橋脚	1300	25	1300	2.5000	9999	9999
	1301	1301	1302	1.1040	9999	9999
	1302	1302	1303	1.3960	9999	9999
	1303	1303	1304	1.7500	12.500	7.661
	1304	1304	1305	1.5000	12.500	7.661
	1305	1305	1306	1.0000	12.500	7.661
	1306	1306	1307	1.0000	12.500	7.661
	1307	1307	1308	0.5000	12.500	7.661
	1308	1308	1309	0.5000	12.500	7.661
	1309	1309	1310	0.6250	9999	9999
	1310	1311	1312	0.6250	9999	9999
	1311	1312	1313	1.1000	9999	9999
	1312	1313	1314	1.1000	9999	9999
P4橋脚	1400	33	1400	2.5000	9999	9999
	1401	1401	1402	1.1040	9999	9999
	1402	1402	1403	1.3960	9999	9999
	1403	1403	1404	1.7500	12.500	7.662
	1404	1404	1405	1.5000	12.500	7.662
	1405	1405	1406	1.0000	12.500	7.662
	1406	1406	1407	1.0000	12.500	7.662
	1407	1407	1408	0.5000	12.500	7.662
	1408	1408	1409	0.5000	12.500	7.662
	1409	1409	1410	0.6250	9999	9999
	1410	1411	1412	0.6250	9999	9999
	1411	1412	1413	1.1000	9999	9999
	1412	1413	1414	1.1000	9999	9999

3) フーチング回転慣性重量の算出

表-参 9.24　フーチングの回転慣性重量の算出（橋軸方向）

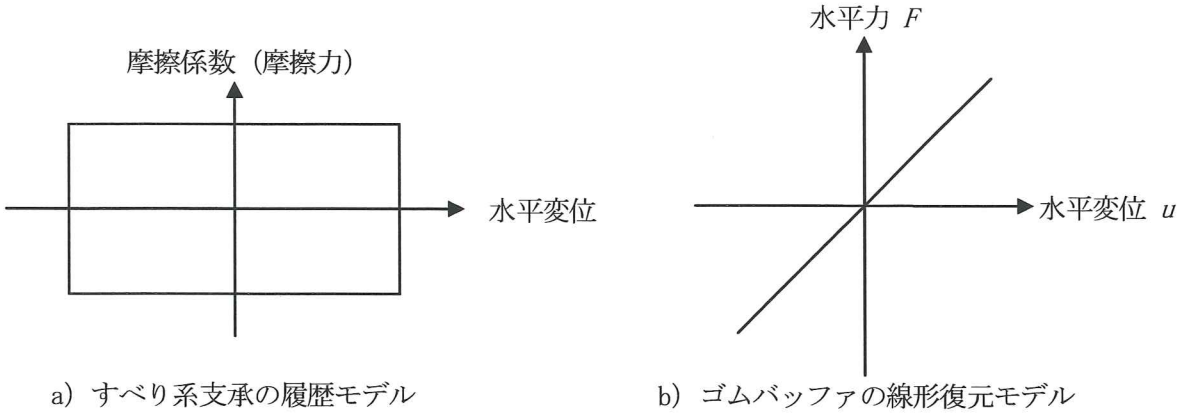
A1,A2 橋台	フーチングの寸法	橋軸方向の長さ　La (m)	8.5
		橋軸直角方向の長さ　Lb (m)	12.0
		高さ　H (m)	2.0
	単位体積重量	γ (kN/m^3)	24.5
	フーチング重量	W (kN)	4998.0
	フーチング回転慣性重量	J (kNm^2)	31758.1
P1-P4 橋脚	フーチングの寸法	橋軸方向の長さ　La (m)	8.5
		橋軸直角方向の長さ　Lb (m)	8.5
		高さ　H (m)	2.2
	単位体積重量	γ (kN/m^3)	24.5
	フーチング重量	W (kN)	3894.3
	フーチング回転慣性重量	J (kNm^2)	25017.5

4) 地盤バネ

地盤が基礎に及ぼす影響を線形のバネ要素を用いて考慮する。地盤バネ定数は，表-参 9.9 に示す。

5) 支承部のモデル化

CASE1 で用いるすべり系支承は，すべり材が「充填材入り PTFE」，相手材が「SUS」であり，本マニュアル(案)5.2 より各依存性に対する摩擦係数の変化が小さいことが実験で検証されているため，面圧，速度依存性は考慮しないこととした。ただし，すべり系支承とゴムバッファでは粘性減衰が異なるため，それぞれを独立した部材でモデル化した。図-参 9.5 にすべり系支承とゴムバッファの履歴モデルを示す。すべり系支承はバイリニアの履歴特性を有する非線形バネ，ゴムバッファは線形バネでモデル化する。



a) すべり系支承の履歴モデル　　b) ゴムバッファの線形復元モデル

図-参 9.5　支承部の履歴モデル

すべり系支承及びゴムバッファの部材諸元を表-参 9.25 に示す。すべり系支承の初期剛性は，解析が不安定にならない適切な剛性とする。なお，ゴムバッファの形状を表-参 9.8 に示す。

表-参 9.25　支承部のモデル化

	支承	橋軸方向			鉛直方向	橋軸直角軸周り
		初期剛性 [kN/m]	二次剛性/初期剛性	摩擦力（μR_d） [kN]		
A1, A2 橋台	すべり系支承	5.000E+06	1.000E-07	最小値：171.5 目標値：294.0 最大値：416.5	固定	自由
	ゴムバッファ	7.682E+03	-	-		
P1, P4 橋脚	すべり系支承	5.000E+06	1.000E-07	最小値： 487.2 目標値： 835.2 最大値：1183.2	固定	自由
	ゴムバッファ	2.256E+04	-	-		
P2, P3 橋脚	すべり系支承	5.000E+06	1.000E-07	最小値： 418.6 目標値： 717.6 最大値：1016.6	固定	自由
	ゴムバッファ	2.256E+04	-	-		

6) 橋脚のモデル化

橋脚は，道路橋示方書Ⅴ参考資料に示される復元力モデルを用いてモデル化を行った。橋脚の基部に塑性ヒンジを配し，その他の部分を線形はり要素でモデル化する。塑性ヒンジは，道路橋示方書Ⅴに基づいて，剛体とした塑性ヒンジ区間の 1/2 位置に非線形回転バネを設置しモデル化する。塑性ヒンジの諸元を表-参 9.26 に示す。

表-参 9.26　塑性ヒンジ諸元（橋軸方向）

	記号	単位	橋軸方向							
			P1		P2		P3		P4	
地震動タイプ			Type Ⅰ	Type Ⅱ	Type Ⅰ	Type Ⅱ	Type Ⅰ	Type Ⅱ	Type Ⅰ	Type Ⅱ
断面寸法（高さ）	D	[m]	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500
断面寸法（幅）	B	[m]	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
橋脚高さ	hp		10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000
橋脚柱部高さ	hB		7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500
橋脚天端～慣性力作用高さ	hu		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
橋脚基部～慣性力作用高さ	h	[m]	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000
塑性ヒンジ長	Lp	[m]	1.250	1.250	1.250	1.250	1.250	1.250	1.250	1.250
ｺﾝｸﾘｰﾄのﾔﾝｸﾞ係数	Ec	[kN/m^2]	2.500E+7	2.500E+7	2.500E+7	2.500E+7	2.500E+7	2.500E+7	2.500E+7	2.500E+7
断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ	Ic	[m^4]	6.510	6.510	6.510	6.510	6.510	6.510	6.510	6.510
地震時保有水平耐力										
降伏水平耐力	Py	[kN]	6435.1	6434.7	6343.6	6342.7	6343.6	6342.7	6435.1	6434.7
降伏水平変位	δy	[m]	0.0361	0.0361	0.0361	0.0361	0.0361	0.0361	0.0361	0.0361
降伏時曲率										
曲率1*	φ1	[1/m]	9.884E-5	9.884E-5	9.744E-5	9.742E-5	9.744E-5	9.742E-5	9.884E-5	9.884E-5
曲率2**	φ2	[1/m]	3.460E-4	3.459E-4	3.410E-4	3.410E-4	3.410E-4	3.410E-4	3.460E-4	3.459E-4
降伏時変形量										
橋脚ヒンジ区間以外の弾性変形量***	δey	[m]	0.0086	0.0086	0.0085	0.0085	0.0085	0.0085	0.0086	0.0086
塑性ヒンジ区間の弾性変形量	δpy	[m]	0.0275	0.0275	0.0276	0.0276	0.0276	0.0276	0.0275	0.0275
塑性ヒンジバネ非線形特性										
降伏時曲げモーメント	My	[kNm]	60329.3	60325.5	59471.4	59463.1	59471.4	59463.1	60329.3	60325.5
回転角	θpy	[rad]	2.934E-3	2.933E-3	2.942E-3	2.942E-3	2.942E-3	2.942E-3	2.934E-3	2.933E-3

＊ φ1：上部構造慣性力作用位置に降伏水平耐力Pyが作用したときに、橋脚基部から高さhBに位置する横はり部の下端に生じる曲率

＊＊ φ2：上部構造慣性力作用位置に降伏水平耐力Pyが作用したときに、橋脚基部から高さLpに位置する塑性ヒンジ区間直上に生じる曲率

＊＊＊ (φ1+φ2)/2*(hB-Lp)*{(h-hB)+(φ1+2*φ2)/(φ1+φ2)*(hB-Lp)/3

(4) 固有振動解析の結果

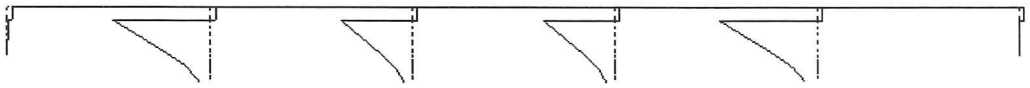
構造物の振動特性の把握と要素別 Rayleigh 減衰の係数の設定を目的として,固有振動解析を実施する。解析結果として，表-参 9.27 に固有値一覧表を，図-参 9.6 に主要な固有振動モード図を示す。なお，固有振動解析においては，支承部の水平方向剛性はゴムバッファの剛性とした。

表-参 9.27　固有振動解析結果（橋軸方向）

ﾓｰﾄﾞ次数	固有振動数 [Hz]	固有周期 [sec]	刺激係数		有効質量比		モード減衰定数
			X方向	Y方向	X方向	Y方向	
1	0.828	1.207	1.078	-0.029	0.460	0.000	0.0476
2	3.646	0.274	0.000	0.000	0.000	0.000	0.1238
3	3.650	0.274	-0.237	0.089	0.004	0.000	0.1239
4	3.650	0.274	0.000	0.000	0.000	0.000	0.1242
5	3.673	0.272	-1.565	0.595	0.179	0.012	0.1222
6	6.173	0.162	0.000	0.000	0.000	0.000	0.1943
7	6.174	0.162	-1.429	0.815	0.174	0.027	0.1945
8	7.015	0.143	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0204
9	11.813	0.085	-1.830	0.844	0.063	0.006	0.1223
10	11.813	0.085	0.000	0.000	0.000	0.000	0.1223
11	11.850	0.084	-1.848	0.838	0.065	0.006	0.1223
12	11.850	0.084	0.000	0.000	0.000	0.000	0.1223
13	13.928	0.072	-0.005	0.001	0.000	0.000	0.0201
14	20.180	0.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.1887
15	20.180	0.050	0.499	1.232	0.037	0.108	0.1888
16	20.841	0.048	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0200
17	27.124	0.037	1.241	9.318	0.009	0.252	0.1546
18	27.124	0.037	0.220	1.651	0.000	0.006	0.1546
19	27.170	0.037	1.235	9.310	0.009	0.252	0.1540
20	27.170	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.1540



（1 次モード：固有周期 1.207 秒　減衰定数：4.76%）



（5 次モード：固有周期 0.272 秒　減衰定数：12.22%）

図-参 9.6　固有振動モード図（橋軸方向）

(5) 非線形時刻歴応答解析の結果

後述する動摩擦係数のばらつきの影響に示すように，橋脚塑性率，支承部の相対変位，ゴムバッファ作用力はいずれも動摩擦係数が最小値の場合に最大値となる。動摩擦係数が最小値（μ=0.07）の場合の非線形時刻歴応答解析結果を表-参 9.28 に示す。なお，標準値（μ=0.12）の場合を表-参 9.29 に，最大値（μ=0.17）の場合を表-参 9.30 に示す。

表-参 9.28　レベル 2 地震動に対する非線形時刻歴応答解析結果（橋軸方向：動摩擦係数 μ =0.07・・・最小値）

	単位	A1橋台		P1橋脚		P2橋脚		P3橋脚		P4橋脚		A2橋台	
		タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
▼地盤種別		Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種
▼最大応答値													
上部構造													
最大応答加速度	[gal]	870.9	1586.0	920.0	1431.3	873.5	1510.1	873.5	1510.1	920.0	1431.3	870.9	1586.0
最大水平変位	[m]	0.238	0.517	0.238	0.517	0.237	0.517	0.237	0.517	0.238	0.517	0.238	0.517
橋脚天端													
最大応答加速度	[gal]			1527.0	1843.6	1261.9	1886.8	1261.9	1886.8	1527.0	1843.6		
最大水平変位	[m]			0.061	0.228	0.061	0.233	0.061	0.233	0.061	0.228		
支承													
ゴム支承高さ	[mm]	220	220	160	160	160	160	160	160	160	160	220	220
変形量	[m]	0.234	0.507	0.185	0.337	0.185	0.336	0.185	0.336	0.185	0.337	0.234	0.507
せん断ひずみ		1.063	2.303	1.157	2.110	1.153	2.100	1.153	2.100	1.157	2.110	1.063	2.303
許容ひずみ		2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500
判定　($\gamma_{se} \leqq \gamma_{sea}$)		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
支承作用力	[kN]	1796.7	3892.8	4175.9	7620.4	4172.5	7582.6	4172.5	7582.6	4175.9	7620.4	1796.7	3892.8
橋脚変位の照査													
橋脚躯体変形量	[m]			0.028	0.182	0.028	0.188	0.028	0.188	0.028	0.182		
橋脚躯体降伏変位	[m]			0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036		
橋脚最大応答塑性率				0.762	5.046	0.767	5.199	0.767	5.199	0.762	5.046		
橋脚許容塑性率				2.230	6.223	2.357	6.886	2.357	6.886	2.230	6.223		
安全率				2.93	1.23	3.07	1.32	3.07	1.32	2.93	1.23		
判定　($\mu_r \leqq \mu_a$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		
橋脚下端せん断力													
橋脚基部	[kN]			5343.7	8873.9	5289.5	8769.8	5289.5	8769.8	5343.7	8873.9		
せん断耐力	[kN]			16483.8	17316.7	16483.8	17316.7	16483.8	17316.7	16483.8	17316.7		
安全率				3.08	1.95	3.12	1.97	3.12	1.97	3.08	1.95		
判定　($S_D \leqq P_S$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		
残留変位の照査													
残留変位	[m]			0.000	0.088	0.000	0.091	0.000	0.091	0.000	0.088		
許容残留変位	[m]			0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100		
判定　($\delta_r \leqq \delta_{ra}$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		

表-参 9.29　レベル 2 地震動に対する非線形時刻歴応答解析結果（橋軸方向：動摩擦係数 μ=0.12・・・目標値）

	単位	A1橋台		P1橋脚		P2橋脚		P3橋脚		P4橋脚		A2橋台	
		タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
▼地盤種別		Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種
▼最大応答値													
上部構造													
最大応答加速度	[gal]	801.4	1367.4	865.2	1286.5	741.9	1350.6	741.9	1350.6	865.2	1286.5	801.4	1367.4
最大水平変位	[m]	0.179	0.458	0.179	0.458	0.179	0.459	0.179	0.459	0.179	0.458	0.179	0.458
橋脚天端													
最大応答加速度	[gal]			1509.1	2593.8	1449.8	2393.9	1449.8	2393.9	1509.1	2593.8		
最大水平変位	[m]			0.051	0.189	0.051	0.189	0.051	0.189	0.051	0.189		
支承													
ゴム支承高さ	[mm]	220	220	160	160	160	160	160	160	160	160	220	220
変形量	[m]	0.175	0.450	0.133	0.311	0.134	0.311	0.134	0.311	0.133	0.311	0.175	0.450
せん断ひずみ		0.797	2.047	0.833	1.940	0.837	1.947	0.837	1.947	0.833	1.940	0.797	2.047
許容ひずみ		2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500
判定　($\gamma_{se} \leqq \gamma_{sea}$)		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
支承作用力	[kN]	1346.3	3459.4	3013.8	7027.3	3030.0	7030.6	3030.0	7030.6	3013.8	7027.3	1346.3	3459.4
橋脚変位の照査													
橋脚躯体変形量	[m]			0.023	0.142	0.023	0.143	0.023	0.143	0.023	0.142		
橋脚躯体降伏変位	[m]			0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036		
橋脚最大応答塑性率				0.635	3.928	0.632	3.976	0.632	3.976	0.635	3.928		
橋脚許容塑性率				2.230	6.223	2.357	6.886	2.357	6.886	2.230	6.223		
安全率				3.51	1.58	3.73	1.73	3.73	1.73	3.51	1.58		
判定　($\mu_r \leqq \mu_a$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		
橋脚下端せん断力													
橋脚基部	[kN]			4548.2	8320.5	4457.9	8197.2	4457.9	8197.2	4548.2	8320.5		
せん断耐力	[kN]			16483.8	17316.7	16483.8	17316.7	16483.8	17316.7	16483.8	17316.7		
安全率				3.62	2.08	3.70	2.11	3.70	2.11	3.62	2.08		
判定　($S_p \leqq P_s$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		
残留変位の照査													
残留変位	[m]			0.000	0.063	0.000	0.064	0.000	0.064	0.000	0.063		
許容残留変位	[m]			0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100		
判定　($\delta_r \leqq \delta_{ra}$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		

表-参 9.30　レベル 2 地震動に対する非線形時刻歴応答解析結果（橋軸方向：動摩擦係数 μ=0.17・・・最大値）

	単位	A1橋台		P1橋脚		P2橋脚		P3橋脚		P4橋脚		A2橋台	
		タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
▼地盤種別		Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種	Ⅱ種
▼最大応答値													
上部構造													
最大応答加速度	[gal]	896.6	1302.8	644.3	1470.0	622.4	1269.9	622.4	1269.9	644.3	1470.0	896.6	1302.8
最大水平変位	[m]	0.134	0.394	0.134	0.394	0.134	0.394	0.134	0.394	0.134	0.394	0.134	0.394
橋脚天端													
最大応答加速度	[gal]			1517.1	2905.5	1389.7	2854.6	1389.7	2854.6	1517.1	2905.5		
最大水平変位	[m]			0.046	0.139	0.045	0.137	0.045	0.137	0.046	0.139		
支承													
ゴム支承高さ	[mm]	220	220	160	160	160	160	160	160	160	160	220	220
変形量	[m]	0.132	0.387	0.095	0.275	0.096	0.277	0.096	0.277	0.095	0.275	0.132	0.387
せん断ひずみ		0.597	1.760	0.590	1.717	0.600	1.730	0.600	1.730	0.590	1.717	0.597	1.760
許容ひずみ		2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500
判定　($\gamma_{se} \leqq \gamma_{sea}$)		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
支承作用力	[kN]	1010.3	2971.9	2138.1	6205.8	2169.9	6257.3	2169.9	6257.3	2138.1	6205.8	1010.3	2971.9
橋脚変位の照査													
橋脚躯体変形量	[m]			0.021	0.092	0.020	0.091	0.020	0.091	0.021	0.092		
橋脚躯体降伏変位	[m]			0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036		
橋脚最大応答塑性率				0.568	2.557	0.553	2.511	0.553	2.511	0.568	2.557		
橋脚許容塑性率				2.230	6.223	2.357	6.886	2.357	6.886	2.230	6.223		
安全率				3.93	2.43	4.27	2.74	4.27	2.74	3.93	2.43		
判定　($\mu_r \leqq \mu_a$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		
橋脚下端せん断力													
橋脚基部	[kN]			4159.2	7957.9	3988.9	7821.2	3988.9	7821.2	4159.2	7957.9		
せん断耐力	[kN]			16483.8	17316.7	16483.8	17316.7	16483.8	17316.7	16483.8	17316.7		
安全率				3.96	2.18	4.13	2.21	4.13	2.21	3.96	2.18		
判定　($S_D \leqq P_s$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		
残留変位の照査													
残留変位	[m]			0.000	0.034	0.000	0.033	0.000	0.033	0.000	0.034		
許容残留変位	[m]			0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100		
判定　($\delta_r \leqq \delta_{ra}$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		

(6) レベル2地震動に対する耐震性能2の照査

1) 橋脚

変形性能の照査は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編9.2免震橋の耐震性能の照査に従って行う。

表-参9.31　橋脚変形性能の照査結果（μ=0.07 / タイプⅡ地震時）

	P1	P2	P3	P4
応答塑性率	5.046	5.199	5.199	5.046
許容塑性率	6.223	6.886	6.886	6.223

残留変位の照査は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編7.4耐震性能の照査に従って行う。

表-参9.32　橋脚残留変位の照査結果（μ=0.07 / タイプⅡ地震時）

	P1	P2	P3	P4
残留変位（mm）	0.088	0.091	0.091	0.088
許容残留変位（mm）	0.100	0.100	0.100	0.100

2) 支承部（ゴムバッファ）の照査

ゴムバッファは，せん断ひずみが250%以下であることを照査する。支承本体及び取り付け部材は応答作用力に対して設計を行う。

表-参9.33　ゴムバッファの変形性能の照査結果（μ=0.07 / タイプⅡ地震時）

	A1	P1	P2	P3	P4	A2
せん断ひずみ（%）	230	211	210	210	211	230
許容せん断ひずみ（%）	250	250	250	250	250	250

表-参9.34　ゴムバッファの設計力（μ=0.07 / タイプⅡ地震時）

	A1	P1	P2	P3	P4	A2
支承作用力（kN）	3892.8	7620.4	7582.6	7582.6	7620.4	3892.8

3) 支承部（すべり系支承）の照査

すべり系支承は，支承部相対変位に対してすべり材の縁がすべり板の摺動面を超えないことを照査する。

表-参9.35　すべり系支承の設計変位（μ=0.07 / タイプⅡ地震時）

	A1	P1	P2	P3	P4	A2
支承部相対変位（mm）	507	337	336	336	337	507

4) 上部構造変位の照査

設計で想定した免震性能を確保するため，橋軸方向には，桁と橋台の間に本マニュアル(案)6.2で規定する遊間量を確保する。

必要遊間量 $S_B = u_s + L_A = 507\text{mm} + 15\text{mm} = 522\text{mm}$

ここに，

u_s：橋台位置の上部構造と下部構造の最大相対変位

L_A：遊間の余裕量=15mm

5) 橋台，フーチング，基礎の照査

橋台，フーチング，基礎の照査は，道路橋示方書に従って行う。本設計例ではこれらの照査は省略する。

(7) 応答値に対する摩擦係数のばらつきの影響

各摩擦係数に対する橋脚塑性率，支承部相対変位，ゴムバッファ作用力の比較表を下表に示す。応答値はいずれも摩擦係数が最小値（μ=0.07）の場合が最も大きく，決定ケースとなる。

表-参 9.36　摩擦係数のばらつきの影響（タイプⅡ地震時）

	摩擦係数	A1	P1	P2	P3	P4	A2
橋脚塑性率	μ=0.07	-	5.046	5.199	5.199	5.046	-
	μ=0.12	-	3.928	3.976	3.976	3.928	-
	μ=0.17	-	2.557	2.511	2.511	2.557	-
支承部相対変位 (mm)	μ=0.07	507	337	336	336	337	507
	μ=0.12	450	311	311	311	311	450
	μ=0.17	387	275	277	277	275	387
ゴムバッファ作用力 (kN)	μ=0.07	3892.8	7620.4	7582.6	7582.6	7620.4	3892.8
	μ=0.12	3459.4	7027.3	7030.6	7030.6	7027.3	3459.4
	μ=0.17	2971.9	6205.8	6257.3	6257.3	6205.8	2971.9

9.3 CASE2 の設計計算例

9.3.1 部材諸元

(1) 支承部の諸元

CASE2 のすべり系支承及びゴムバッファの諸元を表-参 9.37～表-参 9.39 に示す。ゴムバッファの形状は，橋梁全体の固有周期（全ての支承を固定とみなした場合の固有周期の 2 倍程度）と，橋台及び橋脚の水平力分担率を目安に設定した。

表-参 9.37　すべり系支承及びゴムバッファの諸元

すべり系支承の摩擦特性	すべり材	相手材（表面仕上げ）	ゴムバッファの減衰性能
低摩擦材	AFRP 繊維強化熱硬化樹脂	SUS（フッ素樹脂コート）	非線形履歴特性（LRB 支承）

表-参 9.38　すべり系支承の摩擦係数

静摩擦係数	動摩擦係数		
	最大値	目標値	最小値
0.07	0.07	0.05	0.03

表-参 9.39　ゴムバッファの諸元

				A1, A2	P1-P4
支承種類				鉛プラグ入り積層ゴム支承	鉛プラグ入り積層ゴム支承
支承数		N	基	4	4
平面形状（有効寸法）	橋軸	a	mm	350	550
	直角	b	mm	350	550
層構成	層厚	t_e	mm	6	10
	層数	n	層	15	9
	総層厚	Σt_e	mm	90	90
鉛プラグ	プラグ径	D_P	mm	100	85
	本数	n_P	本	1	4
ゴムの設計面積		A_R	mm^2	114646.0	279802.0
鉛プラグの設計面積		A_P	mm^2	7854.0	22698.0
ゴムと鉛プラグの面積比		A_P/A_R	%	6.85	8.11
静的せん断弾性係数		G_0	N/mm^2	1.0	1.0

(2) 地盤バネ定数

CASE2 は直接基礎を想定し，ここでは簡単のため基礎は固定と仮定した。

(3) 橋脚配筋

CASE2 の橋脚配筋を図-参 9.7 に示す。橋脚の配筋は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 7.4 (5)に示される橋軸方向の耐力の下限値で決定されている。

表-参 9.40　橋脚の耐力の下限値の照査

	記号	単位	P1, P4		P2, P3	
地震動タイプ			タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
地域別補正係数	c_z		1.0	1.0	1.0	1.0
等価重量	W	[kN]	8137.8	8137.8	8137.8	8137.8
0.4×c_z×等価重量	0.4·c_z·W	[kN]	3255.1	3255.1	3255.1	3255.1
地震時保有水平耐力	P_a	[kN]	3776.0	3776.7	3682.9	3684.1
耐力下限値の照査			O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

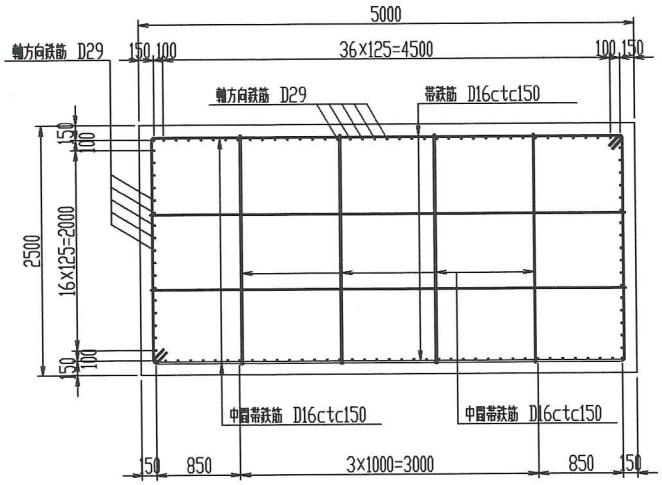


図-参 9.7　橋脚配筋 (CASE2)

9.3.2 温度時照査

温度時の支承の設計変位及び下部構造の設計反力を表-参 9.41 に示す。各橋脚における水平方向の上部構造支持条件を固定とした温度解析の結果，全ての橋脚において分担水平力が摩擦力を上回るため，全支承についてすべりが生じることになる。

表-参 9.41　温度時変位および下部構造分担水平力

			A1	P1	P2	P3	P4	A2	備考
●支承移動量の算出(温度時:-10℃～40℃)									
死荷重反力	R_d	kN	2450	6960	5980	5980	6960	2450	橋脚あたり
摩擦係数	μ		0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	静摩擦係数
すべり支承設計力(摩擦力)	F	kN	171.5	487.2	418.6	418.6	487.2	171.5	$=R_d\mu$
支承部設計変位	δ_s	mm	58.6	29.1	11.3	11.3	29.1	58.6	
●下部工設計用分担力(温度時:基準温度=20℃, -10℃～40℃)									
下部工分担水平力	P	kN	596.4	1281.5	751.4	751.4	1281.5	596.4	

9.3.3 レベル 1 地震動に対する耐震設計

(1) 限界状態と照査方法

1) 限界状態

レベル 1 地震時の各部材の限界状態（耐震性能 1）を表-参 9.42 に示す。本設計例は，主に支承部の耐震設計例を示すものであり，支承部以外の部材のレベル 1 地震動に対する照査は通常の橋梁と同一であるためここでは省略する。

表-参 9.42　各部材の限界状態（耐震性能 1）

橋脚		応力度≦許容応力度
橋台		応力度≦許容応力度
支承部	すべり系支承	応力度≦許容応力度
	ゴムバッファ取り付け部	応力度≦許容応力度
上部構造		応力度≦許容応力度
		変位≦許容変位
基礎		支持力＜許容支持力 応力度＜許容応力度 応答変位＜許容変位
フーチング		応力度≦許容応力度

2) 照査方法

レベル 1 地震動に対する耐震性能 1 の照査は，静的照査法により行う。

(2) レベル 1 地震時の上部構造変位及び分担水平力の算出

レベル 1 地震動に対する静的照査による橋軸方向の上部構造変位・分担水平力の算定は，CASE1 と同様に参考資料-5 に示した方法で行う。

1) レベル 1 地震時設計値

CASE1 では動摩擦係数の最大値を μ=0.07，最小値を μ=0.03 と設定している。後述する動摩擦係数のばらつきの影響より，支承部相対変位は動摩擦係数が最小値の場合を設計値とし，すべり系支承の設計力は動摩擦係数が最大値の場合の摩擦力とする。分担水平力は各橋脚における最大値とする。

表-参 9.43　レベル 1 地震時設計値

	摩擦係数	A1	P1	P2	P3	P4	A2
支承部 相対変位 (mm)	μ=0.03	36.2	24.2	24.3	24.3	24.2	36.2
分担水平力 (kN)	-	635.7	1246.3	1211.7	1211.7	1246.3	635.7
摩擦力 (kN)	μ=0.07	171.5	487.2	418.6	418.6	487.2	171.5

2) 応答値に対する動摩擦係数のばらつきの影響

各摩擦係数における分担水平力，摩擦力，支承部相対変位の比較表を下表に示す。摩擦力は動摩擦係数が最大値（μ=0.07）の場合に最大となり，支承部相対変位は動摩擦係数が最小値（μ=0.03）の場合に最大となる。分担水平力は各摩擦係数で大きな差異は見られない。なお，全てのケースにおいて各橋脚の分担水平力は式(参 5.18)を満足するため，支承部にすべりが生じる。また，式(参 5.17)より算出した固有周期は，仮定した設計水平震度の範囲内となる。

表-参 9.44　摩擦係数のばらつきの影響（レベル 1 地震時）

	摩擦係数	A1	P1	P2	P3	P4	A2
分担水平力 (kN)	μ=0.03	632.9	1233.3	1211.7	1211.7	1233.3	632.9
	μ=0.05	634.3	1239.8	1203.8	1203.8	1239.8	634.3
	μ=0.07	635.7	1246.3	1195.9	1195.9	1246.3	635.7
摩擦力 (kN)	μ=0.03	73.5	208.8	179.4	179.4	208.8	73.5
	μ=0.05	122.5	348.0	299.0	299.0	348.0	122.5
	μ=0.07	171.5	487.2	418.6	418.6	487.2	171.5
支承部相対変位 (mm)	μ=0.03	36.2	24.2	24.3	24.3	24.2	36.2
	μ=0.05	33.1	21.0	21.3	21.3	21.0	33.1
	μ=0.07	30.0	17.9	18.3	18.3	17.9	30.0

表-参 9.45　バネ定数の算出（橋軸方向）

橋軸方向			A1	P1	P2	P3	P4	A2	備考
●下部構造合成バネ定数(K_C)の算出									
基礎バネ定数	A_{ss}	kN/m	3.52E+06	2.71E+06	2.71E+06	2.71E+06	2.71E+06	3.52E+06	
	A_{sr}	kN/rad	-5.54E+06	-4.36E+06	-4.36E+06	-4.36E+06	-4.36E+06	-5.54E+06	
	A_{rr}	kNm/m	5.53E+07	3.84E+07	3.84E+07	3.84E+07	3.84E+07	5.53E+07	
基礎の水平バネ定数	K_{Fu}	kN/m	3.52E+06	2.71E+06	2.71E+06	2.71E+06	2.71E+06	3.52E+06	$=A_{ss}$
基礎の回転バネ定数	$K_{F\theta}$	kNm/m	4.65E+07	3.14E+07	3.14E+07	3.14E+07	3.14E+07	4.65E+07	$=A_{rr}-A_{sr}^2/A_{ss}$
橋脚下端～慣性力作用位置までの高さ	h	m	5.1	10.0	10.0	10.0	10.0	5.1	
フーチング厚	h_F	m	2.0	2.2	2.2	2.2	2.2	2.0	
基礎バネ中心～慣性力作用位置までの高さ	h_0	m	8.7	13.8	13.8	13.8	13.8	8.7	$=h'+h+h_F-A_{sr}/A_{ss}$
橋脚断面高さ	a	m	2.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	
橋脚断面幅	b	m	12.0	5.0	5.0	5.0	5.0	12.0	
橋脚断面二次モーメント	I	m^4	8.0	6.5	6.5	6.5	6.5	8.0	$=ba^3/12$
橋脚弾性係数	E	kN/m^2	2.50E+07	2.50E+07	2.50E+07	2.50E+07	2.50E+07	2.50E+07	
橋脚の躯体曲げバネ定数	K_P	kN/m	4.52E+06	4.88E+05	4.88E+05	4.88E+05	4.88E+05	4.52E+06	$=3EI/h^3$
下部構造合成バネ定数	K_c	kN/m	4.71E+05	1.18E+05	1.18E+05	1.18E+05	1.18E+05	4.71E+05	式(参5.1)
●下部構造の変形+バッファ部の変形を考慮した合成バネ定数(K_T)の算出									
バッファ剛性	Ks	kN/m	1.55E+04	4.24E+04	4.24E+04	4.24E+04	4.24E+04	1.55E+04	
合成バネ定数	K_T	kN/m	1.50E+04	3.12E+04	3.12E+04	3.12E+04	3.12E+04	1.50E+04	$=1/(1/K_s+1/K_c)$

表-参 9.46　支承部の設計変位及び分担水平力の算出（橋軸方向：動摩擦係数_最小値の場合）

橋軸方向			A1	P1	P2	P3	P4	A2	備考
●上部構造変位の算出（摩擦係数下限値の場合）									
死荷重反力	R_d	kN	2450	6960	5980	5980	6960	2450	橋脚あたり
摩擦係数	μ		0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	下限値
摩擦力とバッファ剛性に関する変位	δ_A	m	0.005	0.005	0.004	0.004	0.005	0.005	$=R_d\mu/K_s$
橋脚躯体重量	W_p	kN	8423.1	7750.0	7750.0	7750.0	7750.0	8423.1	
橋脚躯体等価重量	W_{p0}	kN	2526.9	2325.0	2325.0	2325.0	2325.0	2526.9	$=0.3W_{p0}$
下部構造慣性力による下部構造天端変位	δ_p	m	0.001	0.004	0.004	0.004	0.004	0.001	$=k_hW_{p0}/K_c$
式（参5.13）の分子第2項		kN	55.1	30.4	8.8	8.8	30.4	55.1	$=K_T(\delta_A-\delta_p)$
（すべりが生じる橋脚のみ考慮）		kN	188.5						$=\Sigma K_T(\delta_A-\delta_p)$
式（参5.13）の分子第3項		kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	$=K_c\delta_p$
（すべりが生じない橋脚のみ考慮）		kN	0.0						$=\Sigma K_c\delta_p$
合成バネ定数の合計（すべりが生じる橋脚のみ考慮）		kN/m	154622.0						$=\Sigma K_T$
下部構造合成バネ定数の合計（すべりが生じない橋脚のみ考慮）		kN/m	0.0						$=\Sigma K_c$
設計水平震度	k_h		0.20						I種地盤
上部構造重量	W_u	kN	30780.0						
上部構造変位	δ_u	m	0.039						式（参5.19）
●分担水平力の算出（摩擦係数下限値の場合）									
分担水平力	P	kN	632.9	1233.3	1211.7	1211.7	1233.3	632.9	
●すべり判定（摩擦係数下限値の場合）									
摩擦力	F	kN	73.5	208.8	179.4	179.4	208.8	73.5	$=R_d\mu$
すべり判定（P>F）			すべり発生	すべり発生	すべり発生	すべり発生	すべり発生	すべり発生	
●固有周期算出（摩擦係数下限値の場合）									
下部構造天端変位	δ	m	0.002	0.014	0.014	0.014	0.014	0.002	
固有周期	T	sec	0.85						
●支承部設計力，設計変位									
支承部設計変位	δ_s	mm	36.2	24.2	24.3	24.3	24.2	36.2	$=\delta_u-\delta_P$
すべり支承設計力		kN	73.5	208.8	179.4	179.4	208.8	73.5	$=R_d\mu$

表-参 9.47　支承部の設計変位及び分担水平力の算出（橋軸方向：動摩擦係数_目標値の場合）

橋軸方向			A1	P1	P2	P3	P4	A2	備考
●上部構造変位の算出(摩擦係数目標値の場合)									
死荷重反力	R_d	kN	2450	6960	5980	5980	6960	2450	橋脚あたり
摩擦係数	μ		0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	目標値
摩擦力とバッファ剛性に関する変位	δ_A	m	0.008	0.008	0.007	0.007	0.008	0.008	$=R_d\mu/K_s$
橋脚躯体重量	W_p	kN	8423.1	7750.0	7750.0	7750.0	7750.0	8423.1	
橋脚躯体等価重量	W_{p0}	kN	2526.9	2325.0	2325.0	2325.0	2325.0	2526.9	$=0.3W_{p0}$
下部構造慣性力による下部構造天端変位	δ_p	m	0.001	0.004	0.004	0.004	0.004	0.001	$=k_hW_{p0}/K_c$
式(参5.13)の分子第2項		kN	102.6	132.7	96.7	96.7	132.7	102.6	$=K_T(\delta_A-\delta_p)$
(すべりが生じる橋脚のみ考慮)		kN	663.9						$=\Sigma K_T(\delta_A-\delta_p)$
式(参5.13)の分子第3項		kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	$=K_c\delta_p$
(すべりが生じない橋脚のみ考慮)		kN	0.0						$=\Sigma K_c\delta_p$
合成バネ定数の合計(すべりが生じる橋脚のみ考慮)		kN/m	154622.0						$=\Sigma K_T$
下部構造合成バネ定数の合計(すべりが生じない橋脚のみ考慮)		kN/m	0.0						$=\Sigma K_c$
設計水平震度	k_h		0.20						I種地盤
上部構造重量	W_u	kN	30780.0						
上部構造変位	δ_u	m	0.036						式(参5.19)
●分担水平力の算出(摩擦係数目標値の場合)									
分担水平力	P	kN	634.3	1239.8	1203.8	1203.8	1239.8	634.3	
●すべり判定(摩擦係数目標値の場合)									
摩擦力	F	kN	122.5	348.0	299.0	299.0	348.0	122.5	$=R_d\mu$
すべり判定(P>F)			すべり発生	すべり発生	すべり発生	すべり発生	すべり発生	すべり発生	
●固有周期算出(摩擦係数目標値の場合)									
下部構造天端変位	δ	m	0.002	0.014	0.014	0.014	0.014	0.002	
固有周期	T	sec	0.82						
●支承部設計力，設計変位									
支承部設計変位	δ_s	mm	33.1	21.0	21.3	21.3	21.0	33.1	$=\delta_u-\delta_P$
すべり支承設計力		kN	122.5	348.0	299.0	299.0	348.0	122.5	$=R_d\mu$

表-参 9.48　支承部の設計変位及び分担水平力の算出（橋軸方向：動摩擦係数 最大値の場合）

橋軸方向			A1	P1	P2	P3	P4	A2	備考
●上部構造変位の算出（摩擦係数上限値の場合）									
死荷重反力	R_d	kN	2450	6960	5980	5980	6960	2450	橋脚あたり
摩擦係数	μ		0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	上限値
摩擦力とバッファ剛性に関する変位	δ_A	m	0.011	0.011	0.010	0.010	0.011	0.011	$=R_d\mu/K_s$
橋脚躯体重量	W_p	kN	8423.1	7750.0	7750.0	7750.0	7750.0	8423.1	
橋脚躯体等価重量	W_{p0}	kN	2526.9	2325.0	2325.0	2325.0	2325.0	2526.9	$=0.3W_{p0}$
下部構造慣性力による下部構造天端変位	δ_p	m	0.001	0.004	0.004	0.004	0.004	0.001	$=k_hW_{p0}/K_c$
式(参5.13)の分子第2項		kN	150.0	235.0	184.6	184.6	235.0	150.0	$=K_T(\delta_A-\delta_p)$
（すべりが生じる橋脚のみ考慮）		kN	1139.3						$=\Sigma K_T(\delta_A-\delta_p)$
式(参5.13)の分子第3項		kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	$=K_c\delta_p$
（すべりが生じない橋脚のみ考慮）		kN	0.0						$=\Sigma K_c\delta_p$
合成バネ定数の合計（すべりが生じる橋脚のみ考慮）		kN/m	154622.0						$=\Sigma K_T$
下部構造合成バネ定数の合計（すべりが生じない橋脚のみ考慮）		kN/m	0.0						$=\Sigma K_c$
設計水平震度	k_h		0.20						I種地盤
上部構造重量	W_u	kN	30780.0						
上部構造変位	δ_u	m	**0.032**						**式(参5.19)**
●分担水平力の算出（摩擦係数上限値の場合）									
分担水平力	**P**	**kN**	**635.7**	**1246.3**	**1195.9**	**1195.9**	**1246.3**	**635.7**	
●すべり判定（摩擦係数上限値の場合）									
摩擦力	F	kN	171.5	487.2	418.6	418.6	487.2	171.5	$=R_d\mu$
すべり判定(P>F)			**すべり発生**	**すべり発生**	**すべり発生**	**すべり発生**	**すべり発生**	**すべり発生**	
●固有周期算出（摩擦係数上限値の場合）									
下部構造天端変位	δ	m	0.002	0.015	0.014	0.014	0.015	0.002	
固有周期	**T**	**sec**	**0.78**						
●支承部設計力，設計変位									
支承部設計変位	δ_s	mm	30.0	17.9	18.3	18.3	17.9	30.0	$=\delta_u-\delta_P$
すべり支承設計力		kN	171.5	487.2	418.6	418.6	487.2	171.5	$=R_d\mu$

9.3.4 レベル2地震動に対する耐震設計

(1) 限界状態と照査方法

1) 限界状態

レベル2地震時の各部材の限界状態（耐震性能2）を表-参9.49に示す。本設計例では，支承部及び橋脚の照査を示し，その他の照査は省略する。

表-参9.49　各部材の限界状態（耐震性能2）

橋脚		塑性率≦許容塑性率
		残留変位≦許容残留変位
橋台		断面力＜降伏耐力，せん断耐力
支承部	すべり系支承	断面力≦降伏耐力
		変位≦許容変位
	ゴムバッファ	せん断ひずみ≦250%
	ゴムバッファ取り付け部	断面力≦降伏耐力
上部構造		断面力≦降伏耐力
		変位≦許容変位
基礎		断面力＜降伏耐力，せん断耐力
フーチング		断面力≦降伏耐力

2) 照査方法

レベル2地震動に対する耐震性能2の照査は，動的照査法により行う。

(2) 動的解析条件

1) 解析手法

非線形時刻歴応答解析によって構造物の最大応答値を算定し，耐震性能2の照査を行う。

①解 析 手 法：非線形時刻歴応答解析（直接積分法）
②積 分 手 法：Newmarkのβ法（β=1/4）
③積 分 間 隔：⊿t=0.002秒
④解 析 時 間：地震動の入力時間
⑤入力地震動：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編参考資料2.5の動的解析に用いる地震動の例に示されるⅠ種地盤の加速度波形

2) 減衰

粘性減衰は，本マニュアル(案)の式(解5.2.3)に示す要素別Rayleigh減衰を用いる。

$$[C]=\alpha[M]+\left[\sum_{i=1}^{N}\beta_i k_i\right] \qquad \text{(解 5.2.3)}$$

ここに，

$[M]$：質量マトリクス
α　：質量マトリクスに対する比例係数
β_i　：構造要素iの剛性に対する比例係数

各部材の構造減衰定数は，表-参 9.50 に示す値を用いる。

表-参 9.50　各構造部材の減衰定数

	部材種類	モデル化	減衰定数	履歴特性
上部構造	鋼	線形はり	0.02	
すべり系支承	AFRP+SUS	非線形バネ	0.00	バイリニアモデル
ゴムバッファ	LRB	非線形バネ	0.00	バイリニアモデル
橋脚	RC	非線形はり・バネ	0.02	Takedaモデル
橋台	RC	線形はり	0.05	
基礎	直接基礎	固定	0.00	

(3) 橋軸方向解析モデル

1) 部材のモデル化

橋軸方向の解析では，CASE1 と同様に橋梁全体系を二次元の平面骨組みでモデル化した。モデル図及び節点座標，節点重量は CASE1 と同じであるため省略する。各部材のモデル化は CASE1 と同様であるが，CASE2 ではゴムバッファに LRB 支承を用いるため，ゴムバッファを非線形バネでモデル化する。各部材のモデル化を表-参 9.51 に示す。

表-参 9.51　各部材のモデル化

部材		モデル化
上部構造		線形梁要素
支承	すべり系支承	非線形バネ要素
	ゴムバッファ	非線形バネ要素
橋脚	躯体	線形梁要素
	塑性ヒンジ部	非線形バネ要素
橋台		線形梁要素
基礎		固定

2) 各部材の断面定数

各梁要素の断面定数は CASE1 と同じであるため省略する。

3) フーチング回転慣性重量の算出

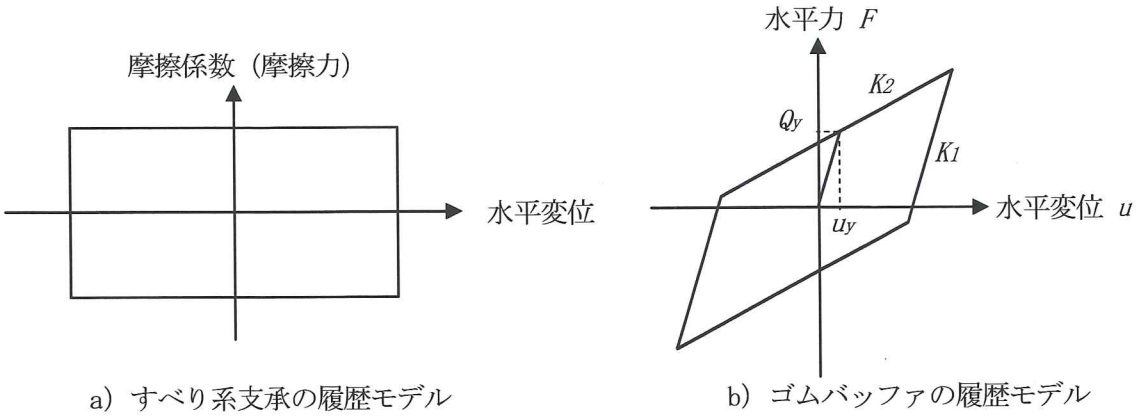
フーチングの回転慣性重量は CASE1 と同じであるため省略する。

4) 地盤バネ

CASE2 は直接基礎を想定し，簡単のため基礎は固定とした。

5) 支承部のモデル化

CASE2 で用いるすべり系支承は，すべり材が「AFRP」，相手材が「SUS」である。本マニュアル(案)5.2 に従い，面圧依存性及び速度依存性を考慮した解析を行う。すべり系支承とゴムバッファは，それぞれ図-参 9.8 に示すバイリニアの履歴特性を有する独立した部材でモデル化する。



a) すべり系支承の履歴モデル　　b) ゴムバッファの履歴モデル

図-参 9.8　支承部の履歴モデル

すべり系支承及びゴムバッファの部材諸元を表-参 9.52 に示す。すべり系支承の初期剛性は，解析が不安定にならない適切な剛性とする。なお，ゴムバッファは LRB 支承であり，支承部相対変位によって履歴が異なる。表-参 9.52 では，タイプⅠ地震動，タイプⅡ地震動それぞれについて収束した諸元を示す。また，ゴムバッファの形状は表-参 9.39 に示す。

表-参 9.52　支承部のモデル化

	支承		橋軸方向			鉛直方向	橋軸直角軸周り
			初期剛性 [kN/m]	二次剛性/初期剛性	LRB 支承降伏力 [kN]		
A1, A2 橋台	すべり系支承		5.000E+06	1.000E-07	※	固定	自由
	ゴムバッファ	タイプⅠ	2.684E+04	0.154	309.5		
		タイプⅡ	2.631E+04	0.154	309.5		
P1, P4 橋脚	すべり系支承		5.000E+06	1.000E-07	※	固定	自由
	ゴムバッファ	タイプⅠ	6.066E+04	0.154	894.6		
		タイプⅡ	5.949E+04	0.154	894.6		
P2, P3 橋脚	すべり系支承		5.000E+06	1.000E-07	※	固定	自由
	ゴムバッファ	タイプⅠ	6.060E+04	0.154	894.6		
		タイプⅡ	5.945E+04	0.154	894.6		

※すべり系支承の摩擦力は，面圧，速度依存性評価式により算出する。

すべり系支承の面圧依存性及び速度依存性は，本マニュアル(案)の式(4.2.1)を用いて評価する。

$$\mu(\sigma,v)=\mu'(\sigma)\left(1-e^{-Dv}\right)+\mu''(\sigma)e^{-Dv} \qquad (4.2.1)$$

ここに，

σ ：すべり材料に作用する面圧

v ：すべり速度

$\mu(\sigma,v)$ ：面圧及び速度依存性を考慮した動摩擦係数

$\mu'(\sigma)$ ：高速加振時における動摩擦係数

$$\mu'(\sigma)=A\,\sigma^{B}$$

$\mu''(\sigma)$ ：低速加振時における動摩擦係数

$$\mu''(\sigma)=C\,\sigma^{B}$$

A ：高速加振時の摩擦特性に関する材料係数

B ：面圧依存性に関する材料係数

C ：低速加振時の摩擦特性に関する材料係数

D ：速度依存性に関する材料係数

材料係数A,B,C,Dは，参考資料-3 「3.8面圧依存性・速度依存性のパラメータ設定」に示した振動台実験のトレース解析に用いた各支承タイプの依存性評価式パラメータより，タイプ4のデバイスの係数を用いる。

表-参9.53 材料係数

A	B	C	D
0.256	-0.747	0.849	-0.078

6) 橋脚のモデル化

橋脚は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編参考資料に示される復元力モデルを用いてモデル化を行った。橋脚の基部に塑性ヒンジを配し，その他の部分を線形はり要素でモデル化する。塑性ヒンジは，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に基づいて，剛体とした塑性ヒンジ区間の 1/2 位置に非線形回転バネを設置しモデル化する。塑性ヒンジの諸元を表-参 9.54 に示す。

表-参 9.54　塑性ヒンジ諸元（橋軸方向）

	記号	単位	橋軸方向							
			P1		P2		P3		P4	
地震動タイプ			Type Ⅰ	Type Ⅱ	Type Ⅰ	Type Ⅱ	Type Ⅰ	Type Ⅱ	Type Ⅰ	Type Ⅱ
断面寸法（高さ）	D	[m]	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500
断面寸法（幅）	B	[m]	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
橋脚高さ	hp		10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000
橋脚柱部高さ	hB		7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500
橋脚天端～慣性力作用高さ	hu		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
橋脚基部～慣性力作用高さ	h	[m]	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000
塑性ヒンジ長	Lp	[m]	1.250	1.250	1.250	1.250	1.250	1.250	1.250	1.250
ｺﾝｸﾘｰﾄのﾔﾝｸﾞ係数	Ec	[kN/m^2]	2.500E+7	2.500E+7	2.500E+7	2.500E+7	2.500E+7	2.500E+7	2.500E+7	2.500E+7
断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ	Ic	[m^4]	6.510	6.510	6.510	6.510	6.510	6.510	6.510	6.510
地震時保有水平耐力										
降伏水平耐力	Py	[kN]	3776.0	3776.7	3682.9	3684.1	3682.9	3684.1	3776.0	3776.7
降伏水平変位	δy	[m]	0.0281	0.0281	0.0280	0.0280	0.0280	0.0280	0.0281	0.0281
降伏時曲率										
曲率1*	φ1	[1/m]	5.800E-5	5.801E-5	5.657E-5	5.659E-5	5.657E-5	5.659E-5	5.800E-5	5.801E-5
曲率2**	φ2	[1/m]	2.030E-4	2.030E-4	1.980E-4	1.981E-4	1.980E-4	1.981E-4	2.030E-4	2.030E-4
降伏時変形量										
橋脚ヒンジ区間以外の弾性変形量***	δey	[m]	0.0051	0.0051	0.0049	0.0049	0.0049	0.0049	0.0051	0.0051
塑性ヒンジ区間の弾性変形量	δpy	[m]	0.0231	0.0231	0.0230	0.0230	0.0230	0.0230	0.0231	0.0231
塑性ヒンジバネ非線形特性										
降伏時曲げモーメント	My	[kNm]	35400.2	35406.8	34526.8	34538.4	34526.8	34538.4	35400.2	35406.8
回転角	θpy	[rad]	2.460E-3	2.461E-3	2.456E-3	2.457E-3	2.456E-3	2.457E-3	2.460E-3	2.461E-3

* φ1：上部構造慣性力作用位置に降伏水平耐力Pyが作用したときに、橋脚基部から高さhBに位置する横はり部の下端に生じる曲率

** φ2：上部構造慣性力作用位置に降伏水平耐力Pyが作用したときに、橋脚基部から高さLpに位置する塑性ヒンジ区間直上に生じる曲率

*** (φ1+φ2)/2*(hB-Lp)*{(h-hB)+(φ1+2*φ2)/(φ1+φ2)*(hB-Lp)/3

(4) 固有振動解析の結果

構造物の振動特性の把握と Rayleigh 減衰の係数の設定を目的として，固有振動解析を実施する。CASE2 のゴムバッファは LRB 支承であり，支承部相対変位によって剛性が異なるため，タイプⅠ地震時・タイプⅡ地震時それぞれについて表-参 9.55 に固有値一覧表を，図-参 9.9 に主要な固有振動モード図を示す。なお，固有振動解析においては，支承部の水平方向剛性は LRB 支承の等価剛性とした。

表-参 9.55 (1)　固有振動解析結果（橋軸方向_タイプⅠ地震時）

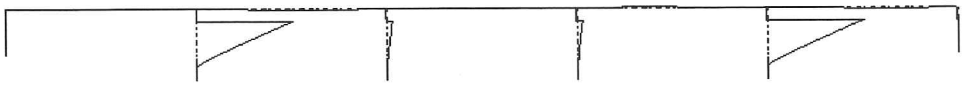
ﾓｰﾄﾞ次数	固有振動数 [Hz]	固有周期 [sec]	刺激係数		有効質量比		モード減衰定数
			X方向	Y方向	X方向	Y方向	
1	0.723	1.383	1.026	0.000	0.413	0.000	0.0018
2	2.225	0.450	0.000	0.252	0.000	0.030	0.0199
3	2.466	0.406	0.008	0.000	0.000	0.000	0.0199
4	3.079	0.325	0.000	-0.612	0.000	0.087	0.0199
5	3.875	0.258	-0.012	0.000	0.000	0.000	0.0200
6	4.649	0.215	0.000	1.637	0.000	0.545	0.0200
7	4.887	0.205	0.000	0.051	0.000	0.000	0.0180
8	4.889	0.205	-1.182	0.000	0.054	0.000	0.0180
9	4.923	0.203	0.000	-0.113	0.000	0.001	0.0181
10	4.928	0.203	-1.331	0.000	0.068	0.000	0.0180
11	6.996	0.143	0.000	0.004	0.000	0.000	0.0198
12	8.871	0.113	0.003	0.000	0.000	0.000	0.0200
13	9.373	0.107	0.000	0.191	0.000	0.010	0.0200
14	10.530	0.095	0.002	0.000	0.000	0.000	0.0200
15	11.922	0.084	0.000	-0.045	0.000	0.001	0.0200
16	13.221	0.076	0.001	0.000	0.000	0.000	0.0200
17	13.919	0.072	-0.002	0.000	0.000	0.000	0.0199
18	19.914	0.050	0.000	-0.075	0.000	0.003	0.0200
19	20.657	0.048	0.001	0.000	0.000	0.000	0.0200
20	20.835	0.048	0.000	-0.001	0.000	0.000	0.0200

表-参 9.55 (2)　固有振動解析結果（橋軸方向_タイプⅡ地震時）

ﾓｰﾄﾞ次数	固有振動数 [Hz]	固有周期 [sec]	刺激係数		有効質量比		モード減衰定数
			X方向	Y方向	X方向	Y方向	
1	0.735	1.360	1.027	0.000	0.413	0.000	0.0019
2	2.225	0.449	0.000	0.252	0.000	0.030	0.0199
3	2.466	0.405	0.008	0.000	0.000	0.000	0.0199
4	3.080	0.325	0.000	-0.612	0.000	0.087	0.0199
5	3.875	0.258	0.012	0.000	0.000	0.000	0.0200
6	4.649	0.215	0.000	1.637	0.000	0.545	0.0200
7	4.897	0.204	0.000	-0.050	0.000	0.000	0.0179
8	4.899	0.204	-1.173	0.000	0.053	0.000	0.0179
9	4.933	0.203	0.000	-0.113	0.000	0.001	0.0180
10	4.938	0.203	-1.332	0.000	0.069	0.000	0.0179
11	6.998	0.143	0.000	-0.004	0.000	0.000	0.0197
12	8.871	0.113	0.004	0.000	0.000	0.000	0.0200
13	9.374	0.107	0.000	0.191	0.000	0.010	0.0200
14	10.530	0.095	0.002	0.000	0.000	0.000	0.0200
15	11.922	0.084	0.000	-0.045	0.000	0.001	0.0200
16	13.221	0.076	0.001	0.000	0.000	0.000	0.0200
17	13.920	0.072	-0.002	0.000	0.000	0.000	0.0199
18	19.915	0.050	0.000	-0.075	0.000	0.003	0.0200
19	20.658	0.048	0.001	0.000	0.000	0.000	0.0200
20	20.835	0.048	0.000	-0.001	0.000	0.000	0.0200



（1 次モード：固有周期 1.383 秒　減衰定数：0.18%）

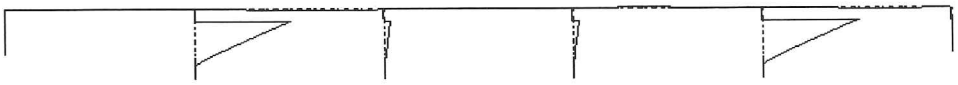


（10 次モード：固有周期 0.203 秒　減衰定数：1.80%）

図-参 9.9（1）　固有振動モード図（橋軸方向_タイプⅠ地震時：動摩擦係数目標値）



（1 次モード：固有周期 1.360 秒　減衰定数：0.19%）



（10 次モード：固有周期 0.203 秒　減衰定数：1.79%）

図-参 9.9（2）　固有振動モード図（橋軸方向_タイプⅡ地震時：動摩擦係数目標値）

(5) 非線形時刻歴応答解析の結果

本ケースは主たる減衰性能を期待する部材はゴムバッファ（LRB 支承）であり，動摩擦係数μを小さく設定しているため，後述する動摩擦係数のばらつきの影響に示すように動摩擦係数のばらつき（最大値：μ=0.07，最小値：μ=0.03）が地震時応答に与える影響は小さい。したがって，本ケースではレベル 2 地震時において動摩擦係数のばらつきを考慮しないこととした。動摩擦係数が最小値（μ=0.05）の場合の非線形時刻歴応答解析結果を表-参 9.56 に示す。

表-参 9.56　レベル 2 地震動に対する非線形時刻歴応答解析結果（橋軸方向：動摩擦係数 μ=0.05・・・目標値）

	単位	A1橋台		P1橋脚		P2橋脚		P3橋脚		P4橋脚		A2橋台	
		タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
▼地盤種別		Ⅰ種	Ⅰ種	Ⅰ種	Ⅰ種	Ⅰ種	Ⅰ種	Ⅰ種	Ⅰ種	Ⅰ種	Ⅰ種	Ⅰ種	Ⅰ種
▼最大応答値													
上部構造													
最大応答加速度	[gal]	427.9	561.6	568.3	813.8	532.5	747.7	534.0	747.5	568.3	812.7	428.5	562.0
最大水平変位	[m]	0.208	0.190	0.208	0.190	0.208	0.190	0.208	0.190	0.208	0.190	0.208	0.190
橋脚天端													
最大応答加速度	[gal]			965.7	2244.8	998.2	2207.6	1000.5	2207.3	968.1	2244.0		
最大水平変位	[m]			0.024	0.031	0.024	0.033	0.024	0.033	0.024	0.031		
支承													
ゴム支承高さ	[mm]	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
変形量	[m]	0.207	0.190	0.190	0.175	0.190	0.175	0.190	0.175	0.190	0.175	0.207	0.190
せん断ひずみ		2.297	2.110	2.113	1.950	2.113	1.943	2.113	1.943	2.113	1.950	2.297	2.110
許容ひずみ		2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500
判定　($\gamma_{se} \leqq \gamma_{sea}$)		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
支承作用力	[kN]	1114.9	1030.2	2500.4	2362.4	2494.5	2358.2	2494.6	2358.2	2500.4	2362.4	1099.1	1030.2
橋脚変位の照査													
橋脚躯体変形量	[m]			0.024	0.031	0.024	0.033	0.024	0.033	0.024	0.031		
橋脚躯体降伏変位	[m]			0.028	0.028	0.028	0.028	0.028	0.028	0.028	0.028		
橋脚最大応答塑性率				0.858	1.119	0.876	1.177	0.876	1.178	0.858	1.119		
橋脚許容塑性率				2.027	4.447	2.095	4.666	2.095	4.666	2.027	4.447		
安全率				2.36	3.97	2.39	3.96	2.39	3.96	2.36	3.97		
判定　($\mu_r \leqq \mu_a$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		
橋脚下端せん断力													
橋脚基部	[kN]			3770.2	5019.6	3762.8	4942.6	3763.2	4942.4	3770.5	5019.5		
せん断耐力	[kN]			7580.5	8240.5	7580.5	8240.5	7580.5	8240.5	7580.5	8240.5		
安全率				2.01	1.64	2.01	1.67	2.01	1.67	2.01	1.64		
判定　($S_p \leqq P_s$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		
残留変位の照査													
残留変位	[m]			0.000	0.002	0.000	0.003	0.000	0.003	0.000	0.002		
許容残留変位	[m]			0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100		
判定　($\delta_r \leqq \delta_{ra}$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		

(6) レベル2地震動に対する耐震性能2の照査

1) 橋脚

変形性能の照査は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 9.2 免震橋の耐震性能の照査に従って行う。

表-参 9.57 橋脚変形性能の照査結果（μ=0.05 / タイプⅡ地震時）

	P1	P2	P3	P4
応答塑性率	1.119	1.177	1.178	1.119
許容塑性率	4.447	4.666	4.666	4.447

2) 支承部（ゴムバッファ）の照査

ゴムバッファは，せん断ひずみが250%以下であることを照査する。支承本体及び取り付け部材は応答作用力に対して設計を行う。

表-参 9.58 ゴムバッファ変形性能の照査結果（μ=0.05 / タイプⅠ地震時）

	A1	P1	P2	P3	P4	A2
せん断ひずみ (%)	230	211	211	211	211	230
許容せん断ひずみ (%)	250	250	250	250	250	250

表-参 9.59 ゴムバッファ設計力（μ=0.05 / タイプⅠ地震時）

	A1	P1	P2	P3	P4	A2
支承作用力 (kN)	1114.9	2500.4	2494.5	2494.6	2500.4	1099.1

3) 支承部（すべり系支承）の照査

すべり系支承は，支承部相対変位に対してすべり材の縁がすべり板の摺動面を超えないことを照査する。

表-参 9.60 すべり系支承の設計変位（μ=0.05 / タイプⅠ地震時）

	A1	P1	P2	P3	P4	A2
設計変位 (mm / μ=0.05)	207	190	190	190	190	207

4) 上部構造変位の照査

設計で想定した減衰性能を確保するため，橋軸方向には，桁と橋台の間に本マニュアル(案)6.2で規定される遊間量を確保する。

必要遊間量 $S_B = u_s + L_A = 207mm + 15mm = 222mm$

ここに，u_s：橋台位置の上部構造と下部構造の最大相対変位

L_A：遊間の余裕量=15mm

5) 橋台，フーチング，基礎の照査

橋台，フーチング，基礎の照査は，道路橋示方書に従って行う。本設計例ではこれらの照査は省略する。

(7) 応答値に対する摩擦係数のばらつきの影響

各摩擦係数に対する橋脚塑性率，支承部相対変位，ゴムバッファ作用力の比較表を下表に示す。応答値は摩擦係数が最小値（μ=0.03）の場合が大きい傾向にあるが，その差は小さいため，本ケ

ースでは摩擦係数のばらつきを考慮しないこととした。

表-参 9.61　摩擦係数のばらつきの影響

(橋脚塑性率_タイプⅡ地震時 / 支承部相対変位・ゴムバッファ作用力_タイプⅠ地震時)

	摩擦係数	A1	P1	P2	P3	P4	A2
橋脚塑性率	μ=0.03	-	1.132	1.179	1.179	1.132	-
	μ=0.05	-	1.119	1.177	1.178	1.119	-
	μ=0.07	-	1.113	1.174	1.174	1.113	-
支承部相対変位(mm)	μ=0.03	209	192	192	192	192	209
	μ=0.05	207	190	190	190	190	207
	μ=0.07	204	188	188	188	188	205
ゴムバッファ作用力(kN)	μ=0.03	1124.1	2519.4	2513.7	2513.8	2519.4	1108.2
	μ=0.05	1114.9	2500.4	2494.5	2494.6	2500.4	1099.1
	μ=0.07	1105.7	2481.4	2475.5	2475.6	2481.5	1090.1

(8)地震力遮断デバイスの照査

地震力遮断デバイスの照査はP1橋脚について本マニュアル(案)5.4項に基づき行なう。

【すべり系支承】

支承形状

荷重支持板外径D：Φ210(mm)

支圧面積A：34636(mm^2)

許容圧縮応力度σ_{maxa}：60(N/mm^2)

すべり板の長さL：620(mm)

設計条件

最大反力R_{max}：1902(kN)

常時の温度変化や伸縮による最大変位δ_A：29.1(mm)

余裕量δ_e：10(mm)

動的解析による最大変位δ_s：190(mm)

1) 最大圧縮応力度：σ_{max}の照査

$$\sigma_{max}=\frac{1902\times10^3}{34636}$$

$$=55<60 \quad 0.K$$

2) 変位追随の照査

すべり系支承の限界摺動変位：δ_m

$$\delta_m=(L-D)/2$$

$$=(620\text{-}210)/2$$

$$=205\ (mm)$$

$$\delta_A+\delta_e=29.1+10$$

$$=39.1\le205\ (\delta_m) \quad 0.K$$

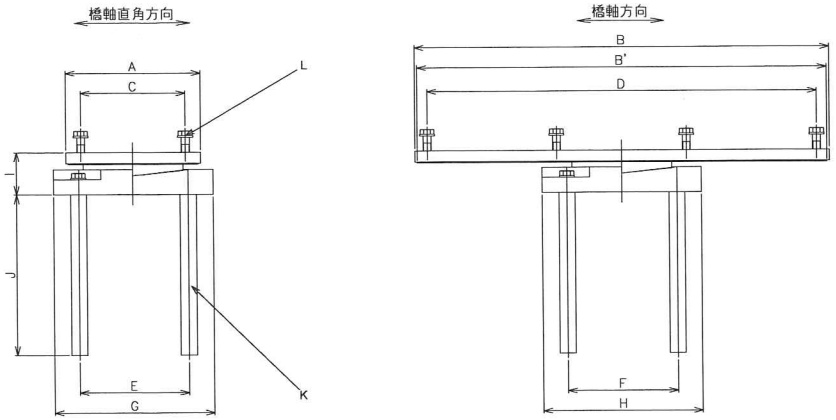
$$\delta_s=190\ (mm)$$

$$190\le205\ (\delta_m) \quad 0.K$$

3) 回転機能の照査

本支承は荷重支持板の底面が球面であり，回転変形は支承部遊間のみによるため，ここでの検討は省略する。

以上の照査によるすべり系支承の概略図を図-参 9-10 に示す。



	A1・A2	P1・P4	P2・P3
A	220	280	270
B	600	630	620
B'	590	620	610
C	170	220	210
D	180×3=540	3×190=570	3×190=570
E	170	230	220
F	170	230	220
G	250	340	320
H	250	340	320
I	70	84	84
J	250	360	320
K	4-φ25	4-φ36	4-φ32
L	8-M16	8-M16	8-M16
すべり材径	φ150	φ210	φ200

図-参 9-10　すべり系支承の概略図

【LRB ゴムバッファ】

支承形状

平面形状 a*b：550×550(mm)

鉛プラグ径 D_p：Φ85(mm)×4 本

有効面積 A_e：279802(mm^2)

ゴム総厚 Σt_e：90(mm)

せん断弾性係数 G：1.0(N/mm^2)

LRB ゴムバッファの許容せん断ひずみ γ_{sa}：2.5

地震時の許容引張り応力度 σ_{ta}：2.0(N/mm^2)

設計条件

地震時最大変位 δ：190(mm)

引張り力 U※：522(kN)

※U は道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に基づき U=0.3Rd とする。

1）せん断ひずみ：γ_s の照査

$$\gamma_s = \frac{190}{90}$$

$$= 2.11 < 2.5 \quad 0.K$$

2）回転変位の照査

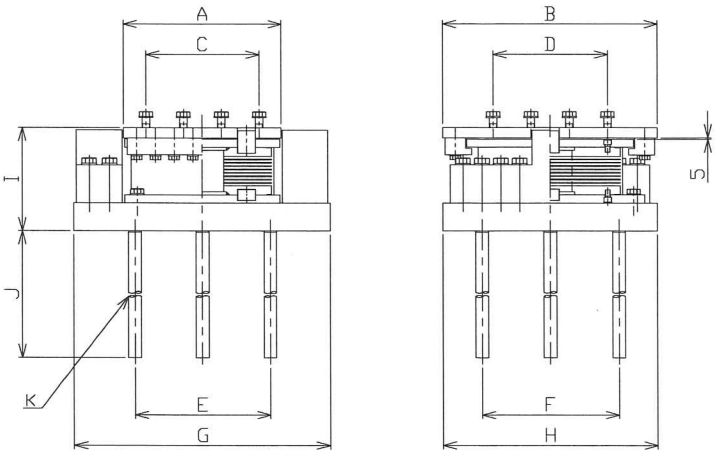
LRB ゴムバッファとソールプレートに遊間を設桁構造のため，ここでの検討は省略する。

3）引張り応力度：σ_t の照査

$$\sigma_t = \frac{522 \times 10^3}{279802}$$

$$= 1.87 < 2.0 \quad 0.K$$

以上の照査によるすべり系支承の概略図を図-参 9-11 に示す。



橋軸直角方向水平震度(khe)=0.89

	A1・A2	P1-P4
A	430	630
B	600	850
C	180	3×150=450
D	3×135=405	3×150=450
E	350	2×270=540
F	350	2×270=540
G	760	1020
H	600	850
I	375	407
J	530	750
K	4-D51	8-D51
L	4-M24	12-M30
ゴム体設計角寸法	□300	□550

図-参 9-11　ゴムバッファの概略図

9.4 CASE3 の設計計算例

9.4.1 部材諸元

(1) 支承部の諸元

CASE3 のすべり系支承及びゴムバッファの諸元を表-参 9.62～表-参 9.64 に示す。ゴムバッファの形状は，橋梁全体の固有周期（全ての支承を固定とみなした場合の固有周期の 2 倍程度）と，橋台及び橋脚の水平力分担率を目安に設定した。

表-参 9.62　すべり系支承及びゴムバッファの諸元

すべり系支承の摩擦特性	すべり材	相手材（表面仕上げ）	ゴムバッファの減衰性能
高摩擦材	焼結金属系すべり材	SUS（No. 2 以上）	線形履歴特性（天然ゴム系積層ゴム支承）

表-参 9.63　すべり系支承の摩擦係数

静摩擦係数	動摩擦係数		
	最大値	目標値	最小値
0.25	0.39	0.30	0.21

表-参 9.64　ゴムバッファの諸元

				A1, A2	P1-P4
支承種類				積層ゴム支承	積層ゴム支承
支承数		N	基	4	4
平面形状（有効寸法）	橋軸	a	mm	650	850
	直角	b	mm	650	850
層構成	層厚	t_e	mm	18	13
	層数	n	層	10	10
	総層厚	Σt_e	mm	180	130
静的せん断弾性係数		G_0	N/mm^2	1.0	1.0
剛性	水平(1基)	K_B	kN/m	2.347E+03	5.558E+03
	水平(合計)	ΣK_B	kN/m	9.389E+03	2.223E+04

(2) 地盤バネ定数

CASE3 の地盤バネ定数は，CASE1 と同じ値を用いる。地盤バネ定数を表-参 9.9 に示す。

(3) 橋脚配筋

CASE3 の橋脚配筋を図-参 9.12 に示す。橋脚の配筋は，橋軸方向のレベル 2 地震時（タイプⅡ）で決定されている。なお，各橋脚は下表に示す通り，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 7.4 (5)に示される耐力の下限値を満足する。

表-参 9.65　橋脚の耐力の下限値の照査

	記号	単位	P1, P4		P2, P3	
地震動タイプ			タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
地域別補正係数	c_z		1.0	1.0	1.0	1.0
等価重量	W	[kN]	8137.8	8137.8	8137.8	8137.8
$0.4 \times c_z \times$ 等価重量	$0.4 \cdot c_z \cdot W$	[kN]	3255.1	3255.1	3255.1	3255.1
地震時保有水平耐力	P_a	[kN]	6425.2	6425.3	6333.1	6334.6
耐力下限値の照査			O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

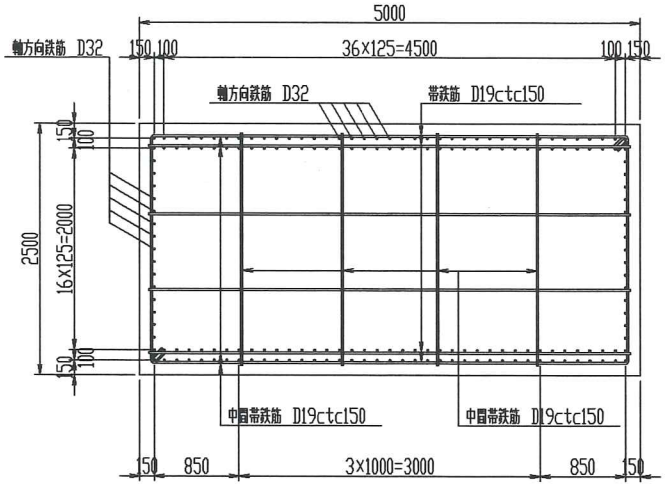


図-参 9.12　橋脚配筋（CASE3）

9.4.2 温度時照査

温度時の支承設計変位及び下部構造の設計反力を表-参 9.66 に示す。各橋脚における水平方向の上部構造支持条件を固定とした温度解析の結果，上部構造変位算出時，下部構造設計用分担力算出時ともに P2, P3 橋脚以外の支承についてすべりが生じることになる。

表-参 9.66　温度時変位及び下部構造の分担水平力

			A1	P1	P2	P3	P4	A2	備考
●支承移動量の算出(温度時:-10℃～40℃)									
死荷重反力	R_d	kN	2450	6960	5980	5980	6960	2450	橋脚あたり
摩擦係数	μ		0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	静摩擦係数
すべり支承設計力(摩擦力)	F	kN	612.5	1740.0	1495.0	1495.0	1740.0	612.5	$=R_d\mu$
支承部設計変位	δ_s	mm	60.3	42.8	0.0	0.0	42.8	60.3	
●下部工設計用分担力(温度時:基準温度=20℃, -10℃～40℃)									
下部工分担水平力	P	kN	961.4	2428.6	1495.0	1495.0	2428.6	961.4	

9.4.3 レベル1地震動に対する耐震設計

(1) 限界状態と照査方法

1) 限界状態

レベル1地震時の各部材の限界状態（耐震性能1）を表-参9.67に示す。本設計例は，主に支承部の耐震設計例を示すものであり，支承部以外の部材のレベル1地震動に対する照査は通常の橋梁と同一であるためここでは省略する。

表-参9.67　各部材の限界状態（耐震性能1）

橋脚		応力度≦許容応力度
橋台		応力度≦許容応力度
支承部	すべり系支承	応力度≦許容応力度
	ゴムバッファ取り付け部	応力度≦許容応力度
上部構造		応力度≦許容応力度
		変位≦許容変位
基礎		支持力＜許容支持力 応力度＜許容応力度 応答変位＜許容変位
フーチング		応力度≦許容応力度

2) 照査方法

レベル1地震動に対する耐震性能1の照査は，静的照査法により行う。

(2) レベル1地震時の上部構造変位及び分担水平力の算出

レベル1地震動に対する静的照査による橋軸方向の上部構造変位・分担水平力の算定は，CASE1と同様に参考資料-5に示した方法で行う。

1) レベル1地震時設計値

CASE3では動摩擦係数の最大値をμ=0.39，最小値をμ=0.21と設定している。後述する動摩擦係数のばらつきの影響より，支承部相対変位は動摩擦係数が最小値の場合を設計値とし，すべり系支承の設計力は動摩擦係数が最大値の場合の摩擦力とする。分担水平力は各橋脚における最大値とする。

表-参9.68　レベル1地震時設計値

	摩擦係数	A1	P1	P2	P3	P4	A2
支承部相対変位 (mm)	μ=0.21	40.8	21.8	23.3	23.3	21.8	40.8
分担水平力 (kN)	-	1113.6	1946.5	1810.5	1810.5	1946.5	1113.6
摩擦力 (kN)	μ=0.39	955.5	2714.4	2332.2	2332.2	2714.4	955.5

2）応答値に対する動摩擦係数のばらつきの影響

各摩擦係数における分担水平力，摩擦力，支承部相対変位の比較表を下表に示す。摩擦力は動摩擦係数が最大値（μ=0.39）の場合に最大となり，支承部相対変位は動摩擦係数が最小値（μ=0.21）の場合に最大となる。CASE3 では動摩擦係数が最小値の場合は全ての支承においてすべりが生じるが，動摩擦係数が目標値の場合，P1 橋脚，P4 橋脚において分担水平力が摩擦力を下回るため，レベル 1 地震時においてすべりは生じない。また，動摩擦係数が最大値の場合，P1-P4 橋脚において分担水平力が摩擦力を下回るため，レベル 1 地震時においてすべりは生じない。

表-参 9.69　摩擦係数のばらつきの影響（レベル 1 地震時）

	摩擦係数	A1	P1	P2	P3	P4	A2
分担水平力 (kN)	μ=0.21	897.2	1946.5	1773.3	1773.3	1946.5	897.2
	μ=0.30	908.8	1897.7	1810.5	1810.5	1897.7	908.8
	μ=0.39	1113.6	1751.7	1751.7	1751.7	1751.7	1113.6
摩擦力 (kN)	μ=0.21	514.5	1461.6	1255.8	1255.8	1461.6	514.5
	μ=0.30	735.0	2088.0	1794.0	1794.0	2088.0	735.0
	μ=0.39	955.5	2714.4	2332.2	2332.2	2714.4	955.5
支承部相対変位 (mm)	μ=0.21	40.8	21.8	23.3	23.3	21.8	40.8
	μ=0.30	18.5	0.0	0.7	0.7	0.0	18.5
	μ=0.39	16.8	0.0	0.0	0.0	0.0	16.8

表-参 9.70　バネ定数の算出（橋軸方向）

橋軸方向			A1	P1	P2	P3	P4	A2	備考
●下部構造合成バネ定数(K_C)の算出									
基礎バネ定数	A_{ss}	kN/m	3.52E+06	2.71E+06	2.71E+06	2.71E+06	2.71E+06	3.52E+06	
	A_{sr}	kN/rad	-5.54E+06	-4.36E+06	-4.36E+06	-4.36E+06	-4.36E+06	-5.54E+06	
	A_{rr}	kNm/m	5.53E+07	3.84E+07	3.84E+07	3.84E+07	3.84E+07	5.53E+07	
基礎の水平バネ定数	K_{Fu}	kN/m	3.52E+06	2.71E+06	2.71E+06	2.71E+06	2.71E+06	3.52E+06	$=A_{ss}$
基礎の回転バネ定数	$K_{F\theta}$	kNm/m	4.65E+07	3.14E+07	3.14E+07	3.14E+07	3.14E+07	4.65E+07	$=A_{rr}-A_{sr}^2/A_{ss}$
橋脚下端～慣性力作用位置までの高さ	h	m	5.1	10.0	10.0	10.0	10.0	5.1	
フーチング厚	h_F	m	2.0	2.2	2.2	2.2	2.2	2.0	
基礎バネ中心～慣性力作用位置までの高さ	h_0	m	8.7	13.8	13.8	13.8	13.8	8.7	$=h'+h+h_F-A_{sr}/A_{ss}$
橋脚断面高さ	a	m	2.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	
橋脚断面幅	b	m	12.0	5.0	5.0	5.0	5.0	12.0	
橋脚断面二次モーメント	I	m^4	8.0	6.5	6.5	6.5	6.5	8.0	$=ba^3/12$
橋脚弾性係数	E	kN/m^2	2.50E+07	2.50E+07	2.50E+07	2.50E+07	2.50E+07	2.50E+07	
橋脚の躯体曲げバネ定数	K_P	kN/m	4.52E+06	4.88E+05	4.88E+05	4.88E+05	4.88E+05	4.52E+06	$=3EI/h^3$
下部構造合成バネ定数	**K_c**	**kN/m**	**4.71E+05**	**1.18E+05**	**1.18E+05**	**1.18E+05**	**1.18E+05**	**4.71E+05**	**式(参5.1)**
●下部構造の変形+バッファ部の変形を考慮した合成バネ定数(K_T)の算出									
バッファ剛性	**Ks**	**kN/m**	**9.39E+03**	**2.22E+04**	**2.22E+04**	**2.22E+04**	**2.22E+04**	**9.39E+03**	
合成バネ定数	**K_T**	**kN/m**	**9.21E+03**	**1.87E+04**	**1.87E+04**	**1.87E+04**	**1.87E+04**	**9.21E+03**	$=1/(1/K_s+1/K_c)$

表-参 9.71　支承部の設計変位及び分担水平力の算出（橋軸方向：動摩擦係数_最小値の場合）

橋軸方向			A1	P1	P2	P3	P4	A2	備考
●上部構造変位の算出(摩擦係数下限値の場合)									
死荷重反力	R_d	kN	2450	6960	5980	5980	6960	2450	橋脚あたり
摩擦係数	μ		0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	下限値
摩擦力とバッファ剛性に関する変位	δ_A	m	0.055	0.066	0.056	0.056	0.066	0.055	$=R_d\mu/K_s$
橋脚躯体重量	W_p	kN	8423.1	7750.0	7750.0	7750.0	7750.0	8423.1	
橋脚躯体等価重量	W_{p0}	kN	2526.9	2325.0	2325.0	2325.0	2325.0	2526.9	$=0.3W_{p0}$
下部構造慣性力による下部構造天端変位	δ_p	m	0.002	0.006	0.006	0.006	0.006	0.002	$=k_hW_{p0}/K_c$
式(参5.13)の分子第2項		kN	489.6	1118.6	945.5	945.5	1118.6	489.6	$=K_T(\delta_A-\delta_p)$
(すべりが生じる橋脚のみ考慮)		kN	5107.5						$=\Sigma K_T(\delta_A-\delta_p)$
式(参5.13)の分子第3項		kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	$=K_c\delta_p$
(すべりが生じない橋脚のみ考慮)		kN	0.0						$=\Sigma K_c\delta_p$
合成バネ定数の合計(すべりが生じる橋脚のみ考慮)		kN/m	93207.4						$=\Sigma K_T$
下部構造合成バネ定数の合計(すべりが生じない橋脚のみ考慮)		kN/m	0.0						$=\Sigma K_c$
設計水平震度	k_h		0.30						III種地盤
上部構造重量	W_u	kN	30780.0						
上部構造変位	δ_u	m	0.044						式(参5.19)
●分担水平力の算出(摩擦係数下限値の場合)									
分担水平力	P	kN	897.2	1946.5	1773.3	1773.3	1946.5	897.2	
●すべり判定(摩擦係数下限値の場合)									
摩擦力	F	kN	514.5	1461.6	1255.8	1255.8	1461.6	514.5	$=R_d\mu$
すべり判定(P>F)			すべり発生	すべり発生	すべり発生	すべり発生	すべり発生	すべり発生	
●固有周期算出(摩擦係数下限値の場合)									
下部構造天端変位	δ	m	0.004	0.022	0.021	0.021	0.022	0.004	
固有周期	T	sec	0.74						
●支承部設計力，設計変位									
支承部設計変位	δ_s	mm	40.8	21.8	23.3	23.3	21.8	40.8	$=\delta_u-\delta_P$
すべり支承設計力		kN	514.5	1461.6	1255.8	1255.8	1461.6	514.5	$=R_d\mu$

表-参 9.72　支承部の設計変位及び分担水平力の算出（橋軸方向：動摩擦係数_目標値の場合）

橋軸方向			A1	P1	P2	P3	P4	A2	備考
●上部構造変位の算出(摩擦係数目標値の場合)									
死荷重反力	R_d	kN	2450	6960	5980	5980	6960	2450	橋脚あたり
摩擦係数	μ		0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	目標値
摩擦力とバッファ剛性に関する変位	δ_A	m	0.078	0.094	0.081	0.081	0.094	0.078	$=R_d\mu/K_s$
橋脚躯体重量	W_p	kN	8423.1	7750.0	7750.0	7750.0	7750.0	8423.1	
橋脚躯体等価重量	W_{p0}	kN	2526.9	2325.0	2325.0	2325.0	2325.0	2526.9	$=0.3W_{p0}$
下部構造慣性力による下部構造天端変位	δ_p	m	0.002	0.006	0.006	0.006	0.006	0.002	$=k_hW_{p0}/K_c$
式(参5.13)の分子第2項		kN	705.8	0.0	1398.2	1398.2	0.0	705.8	$=K_T(\delta_A-\delta_p)$
(すべりが生じる橋脚のみ考慮)		kN	4208.1						$=\Sigma K_T(\delta_A-\delta_p)$
式(参5.13)の分子第3項		kN	0.0	697.5	0.0	0.0	697.5	0.0	$=K_c\delta_p$
(すべりが生じない橋脚のみ考慮)		kN	1395.0						$=\Sigma K_c\delta_p$
合成バネ定数の合計(すべりが生じる橋脚のみ考慮)		kN/m	55809.2						$=\Sigma K_T$
下部構造合成バネ定数の合計(すべりが生じない橋脚のみ考慮)		kN/m	235410.5						$=\Sigma K_c$
設計水平震度	k_h		0.30						III種地盤
上部構造重量	W_u	kN	30780.0						
上部構造変位	δ_u	m	0.022						式(参5.19)
●分担水平力の算出(摩擦係数目標値の場合)									
分担水平力	P	kN	908.8	1897.7	1810.5	1810.5	1897.7	908.8	
●すべり判定(摩擦係数目標値の場合)									
摩擦力	F	kN	735.0	2088.0	1794.0	1794.0	2088.0	735.0	$=R_d\mu$
すべり判定(P>F)			すべり発生	すべらない	すべり発生	すべり発生	すべらない	すべり発生	
●固有周期算出(摩擦係数目標値の場合)									
下部構造天端変位	δ	m	0.004	0.022	0.021	0.021	0.022	0.004	
固有周期	T	sec	0.54						
●支承部設計力，設計変位									
支承部設計変位	δ_s	mm	18.5	0.0	0.7	0.7	0.0	18.5	$=\delta_u-\delta_P$
すべり支承設計力		kN	735.0	2088.0	1794.0	1794.0	2088.0	735.0	$=R_d\mu$

表-参 9.73　支承部の設計変位及び分担水平力の算出（橋軸方向：動摩擦係数_最大値の場合）

橋軸方向			A1	P1	P2	P3	P4	A2	備考
●上部構造変位の算出（摩擦係数上限値の場合）									
死荷重反力	R_d	kN	2450	6960	5980	5980	6960	2450	橋脚あたり
摩擦係数	μ		0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	上限値
摩擦力とバッファ剛性に関する変位	δ_A	m	0.102	0.122	0.105	0.105	0.122	0.102	$=R_d\mu/K_s$
橋脚躯体重量	W_p	kN	8423.1	7750.0	7750.0	7750.0	7750.0	8423.1	
橋脚躯体等価重量	W_{p0}	kN	2526.9	2325.0	2325.0	2325.0	2325.0	2526.9	$=0.3W_{p0}$
下部構造慣性力による下部構造天端変位	δ_p	m	0.002	0.006	0.006	0.006	0.006	0.002	$=k_hW_{p0}/K_c$
式（参5.13）の分子第2項		kN	922.0	0.0	0.0	0.0	0.0	922.0	$=K_T(\delta_A-\delta_p)$
（すべりが生じる橋脚のみ考慮）		kN	1844.1						$=\Sigma K_T(\delta_A-\delta_p)$
式（参5.13）の分子第3項		kN	0.0	697.5	697.5	697.5	697.5	0.0	$=K_c\delta_p$
（すべりが生じない橋脚のみ考慮）		kN	2790.0						$=\Sigma K_c\delta_p$
合成バネ定数の合計（すべりが生じる橋脚のみ考慮）		kN/m	18411.0						$=\Sigma K_T$
下部構造合成バネ定数の合計（すべりが生じない橋脚のみ考慮）		kN/m	470821.1						$=\Sigma K_c$
設計水平震度	k_h		0.30						III種地盤
上部構造重量	W_u	kN	30780.0						
上部構造変位	δ_u	m	0.021						式（参5.19）
●分担水平力の算出（摩擦係数上限値の場合）									
分担水平力	P	kN	1113.6	1751.7	1751.7	1751.7	1751.7	1113.6	
●すべり判定（摩擦係数上限値の場合）									
摩擦力	F	kN	955.5	2714.4	2332.2	2332.2	2714.4	955.5	$=R_d\mu$
すべり判定（P>F）			すべり発生	すべらない	すべらない	すべらない	すべらない	すべり発生	
●固有周期算出（摩擦係数上限値の場合）									
下部構造天端変位	δ	m	0.004	0.021	0.021	0.021	0.021	0.004	
固有周期	T	sec	0.52						
●支承部設計力，設計変位									
支承部設計変位	δ_s	mm	16.8	0.0	0.0	0.0	0.0	16.8	$=\delta_u-\delta_P$
すべり支承設計力		kN	955.5	2714.4	2332.2	2332.2	2714.4	955.5	$=R_d\mu$

9.4.4 レベル2地震動に対する耐震設計

(1) 限界状態と照査方法

1) 限界状態

レベル2地震時の各部材の限界状態（耐震性能2）を表-参9.74に示す。本設計例では，支承部及び橋脚の照査を示し，その他の照査は省略する。

表-参9.74　各部材の限界状態（耐震性能2）

橋脚		塑性率≦許容塑性率
		残留変位≦許容残留変位
橋台		断面力＜降伏耐力，せん断耐力
支承部	すべり系支承	断面力≦降伏耐力
		変位≦許容変位
	ゴムバッファ	せん断ひずみ≦250%
	ゴムバッファ取り付け部	断面力≦降伏耐力
上部構造		断面力≦降伏耐力
		変位≦許容変位
基礎		断面力＜降伏耐力，せん断耐力
フーチング		断面力≦降伏耐力

2) 照査方法

レベル2地震動に対する耐震性能2の照査は，動的照査法により行う。

(2) 動的解析条件

1) 解析手法

非線形時刻歴応答解析によって構造物の最大応答値を算定し，耐震性能2の照査を行う。

①解 析 手 法：非線形時刻歴応答解析（直接積分法）
②積 分 手 法：Newmarkのβ法（β=1/4）
③積 分 間 隔：⊿t=0.002秒
④解 析 時 間：地震動の入力時間
⑤入力地震動：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編参考資料2.5の動的解析に用いる地震動の例に示されるⅢ種地盤の加速度波形

2) 減衰

粘性減衰は，本マニュアル(案)の式(解5.2.3)に示す要素別Rayleigh減衰を用いる。

$$[C]=\alpha[M]+\left[\sum_{i=1}^{N}\beta_i k_i\right] \qquad \text{(解 5.2.3)}$$

ここに，

$[M]$：質量マトリクス
α　：質量マトリクスに対する比例係数
β_i　：構造要素iの剛性に対する比例係数

各部材の構造減衰定数は，表-参 9.75 に示す値を用いる。

表-参 9.75　各構造部材の減衰定数

	部材種類	モデル化	減衰定数	履歴特性
上部構造	鋼	線形はり	0.02	
すべり系支承	焼結金属+SUS	非線形バネ	0.00	バイリニアモデル
ゴムバッファ	RB	線形バネ	0.03	
橋脚	RC	非線形はり・バネ	0.02	Takedaモデル
橋台	RC	線形はり	0.05	
基礎	杭基礎	線形バネ	0.20	

(3) 橋軸方向解析モデル

1) 部材のモデル化

橋軸方向の解析では，CASE1，CASE2 と同様に橋梁全体系を二次元の平面骨組みでモデル化した。各部材のモデル化を表-参 9.76 に示す。モデル図及び節点座標，節点重量は CASE1 と同じであるため省略する。

表-参 9.76　各部材のモデル化

部材		モデル化
上部構造		線形梁要素
支承	すべり系支承	非線形バネ要素
	ゴムバッファ	線形バネ要素
橋脚	躯体	線形梁要素
	塑性ヒンジ部	非線形バネ要素
橋台		線形梁要素
基礎		線形バネ要素

2) 各部材の断面定数

各梁要素の断面定数は CASE1 と同じであるため省略する。

3) フーチング回転慣性重量の算出

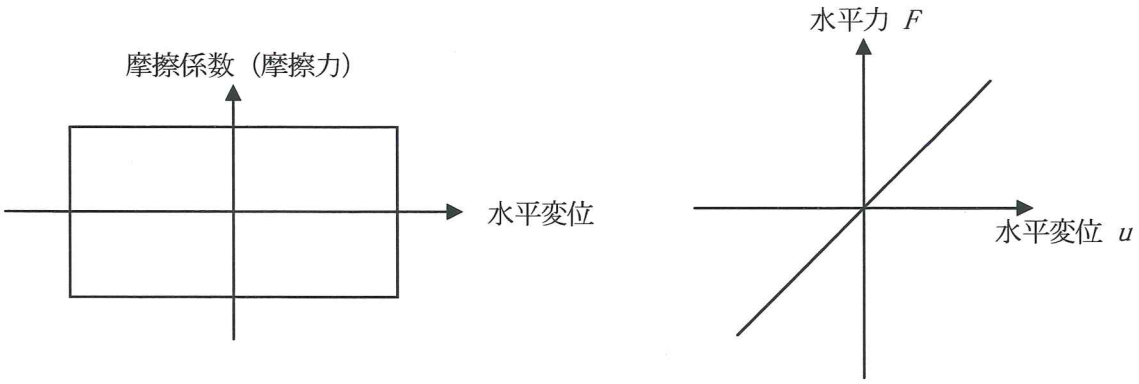
フーチングの回転慣性重量は CASE1 と同じであるため省略する。

4) 地盤バネ

地盤が基礎に及ぼす影響を線形のバネ要素を用いて考慮する。地盤バネ定数を表-参 9.9 に示す。

5) 支承部のモデル化

CASE3 で用いるすべり系支承は，すべり材が「焼結金属系すべり材」，相手材が「SUS」である。本マニュアル(案)4.2.2 に従い，面圧依存性及び速度依存性を考慮した解析を行う。すべり系支承はバイリニアの履歴特性を有する非線形バネでモデル化し，ゴムバッファは線形バネでモデル化する。それぞれの履歴モデルを図-参 9.13 に示す。



a) すべり系支承の履歴モデル　　b) ゴムバッファの線形復元モデル

図-参 9.13　支承部の履歴モデル

すべり系支承及びゴムバッファの部材諸元を表-参 9.77 に示す。すべり系支承の初期剛性は，解析が不安定にならない適切な剛性とする。なお，ゴムバッファの形状は表-参 9.64 に示す。

表-参 9.77　支承部のモデル化

	支承	橋軸方向			鉛直方向	橋軸直角軸周り
		初期剛性 [kN/m]	二次剛性/初期剛性	摩擦力（μR_d） [kN]		
A1, A2 橋台	すべり系支承	5.000E+06	1.000E-07	※	固定	自由
	ゴムバッファ	9.389E+03	-	-		
P1, P4 橋脚	すべり系支承	5.000E+06	1.000E-07	※	固定	自由
	ゴムバッファ	2.223E+04	-	-		
P2, P3 橋脚	すべり系支承	5.000E+06	1.000E-07	※	固定	自由
	ゴムバッファ	2.223E+04	-	-		

※すべり系支承の摩擦力は，面圧，速度依存性評価式により算出する。

すべり系支承の面圧依存性及び速度依存性は，本マニュアル(案)の式(4.2.1)を用いて評価する。

$$\mu(\sigma,v)=\mu'(\sigma)\left(1-e^{-Dv}\right)+\mu''(\sigma)e^{-Dv} \tag{4.2.1}$$

ここに，

σ ：すべり材料に作用する面圧

v ：すべり速度

$\mu(\sigma,v)$ ：面圧及び速度依存性を考慮した動摩擦係数

$\mu'(\sigma)$ ：高速加振時における動摩擦係数

$$\mu'(\sigma)=A\,\sigma^{B}$$

$\mu''(\sigma)$ ：低速加振時における動摩擦係数

$$\mu''(\sigma)=C\,\sigma^{B}$$

A ：高速加振時の摩擦特性に関する材料係数

B ：面圧依存性に関する材料係数

C ：低速加振時の摩擦特性に関する材料係数

D ：速度依存性に関する材料係数

材料係数A,B,C,Dは，参考資料-3 「3.8 面圧依存性・速度依存性のパラメータ設定」に示した振動台実験のトレース解析に用いた各支承タイプの依存性評価式パラメータより，タイプ3のデバイスの係数を用いる。

表-参 9.78 材料係数

A	B	C	D
0.643	−0.249	1.335	−0.114

表-参 9.78 の材料係数は，動摩擦係数が目標値（μ=0.30）の場合の値と仮定する。動摩擦係数のばらつき（最大値：μ=0.39，最小値：μ=0.21）は，式(4.2.1)における「面圧及び速度依存性を考慮した動摩擦係数：$\mu(\sigma,v)$」が，動摩擦係数最大時→0.39/0.30=1.3 倍，動摩擦係数最小時→0.21/0.30=0.7 倍となるように設定する。具体的には，表-参 9.77 の材料係数A及びCをそれぞれ1.3倍，0.7倍することで評価する。

6）橋脚のモデル化

橋脚は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編参考資料に示される復元力モデルを用いてモデル化を行った。橋脚の基部に塑性ヒンジを配し，その他の部分を線形はり要素でモデル化する。塑性ヒンジは，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に基づいて，剛体とした塑性ヒンジ区間の 1/2 位置に非線形回転バネを設置しモデル化する。塑性ヒンジの諸元を表-参 9.79 に示す。

表-参 9.79　塑性ヒンジ諸元（橋軸方向）

	記号	単位	橋軸方向							
			P1		P2		P3		P4	
地震動タイプ			Type Ⅰ	Type Ⅱ	Type Ⅰ	Type Ⅱ	Type Ⅰ	Type Ⅱ	Type Ⅰ	Type Ⅱ
断面寸法（高さ）	D	[m]	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500
断面寸法（幅）	B	[m]	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
橋脚高さ	hp		10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000
橋脚柱部高さ	hB		7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500
橋脚天端～慣性力作用高さ	hu		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
橋脚基部～慣性力作用高さ	h	[m]	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000
塑性ヒンジ長	Lp	[m]	1.250	1.250	1.250	1.250	1.250	1.250	1.250	1.250
ｺﾝｸﾘｰﾄのﾔﾝｸﾞ係数	Ec	[kN/m^2]	2.500E+7	2.500E+7	2.500E+7	2.500E+7	2.500E+7	2.500E+7	2.500E+7	2.500E+7
断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ	Ic	[m^4]	6.510	6.510	6.510	6.510	6.510	6.510	6.510	6.510
地震時保有水平耐力										
降伏水平耐力	Py	[kN]	6425.2	6425.3	6333.1	6334.6	6333.1	6334.6	6425.2	6425.3
降伏水平変位	δy	[m]	0.0353	0.0353	0.0352	0.0352	0.0352	0.0352	0.0353	0.0353
降伏時曲率										
曲率1*	φ1	[1/m]	9.869E-5	9.869E-5	9.728E-5	9.730E-5	9.728E-5	9.730E-5	9.869E-5	9.869E-5
曲率2**	φ2	[1/m]	3.454E-4	3.454E-4	3.405E-4	3.405E-4	3.405E-4	3.405E-4	3.454E-4	3.454E-4
降伏時変形量										
橋脚ヒンジ区間以外の弾性変形量***	δey	[m]	0.0086	0.0086	0.0085	0.0085	0.0085	0.0085	0.0086	0.0086
塑性ヒンジ区間の弾性変形量	δpy	[m]	0.0267	0.0267	0.0268	0.0268	0.0268	0.0268	0.0267	0.0267
塑性ヒンジバネ非線形特性										
降伏時曲げモーメント	My	[kNm]	60236.3	60236.8	59372.6	59386.4	59372.6	59386.4	60236.3	60236.8
回転角	θpy	[rad]	2.846E-3	2.846E-3	2.854E-3	2.854E-3	2.854E-3	2.854E-3	2.846E-3	2.846E-3

＊ φ1：上部構造慣性力作用位置に降伏水平耐力Pyが作用したときに、橋脚基部から高さhBに位置する横はり部の下端に生じる曲率

＊＊ φ2：上部構造慣性力作用位置に降伏水平耐力Pyが作用したときに、橋脚基部から高さLpに位置する塑性ヒンジ区間直上に生じる曲率

＊＊＊ (φ1+φ2)/2*(hB-Lp)*{(h-hB)+(φ1+2*φ2)/(φ1+φ2)*(hB-Lp)/3

(4) 固有振動解析の結果

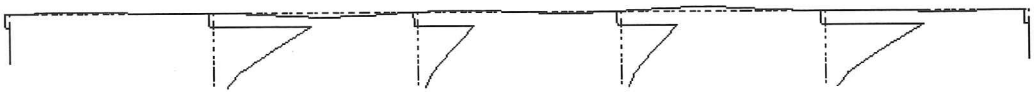
構造物の振動特性の把握と Rayleigh 減衰の係数の設定を目的として，固有振動解析を実施する。解析結果として，表-参 9.80 に固有値一覧表を，図-参 9.14 に主要な固有振動モード図を示す。なお，固有振動解析においては，支承部の水平方向剛性はゴムバッファの剛性とした。

表-参 9.80　固有振動解析結果（橋軸方向）

ﾓｰﾄﾞ次数	固有振動数 [Hz]	固有周期 [sec]	刺激係数		有効質量比		モード減衰定数
			X方向	Y方向	X方向	Y方向	
1	0.838	1.193	1.077	0.000	0.459	0.000	0.0468
2	2.227	0.449	0.000	0.251	0.000	0.030	0.0206
3	2.468	0.405	0.017	0.000	0.000	0.000	0.0205
4	3.079	0.325	0.000	-0.607	0.000	0.086	0.0209
5	3.647	0.274	0.402	0.000	0.012	0.000	0.1224
6	3.651	0.274	0.000	0.077	0.000	0.001	0.1246
7	3.655	0.274	0.000	-0.005	0.000	0.000	0.1247
8	3.674	0.272	-1.634	0.000	0.173	0.000	0.1235
9	3.883	0.258	-0.098	0.000	0.001	0.000	0.0225
10	4.651	0.215	0.000	1.642	0.000	0.546	0.0201
11	6.182	0.162	0.000	0.011	0.000	0.000	0.1937
12	6.184	0.162	1.425	0.000	0.173	0.000	0.1939
13	7.018	0.142	0.000	0.007	0.000	0.000	0.0205
14	8.876	0.113	0.015	0.000	0.000	0.000	0.0201
15	9.378	0.107	0.000	0.190	0.000	0.010	0.0200
16	10.533	0.095	0.004	0.000	0.000	0.000	0.0200
17	11.864	0.084	0.000	-0.022	0.000	0.000	0.1185
18	11.867	0.084	-1.812	0.000	0.062	0.000	0.1222
19	11.902	0.084	0.000	0.020	0.000	0.000	0.1193
20	11.902	0.084	-1.836	0.000	0.065	0.000	0.1222



（1 次モード：固有周期 1.193 秒　減衰定数：4.68%）



（8 次モード：固有周期 0.272 秒　減衰定数：12.35%）

図-参 9.14　固有振動モード図（橋軸方向）

(5) 非線形時刻歴応答解析の結果

後述する動摩擦係数のばらつきの影響に示すように，橋脚塑性率，支承部相対変位，ゴムバッファ作用力はいずれも動摩擦係数が最小値の場合に最大値となる。動摩擦係数が最小値（μ=0.21）の場合の非線形時刻歴応答解析結果を表-参 9.81 に示す。なお，標準値（μ=0.30）の場合を表-参 9.82 に，最大値（μ=0.39）の場合を表-参 9.83 に示す。

表-参 9.81　レベル 2 地震動に対する非線形時刻歴応答解析結果（橋軸方向：動摩擦係数 μ=0.21・・・最小値）

	単位	A1橋台		P1橋脚		P2橋脚		P3橋脚		P4橋脚		A2橋台	
		タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
▼地盤種別		Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種
▼最大応答値													
上部構造													
最大応答加速度	[gal]	793.5	1324.2	817.1	1373.5	819.3	1371.5	829.1	1370.1	816.1	1384.9	802.9	1325.4
最大水平変位	[m]	0.226	0.459	0.226	0.459	0.226	0.459	0.226	0.459	0.226	0.459	0.226	0.459
橋脚天端													
最大応答加速度	[gal]			1113.3	1520.9	1076.6	1417.7	1076.0	1418.8	1124.9	1522.2		
最大水平変位	[m]			0.063	0.162	0.062	0.171	0.063	0.171	0.063	0.163		
支承													
ゴム支承高さ	[mm]	180	180	130	130	130	130	130	130	130	130	180	180
変形量	[m]	0.217	0.443	0.163	0.312	0.163	0.312	0.163	0.312	0.163	0.312	0.217	0.443
せん断ひずみ		1.207	2.463	1.253	2.397	1.257	2.397	1.257	2.397	1.253	2.400	1.207	2.460
許容ひずみ		2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500
判定　($\gamma_{se} \leqq \gamma_{sea}$)		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
支承作用力	[kN]	2040.4	4162.3	3615.1	6923.7	3623.1	6920.2	3623.7	6919.8	3614.2	6928.1	2039.5	4160.1
橋脚変位の照査													
橋脚躯体変形量	[m]			0.027	0.115	0.027	0.125	0.027	0.125	0.027	0.117		
橋脚躯体降伏変位	[m]			0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035		
橋脚最大応答塑性率				0.778	3.264	0.780	3.551	0.779	3.546	0.778	3.312		
橋脚許容塑性率				1.874	4.182	1.951	4.521	1.951	4.521	1.874	4.182		
安全率				2.41	1.28	2.50	1.27	2.50	1.27	2.41	1.26		
判定　($\mu_r \leqq \mu_a$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		
橋脚下端せん断力													
橋脚基部	[kN]			5601.1	8222.4	5539.5	8131.1	5570.5	8131.1	5608.6	8218.7		
せん断耐力	[kN]			10406.2	11239.2	10406.2	11239.2	10406.2	11239.2	10406.2	11239.2		
安全率				1.86	1.37	1.88	1.38	1.87	1.38	1.86	1.37		
判定　($S_D \leqq P_s$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		
残留変位の照査													
残留変位	[m]			0.000	0.048	0.000	0.054	0.000	0.054	0.000	0.049		
許容残留変位	[m]			0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100		
判定　($\delta_r \leqq \delta_{ra}$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		

表-参 9.82　レベル 2 地震動に対する非線形時刻歴応答解析結果（橋軸方向：動摩擦係数 μ=0.30・・・目標値）

	単位	A1橋台		P1橋脚		P2橋脚		P3橋脚		P4橋脚		A2橋台	
		タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
▼地盤種別		Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種
▼最大応答値													
上部構造													
最大応答加速度	[gal]	726.3	1260.7	771.0	1327.4	753.2	1320.4	758.1	1317.1	728.8	1335.1	726.4	1260.2
最大水平変位	[m]	0.180	0.394	0.180	0.394	0.180	0.394	0.180	0.394	0.180	0.394	0.180	0.394
橋脚天端													
最大応答加速度	[gal]			1527.7	1749.6	1424.1	1691.3	1393.6	1633.6	1487.5	1754.2		
最大水平変位	[m]			0.064	0.124	0.061	0.123	0.063	0.123	0.064	0.124		
支承													
ゴム支承高さ	[mm]	180	180	130	130	130	130	130	130	130	130	180	180
変形量	[m]	0.173	0.379	0.127	0.273	0.129	0.274	0.129	0.274	0.127	0.273	0.173	0.379
せん断ひずみ		0.960	2.110	0.977	2.103	0.990	2.107	0.993	2.110	0.983	2.103	0.960	2.107
許容ひずみ		2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500
判定　($\gamma_{se} \leqq \gamma_{sea}$)		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
支承作用力	[kN]	1622.4	3563.5	2818.0	6066.2	2857.6	6088.5	2858.8	6089.2	2830.0	6070.8	1620.1	3561.3
橋脚変位の照査													
橋脚躯体変形量	[m]			0.027	0.077	0.026	0.077	0.027	0.077	0.028	0.077		
橋脚躯体降伏変位	[m]			0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035		
橋脚最大応答塑性率				0.778	2.189	0.750	2.175	0.766	2.173	0.783	2.188		
橋脚許容塑性率				1.874	4.182	1.951	4.521	1.951	4.521	1.874	4.182		
安全率				2.41	1.91	2.60	2.08	2.55	2.08	2.39	1.91		
判定　($\mu_r \leqq \mu_a$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		
橋脚下端せん断力													
橋脚基部	[kN]			5838.4	7925.3	5590.4	7795.2	5716.0	7798.7	5898.8	7935.0		
せん断耐力	[kN]			10406.2	11239.2	10406.2	11239.2	10406.2	11239.2	10406.2	11239.2		
安全率				1.78	1.42	1.86	1.44	1.82	1.44	1.76	1.42		
判定　($S_p \leqq P_s$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		
残留変位の照査													
残留変位	[m]			0.000	0.025	0.000	0.025	0.000	0.025	0.000	0.025		
許容残留変位	[m]			0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100		
判定　($\delta_r \leqq \delta_{ra}$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		

表-参 9.83　レベル 2 地震動に対する非線形時刻歴応答解析結果（橋軸方向：動摩擦係数 μ =0.39・・・最大値）

	単位	A1橋台		P1橋脚		P2橋脚		P3橋脚		P4橋脚		A2橋台	
		タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
▼地盤種別		Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種	Ⅲ種
▼最大応答値													
上部構造													
最大応答加速度	[gal]	679.2	1217.3	687.6	1282.8	701.5	1285.6	703.2	1288.9	671.4	1271.8	709.3	1205.5
最大水平変位	[m]	0.136	0.332	0.136	0.332	0.137	0.332	0.137	0.332	0.137	0.332	0.136	0.332
橋脚天端													
最大応答加速度	[gal]			1648.2	2001.2	1642.6	1835.1	1569.2	1913.4	1695.5	2058.4		
最大水平変位	[m]			0.061	0.103	0.058	0.100	0.058	0.100	0.060	0.102		
支承													
ゴム支承高さ	[mm]	180	180	130	130	130	130	130	130	130	130	180	180
変形量	[m]	0.129	0.319	0.081	0.232	0.091	0.234	0.089	0.234	0.085	0.232	0.129	0.319
せん断ひずみ		0.720	1.770	0.623	1.783	0.700	1.800	0.683	1.797	0.653	1.783	0.717	1.773
許容ひずみ		2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500
判定　($\gamma_{se} \leqq \gamma_{sea}$)		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
支承作用力	[kN]	1214.2	2994.8	1793.4	5143.6	2025.5	5192.8	1965.5	5191.2	1887.7	5147.4	1211.3	2992.8
橋脚変位の照査													
橋脚躯体変形量	[m]			0.026	0.056	0.025	0.054	0.025	0.054	0.026	0.056		
橋脚躯体降伏変位	[m]			0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035		
橋脚最大応答塑性率				0.744	1.601	0.711	1.546	0.706	1.543	0.742	1.593		
橋脚許容塑性率				1.874	4.182	1.951	4.521	1.951	4.521	1.874	4.182		
安全率				2.52	2.61	2.74	2.93	2.76	2.93	2.53	2.62		
判定　($\mu_r \leqq \mu_a$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		
橋脚下端せん断力													
橋脚基部	[kN]			5674.0	7654.3	5546.6	7504.1	5468.9	7501.3	5653.0	7644.0		
せん断耐力	[kN]			10406.2	11239.2	10406.2	11239.2	10406.2	11239.2	10406.2	11239.2		
安全率				1.83	1.47	1.88	1.50	1.90	1.50	1.84	1.47		
判定　($S_p \leqq P_s$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		
残留変位の照査													
残留変位	[m]			0.000	0.013	0.000	0.012	0.000	0.011	0.000	0.013		
許容残留変位	[m]			0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100		
判定　($\delta_r \leqq \delta_{ra}$)				O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.		

(6) レベル 2 地震動に対する耐震性能 2 の照査

1) 橋脚

変形性能の照査は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 9.2 免震橋の耐震性能の照査に従って行う。

表-参 9.84　橋脚変形性能の照査結果（μ=0.21 / タイプⅡ地震時）

	P1	P2	P3	P4
応答塑性率	3.264	3.551	3.546	3.312
許容塑性率	4.182	4.521	4.521	4.182

残留変位の照査は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 7.4 耐震性能の照査に従って行う。

表-参 9.85　橋脚残留変位の照査結果（μ=0.21 / タイプⅡ地震時）

	P1	P2	P3	P4
残留変位（mm）	0.048	0.054	0.054	0.049
許容残留変位（mm）	0.100	0.100	0.100	0.100

2) 支承部（ゴムバッファ）の照査

ゴムバッファは，せん断ひずみが 250%以下であることを照査する。支承本体及び取り付け部材は応答作用力に対して設計を行う。

表-参 9.86　ゴムバッファ変形性能の照査結果（μ=0.21 / タイプⅡ地震時）

	A1	P1	P2	P3	P4	A2
せん断ひずみ（%）	246	240	240	240	240	246
許容せん断ひずみ（%）	250	250	250	250	250	250

表-参 9.87　ゴムバッファ設計力（μ=0.21 / タイプⅡ地震時）

	A1	P1	P2	P3	P4	A2
支承作用力（kN）	4162.3	6923.7	6920.2	6919.8	6928.1	4160.1

3) 支承部（すべり系支承）の照査

すべり系支承は，支承部相対変位に対してすべり材の縁がすべり板の摺動面を超えないことを照査する。

表-参 9.88　すべり系支承の設計変位（μ=0.21 / タイプⅡ地震時）

	A1	P1	P2	P3	P4	A2
設計変位（mm / μ=0.21）	443	312	312	312	312	443

4) 上部構造変位の照査

設計で想定した減衰性能を確保するため，橋軸方向には，桁と橋台の間に本マニュアル(案)6.2 で規定される遊間量を確保する。必要遊間量は，動摩擦係数が最小値のケース（μ=0.21）で決定する。

必要遊間量 $S_B = u_s + L_A = 443\text{mm} + 15\text{mm} = 458\text{mm}$

ここに，u_s：橋台位置の上部構造と下部構造の最大相対変位

L_A：遊間の余裕量=15mm

5) 橋台，フーチング，基礎の照査

橋台，フーチング，基礎の照査は，道路橋示方書に従って行う。本設計例ではこれらの照査は省略する。

(8) 応答値に対する摩擦係数のばらつきの影響

各摩擦係数に対する橋脚塑性率，支承部相対変位，ゴムバッファ作用力の比較表を下表に示す。応答値はいずれも摩擦係数が最小値（μ=0.21）の場合が最も大きく，決定ケースとなる。

表-参 9.89　摩擦係数のばらつきの影響（タイプⅡ地震時）

	摩擦係数	A1	P1	P2	P3	P4	A2
橋脚塑性率	μ=0.21	-	3.264	3.551	3.546	3.312	-
	μ=0.30	-	2.189	2.175	2.173	2.188	-
	μ=0.39	-	1.601	1.546	1.543	1.593	-
支承部相対変位	μ=0.21	443	312	312	312	312	443
	μ=0.30	379	273	274	274	273	379
	μ=0.39	319	232	234	234	232	319
ゴムバッファ作用力	μ=0.21	4162.3	6923.7	6920.2	6919.8	6928.1	4160.1
	μ=0.30	3563.5	6066.2	6088.5	6089.2	6070.8	3561.3
	μ=0.39	2994.8	5143.6	5192.8	5191.2	5147.4	2992.8