

長期間供用により経年劣化した道路橋  
免震ゴム支承の耐震性能評価に関する研究

2016年

林 訓 裕

## 論文要旨

わが国は世界有数の地震国であることから、道路橋の設計において耐震性に十分配慮することが求められており、支承部に着目した場合、慣性力を複数の下部構造に分散させる地震時水平力分散構造や、構造物の長周期化や高減衰化により作用する地震力を低減させる免震構造を採用している。免震支承はアイソレート機能とエネルギー吸収による減衰機能を併せもったものであり、1970年代にニュージーランドで鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB : Lead Rubber Bearing）が開発され、1995年に発生した兵庫県南部地震以降は、道路橋の新設橋梁および既設橋梁の耐震対策において着実に実績を増やしている。こうした背景のもと、20年以上の長期間に渡り供用されるLRBが増えてきており、それに伴って様々な損傷が見られるようになってきた。

本研究では、LRBの経年劣化損傷が常時ならびに地震時残存性能に与える影響について、長期間にわたり供用され実際に経年劣化損傷が発生したゴム支承を用いて各種試験により検証するとともに、その劣化メカニズムを追究することを目的とした。さらに得られた検証結果を用いて免震ゴム支承の耐用年数の推定や維持管理目標について提案を行ったものである。

力学的残存性能確認試験では、鉛プラグの突出による鉛量減少が原因となる減衰性能の低下、ならびに経年劣化に伴うゴム硬化による剛性の増加が明らかになった。ゴム材料残存性能確認試験では経年劣化によるゴムの硬化が確認された。さらに試験後の鉛プラグ状況の観察および当該LRBの損傷履歴を踏まえると、供用中段階で相当の変状が起こっていたものと推察された。

劣化LRBを有する道路橋システムをモデル化して動的応答照査を行ったところ、道路橋示方書標準波に対しては、劣化支承モデルの応答がリファレンス支承モデルと比較しても大きく、LRBの経年劣化の影響が現れたが、上町断層帯の破壊を想定した最大級シナリオ地震動に対しては、橋脚は倒壊する可能性があり、設定された耐震目標を達成するためには、必要な対策を講じる必要があることが明らかとなった。また、支承特性値のパラメータスタディにより、時間の経過とともにLRBの最大応答ひずみおよび最大応力も徐々に低下していることから、等価剛性増加よりも切片荷重低下の影響が相対的に敏感であることが示された。

鉛プラグの断面観察の結果、低サイクル疲労の影響が大きいことが判明した。また、鉛プラグの劣化メカニズムは、常時変形時において鉛プラグ表面の応力集中部でのひずみにより発生する欠陥（きれつ）が発端となる可能性が高く、挙動解析の結果、上下鋼板および内部鋼板のエッジと接触している鉛プラグ要素に高い塑性ひずみが生じていることが判明した。

さらに地震リスク評価において、道路橋の地震時性能レベルを構造要素ごとに定義し、各々のレベルに対する機能損失コストを求めたところ、LRBの経年劣化の進展とともに増大することが示された。これを基に100年の評価期間における最適LCCは、現状劣化時点で取替え、その後終局状態に達する前に取替える予防保全との試算結果が得られた。なお、社会的割引率および劣化速度（破断ひずみへ至るまでの期間）をパラメータとしてLCCの検討を行ったところ、劣化速度をパラメータとしたケースのほうが社会的割引率よりも効果があることが示された。

# 長期間供用により経年劣化した 道路橋免震ゴム支承の耐震性能評価に関する研究

## 目次

第1章 序論.....	1
1.1 研究の背景および目的.....	1
1.2 ゴム支承の変遷と現状.....	3
1.2.1 ゴム支承の変遷.....	3
1.2.2 ゴム支承設計の概要.....	5
1.2.3 ゴム支承の現状.....	8
1.3 既往の研究および未解明点.....	14
1.3.1 ゴム支承材料の経年劣化メカニズム.....	14
1.3.2 ゴム支承に関する既往の研究.....	14
1.3.3 LRBの耐久性に関する未解明点.....	16
1.4 研究課題と本論文の構成.....	17
第1章 参考文献.....	20
第2章 経年劣化LRBを用いた残存性能評価.....	23
2.1 概説.....	23
2.2 試験対象支承の状況.....	23
2.2.1 概要.....	23
2.2.2 損傷の履歴.....	27
2.3 力学的残存性能確認試験.....	30
2.3.1 緒言.....	30
2.3.2 試験計画.....	30
2.3.3 試験結果および考察.....	33
2.3.4 結言.....	46
2.4 ゴム材料残存性能確認試験.....	47
2.4.1 緒言.....	47
2.4.2 試験計画.....	47
2.4.3 試験結果および考察.....	49
2.4.4 結言.....	60
2.5 試験後の鉛プラグ状況の観察.....	61
2.5.1 緒言.....	61

2.5.2	劣化支承.....	61
2.5.3	リファレンス支承.....	63
2.5.4	結言.....	63
2.6	まとめ.....	72
第2章	参考文献.....	74
第3章	経年劣化 LRB を有する道路橋の耐震性能評価.....	75
3.1	概説.....	75
3.2	経年劣化 LRB を有する道路橋全体系の動的応答.....	75
3.2.1	緒言.....	75
3.2.2	モデル化.....	75
3.2.3	道路橋示方書標準波に対する動的応答解析.....	82
3.2.4	最大級シナリオ地震動に対する動的応答解析.....	94
3.2.5	結言.....	101
3.3	パラメトリックスタディによる限界状態の把握.....	102
3.3.1	緒言.....	102
3.3.2	支承特性値の経年劣化モデル.....	102
3.3.3	動的応答解析による限界状態の把握.....	106
3.3.4	限界状態へ至る年数の見積.....	110
3.3.5	結言.....	115
3.4	まとめ.....	116
第3章	参考文献.....	118
第4章	鉛プラグの常時変形による経年劣化メカニズム.....	119
4.1	概説.....	119
4.2	劣化メカニズムの推定.....	119
4.2.1	緒言.....	119
4.2.2	鉛材料試験.....	120
4.2.3	鉛プラグ劣化メカニズム推定.....	130
4.2.4	結言.....	132
4.3	挙動解析による損傷メカニズム検証.....	133
4.3.1	緒言.....	133
4.3.2	解析モデル.....	133
4.3.3	材料物性値の設定.....	135
4.3.4	解析手順.....	138
4.3.5	解析結果.....	139
4.3.6	結言.....	144



4.4	まとめ.....	145
第4章	参考文献.....	146
第5章	地震リスクを考慮した耐震性能評価および維持管理.....	147
5.1	概説.....	147
5.2	多数地震動入力による耐震性能影響検討.....	147
5.2.1	緒言.....	147
5.2.2	漸増動的解析(IDA)による耐震性能評価.....	148
5.2.3	破壊確率とフラジリティカーブ.....	152
5.2.4	結言.....	154
5.3	地震リスク評価.....	155
5.3.1	緒言.....	155
5.3.2	地震時における要求性能.....	155
5.3.3	リスク評価.....	157
5.3.4	ライフサイクルコスト (LCC) .....	168
5.3.5	結言.....	177
5.4	まとめ.....	178
第5章	参考文献.....	179
第6章	結論.....	181
	謝辞.....	185
	付録	
1.	耐震性能の観点からの経年劣化 LRB 維持管理目標.....	付-1



# 第1章 序論

## 1.1 研究の背景および目的

わが国では道路・鉄道・河川・港湾等に係る多数のインフラストックを保有しており、供用後は各管理者による維持管理が行われてきているが、時間の経過とともに高齢化の問題に直面してきている。特に道路橋は、図-1.1.1に示すように第二次世界大戦後の高度経済成長期（1955～1973年）を中心に建設され、わが国の経済発展と国民生活の向上に寄与してきたが、表-1.1.1のとおり橋長15m以上の道路橋の平均経過年数は30年を超えてきている[1-1]。道路は人の移動や物流の大半を担う基盤インフラであり、その重要性から有事後においても機能の保持は社会的使命であるが、構造物の高齢化に伴う材質劣化がもたらす機能低下についても考慮に入れる必要がある。

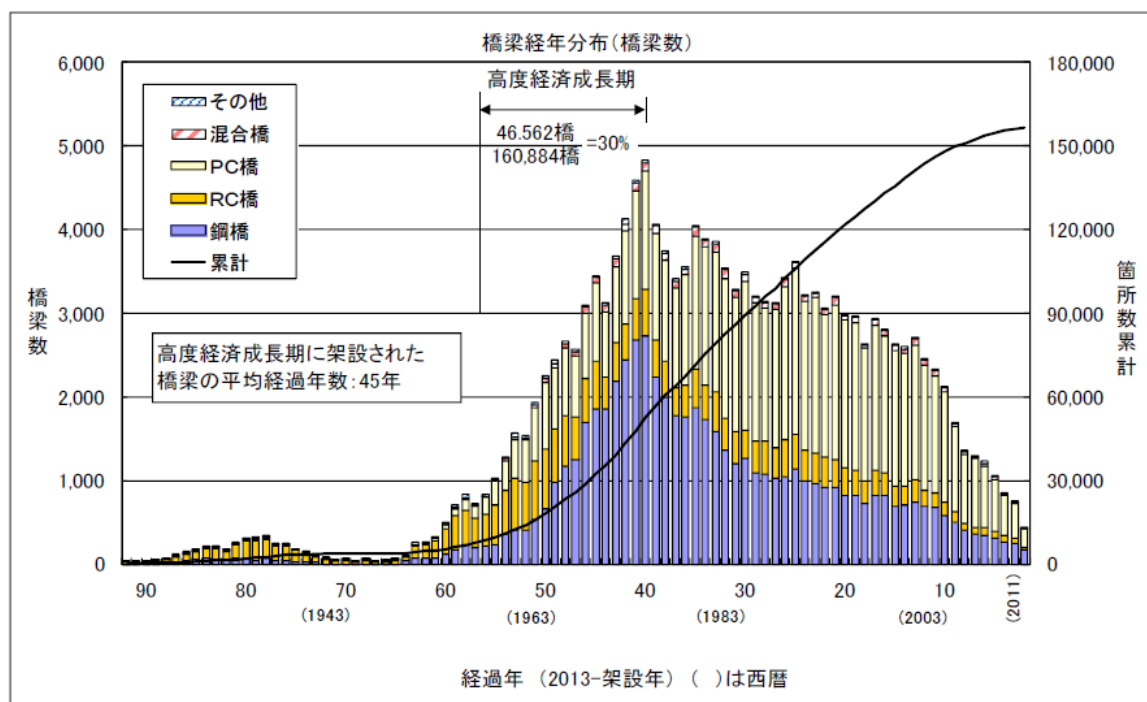


図-1.1.1 供用中道路橋の経年分布<sup>[1-1]</sup>

表-1.1.1 道路種別ごとの平均経過年数<sup>[1-1]</sup>

道路種別	橋梁数	平均架設年	平均経過年
高速自動車国道	7,262	1985	27.4
一般国道 (指定区間)	12,989	1981	30.9
一般国道 (指定区間外)	13,498	1980	32.2
主要地方道	17,423	1980	32.0
一般都道府県道	17,082	1978	33.6
市町村道	92,630	1979	33.2
合計	160,884	1979	32.6

そのため、橋梁マネジメントシステム（BMS：Bridge Management System）等によるアセットマネジメントの取り組み[1-2]や老朽化対策のためのメンテナンスサイクルの構築[1-3]を進めているところである。

同時にわが国は世界有数の地震国でもあり、インフラの供用期間中に構造物が中規模以上の地震を受ける確率は低いことから、その設計において耐震性に十分配慮することが求められている。道路橋においては、近い将来に発生が予想されている南海トラフ地震に代表されるプレート境界型の大規模地震、兵庫県南部地震に代表される内陸直下型地震の2種類の地震動を考慮し、落橋に対する安全性を確保するとともに、地震後も橋としての機能を速やかに回復できるように努めているところである。支承部に着目した場合、破壊による上部構造の落下を防止するという観点から慣性を複数の下部構造に分散させる地震時水平力分散構造や、構造物の長周期化や高減衰化により作用する地震力を低減させる免震構造を採用している。

地震時水平力分散構造としては、ゴムのせん断剛性を利用した積層タイプのゴム支承が代表的な支承であり、多径間連続構造等に適用されている。1970年代前半に開発、実用化されて[1-4]以降、広く普及するようになった。一方、免震構造としての支承は、ゴム支承本体の水平剛性を利用したアイソレート機能とエネルギー吸収による減衰機能を併せもったものである。1970年代中頃にニュージーランドで鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB：Lead Rubber Bearing）が開発され[1-5]、高減衰ゴム支承（HDR：High Damping Rubber Bearing）と合わせて1980年代後半よりニュージーランド、アメリカ、日本等において道路橋の新設橋梁および既設橋梁の耐震対策に採用されており、以降着実に実績を増やしている。

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、道路橋において多大な被害があった[1-6][1-7]が、支承被害に着目した場合、被災地域の直轄国道、高速自動車国道および阪神高速道路の高架橋に用いられていた鋼製支承の約49%は何らかの被害があり、約21%が甚大な被害を受けた[1-8]。一方でゴム支承の被害は少なく、激震地域には設置されていなかったが免震支承を用いた橋梁は無被害であったことが報告されている。これらの道路橋の被災経験を踏まえて同年2月27日に建設省（当時）より通知された「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様（復旧仕様）」[1-9]では、ゴム支承を積極的に用いることが望ましいと記述された。これを受け、兵庫県南部地震で被災した阪神高速道路3号神戸線の復旧工事において免震支承をはじめとするゴム支承が本格的に採用され、その数は約10,000基にのぼっている[1-10]。翌1996年に免震設計が道路橋示方書[1-11]に規定されて以降、新設・既設を問わず耐震対策としてゴム支承を適用してきていることは周知の事実である。

こうした背景のもと、20年以上の長期間に渡り供用されるゴム支承が増えてきており、それに伴って様々な損傷が見られるようになってきた[1-12][1-13]。積層ゴム本体の異常変形や表面きれつ等が主なものとして挙げられるが、いずれも目視にて確認できる損傷しか報告されておらず、ゴム内部の状態は把握できないのが現状である。また、耐震性に関して、新設・既設にかかわらず道路橋示方書等に規定される性能を満たすよう設計施工されているものの、その後の時間経過に伴う材質劣化は考慮されておらず、そのような耐震デバイスが設計どおりの性能を有しているか、あるいは地震後に必要とされる道路機能が保持されているかまでは評価できていない。

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震において、兵庫県南部地震以降の基準で設

計されたゴム支承が破断するという被害が生じた[1-14]. 幸いにも落橋までの被害には至っていないが、ゴム支承を有する橋梁は地震による大被害は受けないという一種の安全神話は脆くも崩壊した. その後の調査により、ゴム等の経年劣化もしくは建設後の地震変形によるせん断変形性能の低下が原因であったという考察がなされている[1-15].

2014年6月に国土交通省道路局国道・防災課より直轄国道管理者へ通知された「橋梁定期点検要領」[1-16]によると、支承に関する損傷程度の評価区分は「損傷なし」か「支承部の機能が損なわれているか、著しく阻害されている可能性のある損傷が生じている」の2区分しかなく、後者に区分されるゴム支承の損傷としては、「破損・断裂・異常な変形」とされている. したがって、現状で把握しうる表面きれつ等は「損傷なし」に区分されるものであり、支承の基本的な機能である荷重伝達機能や変位追従機能への影響は軽微か無視できるものと考えられている.

しかしながら、前述の東北地方太平洋沖地震で破断した事例や、篠原ら[1-17]により確認された損傷は、ゴム支承内部において何らかの経年劣化が発生および進展した結果によるものと考察されている. つまり、ゴム支承を構成する部材、特に目視で確認不可能な支承内部における劣化は耐震性能への影響が大きいと想定できる. したがって、劣化したゴム支承がどの程度の残存性能を有しているかを把握すること、併せてその劣化メカニズムを解明することは維持管理上重要であると考えられる.

ゴム支承の経年劣化およびそれに伴う損傷は普遍的に発生する現象であると考えられることから、本研究ではゴム支承の経年劣化損傷が常時ならびに地震時残存性能に与える影響について、長期間にわたり供用され実際に経年劣化損傷が発生したゴム支承を用いて各種試験により検証するとともに、その劣化メカニズムを追究することを目的とした. さらに得られた検証結果を用いてゴム支承の寿命の推定や耐震性能評価方法等について提案を行ったものである.

## 1.2 ゴム支承の変遷と現状

### 1.2.1 ゴム支承の変遷

現存する最も古い橋梁用ゴム支承は、1889年にオーストラリア Melbourne 市の鉄道高架橋において設置された防振ゴムパッドとされている[1-18]. これは防音・振動対策を目的として設置されたもので、厚さ0.5インチ(12.7mm)の単層の天然ゴム(NR: Natural Rubber)製であり、120年以上経た現在もなお使用されている. 日本では、1950年代にフランスよりクロロプレンゴム(CR: Chloroprene Rubber)製パッド型ゴム支承を輸入し、国鉄(現JR)大阪環状線天王寺駅舎で使用されたのが最初であり[1-19], 1961年の同東北本線鬼怒川橋梁(PC3径間連続箱桁橋5連)で本格的に採用された[1-20]. パッド型ゴム支承は小規模なコンクリート桁の橋梁の可動・固定構造の支承部に採用されることが多いが、上部および下部構造への定着は行わず、沓座に載せるだけで施工される. また、地震時慣性力を負担することはできないため、アンカーバーなどの支承と別構造のストッパーで対応することが多い.

本格的な積層ゴム支承として歴史的に最も古いとされているのが、1957年にイギリス Lincoln 市にある道路橋 Pelham Bridge (鋼橋)に使用された天然ゴム製の積層ゴム支承である[1-21]. 平

面寸法は 613mm×410mm，ゴム 5 層の総厚 181mm であり，鋼桁の温度伸縮を吸収する目的で設置されたものである．なお，導入時に鉛直および水平剛性試験を実施した記録はあるが，その結果は残されていない．日本では 1974 年に大阪府堺市の国道 26 号宿院高架橋（PC 連続橋）にて地震時水平力分散型ゴム支承が導入された[1-19]．この構造はゴム支承の上下に鋼板を設置し，水平力を下部構造に伝達させるものであり，橋梁の多径間連続化において上部構造の慣性力を複数の下部構造に分散させるための一手法として用いられた．

1970 年代以降，建築・原子力分野で研究ならびに適用が進んでいた免震技術を，橋梁支承部に導入する動きが出現した．免震支承はゴム支承本体のせん断剛性を利用して地震時水平力を分散させることで橋梁の固有周期を長くするのに加え，減衰機能を持たせて地震力を低減する支承であり，代表例として，ゴム支承内部に鉛を挿入した鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）や，ゴム自体に減衰機能を持たせた高減衰ゴム支承（HDR）がある．図-1.2.1 に構造概略図を示す．

LRB は 1970 年代にニュージーランドの Robinson *et al.*[1-5]によって開発された免震デバイスで，積層ゴムに円柱状の孔を設け，そこに純度 99.99%以上の鉛地金より製作した鉛プラグを圧入し一体化したものである．鉛は非常に低い応力で降伏し，塑性域において安定した変形特性を有することに加え，塑性変形により生じた結晶格子のずれは変形終了後の再結晶と結晶粒子の成長が常温で速やかに行われることで変形前の性質に戻る[1-22]．これらの特性を利用して地震エネルギー減衰，すなわち地震応答の低減を図っている．最初に適用されたのは，建築物ではニュージーランドの首都 Wellington にある William Clayton building（1981 年完成），橋梁では同じくニュージーランド北島の Mangaweka にある Toe Toe Bridge である[1-23][1-24]．日本においては，1991 年に静岡県春野町（現浜松市天竜区）・国道 362 号の宮川橋（鋼 3 径間連続 I 桁橋，橋長 105.8m）が初の免震設計橋梁として LRB を採用している[1-25]．既設橋梁においては，1990 年代初頭から主桁連結に伴う水平力分散を目的として導入（鋼製支承からの取替え）しており，阪神高速道路 12 号守口線において導入された[1-26]のをはじめ，兵庫県南部地震後は耐震性向上のために多く採用されている．

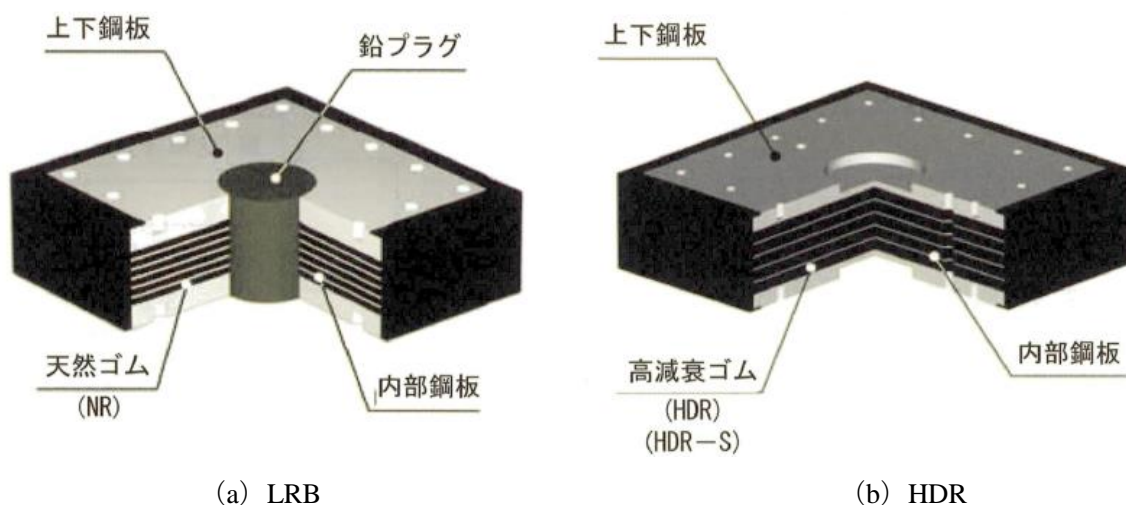


図-1.2.1 免震ゴム支承構造概略図

HDR はゴム分子間相互のエネルギー吸収能力を高めた特殊配合ゴムを使用した免震積層ゴム支承で、建設省（当時）土木研究所と民間 28 社との官民連帯共同研究「道路橋の免震構造システムの開発」（1989～1992 年）の一環として開発されたものである[1-27]。最初の適用事例として施工されたのは、1992 年に栃木県烏山町（現那須烏山市）・国道 294 号の山あげ大橋（PC6 径間連続箱桁橋、橋長 246.3m）である[1-28]。なお、近年では HDR の持つ減衰性能をさらに向上させた超高減衰ゴム支承（HDR-S）も開発、実用化されてきている。

現在に至るまで、単純桁の連結化による地震時水平力分散設計ならびに超多径間連続橋や長大橋等の免震設計においてこれらのゴム支承が多数採用されてきている。

### 1.2.2 ゴム支承設計の概要

土木工学は経験工学であると言われるが、特に道路橋の耐震設計の変遷に関しては大規模地震が発生するごとにその被害経験等に基づいて耐震性能を向上させる設計法ならびに基準の改定が行われてきており、その傾向が強いことがうかがわれる。従来の道路橋の地震に対する設計は、構造物が地震に抵抗できるだけの耐力を有するように設計する概念である“耐震設計”が基本的な考え方であった。一方、“耐震設計”と異なる地震に対する設計の考え方として、“免震設計”がある。“免震設計”とは、構造物の長周期化および高減衰化により、構造物に作用する地震力を低減させる概念である。

ゴム支承の設計においては、大きく「地震時水平力分散設計」と「免震設計」とに分類される。前者は地震力を多点に分散させることで橋脚へ伝達する水平力をその保有耐力以下に抑える設計法であることから、“耐震設計”であると言える。後者はゴム支承にアイソレート機能とダンパー機能を併せ持たせて、変形とエネルギー吸収を支承部に集中させる設計法である。免震設計の利点は下記のとおり列挙することができる[1-29]。

- ① 設計思想が簡単：地震エネルギーが集中する位置を限定しており、最初からその箇所が塑性化（損傷）してもよいように、もしくは地震後に取り替えが容易にできるように設計、製作、施工すればよい。
- ② 損傷を制御できる：免震装置以外の構造部材の損傷をなくすか、軽微な損傷にとどめることができる。
- ③ 経済的な設計ができる：免震装置の採用により、下部構造に作用する地震力を分散、軽減でき、経済的な設計とすることができる。
- ④ 補強設計に有効：下部構造の強度やねばり等が不十分な既設橋の耐震補強にも利用できる。

大規模地震を考慮した支承構造に関する設計法は兵庫県南部地震以前より検討が進められており、1988 年に「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)」[1-30]、1992 年には「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」[1-31]がそれぞれ示され、構造物を弾性範囲で設計する“耐震設計”から、ある程度の塑性域までを考慮し、かつ、地震時エネルギーを吸収するデバイスを付加した“免震設計”に関する技術的な基礎が確立された。さらに、兵庫県南部地震による被災構造物の復旧において免震支承が多く用いられるとともに、1996 年の道路橋示方書改訂において免震設計が標準化されることにより、免震橋梁の採用が一気に加速した。

道路橋の免震設計は、免震支承のエネルギー吸収機能による減衰効果と水平方向の低剛性による構造物の長周期化の効果により、橋梁全体系に作用する地震力を低減させることにある。海外では、短周期域では強度が大きい長周期域では急激にその強度が小さくなる設計震度が用いられることから、長周期化より地震力を低減させる設計が一般的である。一方、日本では軟弱な地盤が多く、1.0秒超の固有周期帯においても設計震度の強度が比較的大きいこと、大変位に対応した伸縮装置の大型化は騒音・振動等の環境面から好ましくないことより、構造物の長周期化は避けられることが多い。これらの理由から、日本の道路橋における免震設計においては、免震支承の長周期化による効果よりも、高減衰化による効果に期待した設計体系が構築されてきた。

地震時水平力分散ゴム支承は弱い非線形履歴特性とひずみ依存性を有するが、設計で用いる範囲ではひずみ依存性のない線形部材としてモデル化する。一方、免震支承は強い非線形履歴特性とひずみ依存性を有しているため、等価線形部材としてモデル化する場合は等価剛性と等価減衰定数を、非線形部材としてモデル化する場合は一般的にバイリニアモデルを用いて一次剛性や二次剛性等ひずみ依存性を考慮して算出する。その特性式はタイプごとに示されており、これらの特性値を確認するために製品の全数検査を行い、通常はせん断ひずみ175%時の等価剛性および等価減衰定数により品質管理を行っている。ゴム支承の履歴特性曲線を図-1.2.2に示す。

図-1.2.3は免震支承を用いた橋梁の免震設計の流れを示したものである[1-32]。設計のフローは、①免震支承の諸元を仮定～決定する部分、②決定された免震支承の動的特性をモデル化する部分および、③モデル化された免震支承を橋梁全体系モデルに組み入れて地震応答を求め、免震支承に生じた地震応答が許容値以内に収まることを確認する部分からなる。このフローには、免震支承の照査という作業が2回現れており、①における免震支承の照査は免震支承の諸元を決めるための設計作業に相当するのに対し、③はモデル化した免震支承を含む橋梁全体系を対象とした非線形動的解析による耐震性能照査作業のことであり、ここで照査を満足しない場合は最初の免震支承の諸元の仮定に戻る。フロー中、「 $0.9 \times \text{設計変位} \leq \text{免震支承に生じた最大応答変位} \leq 1.1 \times \text{設計変位}$ 」とあるが、免震支承は変位の大きさによって剛性や履歴減衰等の力学的特性が変化するため、非線形動的解析によって求められた最大応答変位と免震支承の非線形モデル作成時に用いた免震支承の設計変位との差が $\pm 10\%$ より大きい場合には、免震支承の非線形モデルを修正した動的解析を繰り返し行わなければならないことを意味している[1-22][1-32]。

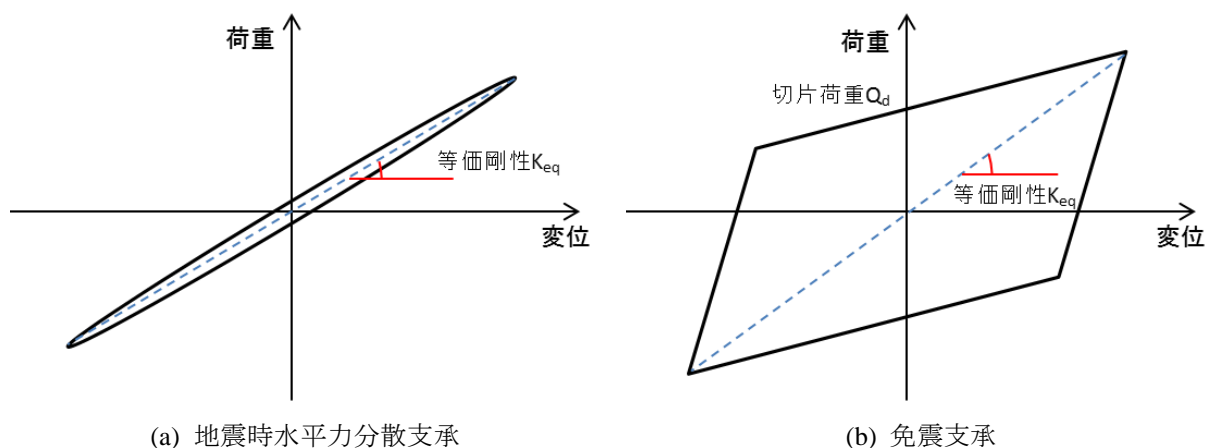


図-1.2.2 ゴム支承の履歴特性曲線



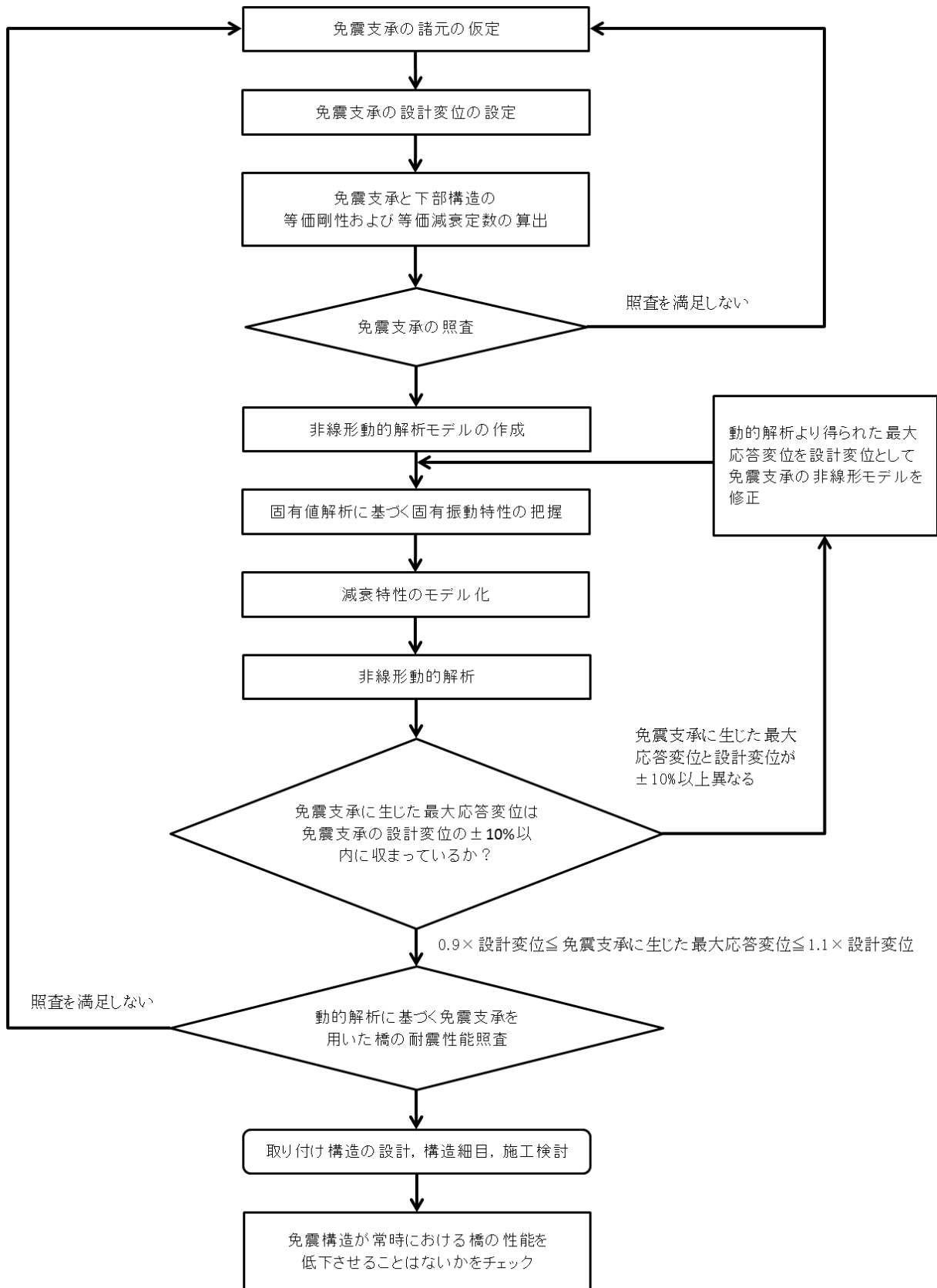


図-1.2.3 免震支承を用いた免震橋の地震時の設計の流れ<sup>[1-32]</sup>

### 1.2.3 ゴム支承の現状

#### (1) 供用年数の増加

前述のように、特に兵庫県南部地震以降、地震時水平力分散設計や免震設計等により積層ゴム支承の採用が進み、耐震性の向上が図られてきた。ゴム支承協会の資料(図-1.2.4)によると、1997年から2006年にかけて全国的にゴム支承の導入が進められてきており、2016年現在、それらは供用から10年以上を経過していることがわかる。

阪神高速道路においては、1980年代半ばからゴム支承が導入され、全支承約88,000基に対しておよそ1/3を占めるまでとなっている。ゴム支承の種類としては、初期はコンクリート桁でのリングプレートタイプ支承が主流であったが、1990年頃から主桁連結に伴う水平力分散を目的とした積層タイプが使われるようになった。兵庫県南部地震後は前述のとおり耐震性能向上のためのゴム支承(LRBやHDRなど)となっている。2016年現在での供用年数ごとの割合は図-1.2.5のとおりである。供用後11~20年弱を経過しているゴム支承が大半を占めているが、これは兵庫県南部地震以降に震災復旧工事ならびに耐震対策工事(主桁連結を含む)において鋼製支承から取替えられたものが該当する。また、それ以前に設置され供用年数が20年超のゴム支承も1割程度のアセットがある。

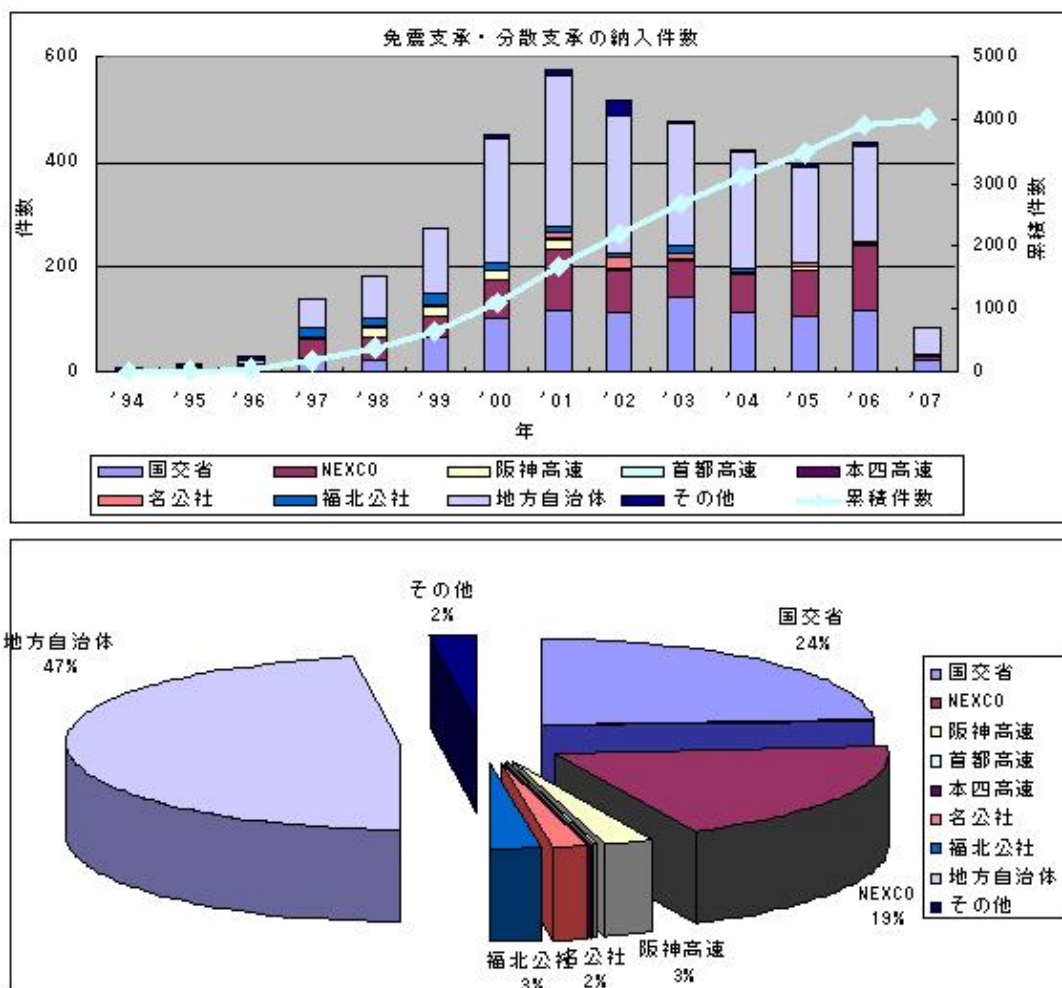


図-1.2.4 ゴム支承の納入実績(1994~2007年)<sup>[1-33]</sup>

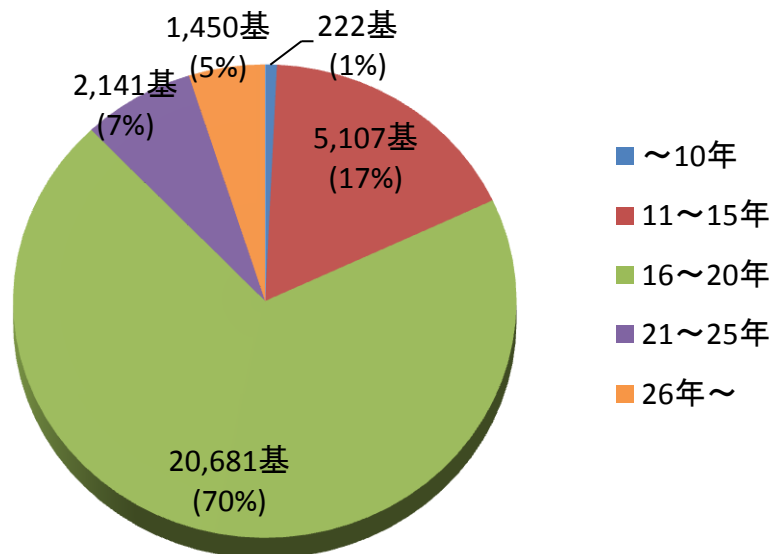


図-1.2.5 阪神高速道路におけるゴム支承の供用年数(2016年現在)

## (2) 供用下における損傷

### a) 常時の損傷

支承部には死荷重や活荷重等の鉛直荷重，風荷重や温度変化による桁の伸縮に伴う水平荷重が常時作用しており，これらを支持するとともに，桁のたわみやねじれに伴う回転に追随する機能も求められる。しかしながら，支承部の設置されている環境は，漏水や雨水，温度変化等の影響を受けやすいことが多く，維持管理上比較的厳しいと言える。常時におけるゴム支承の損傷形態は図-1.2.6 に示すとおり多岐に及んでいる[1-4]。これらの損傷形態のうち，ゴム本体の劣化やきれつ，各部材の腐食は，供用年数の増加に伴う経年劣化損傷と考えてよい。

阪神高速道路において2006～2015年度の間に報告されたゴム支承のAランク損傷は845件であり，その損傷内訳を図-1.2.7 に示す。ここでAランク損傷とは「機能低下があり，対策の必要がある」場合に判定される損傷のことである。ゴムの経年劣化による損傷と考えられる「きれつ」や「上脊被覆ゴム破れ」，ゴム破れに伴う「鉛突出」は現時点まででは全体の15%程度であるが，今後経年劣化が進めば増加していくと予測される。ここで「きれつ」はオゾン劣化もしくは変形に伴う応力集中部（引張部）で生じた筋状のクラック，「破れ」は応力集中部でない被覆ゴムが引張以外の要因により開口した状態のことである。これらの事例を写真-1.2.1 に示す。

次に，LRBにおける代表的な損傷を以降に示し，発生要因を考察する。

- ①ゴムきれつ：きれつは写真-1.2.2(a)に示すようにゴム表面に発生する。この事例は被覆ゴムに生じたものであるが，桁伸縮によるひずみ変形で引張応力が大きく生じる部分で起きていると考えられる。また天然ゴムの場合は耐オゾン抵抗性に乏しいため，オゾン劣化に起因するきれつの可能性もある。
- ②ゴム側面ふくれ：写真-1.2.2(b)のように支承側面の一部がふくらむもので，これは内部の鉛プラグに何らかの変状が発生しゴムを押し出した可能性が考えられる。この損傷が見られるのは橋軸方向の面であり，かつ側面から鉛プラグまでのかぶり（縁端距離）の小さいLRBに多いことがわかっている。

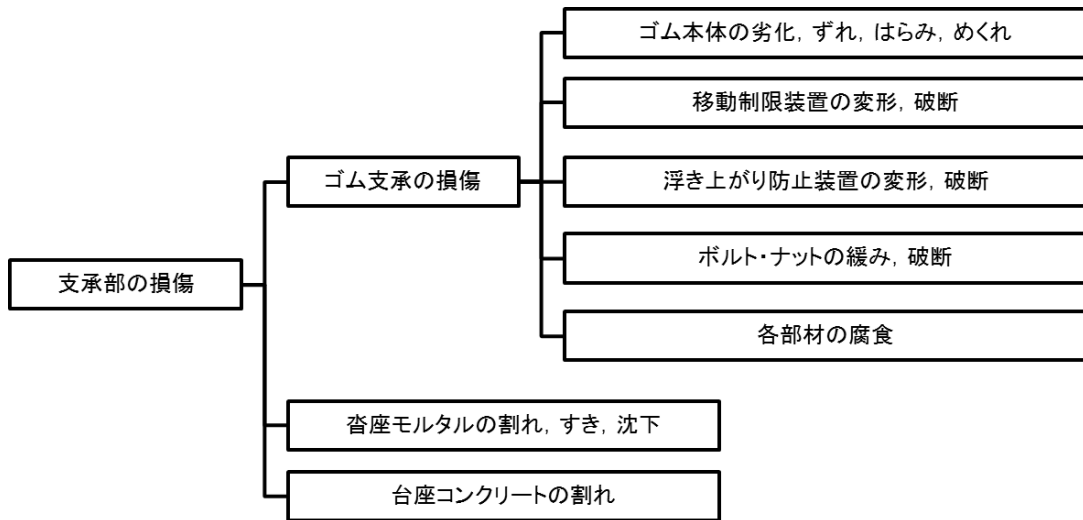


図-1.2.6 常時におけるゴム支承の損傷形態<sup>[1-4]</sup>

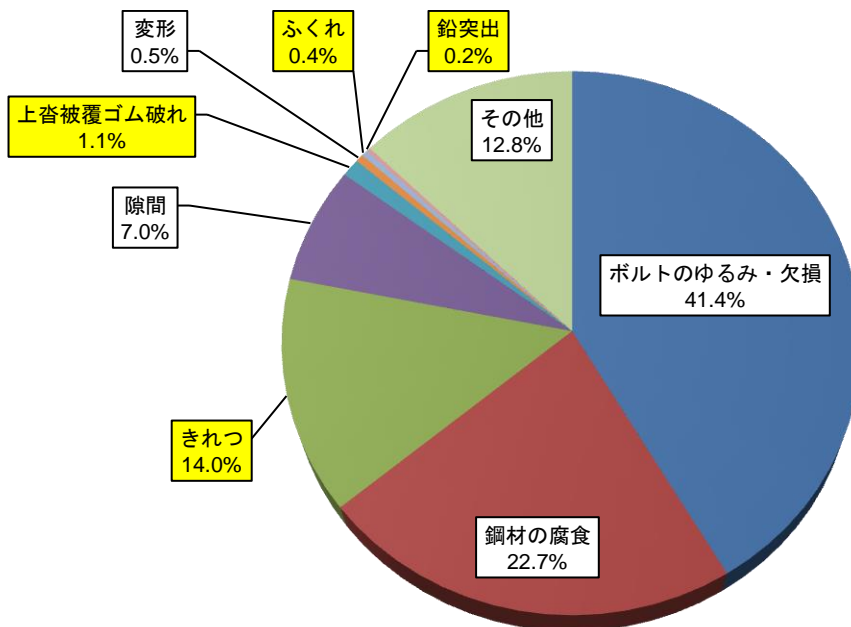


図-1.2.7 阪神高速道路における積層ゴム支承の A ランク損傷の内訳 (2006~2015 年)



(a) きれつ



(b) 上沓被覆ゴム破れ

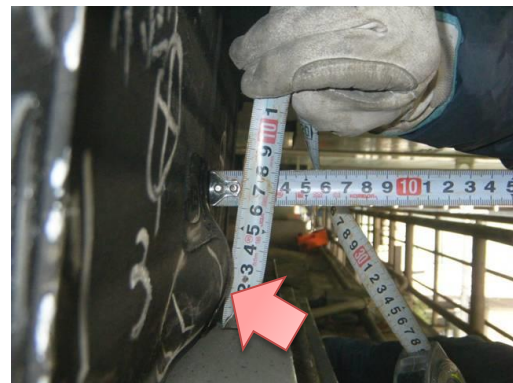
写真-1.2.1 ゴム支承損傷

③鉛突出：文字どおり鉛プラグが支承より外へ突出するものであるが、損傷パターンには2種類ある。一つは支承上面から鉛が出るもの（写真-1.2.2(c)）で、他方は側面からの押し出し（写真-1.2.2(d)）である。前者の要因は、フランジ幅の狭い鋼板桁での支承取替えの際に、ソールプレートフランジ幅に合わせる事が多く、鉛プラグの一部がソールプレートに覆蓋されないため、上載荷重が鉛プラグに対して不均一にかかる影響により突出に至るものと推定される。後者は、鉛プラグから支承側面までの縁端距離が小さい場合、その方向の拘束圧が相対的に小さくなることから、地震力もしくは桁の温度伸縮に伴うせん断変形を受けると鉛が拘束力の小さい側へ押し出され、それが繰り返されることで最終的にはゴムを破って側面から突出すると考えられる。

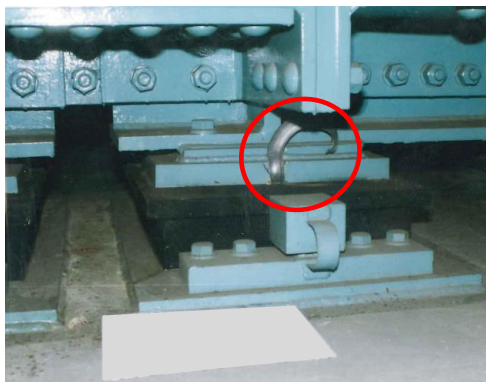
これらの損傷に対する補修としては、オゾン劣化によるきれつ進行を抑制するための補修材塗布がなされている[1-34]程度で、他の損傷に対しては取替え以外の補修方法が確立されていないために「経過観察」の点検判定となっているものがほとんどである。しかしながら、ゴム側面ふくれや鉛突出は鉛プラグ自体が内部で変状していることを示唆しており、設計で考慮する減衰性能を満足しない可能性がある。加えて地震のような大変形を受けずに損傷が発生していることから、桁の温度伸縮に伴うひずみ変形（最大70%ひずみ、以下「常時変形」と呼ぶ。）のみで起こっているものと考えられる。



(a) ゴムきれつ



(b) ゴム側面ふくれ



(c) 支承上面からの鉛突出



(d) 支承側面からの鉛突出

写真-1.2.2 LRBにおける損傷事例



## b) 地震時の損傷

地震時における支承部の損傷形態を図-1.2.8 に示す。損傷形態としては、ゴム本体のきれつや層間はく離、ゴムのずれ、落下等のほか、下部構造もしくは上部構造の移動による残留ひずみやゴム支承本体の破断が生じた事例もある。以下に、近年発生した大規模地震においてゴム支承が損傷した事例を概況する。

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震（モーメントマグニチュード Mw 6.9）は、高度にインフラが発達した大都市部の直下で起きたこと、それまでの設計で想定した地震力を大きく上回る地震力が作用したことが複合し、支承部にも甚大な被害が生じた[1-4]。しかしながらその大半は鋼製支承によるもので、ゴム支承に関しては被害調査された244支承線のうち約10%に損傷が確認されたものの、被災度Aのものはなかった（表-1.2.1）。阪神高速道路5号湾岸線に設置された分散支承にゴム本体きれつが1例あった以外は、層間はく離や層間ずれであり、これによる上下部構造への影響は軽微と判定されている。また、免震支承は地震動の激しかった地域には設置されていなかったものの、損傷は見られなかったと報告されている。

2007年7月16日に発生した新潟県中越沖地震（Mw 6.7）では、震度6強を記録した柏崎市を中心にゴム支承の損傷が報告されている[1-4][1-35]。ここで顕著に見られた損傷は端部橋脚（橋台）の移動によるゴム支承の残留変形で、最大で約240%のひずみが生じていた。その他、ゴム支承の地震時移動量が設計量を大きく上回ったことにより、橋台パラペットへ桁が衝突してひび割れが発生した事例も確認された。なお、いずれのゴム支承も兵庫県南部地震以降の設計法を適用しており、落橋等の大被害へは至っておらず、所要の耐震性能は満足したものと考えられる。また、残留変形は250%を超過していないことや、地震によるきれつやはく離等の損傷が確認されなかったことから再利用可能と判断され、上部工のジャッキアップののち変形解放を行っている[1-36][1-37][1-38]。

また、2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震（Mw 9.0）および同年4月7日に発生したその余震（Mw 7.1）において、破断を含む複数のゴム支承の損傷が報告されている[1-39]。これらの多くは1996年道路橋示方書以降の耐震基準で設計および製作されたタイプB支承であり、その地震損傷被害は初めての事例である。

仙台東部道路ならびに仙台北部道路にて破断した水平力分散ゴム支承に対して行われた性能試験の結果より、変形性能が新規製作された再現支承に比べて大きく低下しているという特筆すべき内容も報告されている。また、仙台東部道路のゴム支承の破断メカニズムは、桁の回転等により大きく変形した結果、ゴム支承に大きなせん断ひずみが発生したことで破断に至ったものと考えられている。なお、破断面はゴムと補強鋼板の界面およびその付近であったが、破断位置にはばらつきがあり特徴は見られなかった[1-15][1-40]。

国道6号バイパス旭高架橋では免震支承（スプリング拘束型鉛プラグ入り積層ゴム支承）に水平方向の大きなきれつが生じた。支承の詳細観察を行ったところ、きれつは表面から約9cmの深さまで達しており、内部鋼板とゴム層がはく離していることが明らかとなった。また、鉛プラグの破断や、一部が茶褐色の酸化鉛になっていることも判明した[1-41][1-17]。

さらに、2016年の熊本地震では、4月14日夜に前震(Mw 6.2)が起こった28時間後に本震(Mw 7.0)が発生し、これらを含めて極めて短期間のうちに規模の大きい地震が断続的に発生するという過去にほぼ前例を見ない事例となっている。この地震においてもゴム支承の破断を含む損傷が報告されている[1-42]。詳細な原因説明等は今後を待つ必要があるが、最初の地震動により何らかの損傷を受けて耐荷力の低下した状態となり、その直後の地震動でさらに損傷が進展して破断へ至った可能性が考えられる。

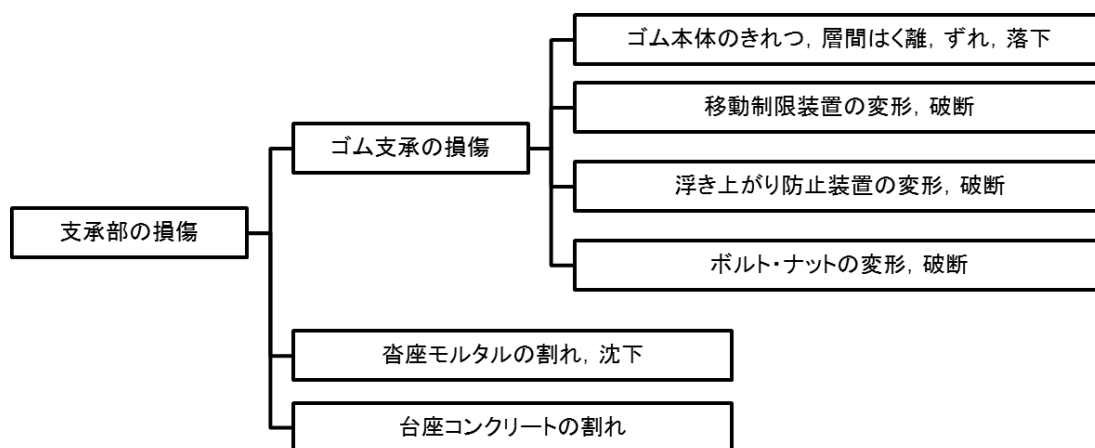


図-1.2.8 地震時におけるゴム支承の損傷形態<sup>[1-4]</sup>

表-1.2.1 兵庫県南部地震における支承材料と被災度の関係(支承線数)<sup>[1-4]</sup>

支承形式	被災度				合計
	A	B	C	D	
鋼製支承	986 (20.7%)	603 (12.6%)	681 (14.3%)	2,503 (52.4%)	4,773 (100%)
ゴム支承	0 (0%)	6 (2.5%)	19 (7.8%)	219 (89.8%)	244 (100%)
合計	986 (19.7%)	609 (12.1%)	700 (14.0%)	2,722 (54.3%)	5,017 (100%)

- ※被災度の定義・・・
- A: セットボルト, アンカーボルトの破断やソールプレート, ポス部の被害のあるもの  
沓座コンクリートが破壊したもの
  - B: ピンの破断, 上沓ストッパーの破断があるもの  
ローラー, アンカーボルトの抜け出しがあるもの  
移動制限装置が破損したもの  
沓座モルタルが破壊したもの
  - C: 上沓, 下沓が変形したもの  
セットボルトがゆるんだもの  
移動制限装置に変形もしくはきれつが生じたもの  
沓座コンクリート・沓座モルタルにきれつが生じたもの  
わずかな層間はく離, 層間ずれ, 変形を生じたもの
  - D: 損傷がないか, あっても耐荷力に影響のないきわめて軽微なもの

## 1.3 ゴム支承の劣化メカニズムと既往の研究

### 1.3.1 ゴム支承材料の経年劣化メカニズム

一般的なゴム支承の主要材料として使用される天然ゴムは、ゴムの木から採取される樹液を原料とし、所定の物性が得られるように各種の添加剤（硫黄、カーボンブラック等）を加えて作られている。ゴム材料は硫黄等により架橋された三次元網目構造を有しており、この網目構造を形成する長鎖分子や架橋部分は、熱やオゾン等の劣化因子によって、切断や再結合といった分子構造変化が生じる。分子構造の変化が繰り返されると、ゴム材料の伸びや破断強度といった材料特性も変化する。これがゴム材料の劣化であり、主な劣化要因として熱酸化、オゾン、光などが指摘されている[1-43]。

熱酸化劣化は、ラジカル（不対電子を持つ原子や分子、あるいはイオン）が酸素と反応してパーオキシラジカルを生成し、パーオキシラジカルがゴム分子から水素を引き抜き、新たなラジカルを発生させる連鎖反応である。この反応はゴム分子の構造や配合剤の種類により大きな影響を受ける。一方、オゾンによる劣化は、強力な酸化作用を持つオゾンが、主にゴム表面の二重結合に作用し分子の切断を引き起こす。引張ひずみを有している部分は著しくオゾンによる影響を受けることが知られている。

LRB に使用される鉛は純度 99.99%以上のものが用いられているが、これは低い応力で降伏させて塑性域でのエネルギー吸収を図ると同時に、変形終了後の再結晶と結晶粒子の成長により塑性変形により生じた結晶格子のずれを速やかに元に戻すためである。LRB 中の鉛は密閉された状態であり、基本的に空気や水に触れることはないため酸化や腐食は発生しがたいと考えられる。しかし、写真-1.2.2(c)および写真-1.2.2(d)のように鉛プラグが支承外へ突出した場合は、プラグ孔と鉛との間に空隙が生じることから、空気との接触や水等の浸入により劣化が発生する可能性がある。

また、常時や地震時の変形や振動から起こる金属疲労について考慮する必要がある。一般に金属疲労としては、①繰返し荷重や温度変化による疲労劣化、②高温、長時間使用による材質劣化、③クリープ劣化が挙げられるが、道路橋において LRB を使用する場合はすべての疲労ケースが当てはまるものと考えられる。常時変形は毎日発生するものであり、長期間供用した場合の累積変形量は膨大になること、またその速度は非常に緩速であることがその理由である。

### 1.3.2 ゴム支承に関する既往の研究

#### (1) 力学特性評価

ゴム支承の力学特性評価に関する過去の研究成果として、石橋ら[1-44]は東名高速道路・東名阪自動車道で7年ないし10年程度使用されたゴム支承を回収し、実物大圧縮試験、実物大圧縮せん断試験、化学成分分析および物理試験を実施している。回収した支承と同一仕様の新規製品を比較した結果、鉛直剛性は使用後の支承の方が新規支承に比べて大きかったが、水平剛性はどちらも同程度であり、化学的、物理的物性も著しい変化は認められず、実用上問題はないと報告されている。これらは兵庫県南部地震以前のゴム支承（旧道路橋示方書におけるタイプ A 支承）であるのに対し、曾田ら[1-15]は東北地方太平洋沖地震により発生した地震時水平力分散ゴム支承の破断の原因を調べることを目的として、ゴム支承から採取した試験片を用いた材料試験や、



現地に残存し外見上損傷が見られなかったゴム支承，および建設当時の配合により再現した新規製作品のせん断変形性能試験を実施している．その結果，既設のゴム支承は，せん断変形性能が低下していることが明らかとなり，地震以前に経年劣化に伴い既に性能が低下していた可能性を指摘している．

LRB に関する既往の研究として，力学特性を評価するための試験や実構造への設計事例は数多く報告されている．また，近年は数値解析による評価手法も提案されており，松田ら[1-45]は LRB の有限要素モデルを提案し，シミュレーションにより減衰性能を精度よく評価している．同様に，Constantinou *et al.*[1-46]は様々な諸元の LRB を用いた力学試験ならびに有限要素解析を行い，双方の比較により妥当性を検証している．しかしながら，これらの研究で用いられた LRB の形状の多くは，建築構造物等で多数採用されている円柱形の中心部に鉛プラグが挿入されたものであり，かつゴム厚も橋梁用支承と比べると薄いという点が異なっている．

橋梁用支承を対象とした評価として，篠原ら[1-17]が東北地方太平洋沖地震により損傷した鉛プラグ入り積層ゴム支承の力学特性評価を行っており，特性値の評価において剛性の増加や減衰能の低下を確認するとともに，レベル2地震時許容ひずみに相当する水平変位を与える載荷試験において 250%に至らず破断したことを示した．ただし，当該支承は鉛プラグ周囲のゴム層にスプリングを入れて拘束力を高める構造となっており，図-2.2.1 に示すような LRB とは構造をやや異にするものである．

## (2) 経年劣化および耐久性評価

ゴム支承に使用されるゴム材料の評価を行った過去の事例について触れる．1889年にオーストラリアのメルボルン鉄道高架橋へ設置された世界初の天然ゴム防振パッドは，設置後 96年目にゴム材料に関する調査が行われた結果，ゴムの表面は劣化し物性が低下しているが，表面より 5mm 以上の内部では，ゴムの架橋密度，破断伸びおよび破断強度の変化はほとんど見られず，劣化の進行がないことが報告されている[1-47]．英国 Lincoln 市の Pelham Bridge における天然ゴム製の積層ゴム支承は 1956年に供用開始し，その約 40年後に実施された調査において，水平剛性は設計値に比べ約 10%増加しており，ゴムの硬度，破断伸びおよび破断強度は表面より 50mm 程度まで変化していたと報告されている[1-21][1-48]．以上は，現在の製造方法やわが国の環境とは異なるも，橋梁にて長期間にわたり供用された実物を用いた貴重なデータある．

伊藤らは，支承用ゴムの劣化特性を予測することを目的として，種々の環境条件下での長期的な加熱促進実験を行い，橋梁支承用の天然ゴムと合成ゴムの両者にとって主要な劣化因子が熱ならびに光であることを明らかにした[1-43]．また，天然ゴム支承では，表面からある深さまでしか劣化が進行しないことを明らかにし，実環境下での橋梁支承用天然ゴムの物性変化を予測する劣化予測手法[1-49]，さらに劣化した天然ゴム支承の等価水平剛性を推定できる簡便な算定式を提案し，設計への適用方法を示した[1-50]．

また，道路橋ゴム支承のオゾン劣化に関する評価も行われている．鶴野ら[1-51]はきれつ発生箇所でのひずみを求め，劣化促進試験によりきれつ発生時期を推定した結果，5年程度で発生することを示した．兼子ら[1-52]はオゾン劣化促進試験によりオゾンクラックの進行限界を確認するとともに，試験後の供試体のせん断変形性能試験を行いオゾンクラックがゴム支承のせん断変形に悪影響を及ぼすことはない結論づけている．

建築分野におけるゴム支承の評価として，森田ら[1-53]は支承メーカー等へのアンケート調査

を実施し、支承の経年変化の実態把握を行っている。本多ら[1-54]は経年変化を考慮した LRB 復元力モデルを作成し、地震応答解析により LRB の長期耐久性の評価を試み、建物の最大応答に及ぼす影響は小さいと評価している。以上の研究はいずれもゴムの劣化をターゲットとしており、鉛プラグはその対象とはなっていない。一方で金澤ら[1-55]は次世代原子力施設での採用を検討している LRB に関して、設計値以上の変形領域におけるゴムハードニングおよびゴム破断に伴う免震システムへの影響について、大型振動台実験により評価しており、破断時に鉛プラグの一部が放出されたことにより減衰性能が損なわれているとの結果が得られている。さらに永田ら[1-56]は大型振動台実験後の LRB の詳細調査を実施しており、LRB の破断はゴム母材が開始点であると推定するとともに、過大なひずみ経験後もゴム破断特性に変化はなく接着層の健全性は損なわれなかったと判断している。これらは新規製作支承に対して実験されたものであり、経年劣化の要素は考慮されていない。

これに対して、免震・制震デバイスに用いられる鉛材料を対象とした既往の研究としては、ひずみ速度や温度の依存性を考慮した応力-ひずみ関係の評価した報告がある。吉田ら[1-57]は鉛の引張試験を実施し、局所変形の画像計測を適用することで力学特性データを得ており、松田ら[1-58]はひずみ速度と温度に依存する鉛材料の構成式を提案している。劣化に影響する疲労などを考慮した評価は Guruswamy[1-59]によるものがあるが、微小変形によるものを対象としており、LRB で考慮しなければならない大変形の条件ではほとんど評価されていない。また、丸田ら[1-60]は建築用ダンパーに使用される純鉛の高サイクル疲労特性に関して実験によりきれつ進展挙動を評価しているが、こちらでも微振動のみを考慮したものとなっている。

### 1.3.3 LRB の耐久性に関する未解明点

ゴム支承、特に本研究の対象とする長期間供用下にある LRB に関して、既往の研究にて解明されていない点は以下のとおりである。

#### ①長期間供用した LRB の残存性能評価

前述のとおり、長期間供用に伴う劣化損傷が顕在化しつつある。そのような状態の LRB が設計上必要とされる性能を保有しているか、すなわち損傷後の残存性能が所要の性能を上回っているかについては明らかになっていない。

#### ②道路橋で使用される場合の LRB の鉛プラグの劣化に関する評価

地震時のエネルギー吸収のために用いられる鉛材料に関する劣化評価は、建築物に設置される鉛ダンパーでは実施されているものの、LRB の鉛プラグに対しては行われていない。しかしながら、経年に伴う鉛の劣化損傷が一部で見られることから、そのメカニズムを明らかにすることは維持管理上重要となる。その際に道路橋の使用環境を考慮することが不可欠である。

#### ③LRB の耐久性評価

一般にゴム支承は、上下部構造と同等以上の耐用年数が考えられているが、それを定量的に評価した研究は皆無である。また、LRB はゴムと鉛のいずれかが劣化した場合に、要求される性能への影響は小さくないと考えられることから、それらの耐久性評価は重要である。併せて、構造物の長寿命化対策が進む中で、LRB の耐久性を適切に評価することの意義は大きいと言える。

## 1.4 研究課題と本論文の構成

供用年数の増加により、前述のような各種材料の経年劣化が想定され、実際に損傷が確認されているが、有効な対策が確立されていないのが現状である。本研究では、長期間供用された免震ゴム支承に関する課題について、特に LRB に着目し、下記の4項目を抽出した。

- 【課題①】 長期間供用している LRB の劣化ならびにそれに伴う損傷による残存性能把握
- 【課題②】 経年劣化 LRB を有する道路橋全体系の耐震性能評価
- 【課題③】 LRB の劣化メカニズム検証と耐久性評価
- 【課題④】 耐震性能上の経年劣化 LRB の維持管理シナリオ

課題①について、LRB を構成するゴムと鉛はそれぞれアイソレート機能とダンパー機能を担っており、導入過程では橋梁全体系において必要な耐震性能を満足するよう最適となる設計がなされ、それらが発揮できるよう製造ならびに施工上の品質管理がなされている。しかしながら、設置後の維持管理過程における定期的な点検等で状態の把握はされているものの、性能確認まではなされていない。長期間供用による材質劣化は不可避であることから、経年劣化ならびにそれに伴って損傷の進行したゴム支承の残存性能を評価することが必要である。

課題②について、経年劣化した LRB 単独の残存性能評価のみならず、それらを有する橋梁全体系における耐震性能を評価することも重要である。ゴム支承の剛性および減衰性能の変化によって下部構造へも影響が及ぶことから、これらを定量的に評価する必要がある。併せて、どの程度の劣化が進行すれば限界状態に至るかを押さえることも課題であると考えられる。

課題③について、免震橋梁に用いられる LRB は鉛プラグが減衰性能を担う重要な部材であるが、支承の点検では近接目視やたたき等の外観からの把握が主であり[1-61][1-62]、長期供用中での鉛の状態は把握されていないため、その劣化メカニズムは未解明である。また、既往の研究では、ゴム材料に関して劣化促進試験ならびに解析を用いた劣化予測が行われているものの、鉛に関する劣化評価は皆無である。

課題④について、LRB を長期間にわたり適切に維持管理していくうえで、具体の管理目標が不可欠であるが、現状では点検結果に基づく定性的な損傷判定のみで運用を行っており、適切な維持管理計画が策定されているとは言い難い。また、免震デバイスの観点から、経年劣化損傷 LRB およびそれを含む橋梁が、今後起こりうる地震に対してどれほどのリスクを有しているかは評価されておらず、予定される供用期間に対するライフサイクルコストも不明確である。

以上の課題に対応する形で、本論文は図-1.4.1 に示すように全6章で構成される。以下に各章の概要を示す。

**第1章 「序論」**では、ストックの経過年数の増大および支承部耐震の考え方と近年の地震による被害等の背景に基づいた本研究の目的を示すとともに、供用年数が増加している現状とその中で発生している損傷（常時および地震時）を示した。また、既往のゴム支承に関する研究の概要を示したうえで、長期間供用中にある LRB が直面する課題ならびに取組みについて概説し、論文の構成を示した。

**第2章 「経年劣化 LRB を用いた残存性能評価」**では、長期間の供用中に経年劣化損傷が発生

した LRB を実橋より取出し、その残存性能を評価するための実物試験を行った。LRB は免震支承として地震時のアイソレート機能と減衰機能を併せもった支承であるが、ゴムおよび鉛の経年劣化によってそれらの性能が低下していることの評価を行った。さらに試験後の支承内部状況を詳細に観察することにより、鉛プラグの破断等の損傷を確認するとともに、供用段階で相当の変状が起こっていた可能性があることを示した。

**第3章 「経年劣化 LRB を有する道路橋の耐震性能評価」**では、これまでに得られた試験結果より経年劣化 LRB のパラメータを設定し、2 質点系モデルを用いたレベル 2 地震動に対する動的応答照査を実施した。ゴム支承は高ひずみ領域におけるハードニングが耐震性能に少なからず影響することから、ハードニングを考慮したトリリニアモデルを設定している。道路橋示方書標準波を用いた照査では、タイプ II 地震動において劣化 LRB モデルが許容ひずみ 250% を超過する応答を示している。また、支承特性値を変化させた場合の耐震性能上の限界状態を把握し、耐用年数の試算を行った。

**第4章 「鉛プラグの常時変形による経年劣化メカニズム」**では、損傷した鉛プラグの詳細調査を行い、劣化要因と損傷発生メカニズムの推定を行った。また鉛プラグの損傷は常時変形で発生していることが考えられるため、鉛の低ひずみ速度依存性を考慮した FEM 挙動解析により鉛プラグ内部のひずみ状態を把握し、高い塑性ひずみが発生している箇所と実物の破断位置がよく一致していることを確認した。

**第5章 「地震リスクを考慮した耐震性能評価および維持管理」**では、多数の地震動を入力とした漸増動的解析 (IDA) により劣化 LRB の耐震性能影響を確認するとともに、構造物の損傷規模の確率をフラジリティ特性により評価し、LRB の経年劣化が道路橋システムの耐震性能低下に影響を及ぼしていることを明らかにした。併せて地震時における要求性能を定義したうえで、地震リスク評価により損失コストを算出し、維持管理シナリオごとのライフサイクルコストを求めた。

**第6章 「結論」**では、本研究において得られた結論および知見を総括するとともに、今後の研究課題について整理した。

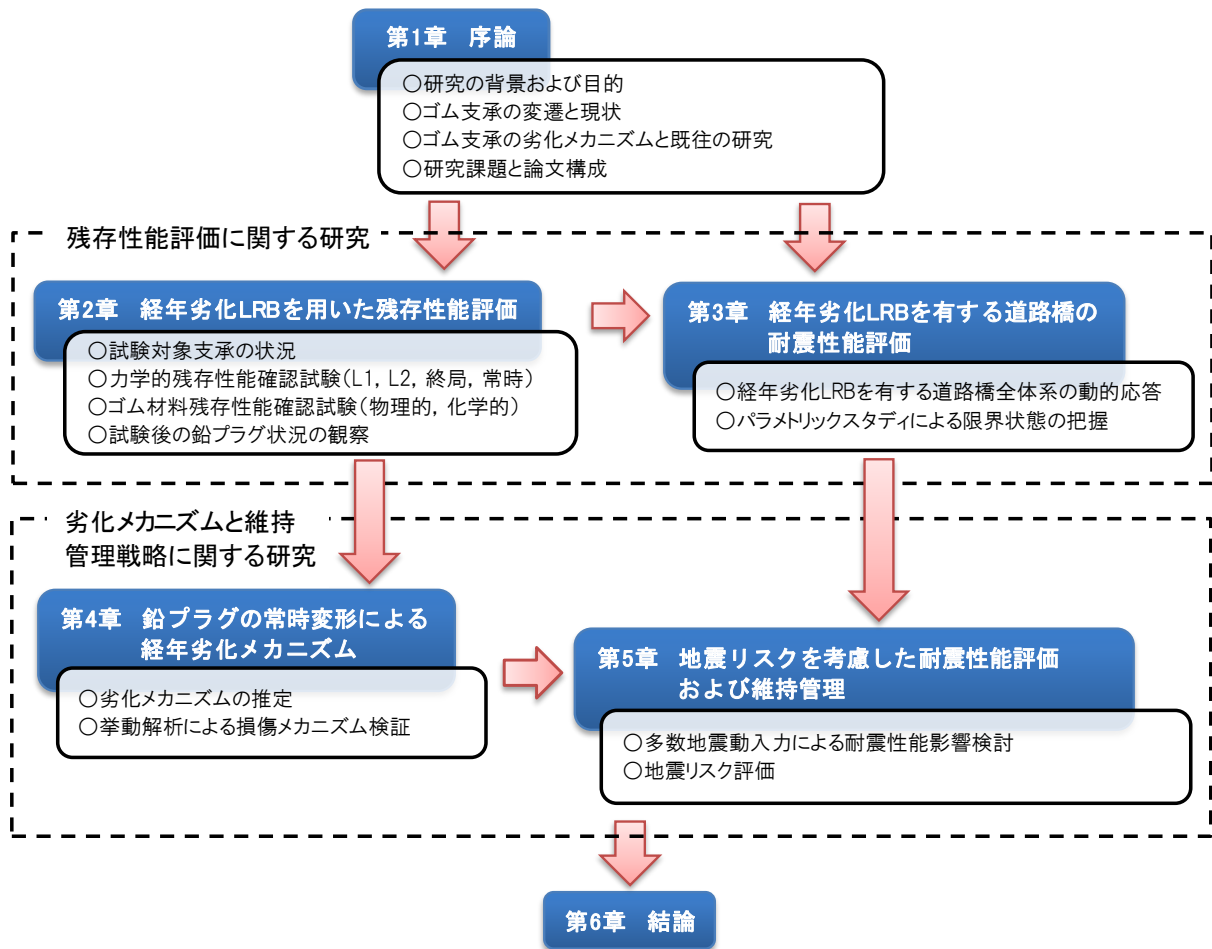


図-1.4.1 本論文の構成

## 第1章 参考文献

- [1-1] 国土交通省国土技術政策総合研究所：平成25年度道路構造物に関する基本データ集，国土技術政策総合研究所資料，第822号，2015.
- [1-2] 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋の計画的な管理に関する調査研究—橋梁マネジメントシステム(BMS)—，国土技術政策総合研究所資料，第523号，2009.
- [1-3] 社会資本整備審議会道路分科会道路メンテナンス技術小委員会：道路のメンテナンスサイクルの構築に向けて，2013.
- [1-4] 土木学会鋼構造委員会鋼橋の支持機能検討小委員会：鋼構造シリーズ17 道路橋支承部の改善と維持管理技術，2008.
- [1-5] Robinson, W.H. and Tucker, A.G.: A Lead-rubber Shear Damper, *Bulletin of The New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol.10, No.3, pp.151-153, 1977.
- [1-6] (社)土木学会：阪神大震災震害調査 緊急報告会資料，1995.
- [1-7] (社)土木学会：土木学会阪神大震災震害調査 第二次報告会資料，1995.
- [1-8] 兵庫県南部地震道路橋震害対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995.
- [1-9] 建設省道路局：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様，1995.2
- [1-10] 阪神高速道路株式会社，都市高速道路研究会：大震災から学ぶ都市高速道路における地震対策—震災復旧から耐震補強、防災計画まで—，2005.
- [1-11] (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1996.
- [1-12] 湯本大祐，柿沼努，村井向一，吉田昌由：支承部の損傷と対策事例—経年劣化から地震による被害まで—，平成23年度橋梁技術発表会，2011.
- [1-13] 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋の定期点検に関する参考資料（2013年版）—橋梁損傷事例写真集—，国土技術政策総合研究所資料，第748号，2013.
- [1-14] 土木学会地震工学委員会：第15回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム 東日本大震災による橋梁等の被害分析WG報告書，pp.Ⅱ46-51，2012.
- [1-15] 曾田信雄，山田金喜，木水隆夫，広瀬剛，鈴木基行：東北地方太平洋沖地震により破断した積層ゴム支承の性能試験，構造工学論文集 Vol.59A，pp.516-526，2013.
- [1-16] 国土交通省道路局国道・防災課：橋梁定期点検要領，2014.
- [1-17] 篠原聖二，星隈順一：地震により損傷した鉛プラグ入り積層ゴム支承の特性評価に関する実験的研究，土木学会論文集 A1，Vol.71，No.4，pp. I\_587-I\_599，2015.9
- [1-18] Chen, R. and Yura, J.: Wax Build-Up on the Surfaces of Natural Rubber Bridge Bearings, Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, Research Report No.1304-4, 1995.8
- [1-19] (公社)土木学会：交通ネットワークを支える免震と制震の技術，2012.6
- [1-20] 宇佐美民雄，渡邊正夫，橘田敏之，米浜光郎，林邦明，長野悦子：ゴム支承の経年変化と静的特性，日本ゴム協会誌，Vol.54，No.3，pp.174-184，1981.3
- [1-21] Kato, M., Watanabe, Y., Yoneda, G., Tanimoto, E., Hirotsu, T., Shirahama, K., Fukushima, Y. and Murazumi, Y. : Investigation of Aging Effects for Laminated Rubber Bearings of Pelham Bridge, Proceedings of 11WCEE, MEXICO, 1996.6

- [1-22] (社)日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.
- [1-23] Buckle, I.: Protecting Concrete Structures from Earthquakes Using Seismic Isolation, コンクリート工学, Vol.40, No.1, pp.116-122, 2002.
- [1-24] Robinson, W.H. and Tucker, A.G.: Test results for lead-rubber bearings for the william m. clayton building, toe toe bridge, and waitokupuna bridge, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol.14, No.1, pp.21-33, 1981.
- [1-25] 松尾芳郎, 原広司, 山下幹夫：免震橋梁、宮川橋の設計について，土木学会年次学術講演会講演概要集第1部，Vol.46, pp.1368-1369, 1991.
- [1-26] 長沼敏彦, 中本覚, 佐原毅：鋼桁連結によるジョイントレス工法，阪神高速道路公団技報第12号，pp.49-56, 1993.
- [1-27] 川島一彦：道路橋の免震設計技術の開発，土木学会誌，Vol.77, No.1, pp.19-21, 1992.1
- [1-28] 西敏夫, 芳澤利和：免震用積層ゴム支承における最近の技術の進歩，日本ゴム協会誌，Vol.81, No.7, pp.283-284, 2008.7
- [1-29] 川島一彦：免震設計の原理と橋梁に対する適用の経緯，土木技術資料，Vol.35, No.1, pp.22-27, 1993.1
- [1-30] (財)国土開発技術研究センター：道路橋の免震設計法ガイドライン(案)，1988.
- [1-31] 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，1992.10
- [1-32] (財)土木研究センター：道路橋の免震・制震設計法マニュアル(案)，2011.
- [1-33] ゴム支承協会：免震支承・分散支承の納入件数，<http://www.j-rba.com/php/jisseki/index.php>，(参照 2016/02/15)
- [1-34] 井口祐樹, 杉本義博：点検時措置による構造物の耐久性向上，平成23年度近畿地方整備局研究発表会 論文集，新技術・新工法部門 No.11, 2011.
- [1-35] ゴム支承協会技術委員会：柏崎市鯖石川他に架かる6橋における平成19年(2007年)新潟県中越沖地震を受けた後のゴム支承の調査報告書，2007.10
- [1-36] 小泉倫彦, 吉水平：国道8号豊田橋における支承復旧について，平成21年度北陸地方整備局事業研究発表会，(I)イノベーション② No.8, 2009.7
- [1-37] 近藤治, 本間進, 鈴木徹：地震の影響によりせん断変形が残留したゴム支承の据え直し計画，第27回土木学会関東支部新潟会研究調査発表会，No.6011, 2009.11
- [1-38] 平澤伸佳, 鴨野一夫, 片山義孝, 堀内美知男：なごみ橋災害復旧工事報告，川田技報 Vol.29, 2010.
- [1-39] (公社)土木学会地震工学委員会：第15回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム 東日本大震災による橋梁等の被害分析 WG 報告書，pp. II-46-II-51, 2012.
- [1-40] 山田金喜, 曾田信雄, 木水隆夫, 広瀬剛, 名古屋和史, 鈴木基行：東北地方太平洋沖地震により被災した東部高架橋のゴム支承に関する解析的検討，構造工学論文集 Vol.59A, pp.527-539, 2013.
- [1-41] (公社)土木学会地震工学委員会：東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会 最終報告書，pp. I-91-I-127, 2015.8
- [1-42] 土木学会西部支部：平成28年熊本地震緊急災害報告(第3報)，2016.4
- [1-43] 伊藤義人, 矢澤晃夫, 佐藤和也, 顧浩声, 忽那幸浩, 山本吉久：橋梁支承用ゴムの環境劣化特性に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.794/I-72, pp.253-266, 2005.

- [1-44] 石橋忠, 中村正人, 宮川政勝: 道路橋ゴム支承の耐久性に関する載荷試験, 日本道路公団試験所報告, 第21号, pp.100-110, 1984.
- [1-45] 松田昭博, 矢花修一, De Borst, R.: 鉛を用いた免震・制振デバイスにおける減衰特性の数値シミュレーション, 電力中央研究所報告, N04014, 2004.
- [1-46] Constantinou, M.C., Whittaker, A.S., Kalpakidis, Y., Fenz D.M., and Warn, G.P.: Performance of Seismic Isolation Hardware under Service and Seismic Loading, Technical Report MCEER-07-0012, 2007.
- [1-47] 日本免震構造協会: 免震積層ゴム入門, オーム社, 1997.
- [1-48] 渡部征男, 加藤朝郎, 米田玄次, 広谷勉: 約40年を経過した積層ゴムの経年変化調査, 第1回免震・制振コロキウム講演論文集, pp.439-446, 1996.
- [1-49] 伊藤義人, 佐藤和也, 顧浩声, 山本吉久: 橋梁支承用天然ゴムの長期劣化予測に関する基礎的研究, 土木学会論文集 No.801/I-73, pp.185-196, 2005.
- [1-50] 伊藤義人, 佐藤和也, 顧浩声, 山本吉久: 橋梁用天然ゴム支承の性能劣化特性に関する研究, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.2, pp.255-266, 2006.
- [1-51] 鶴野禎史, 行本直人: ゴム支承の表面亀裂に関する研究, 第64回土木学会年次学術講演会講演概要集, VI-385, pp.769-770, 2009.9
- [1-52] 兼子一弘, 柴山聡: ゴム支承のオゾン劣化に関する研究, 第66回土木学会年次学術講演会講演概要集, VI-157, pp.313-314, 2011.9
- [1-53] 森田慶子, 高山峯夫: 免震用積層ゴムアイソレータの経年変化調査の実態把握, 日本建築学会技術報告集, Vol.19, No.41, pp.31-35, 2013.
- [1-54] 本多悠希, 野口剛, 千葉一樹, 栗田哲: 鉛プラグ入り積層ゴム免震建物の長寿命化に関する基礎的研究, 日本建築学会技術報告集, Vol.17, No.36, pp.479-482, 2011.
- [1-55] 金澤健司, 矢花修一, 永田聖二, 平田和太, 梅木克彦, 稲葉学, 佐野剛志, 中村嶽, 穴吹拓也, 白井和貴, 北村誠司, 森下正樹: 積層ゴム破断時における免震構造システムの地震応答 -E-ディフェンス振動台実験による免震構造物の終局時挙動の解明 その1-, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.679, pp.1383-1392, 2012.9
- [1-56] 永田聖二, 矢花修一, 金澤健司, 平田和太, 梅木克彦, 稲葉学, 佐野剛志, 中村嶽, 穴吹拓也, 白井和貴, 北村誠司, 森下正樹: 振動台実験経験後の鉛プラグ入り積層ゴムの損傷と残存性能の評価 -E-ディフェンス振動台実験による免震構造物の終局時挙動の解明 その2-, 日本建築学会構造系論文集, Vol.79, No.700, pp.731-740, 2014.6
- [1-57] 吉田純司, 阿部雅人, Beghini, A., 藤野陽三, 横川英彰: 画像計測を利用した鉛の力学特性の把握, 土木学会論文集 No.724/I-62, pp.127-139, 2003.
- [1-58] 松田昭博, De Borst, R.: 免震・制振デバイスに用いられる鉛材料を対象とした熱力学的な有限要素解析, 電力中央研究所報告, N04040, 2006.
- [1-59] Guruswamy, S.: Engineering Properties and Applications of Lead Alloys, CRC Press, 1999.
- [1-60] 丸山修一郎, 金孝鎮, 森田慶子, 安永亮: 純鉛の高サイクル疲労特性, 日本機械学会九州支部講演論文集, 3B4, pp.57-58, 2013.9
- [1-61] 国土交通省道路局国道・防災課: 橋梁定期点検要領, 2014.6
- [1-62] 阪神高速道路株式会社, 阪神高速技術株式会社: 道路構造物の点検要領, 2015.7



## 第2章 経年劣化 LRB を用いた残存性能評価

### 2.1 概説

前章で述べたとおり，ゴム支承の供用年数の増加に伴い，経年劣化と考えられる損傷が顕在化してきているが，そのような支承が設計上必要とされる性能を保有しているのかは明らかにされていない．今後，適切な維持管理を行っていくにあたり，経年劣化支承の残存性能評価を行うことは極めて重要であると考えられる．また，構造物の長寿命化が進められている中で，ゴム支承が供用期間中に所定の機能を維持していくためには，残存性能がどの程度あるかを把握することが必要である．ここで残存性能とは，新規製作支承の保有性能に対して経年劣化支承の性能がどの程度残存しているかを意味するものである．

本章においては，経年劣化損傷 LRB を対象とした残存性能評価について，試験条件，結果ならびに考察を示すものである．2.2 節では試験対象支承の概要および過去の損傷履歴について述べる．2.3 節では力学的残存性能確認試験に関する試験計画ならびに結果を示すとともに，得られた結果からの考察を述べる．2.4 節ではゴム材料の残存性能確認試験に関する試験計画ならびに結果を示すとともに，得られた結果からの考察を述べる．2.5 節では試験後の LRB を切断して鉛プラグ詳細観察結果および劣化要因の推定を行う．

### 2.2 試験対象支承の状況

#### 2.2.1 概要

長期供用中に経年劣化損傷が発生した LRB を対象に残存性能評価を行うことを目的として，実橋より支承を取り出した．本研究で残存性能評価の対象とした支承は，阪神高速道路 15 号堺線において設置された LRB である．建設時（1970 年しゅん工）は単純桁および鋼製支承であったが，1995 年に主桁連結化による水平力分散のため LRB への支承取替えが行われている．なお，当該箇所は連結桁（11 径間）の端支点部に位置している．なお，上部工は RC 床版 5 主桁（鋼鈹桁），下部工は RC 単柱橋脚で 1995 年に鋼板巻き立てによる耐震補強が実施されている．残存性能確認試験のための取り出しを行ったのは 2012 年であることから，17 年間供用していたことになる．当該 LRB が設置されていた橋梁に関する概要を図-2.2.1 に示す．



取替え後の LRB は、図-2.2.2 に示す構造図のとおり天然ゴム 5 層の積層構造である。支承諸元を表-2.2.1 に示す。製品寸法はゴム支承本体の外形寸法であり、有効寸法は被覆ゴム厚 ( $t=10\text{mm}$ ) を除いた内部鋼板の寸法である。

積層ゴム支承の基本特性を示す指標として、形状係数が用いられる。一次形状係数  $S_1$  はゴム 1 層の拘束面積と自由表面積の比であり、式(2.1)で定義される。 $S_1$  が大きいほど積層ゴムの曲げ変形に対する抵抗力が大きくなり、せん断変形に対する剛性低下や座屈現象の防止に役立つが、大きくするほど薄いゴムを多積層にする必要があるためコストが高くなるというトレードオフの関係にある。

$$S_1 = \frac{A_e}{2(a+b)t_e} \quad (2.1)$$

ここに、

- $a$  : 橋軸方向の有効寸法(mm)
- $b$  : 橋軸直角方向の有効寸法(mm)
- $A_e$  : ゴム面積( $\text{mm}^2$ )
- $t_e$  : ゴム一層の厚さ(mm)

二次形状係数  $S_2$  は加振方向辺長とゴム層の総厚の比で表され、式(2.2)で定義される。二次形状係数はゴム支承全体の扁平度を表し、大きいほど扁平な形状になる。

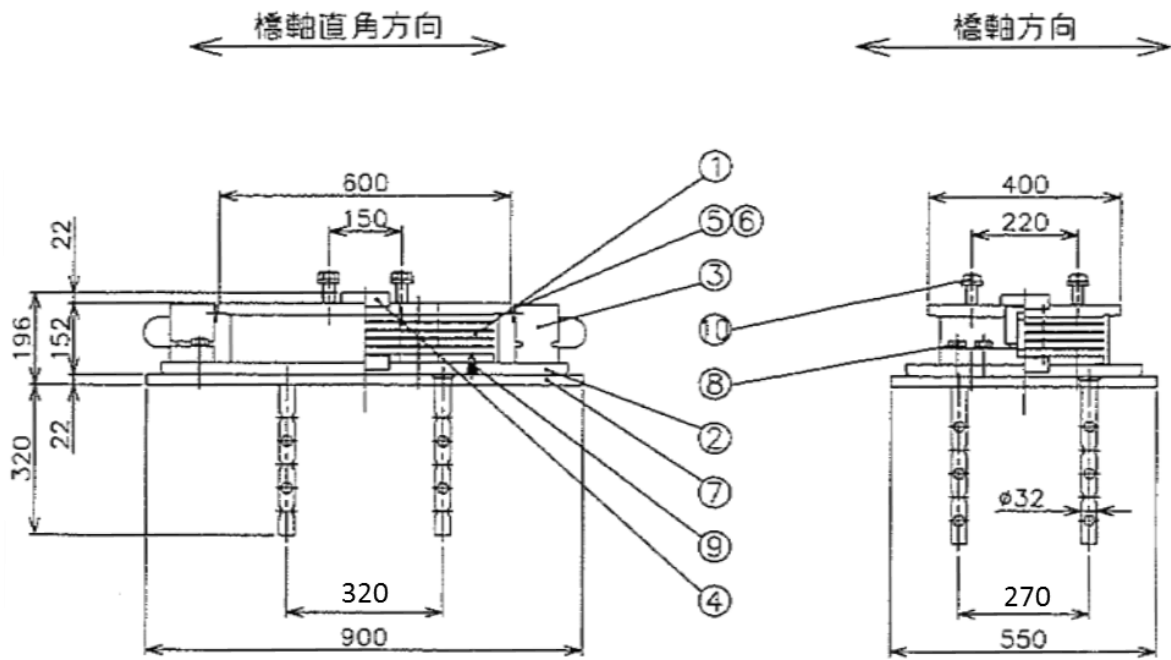
$$S_2 = \frac{\min(a,b)}{\sum t_e} \quad (2.2)$$

ここに、

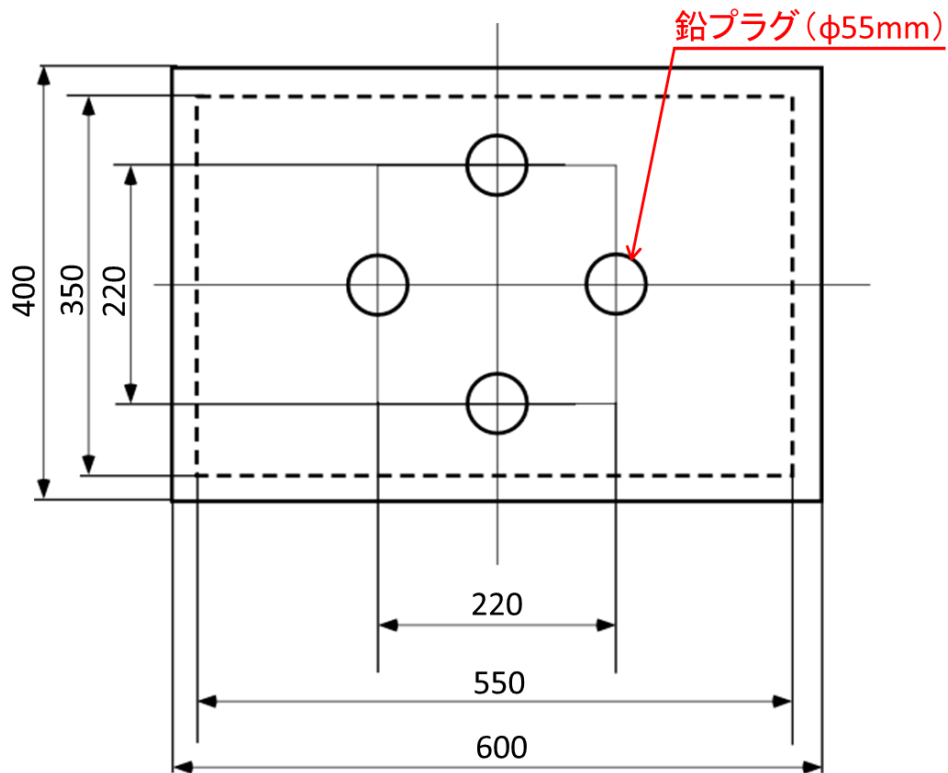
- $\sum t_e$  : ゴム層の総厚(mm)

水平変形時に鉛直荷重支持機能ならびにせん断変形性能を確保するために、一次形状係数は 6 ~12 程度、二次形状係数は 4 程度以上であることが必要とされている[2-1]。表-2.2.1 に示されている対象 LRB の  $S_1$  および  $S_2$  は、道路橋に使用される一般的なゴム支承と比べると小さめの値であるが、設計面圧の値が一般的なゴム支承の値である 6MPa と比べて小さいため、座屈に対しては比較的安定しているものと考えられる。

LRB 内部の鉛プラグ 4 本は菱形に配置されている。設計は平成 2 年道路橋示方書ならびに平成 3 年道路橋支承便覧に基づき、当時の地震時許容せん断ひずみ 175% を満足している。この支承の特徴として、支承表面から鉛プラグまでの距離 (かぶり) が短いことが挙げられる。鉛プラグ直径  $D=55\text{mm}$  に対して、橋軸方向のかぶりは 37.5mm、被覆ゴムを除くと 27.5mm であり、その比率は  $0.5D$  と極めて小さい。なお、近年製造される LRB では、この値が  $1.0D$  以上となるよう鉛プラグの配置設計を行っている。



(a) 側面図



(b) 平面図

図-2.2.2 LRB 構造図

表-2.2.1 LRB 諸元一覧

項 目		諸元値
ゴムせん断弾性係数 G		0.8 MPa
製品寸法	橋軸方向	350 mm
	橋軸直角方向	550 mm
	面 積	192,500 mm <sup>2</sup>
有効寸法	橋軸方向	330 mm
	橋軸直角方向	530 mm
	面 積	174,900 mm <sup>2</sup>
ゴム厚さ	一 層	14 mm
	層 数	5 層
	総 厚	70 mm
鉛プラグ	直 径	55 mm
	本 数	4 本
形状係数	S <sub>1</sub>	6.87
	S <sub>2</sub>	4.71
ゴム有効面積		165,397 mm <sup>2</sup>
鉛プラグ面積		9,503 mm <sup>2</sup>
ゴム面積に対する鉛プラグ面積比		5.75%
死荷重反力		474 kN
面 圧		2.49 MPa

### 2.2.2 損傷の履歴

当該支承の点検結果における損傷履歴を表-2.2.2 に示す。供用開始後 2 年となる 1997 年の点検にてゴム側面のふくらみが確認され、その 11 年後（2008 年）に鉛の突出へと至っており、徐々に損傷が進行していったものと考えられる。鉛プラグ突出面は橋軸方向と直行する側面である。前章の常時における LRB の損傷で述べた鉛突出のパターンのうち②に該当すると考えられ、鉛が内部より押し出されたことによりゴムが破れた（きれつ長 L=100mm）ものである。点検時に鉛の突出量は測定していないが、損傷位置は上下鋼板に近い箇所に見られ、ここはせん断変形による引張や圧縮を受けやすい箇所でもある。

また、2003 年には支承上面からの鉛プラグ突出が確認されている。前章で述べたとおり、取替え後ソールプレートが鉛プラグ全体をカバーしていないために隙間より突出したものである（鉛突出のパターンのうち前者に該当）。この際、測定した鉛の突出量から鉛の充填率を計算したところ、製造時にはプラグ孔体積より数%多い鉛を圧入していることから、100%を下回るものはないことが判明しており、これより設計等価減衰定数は確保しているものと報告されている。

なお、取り出し直前の 2012 年（供用後 17 年）の支承線上 5 基の状況を表-2.2.3 に示す。表中の桁番号 G1~G5 は図-2.2.1 に示す位置である。いずれの支承もゴム側面に損傷が生じており、ゴム破れが発生している箇所からの鉛突出が確認されている。

表-2.2.2 損傷履歴一覧

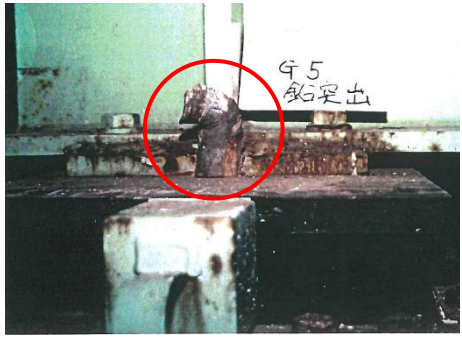
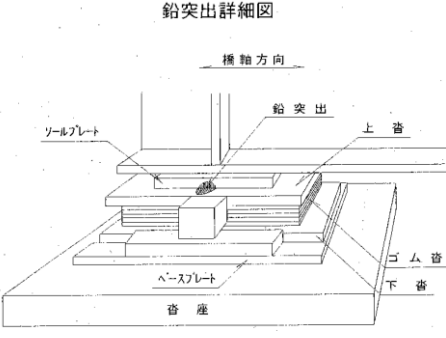



年度	点検	損傷状況	摘要
1995	[支承取替え]	—	
1997	定期点検	ゴム側面ふくれ	
2001	定期点検	ゴム側面ふくれ	
2003	臨時点検	鉛プラグ上面から突出 (突出した鉛は撤去)	 <p>鉛突出詳細図</p> 
2005	定期点検	ゴム側面ふくれ	
2008	定期点検	鉛プラグ側面から突出 (突出した鉛は存置)	
2010	定期点検	鉛プラグ側面から突出 (突出した鉛は存置)	

表-2.2.3 供用後 17 年(2012 年)時点の各 LRB の損傷状況

桁番号	損傷状況	写 真
G1	ゴム側面ふくれ 上面から鉛突出跡あり	
G2	ゴム破れ L=100mm 側面から鉛突出 上面から鉛突出跡あり	
G3	ゴム破れ L=100mm 側面から鉛突出 上面から鉛突出跡あり	
G4	ゴム破れ L=100mm 側面から鉛突出 上面から鉛突出跡あり	
G5	ゴム側面ふくれ 上面から鉛突出跡あり	



## 2.3 力学的残存性能確認試験

### 2.3.1 緒言

長期間供用中に発生した経年劣化損傷による免震支承の性能への影響評価が行われていないことは先に述べたとおりである。免震支承、特に LRB では鉛の損傷は減衰性能へダイレクトに影響することが想定されることから、その性能を把握することは維持管理の上で非常に重要である。そこで、経年劣化後の地震時および常時（供用中）における残存性能を確認することを目的として、前項で述べた経年劣化損傷 LRB を対象に力学試験を実施した。

### 2.3.2 試験計画

本研究では、L1 地震時残存性能確認試験（L1 試験）、L2 地震時残存性能確認試験（L2 試験）、終局限界確認試験（終局試験）、および常時残存性能確認試験（常時試験）の4つの試験を実施する。表-2.3.1 に示す試験プロトコルは阪神高速道路の土木工事共通仕様書[2-2]におけるゴム支承の検査項目を参照しており、供用中においても保持されていることが望ましい重要な性能である。上載荷重は全ケースで死荷重反力相当とし、実橋からの回収品（以下、「劣化支承」という。）5基のうち1基ずつ実施する。また、L1 試験、L2 試験および終局試験は、比較のため新規製作品（以下、「リファレンス支承」という。）に対しても行う。なお、リファレンス支承は当該 LRB の製造当時の材料表に基づき再現製作したものである。前述のとおり水平せん断ひずみ 175%として設計されており、当時の設計値は等価剛性 $k_{eq} = 2.08\text{kN/mm}$ 、等価減衰定数 $h_{eq} = 18\%$ である。

表-2.3.1 力学的残存性能確認試験プロトコル

試験項目	試験方法	载荷変位 / 荷重	繰返し 回数	载荷速度	性能確認方法	
					限界性能	閾値
1 L1地震時残存 性能確認試験 (L1試験)	繰返し水平変 位载荷試験	±150%相 当水平変位	5サイクル/セット ×3セット (セット間 冷却1時間)	2~3mm/秒	著しい変形性 能低下まで	3セット以上
					エネルギー 吸収性能	著しい低下が ない
2 L2地震時残存 性能確認試験 (L2試験)	繰返し水平変 位载荷試験	±250%相 当水平変位	5サイクル/セット ×2セット (セット間 冷却1時間)	1~2mm/秒	著しい変形性 能低下まで	1セット以上
					エネルギー 吸収性能	著しい低下が ない
3 終局限界 確認試験 (終局試験)	一方向水平変 位载荷試験	破断 or 著しい耐荷力 の低下まで	—	0.5mm/秒	最大ひずみ量	250%以上 or 設計変位以上
4 常時残存性能 確認試験 (常時試験)	繰返し水平変 位载荷試験	±70%相当 水平変位	50サイクル/セット ×50セット	0.5mm/秒	著しい変形性 能低下まで	50セット以上



試験は愛知工業大学の耐震実験センターにある載荷装置を用いて実施した。載荷装置の概要図を図-2.3.1 に示す。試験体の上側は鉛直方向と回転が拘束され、水平方向のみに移動するリンク機構の横梁を介し、アクチュエータにて橋軸方向の水平せん断変形を試験体に与える。アクチュエータは圧縮方向に 2,000kN、引張方向に 1,000kN の最大載荷能力を有しており、シリンダストロークは最大 800mm である。同時に、下側は水平方向の移動がストッパーで拘束される載荷台に固定し、載荷台を支える 4 本の 750kN 油圧ジャッキにより、死荷重反力相当の 480kN の鉛直方向荷重を試験体に与える。

LRB の性能は、等価剛性 $k_{eq}$ 、等価減衰定数 $h_{eq}$ および切片荷重 $Q_d$ の支承特性値に基づき評価する。残存性能は、これらの各特性値をリファレンス支承と劣化支承とで比較することにより評価する。各値は図-2.3.2 に示す LRB の荷重変位関係から、式(2.3)、(2.4)および(2.5)にて算出する。

$$k_{eq} = \frac{Q_{+max} - Q_{-max}}{x_{+max} - x_{-max}} \quad (2.3)$$

$$h_{eq} = \frac{\Delta W}{2\pi(W_+ + W_-)} \quad (2.4)$$

$$Q_d = \frac{|Q_{d+}| + |Q_{d-}|}{2} \quad (2.5)$$

ここに、

$Q_{+max}$  : 各サイクルの正方向の最大荷重点

$x_{+max}$  : 各サイクルの正方向の最大荷重時の水平相対変位

$Q_{-max}$  : 各サイクルの負方向の最大荷重点

$x_{-max}$  : 各サイクルの負方向の最大荷重時の水平相対変位

$\Delta W$  : 1 サイクルでゴム支承が吸収するエネルギー

$W_+, W_-$  : 弾性ひずみエネルギーであり、式(2.6)および(2.7)にて算出する

$Q_{d+}, Q_{d-}$  : 切片荷重であり、式(2.8)にて算出する

$$W_+ = \frac{1}{2} Q_{+max} x_{+max} \quad (2.6)$$

$$W_- = \frac{1}{2} Q_{-max} x_{-max} \quad (2.7)$$

$$Q_{d+}, Q_{d-} = \frac{Q(m)x(m+1) - x(m)Q(m+1)}{x(m+1) - x(m)} \quad (2.8)$$

ここに、

$x(m), Q(m)$  :  $y$ 軸と交わる直前のステップの変位と荷重

$x(m+1), Q(m+1)$  :  $y$ 軸と交わった直後のステップの変位と荷重

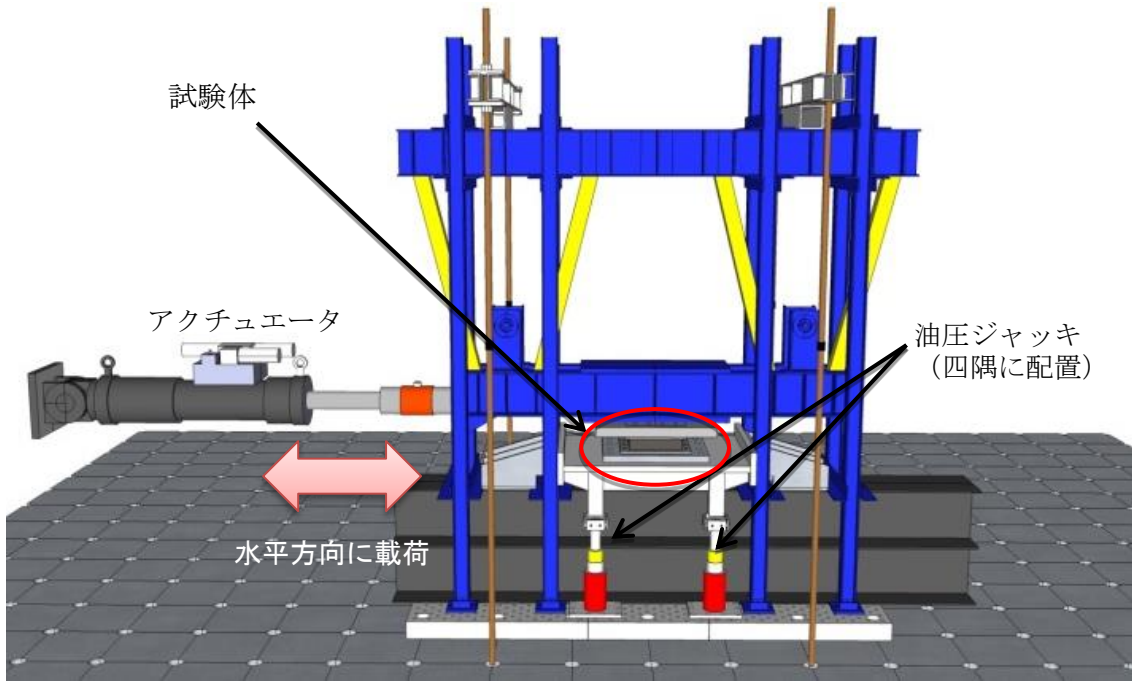


図-2.3.1 載荷試験装置概要図

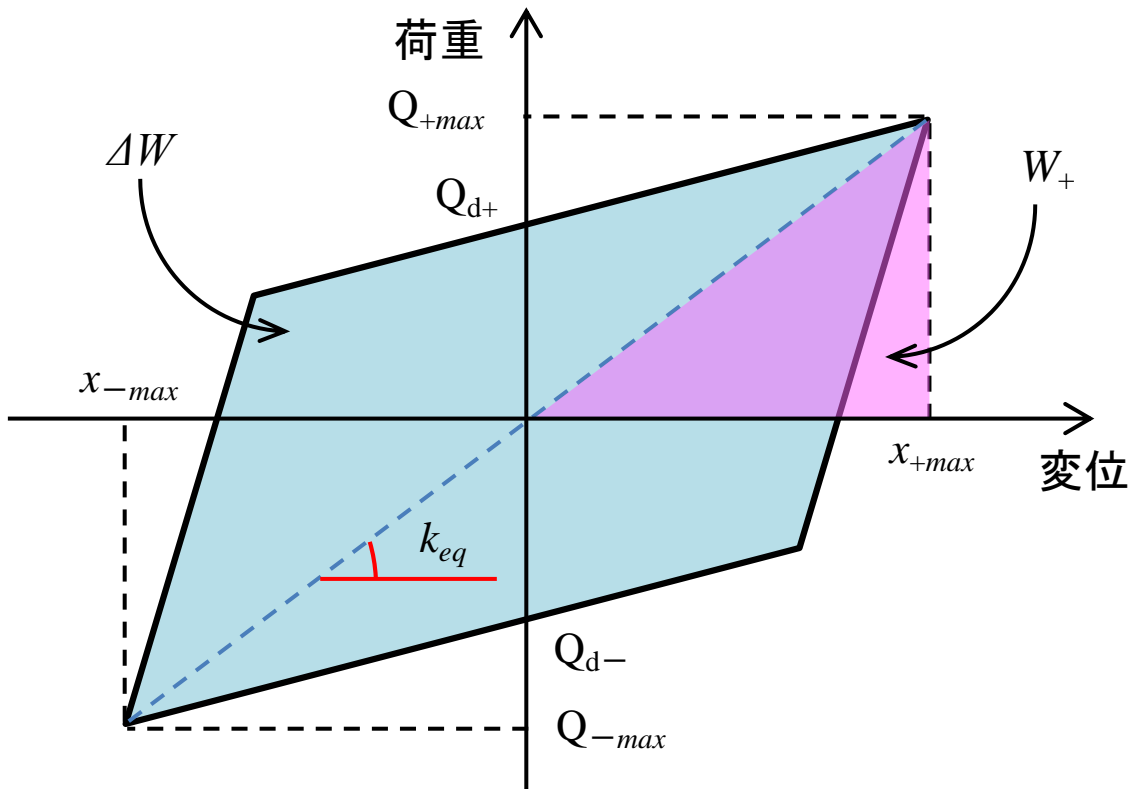


図-2.3.2 LRB の荷重変位関係

### 2.3.3 試験結果および考察

地震時残存性能確認試験として、L1 地震、L2 地震、終局限界の3ケースを実施した。地震時試験での供試体は劣化支承・リファレンス支承とも各試験で1個ずつを割り当てている。常時残存性能確認試験と併せて、以下に試験結果ならびに考察を示す。

#### (1) L1 地震時残存性能確認試験 (L1 試験)

LRB のレベル 1 地震相当の変形時における残存性能を確認するため、L1 試験では水平せん断ひずみ 150%を目標変位とし、1セット5サイクルの正負交番载荷を合計3セット実施した。なお、加力による支承の温度上昇影響を可能な限り排除するため、セット間で1時間の冷却時間を設けている。

各セットの履歴曲線を図-2.3.3 に示す。劣化支承セット 1 に目標変位の超過、リファレンス支承セット 1 に目標変位の不足があるが、これは载荷装置やボルト接続部の変形によりアクチュエータ計測変位と支承部相対変位にずれが生じていたためであり、セット 1 载荷中に目標変位を設定し直し支承部に正しく変位が与えられるように修正したものである。セット 3 のそれぞれの支承の履歴曲線の比較を図-2.3.4 に示す。リファレンス支承に比べて劣化支承の履歴曲線が細くなっており、減衰性能が低下していることがわかる。表-2.3.2 は劣化支承とリファレンス支承の支承性能特性値（等価剛性 $k_{eq}$ 、等価減衰定数 $h_{eq}$ および切片荷重 $Q_d$ ）の各セットの値（5 サイクル平均）である。等価剛性はリファレンス支承に比べて4~7%増加しており、ゴム硬化の影響と考えられる。また、等価減衰定数および切片荷重はリファレンス支承に比べ半分以下に低下しており、これは鉛プラグの減衰性能の顕著な低減を示している。

水平せん断ひずみ 175%の設計値と比較すると、等価剛性はやや大きいもののリファレンス支承で平均+8%、劣化支承では+15%である。一方、等価減衰定数はリファレンス支承では設計値以上だが、劣化支承は半減以下と大幅に下回っている。足立[2-3]は道路橋に用いられる免震ゴム支承の特性値のばらつきの調査を行い、LRB の等価剛性は設計値に対する標準偏差が7~8%、等価減衰定数は約20%との結果を得ているが、これらと比較した場合でも劣化支承の残存性能はばらつきの範囲を超過していると言えることができる。

本試験に用いた劣化支承は鉛突出により、製造時の鉛プラグ量に比べて減少していたことから、その影響による可能性が高い。しかしながら、突出によりどの程度減少していたのかは把握できていないため、減衰性能の低下と定量的に関連付けることは困難である。また、鉛プラグが減衰性能を発揮するためには、ゴムと鋼板から受ける一様な拘束圧のもとで純せん断となる必要がある。しかしながら、突出に伴う鉛量の減少や形状変化によりプラグにかかる拘束圧が当初より低下かつ不均一となるため、鉛内部で回転が発生することが考えられる。これにより水平方向のせん断変形、すなわち鉛の塑性変形が抑制され、期待される減衰レベルに達しないことが推察される。

劣化支承の側面状況について、試験開始前を写真-2.3.1 に、終了後を写真-2.3.2 に示す。载荷が進むにつれて鉛の破片がゴム支承側面の鉛突出穴より排出される様子が観察された。等価減衰定数はセット 1 からセット 2 にかけて 0.013 低下しているのは、その影響と考えられる。

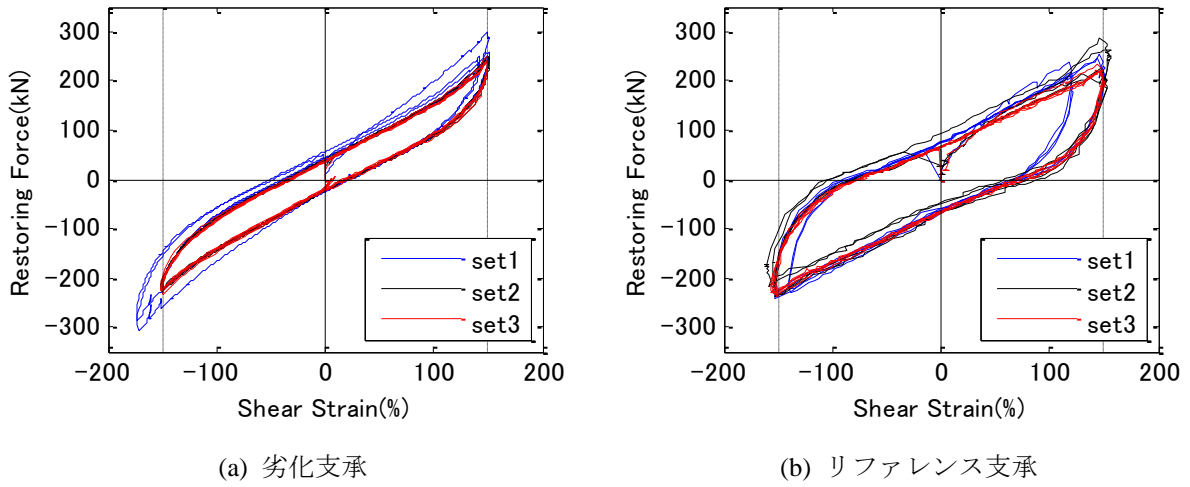


図-2.3.3 L1 試験各セットの復元力履歴特性

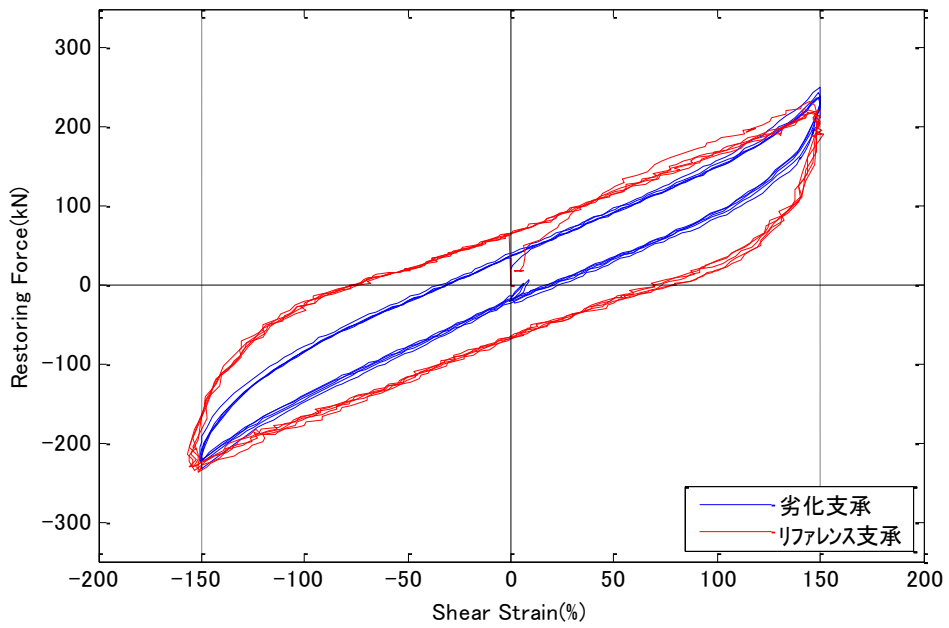


図-2.3.4 L1 試験セット3の履歴曲線比較

表-2.3.2 L1 試験における各支承特性値

セット	$k_{eq}$ (kN/mm)		$h_{eq}$		$Q_d$ (kN)	
	劣化支承	リファレンス支承	劣化支承	リファレンス支承	劣化支承	リファレンス支承
1	2.52	2.42	0.090	0.196	33.9	69.6
2	2.34	2.20	0.077	0.192	29.8	66.8
3	2.31	2.16	0.076	0.185	29.4	66.4



写真-2.3.1 劣化支承側面状況(L1試験载荷開始前)



写真-2.3.2 劣化支承側面状況(L1試験载荷終了後)

## (2) L2 地震時残存性能確認試験 (L2 試験)

LRB のレベル 2 地震相当の変形時での残存性能を確認するため、L2 試験 (目標変位：水平せん断ひずみ 250%) も L1 試験と同様に 1 セット 5 サイクルの正負交番载荷を行った。レベル 2 地震動は供用中に発生する確率が低いことから 1 セット終了後に著しい変形性能の低下がなければ残存性能を満足することとする[2-2]が、性能確認のためさらに 1 セット追加载荷を行った。L1 試験と同様にセット間で 1 時間の冷却時間を設けた。

各セットの履歴曲線を図-2.3.5 に示し、セット 1 のそれぞれの支承の履歴曲線の比較を図-2.3.6 に示す。両支承とも 2 セット目終了後まで変形性能の低下は見られず、安定した挙動が得られた。両支承においてセット 1 の 1 サイクル目の荷重がそれ以降のサイクルに比べて大きくなっているが、これは処女载荷時に大きな剛性が生じ、繰返し载荷とともに軟化するゴムの Mullins 効果[2-4]によるものと考えられる。L1 試験と同様にリファレンス支承に比べて劣化支承の履歴曲線が細くなっており、減衰性能が低下していることがわかる。劣化支承ではせん断ひずみ 200%を超えた付近より荷重が増加しており、ゴムのハードニングが生じている。また、劣化支承において载荷開始時の初期剛性から降伏剛性への急激な変化がみられず、鉛のせん断抵抗力が低下していると推定される。

表-2.3.3 に支承性能特性値の各セットにおける劣化支承とリファレンス支承との比較を示す。各特性値の変化の傾向は L1 試験と同様であり、経年劣化によるゴムの硬化と鉛の減衰性能の低下が確認された。また支承特性値のサイクルごとの推移を図-2.3.7 に示す。いずれの特性値も载荷が進むにつれて低下する傾向にある。特に等価剛性はその低下度合が大きい。これは連続的な応力負荷による変形過程におけるゴム高分子主鎖の切断が起こったことによる軟化現象であると考えられる[2-5]。

劣化支承 L2 試験時の LRB 側面の状況について、载荷前を写真-2.3.3 に、セット 2 载荷時を写真-2.3.4 に示す。载荷を繰り返す度に鉛が大きく変形し、突出部から外に排出される様子が観察された。また、等価減衰定数および切片荷重は、劣化支承・リファレンス支承ともに徐々に低下している (図-2.3.7) ことから、大変形による鉛の変状・抜け出しが生じることによる影響が現れた可能性がある。

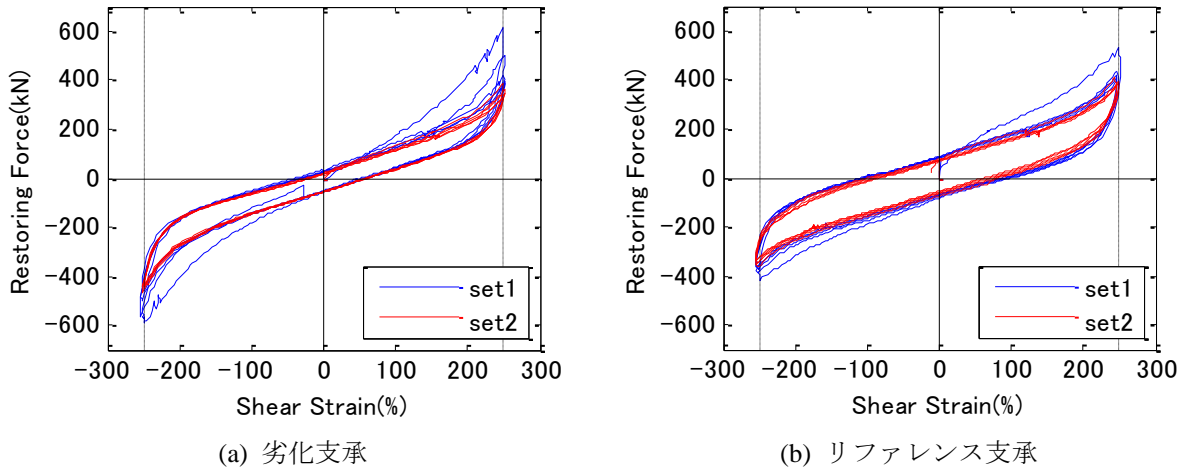


図-2.3.5 L2 試験各セットの復元力履歴特性

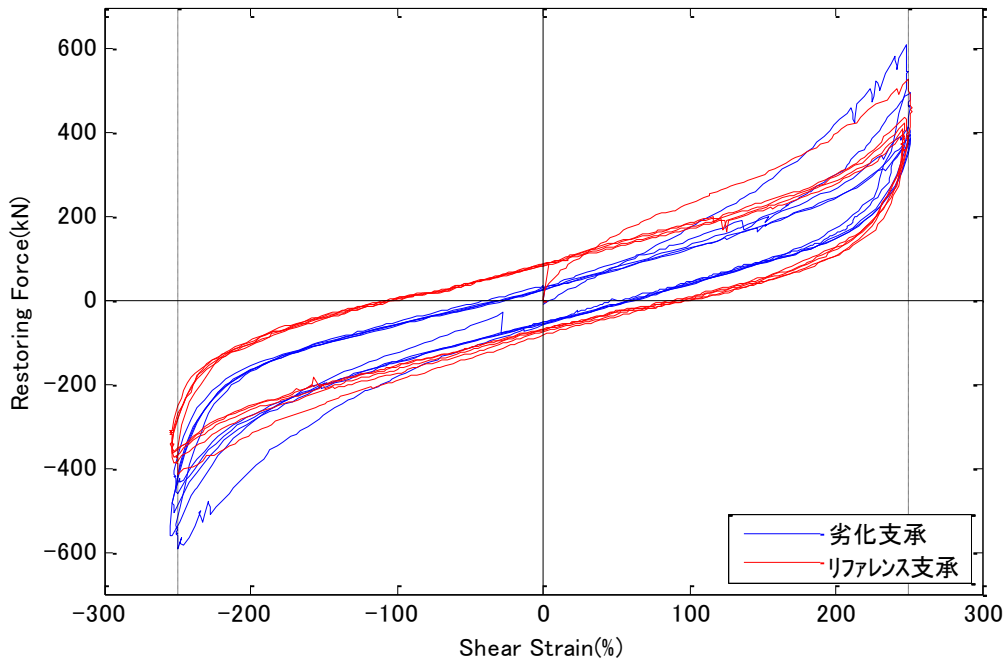
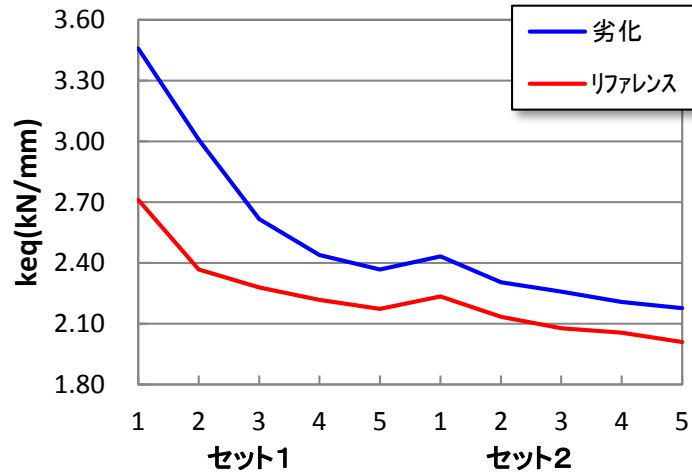


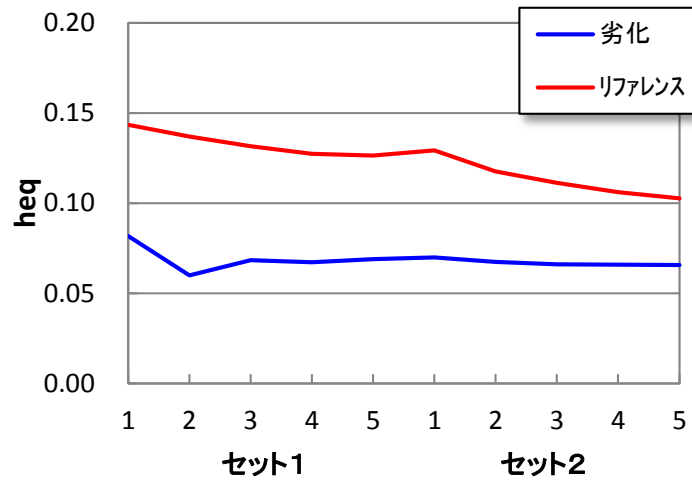
図-2.3.6 L2 試験セット1の履歴曲線比較

表-2.3.3 L2 試験における各支承特性値

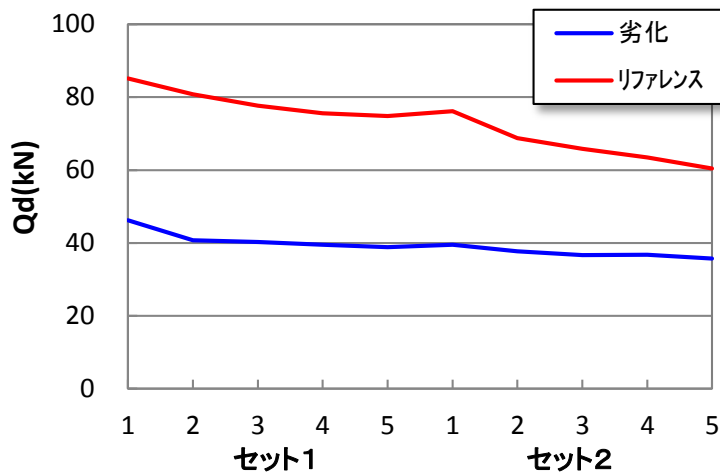
セット	$k_{eq}$ (kN/mm)		$h_{eq}$		$Q_d$ (kN)	
	劣化支承	リファレンス支承	劣化支承	リファレンス支承	劣化支承	リファレンス支承
1	2.78	2.35	0.069	0.133	41.1	78.9
2	2.28	2.10	0.067	0.113	37.3	67.2



(a) 等価剛性 $k_{eq}$



(b) 等価減衰定数 $h_{eq}$



(c) 切片荷重 $Q_d$

図-2.3.7 L2 試験における支承特性値の各サイクルの推移





写真-2.3.3 劣化支承側面状況(載荷開始前)



写真-2.3.4 劣化支承側面状況(セット2 載荷時)

### (3) 終局限界確認試験（終局試験）

終局試験では試験体の破断もしくは著しい耐荷力低下まで静的な単調载荷を行った。水平変位は 0.5mm/s の一定速度で漸増させるものとした。

試験で得られた水平反力-せん断ひずみ関係を図-2.3.8 に示す。リファレンス支承の破断時のせん断ひずみは 329%、最大反力は 780kN であった。劣化支承はせん断ひずみ 274%時に支承上部が一部破断し一旦荷重が低下したが、その後载荷を継続すると反力は増加し、最大反力 871kN で破断に至った。最大反力時のせん断ひずみは 302%であった。これは破断面での摩擦により回転力が発生した影響によるものと考えられる。

ゴムの破断の発生時の荷重は両者ともほぼ同じレベルであるのに対し、終局時せん断ひずみは劣化支承の方がやや小さい値となったのは、主に経年劣化によるゴムの硬化に起因する剛性の増加が影響しているものと考えられる。ここで、ゴム体の破断開始時を終局せん断変形性能と定義すると、劣化支承 274%、リファレンス支承 329%であることから、両支承ともにレベル 2 地震動のせん断ひずみ許容値である 250%に対する変形性能は満足していることが確認された。

写真-2.3.5 に劣化支承、写真-2.3.6 にリファレンス支承の破断時の状況を示す。劣化支承では、せん断ひずみ 274%時に载荷方向側の上面が破れたが、その後も反力は増加し、302%時に破断面が広がり終局に至った。リファレンス支承では、せん断ひずみ 329%時に载荷方向と逆側の下部が破れ、破断面上側の鋼板が大きく上方へ曲がった。その後载荷を続けると、破断面が広がり一気に断裂した。いずれの破断もゴム層内で生じていた。

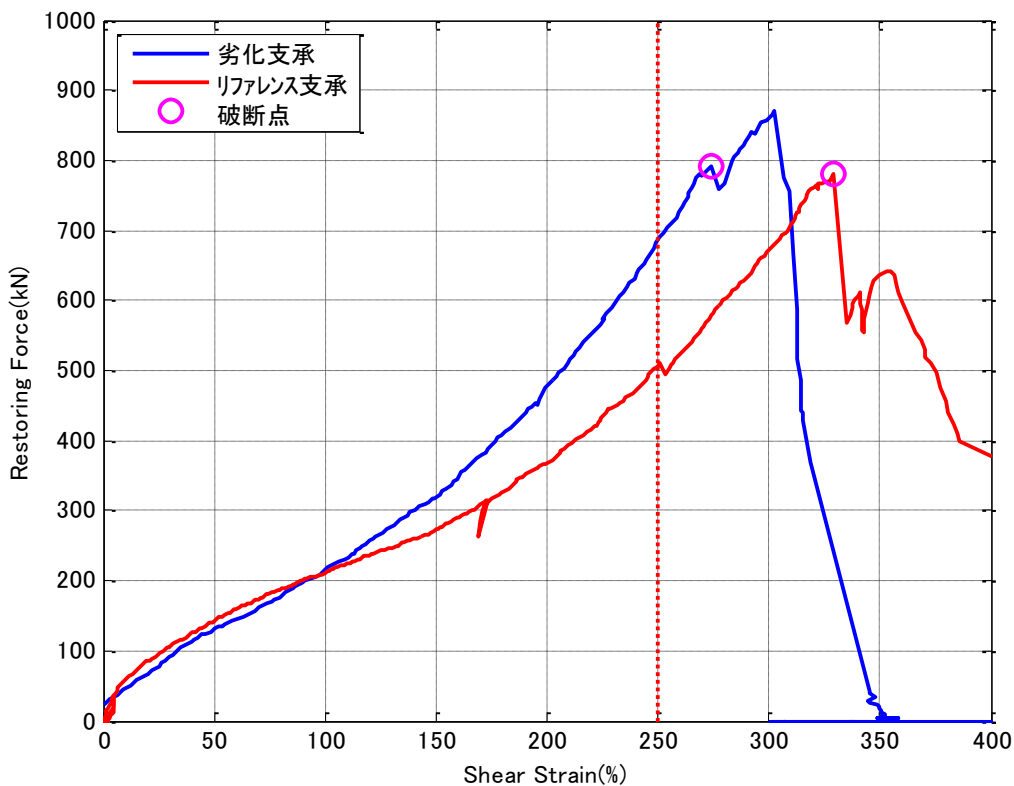


図-2.3.8 終局限界確認試験における水平反力-せん断ひずみ関係



(a) 破断開始時



(b) 完全破断時



(c) 破断面上側



(d) 破断面下側

写真-2.3.5 終局試験における劣化支承状況



(a) 破断開始時



(b) 完全破断時



(c) 破断面上側



(d) 破断面下側

写真-2.3.6 終局試験におけるリファレンス支承状況

#### (4) 常時残存性能確認試験（常時試験）

常時残存性能確認試験として、桁の温度伸縮による支承変形が残存性能に及ぼす影響を評価することを目的とした低速繰返しせん断疲労試験に相当する载荷を行った。年間あたりの桁の温度伸縮による支承変形の累積変形量 $\Delta L$ は式(2.9)を用いて[2-6]、累積変形量を常時変形許容ひずみである $\pm 70\%$ （ $\pm 49\text{mm}$ ）の繰返し载荷に対応させる。

$$\Delta L = \Delta T \alpha l_m \quad (2.9)$$

ここに、

$\Delta T$  : 平均日較差であり、大阪の1981～2010年の平均値 $7.8^\circ\text{C}$ とする[2-7]

$\alpha$  : 橋桁の線膨張係数であり、鋼鉄の値 $12 \times 10^{-6}$ とする[2-6]

$l_m$  : 伸縮桁長であり、図-2.2.1より $142.5\text{m}$ とする

上式から年間の移動量は $9,737\text{mm}$ と算出され、これを $\pm 70\%$ の繰返し载荷に置換すると、約50サイクルとなる。これを1セットとし、年間の橋桁の温度伸縮による常時変形量に相当する変形量とする。50年間の供用に対応する50セット以上で著しい性能低下が見られなければ、供用期間中の残存性能を満足するものとする。

10セットおきの履歴曲線（1～10サイクル目まで）の重ね合わせ比較を図-2.3.9に示す。この結果より、50セット完了まで復元力特性の著しい変動は見られず、安定した履歴が得られていることがわかる。この結果より、常時性能のひとつである水平荷重に抵抗するせん断支持機能に関しては大きな影響は受けていないと考えられる。なお、荷重が負側に偏っているが、これは初期状態（現地から取り出した時点）において残留ひずみがあり、载荷試験前に0へ戻す際に初期残留荷重が発生した影響によるものである。

図-2.3.10は等価剛性 $k_{eq}$ 、等価減衰定数 $h_{eq}$ および切片荷重 $Q_d$ のセットごとの推移をプロットしたものである。いずれの特性値も徐々に低下していく傾向にある。等価減衰定数は0.094（1セット目）から0.083（50セット目）と約1割低下しているが、図-2.3.9の履歴曲線の変化に大きな差異は確認されなかった。つまり常時変形を長期間受けると減衰性能は徐々に低下するが、復元力特性に対する影響は小さいと考えられる。なお、等価減衰定数に関しては、鶴野ら[2-8]や八木[2-9]により天然ゴムの常時変形においておよそ5%であることがわかっており、これより鉛の寄与率は3～4%程度であると言える。

写真-2.3.7は常時試験におけるLRB側面の鉛突出の変化の様子を示したものである。向かって左側の突出部分は、载荷開始前に膨れのある中央部分が裂けており、2セット目载荷中に裂け目から鉛が徐々に中から排出された。その後もセットを重ねるごとに鉛が外へ排出されていた。右側の突出部分は鉛の排出はなかったが、徐々に膨らみが大きくなる様子が観察された。

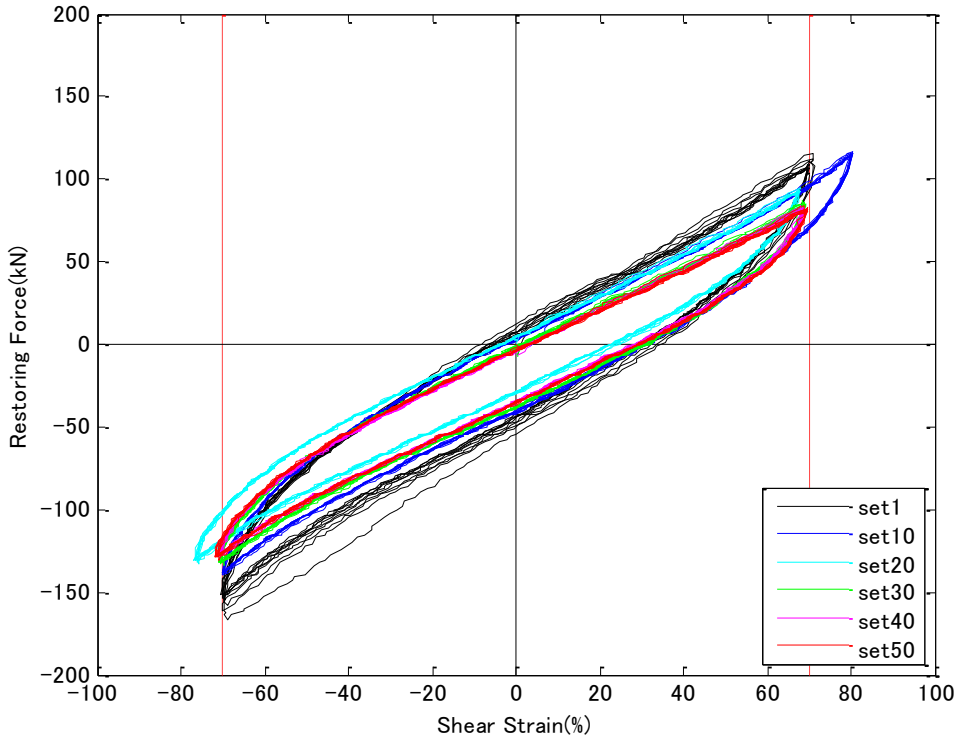
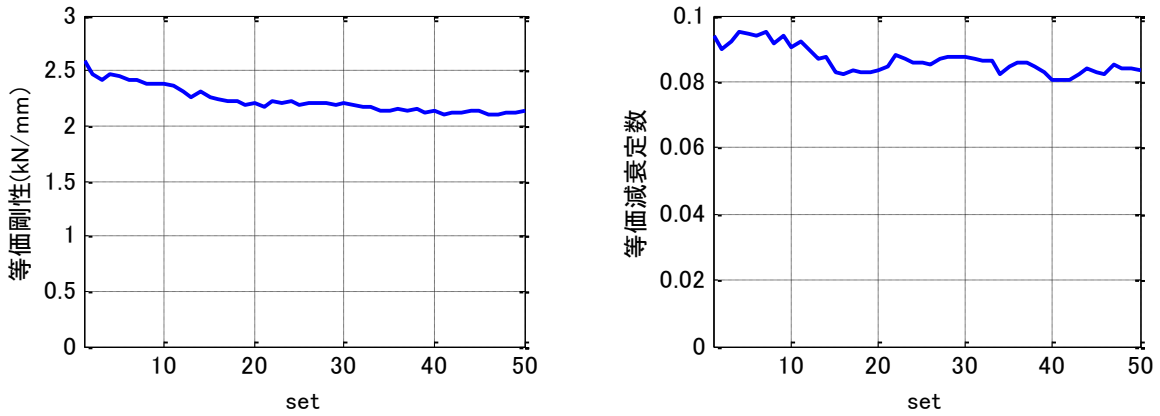
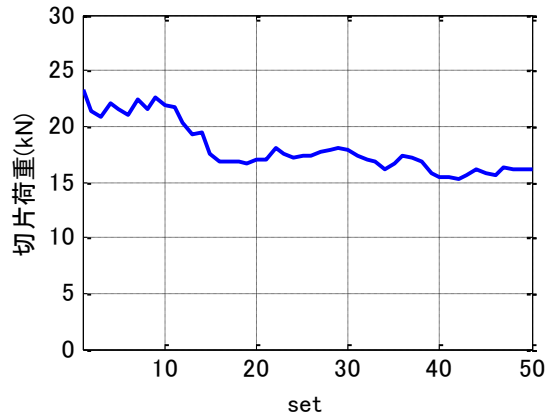


図-2.3.9 常時性能試験における履歴曲線



(a) 等価剛性 $k_{eq}$

(b) 等価減衰定数 $h_{eq}$



(c) 切片荷重 $Q_d$

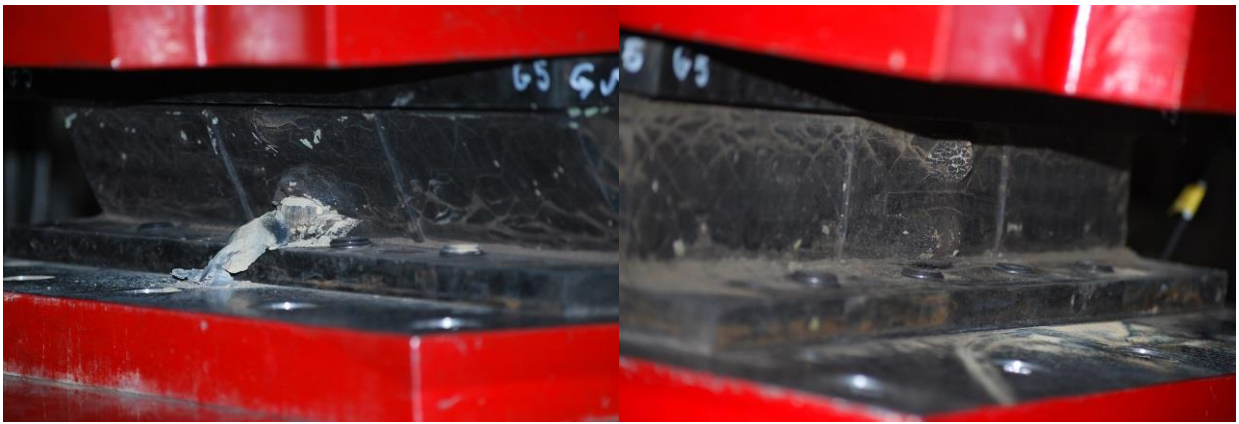
図-2.3.10 常時性能試験における各特性値の推移





(a) 1セット目左側

(b) 1セット目右側



(c) 2セット目左側

(d) 2セット目右側



(e) 10セット目左側

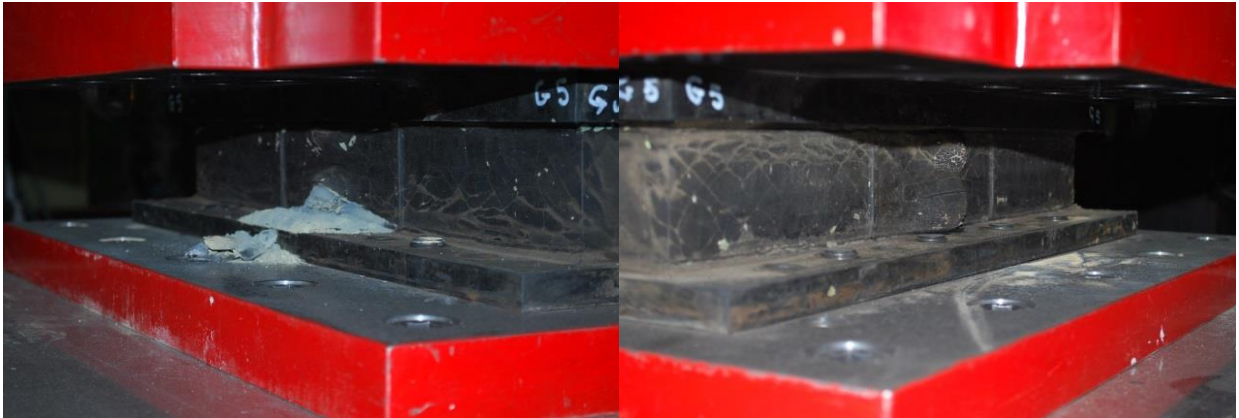
(f) 10セット目右側

写真-2.3.7(1) 常時試験における鉛プラグ変形の進展状況



(g) 30 セット目左側

(h) 30 セット目右側



(i) 50 セット目左側

(j) 50 セット目右側

写真-2.3.7(2) 常時試験における鉛プラグ変形の進展状況

### 2.3.4 結言

長期間供用による経年劣化損傷が LRB の残存性能に及ぼす影響を把握するため実施した力学試験により得られた知見をまとめると、以下のとおりとなる。

- ① L1 および L2 試験において、劣化・リファレンス支承ともセットごとの復元力特性に著しい変化はなく、概ね安定した履歴が得られている。しかしながら、リファレンス支承に比較して劣化支承の履歴曲線は細くなっており、減衰性能が低下していることがわかる。なお、L2 試験では、200%以上の高ひずみ領域においてハードニング現象が生じている。
- ② 支承特性値に関して、等価剛性 $k_{eq}$ が増加しており、経年劣化によるゴム硬化の影響と考えられる。また、等価減衰定数 $h_{eq}$ および切片荷重 $Q_d$ は50%前後の低下を示しており、鉛プラグの突出による鉛量の減少が影響しているものと推察される。
- ③ 終局試験において、破断開始時のひずみを終局せん断変形性能と定義すると、劣化支承(274%)はリファレンス支承(329%)を下回っており、ゴム硬化に起因する剛性の増加が影響しているものと考えられる。ただし、レベル2地震動せん断ひずみ許容値である250%に対する変形性能は満足していることが確認された。
- ④ 終局試験での破断はいずれの支承もゴム層内で生じていたことから、劣化支承においてもゴムと鋼板の接着面は健全であったと推察される。また、破断位置は上下鋼板に最も近いゴム層であった。ここはせん断変形時に最も応力集中する箇所であり、弱部となりやすいことがわかった。
- ⑤ 常時試験では、50年の常時変形量に相当する繰り返しせん断載荷試験を実施したところ、復元力特性の著しい変動は見られず、安定した履歴が得られており、長期供用期間中の常時性能は満足するものと考えられる。特性値はいずれも徐々に低下していくが、載荷回数が増すごとに鉛が外へ排出されていく状況が観察されており、鉛量の減少の影響が現れていると言える。



## 2.4 ゴム材料残存性能確認試験

### 2.4.1 緒言

残存性能評価対象とした LRB は鉛プラグの突出が発生していたものであるが、これは鉛のみならずゴム材料の経年劣化も影響したことが想定される。LRB を構成する要素として、ゴムは支承の剛性を決定する重要な材料であることから、その性能評価も不可欠である。そこで、経年劣化後のゴムの残存性能を確認することを目的として、各種材料試験を実施した。

### 2.4.2 試験計画

LRB に使われる天然ゴムの物理的および化学的残存性能の確認を目的として材料試験を実施した。今回実施する試験は、劣化支承およびリファレンス支承で同様の試験を実施し、それぞれの試験値を対比することが必要であり、試験内容を表-2.4.1 に示す。これらの項目は阪神高速道路土木工事共通仕様書[2-2]における天然ゴムの物理的性質と、道路橋支承便覧[2-1]のゴム材料の特性評価項目に基づき決定したものである。性能確認方法として、各々の規格値を表中に記載している。

試験片の取出し要領を劣化支承は図-2.4.1 に、リファレンス支承は図-2.4.2 に示す。ゴムの材料劣化を確認するためには、試験片をゴム表面から深部に向かい劣化状況を確認する必要があることを考慮したものである。また、表-2.4.1 中の試験番号①②④については積層ゴムの層ごとの差異を見るため、劣化支承のみ図に記載の層からも採取した。なお、両支承とも前述した L1 試験実施後の支承から試験片を採取する予定であったが、劣化支承においては載荷試験時トラブルにより L2 試験の 1 サイクル目途中で載荷中断した支承を転用した。併せて、常時試験実施後の支承からも試験片を採取し、50 年以上の長期間を想定した累積変形を受けたゴムの劣化についても確認することとしている。

表-2.4.1 材料試験プロトコル

試験番号 試験項目		測定項目	性能確認方法		
			規格値(G8)	JIS 規格	
物理試験	①	引張試験	引張強さ	15MPa 以上	JIS K 6251
			破断伸び	550%以上	
	②	せん断変形試験	静的せん断弾性係数	0.8MPa	JIS K 6254
	③	硬さ試験	JIS 硬さ	50±5	JIS K 6253
	④	接着剤はく離試験	接着性能	7N/mm 以上	JIS K 6256
化学試験	⑤	組成分析	老化防止剤残量	—	JIS K 0123
			溶存酸素量	—	—

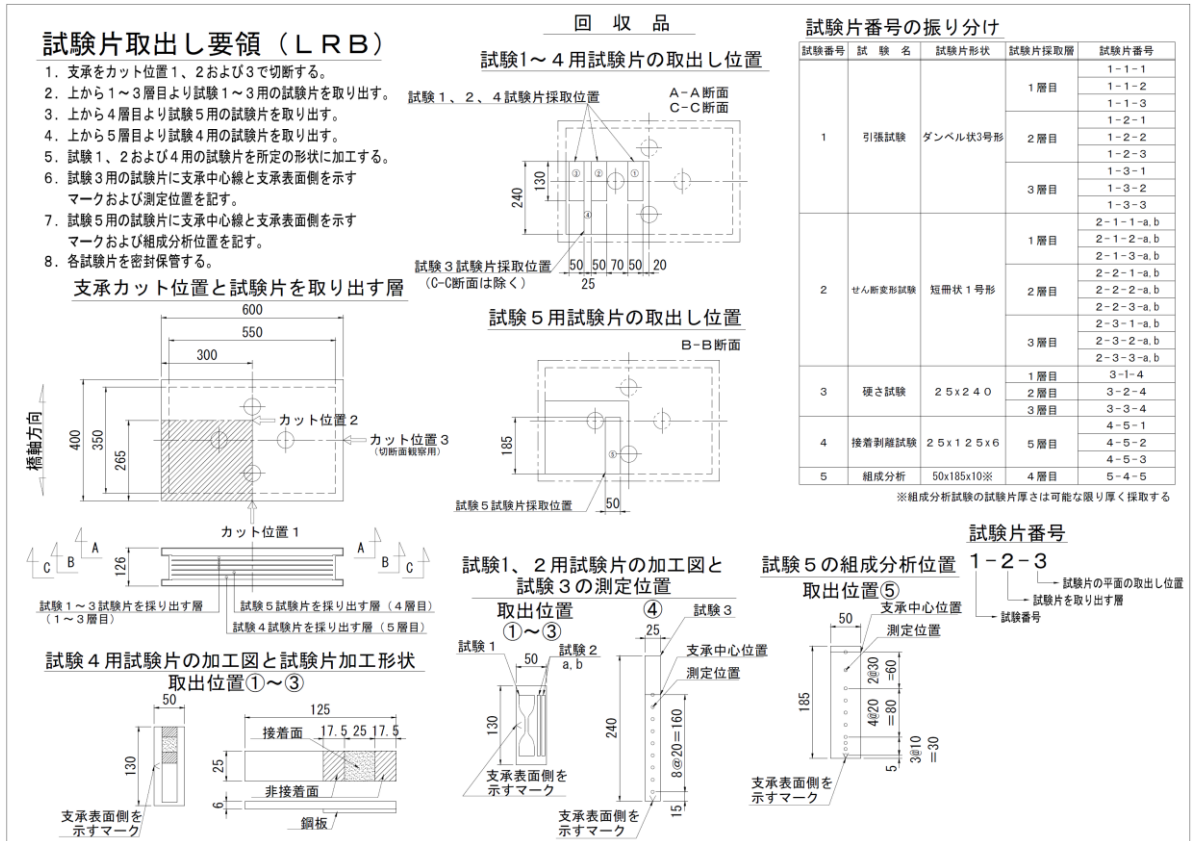


図-2.4.1 試験片の取出し要領(劣化支承)

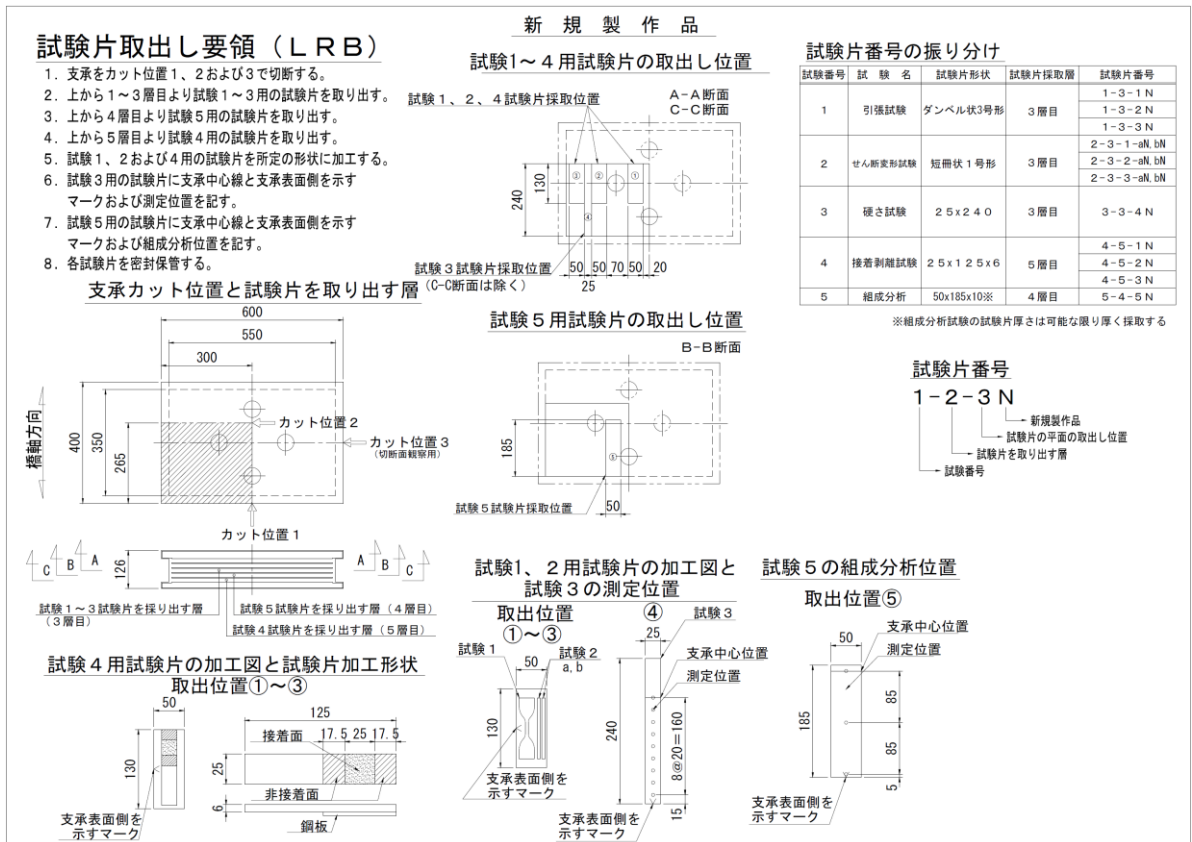


図-2.4.2 試験片の取出し要領(リファレンス支承)

### 2.4.3 試験結果および考察

LRB のゴム材料の物理的残存性能確認試験として、引張試験、せん断変形試験、硬さ試験および接着剤はく離試験の4ケースを実施した。また、化学的残存性能確認試験として、老化防止剤および溶存酸素に関する組成分析を行った。

以下に試験結果ならびに考察を示す。なお、劣化支承に関しては、L2 試験の1セット目途中で载荷中断した支承から採取した試験片（以下、「劣化L2」という。）は全試験実施したが、常時試験後の支承からのもの（以下、「劣化常時」という。）は物理的残存性能確認試験のみ実施した。

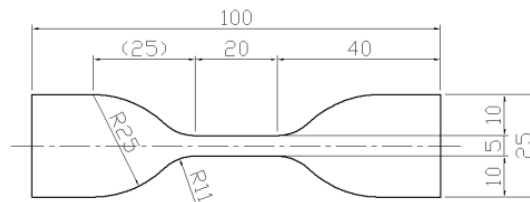
#### (1) 引張試験

ゴムの機械的強度として、引張強さ（破断時の最大引張力を断面積で除した値）と破断時の伸び（破断した時の伸び比率）を測定した。試験片は被覆ゴムを除いた橋軸直角方向の面より 25mm, 100mm, 220mm の3位置について、劣化支承は上部鋼板側より 1, 2, 3 層目のゴムから計9体、リファレンス支承は同じく3層目のゴムから計3体採取し、JIS K 6251 に規定されるダンベル状3号型試験片を作成した。試験片形状を図-2.4.3 に、試験状況を写真-2.4.1 に示す。

表-2.4.2 および図-2.4.4 に引張強さの結果を示す。引張強さは全ての試験片で規格値  $15\text{N/mm}^2$  以上が確認されたものの、リファレンス支承に比べて劣化支承は 10%程度低下している。なお、当該 LRB 製造時の引張強さは  $27.0\text{MPa}$  と記録されており、この値と比較すると 25%程度の低下になる。一方、いずれの試験においても支承外面からの深さ方向の差異は小さいが、劣化支承の一部では外面に近いほど引張強さが低下する傾向がうかがえる。また、ゴム層ごとの比較では有意な差異は認められない。劣化 L2 と劣化常時間の違いも明確には示されなかった。

破断伸びの結果を表-2.4.3 および図-2.4.5 に示す。リファレンス支承では規格値 550%を満足していたが、劣化支承ではほぼ下回る結果となった。製作当時のミルシートでは破断伸び 570%と記録されていることから、平均値で 10%前後低下している。また、劣化支承とリファレンス支承との比較では最大で 15.8%低下しているが、終局試験における終局せん断変形性能の比較（劣化支承 274%、リファレンス支承 329%）から 16.7%低下しており、概ね相関していると言える。なお、いずれの試験においても支承外面からの距離やゴム層ごとでの明確な差異は認められないとともに、劣化 L2 と劣化常時との違いも有意性は示されなかった。

以上の結果より、経年に伴うゴム劣化は確認されたが、同一支承内の差異はほとんど確認できなかった。したがって、劣化の進行は全体としては進むものの、部位ごとにみると製造時のばらつきおよび劣化進行速度が影響するため、一概に傾向を把握することは困難であると考えられる。



平行部分の幅	平行部分の長さ	平行部分の厚さ	標線間距離
5.0±0.1	20.0	2.0±0.2	20±0.5

[単位：mm]

図-2.4.3 ダンベル状3号型試験片形状



写真-2.4.1 引張試験状況

表-2.4.2 引張強さ試験結果

外面からの深さ	劣化L2			劣化常時			リファレンス
	1層目	2層目	3層目	1層目	2層目	3層目	3層目
25mm	21.1	20.4	19.2	18.1	19.3	19.4	23.2
100mm	19.6	20.1	20.3	19.8	20.7	21.4	22.4
220mm	18.8	19.7	20.3	22.0	20.7	20.7	22.1
平均	19.8	20.1	19.9	20.0	20.2	20.5	22.6
低下率	12.4%	11.1%	11.9%	11.5%	10.6%	9.3%	—

[単位：MPa]

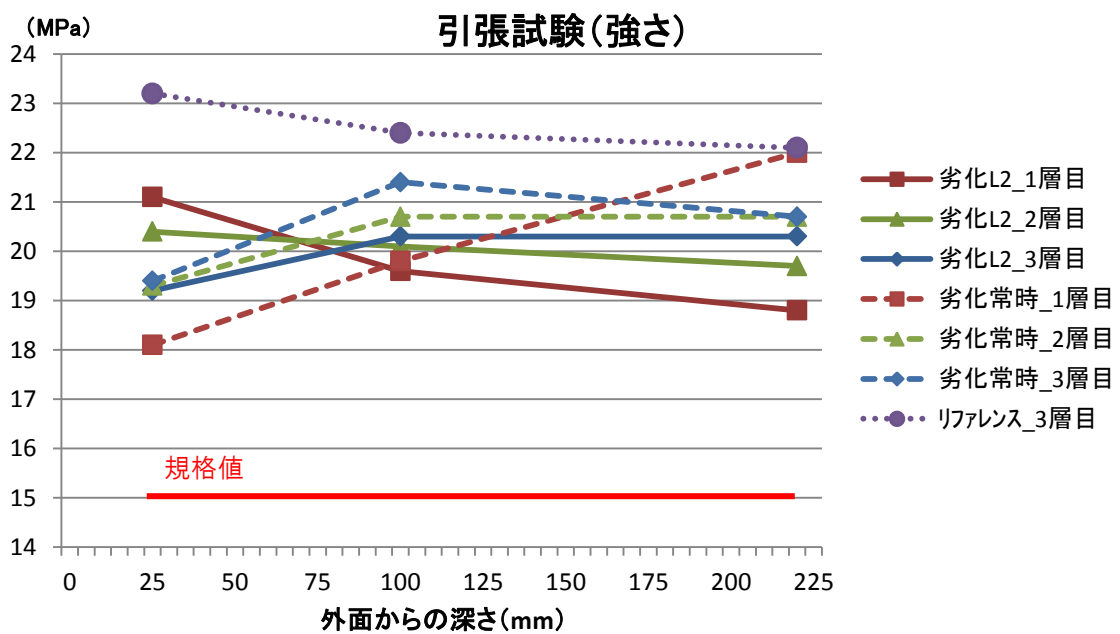


図-2.4.4 引張強さ結果および規格値との比較

表-2.4.3 破断伸び試験結果

外面からの深さ	劣化 L2			劣化常時			リファレンス
	1層目	2層目	3層目	1層目	2層目	3層目	3層目
25mm	490%	520%	480%	470%	480%	500%	630%
100mm	490%	560%	490%	500%	540%	520%	580%
220mm	540%	490%	520%	520%	480%	510%	560%
平均	507%	523%	497%	497%	500%	510%	590%
低下率	14.1%	11.4%	15.8%	15.8%	15.3%	13.6%	—

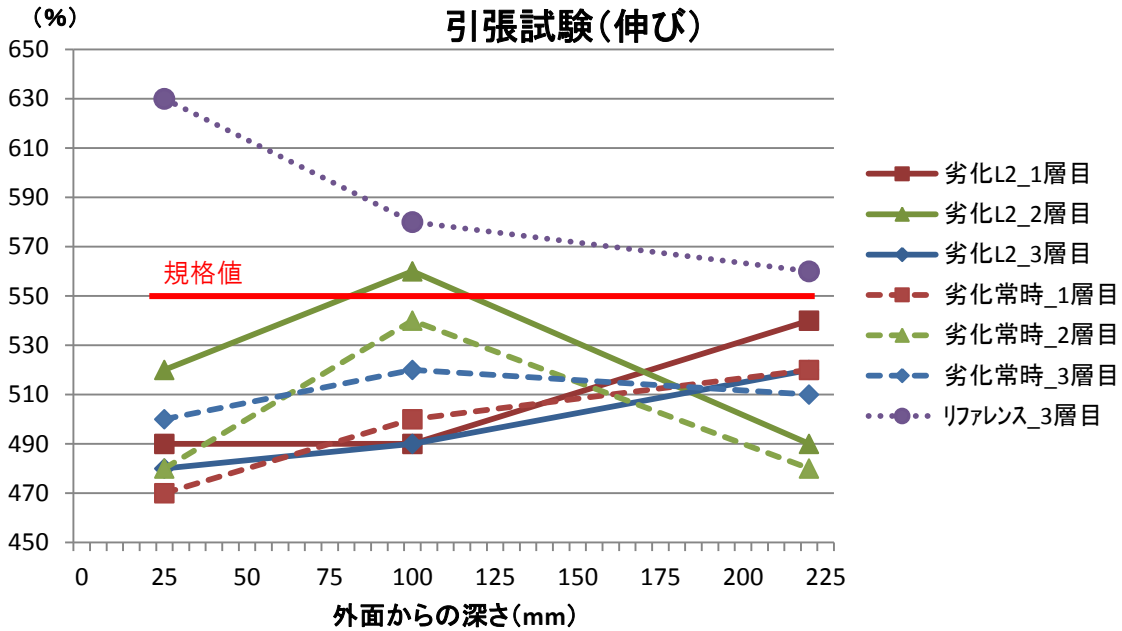


図-2.4.5 破断伸び結果および規格値との比較

(2) せん断変形試験

ゴムの応力-ひずみ特性を求めるための静的せん断弾性率を測定した。試験片に 25%引張伸びを与え、30 秒経過後の応力を測定し、式(2.9)により算出する。

$$G_{\varepsilon} = \frac{\sigma_{\varepsilon}}{a - 1/a^2} \tag{2.9}$$

ここに、

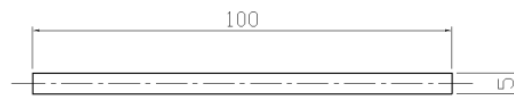
$G_{\varepsilon}$  :  $\varepsilon\%$ 静的せん断弾性率 (MPa)

$\sigma_{\varepsilon}$  :  $\varepsilon\%$ 引張応力 (MPa)

$a$  :  $1 + \varepsilon/100$

試験片の採取位置は引張試験と同じとし、JIS K 6254 に規定される短冊状 1 号型試験片を作成した。なお、試験片は同一位置で 2 体作成しており、試験片番号の末尾を「-a」「-b」として区別した。試験片形状を図-2.4.6 に、試験状況を写真-2.4.2 に示す。

全測定結果を表-2.4.4 に示す。前述のとおり同一位置より作成した試験片 2 体の測定平均値を支承外面からの深さごとにプロットしたものを図-2.4.7 に示す。リファレンス支承に比べて劣化支承の弾性率が高くなっている。当該支承のゴムの弾性率の呼びは G8 であり 0.8MPa が基準となるため、リファレンス支承が基準値に近い (5%以内) のに対し、劣化支承は平均で 20%程度大きい結果となった。弾性率が高いということは変形しにくいことを表しており、ゴムの硬化が確認されたこととなる。なお、表面からの距離や層毎における傾向に特段の相関性は見られなかった。



幅	全長	厚さ	標線間距離
5.0	100.0	2.0±0.2	40.0

[単位 : mm]

図-2.4.6 短冊状 1 号型試験片形状

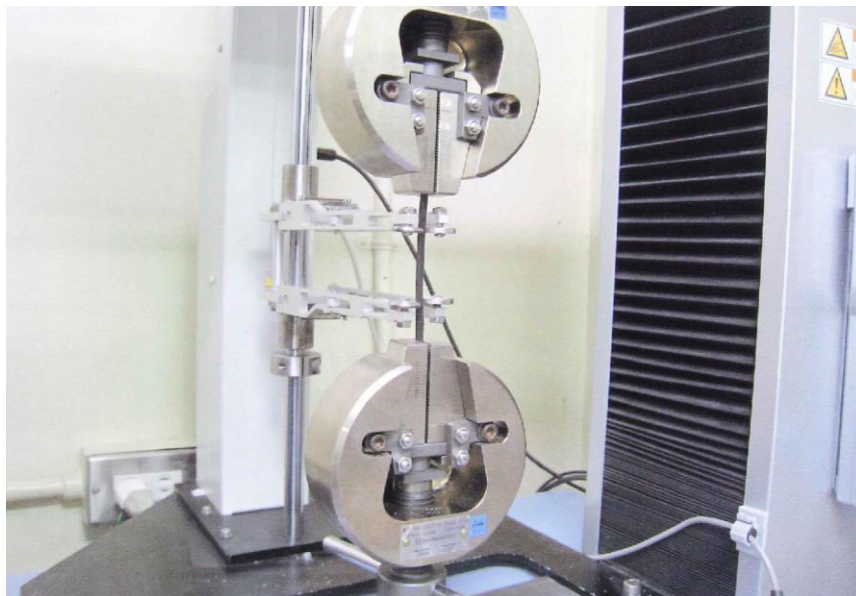


写真-2.4.2 せん断変形試験状況

表-2.4.4 せん断変形試験結果

	劣化 L2			劣化常時			リファレンス		
	試験片番号	測定値	平均値	試験片番号	測定値	平均値	試験片番号	測定値	平均値
1 層目	2-1-1-a	0.95	0.95	2-1-1-a	0.96	0.95			
	2-1-1-b	0.94		2-1-1-b	0.94				
	2-1-2-a	0.93	0.95	2-1-2-a	0.93	0.93			
	2-1-2-b	0.96		2-1-2-b	0.93				
	2-1-3-a	0.96	0.95	2-1-3-a	0.97	0.97			
	2-1-3-b	0.94		2-1-3-b	0.96				
2 層目	2-2-1-a	0.95	0.96	2-2-1-a	0.95	0.96			
	2-2-1-b	0.96		2-2-1-b	0.96				
	2-2-2-a	0.90	0.94	2-2-2-a	0.96	0.98			
	2-2-2-b	0.98		2-2-2-b	0.99				
	2-2-3-a	1.01	1.00	2-2-3-a	0.95	0.95			
	2-2-3-b	0.99		2-2-3-b	0.95				
3 層目	2-3-1-a	0.97	0.96	2-3-1-a	0.96	0.96	2-3-1-aN	0.84	0.83
	2-3-1-b	0.97		2-3-1-b	0.95		2-3-1-bN	0.82	
	2-3-2-a	0.94	0.95	2-3-2-a	0.92	0.93	2-3-2-aN	0.85	0.85
	2-3-2-b	0.96		2-3-2-b	0.94		2-3-2-bN	0.84	
	2-3-3-a	0.92	0.94	2-3-3-a	0.98	0.97	2-3-3-aN	0.85	0.85
	2-3-3-b	0.96		2-3-3-b	0.96		2-3-3-bN	0.84	

[単位：MPa]

25%静的せん断  
弾性率 (MPa)

せん断変形試験

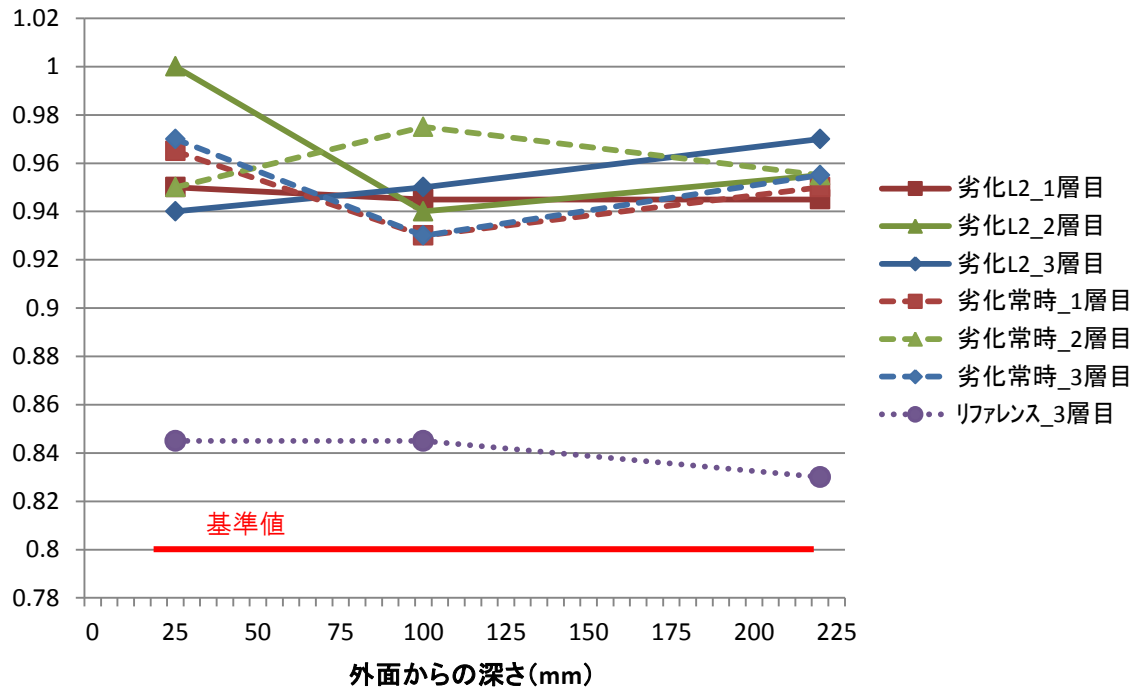


図-2.4.7 せん断変形試験結果および基準値との比較



### (3) 硬さ試験

硬さ試験はデュロメータ試験機（タイプ A）を用いて計測した。ゴム試験片にデュロメータの押針を押しつけ、その時に示す抵抗値（変形量）を 0~100 までの数値で示したものである。橋軸直角方向の面より 72.5mm の位置から 25×240mm の試験片を作成し、支承外面より 15mm の深さを起点に 20mm のピッチで計 9 箇所測定した。試験状況を写真-2.4.3 に示す。

表-2.4.5 および図-2.4.8 に示すとおり、試験値にはバラツキがあるものの、いずれも規格値 (G8: 50±5) に入っていることが判明した。一方、リファレンス支承に比べ劣化支承は硬い傾向を示しており、これは経年劣化によるゴムの硬化とおよそ一致するものと考えられる。ただし、常時試験後の LRB より採取した試験片では軟化側の測定値となっているものがあるが、これは 50 年の使用を想定した常時試験での連続的な応力負荷による変形過程において、高分子の主鎖の切断が起こりやすくなり、それによるゴムの軟化現象と推察される[2-8]。また、常時試験における等価剛性の漸減（図-2.3.10 (a)）と相関があるものと考えられる。なお、表面からの距離による影響は明確ではない。



写真-2.4.3 硬さ試験状況

表-2.4.5 タイプ A デュロメータ硬さ試験結果

外面からの深さ	劣化 L2			劣化常時			リファレンス
	1層目	2層目	3層目	1層目	2層目	3層目	3層目
15mm	53	52	54	53	53	48	49
35mm	52	52	53	50	51	48	51
55mm	51	52	53	49	52	50	51
75mm	52	52	53	48	53	52	50
95mm	51	51	54	47	53	52	49
115mm	53	53	52	48	53	52	50
135mm	53	52	53	46	53	54	51
155mm	52	51	54	45	52	54	50
175mm	51	52	54	—	—	—	50



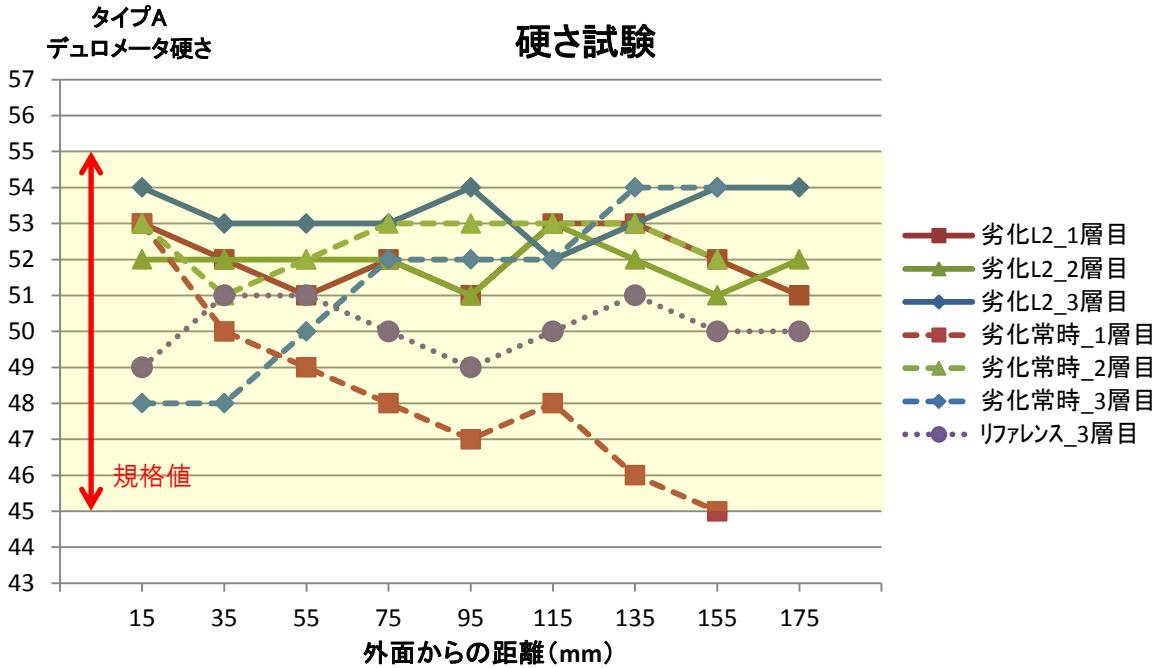


図-2.4.8 硬さ試験結果および規格値との比較

(4) 接着剤はく離試験

ゴムと鋼板の接着強さは、ゴム支承本体の耐荷力・耐久性に影響するものであり、その評価として JIS K 6256 に規定される 90 度はく離試験を実施した。試験状況を写真-2.4.4 に示す。

いずれの試験においても接着層ではく離したものはなく、ゴム部で破断する結果となった。はく離強さは表-2.4.6 および図-2.4.9 に示すとおり、一部で規格値（7N/mm 以上）を下回るものもあるが、接着層ではく離ではないことを考慮すると、接着強さは満足しているとみなすことができる。終局試験においても破断はいずれもゴム層で生じていることから、本試験との相関がとれている。また、劣化支承の強度が高い傾向であることから、ゴムの硬化が影響しているものと考えられる。

なお、JIS 規定では鋼板にゴムを接着させた試験片を使用するのに対し、今回のように既存積層ゴムから取り出して製作する試験片は、鋼板とゴムの境界付近をカッターで切断したものとなるため、そのことが影響していると考えられる。



写真-2.4.4 接着剤はく離試験状況

表-2.4.6 接着剤はく離試験結果

劣化 L2			劣化常時			リファレンス		
試験片 番号	測定 値	はく離又は 破壊の種類	試験片 番号	測定 値	はく離又は 破壊の種類	試験片 番号	測定 値	はく離又は 破壊の種類
4-5-1	10.0	ゴム部の破壊 (符号 R)	4-5-1	10.7	ゴム部の破壊 (符号 R)	4-5-1N	9.0	ゴム部の破壊 (符号 R)
4-5-2	6.4	ゴム部の破壊 (符号 R)	4-5-2	7.6	ゴム部の破壊 (符号 R)	4-5-2N	7.3	ゴム部の破壊 (符号 R)
4-5-3	11.9	ゴム部の破壊 (符号 R)	4-5-3	11.9	ゴム部の破壊 (符号 R)	4-5-3N	6.5	ゴム部の破壊 (符号 R)

[単位：N/mm]

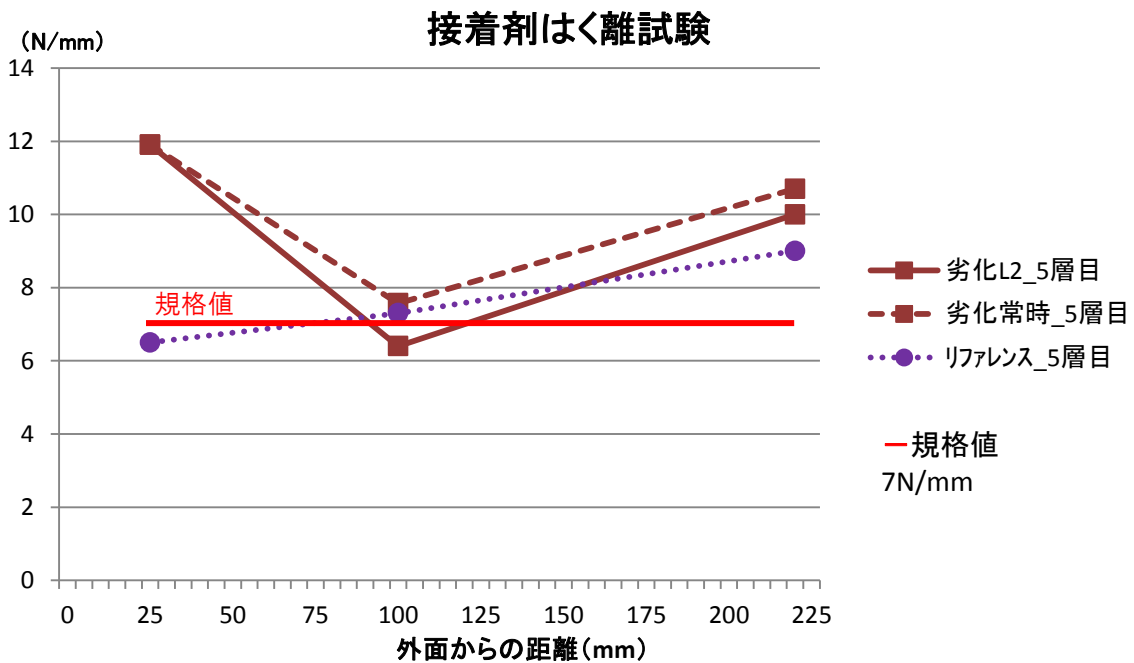


図-2.4.9 接着剤はく離試験結果および規格値との比較

### (5) 組成分析試験

ゴムの劣化を抑制する目的で老化防止剤が配合されているが、経年によるその変化（残量）と分布を確認する試験を実施した。試験方法は JIS K 0123 に規定されるガスクロマトグラフ質量分析器を用いて計測した。また、ゴムの劣化は空気中のオゾンによる酸化劣化が主要因の一つであるため[2-10]、ゴムの溶存酸素量を元素分析装置にて計測した。

リファレンス支承の最深部（支承外面より 175mm の位置）の老化防止剤残存量を 100%とした場合の各測定箇所の割合を表-2.4.7 および図-2.4.10 に示す。ここで薬品 A はアミン系、薬品 B はワックス類である。アミン系老化防止剤は耐熱性、耐オゾンきれつ性、耐日光性等に優れるという特性を有する[2-11]ことから、劣化支承において表面に近いほど消費されて残量が少なくなっている傾向が確認された。一方、ワックス類はアミン系と併用すると耐オゾン性が向上し、表面きれつを防止する効果がある[2-12]が、本試験では幾分か消費されているものの、表面からの深さ方向で明確な変化は確認されなかった。

溶存酸素量の測定結果を表-2.4.8 および図-2.4.11 に示す。リファレンス支承は表面からの距離によらずほぼ一定値を示すのに対し、劣化支承はバラツキがあるものの表面付近で高い溶存酸素の傾向が確認された。このことから、表面に近いほどオゾン劣化の発生確率が高いことがうかがえる。

表-2.4.7 組成分析(老化防止剤)試験結果一覧

支承外面からの距離	薬品 A		薬品 B	
	劣化 L2	リファレンス	劣化 L2	リファレンス
5mm	27%	96%	81%	103%
15mm	44%	—	92%	—
25mm	57%	—	85%	—
35mm	64%	—	87%	—
55mm	83%	—	89%	—
75mm	88%	—	86%	—
90mm	—	92%	—	99%
95mm	87%	—	87%	—
115mm	83%	—	88%	—
145mm	76%	—	88%	—
175mm	66%	100%	83%	100%

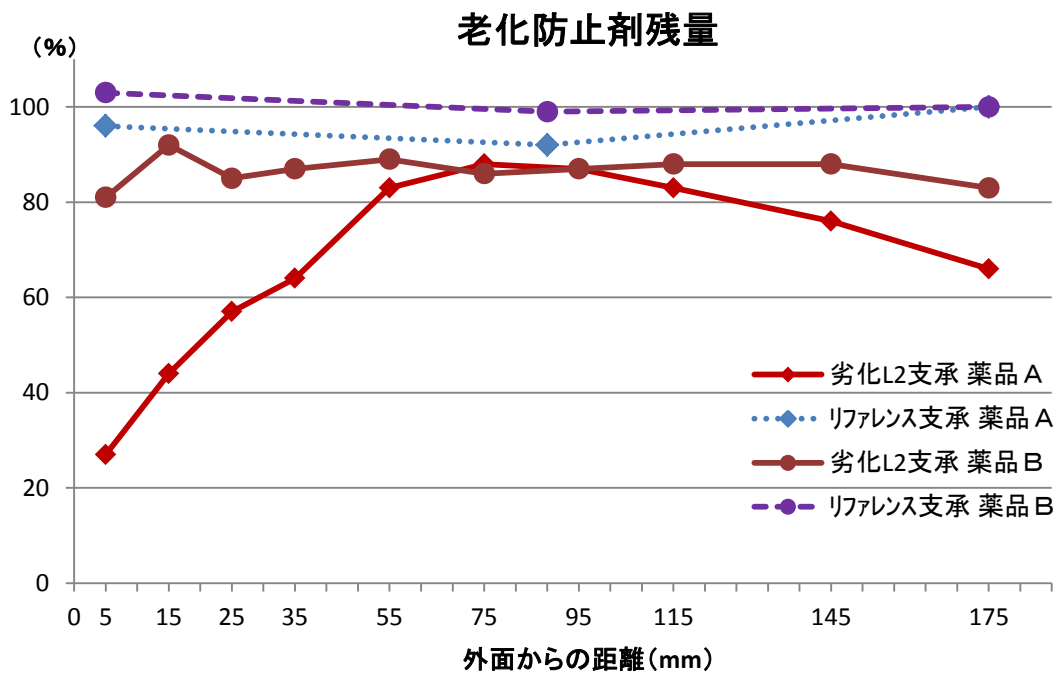


図-2.4.10 組成分析(老化防止剤)試験結果

表-2.4.8 組成分析(溶存酸素量)試験結果一覧

支承外面からの距離	劣化 L2	リファレンス
5mm	4.4%	3.8%
15mm	4.4%	—
25mm	4.2%	—
35mm	3.8%	—
55mm	3.8%	—
75mm	4.3%	—
90mm	—	3.9%
95mm	4.0%	—
115mm	3.7%	—
145mm	3.7%	—
175mm	3.8%	4.1%

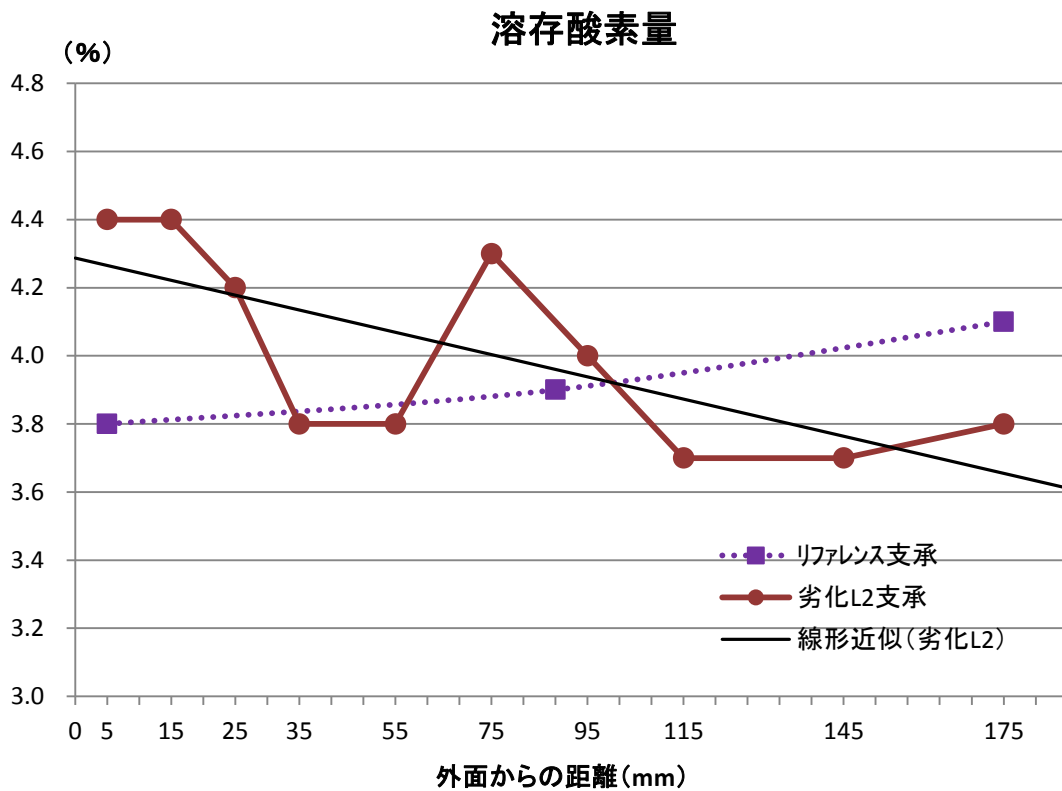


図-2.4.11 組成分析(溶存酸素量)試験結果

#### 2.4.4 結言

長期間供用によるゴムの残存性能を把握するため実施した材料試験により得られた知見をまとめると、以下のとおりとなる。

- ① 引張強さに関しては、劣化支承も規格値を上回っていたが、リファレンス支承と比較すると10%程度の低下が確認されたことから、経年劣化によるゴムの硬化が確認された。一方、破断のびでは劣化支承は規格値をほぼ下回っており、リファレンス支承との比較でも約16%の低下となっている。終局せん断変形性能の比較でも同等の低下を示していることから、両者は概ね相関があると考えられる。
- ② せん断変形試験において測定した静的せん断弾性率は、劣化支承では基準値に比べておよそ20%大きくなり、ゴムの硬化が確認された。同様に硬さ試験においても、リファレンス支承と比較して劣化支承は硬い傾向を示した。ただし、常時試験後の LRB より採取した試験片では軟化側の測定値となっているものもあるが、連続的な応力負荷試験を行ったことにより高分子の主鎖切断の発生に起因する軟化現象と考えられる。
- ③ LRB の耐荷力および耐久性を確認する接着剤はく離試験では、いずれもゴム部で破断する結果となった。終局試験における LRB の破断もゴム層で生じていることから、本試験との相関が確認でき、長期間供用後も接着強さは満足していると言える。
- ④ ゴム劣化を抑制する老化防止剤の残量を測定した結果、劣化支承ではアミン系のものが表面に近いほど残量が少なくなっている傾向が確認されたことから、供用中に消費されたことがうかがえる。また、ゴム内の溶存酸素量を測定したところ、劣化支承は表面付近で溶存酸素が高い傾向であった。

## 2.5 試験後の鉛プラグ状況の観察

### 2.5.1 緒言

鉛プラグの劣化要因を考察することを目的として、各力学的残存性能確認試験実施後の LRB を鉛プラグ位置で切断し、鉛プラグの状況観察を行った。また、ゴム材料残存性能確認試験の試験片を採取する LRB についても同様に鉛プラグ状況の観察を実施した。前述のとおり材料試験用の LRB は L2 試験の 1 サイクル目途中までしか大変形を受けていないことから、より常時に近い鉛プラグの状態が見られるものと考えられる。また、リファレンス支承では経年劣化の影響を受けていない鉛プラグの状態を観察する。

### 2.5.2 劣化支承

劣化支承の力学試験実施後の切断面について、L1 試験後を図-2.5.1 に、L2 試験後を図-2.5.2 に、終局試験後を図-2.5.3 に、常時試験後を図-2.5.4 に示す。併せて、材料試験用の試験片採取の際に断面観察したものを図-2.5.5 に示す。すべての支承において破断に至っている鉛プラグが確認されており、特に橋軸方向の断面で支承縁端からのかぶりの小さい鉛プラグでは、破断および孔外へのはらみ出しも起こっている。以下に各 LRB の鉛プラグ状況を詳述する。なお、橋軸方向の切断面で観察した鉛プラグを「LL プラグ」、橋軸直角方向の切断面で観察した鉛プラグを「TT プラグ」と称する。

#### (1) L1 試験後 (図-2.5.1)

外観(a)には大きな変状は観察されないが、LL プラグ(b)および(c)には、いずれも破断ならびにプラグ孔外へはらみ出しが生じている。加えて(b)は破断後のプラグが摩耗して玉砂利のような状態となっている。試験時の変形のみによってこのような状態に至ったとは考えにくいことから、供用中段階で相当の変状が起こっていたものと推察される。これに対して、(c)は砂利化こそしていないが破断後のプラグに角欠けが確認される。また、上部鋼板に近い破断面は水平でなく円弧形状となっている。これは上部鋼板付近とゴム層との鉛プラグの周面拘束力の差異により、鉛プラグが純せん断とはならず、上方向への引張力が働くことによって、このような形状に破断したものと考えられる。

TT プラグ(d)も同様に破断しているが、全体的に黄土色の粉状物質が付着していることが確認された。この物質については、鉛プラグ自体が何らかの作用を受けて変状したものなのか、外部からの侵入物なのかは不明である。しかしながら、過去の点検記録によると、当該プラグは表-2.2.2 に示した上面からの突出損傷が発生していることから、それとの因果関係を考慮する必要があると考える。

#### (2) L2 試験後 (図-2.5.2)

外観(a)では、L1 試験後の鉛プラグに付着していたものと同じと考えられる黄土色の粉状物質が見られた。この LRB は G3 桁のものであり、過去にゴム破れとそこからの鉛突出が確認されていることから、この損傷が関係しているものと考えられる。

LL プラグ(b)、(c)は L1 試験後のものと同様な傾向の状態となっている。前述した黄土色の粉状物質は内部にも付着していることもわかった。また、内部鋼板の変形とともにゴム層との接着がはく離している現象も見られた。供用中の鉛突出箇所でも同様の状態であることから、鉛プラグ

のせん断変形によって拘束力の小さい外側へ押し出され、その影響により内部鋼板の変形ならびにゴムの圧縮が生じ、ゴム層と内部鋼板の接着層がはく離し、最終的にはそれが進展することで側面からの突出へと至るものと推察される。

TT プラグ(d)も破断しており、破断面は内部鋼板位置と概ね一致することから、せん断変形の過程において鋼板の影響により破断に至った可能性がある。併せて内部に空隙が確認されているが、こちらの鉛プラグも過去に上面からの突出損傷があり、支承外へ出た鉛は撤去したため、鉛量の減少が影響しているものと考えられる。

### (3) 終局試験後 (図-2.5.3)

終局試験における破断面は上から1層目のゴム層であったことから、破断面より下側を観察用に切断した。上から俯瞰した(a)では、黄土色の粉状物質が広範囲に拡散している。これは試験の破断時の衝撃で飛散したものと考えられる。

LL プラグ(b)は破断およびはらみ出しを起こしており、内部鋼板の変形も確認される。また破断後のせん断変形による角欠けで生じたと思われる鉛の欠片が見られる。一方、TT プラグ(c)および(d)はいずれも粉状物質の付着がプラグ全体に及んでいる。このLRBはG1桁、すなわち最外桁に存していたことから、雨等の外的劣化因子を最も受けやすく、その影響によるものと推察される。

### (4) 常時試験後 (図-2.5.4)

上方から鳥瞰した(a)では、鉛プラグ自体の変状は特段把握できないが、TTプラグの外側に錆が付着している。被覆ゴムは鉛プラグ孔部には存在せず、前述のとおりソールプレート(写真中の赤破線)に覆蓋されていないため、何らかの原因で被覆ゴムと上部鋼板との間に隙間が生じ、ここに水が浸入して鋼板が腐食したのものと考えられる。

LL プラグは(b)、(c)のいずれも破断およびプラグ孔外へのはらみ出しが生じている。破断面が鋼板位置とほぼ一致していることから、せん断変形時に鋼板のエッジに接触する部分の鉛プラグに応力集中が生じ、あるレベル以上に達した時点で鉛にきれつが発生、その後も繰り返される変形によってきれつが進展し破断へ至るものと推察される。一方、TTプラグ(d)も破断しているが、縁端からのかぶりが確保されているため孔外へのはらみ出しは見られない。なお、上面に見られる黄土色部分は他と同様の粉状物質が付着したものである。

### (5) 材料試験採取用 (図-2.5.5)

L2試験の1サイクル目の途中で試験機のトラブルにより载荷を中断した支承であるため、観察される鉛プラグの状態は常時変形が支配的であると考えられる。

LL プラグは(a)、(b)のいずれも破断およびプラグ孔外へのはらみ出しが生じており、1サイクル未満の载荷だけでこのような状態にまで至るとは考えにくいことから、17年間の常時変形でここまで変状したものと推察される。また、いずれの鉛プラグも一番上と下のゴム層からはらみ出しが見られる。

TTプラグも破断しており、切断面である(c)では部分的に黄土色の粉状物質が確認されたため、鉛プラグを除去したところ、(d)のように一面に付着している状態であった。このLRBも過去に上面からの鉛突出によって鉛量が減少していることから、前述のものと同様に、その損傷を考慮する必要があると言える。



### 2.5.3 リファレンス支承

リファレンス支承も同様に、L1 試験後の切断面を図-2.5.6 に、L2 試験後を図-2.5.7 に示す。両支承とも破断している鉛プラグが確認されており、劣化支承と同じく鉛プラグの孔外へのはらみ出しも発生している。以下に各 LRB の鉛プラグ状況を詳述する。

#### (1) L1 試験後 (図-2.5.6)

LL プラグのうち 1 本(c)に破断が生じている。破断位置は内部鋼板位置近傍であるが、劣化支承ほど明確ではない。また、孔外へのはらみ出しは多くないが、他の支承と同様に拘束力の弱い支承縁端方向へ出ている。一方、TT プラグ(d)は上載荷重によってわずかに膨らんでいる以外は特段の変状は見られない。

なお、LL プラグの破断が確認されたが、図-2.3.3(b)および表-2.3.2 に示すように、履歴曲線や支承特性値に大きな変化は現れていない。このことから、外部への鉛流出を伴わない破断のみでは減衰性能への影響は小さいと推察される。

#### (2) L2 試験後 (図-2.5.7)

LL プラグは(b)、(c)の 2 本とも、劣化支承と同様な破断およびプラグ孔外へのはらみ出しが生じている。加えて(b)では、上部鋼板に近い破断面は水平でなく円弧形状となっており、劣化支承 L1 試験後と同様の現象であることから、この付近の鉛プラグの変形場が純せん断となっていないことが考えられる。TT プラグ(d)も破断しているが、縁端からのかぶりが厚いため孔外への膨出はわずかである。

L2 試験にて得られた図-2.3.7 に示す支承特性値の各サイクルの推移によると、セット 2 の 2 サイクル目以降において等価減衰定数 $h_{eq}$ と切片荷重 $Q_d$ の低下度合がやや急になっている。このサイクルで鉛プラグが孔外へのはらみ出しが顕著となり、減衰に寄与する鉛量が減少していったことが考えられる。

以上のリファレンス支承の試験後状況より、鉛プラグの破断ならびに孔外へのはらみ出しは経年劣化とは関係がないことを示唆している。すなわち地震時に大変形を受ける場合は、供用年数の多少にかかわらず鉛プラグに破断等の変状が発生する可能性が高いこと、特に表面からの縁端距離の小さい鉛プラグについては側面からの鉛突出が生じる可能性にも留意する必要があると言える。

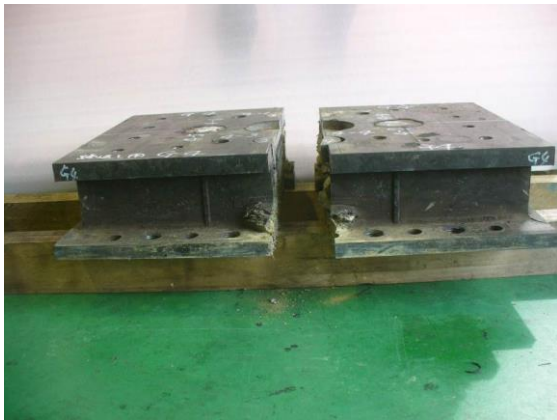
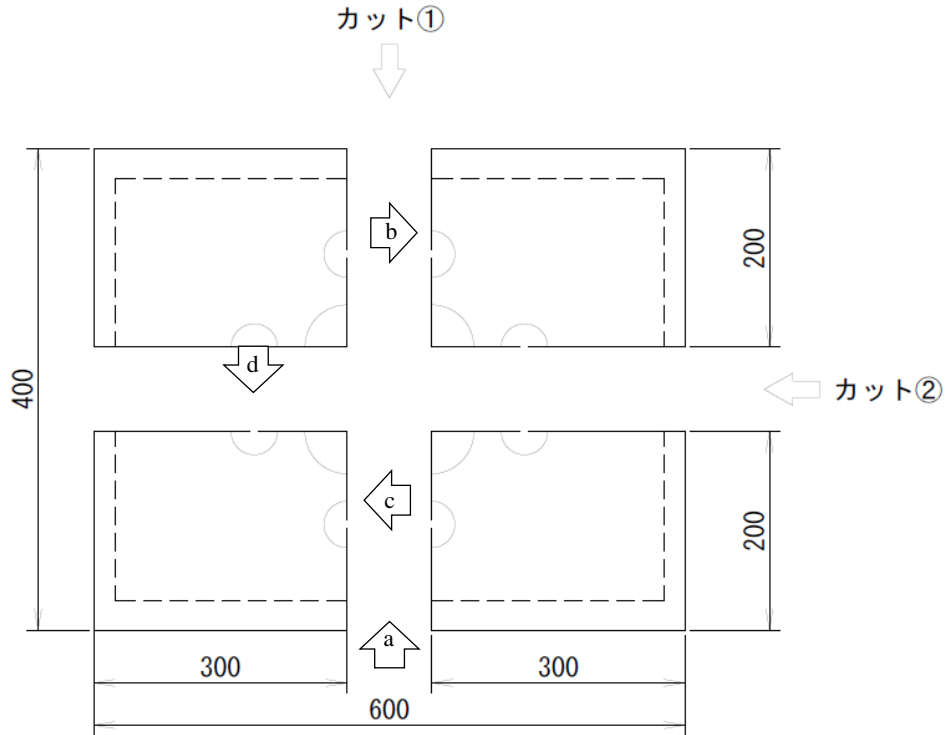
### 2.5.4 結言

LRB 内部の鉛プラグの状況を把握する目的で実施した、試験後 LRB の切断面の観察により得られた知見をまとめると、以下のとおりとなる。

- ① 劣化支承においては、鉛プラグの破断ならびにプラグ孔外へのはらみ出しが多数確認された。これらの現象は本研究で実施した力学試験のみで発生したとは考えにくいことや、2.2 節で述べた当該 LRB の損傷履歴を踏まえると、供用中段階で相当の変状が起こっていたものと推察される。
- ② 劣化支承の鉛プラグの一部に黄土色の粉状物質が付着していることが確認された。この物質の発生原因は不明であるが、TT プラグに多く見られており、LRB の設置状況や過去の点検記録

等を考慮すると、雨や漏水の外的劣化要因による影響が考えられる。

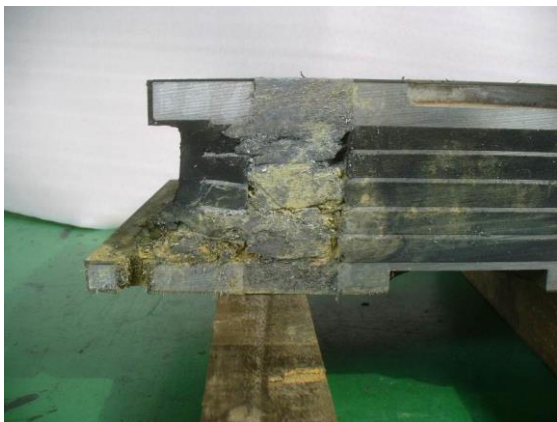
- ③リファレンス支承にも破断やはらみ出しが発生しているが、力学試験の結果と合わせてみると、破断のみが発生する場合は減衰性能への影響は小さいが、鉛がプラグ孔外へはらみ出すことによって鉛量が減少すると、減衰性能の低下と相関すると言える。
- ④リファレンス支承の試験後状況より、地震時大変形を受けた場合に鉛プラグの破断等の変状は経年劣化とは関係がなく発生することが示された。また、表面からの縁端距離の小さい鉛プラグは側面からの突出が生じる可能性もある。



(a) 外観



(b) LL プラグ①

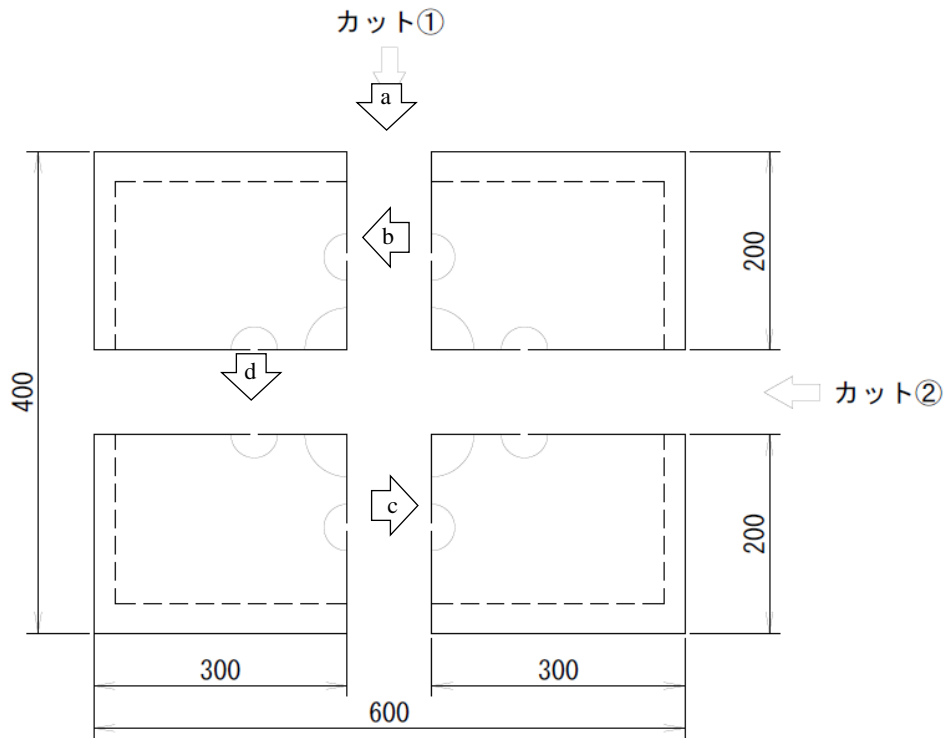


(c) LL プラグ②



(d) TT プラグ

図-2.5.1 劣化支承鉛プラグ状況 (L1 試験後)



(a) 外観



(b) LL プラグ①

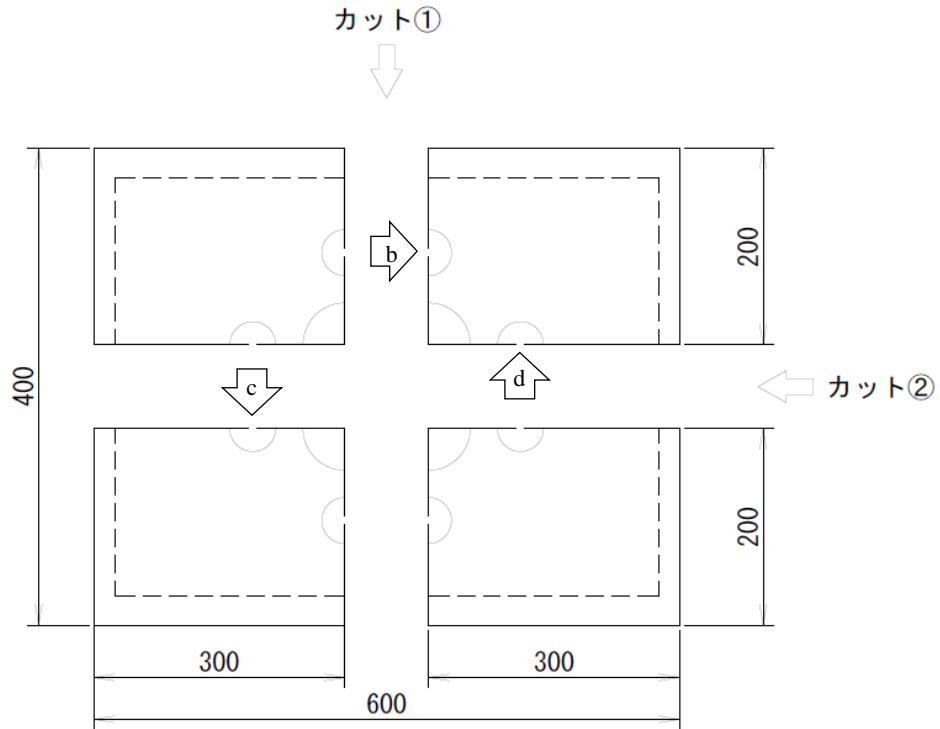


(c) LL プラグ②



(d) TT プラグ

図-2.5.2 劣化支承鉛プラグ状況 (L2 試験後)



平面（上面から）… 写真(a)



(a) 鳥瞰



(b) LL プラグ



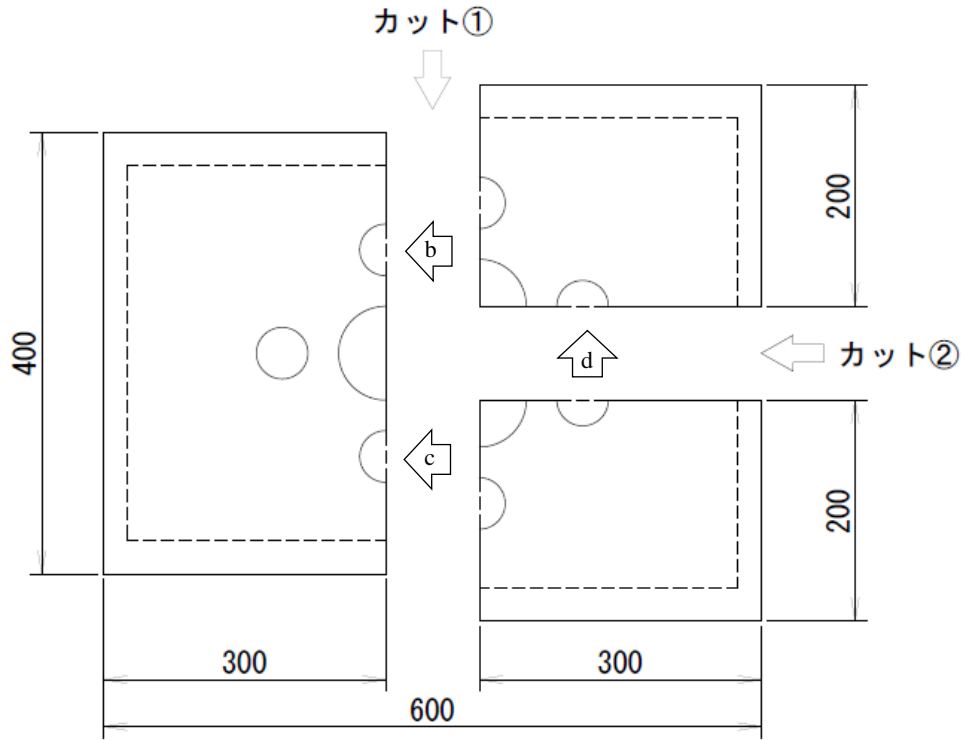
(c) TT プラグ①



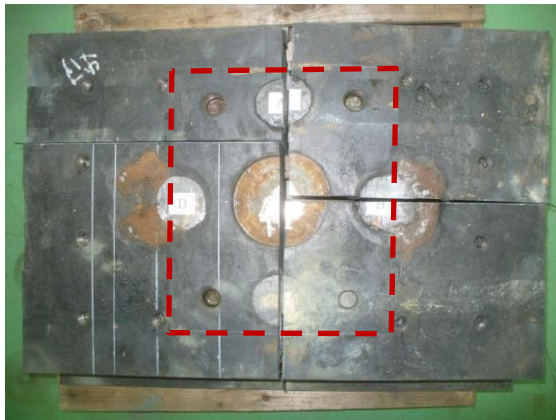
(d) TT プラグ②

図-2.5.3 劣化支承鉛プラグ状況(終局試験後)





平面（上面から）… 写真(a)



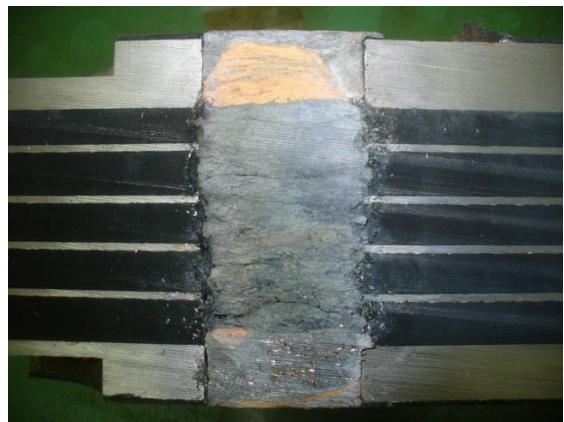
(a) 鳥瞰



(b) LL プラグ①

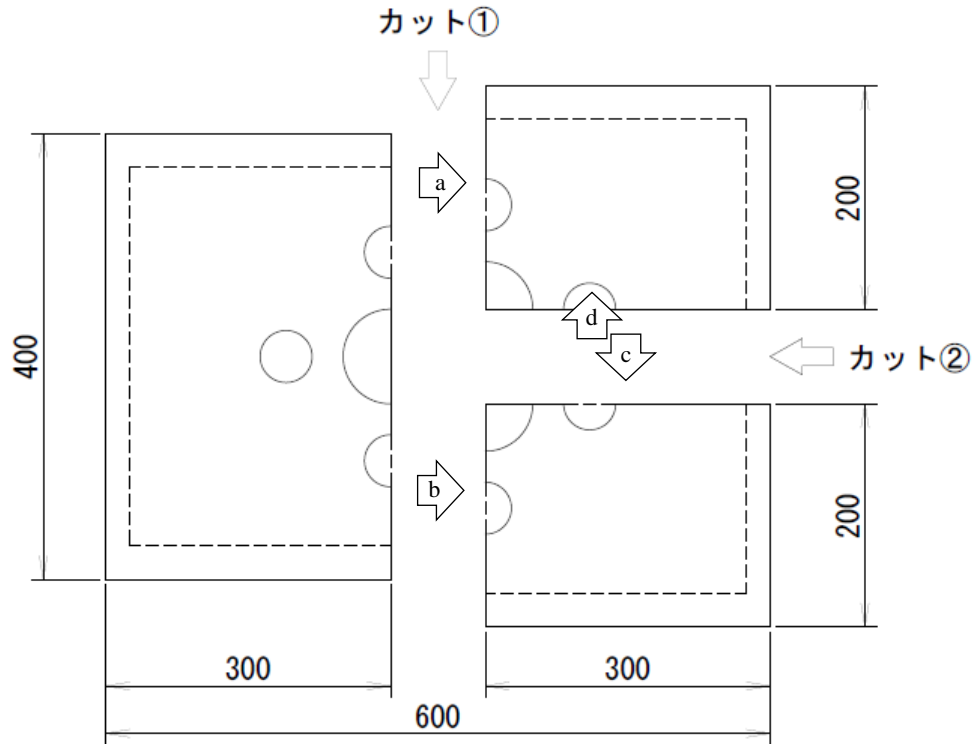


(c) LL プラグ②



(d) TT プラグ

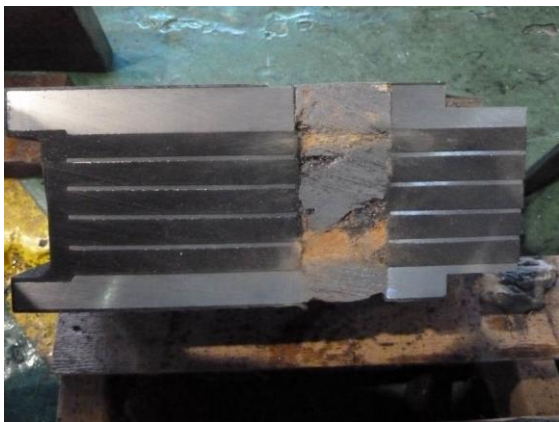
図-2.5.4 劣化支承鉛プラグ状況(常時試験後)



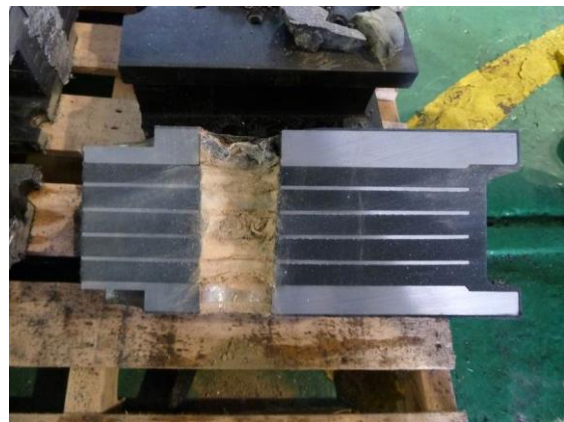
(a) LL プラグ①



(b) LL プラグ②



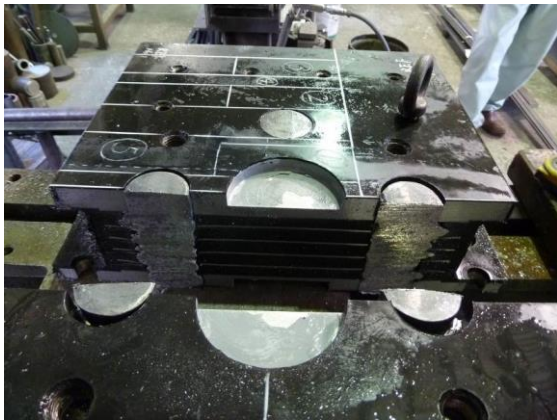
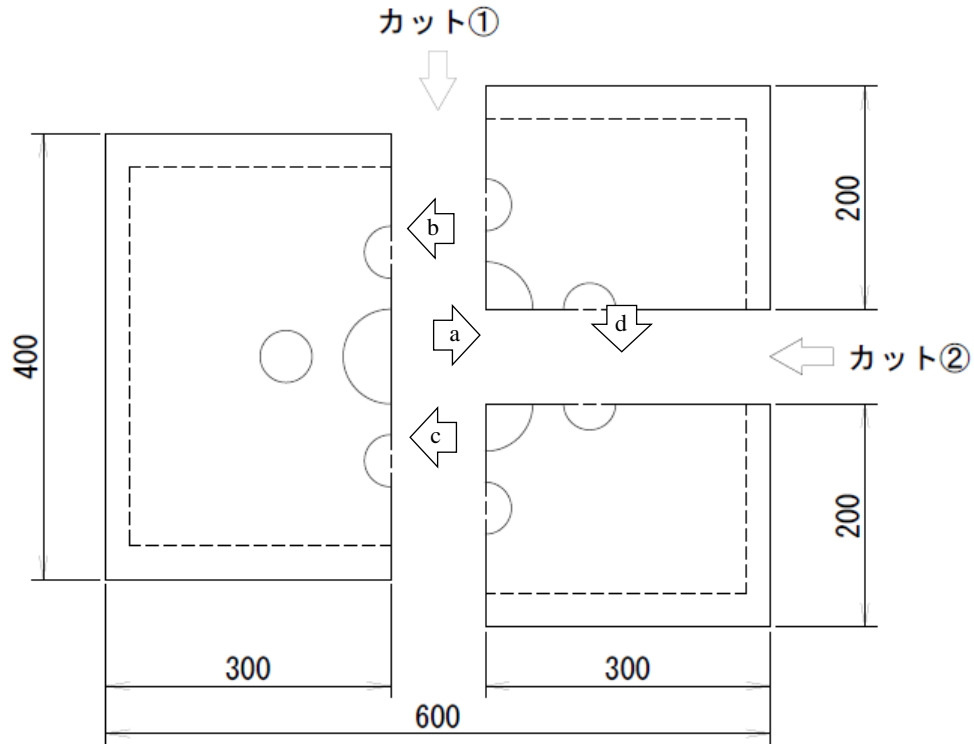
(c) TT プラグ①



(d) TT プラグ②

図-2.5.5 劣化支承鉛プラグ状況(材料試験用の試験片採取時)

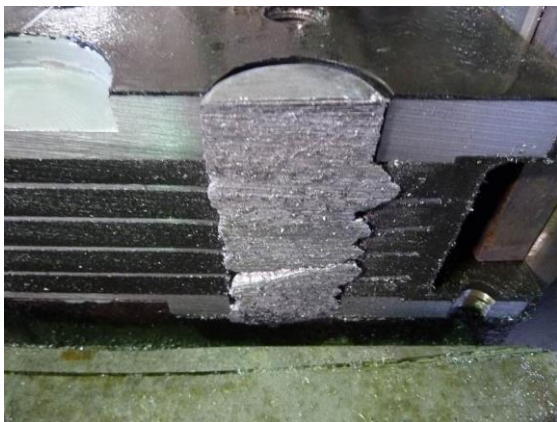




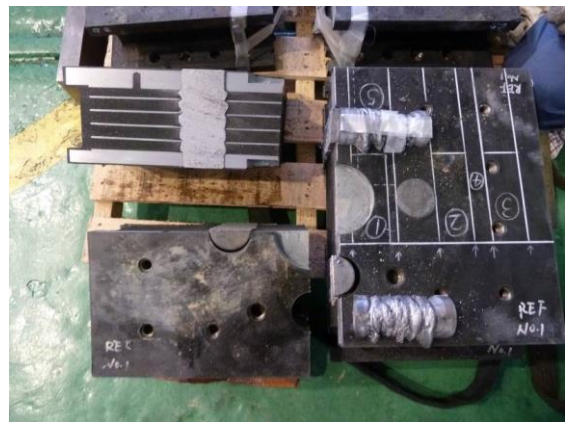
(a) LL 切断面



(b) LL プラグ①

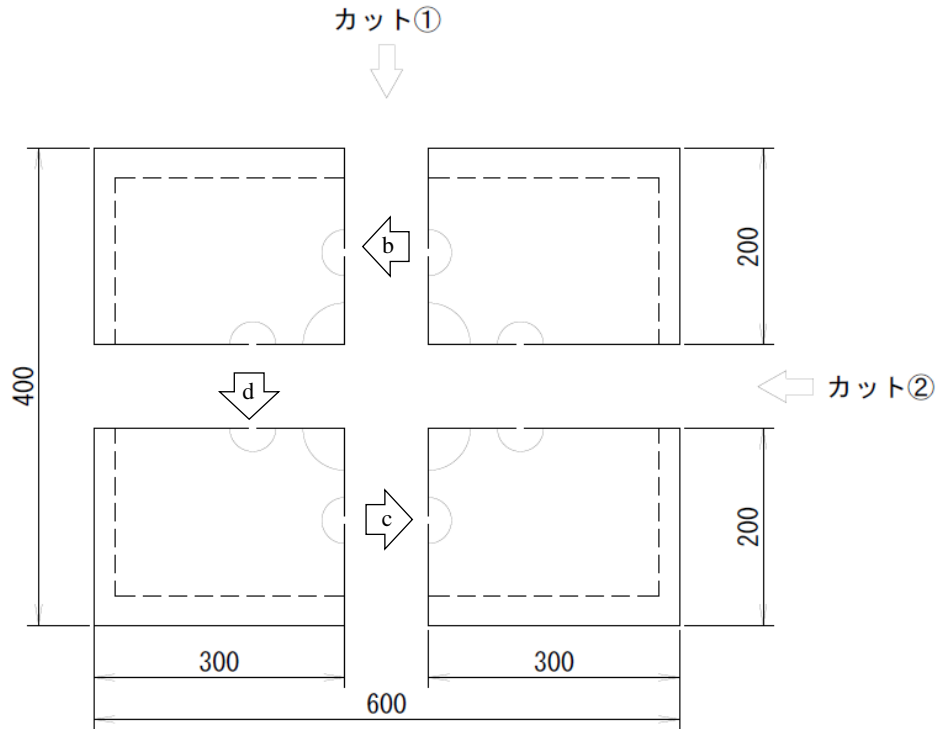


(c) LL プラグ②



(d) TT プラグ

図-2.5.6 リファレンス支承鉛プラグ状況(L1 試験後)



平面（上面から）… 写真(a)



(a) 鳥瞰



(b) LL プラグ①



(c) LL プラグ②



(d) TT プラグ

図-2.5.7 リファレンス支承鉛プラグ状況(L2 試験後)

## 2.6 まとめ

第2章「経年劣化 LRB を用いた残存性能評価」では、長期供用中に経年劣化損傷が発生した LRB を対象に、地震時・常時の力学的性能およびゴム材料に関する残存性能評価を行った。

力学的残存性能確認試験より得られた知見は以下のとおりである。

- (1) L1 および L2 試験において、いずれも概ね安定した履歴が得られている。しかしながら、リファレンス支承に比較して劣化支承の履歴曲線は細くなっており、減衰性能の低下が判明した。支承特性値では、等価減衰定数 $h_{eq}$ および切片荷重 $Q_d$ は 50%前後の低下を示しており、鉛プラグの突出による鉛量の減少が影響しているものと推察される。また、等価剛性 $k_{eq}$ が増加しており、経年劣化によるゴム硬化の影響が示された。
- (2) 終局せん断変形性能は、リファレンス支承の 329%に対して、劣化支承は 274%と下回っており、ゴム硬化に起因する剛性の増加が影響していることが明らかになった。ただし、レベル2地震動せん断ひずみ許容値である 250%に対する変形性能は満足していることが確認された。なお、終局試験での破断はいずれの支承もゴム層内で生じていたことから、劣化支承においてもゴムと鋼板の接着面は健全であったと推察される。
- (3) 常時試験では、復元力特性の著しい変動は見られず、安定した履歴が得られており、長期供用期間中の常時性能は満足するものと考えられる。支承特性値は徐々に低下していくが、載荷回数が増すごとに鉛が外へ排出されていく状況が観察されており、鉛量の減少の影響が現れていると言える。

ゴム材料残存性能確認試験より得られた知見は以下のとおりである。

- (4) 引張試験、せん断変形試験、硬さ試験から、経年劣化によるゴムの硬化が確認された。なお、破断伸びにおける劣化支承のリファレンス支承からの低下率は、終局せん断変形性能の比較でも同等の低下を示していることから、両者は概ね相関があると考えられる。
- (5) LRB の耐荷力および耐久性を確認する接着剤はく離試験では、いずれもゴム部で破断する結果となった。終局試験における LRB の破断もゴム層で生じていることから、本試験との相関が確認でき、長期間供用後も接着強さは満足していると言えることができる。
- (6) 劣化支承のアミン系老化防止剤が表面に近いほど残量が少なくなっている傾向が確認されたことから、供用中に消費されたことがうかがえる。また、ゴム内の溶存酸素量は、劣化支承の表面付近で高い傾向であり、表面に近いほどオゾン劣化の発生確率が高いことが推察される。

試験後の鉛プラグ状況の観察より得られた知見は以下のとおりである。

- (7) 劣化支承においては、鉛プラグの破断ならびにプラグ孔外へのはらみ出しが多数確認された。これらの現象は本研究で実施した力学試験のみで発生したとは考えにくいことや、当該 LRB の損傷履歴を踏まえると、供用中段階で相当の変状が起こっていたものと推察される。
- (8) 劣化支承の鉛プラグの一部に黄土色の粉状物質が付着していることが確認された。この物質の発生原因は不明であるが、TT プラグに多く見られており、LRB の設置状況や過去の点

検記録等を考慮すると、雨や漏水の外的劣化要因による影響が考えられる。

- (9) リファレンス支承にも破断やはらみ出しが発生しているが、力学試験の結果と合わせてみると、破断のみが発生する場合は減衰性能への影響は小さいが、鉛がプラグ孔外へはらみ出すことによって鉛量が減少すると、減衰性能の低下と相関すると言える。併せて、地震時大変形を受けた場合に鉛プラグの破断等の変状は経年劣化とは関係がなく発生することが示された。

## 第2章 参考文献

- [2-1] (社)日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.
- [2-2] 阪神高速道路株式会社：土木工事共通仕様書，2009.
- [2-3] 足立幸郎：激震動下における免震橋梁構造の信頼性評価と限界状態設計法に関する研究，pp.106-111，京都大学学位論文，2002.1
- [2-4] Treloar, L.R.G.：The Physics of Rubber Elasticity 3rd edition, Oxford University Press, 1975.
- [2-5] (社)日本ゴム協会：やさしいゴムの化学第7講 ゴムの劣化を理解して防止する（その1），日本ゴム協会誌第77巻第3号，pp.109-115，2004.3
- [2-6] (公社)日本道路協会：道路橋示方書 I 共通編，2012.
- [2-7] 国立天文台：理科年表平成28年，第89冊，2015.
- [2-8] 鶴野禎史，森重行雄，今井隆，竹之内勇：天然ゴム系ゴム支承のせん断変形性能，第2回免震・制震コロキウム講演論文集，pp.143-148，2000.
- [2-9] 八木和茂：免震支承の性能試験，コベルコ科研・技術ノート「こべるにくす」，No.11，Vol.6，pp.109-111，1997.4
- [2-10] 伊藤義人，矢澤晃夫，佐藤和也，顧浩声，忽那幸浩，山本吉久：橋梁支承用ゴムの環境劣化特性に関する基礎的研究，土木学会論文集 No.794/I-72，pp.253-266，2005.
- [2-11] 久保田威夫，栗林愿：ゴムの老化防止剤について，有機合成化学第13巻第11号，pp.33-39，1955.
- [2-12] 安藤慎二，深町真治：老化防止剤，日本ゴム協会誌第82巻第2号，pp.45-49，2009.2

## 第3章 経年劣化 LRB を有する道路橋の耐震性能評価

### 3.1 概説

第2章で述べた載荷試験で得られた LRB の復元力履歴特性の比較から、実験対象である 17 年間供用された LRB の劣化を示す等価剛性や等価減衰定数等の支承特性値の変化が明らかとなった。これらの変化が道路橋全体系の地震時性能へ及ぼす影響を検証することは非常に重要であると考えられる。併せて、経年劣化が進行した場合に耐震性能上の限界状態を把握しておくことも必要である。


本章では、経年劣化 LRB を有する道路橋の動的応答解析を行った結果、ならびにそこから得られる耐震性能評価を示すものである。3.2 節では経年劣化 LRB を有する道路橋をモデル化し、道路橋示方書標準波を用いた動的応答解析により耐震性能を評価する。併せて、架橋地点で想定される最大級の地震動に対して同様に動的照査を行う。3.3 節では支承特性値をパラメータとして、それらを変化させて道路橋の耐震性能上の限界状態を検討する。

### 3.2 経年劣化 LRB を有する道路橋全体系の動的応答

#### 3.2.1 緒言

ゴム支承の経年劣化損傷の耐震性能影響評価および維持管理手法の確立を目的として、実橋から取出した LRB のせん断載荷試験を行い、等価剛性および等価減衰定数等の支承特性値を得た。これらを用いて支承部の非線形バネのパラメータを同定し、簡易なモデルで表現した道路橋全体系の地震応答解析により、経年劣化 LRB を有する高架橋のレベル 2 地震動による応答特性を評価するものである。加えて、架橋地点において想定される最大級シナリオ地震動に対しても動的応答特性を評価する。

#### 3.2.2 モデル化

LRB の劣化が道路橋の耐震性能に与える影響を検討するため、取り出した劣化 LRB が設置されていた 11 径間連続橋を一つの振動系とし、のような下部構造の弾塑性変形を考慮した 2 質点系 (2DOF) モデルを用いて解析を行う。2 質点系モデルでは支承および橋脚の橋軸方向変形を考慮し、それぞれ非線形バネで表現する。

LRB は 1 支承線あたり 5 基、計 110 基 (桁端橋脚 5 基×2、中間橋脚 10 基×10) 設置されており、死荷重条件での面圧 (2.49MPa)、支承面積 (350mm×550mm) より、上部工質量 5,390t の質点を支持している。支承部の履歴復元力特性は、実支承の L2 試験により得られた履歴復元力曲線より、高ひずみ域のハードニングを考慮したトリリニアモデルとして設定した。橋脚の自由度節点に与える質量は橋脚 12 本分の質量の合計 (4,990t) とし、非線形履歴復元力モデルとして除荷剛性漸減型の Clough バイリニアモデルを適用する。

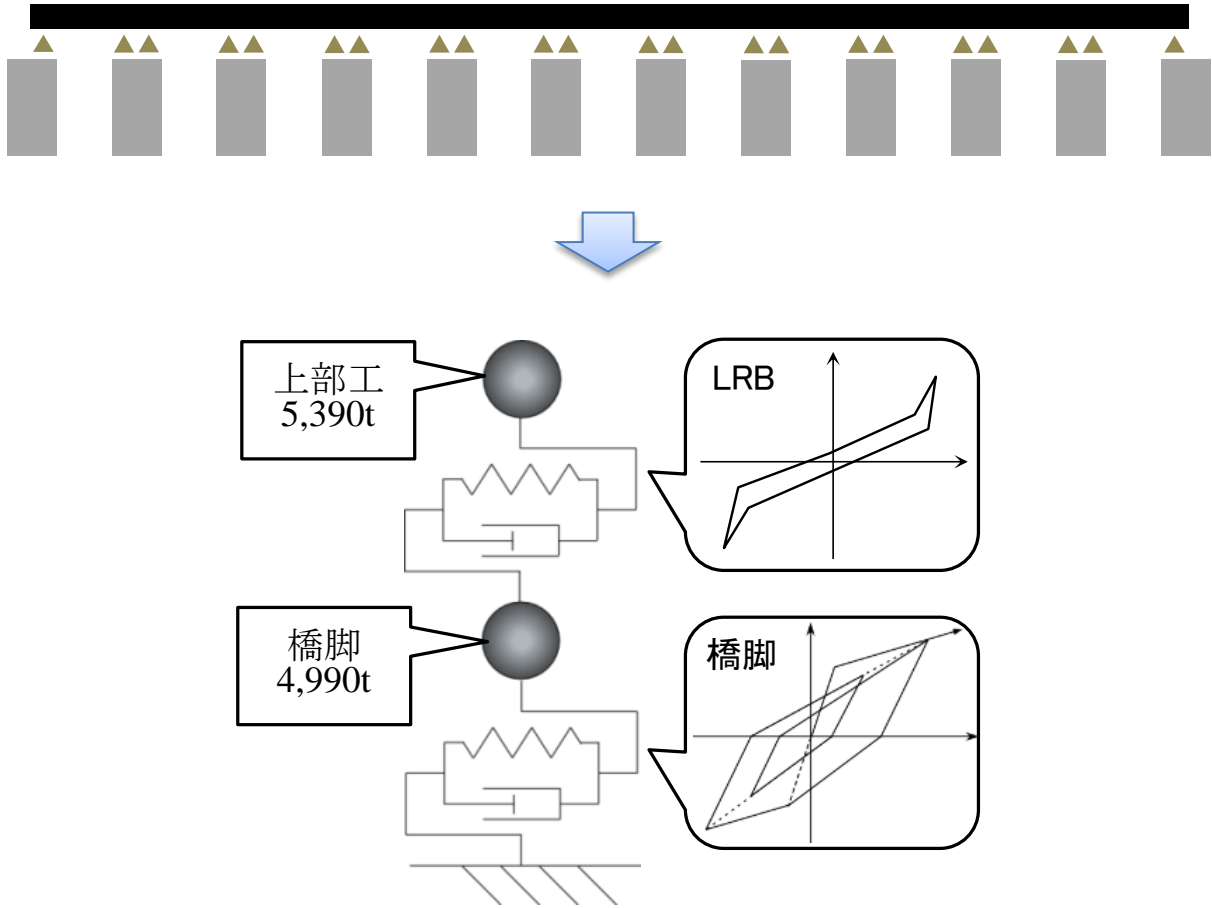


図-3.2.1 対象橋梁系のモデル化

## (1) LRB モデル

LRB の非線形履歴モデルはレベル2地震動入力に対する応答を想定するため、L2試験セット1で得られた履歴曲線を用い、劣化支承とリファレンス支承それぞれの復元力特性を高ひずみ域のハードニングを考慮したトリリニアモデルによりモデル化した。トリリニアモデルは、切片荷重、初期剛性、二次剛性、三次剛性の4つのパラメータによって履歴特性が決定される。切片荷重はLRBの減衰性能を示す重要な値であり、試験結果のセット1の5サイクル平均の値を用いる。また、大変形時のLRBの剛性は二次剛性が支配的であることから、履歴曲線の降伏後の部分を直線で近似した時の傾きを二次剛性とする。また、履歴曲線を線形に近似した直線と、最大変位から変位0に向かう過程の履歴曲線との交点を除荷剛性の変化点とし、その点と各サイクルの最大荷重点を結んだ直線の傾きを初期剛性と定義する。さらに、ゴム支承は高ひずみ領域においてハードニング現象により剛性の急激な変化を生じるが、これを三次剛性と定義する。

先に求めた初期剛性、二次剛性、切片荷重により支承のトリリニアモデルが決定されるが、実験で得られた履歴曲線と解析モデルをより近づけるために、KH法によるパラメータの最適化計算を行う[3-1]。最適化を行うパラメータは、降伏変位 $d_y$ 、降伏荷重 $Q_y$ 、二次剛性比 $\alpha$ 、三次剛性比 $\beta$ 、ハードニング変位 $\delta_h$ とする。 $d_y$ 、 $Q_y$ 、 $\alpha$ 、 $\beta$ は式(3.1)~(3.4)で定義され、 $\delta_h$ は足立[3-2]の研究を参考に、初期値をせん断ひずみ200%から設定した。

$$d_y = \frac{Q_y}{k_1} \quad (3.1)$$

$$Q_y = \frac{Q_d}{1 - \alpha} \quad (3.2)$$

$$\alpha = \frac{k_2}{k_1} \quad (3.3)$$

$$\beta = \frac{k_3}{k_1} \quad (3.4)$$

ここに、

$k_n$  : 初期剛性 ( $n = 1$ )、二次剛性 ( $n = 2$ )、三次剛性 ( $n = 3$ )

$Q_d$  : 切片荷重

また、実験結果と解析モデルの一致度を表す寄与率 $R^2$ は式(3.5)で計算される。

$$R^2 = 1 - \frac{\sum(H_{ei} - H_{ai})^2}{\sum(\bar{H} - H_{ei})^2} \quad (3.5)$$

ここに、

$H_{ei}$  : 実験で得られた荷重

$H_{ai}$  : 解析モデルの荷重

$\bar{H}$  :  $H_{ei}$ の平均値



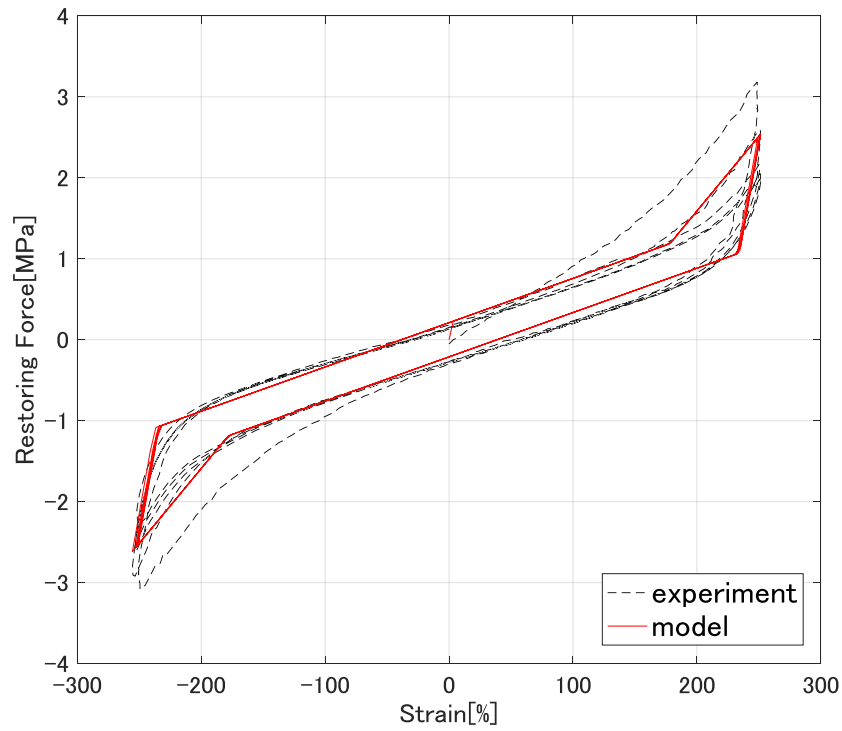
各パラメータの値が最適となるとき、寄与率 $R^2$ は最大となることから、次の計算手順により、各パラメータの値を同定する。

- ① 実験結果から求めたバイリニアモデルのパラメータを初期値とし、寄与率を算出する。降伏変位 $d_y$ 、降伏荷重 $Q_y$ 、二次剛性比 $\alpha$ 、三次剛性比 $\beta$ 、ハードニング変位 $\delta_h$ をそれぞれ $s_1$ 、 $s_2$ 、 $s_3$ 、 $s_4$ 、 $s_5$ とおく。
- ②  $k = 1$ とし、 $R_k^2 = R_0^2$ とする。
- ③  $s_{k\pm} = s_k(1 \pm D_k)$ とし、 $s_{k+}$ および $s_{k-}$ を用いた場合の寄与率を算出し、それぞれ $R_{k+}^2$ および $R_{k-}^2$ とする。ここで、 $D_k$ は検索速度であり、初期値を $D_k = 0.1$ とする。
- ④ 得られた3つの寄与率 $R_k^2$ 、 $R_{k+}^2$ 、 $R_{k-}^2$ のうち、 $R_{k+}^2$ あるいは $R_{k-}^2$ が最大の場合、 $s_{k+}$ あるいは $s_{k-}$ を新たな $s_k$ とする。
- ⑤  $R_k^2$ が最大の場合、検索速度 $D_k$ を $C_r$ 倍に減らし、 $R_{k+}^2$ あるいは $R_{k-}^2$ が最大の場合、検索速度 $D_k$ を $C_l$ 倍に増やす。ここで、 $C_l$ と $C_r$ はそれぞれ増速率、減速率であり、 $C_l = 3$ 、 $C_r = 0.3$ とする。
- ⑥  $k = 1 \sim 5$  に対して上述の手順③～⑤を繰り返し、各パラメータを順次修正する。
- ⑦ すべての検索速度 $D_k$ が許容誤差率  $10^{-5}$  以下に収まるまで上述の手順②～⑥を繰り返す。

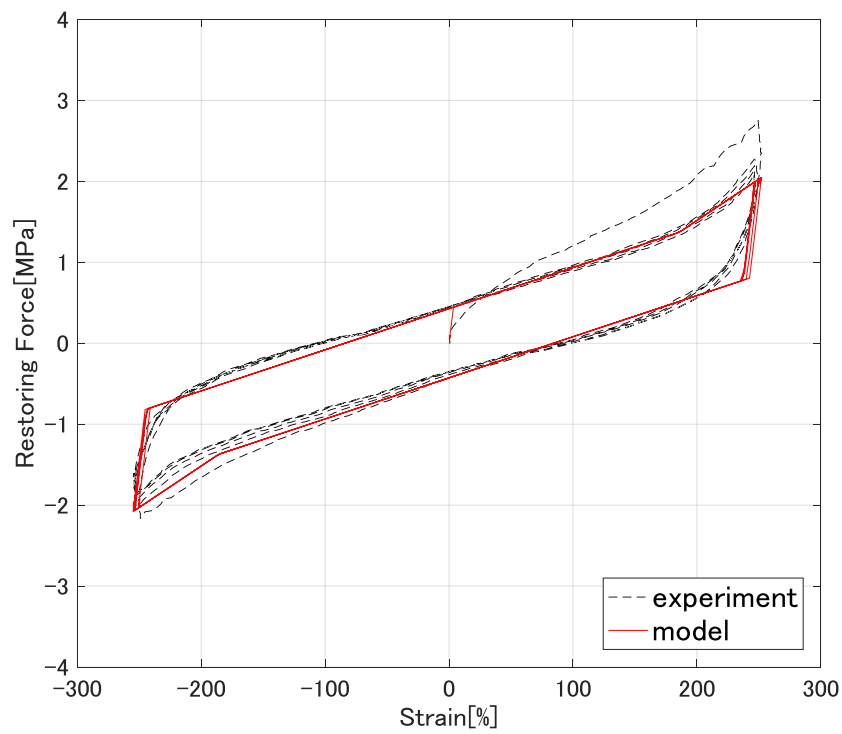
最適化計算により得られた各支承のトリリニアモデルに用いるパラメータを表-3.2.1 に示す。ここに示す等価減衰定数はせん断ひずみ $\pm 250\%$ 時の値であり、L2 試験におけるセット 1 の結果（劣化支承：0.069、リファレンス支承：0.133）と解析モデルでほとんど変化がないので、減衰性能は適切にモデル化出来ていると考えられる。図-3.2.2 にはそれぞれの支承の L2 試験結果と解析モデルの履歴曲線の比較を示す。

表-3.2.1 LRB モデルのパラメータ

支承 1 基あたり パラメータ		解析モデル	
		劣化支承	リファレンス支承
切片荷重 $Q_d$	kN	40.8	78.5
等価剛性 $k_{eq}$	kN/mm	2.23	2.06
等価減衰定数 $h_{eq}$	-	0.066	0.137
二次剛性比 $\alpha$	-	0.0729	0.0400
三次剛性比 $\beta$	-	0.228	0.0826
ハードニングひずみ	%	174	187
寄与率 $R^2$	-	0.974	0.978



(a) 劣化支承



(b) リファレンス支承

図-3.2.2 L2 試験および解析モデルの復元力履歴特性

## (2) 橋脚モデル

2質点系モデルで用いる橋脚のモデルは、下部構造の質量は橋脚12本分の質量を1つの質点に集中させるものとする。橋脚1本あたりの諸元を表-3.2.2に示す。

橋脚部の非線形履歴復元力モデルとして、図-3.2.3に示す除荷剛性漸減型のCloughバイリニアモデルを用いる[3-3]。Cloughバイリニアモデルは骨格曲線はバイリニア型であり、降伏変位を超えると二次剛性 $K_2$ の勾配で移動する。降伏後に除荷を受けた場合の除荷剛性 $Kr$ の勾配で移動する。除荷曲線が復元力0点を超えた場合、最大変位点に向かって移動する。二次剛性 $K_2$ および除荷剛性 $Kr$ は次式で表される。

$$K_2 = \alpha' K_0 \quad (3.6)$$

$$Kr = K_0 \cdot \left| \frac{D_1}{D_{max}} \right|^{\beta'} \quad (3.7)$$

ここに、

$\alpha'$  : 降伏後の剛性低下率であり、0.05とする

$K_0$  : 初期剛性

$D_1$  : 降伏変位

$D_{max}$  : 最大変位

$\beta'$  : 除荷剛性算定用定数であり、0.2とする

表-3.2.2 橋脚1本あたり諸元

地盤	II種地盤
橋脚質量	415.8t
降伏水平耐力	2,813kN
降伏変位	50.0mm
終局水平耐力	3,953kN
終局変位	581mm
靱性率	11.6
許容塑性率	8.08
初期剛性	56.2kN/mm

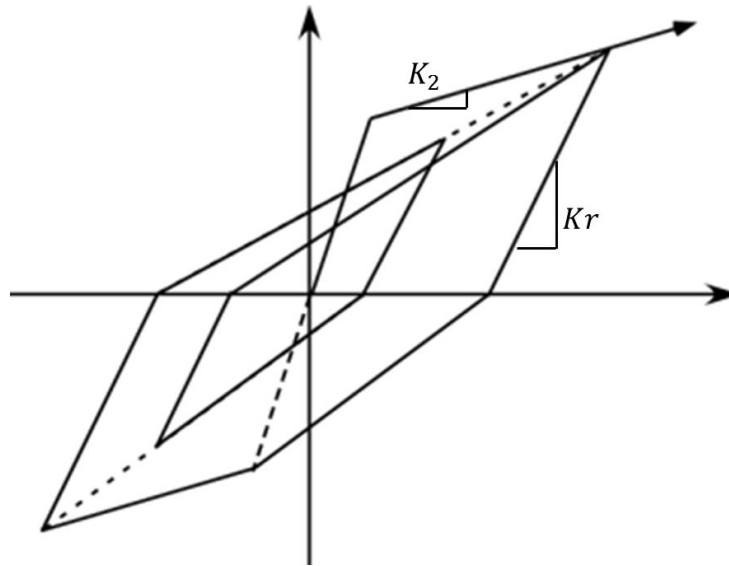


図-3.2.3 Clough 型バイリニアモデルの復元力履歴図

2 質点系モデルの一次等価固有周期を表-3.2.3 に示す。等価固有周期の算出には、支承の等価剛性と橋脚の初期剛性を用いている。劣化支承の等価固有周期がリファレンス支承よりも若干短くなっているのは、ゴムの経年劣化による剛性の増加が影響しているものと考えられる。

表-3.2.3 2 質点系モデルの一次等価固有周期

	劣化支承	リファレンス支承
一次等価固有周期(s)	1.28	1.32

### 3.2.3 道路橋示方書標準波に対する動的応答解析

H24 道路橋示方書[3-4]における L2 地震動の標準加速度波形計 18 波を入力地震動として、非線形時刻歴動的応答解析を行った。

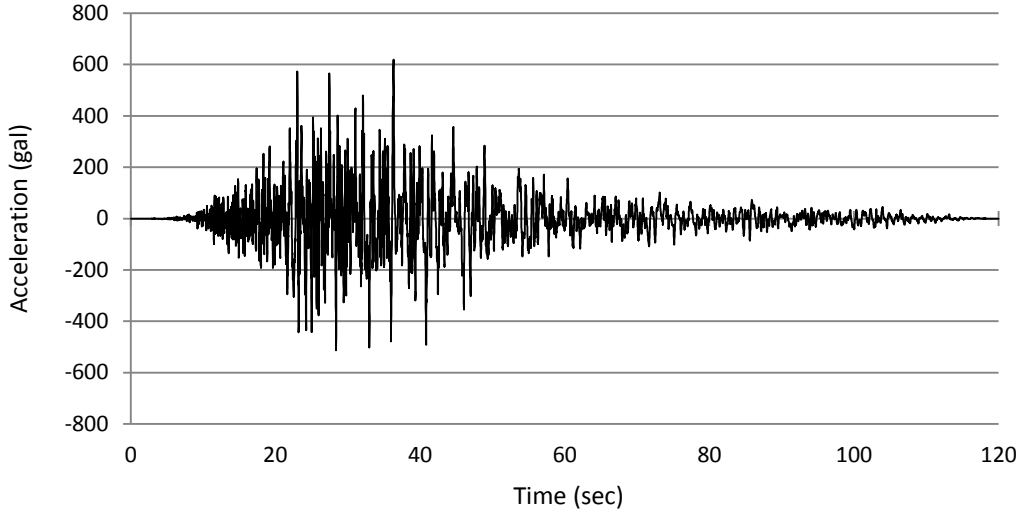
#### (1) タイプ I 地震動

2011 年東北地方太平洋沖地震を踏まえて改訂された H24 道路橋示方書では、タイプ I 地震動の見直しが行われ、地震継続時間が長くなったことや長周期側の加速度スペクトルピークがタイプ II 地震動より大きく設定されていることが特筆される。近い将来における発生確率の高い南海トラフ巨大地震を念頭に、タイプ I 地震動が劣化 LRB を有する道路橋全体系へ与える影響の定量的な評価のため、動的応答解析を行った。

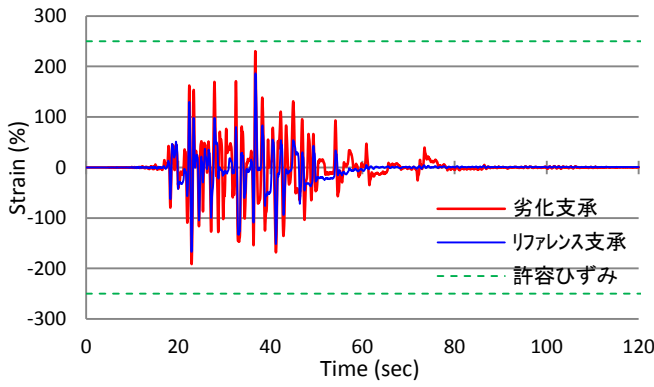
II 種地盤の地震波 3 波に対する時刻歴応答および復元力履歴の結果を劣化支承、リファレンス支承で比較した。図-3.2.4 に T1-II-1 (平成 15 年十勝沖地震・直別観測点地盤上 EW 成分)、図-3.2.5 に T1-II-2 (平成 23 年東北地方太平洋沖地震・仙山河川国道事務所構内地盤上 EW 成分)、図-3.2.6 に T1-II-3 (平成 23 年東北地方太平洋沖地震・阿武隈大堰管理所構内地盤上 NS 成分)の動的応答結果を示す。劣化支承はリファレンス支承よりひずみ量(応答)が大きく、それに伴って高ひずみ域においてゴムのハードニングが発生している。このうち T1-II-2 において 80 秒付近でほぼ許容ひずみ 250%まで応答する結果となった。一方、橋脚では劣化支承を有するものの応答が相対的に大きい傾向にある。これは LRB の劣化による剛性増加に伴い、橋脚へ伝達する水平力が大きくなったことに起因するものと考えられる。ただし、いずれも許容塑性率 $\mu_a = 8.08$ に比べると、最大でも半分以下の応答となっており、LRB の劣化如何にかかわらず所要の耐震性能は満たしていると言うことができる。また、継続時間に関して、T1-II-2 および T1-II-3 は 240 秒と長くなっているが、T1-II-1 (継続時間 120 秒)と比較しても有意な差異は確認されなかった。

すべての入力地震波に対して、支承の応答せん断ひずみおよび橋脚の応答塑性率の最大値を、劣化支承、リファレンス支承で比較した各結果を図-3.2.7 に示す。支承の最大応答せん断ひずみは全入力地震波に対し劣化支承の応答が大きく、前述のとおり II 種地盤の一部は許容ひずみ(250%)付近を示している。橋脚の応答塑性率は地盤が軟弱になるにつれて大きくなる傾向となり、架橋地点の地盤によって橋脚への影響に差異があることがわかった。また、劣化支承とリファレンス支承との比較では地盤種別ごとの傾向が異なっており、I 種地盤ではリファレンス支承が大きい応答値であるのに対し、II 種・III 種地盤は劣化支承が相対的に大きくなった。なお、支承破断ひずみ(劣化:274%, リファレンス:329% [いずれも実験値])および橋脚終局塑性率( $\mu_u = 11.6$ )までは至っておらず、耐震性能については所定の性能を確保していると言うことができる。

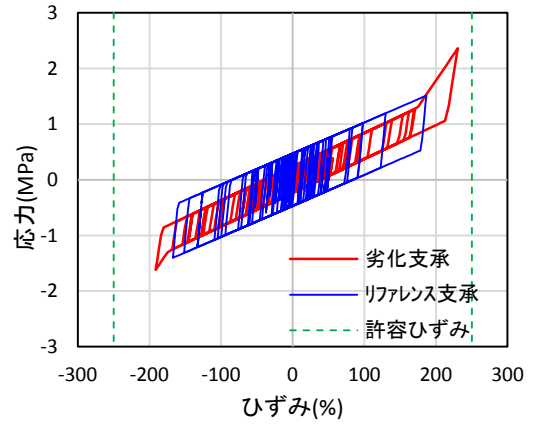
地震後の残留応答を比較した結果を図-3.2.8 に示す。支承ではリファレンス支承の残留ひずみが相対的に大きいですが、両者は有意な差分を有しているとは言えず、かつすべて 25%を下回っていることから、地震後の使用性および復旧性はほぼ問題ないと言える。橋脚においても特段の傾向は認められず、塑性率はすべて 0.7 以下であることから、地震後の使用性等は支承と同様である。



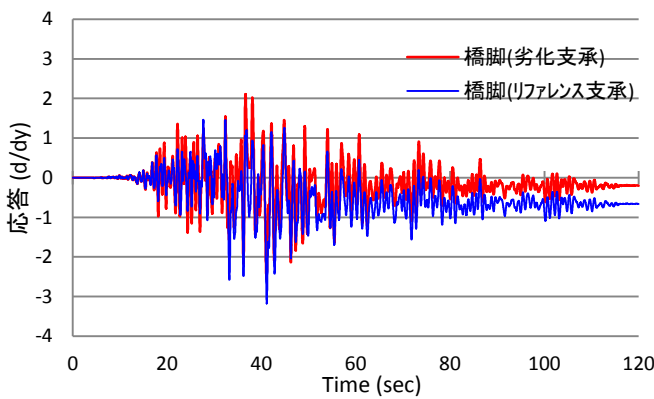
(a) 入力加速度波形



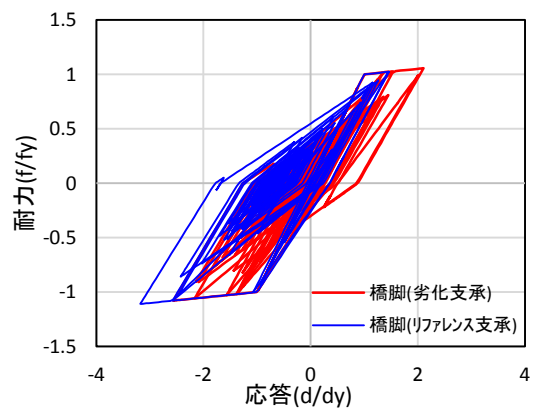
(b) 支承の時刻歴応答



(c) 支承の復元力特性



(d) 橋脚の時刻歴応答



(e) 橋脚の復元力特性

図-3.2.4 T1-II-1(平成15年十勝沖地震 直別観測点地盤上 EW成分)の動的応答

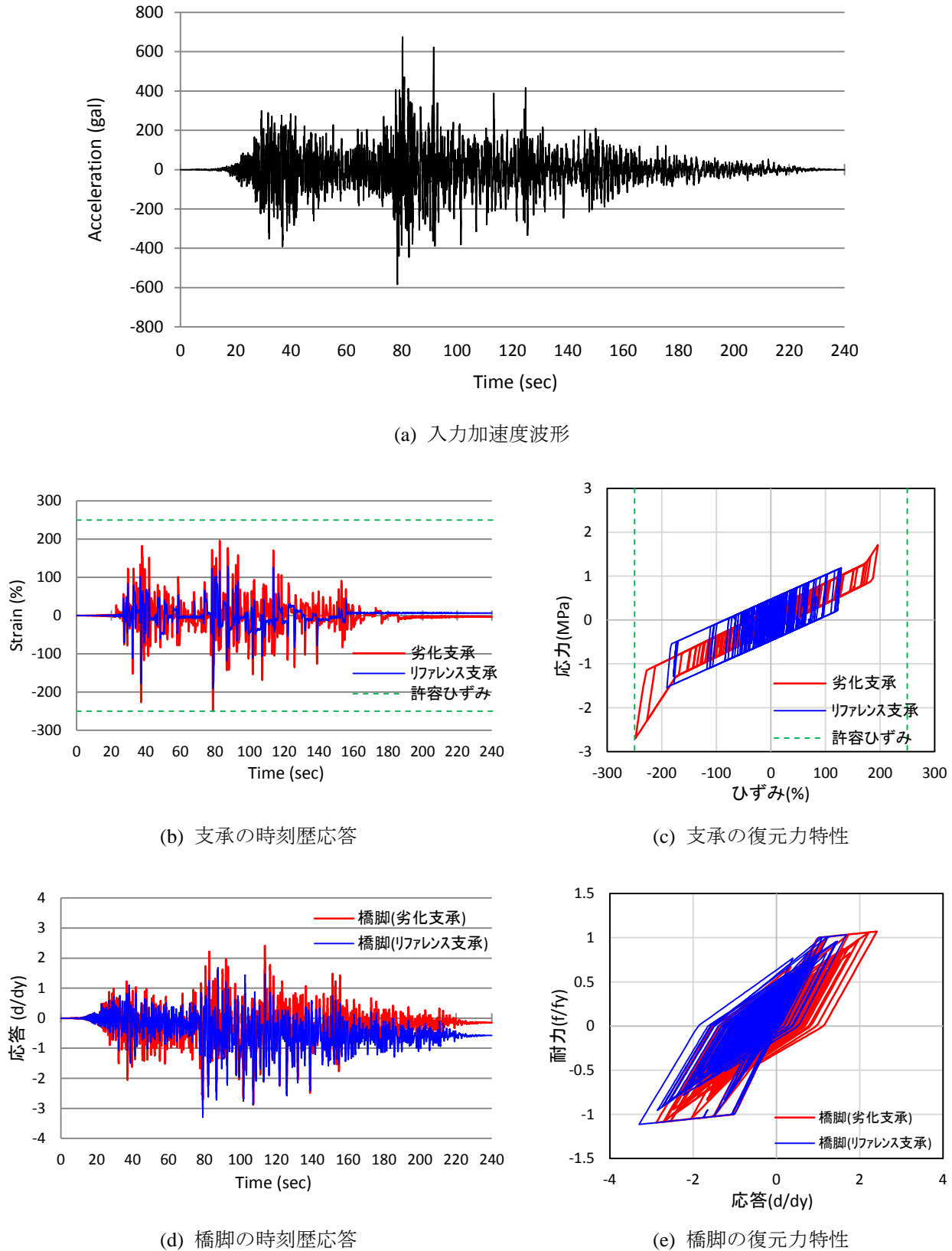
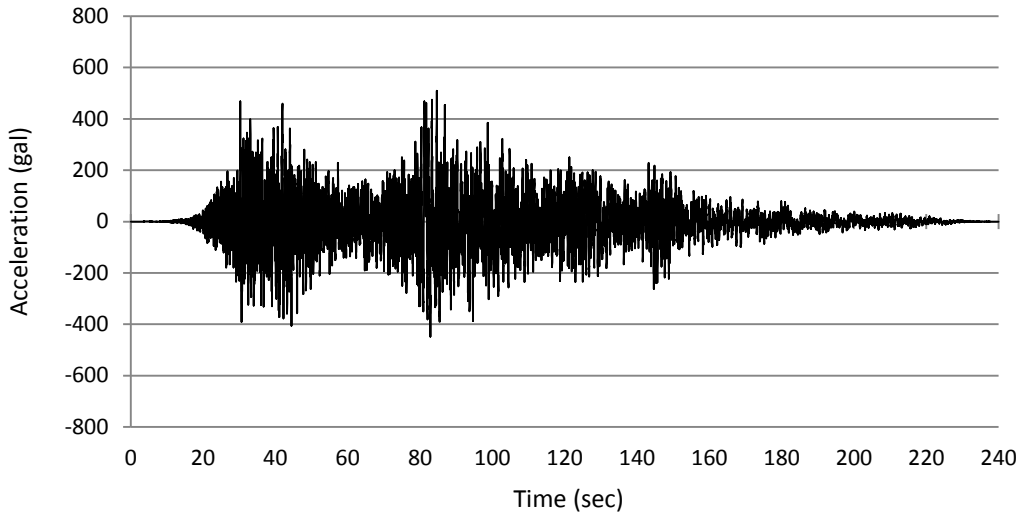
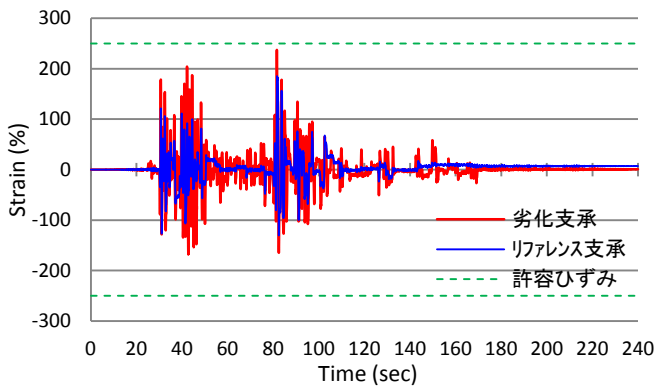


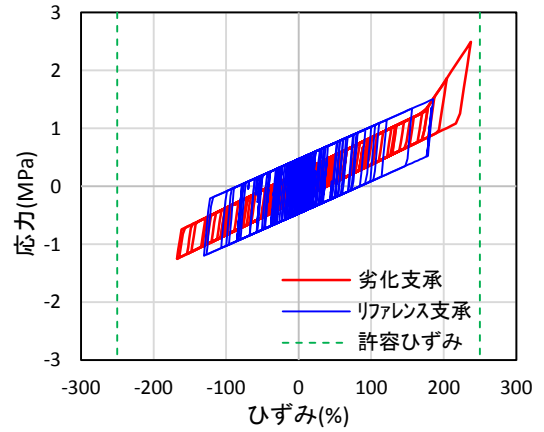
図-3.2.5 T1-II-2(平成23年東北地方太平洋沖地震 仙台河川国道事務所構内地盤上EW成分)の動的応答



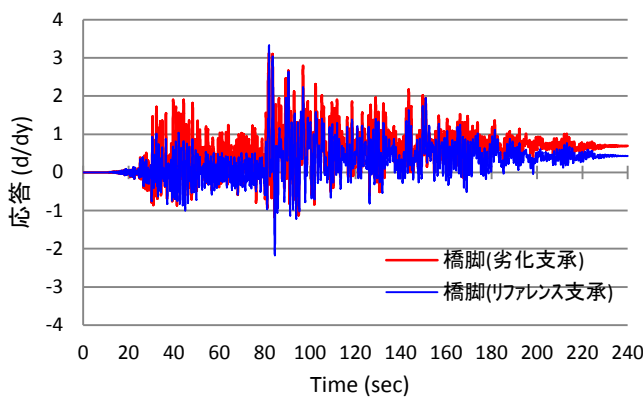
(a) 入力加速度波形



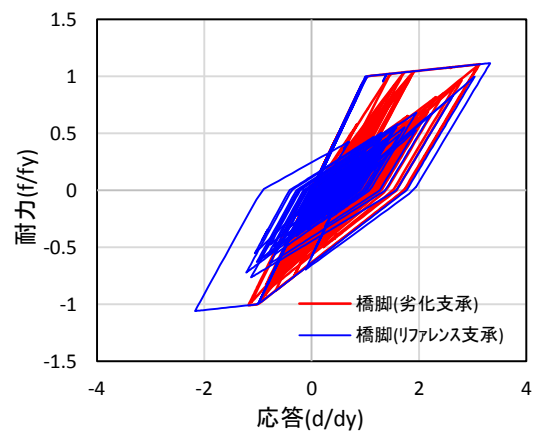
(b) 支承の時刻歴応答



(c) 支承の復元力特性



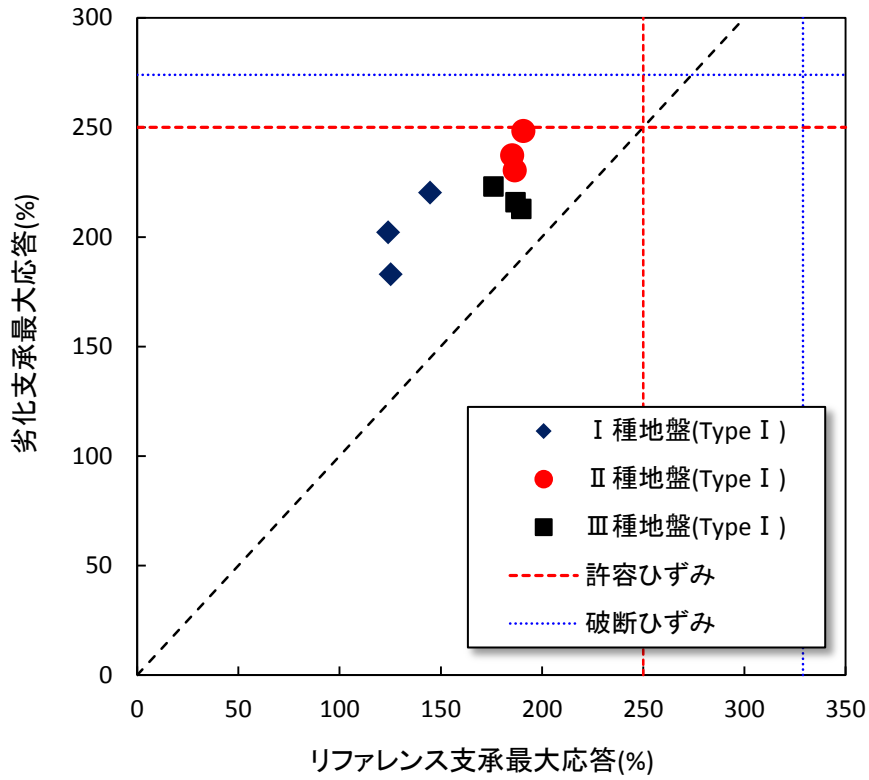
(d) 橋脚の時刻歴応答



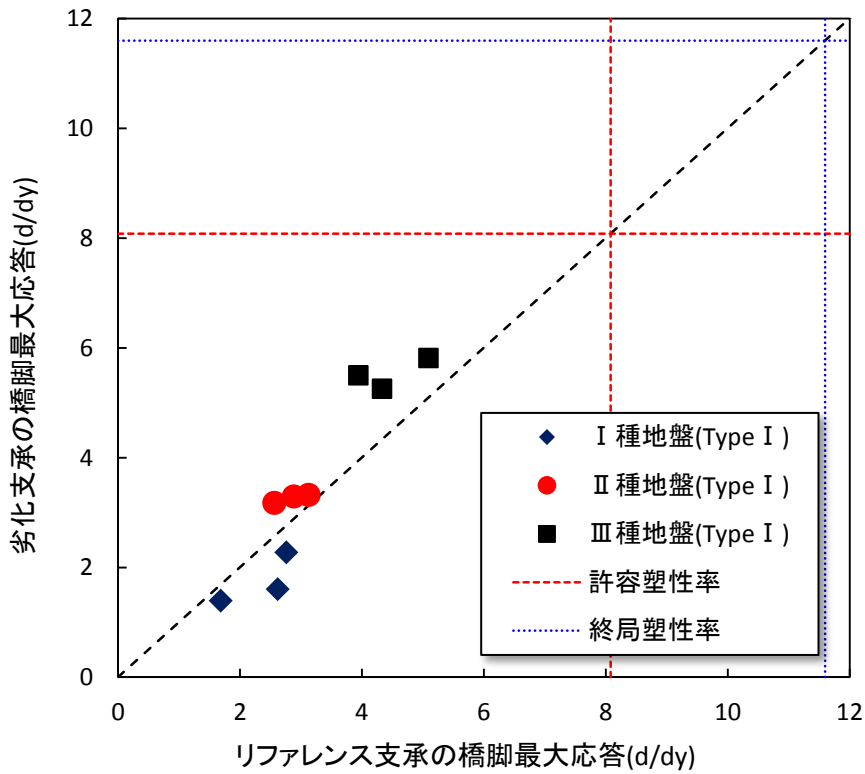
(e) 橋脚の復元力特性

図-3.2.6 T1-II-3(平成23年東北地方太平洋沖地震 阿武隈大堰管理所構内地盤上 NS成分)の動的応答



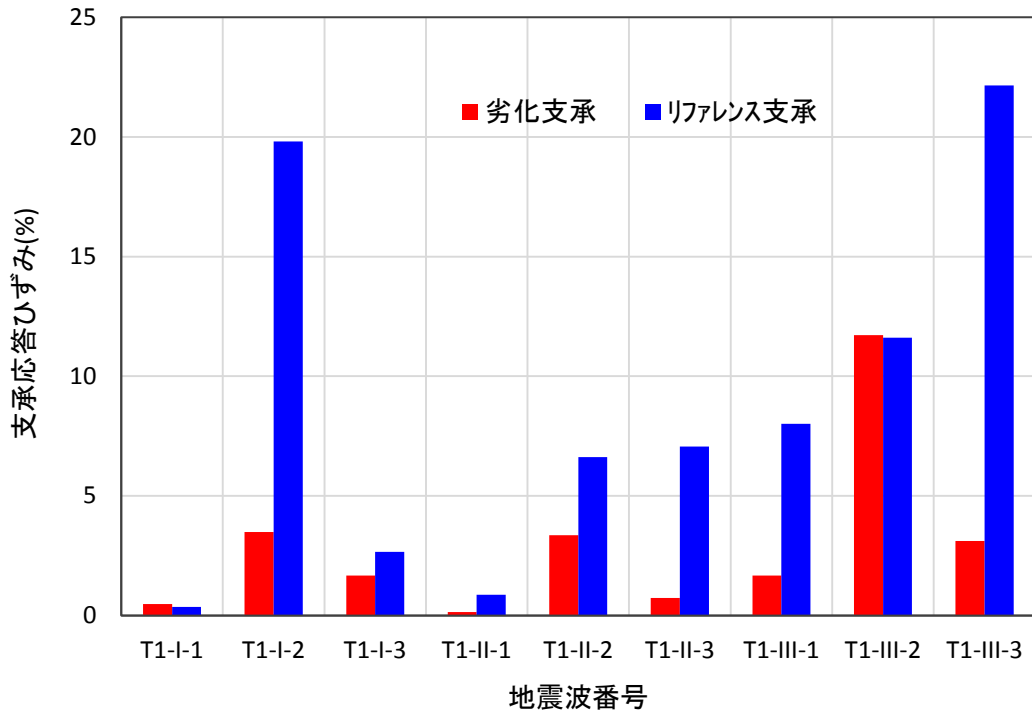


(a) 支承

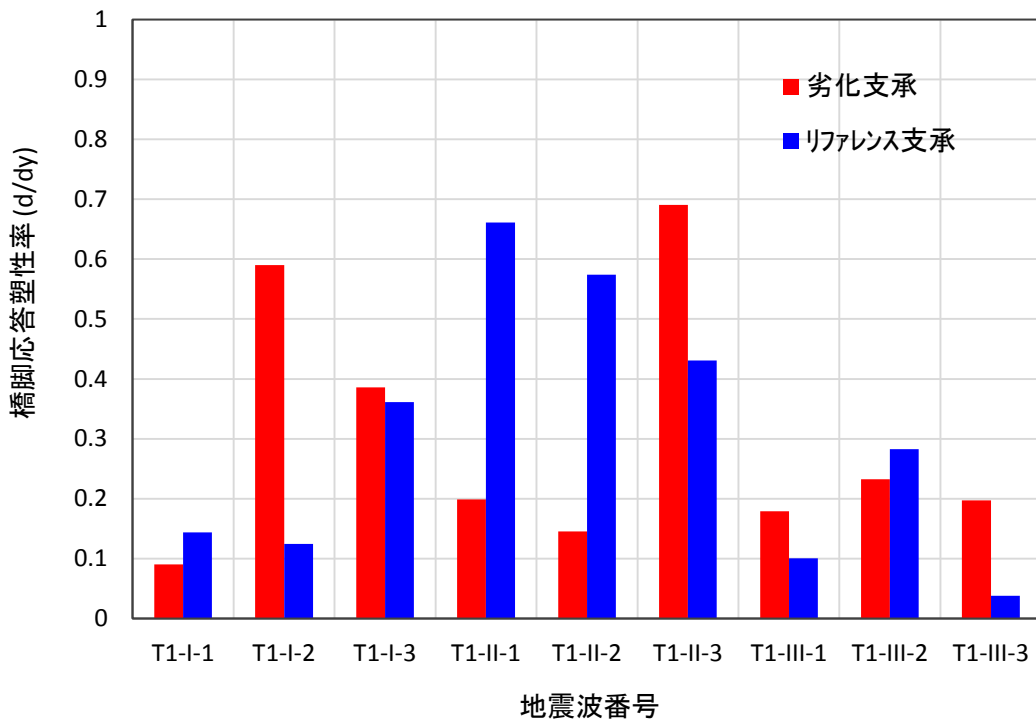


(b) 橋脚

図-3.2.7 Type I 地震動による最大応答値の比較



(a) 支承



(b) 橋脚

図-3.2.8 Type I 地震動による残留応答値の比較

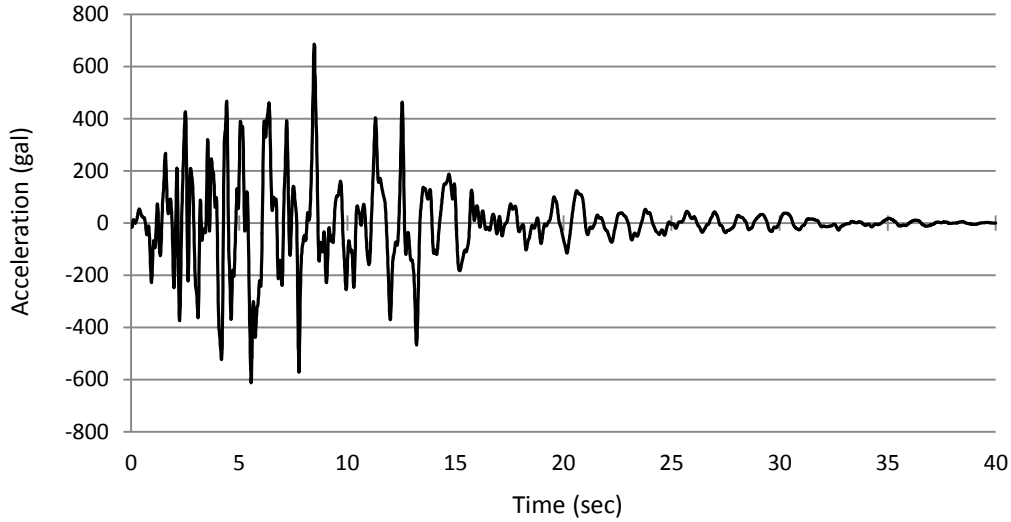
## (2) タイプⅡ地震動

タイプⅡ地震動が劣化 LRB を有する道路橋全体系へ与える影響の定量的な評価のため、動的応答解析を行った。

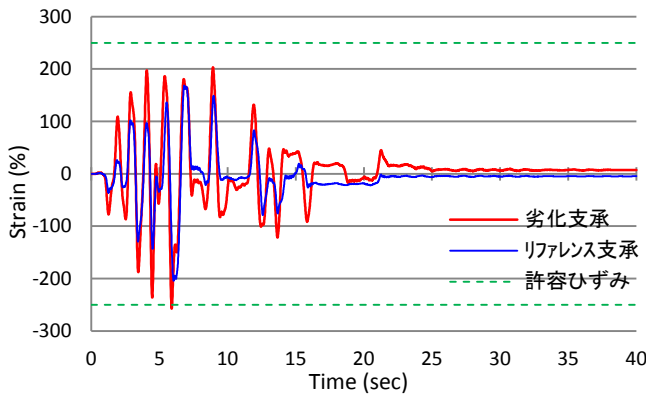
タイプⅠ地震動と同様、Ⅱ種地盤の地震波 3 波に対する時刻歴応答および復元力履歴の結果を劣化支承、リファレンス支承で比較した。図-3.2.9 に T2-Ⅱ-1 (平成 7 年兵庫県南部地震・JR 西日本鷹取駅構内地盤上 NS 成分)、図-3.2.10 に T2-Ⅱ-2 (平成 7 年兵庫県南部地震・JR 西日本鷹取駅構内地盤上 EW 成分)、図-3.2.11 に T2-Ⅱ-3 (平成 7 年兵庫県南部地震・大阪ガス葺合供給所構内地盤上 N27W 成分) の動的応答結果を示す。いずれも劣化支承はリファレンス支承よりひずみ量 (応答) が大きく、それに伴って高ひずみ域のゴムのハードニングによる応力増加が発生している。このうち T2-Ⅱ-1 における 6 秒付近および T2-Ⅱ-3 における 4.5 秒付近で許容ひずみ 250% を超過している。一方、橋脚では劣化支承を有するものが大きい応答を示す傾向にある。これは LRB の劣化による剛性増加に伴い、橋脚へ伝達する水平力が大きくなったことが要因と考えられる。T2-Ⅱ-1 および T2-Ⅱ-3 はいずれも支承の最大応答が発生する時刻とほぼ同じくして、許容塑性率 $\mu_a = 8.08$ 付近の応答を示している。これは道路橋全体系モデルの卓越振動モードが 1 次であることに起因している。

すべての入力地震波に対して、支承の応答せん断ひずみおよび橋脚の応答塑性率の最大値を、劣化支承、リファレンス支承で比較した各結果を図-3.2.12 に示す。支承の最大応答せん断ひずみは全入力地震波に対し劣化支承の応答が大きい傾向であるとともに、地盤種別にかかわらず許容ひずみ (250%) 近傍まで応答しており、Ⅱ種地盤の一部が超過しているのは前述のとおりである。橋脚の応答塑性率は、タイプⅠ地震動と同様に地盤が軟弱になるにつれて大きくなる傾向となり、架橋地点の地盤によって橋脚への影響に差異があることがわかった。また、劣化支承とリファレンス支承との比較では地盤種別ごとの傾向が異なっており、Ⅰ種地盤では概ね同等の応答値であるのに対し、Ⅱ種・Ⅲ種地盤は劣化支承が相対的に大きく、Ⅲ種地盤の一部は許容塑性率を超過している。なお、支承破断ひずみ (劣化: 274%, リファレンス: 329% [いずれも実験値]) および橋脚終局塑性率 ( $\mu_u = 11.6$ ) までは至っていないことから、LRB の破断や橋脚の倒壊までは起こらないとすることができる。

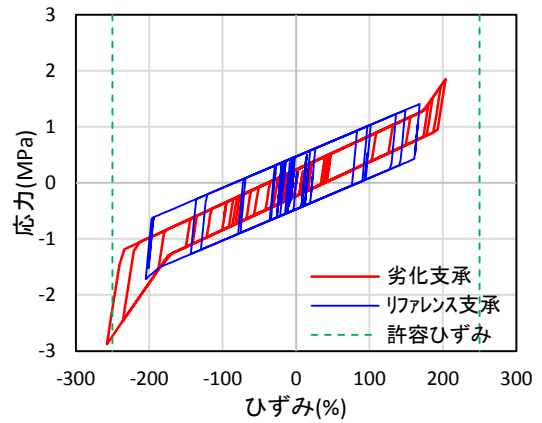
地震後の残留応答を比較した結果を図-3.2.13 に示す。支承ではリファレンス支承の残留ひずみが相対的に大きく、Ⅲ種地盤ほどその傾向は顕著であるが、いずれの残留ひずみも 30% を下回っていることから、地震後の使用性および復旧性はほとんど問題ないと言える。橋脚においては劣化支承を有するものが大きい傾向ではあるが、その差分は有意ではない。併せて、塑性率は最大でも 1.7 程度であることから、地震後の使用性等は支承と同様である。



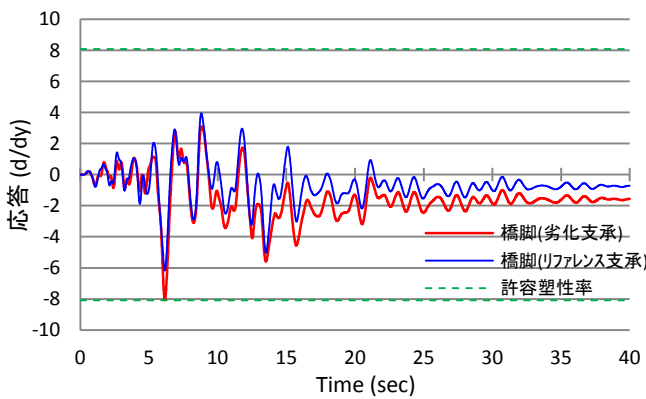
(a) 入力加速度波形



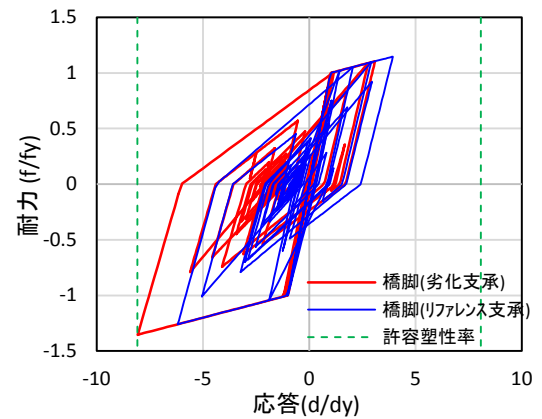
(b) 支承の時刻歴応答



(c) 支承の復元力特性

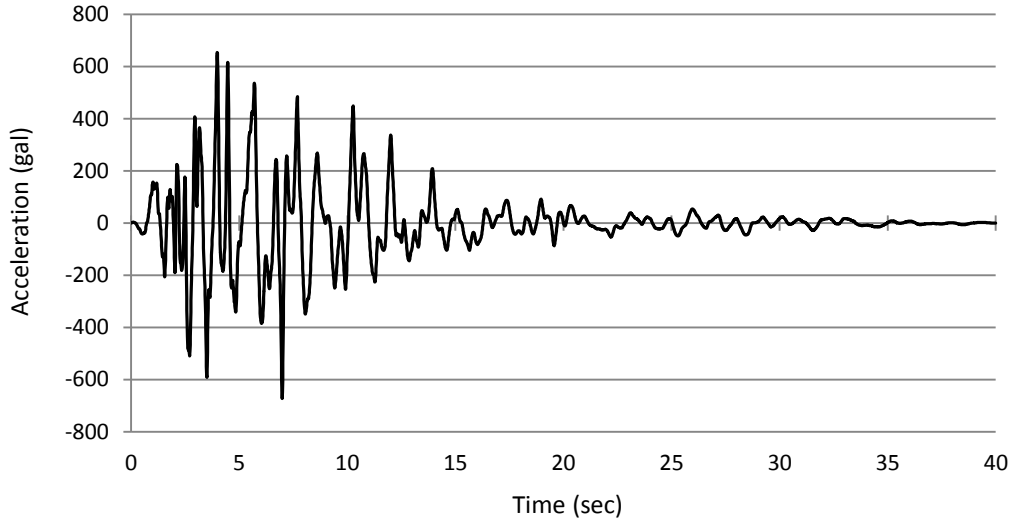


(d) 橋脚の時刻歴応答

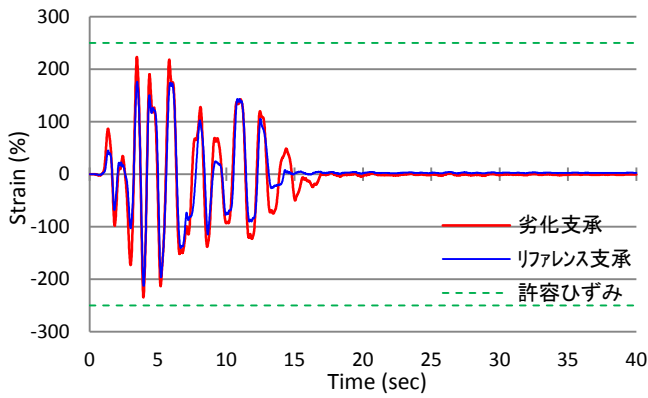


(e) 橋脚の復元力特性

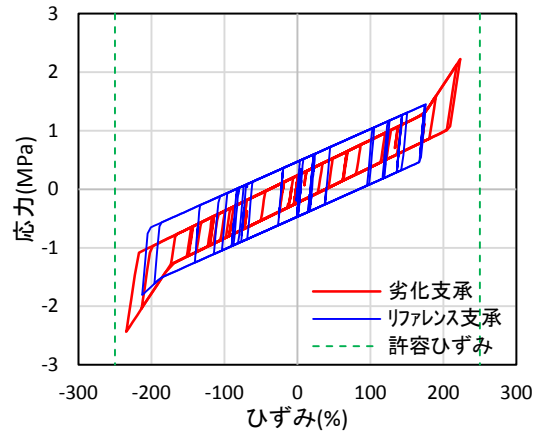
図-3.2.9 T2-II-1(平成7年兵庫県南部地震 JR西日本鷹取駅構内地盤上 NS成分)の動的応答



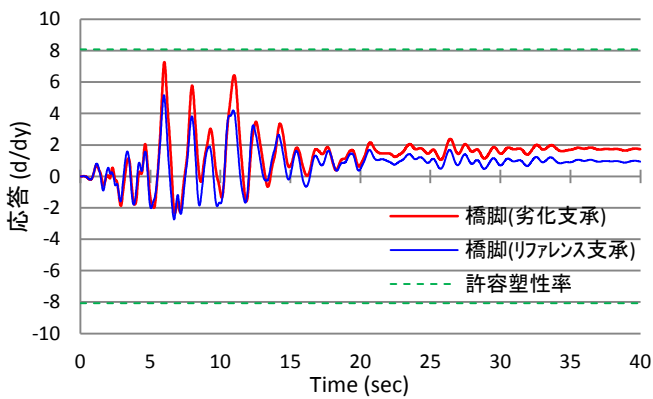
(a) 入力加速度波形



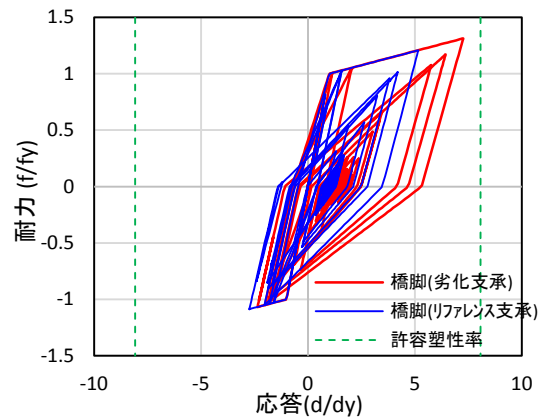
(b) 支承の時刻歴応答



(c) 支承の復元力特性

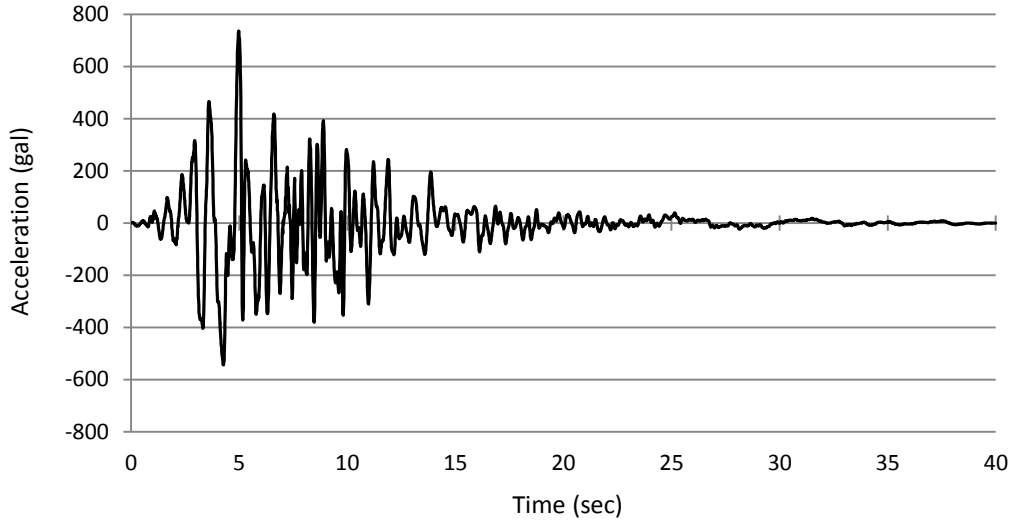


(d) 橋脚の時刻歴応答

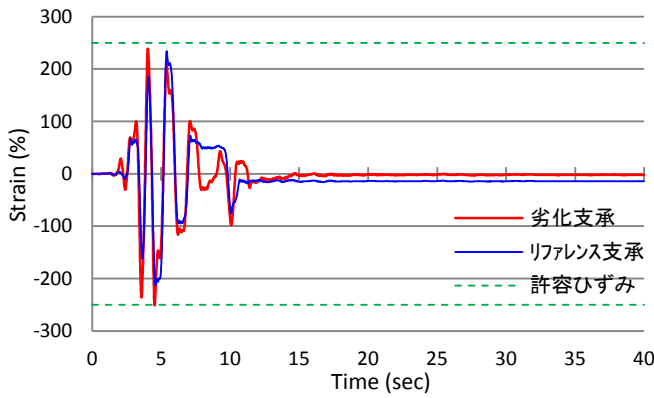


(e) 橋脚の復元力特性

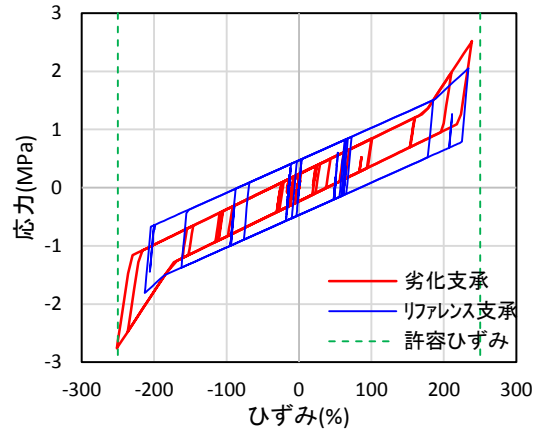
図-3.2.10 T2-II-2(平成7年兵庫県南部地震 JR西日本鷹取駅構内地盤上EW成分)の動的応答



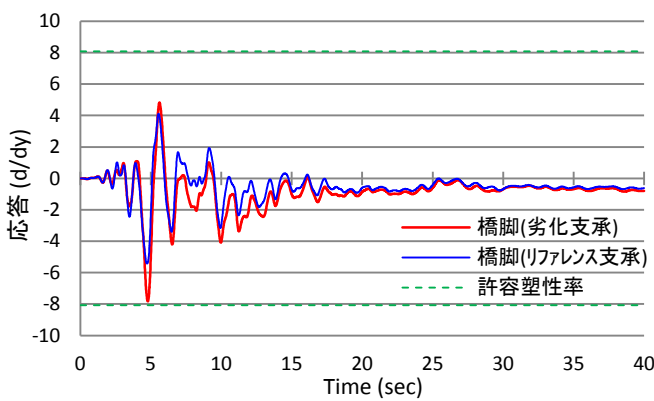
(a) 入力加速度波形



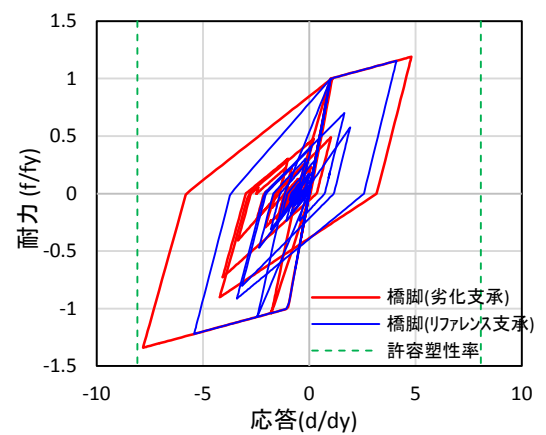
(b) 支承の時刻歴応答



(c) 支承の復元力特性

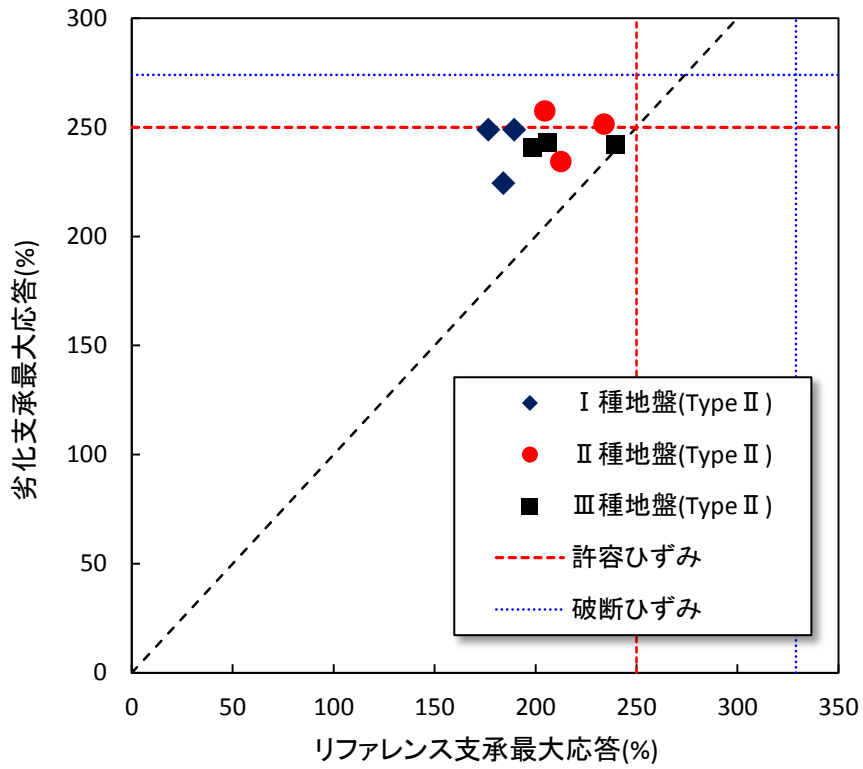


(d) 橋脚の時刻歴応答

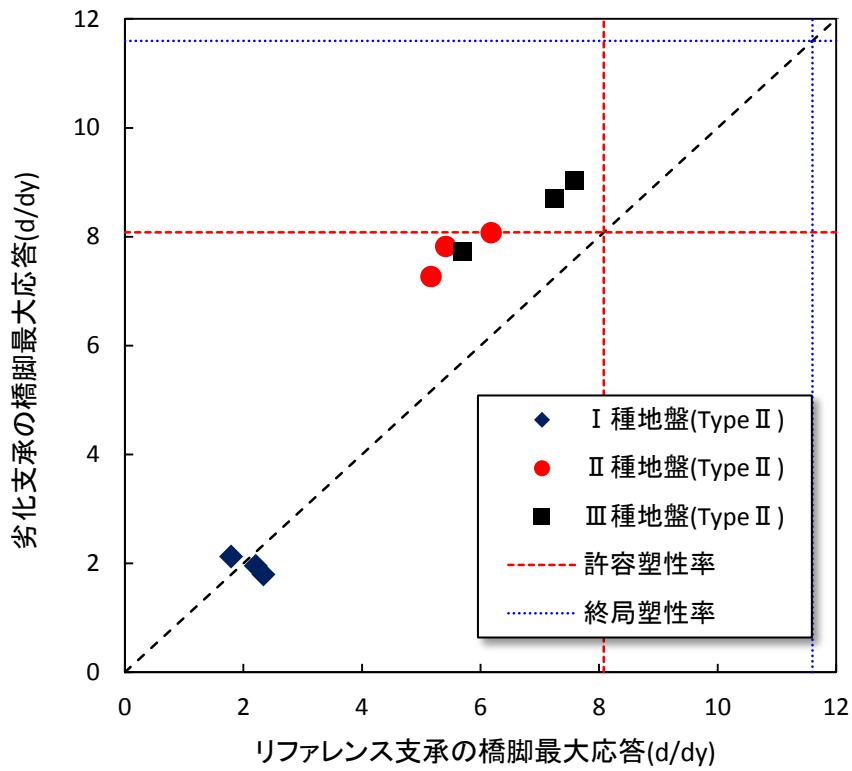


(e) 橋脚の復元力特性

図-3.2.11 T2-II-3(平成7年兵庫県南部地震 大阪ガス葺合供給所構内地盤上 N27W成分)の動的応答

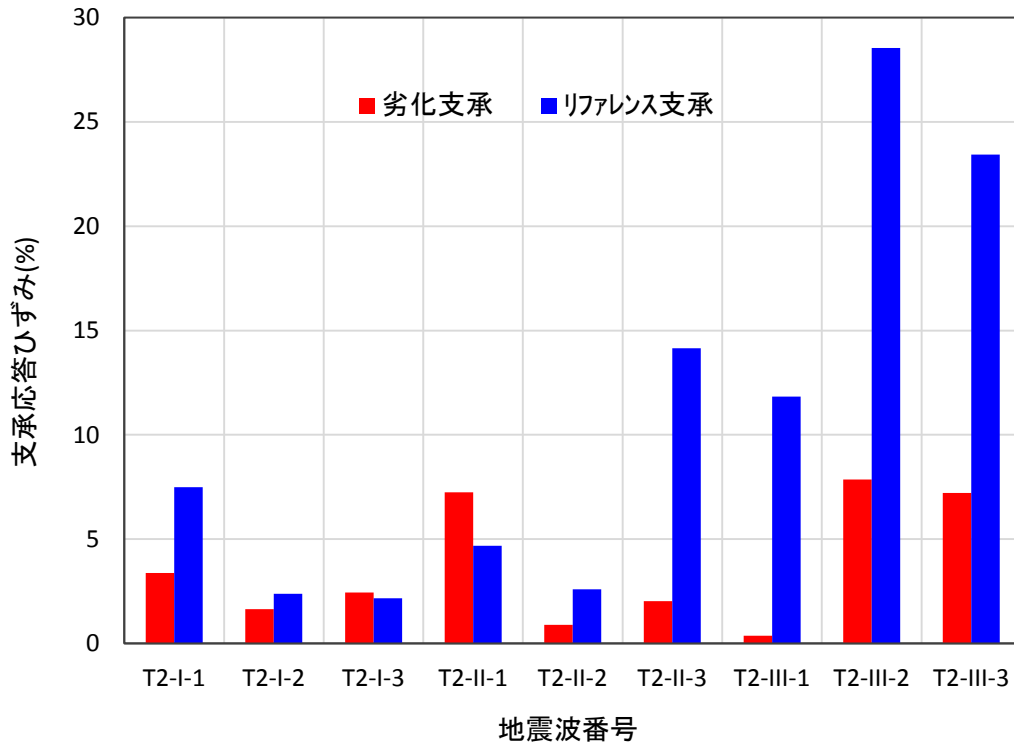


(a) 支承

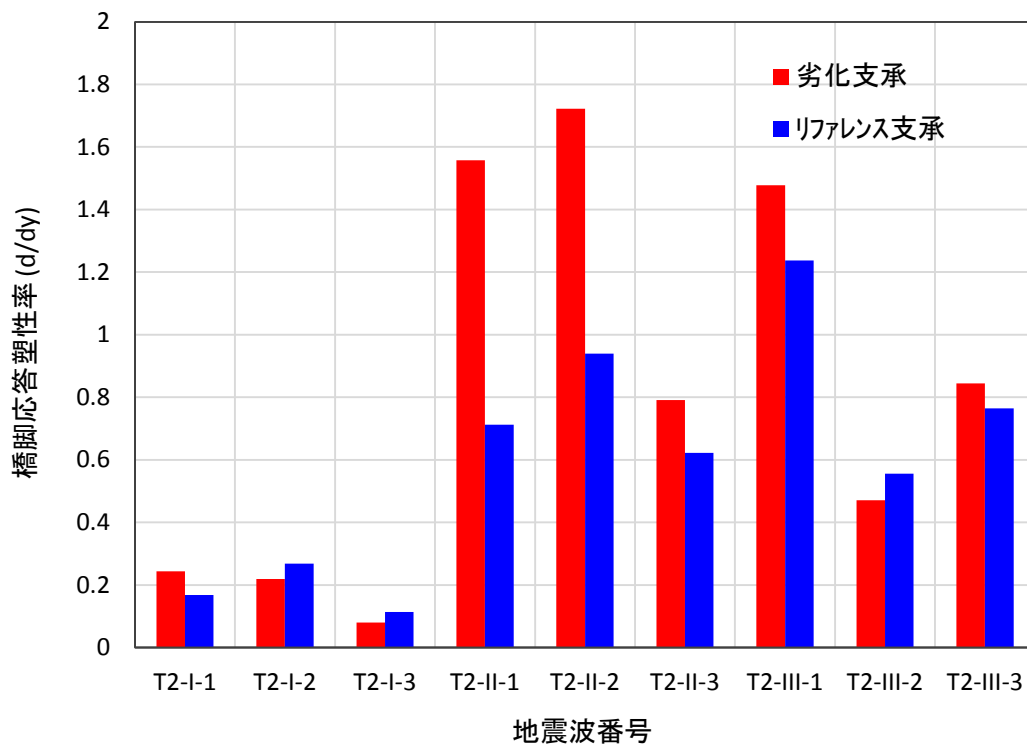


(b) 橋脚

図-3.2.12 Type II地震動による最大応答値の比較



(a) 支承



(b) 橋脚

図-3.2.13 Type II 地震動による残留応答値の比較



### 3.2.4 最大級シナリオ地震動に対する動的応答解析

本項で解析対象としている道路橋全体系モデルは、阪神高速道路 15 号堺線の高架橋の一部をモデル化したものである。図-3.2.14[3-5]に示すとおり 15 号堺線は上町断層帯に平行する位置関係となっている。篠原ら[3-6]によると、上町断層帯が破壊した時の想定地震動は現在規定されている標準波より大きくなる可能性があり、これを最大級シナリオ地震動と称している。そこで、この最大級シナリオ地震動を本モデルに適用した場合の動的応答を評価するものである。



図-3.2.14 上町断層帯と阪神高速道路 15 号堺線との位置関係

(1) 地震動の設定

阪神高速道路6号大和川線における最大級シナリオ地震動[3-7]を用いて動的応答照査を行うものとする。大和川線では縦断方向の地質構成、構造形式および深度から、図-3.2.15に示す4ゾーンに区分されており、15号堺線はゾーンIIに該当する。図-3.2.16にゾーンIIの加速度応答スペクトルを示す。ここでは複数のアスペリティモデルによって上町断層が破壊した場合のパターンが示されているが、免震構造への影響が大きいと考えられる1.0秒以上の高周期帯の加速度応答スペクトルが道示タイプII標準波（II種地盤）より大きいことから、破壊パターン1および破壊パターン4の加速度波形を入力波として設定する。

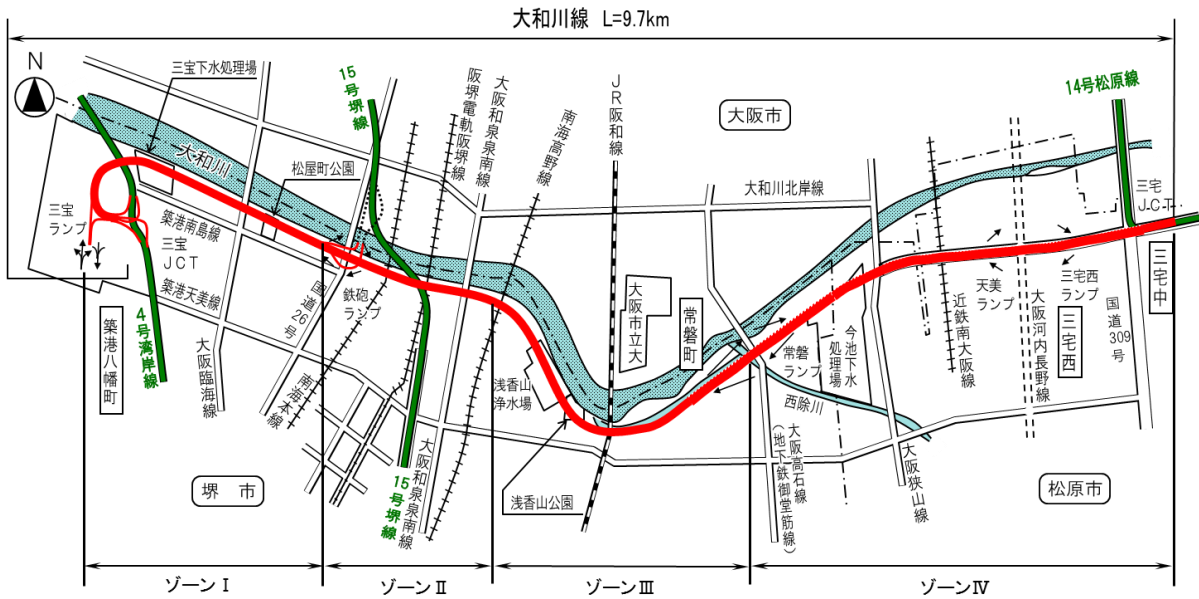


図-3.2.15 大和川線ゾーン区分と堺線の位置関係

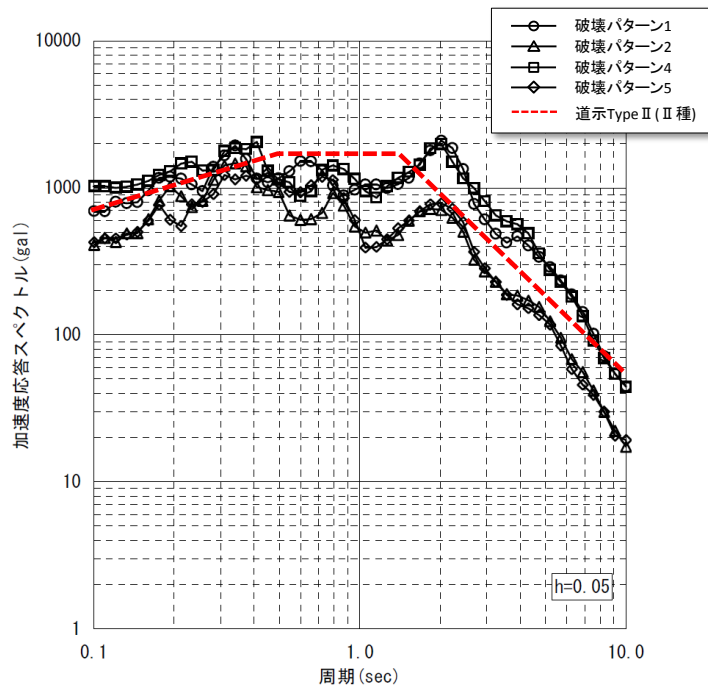


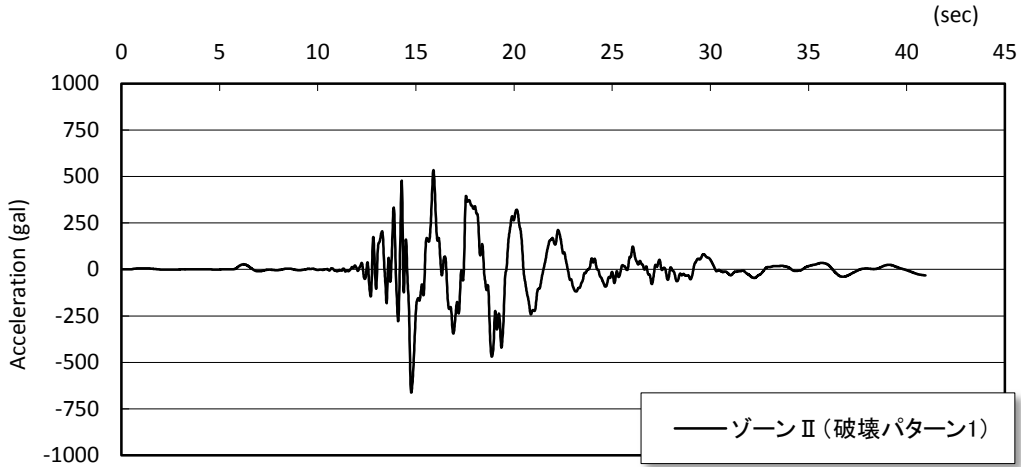
図-3.2.16 最大級シナリオ地震動(ゾーンII)および道示 Type II (II種地盤)の加速度応答スペクトル

## (2) 解析結果

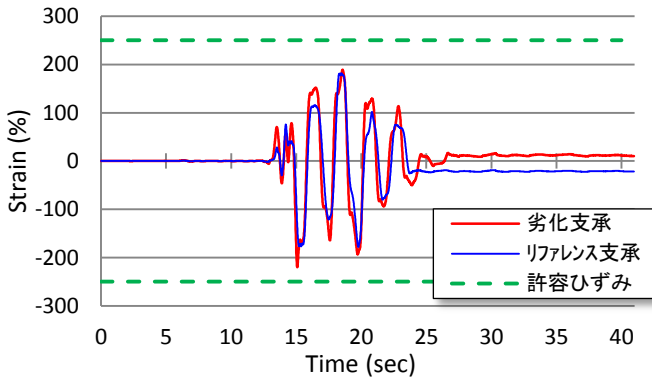
道路橋示方書標準波と同様、図-3.2.17 に破壊パターン 1、図-3.2.18 に破壊パターン 4 に対する時刻歴応答および復元力履歴の結果を、劣化支承とリファレンス支承とで比較した動的応答結果を示す。支承においては、劣化支承のひずみ量（応答）はリファレンス支承よりやや大きい、いずれも許容ひずみである 250%を下回っている。一方、橋脚でも劣化支承を有するモデルの応答が大きい傾向にある。これは LRB の経年劣化に伴うせん断剛性の増加に伴い、橋脚へ伝達する水平力が大きくなったことが要因と考えられる。いずれのパターンも許容塑性率 $\mu_a = 8.08$ を超過する応答を示しており、特にパターン 1 においては 19.7 秒付近で最大応答 ( $|\mu| = 12.55$ ) を示し、終局塑性率である $\mu_u = 11.6$ を上回っている。これより、LRB の破断には至らないが、橋脚が倒壊する可能性のあることがわかった。最大級シナリオ地震動に対しては、「地震後に構造物が修復不可能になったとしても、構造物全体系が崩壊せず人命が失われることがない」を目標としている[3-7]ため、劣化 LRB に関しては目標を達成させるための対策を検討することが必要となる場合があると考えられる。

支承の応答せん断ひずみおよび橋脚の応答塑性率の最大値を、劣化支承とリファレンス支承で比較した各結果を図-3.2.19 に示す。支承、橋脚ともに最大応答値は劣化支承を有する系の応答が大きい傾向である。支承は許容ひずみ（250%）に比較すると余裕のある応答を示しているが、その一方で橋脚の応答が大きくなっており、破壊パターン 1 で終局値を超過しているのは前述のとおりである。同じ直下型地震である道路橋示方書タイプ II 地震動の最大応答値を図-3.2.20 に比較した。タイプ II 地震動に比べると、最大級シナリオ地震動の支承応答は小さく、橋脚応答が大きい結果となっている。これは、図-3.2.16 に示すとおり 1.2 秒より長周期領域では道示標準波よりも最大級シナリオ地震動の加速度応答スペクトルが大きく、本研究で用いた 2 質点系モデルの一次等価固有周期が 1.3 秒付近であることが影響しているものと考えられる。次に LRB の経年劣化の影響を見るために劣化支承モデルとリファレンス支承モデルとで比較を行ったが、同様の傾向であった。

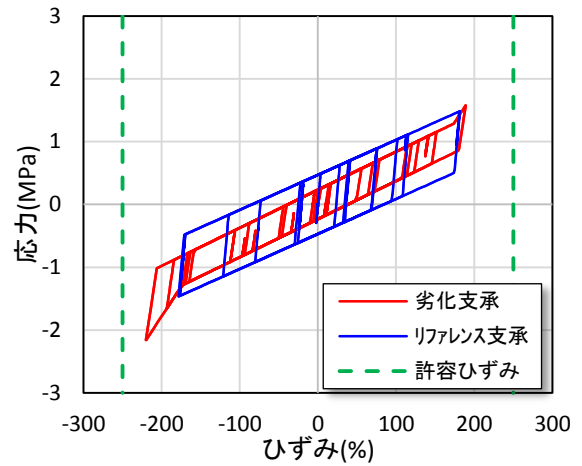
以上より、最大級シナリオ地震動では LRB の経年劣化が全体の応答に及ぼす影響は変わらず、橋脚が損傷する可能性が高いと言える。



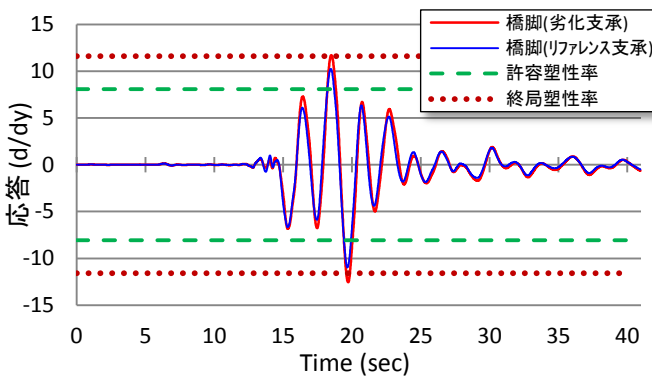
(a) 入力加速度波形



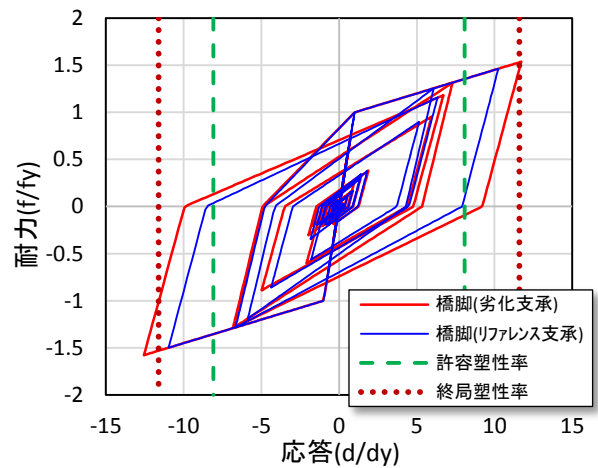
(b) 支承の時刻歴応答



(c) 支承の復元力特性



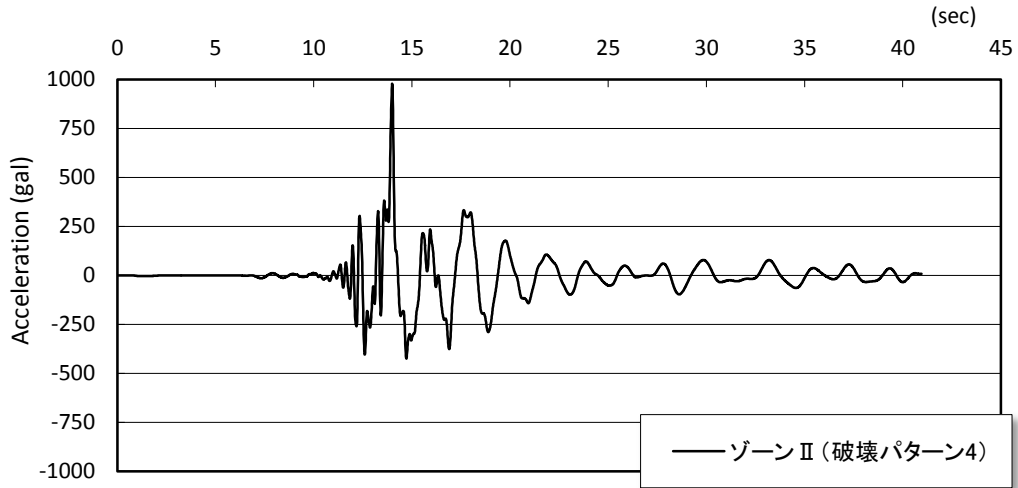
(d) 橋脚の時刻歴応答



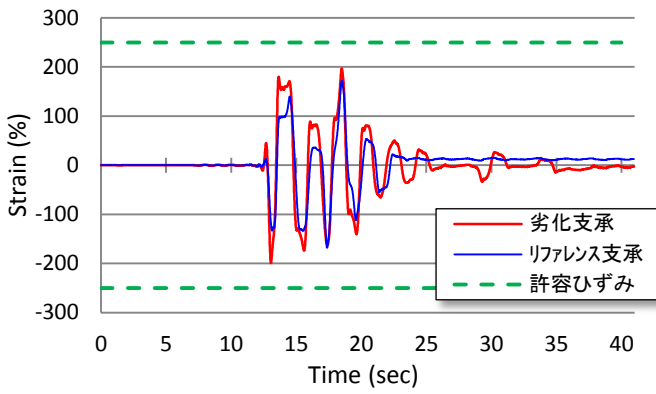
(e) 橋脚の復元力特性

図-3.2.17 ゾーンII (破壊パターン1)の動的応答

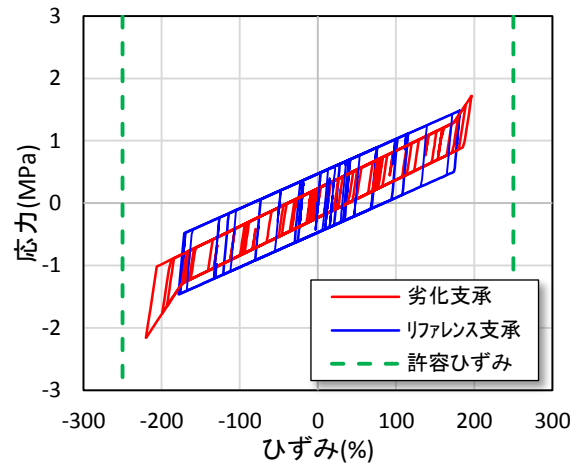




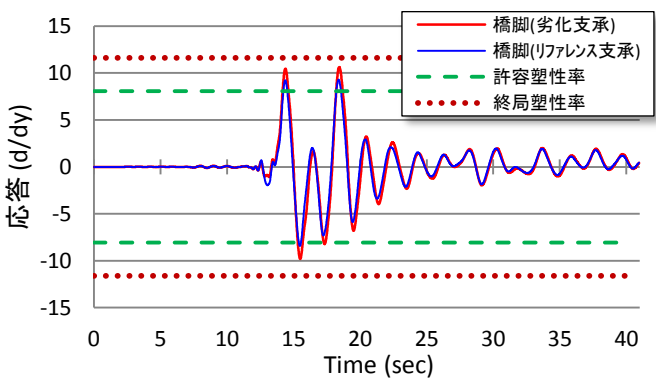
(a) 入力加速度波形



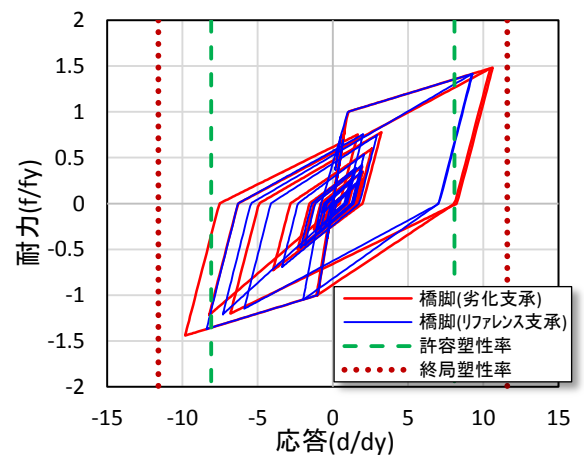
(b) 支承の時刻歴応答



(c) 支承の復元力特性

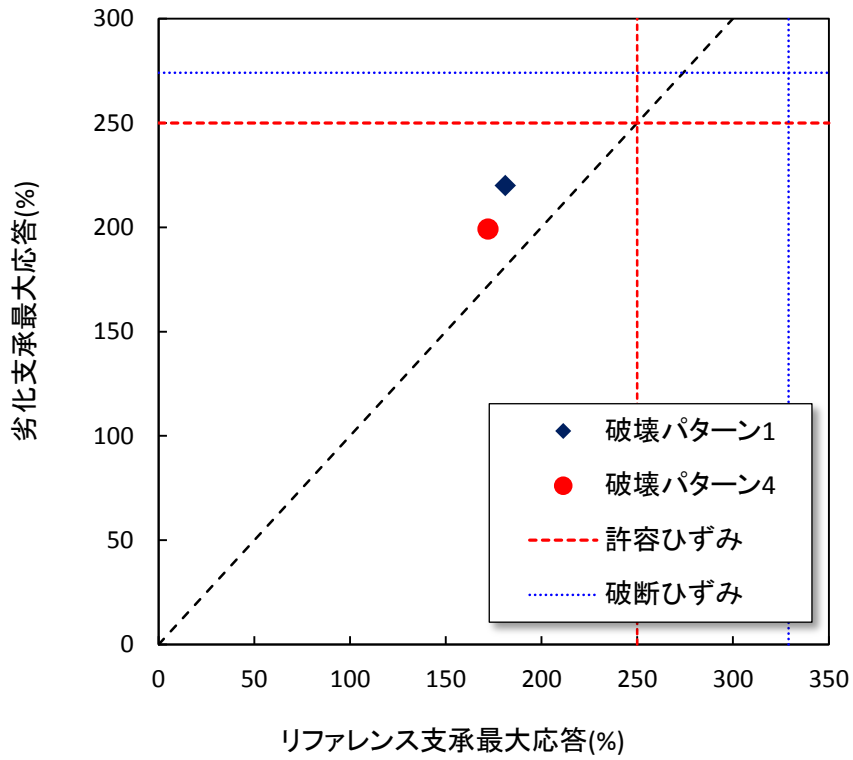


(d) 橋脚の時刻歴応答

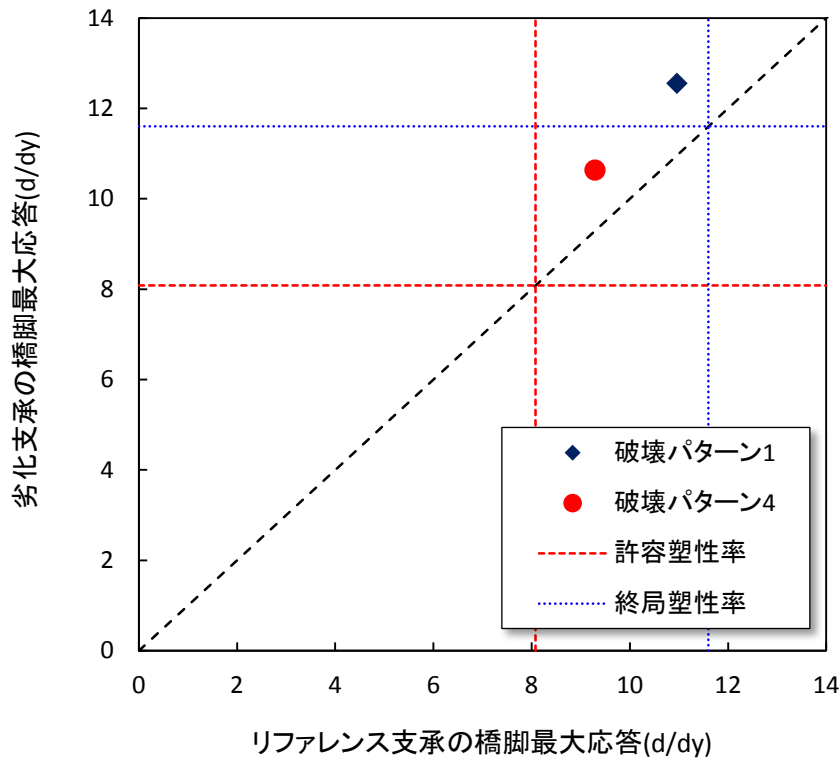


(e) 橋脚の復元力特性

図-3.2.18 ゾーンII (破壊パターン4)の動的応答

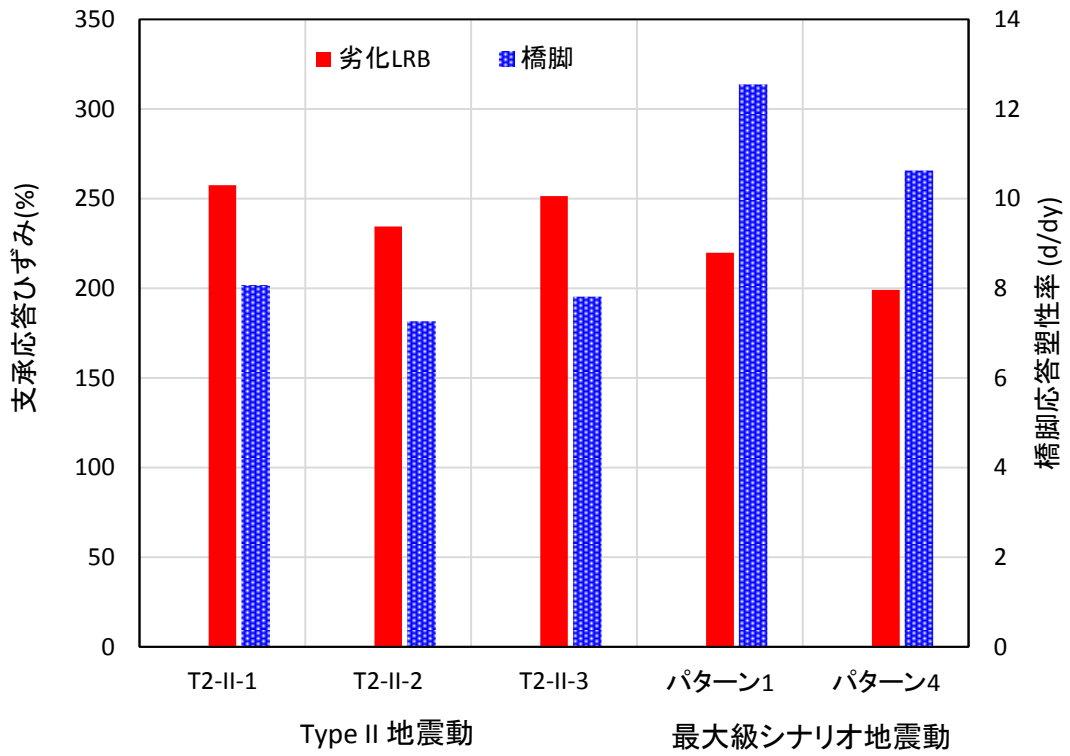


(a) 支承

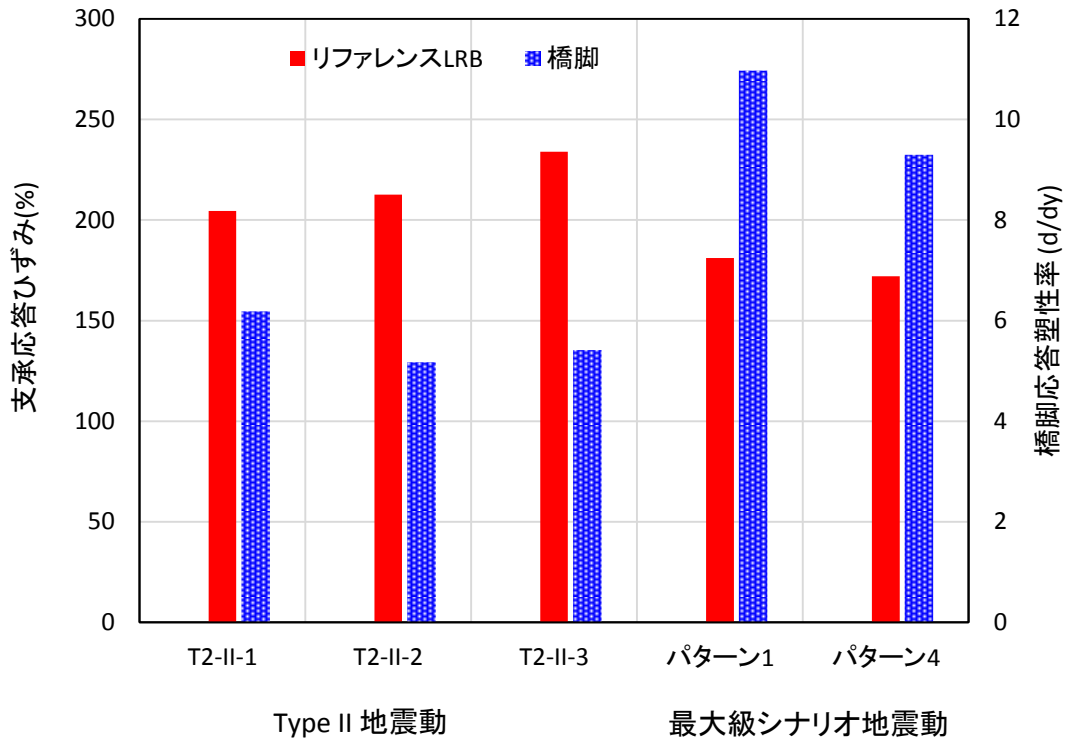


(b) 橋脚

図-3.2.19 最大級シナリオ地震動による最大応答値の比較



(a) 劣化支承モデル



(b) リファレンス支承モデル

図-3.2.20 Type II 地震動と最大級シナリオ地震動との最大応答値の比較

### 3.2.5 結言

経年劣化 LRB を有する高架橋の、簡易なモデルで表現した道路橋全体系の動的応答解析により、レベル2地震動および最大級シナリオ地震動による応答特性を評価した。得られた知見をまとめると、以下のとおりとなる。

- ① 道路橋示方書タイプ I 地震動では、劣化支承モデルの応答がリファレンス支承モデルと比較しても大きく、LRBの経年劣化の影響が現れていると考えられるが、各構成要素の許容レベルを超えるものはなく、所要の耐震性能は満足していると言える。また、H24道示で規定された5分を超える長時間継続地震動に関しては、特段の有意性は確認されなかった。さらに残留応答は支承、橋脚とも小さく、地震後の使用性および復旧性はほぼ問題ないことがわかった。
- ② 道路橋示方書タイプ II 地震動では、タイプ I と同様に、劣化支承モデルはリファレンス支承モデルより大きな応答が出ており、劣化LRBの一部には許容ひずみである250%を超過する結果となった。橋脚の応答を含めても、LRBの経年劣化の影響が現れているとすることができるが、LRBの破断や橋脚の倒壊までは至らない。なお、残留応答についてもタイプ I 地震動と同じく、地震後の使用性等はほとんど問題ないと言える。
- ③ 最大級シナリオ地震動は上町断層帯が破壊した場合を想定した地震動であり、本研究では道示標準波より大きいものを設定し、動的照査を行った。支承は許容ひずみ以下の応答であるのに対し、橋脚は許容塑性率を超過し、劣化LRBモデルの一部では終局塑性率を上回る結果となった。すなわち橋脚は倒壊する可能性があり、設定された耐震目標を達成するためには、対策を講じる必要があることがわかった。また、直下型地震であるタイプ II 地震動と比較すると、最大級シナリオ地震動での支承応答は小さく、逆に橋脚応答が大きい結果となっている。



### 3.3 パラメータスタディによる限界状態の把握

#### 3.3.1 緒言

LRB の経年劣化によって支承特性値が変化し、これによって道路橋全体系の応答にも影響が生じるが、概ね許容値レベルに留まっていることを前節にて明らかにした。したがって、経年劣化 LRB の地震時終局状態を把握しておくことは、維持管理上極めて重要である。そこで、支承特性値のうち、等価剛性および切片荷重をパラメータとして動的解析による道路橋全体系の限界状態を把握する。

#### 3.3.2 支承特性値の経年劣化モデル

##### (1) 等価剛性

ゴムの経年劣化により増加する等価剛性をパラメータとするため、伊藤ら[3-8]により提案された天然ゴム支承の等価剛性の劣化推定方法を適用し、本研究で対象とする劣化 LRB の等価剛性予測式を導く。劣化後の天然ゴム支承の等価剛性変化率  $K_{eqd}/K_{eq0}$  は次式で表される。

$$\frac{K_{eqd}}{K_{eq0}} = 1 + k_s \cdot \Delta f_s \quad (3.8)$$

$$k_s = 2d^*(a + b - d^*)/3ab \quad (3.9)$$

$$d^* = \alpha \cdot \exp\left(\frac{\beta}{T}\right) \quad (3.10)$$

ここに、

$K_{eqd}$  : 劣化後の等価剛性

$K_{eq0}$  : 初期等価剛性

$k_s$  : 加熱促進劣化試験より求まる定数

$\Delta f_s$  : 支承表面のせん断弾性率の変化率

$a, b$  : 図-3.3.1 に示す支承平面寸法[mm]

$d^*$  : 図-3.3.1 に示すクリティカル深さ[mm]

$\alpha$  : 加熱促進劣化試験より求まる定数であり、 $8.0 \times 10^{-4}$ mm とする

$\beta$  : 加熱促進劣化試験より求まる定数であり、 $3.3 \times 10^3$  K とする

$T$  : 実環境下における絶対温度[K]

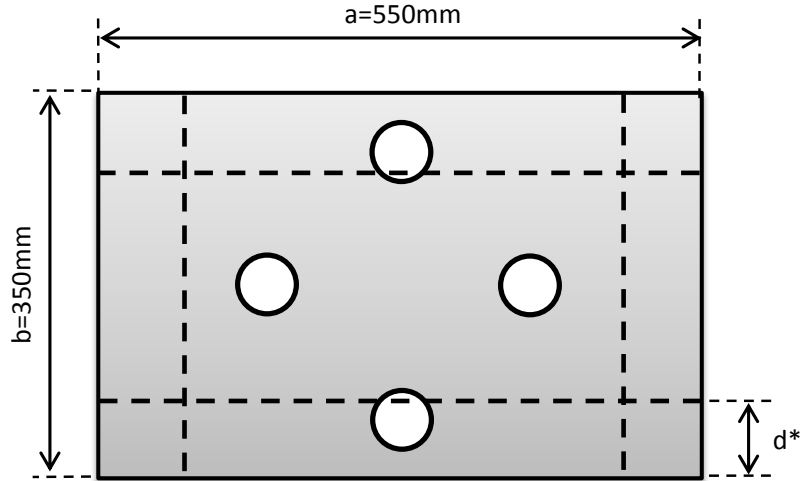


図-3.3.1 支承平面寸法とクリティカル深さ

実環境下における温度については、本研究対象の LRB が実橋に存在していた 1995 年～2012 年の大阪での年平均気温を適用すると  $16.9^{\circ}\text{C}$  であり [3-9]、絶対温度に換算して  $290\text{K}$  となることから、式(3.10)よりクリティカル深さ  $d^*$  は  $70.0\text{mm}$  と算出される。支承平面寸法  $a = 550\text{mm}$ ,  $b = 350\text{mm}$  と併せて式(3.9)より、 $k_s \cong 0.20$  が求められる。

実環境下の経年劣化の予測として、一般に広く利用されている温度-時間換算則として化学反応速度論に基づいたアレニウス式が知られており、次式により算出される。

$$\ln\left(\frac{t_{ref}}{t}\right) = \frac{E_a}{R} \left( \frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T} \right) \quad (3.11)$$

ここに、

$t_{ref}$  : 基準環境下での時間 [day]

$T_{ref}$  : 基準環境下での温度、ここでは  $60^{\circ}\text{C} = 333\text{K}$  である

$t$  : 実環境下での時間 [day]

$T$  : 実環境下での温度であり、ここでは  $290\text{K}$  である

$E_a$  : 活性化エネルギーであり、 $9.94 \times 10^4 [\text{J/mol}]$  である

$R$  : 気体定数であり、 $8.31 [\text{J/mol/K}]$  である

式(3.11)に各値を代入すると、 $t_{ref} = 0.0049t$  が導かれる。

さらに、 $60^{\circ}\text{C}$  基準温度における  $\Delta f_s$  と相当時間との関係は式(3.12)のように近似される。

$$\Delta f_s = 0.066t_{ref}^{0.515} \quad (3.12)$$

式(3.8), (3.12),  $t_{ref} = 0.0049t$  および  $k_s \cong 0.20$  より、経年劣化後の天然ゴム支承の等価剛性変化率は式(3.13)のように求められる (図-3.3.2)。

$$K_{eqd}/K_{eq0} = 1 + 0.000853t^{0.515} \quad (3.13)$$

また、初期等価剛性 $K_{eq0}$ に表-3.2.1 のリファレンス支承の値 2.06 を適用した場合の等価剛性の劣化過程を図-3.3.3 に示す. ここで17年後の等価剛性値は 2.22 となり、動的解析にてモデル化した劣化支承の等価剛性 2.23 とほぼ等しいことから、この劣化予測モデルは妥当であると言える.

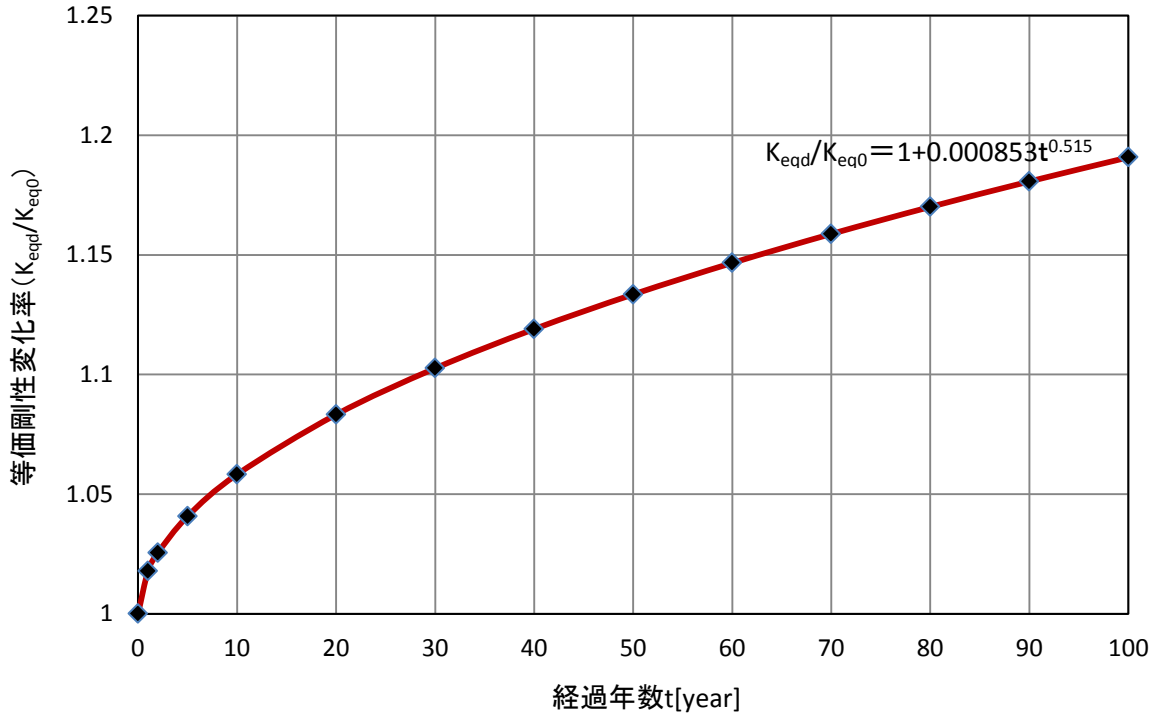


図-3.3.2 等価剛性劣化予測式

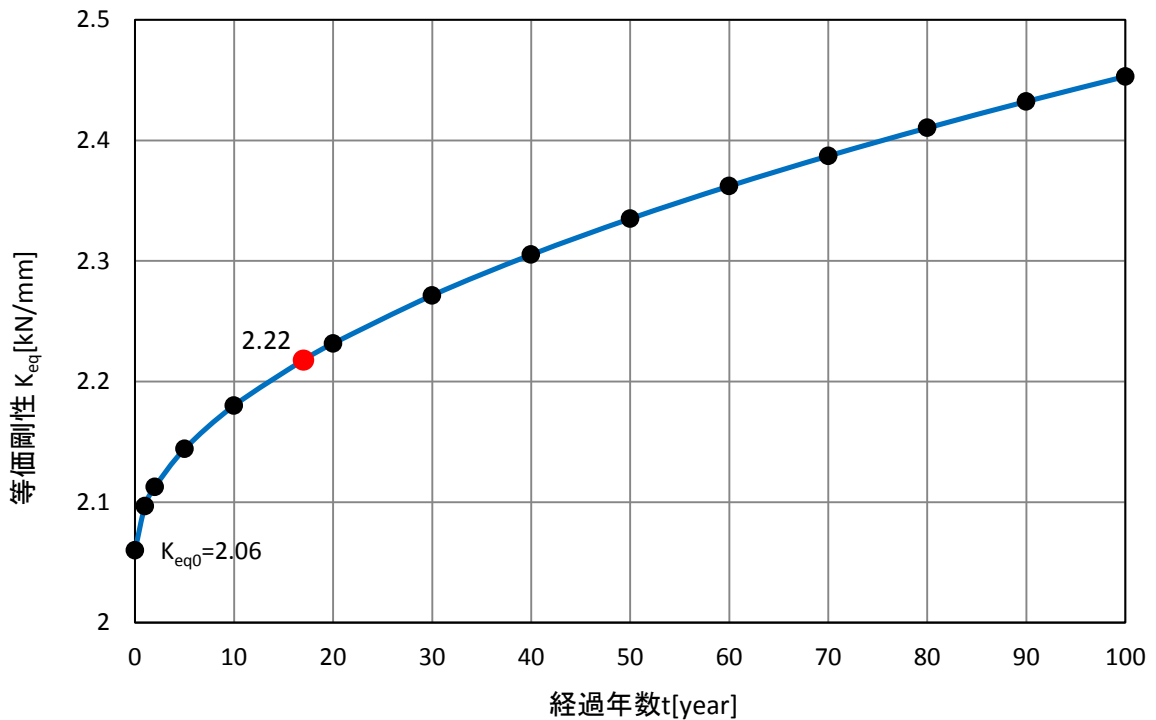


図-3.3.3 解析モデルにおける等価剛性劣化過程

## (2) 切片荷重

LRB の減衰性能が変化することによって、橋梁全体系のパフォーマンスへ影響を及ぼすことは力学的残存性能確認試験でも明らかとなった。そこで、本研究では切片荷重をパラメータとして限界状態の把握を行うこととし、常時試験の結果を用いて経年劣化予測式を導く。図-3.3.4 は常時試験における切片荷重と経過年数をプロットしたものである。ここで経過年数とは、試験対象 LRB が供用開始してからの時間のことであり、設置 17 年目に取出して試験を行ったことから、試験結果のプロットは 18 年目からとなっている。多少のばらつきはあるものの、概ね一様に低下していることから、線形近似を行った。前節においてモデル化した道路橋全体系の経年劣化 LRB も 17 年間供用後のパラメータで同定していることから、ここに示す傾きにより劣化が進行するものと仮定する。

劣化 LRB モデルの切片荷重は、表-3.2.1 より  $Q_d = 40.8\text{kN}$  であるから、これを 17 年経過後の初期値として、劣化予測式は次のように表される。

$$Q_d(t) = -0.1345t + 40.8 \quad (3.14)$$

これを式(3.2)に代入して各モデルパラメータの最適化を行い、劣化進行 LRB モデルとして動的解析を実施することとする。

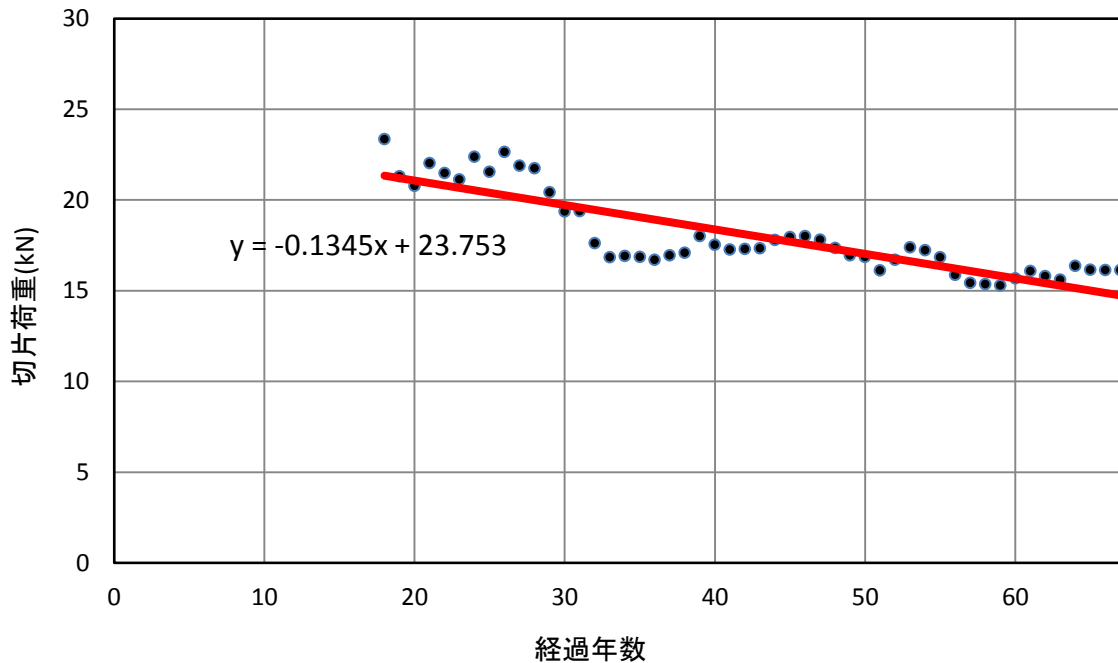


図-3.3.4 常時試験結果の近似による切片荷重劣化予測

### 3.3.3 動的応答解析による限界状態の把握

#### (1) 解析条件

検討する道路橋全体系モデルは前項と同一のものを用い、入力地震動は H24 道路橋示方書の II 種地盤の 6 波とする。この理由は、タイプ I 地震動、タイプ II 地震動のいずれにおいても II 種地盤の支承応答値（3 波平均）が最大であったためである。また、終局判定を行う破断ひずみについては、以下の 2 ケースを設定する。

- ① 現状劣化レベル：経年劣化 LRB の終局試験における破断ひずみ 274%
- ② 将来劣化レベル：レベル 2 地震動における許容ひずみ 250%

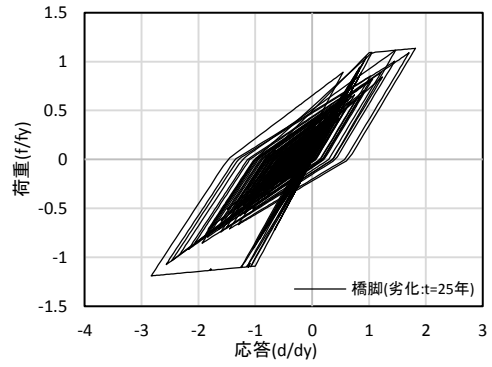
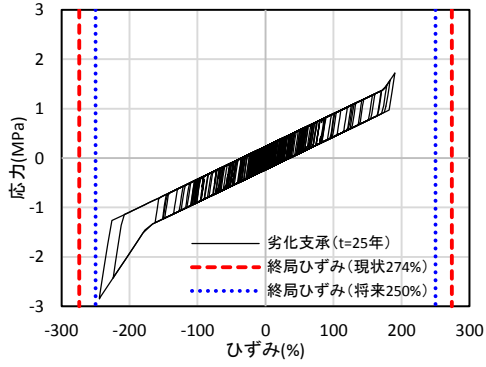
#### (2) 解析結果

##### a) タイプ I 地震動

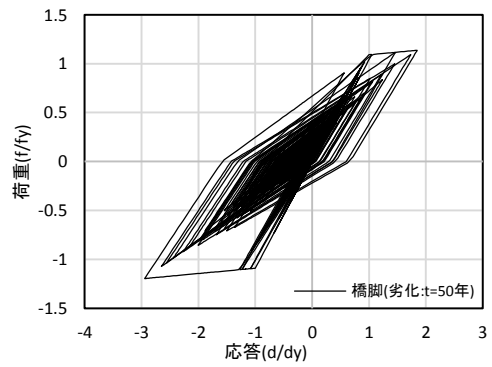
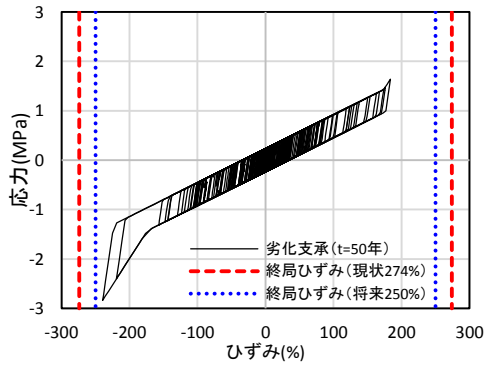
タイプ I 地震動 3 波のうち、LRB が最大の応答を示した T1-II-2（平成 23 年東北地方太平洋沖地震・仙台河川国道事務所構内地盤上 EW 成分）の 25・50・75・100 年後における LRB および橋脚の履歴曲線を図-3.3.5 に示す。LRB は時間の経過とともに応答値が小さくなっているが、橋脚はわずかながら大きくなっている。LRB の等価剛性が増加していることにより、支承および橋脚の応答に影響したものと考えられる。一方、支承の最大応力も徐々に下がっていることから、剛性増加よりも切片荷重低下の影響が相対的により支配的であることを示している。

LRB の時刻歴応答を図-3.3.6 に示す。経年とともに振幅が徐々に小さくなっていく様子が見てとれる。また、地震後の残留応答については、どの劣化レベルにおいてもほとんど発生していないことがわかる。

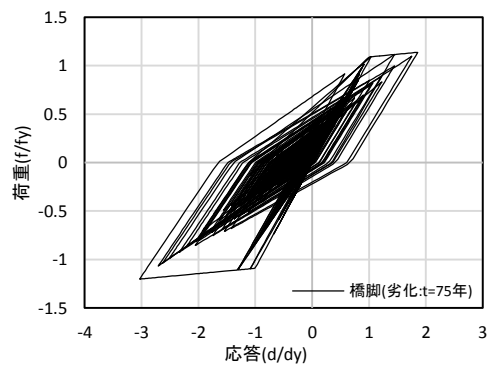
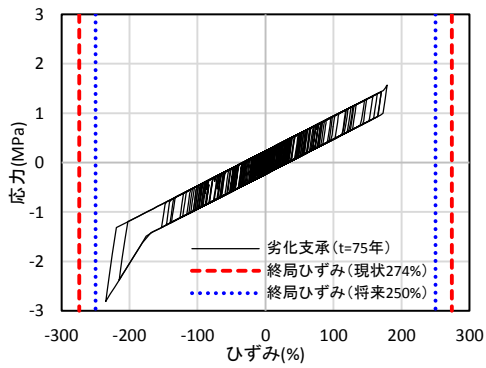
経過年数ごとの LRB 最大応答ひずみを表-3.3.1 に、3 波平均値の経年変化を図-3.3.7 に示す。現状から応答が下がっていくことから、支承の終局判定として設定した劣化レベルには到達しない結果となった。タイプ I 地震動である南海トラフ巨大地震は、今後 30 年以内の発生確率が 60～70%、50 年以内は 90%程度以上と予測されており[3-10]、LRB の劣化に伴う破断ひずみが早い段階で 250%を下回ることがあれば、LRB が破断する可能性は低くないものと推察される。



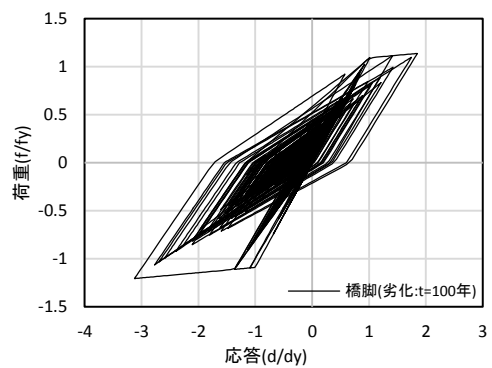
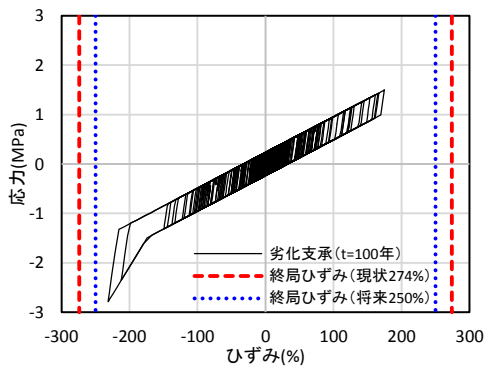
(a) t=25 年後の履歴曲線 (左：支承, 右：橋脚)



(b) t=50 年後の履歴曲線 (左：支承, 右：橋脚)

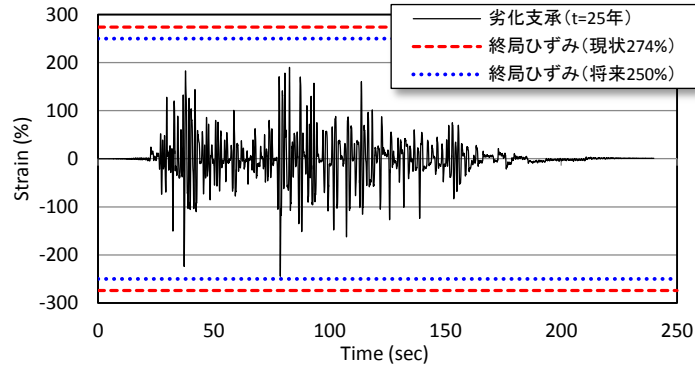


(c) t=75 年後の履歴曲線 (左：支承, 右：橋脚)

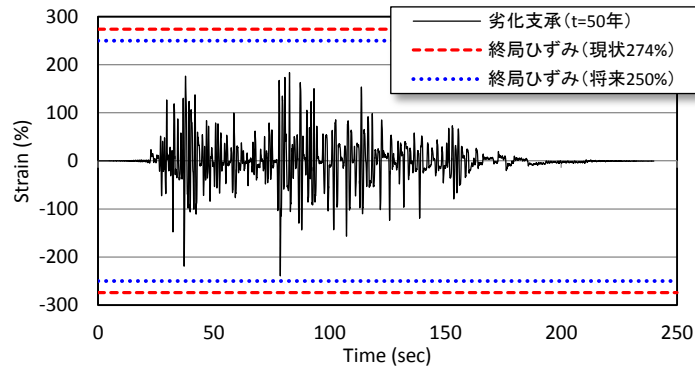


(d) t=100 年後の履歴曲線 (左：支承, 右：橋脚)

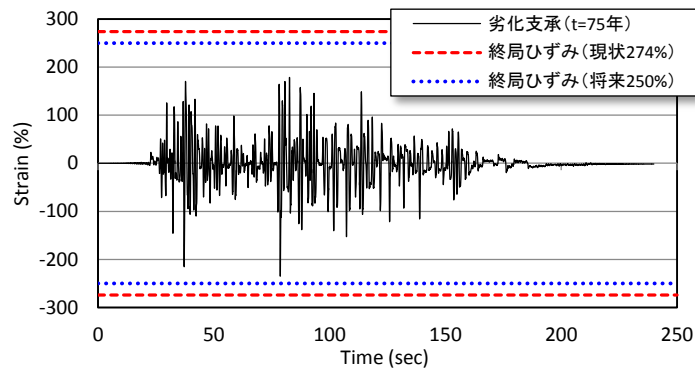
図-3.3.5 道示 T1-II-2 波によるパラメータスタディ(履歴曲線)



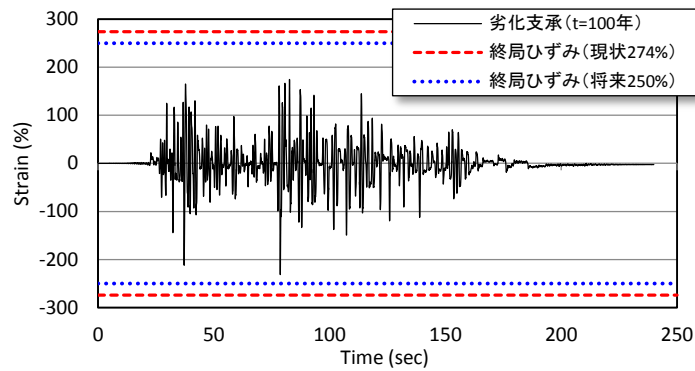
(a) t=25 年後の LRB 時刻歴応答



(b) t=50 年後の LRB 時刻歴応答



(c) t=75 年後の LRB 時刻歴応答



(d) t=100 年後の LRB 時刻歴応答

図-3.3.6 道示 T1-II-2 波によるパラメータスタディ(時刻歴応答)

表-3.3.1 Type I 地震動における最大応答ひずみ

t (年)	最大応答ひずみ (%)			
	T1-II-1	T1-II-2	T1-II-3	3波平均
0	230.8	248.3	237.3	238.8
10	235.8	249.0	232.5	239.1
20	232.4	245.7	227.8	235.3
25	231.0	244.4	225.8	233.7
30	229.7	243.4	224.0	232.4
40	227.4	241.3	221.0	229.9
50	225.3	239.3	218.4	227.7
60	223.4	237.5	216.0	225.6
70	221.6	235.8	213.6	223.7
75	220.8	235.0	212.5	222.8
80	219.9	234.3	211.5	221.9
90	218.3	232.8	209.6	220.2
100	216.7	231.4	207.8	218.6

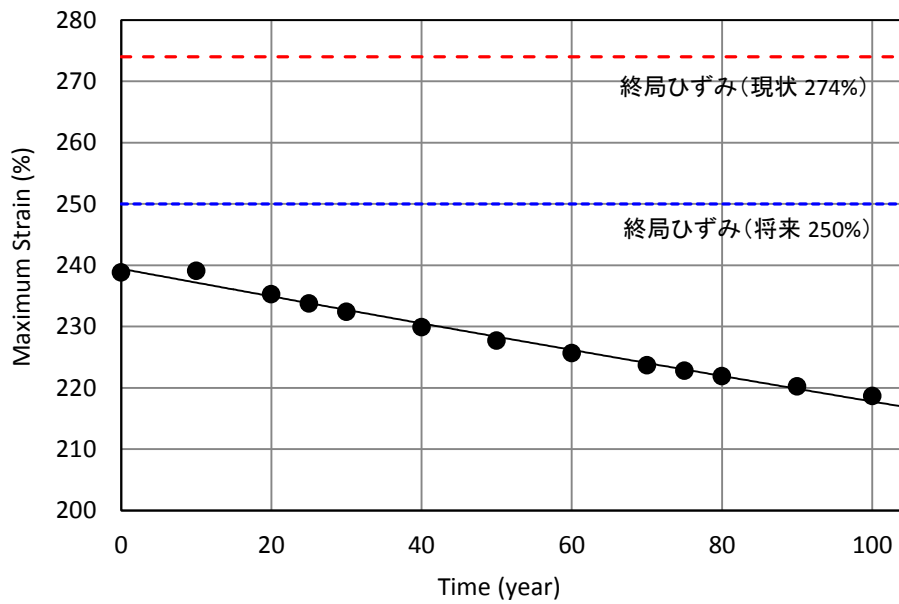


図-3.3.7 Type I 地震動 3 波平均の最大応答ひずみ経年変化



### b) タイプⅡ地震動

タイプⅡ地震動 3 波のうち、LRB が最大の応答を示した T2-II-3（平成 7 年兵庫県南部地震・大阪ガス葺合供給所構内地盤上 N27W 成分）の LRB および橋脚の履歴曲線を図-3.3.8 に示す。タイプⅠ地震動と同様に LRB は供用年数の増加とともに応答値が徐々に低下しているが、橋脚はほとんど変動が現れていない。また、LRB の履歴曲線は徐々に細くなってきており、設定した切片荷重の劣化と剛性の増加に伴って、減衰性能が低下していることも確認できる。LRB の時刻歴応答を図-3.3.9 に示す。経年とともに振幅が徐々に小さくなること、および地震後の残留応答がほとんど発生していないことについては、タイプⅠ地震動と同傾向である。

経過年数ごとの最大応答ひずみを表-3.3.2 に、3 波平均値の経年変化を図-3.3.10 に示す。前述のとおり現状から応答が下がっていくことから、支承の終局判定として設定した劣化レベルには到達しない。架橋地点の直近に位置する上町断層帯を震源とする直下型地震は、今後 30 年以内の発生確率が 2~3%、50 年以内では 3~5%との予測がある[3-11]が、LRB のゴム劣化に伴う破断ひずみが設定した 250%を下回ることがあり、かつ当該地震が発生する場合には、LRB 破断の可能性は排除できないと考えられる。

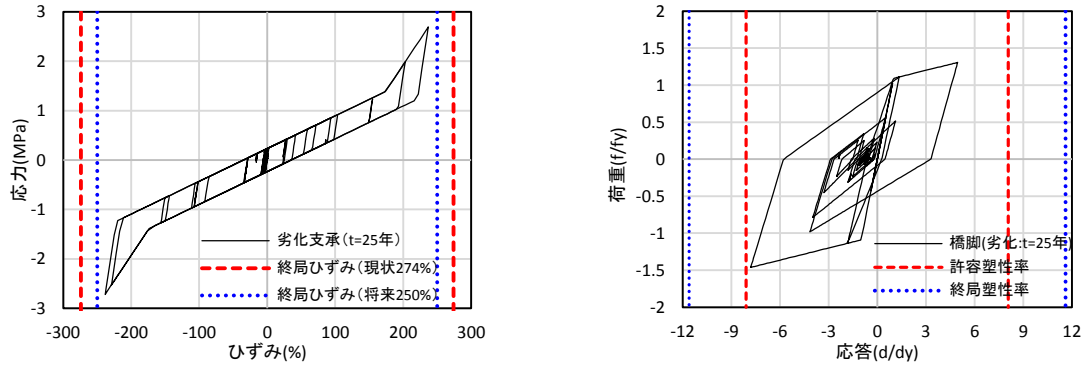
### 3.3.4 経年劣化 LRB の使用限界の評価

前項までの検討から、LRB の使用限界を評価するためには、ゴム劣化による破断ひずみの低下を付加する必要のあることがわかった。そこで、破断ひずみの劣化予測を設定する。

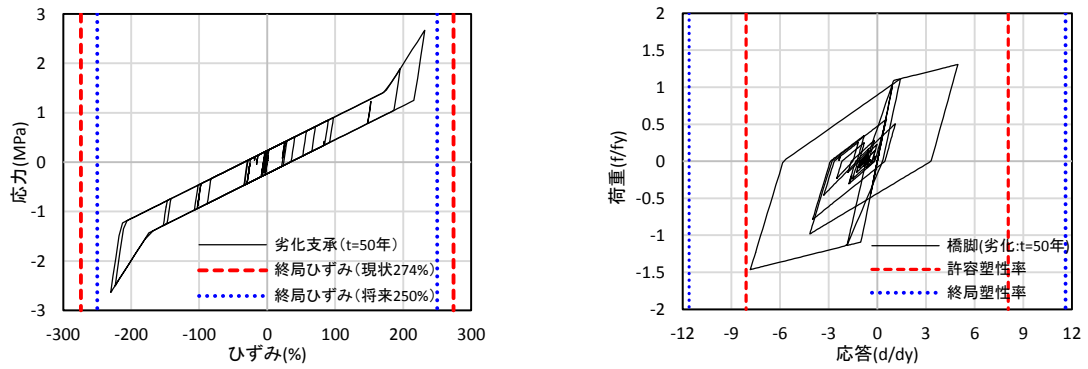
本研究で実施した力学的残存性能確認試験におけるリファレンス支承と劣化支承の破断ひずみに加えて、Kato *et al.*[3-12]が英国 Lincoln 市の Pelham Bridge に設置されていた供用後 38 年のゴム支承の材料試験結果を適用する。テストピースの引張試験における最外端の破断伸び約 350%と、ゴムの破断伸び規格値 550%との按分から、リファレンス支承の破断ひずみ 329%を適用し、38 年後の破断ひずみを 209%と設定した。これらプロットした劣化予測を図-3.3.11 に示す。

最大応答ひずみの経年変化と破断ひずみの劣化予測を組み合わせて限界状態へ至る期間の評価を行う。最大応答ひずみ経年変化は供用開始から取り出しまでの 17 年を加算し、図-3.3.12 にタイプⅠ地震動、図-3.3.13 にタイプⅡ地震動を示す。いずれも 27~28 年で交差することから、これを経年劣化 LRB の使用限界へ至る年数と評価される。

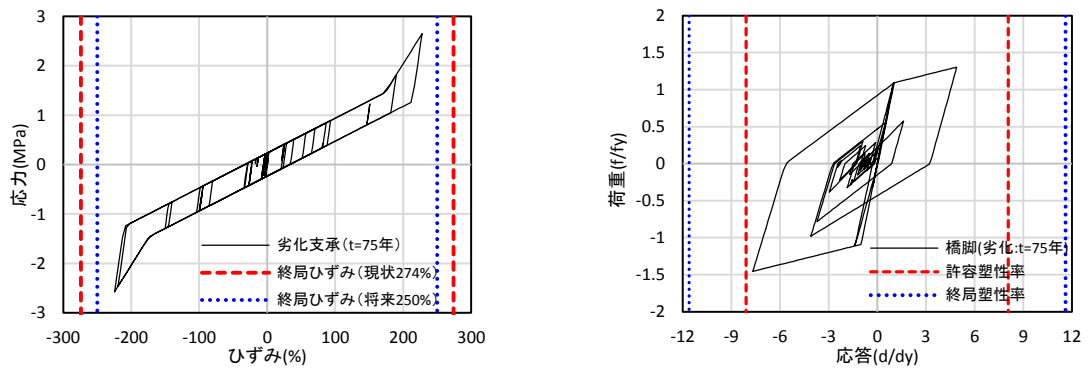
本評価は数少ない経年劣化 LRB の試験データ等を適用したものであることから、その確度を向上するために、ゴムの経年劣化と支承の破断ひずみを定量的に評価できる方法の確立が、今後の課題であると考えられる。



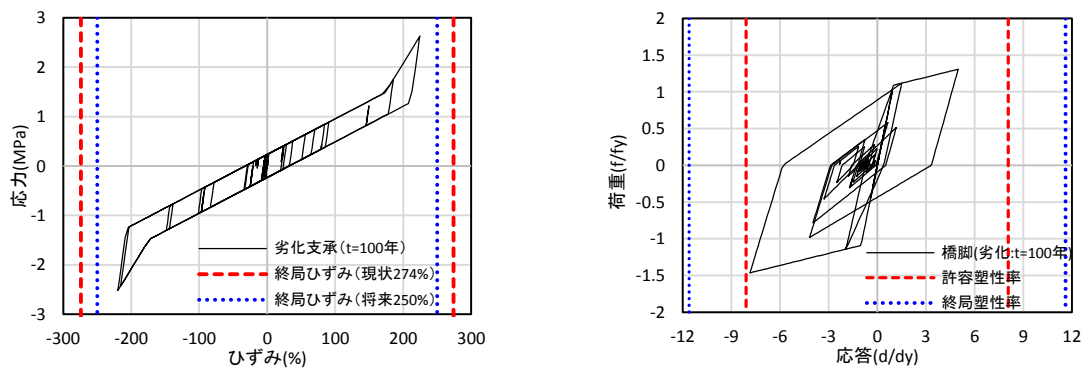
(a) t=25年後の履歴曲線 (左：支承, 右：橋脚)



(b) t=50年後の履歴曲線 (左：支承, 右：橋脚)

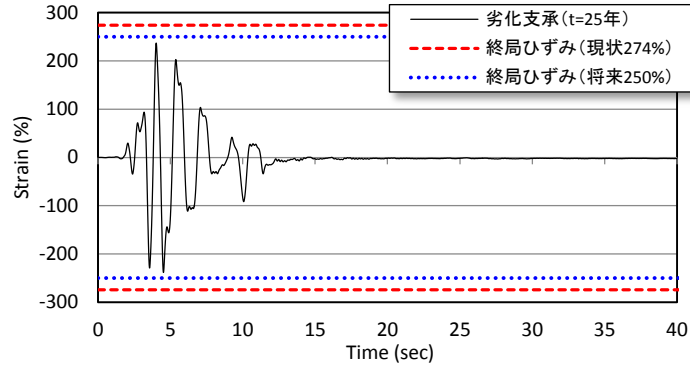


(c) t=75年後の履歴曲線 (左：支承, 右：橋脚)

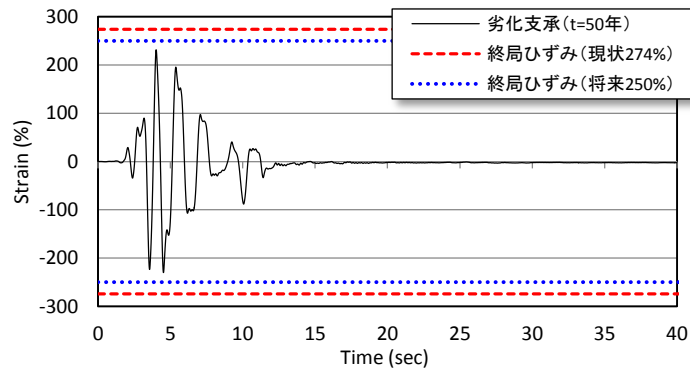


(d) t=100年後の履歴曲線 (左：支承, 右：橋脚)

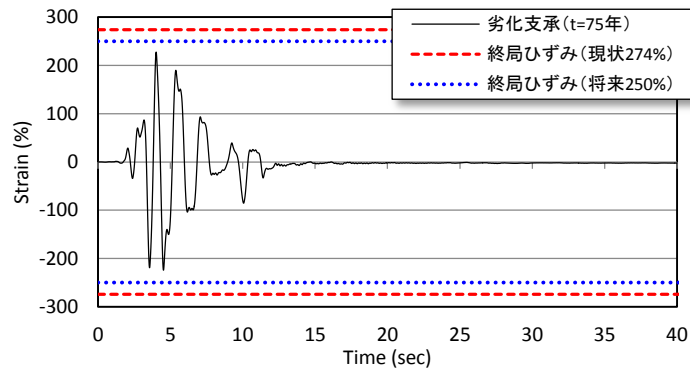
図-3.3.8 道示 T2-II-3 波によるパラメータスタディ(履歴曲線)



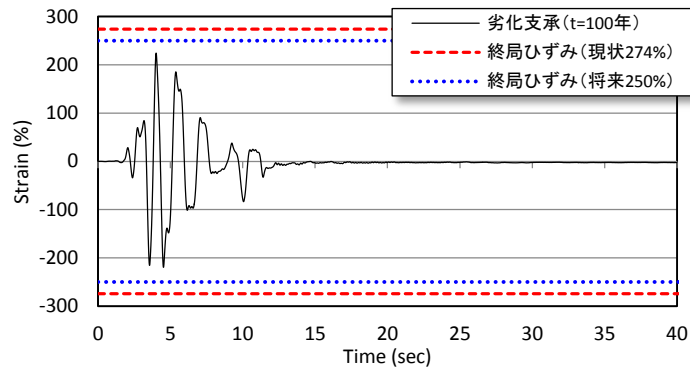
(a) t=25 年後の LRB 時刻歴応答



(b) t=50 年後の LRB 時刻歴応答



(c) t=75 年後の LRB 時刻歴応答



(d) t=100 年後の LRB 時刻歴応答

図-3.3.9 道示 T2-II-3 波によるパラメータスタディ(時刻歴応答)

表-3.3.2 Type II 地震動における最大応答ひずみ

t	最大応答ひずみ (%)			
	T2-II-1	T2-II-2	T2-II-3	3波平均
0	255.8	234.4	251.5	247.2
10	249.2	240.0	245.6	244.9
20	245.1	235.0	240.3	240.1
25	243.6	232.9	238.3	238.3
30	242.0	231.0	236.4	236.5
40	239.1	227.2	233.4	233.2
50	237.4	224.8	231.5	231.2
60	236.0	222.3	229.8	229.4
70	234.6	220.0	228.3	227.7
75	234.0	219.0	227.6	226.9
80	233.3	218.0	226.6	225.9
90	228.8	216.0	225.6	223.5
100	227.1	214.1	224.3	221.9

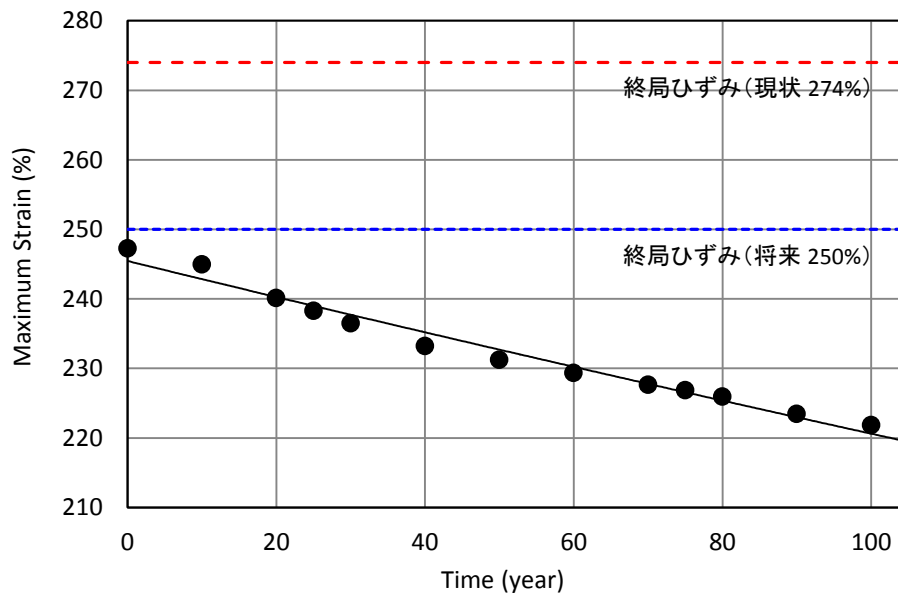


図-3.3.10 Type II 地震動 3 波平均の最大応答ひずみ経年変化

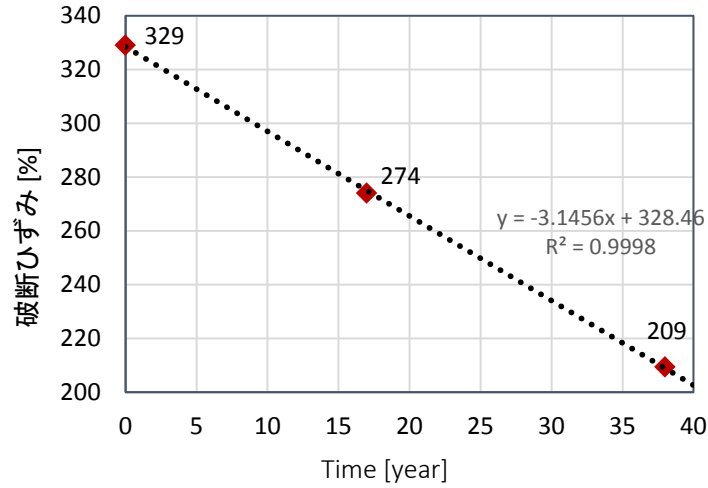


図-3.3.11 破断ひずみの劣化予測

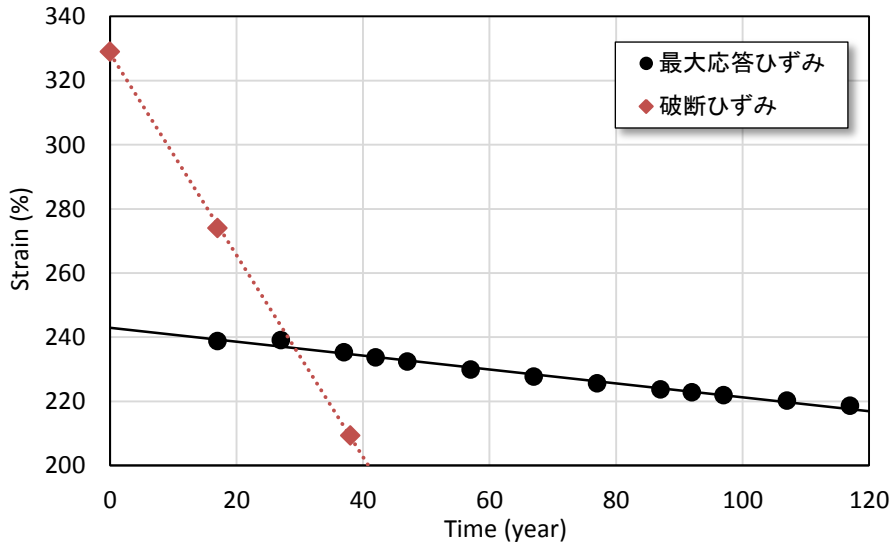


図-3.3.12 経年劣化 LRB 限界状態の評価(タイプ I 地震動)

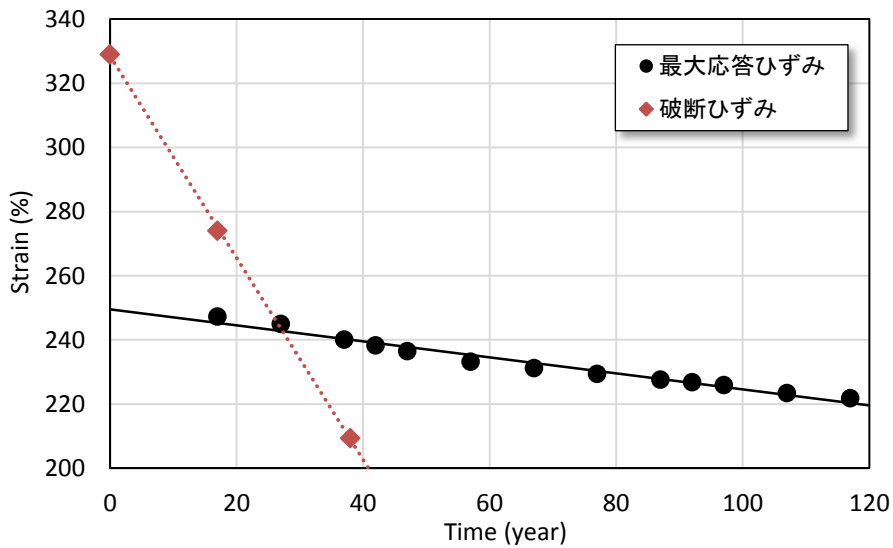


図-3.3.13 経年劣化 LRB 限界状態の評価(タイプ II 地震動)

### 3.3.5 結言

経年劣化 LRB の地震時終局状態を把握することを目的として、等価剛性および切片荷重をパラメータとして動的応答解析による道路橋全体系の限界状態を把握した。得られた知見をまとめると、以下のとおりとなる。

- ① タイプ I 地震動では、LRB の等価剛性増加によって時間の経過とともに最大応答ひずみが下がっているが、橋脚はわずかに増加傾向にある。一方、支承の最大応力も徐々に下がっていることから、剛性増加よりも切片荷重低下の影響が相対的に敏感であることが示された。LRB の終局判定においては、現状から応答が下がっていくことから、設定した劣化レベルに到達しない結果となった。南海トラフ巨大地震の今後の予測発生確率と照合すると、LRB の劣化に伴う破断ひずみが早い段階で 250% を下回ることがあれば、LRB が破断する可能性は低いものと推察される。
- ② タイプ II 地震動では、LRB は供用年数の増加とともに応答値が漸減しているが、橋脚はほとんど変動が現れていない。また、LRB の履歴曲線は徐々に細くなってきており、減衰性能が低下していることも確認された。支承の終局判定では、タイプ I 地震動と同様に設定した劣化レベルには到達しない。架橋地点の直近に位置する上町断層帯を震源とする直下型地震の予測発生確率は南海トラフ巨大地震ほど高くはないが、LRB のゴム劣化に伴う破断ひずみが設定した 250% を早期に下回り、かつ当該地震が発生する場合には、LRB の破断可能性は排除できないと考えられる。
- ③ 最大応答ひずみの経年変化と破断ひずみの劣化予測を組み合わせることで限界状態へ至る期間の評価を行ったところ、地震動タイプにかかわらず 27～28 年と試算された。しかしながら、本評価は数少ない経年劣化 LRB の試験データ等を適用したものであることから、その確度を向上するために、ゴムの経年劣化と支承の破断ひずみを定量的に評価できる方法の確立が、今後の課題である。

### 3.4 まとめ

第3章「動的応答から見た残存性能評価」では、経年劣化 LRB の支承特性値の変化が道路橋全体系の地震時性能へ及ぼす影響について、レベル2地震動ならびに最大級シナリオ地震動に対する動的応答の観点から検討した。併せて、支承特性値をパラメータとした限界状態の把握を行った。

劣化 LRB を有する道路橋全体系の動的応答解析にて得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 道路橋示方書タイプ I 地震動では、劣化支承モデルの応答がリファレンス支承モデルと比較しても大きく、LRB の経年劣化の影響が現れていると考えられるが、各構成要素の許容レベルを超えるものはなく、所要の耐震性能は満足していると言える。また、H24 道示で規定された5分を超える長時間継続地震動に関しては、特段の有意性は確認されなかった。さらに残留応答は支承、橋脚とも小さく、地震後の使用性および復旧性はほぼ問題ないことがわかった。
- (2) 道路橋示方書タイプ II 地震動では、タイプ I と同様に、劣化支承モデルはリファレンス支承モデルより大きな応答が出ており、劣化 LRB の一部には許容ひずみである250%を超過する結果となった。橋脚の応答を含めても、LRB の経年劣化の影響が現れていると言えるが、LRB の破断や橋脚の倒壊までは至らない。なお、残留応答についてもタイプ I 地震動と同じく、地震後の使用性等はほとんど問題ないと言える。
- (3) 最大級シナリオ地震動は上町断層帯が破壊した場合を想定した地震動であり、本研究では道示標準波より応答スペクトルの値が大きいものを設定し、動的照査を行った。支承は許容ひずみ以下の応答であるのに対し、橋脚は許容塑性率を超過し、劣化 LRB モデルの一部では終局塑性率を上回る結果となった。すなわち橋脚は倒壊する可能性があり、設定された耐震目標を達成するためには、必要な対策を講じる必要があることがわかった。また、直下型地震であるタイプ II 地震動と比較すると、最大級シナリオ地震動での支承応答は小さく、逆に橋脚応答が大きい結果となっている。

支承特性値のパラメトリックスタディによる限界状態の把握にて得られた知見は以下のとおりである。

- (4) タイプ I 地震動では、LRB の等価剛性増加によって時間の経過とともに最大応答ひずみが下がっているが、橋脚はわずかに増加傾向にある。一方、支承の最大応力も徐々に下がっていることから、剛性増加よりも切片荷重低下の影響が相対的に敏感であることが示された。LRB の終局判定においては、現状から応答が下がっていくことから、設定した劣化レベルに到達しない結果となった。南海トラフ巨大地震の今後の予測発生確率と照合すると、LRB の劣化に伴う破断ひずみが早い段階で250%を下回ることがあれば、LRB が破断する可能性は低いものと推察される。
- (5) タイプ II 地震動では、LRB は供用年数の増加とともに応答値が漸減しているが、橋脚はほとんど変動が現れていない。また、LRB の履歴曲線は徐々に細くなってきており、減衰性能が低下していることも確認された。支承の終局判定では、タイプ I 地震動と同様に設定した劣化レベルには到達しない。架橋地点の直近に位置する上町断層帯を震源とする直下型地震の予測発生確率は南海トラフ巨大地震ほど高くはないが、LRB のゴム劣化に伴う破断ひずみ

が設定した 250%を早期に下回り、かつ当該地震が発生する場合には、LRB の破断可能性は排除できないと考えられる。

- (6) 最大応答ひずみの経年変化と破断ひずみの劣化予測を組み合わせることで限界状態へ至る期間の評価を行ったところ、地震動タイプにかかわらず 27~28 年と試算された。しかしながら、本評価は数少ない経年劣化 LRB の試験データ等を適用したものであることから、その確度を向上するために、ゴムの経年劣化と支承の破断ひずみを定量的に評価できる方法の確立が今後の課題である。



### 第3章 参考文献

- [3-1] 黒田英夫：基礎からの数値計算，工学社，2010.10
- [3-2] 足立幸郎：激震動下における免震橋梁構造の信頼性評価と限界状態設計法に関する研究，p.123，京都大学学位論文，2002.1
- [3-3] Clough, R.W. and Johnston, S.B. : Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, Proceedings, Second Japan National Conference on Earthquake Engineering, pp.227-232, 1966.
- [3-4] (公社) 日本道路協会：道路橋示方書V 耐震設計編，2012.
- [3-5] 地震調査研究推進本部：都道府県ごとの地震活動・上町断層帯，[http://www.jishin.go.jp/main/yosokuchizu/katsudanso/f080\\_uemachi.htm](http://www.jishin.go.jp/main/yosokuchizu/katsudanso/f080_uemachi.htm)，(参照 2016/01/25)
- [3-6] 篠原聖二，西岡勉：最大級シナリオ地震動に対する地中構造物の耐震安全性検討，第11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.149-156，2008.1
- [3-7] 阪神高速道路株式会社：開削トンネル設計指針－横断方向の耐震設計－，2008.10
- [3-8] 伊藤義人，佐藤和也，顧浩声，山本吉久：橋梁用天然ゴム支承の性能劣化特性に関する研究，土木学会論文集 A，Vol.62，No.2，pp.255-266，2006.
- [3-9] 国立天文台：理科年表平成 28 年，第 89 冊，2015.
- [3-10] 地震調査研究推進本部地震調査委員会：南海トラフの地震活動の長期評価（第二版），2013.5
- [3-11] 地震調査研究推進本部地震調査委員会：上町断層帯の評価，2004.3
- [3-12] Kato, M., Watanabe, Y., Yoneda, G., Tanimoto, E., Hirotsu, T., Shirahama, K., Fukushima, Y. and Murazumi, Y.: Investigation of Aging Effects for Laminated Rubber Bearings of Pelham Bridge, Proceedings of 11WCEE, MEXICO, 1996.

## 第4章 鉛プラグの常時変形による経年劣化メカニズム

### 4.1 概説

実橋にて長期間供用中に経年劣化損傷が発生した LRB の鉛プラグの状態を確認したところ、破断や流出、異物の付着といった現象が確認された。当該 LRB の供用中に大規模な地震は起こっていないことから、鉛プラグで確認された変状は温度変化に伴う上部工の伸縮によってもたらされるせん断変形のみで発生したと考えることができる。

本章においては、LRB の長期間供用に伴う鉛プラグの劣化メカニズム検証を行うものである。4.2 節では経年劣化 LRB の鉛プラグの分析ならびに詳細観察を行い、先に確認された様々な変状の発生過程を考察する。4.3 節では LRB の数値シミュレーションによる常時変形解析を行い、鉛プラグに発生する応力状態を把握するとともに、その結果より推察される損傷メカニズムについて述べる。

### 4.2 劣化メカニズムの推定

#### 4.2.1 緒言

17 年間の供用中に経年劣化損傷が起きた LRB を取り出し、力学試験を実施した後もしくは材料試験用の試験片を採取する際に鉛プラグを観察したところ、鉛プラグの破断や孔外への突出、粉状物質の付着といった現象が見られた。その発生メカニズムを追究するため、損傷鉛プラグの更なる詳細調査を実施した。

鉛プラグの不純物分析および鉛プラグ付着物の分析により、確認された粉状物質が鉛プラグ自体に起因するものか外部からのものかを特定した。併せて鉛プラグの破断面および切断面を詳細観察することにより、破断過程を推定した。

## 4.2.2 鉛材料試験

### (1) 鉛不純物分析

LRB は高純度の鉛プラグにより、その塑性変形によって減衰性能を発揮するものであるが、劣化支承の L1 試験および L2 試験とも減衰性能が大幅に低下していたことや、想定を超える破断状況にあったことから、鉛プラグが必要とされる純度以下である可能性が考えられた。

分析対象とした鉛プラグは終局試験後の鉛プラグとした（写真-4.2.1 参照）。分析方法は、試料を酸分解処理した後、JIS H 1123 に基づいて ICP 質量分析法（ICP-MS）により、Sb, Sn, Cu, Ag, As, Zn, Fe, Bi の 8 元素の含有率を分析した。これらは建築用の装置等に用いられる圧延した鉛板の規格である JIS H 4301 に不純物として規定されている。分析により得られた各元素の含有率の合計値を 100% から控除した値が Pb の含有率となる。

分析結果を表-4.2.1 に示す。分析した不純物の含有率は、いずれも機器の検出限界値である 0.0005%（5ppm）未満であり、これらの合計は最大でも 0.004%（40ppm）未満である。したがって、当該 LRB の鉛プラグの Pb 含有率純度は 99.996% 以上となる。また、鉛地金のミルシートとの比較を行ったところ、Pb 含有率は 99.996% であることから、本研究にて対象とした LRB の鉛プラグの純度は問題がないことがわかった。



写真-4.2.1 分析対象鉛プラグ

表-4.2.1 鉛不純物分析結果

元素	Sb	Sn	Cu	Ag	As	Zn	Fe	Bi
含有率	< 0.0005	< 0.0005	< 0.0005	< 0.0005	< 0.0005	< 0.0005	< 0.0005	< 0.0005

【単位：重量%】

## (2) 粉状物質分析

次に鉛プラグならびに LRB プラグ孔ゴムに付着していた粉体物質の分析を行った。これは鉛プラグが変化したものか、外部から入りこんだものかを判別するために実施したものである。

まず、走査型電子顕微鏡 (SEM : Scanning Electron Microscope) に付帯するエネルギー分散型 X 線装置 (EDX : Energy Dispersive X-ray Spectrometer) を用いて元素分析を行った。この分析方法は、短時間で多元素の同時分析が可能かつ検出感度も高いことから、汎用的に用いられているものである。力学試験後において確認された黄土色の物質とプラグ孔部のゴムに付着していた灰色の物質とを分析した。図-4.2.1 に黄土色粉、図-4.2.2 に灰色粉の分析結果を示す。

黄土色粉の SEM 写真では粒子が小さいのに対し、灰色粉は相対的に大きい。これは前者が鉛プラグに付着していたことから、支承の変形に伴う摺動により微粉化されたことが考えられる。EDX 分析においては、鉛はエネルギー2.3keV 付近にピークが検出されるが、黄土色粉、灰色粉いずれも高い強度を示している。このことから、粉状物質は鉛プラグから生成し、何らかの変化を受けたものと推察される。なお、0.3keV 付近と 0.5keV 付近にも相対的に高い強度が見られており、それぞれ炭素と酸素と判定された。炭素は灰色粉での強度が高いことから、ゴム製造時に使用されるカーボンブラックであると考えられるが、酸素は鉛の酸化化合物である可能性が高い。

そこで次に、粉状物質の構成成分を同定することを目的に X 線回折分析を行った。図-4.2.3 に各粉状物質の定性分析結果を示す。いずれも PbO が強く検知されていることから、EDX 分析結果から推定したとおり、鉛の酸化によって生成したものであることがわかった。

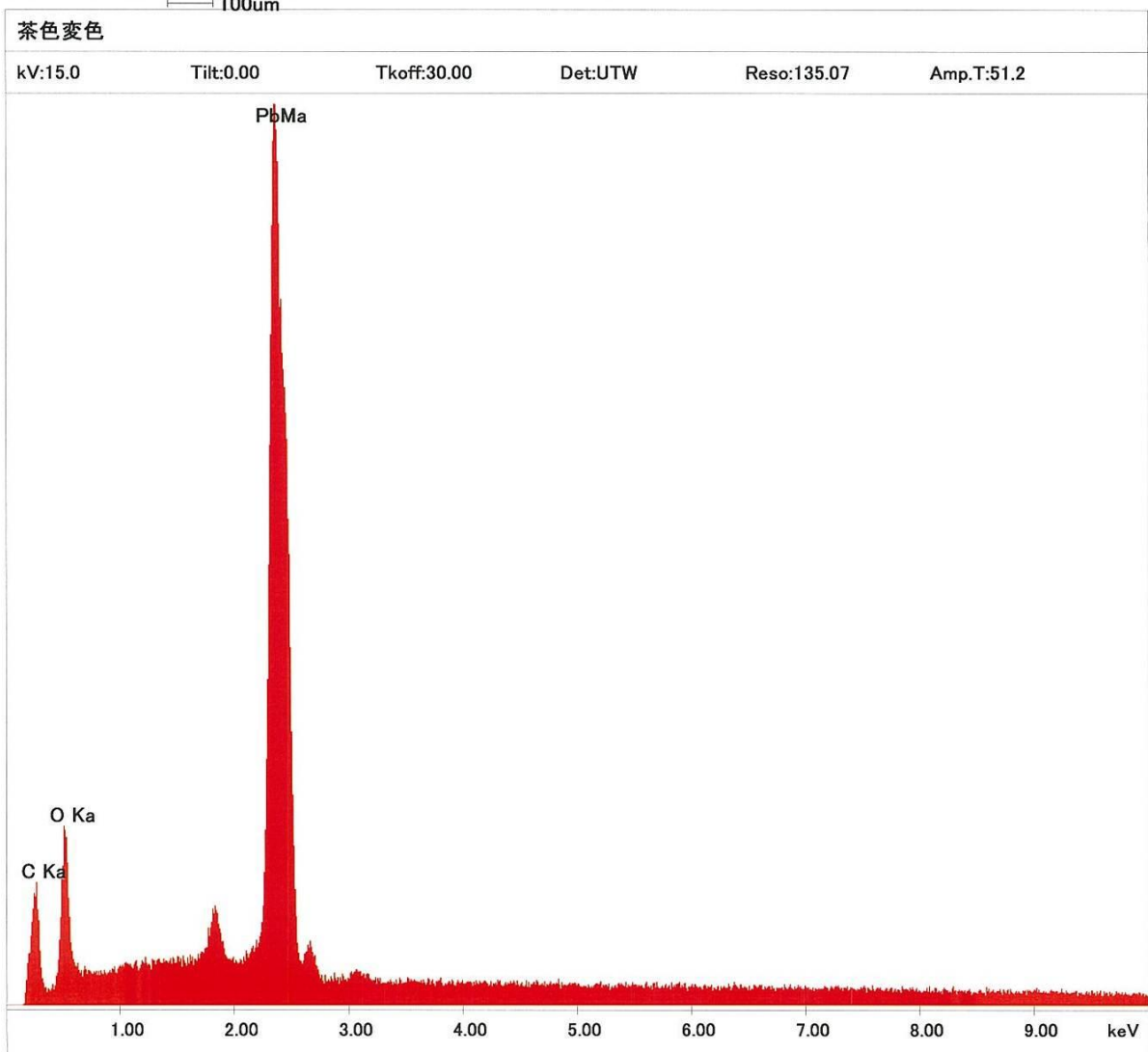
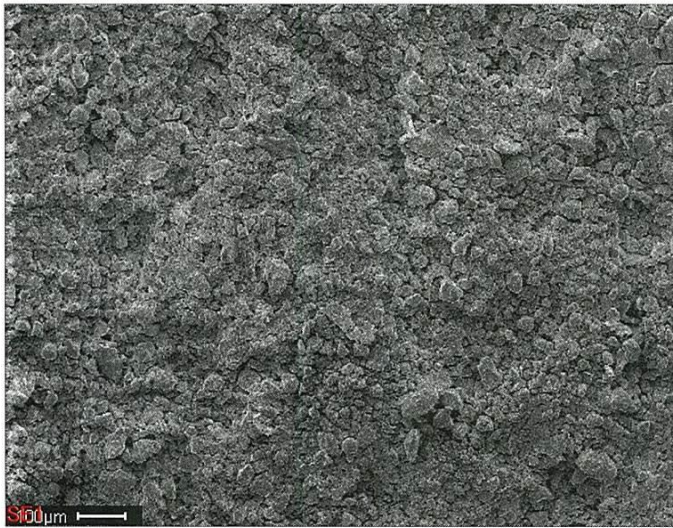


図-4.2.1 黄土色粉状物質のSEM/EDX 元素分析結果

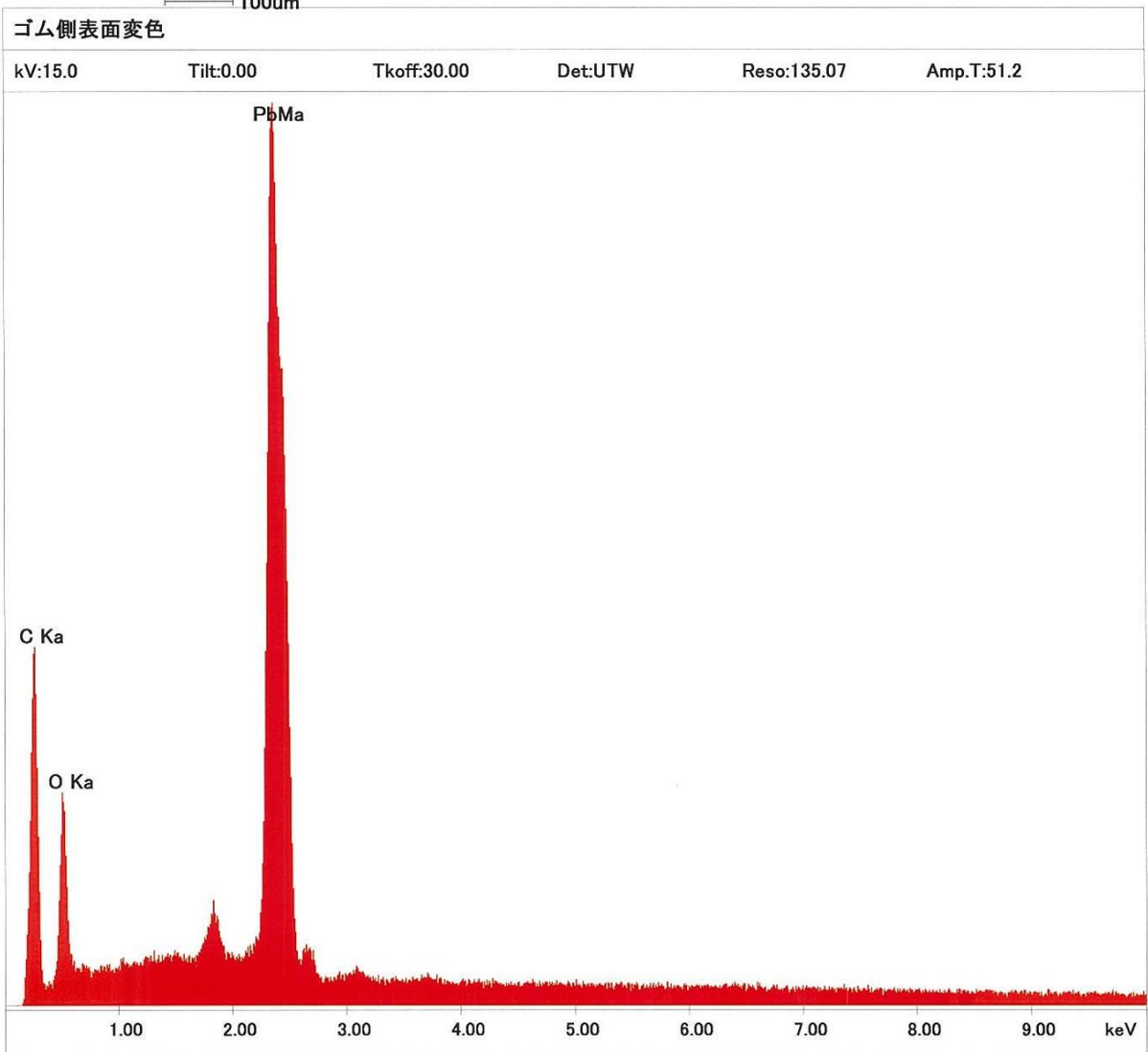
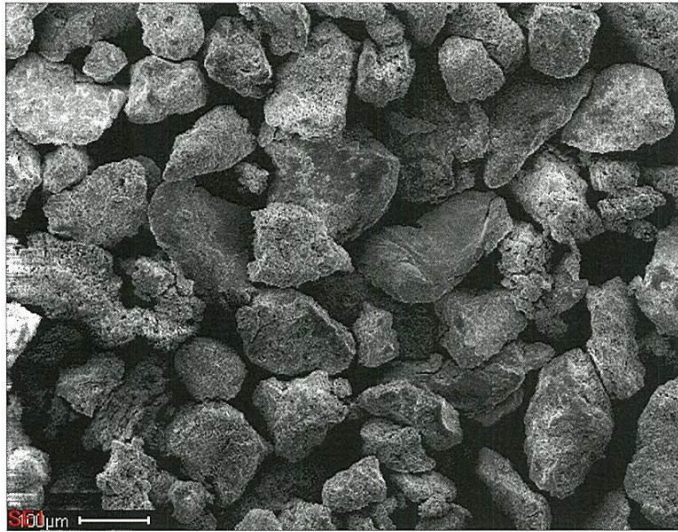
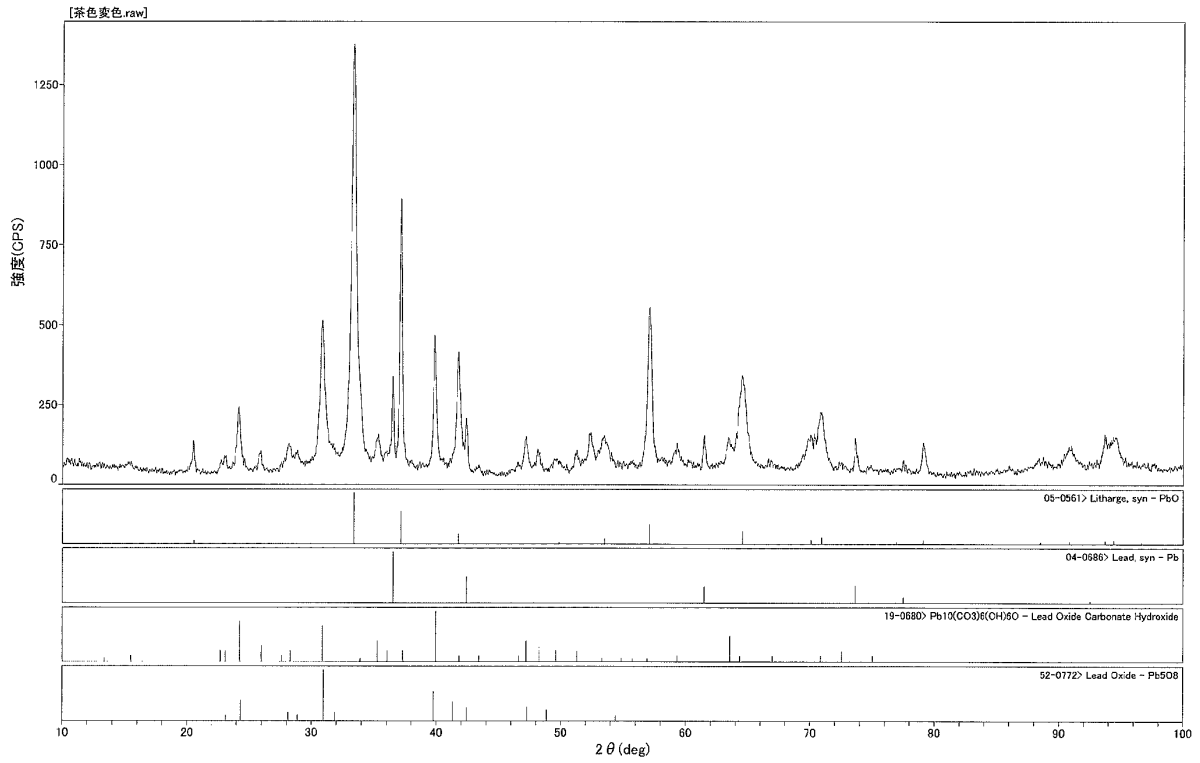
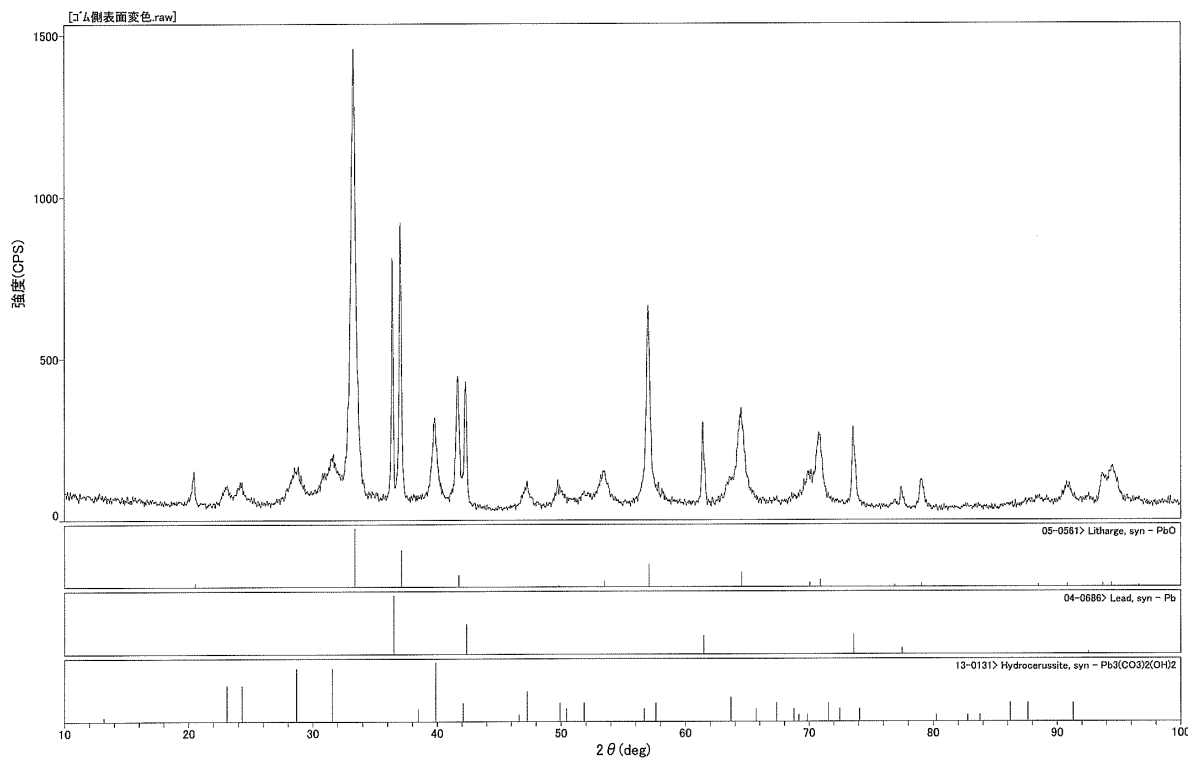


図-4.2.2 灰色粉状物質のSEM/EDX 元素分析結果



(a) 黄土色粉状物質の分析結果



(b) 灰色粉状物質の分析結果

図-4.2.3 X線回折分析結果

### (3) 破断面 SEM 観察

切断後の供試体から損傷した鉛を取出し、破断過程を推定することを目的として破断面を走査型電子顕微鏡 (SEM) により観察した。観察対象は L2 試験後の劣化支承の鉛プラグである。観察結果を写真-4.2.2 に示す。

破面上にストライエーションが観察されることから、疲労破壊であることがわかった。併せて、表面には所々に過大なせん断力による延性破壊であることを示す伸長形ディンプルと見られる模様が確認された。しかし、ストライエーションおよび伸長形ディンプルも明瞭なものは少なく、凹凸がすり減った様相を呈している。これは破断後も支承のせん断変形による擦動を繰り返し受けたことによることが考えられる。以上より、破断は供用時の常時変形により生じた可能性が高いものと推定されるが、その発生時期は不明である。なお当該支承で鉛突出が確認された時期 (供用開始から 13 年後) を破断時と仮定し、1 日の常時変形を 1 サイクルとみなすと、破断までの繰り返し回数は 5,000 回弱となり  $10^4$  回程度以下に相当することから、低サイクル疲労[4-1]であると考えられる。

### (4) 切断面結晶観察

鉛は常温において、降伏後に再結晶により結晶格子のずれを自己修復するという特性を有し、これにより最終的にはひずみが解消されて変形前の性質に戻ることが知られている。具体的には常温 (20°C 付近) において 1 時間に全体の 50% が再結晶するとされている[4-2]。再結晶のプロセスとしては、塑性変形により結晶内部に転位などの格子欠陥が多数導入され、内部エネルギー (ひずみ) が増大する。通常は加熱により格子欠陥密度の減少とともに変形した結晶が多角形の細粒に分割し、結晶粒は内部ひずみを持たない安定したものとなる[4-3]。鉛の場合はこの加熱の過程なしに再結晶が進行する。

また、金属材料全般に言えることとして、再結晶の際に生成する結晶粒子の大きさ (結晶粒度) は塑性ひずみや材料強度に影響を及ぼす。すなわち粒度が大きいほど塑性ひずみが小さく、ひずみ硬化が解消する[4-4][4-5]。これは経験的に Hall-Petch の関係として式(4.1)が成立している。

$$\sigma = \sigma_0 + \frac{k}{\sqrt{d}} \quad (4.1)$$

ここに、

$d$  : 結晶粒度

$\sigma$  : 結晶粒度  $d$  のときの降伏点や引張強さ

$\sigma_0$  : 基準とする降伏点や引張強さ

$k$  : 比例定数



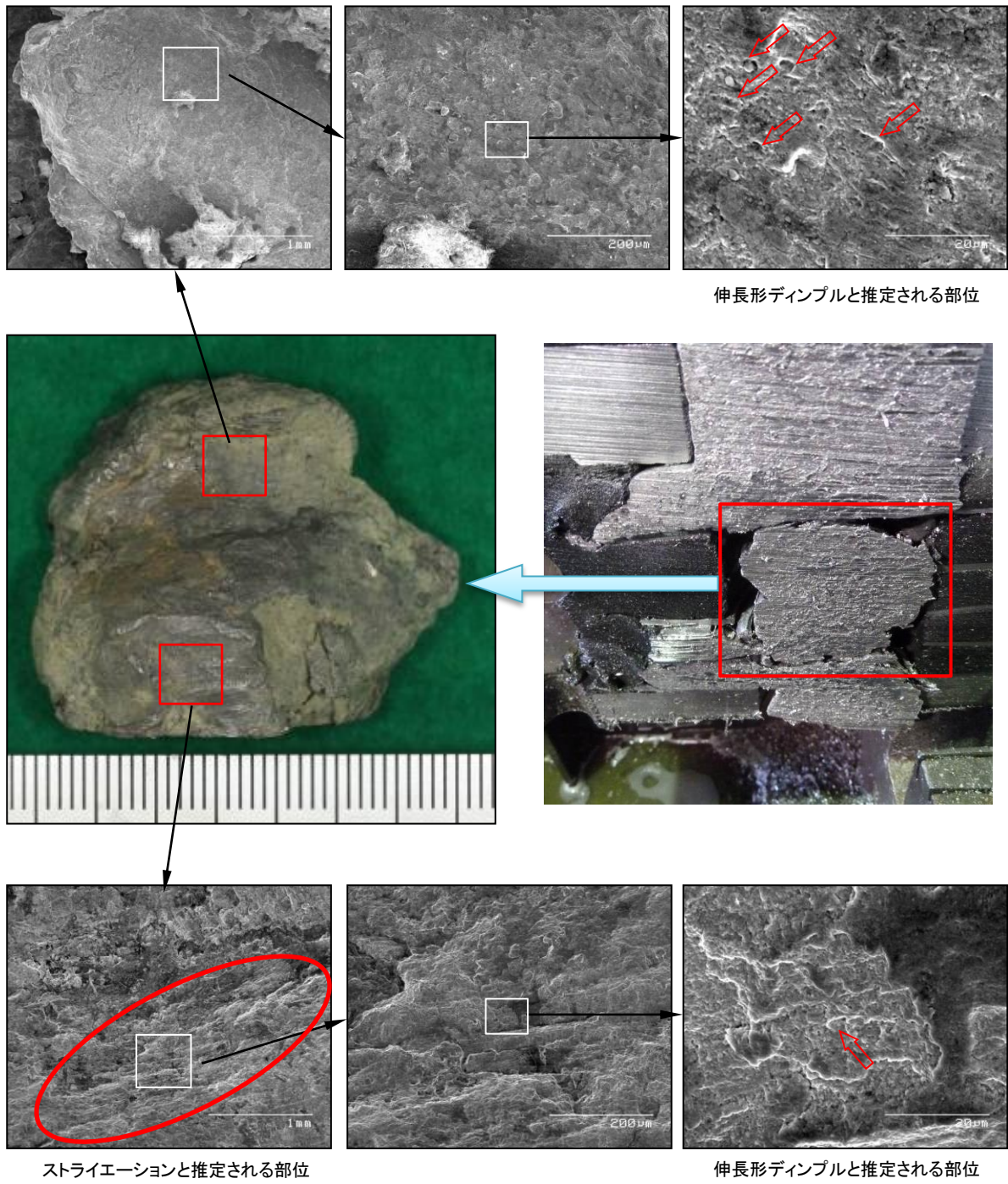


写真-4.2.2 鉛プラグ破断面の SEM 観察結果(劣化支承 L2 試験後)

なお、融点の 1/2 以上の加工温度で変形した場合、変形中および直後に再結晶が進行する。これを動的再結晶 (dynamic recrystallization) と呼び、加工後の静的な高温保持中に起こる静的再結晶 (static recrystallization) とは区別する。動的再結晶は加工中の再結晶であるため、生じた再結晶粒がすぐに塑性変形を受け、粒内に加工組織 (高い転位密度) を有することが特徴である[4-6]。これは塑性ひずみが解消しないことと同義である。鉛の融点は 600K (327°C) であるため、300K (27°C) 以上では動的再結晶が起こることになる。高山ら[4-7]によると、LRB 加振実験において鉛表面温度が最大 70°C 程度まで上昇したと報じており、また、Muramatsu *et al.* [4-8]は超緩速変形におけるひずみ保持引張試験を実施し、室温でも動的再結晶が起こることを示していることから、本研究で対象とした LRB においても動的再結晶が起きている部分もあると考えられる。

本研究では、結晶粒度を把握することを目的に、鉛プラグ切断面の結晶観察を行った。比較のために、前出の劣化損傷支承 (以下、「劣化支承」と呼ぶ。) および新規製作支承 (以下、「リファレンス支承」と呼ぶ。) に対してそれぞれ実施した。なお、劣化支承は L2 試験後、リファレンス支承は L1 試験後に供試体を取り出したものである。それぞれの観察結果を写真-4.2.3 および写真-4.2.4 に示す。

リファレンス支承の結晶粒度は上側鋼板に拘束されて変形の少ない部分では大きく (位置①)、破断面近傍などの変形が大きい部分では小さくなっている (位置⑤)。また破断部やプラグくびれ部 (位置④) では結晶粒子の折り込みが認められることから、せん断による塑性変形が繰り返された結果、再結晶が不十分もしくは動的再結晶が起こったことにより、ひずみが解消されていないことがうかがえる。これより塑性ひずみの蓄積された箇所からきれつが生じ、それが進展することで破断したものと推定される。

一方、劣化支承においては、リファレンス支承の位置①に見られる初期の状態はほぼ見られず、結晶粒度は非常に小さい。またプラグ外縁部や破断部は目視で粒径が確認できない状態である。これは鉛プラグ全体が 20 年近く常時変形を受けていたことと L2 試験による非常に大きな塑性変形を受けたことにより、結晶を流動させたものと考えられる。

両者を比較すると、リファレンス支承は L1 試験の大変形を経験しているにも関わらず破断部等を除き結晶流動は起こしていないが、劣化支承は全体的に流動が発生している。このことから、長期間の常時変形により結晶が流動し、十分に再結晶が進行せず粒度が小さい状態に留まるため、塑性ひずみが解消されずきれつが発生し、その進展により破断に至るものと推定される。

以上の観察結果をまとめると、LRB の常時変形において破断時期は不明であるが低サイクル疲労破壊が起きていること、かつ塑性ひずみが解消していないことが判明した。





写真-4.2.3 リファレンス支承 L1 試験後の結晶観察結果





写真-4.2.4 劣化支承 L2 試験後の結晶観察結果



### 4.2.3 鉛プラグ劣化メカニズム推定

写真-4.2.5 に示すように、橋軸方向断面の鉛プラグ（LL プラグ）と橋軸直角方向断面の鉛プラグ（TT プラグ）とでは、損傷状況が異なっている。これは、当該 LRB の構造や実橋における使用環境等から生じたものと考えられることから、両者それぞれに損傷（劣化）メカニズムの推定を行う。

#### (1) LL プラグ

LRB 切断面の鉛プラグの損傷状況（第2章第5節）では、LL プラグの多くは破断し、プラグ孔外へはらみ出しが発生していた。常時変形によって鉛プラグは鋼板のエッジと接触する部分に応力集中が生じ、連続的な変形中に起こる動的再結晶[4-6]によって、応力集中部のひずみが完全に解消されないと考えられる。このことは劣化支承の結晶粒度が非常に小さくなっていることから説明できる。残留ひずみが蓄積され、き裂発生レベルに至った箇所から初期欠陥が生じ、繰り返し常時変形によってそれが進展し、最終的に破断すると推定される。

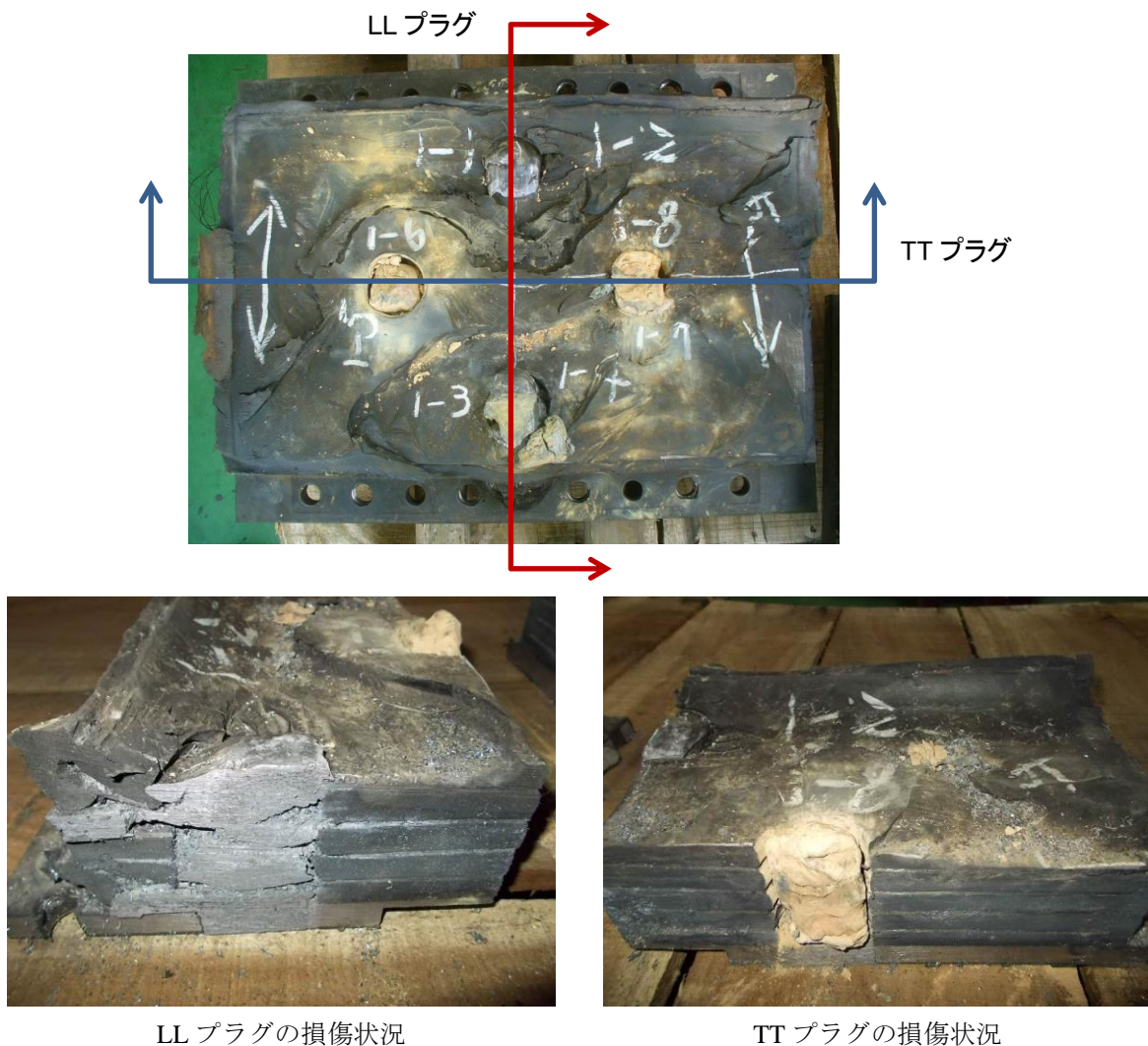


写真-4.2.5 鉛プラグの損傷状況

また、支承縁端からのかぶりが薄く相対的にプラグへの拘束圧が弱くなることから、LRBのせん断変形によって拘束力の小さい外側へ押し出される。その影響により内部鋼板の変形ならびにゴムの圧縮により、ゴム層と内部鋼板の接着層がはく離し、最終的にはそれが進展することで側面からの突出へと至るものと推察される。

なお、一部に黄土色の粉状物質である酸化鉛 ( $\text{PbO}$ ) が確認されているが、これは鉛プラグ突出に伴って生じた支承側面のゴム開口部より雨等の外的劣化因子が浸入したことによるものと考えられる。この劣化メカニズムについては後述する。

## (2) TT プラグ

このプラグの損傷の特徴は、ほとんどで酸化鉛 ( $\text{PbO}$ ) が検出されていることである。図-4.2.4に示すとおり、鉛プラグがソールプレートに覆蓋されていない構造となっている。これは、フランジ幅の狭い鋼板桁において鋼製支承からLRBへ取替えの際に、ソールプレートをフランジ幅に合わせたことによるものである。そのため、上載荷重が支承面および鉛プラグに対して不均一にかかることになり、ソールプレートとプラグ孔の隙間（開口部）から押し出されるように突出するものと推定される（写真-4.2.6）。

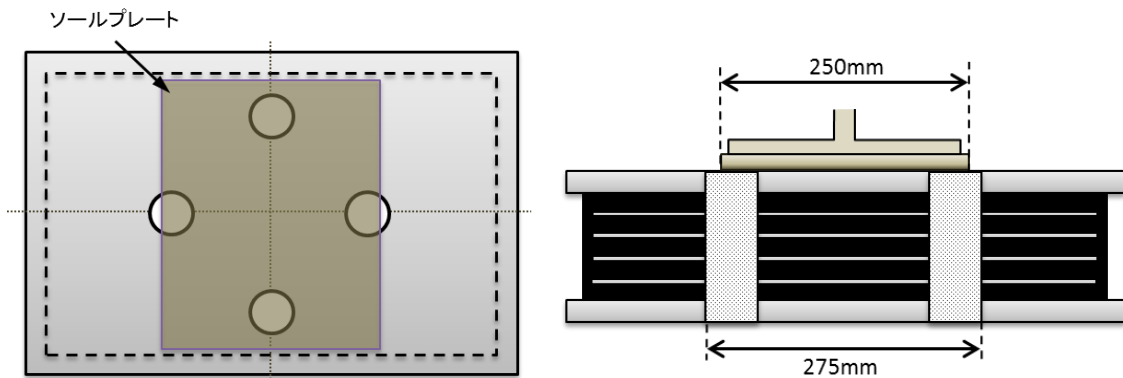
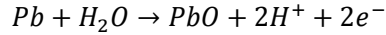


図-4.2.4 LRB 構造概略図



写真-4.2.6 プラグ孔隙間からの鉛プラグの突出

鉛プラグが突出したことから、鉛量は製造時より減少することになり、プラグ孔内に空隙が発生する場合がある。ここに水（雨水、ジョイント等からの漏水、空気中の湿気等）が入りこんだ場合、特に pH<5.1 の酸性の場合は腐食環境となり、酸化剤の存在によりまず PbO を形成する[4-9] ことが知られている。



酸性雨は、自動車や事業所等から排出されるガスに含まれる窒素酸化物（NOx）や硫黄酸化物（SOx）が水蒸気に溶け込んで雨となるものである。なお、架橋地点である大阪市域における酸性雨の pH は梅雨期で 4.48, 秋雨期で 4.57 と観測されている[4-10]。高架道路橋ではそれに加えて、路面に付着した自動車排出ガスに含まれる酸化物が降水にさらに溶け込むことが考えられ、伸縮装置等の損傷がある場合に漏水となって LRB へ影響を及ぼすことが想定される。

また、LL プラグと同様に、常時変形時の鋼板エッジ接触部における応力集中発生ならびに残留ひずみの蓄積により、初期きれつが発生する。鉛プラグは高純度の鉛地金から製作されるが、その時点で緻密な酸化膜が表面を覆う、いわゆる不動態となるため内部は保護されるが、前述のような欠陥が生じ、かつ腐食環境にある場合は上記の反応が起きることとなる。その後の繰返し変形によってきれつ進展が進むと、さらに酸化反応は進み、併せてきれつ面どうしが擦れることにより酸化鉛が微粉化されるものと推定される。

#### 4.2.4 結言

長期間供用した LRB の経年劣化損傷について、その発生メカニズムを追究するため、損傷鉛プラグの更なる詳細調査を実施した。得られた知見をまとめると、以下のとおりとなる。

- ① 鉛プラグの突出損傷は供用時の常時変形により生じたものと推定される。発生要因としては、ゴム層が厚いために鉛プラグの拘束が弱い部分が生じ、支承のせん断変形時に鉛内部で回転による引張を受けると考えられる。
- ② 断面観察の結果、破断した時期は不明だが、低サイクル疲労の影響が大きいことが判明した。また、結晶粒度が小さいことから再結晶によるひずみ解消が完全ではなく、繰返し変形で塑性ひずみが蓄積された部分が損傷（きれつ発生から破断）したと推定される。
- ③ 鉛プラグの劣化メカニズムは、常時変形時において鉛プラグ表面の応力集中部でのひずみにより発生する欠陥（きれつ）が発端となる可能性が高い。また酸化鉛（PbO）は外部からの水の影響により生成したものであり、きれつの進展と相まって進行、粉体化するものである。

### 4.3 挙動解析による損傷メカニズム検証

#### 4.3.1 緒言

前節における劣化メカニズム推定より、供用時の常時変形により応力集中が起こり、繰り返しによって残留ひずみの累積により初期きれつが発生し、その進展により破断へ至ることが推定された。そこで、常時変形時の LRB の挙動解析を行うことにより、鉛プラグにどの程度のひずみが発生しているかを把握するとともに損傷メカニズムを検証する。

#### 4.3.2 解析モデル

汎用解析コード ABAQUS(Ver.6.12)を用い、鉛プラグのひずみに着目した LRB の弾塑性静的解析を行う。解析モデルは図-4.3.1 に示すように中央部 1/4 を解析範囲とし、端部鉛プラグは中央の鉛の変形挙動に大きな影響を与えないと考えられるため、解析速度向上のためモデル化を省略している。なお、矢視 A は鉛プラグの支承境界面における変形およびひずみ状態を見る方向として設定した。

拘束、接触条件を次のとおり設定した。なお、接触部の摩擦係数は 0.8 とした。

- 拘束条件・・・下面拘束
- 接触条件・・・鉛プラグーゴム層間、鉛プラグー各鋼板間
- 接触条件を設定した部分以外は固着とした



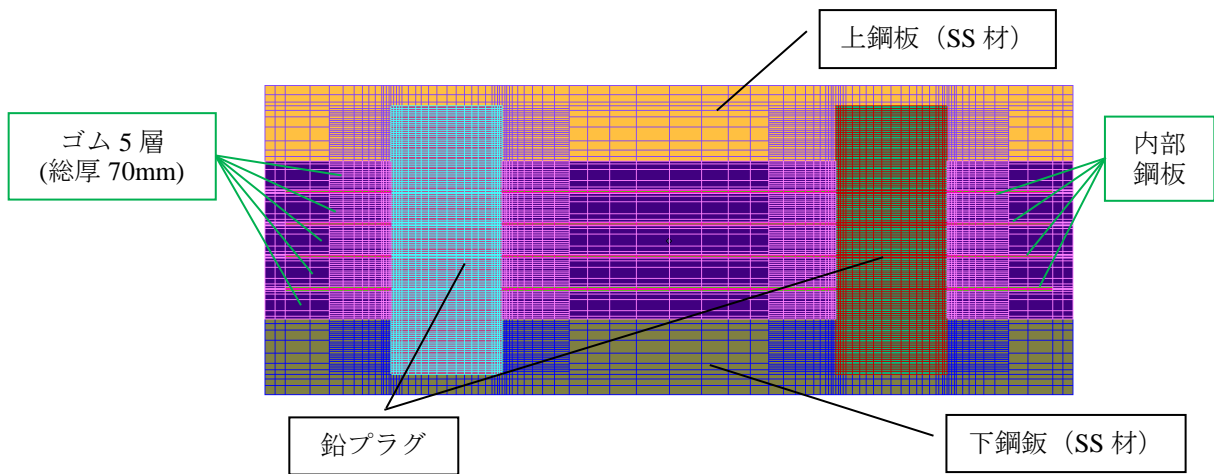
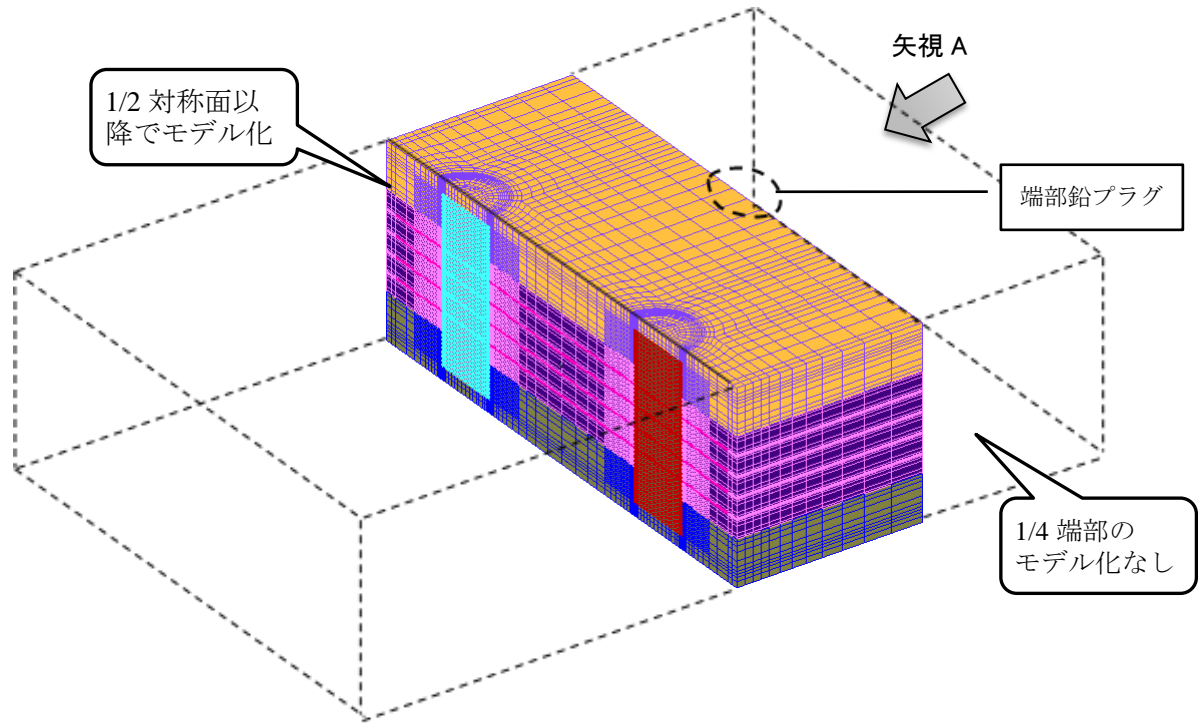


図-4.3.1 解析モデル

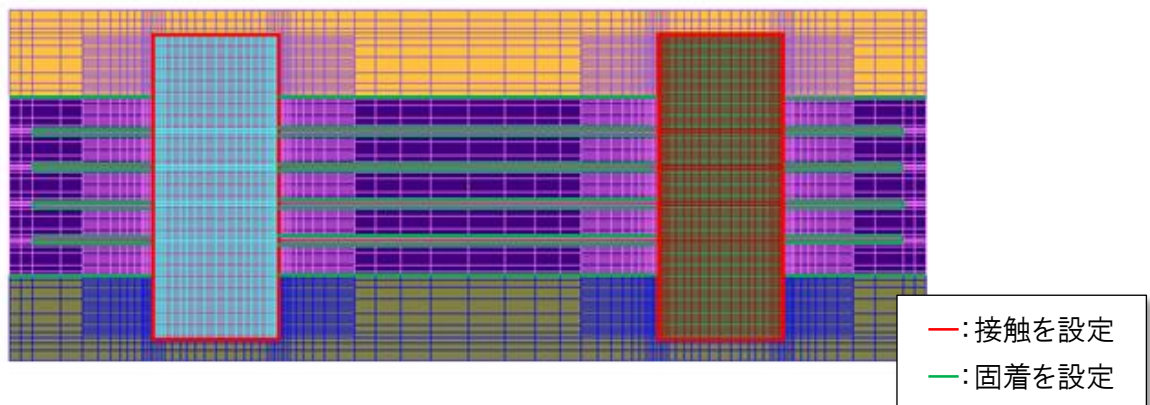


図-4.3.2 接触条件

### 4.3.3 材料物性値の設定

#### (1) 鉛

弾性域においては、松田ら[4-9]の試験結果を引用し表-4.3.1 に示す物性値を用いた。一方、鉛はひずみ速度依存性の非常に大きい材料であり、塑性域における構成モデルが一義的に示されていないことから、本研究において引張試験を行い、応力-ひずみ関係を求めた。試験片は図-4.3.3 に示す形状を作成し、ひずみ速度は 1%/sec , 0.1%/sec , 0.01%/sec の 3 水準とする引張試験を各 3 試験片ずつ実施した。ここでの試験温度は 22~23°C の室温である。得られた公称ひずみから対数ひずみ（真ひずみ）を算出しており、真応力-真ひずみ関係を図-4.3.4 に示す。ひずみ速度 0.01%/sec においてノイズのような現象が発生しているのは、長時間の試験のため外部からの振動を受けた影響であるが、引張強さには振動の影響は少ないと考えられる。

これらの結果については松田ら[4-11]や Hotta *et al.*[4-12]の試験結果と比較したところ(図-4.3.5)、速度が遅くなると引張強さは小さくなることや、引張強さが発生している時のひずみも小さくなっていることなど、同様の傾向であることを確認している。よって、本研究では、0.01%/sec の試験結果を用いて、図-4.3.6 に示すようにトリリニアモデルとし、最大応力以降の 3 次勾配は解析の収束性のため 2 次勾配の 1/10 と設定した。硬化則は等方硬化則を用いた。なお、前節にて、破断面およびプラグくびれ部では結晶粒度が小さい状態が観察されており、塑性ひずみが残留している可能性が高いことから、再結晶によるひずみ解消速度は常時変形による鉛プラグ内の塑性ひずみ増加速度を下回ると考え、本解析では再結晶による影響は小さいものとしている。

#### (2) ゴムおよび鋼板

鋼板は弾性域において JIS に規定される物性値を用いた（表-4.3.1）。塑性域では SS 材の JIS 下限値（降伏点 245N/mm<sup>2</sup>、引張強さ 400N/mm<sup>2</sup>、伸び 21%）から算出した対数ひずみ（真ひずみ）モデルとし、図-4.3.7 に示す構成モデルを設定、硬化則は移動硬化則を用いた。

ゴムは超弾性材料とし、材料試験における引張試験結果（図-4.3.8）を基に Ogden モデル[4-13]を用いて設定した。

表-4.3.1 鋼板および鉛プラグの物性値(弾性域)

	ヤング率(MPa)	ポアソン比
鋼板	2.06E+05	0.30
鉛プラグ	1.60E+04	0.41

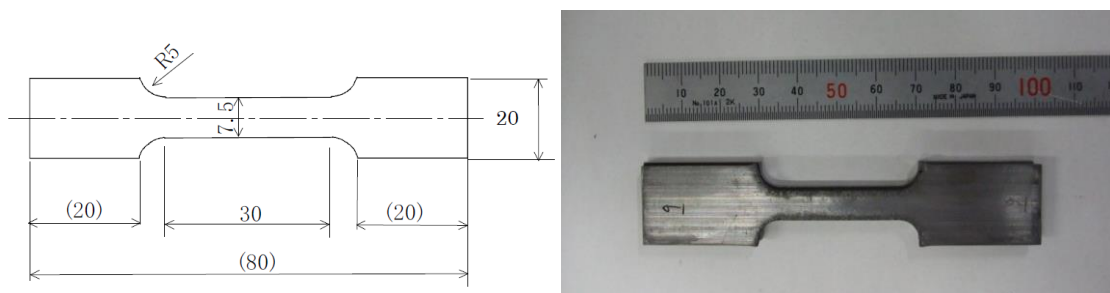


図-4.3.3 鉛の引張試験片形状

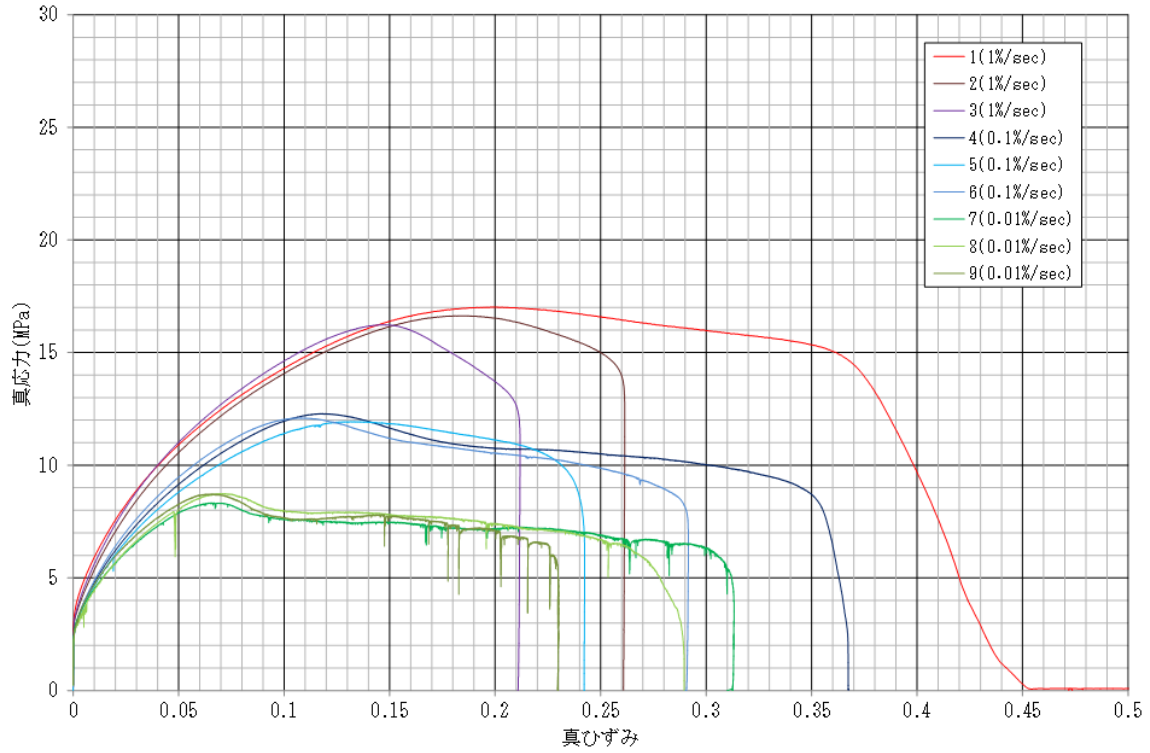


図-4.3.4 鉛の引張試験より得られた真応力-真ひずみ線図

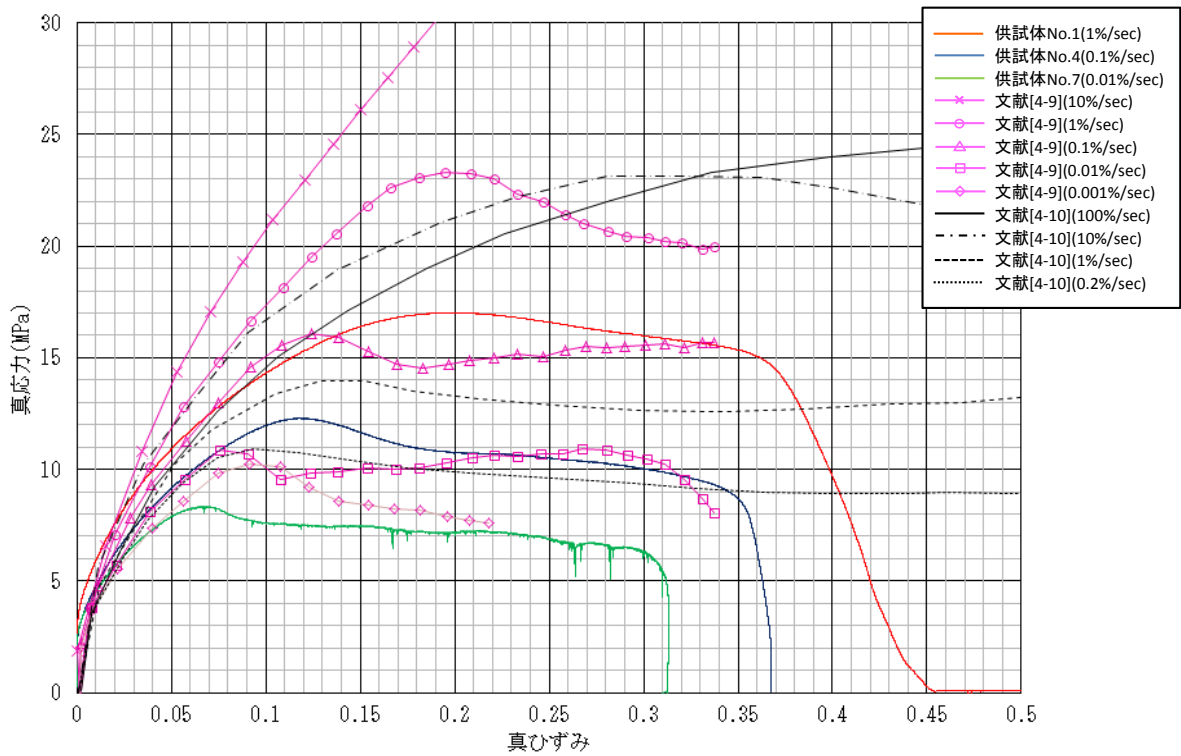


図-4.3.5 真応力-真ひずみ線図の比較

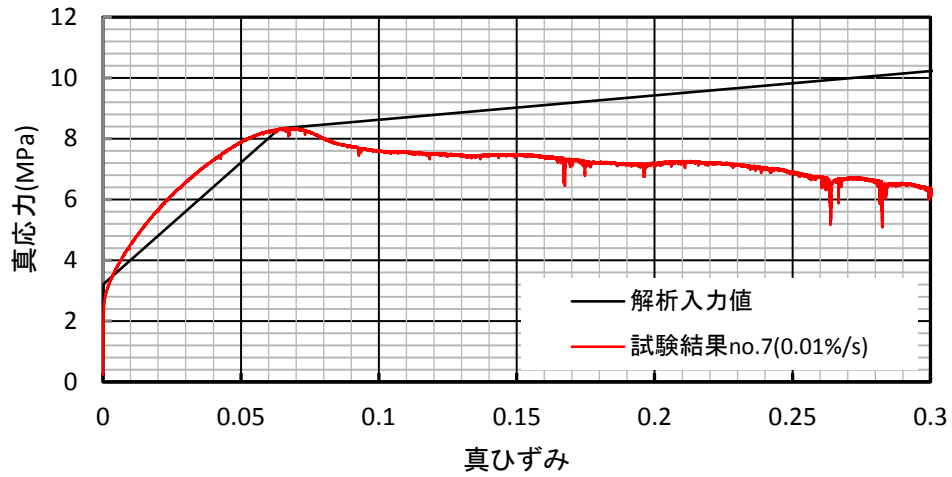


図-4.3.6 鉛の解析入力値(構成モデル)の設定

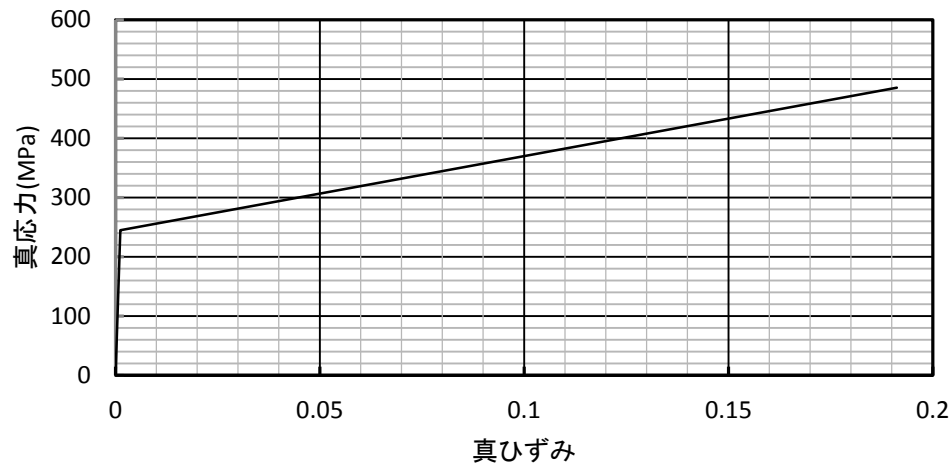


図-4.3.7 鋼板の真応力-真ひずみ線図

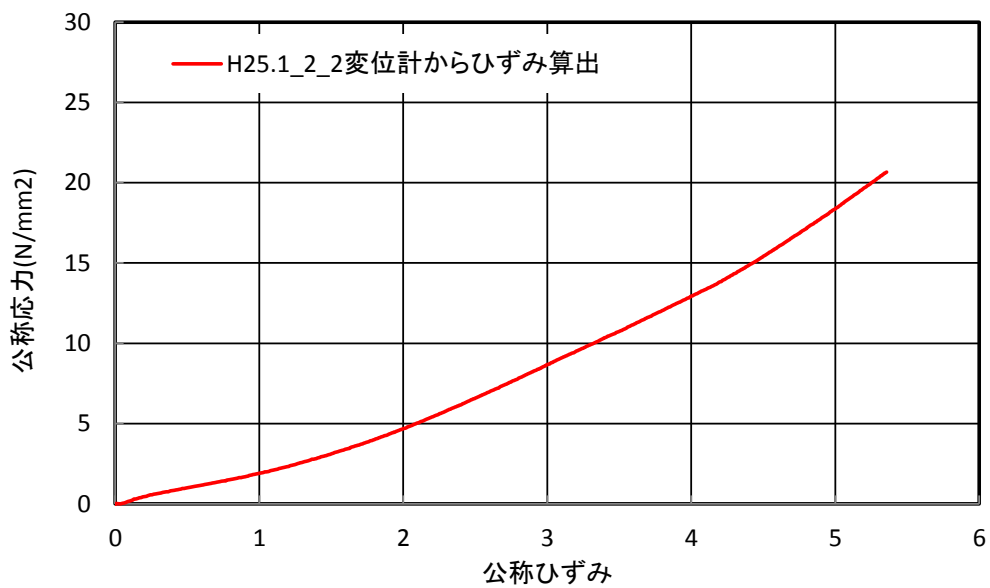


図-4.3.8 ゴムの公称応力-公称ひずみ線図

## 4.3.4 解析手順

下記および図-4.3.9 に示すステップにより LRB の常時変形挙動解析を行った。

**STEP 1：鉛プラグの挿入**

ゴム支承に鉛プラグを挿入した状態を考慮し、鉛プラグの体積が 2%膨張するように温度荷重を設定し、鉛挿入時の初期応力を負荷する。ここで、鉛プラグの体積膨張を付加しているのは、実際の製造過程においてプラグ孔容積よりやや多い鉛を圧入していることを再現するためで、メーカーヒアリングよりその増分を 2%と設定したものである。

**STEP 2：死荷重載荷**

モデルに死荷重（支承反力 48.3t）相当の面圧 2.49MPa を載荷する。

**STEP 3：橋軸方向への負荷（常時変形）**

橋軸方向への負荷として、供用時の常時変形を想定した解析を行う。解析条件は第3章における力学試験と同条件として、ゴム厚さの 70%（49mm）を変位量として橋軸方向に負荷し、発生する応力（ひずみ）を求める。なお、本解析は下側も剛体でモデル化しているため、上下各々逆相で 24.5mm を負荷する。

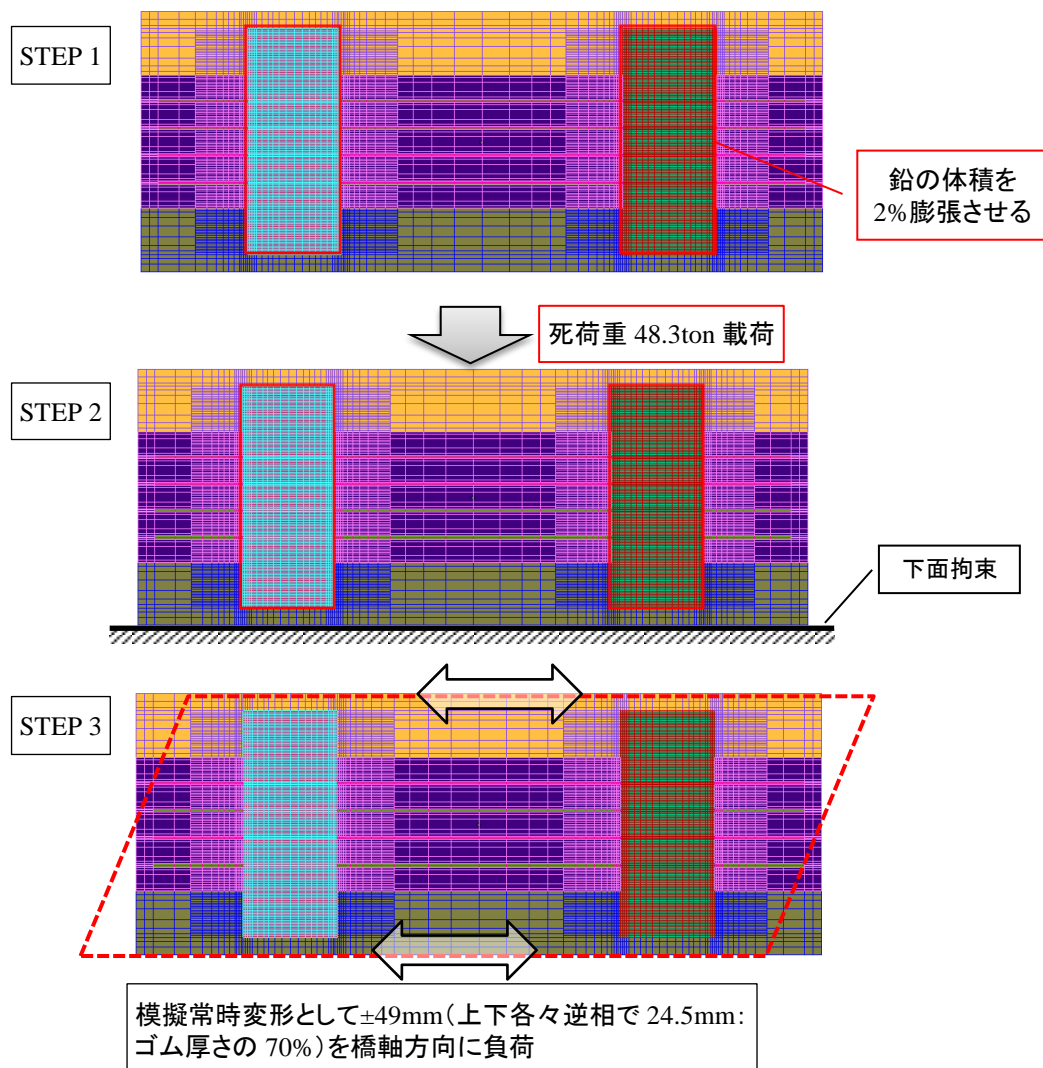


図-4.3.9 鉛の解析入力値(構成モデル)の設定



### 4.3.5 解析結果

本解析条件では、1 往復目-X 方向 49mm 負荷（以下、「3/4 往復目」と呼ぶ。）の次ステップにて発散し終了した。したがって、本解析結果は 3/4 往復目までの結果について述べる。なお、ひずみは破断に寄与すると考えられる引張側について考察する。

#### (1) 载荷前状態

初期状態から STEP 1, STEP 2 の変形挙動および Z 方向（鉛プラグの鉛直方向）の全ひずみコンター図を図-4.3.10 に示す。STEP 1 では、図-4.3.10 (b)より鉛プラグに大きな変形は発生しないことがわかった。STEP 2 に進むと、鉛プラグのゴムと接している部分にわずかながらはらみ出しが発生した（図-4.3.10 (c)参照）。なお、Z 方向の全ひずみは STEP 1 で最大 0.055, STEP 2 で 0.078 生じている。これはゴムの物性が鋼板および鉛に比べて非常に柔らかく、鋼板とゴムとの境界部において鉛プラグの拘束圧が急激に変化しているためであると考えられる。

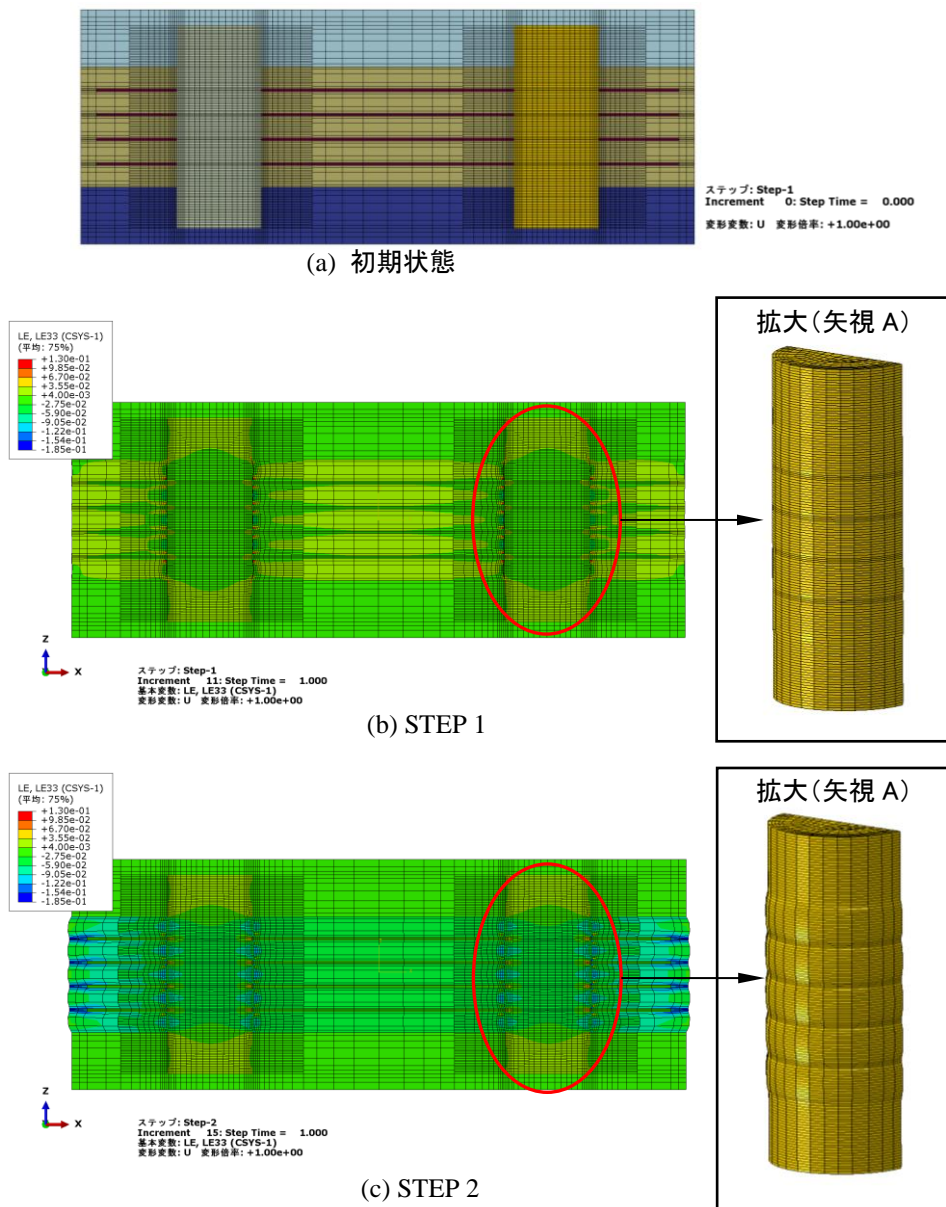


図-4.3.10 初期状態から STEP1, 2 の変形挙動および Z 方向全ひずみコンター図

## (2) 载荷状態

本解析の橋軸方向変位負荷 (STEP 3) 時での 3/4 往復目における LRB モデル変形図を図-4.3.11 に示す。これと図-4.3.10 (c)とを比較すると、鉛プラグはゴム部へのはらみ出しが進んでいることが確認される。また、剛体 (上下鋼板および内部鋼板) とゴムとの境界部に接触する鉛プラグは応力集中が発生している可能性が高いことがうかがえる。

STEP 3 時における内部鋼板の変形挙動を図-4.3.12 に示す。1 往復目+X 方向 49mm 負荷時 (以下、「1/4 往復目」と呼ぶ。) および 3/4 往復目の鋼板の変形は、鉛プラグとの接触部分だけに曲げ変形が発生している以外は大きな変形は発生しなかった。なお、写真-2.5.4 に示す常時試験後の LRB 切断面においては、鋼板の変形はほとんど確認されていないことから、実現象を概ね再現できていると言える。

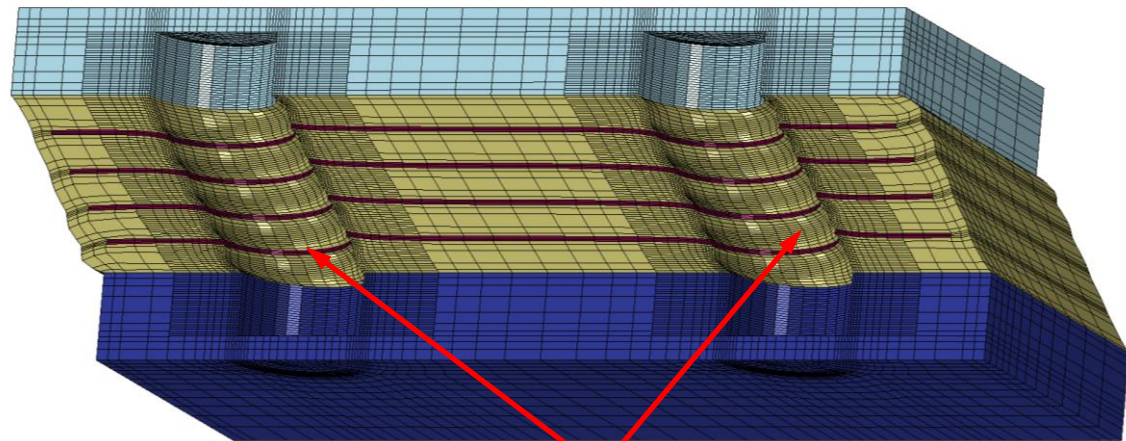
鉛プラグの塑性ひずみコンター図について、STEP 3 時の 1/4 往復目を図-4.3.13 に、3/4 往復目を図-4.3.14 に示す。これは Mises 降伏条件における相当塑性ひずみ値を表したものである。いずれの結果においても、上下鋼板および内部鋼板のエッジと接触している部分に大きな塑性ひずみが発生していることが確認された。これは鋼板とゴムとの剛度の差が非常に大きいため、境界部の応力集中により生じるものと考えると理解がしやすい。

一方、鉛が鋼板で拘束されることにより、その上下で引張および圧縮場が生じている。引張場となっている鉛要素の相当塑性ひずみの最大値は、図-4.3.13 では 0.75、図-4.3.14 では 1.22 となっている。参考ながら、本解析で用いた鉛物性値のベースとなっているひずみ速度 0.01%/sec の引張試験では、真ひずみにおいておよそ 0.23~0.31 で破断に至っている (図-4.3.4 参照)。本解析と引張試験では条件が異なるため単純な比較はできないものの、破断に至るひずみレベルに達している可能性はあると推察される。

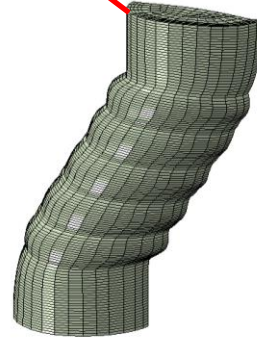
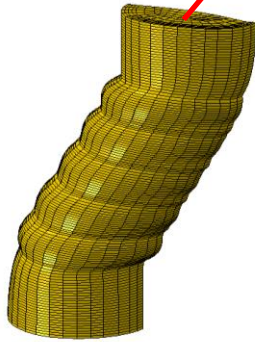
このことより、鉛は鋼板エッジとの接触位置において早いサイクルできれつが発生する可能性があると考えられる。常時変形の繰り返しごとに同一位置に引張場が生じることとなれば、きれつが進展し破断へ至ることが想定される。第2章第5節にて観察した鉛プラグ破断位置は鋼板の近傍が多いことから、実現象とよく一致していると言える。

本解析により得られた荷重-変位曲線を図-4.3.15 に示す。常時試験の履歴曲線と比較すると、解析ではやや荷重が大きく出ており、履歴ループも膨らんでいるが、これは解析の収束性のため鉛の物性値のうち最大応力以降の3次勾配は2次勾配の1/10と設定した影響によるものと考えられる。一方、剛性はおおよそ同じ傾向を示しており、解析の再現性は悪くないと言える。



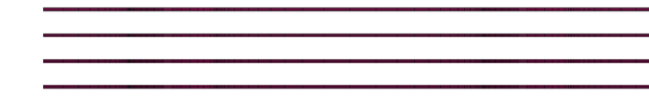


ステップ: Step-5  
Increment 59: Step Time = 1.000  
変形変数: U 変形倍率: +1.00e+00



ステップ: Step-5  
Increment 59: Step Time = 1.000  
変形変数: U 変形倍率: +1.00e+00

図-4.3.11 解析最終ステップにおけるLRBの変形状態




 ステップ: Step-1  
 Increment 0: Step Time = 0.000  
 変形変数: U 変形倍率: +1.00e+00

(a) 橋軸方向変位負荷前



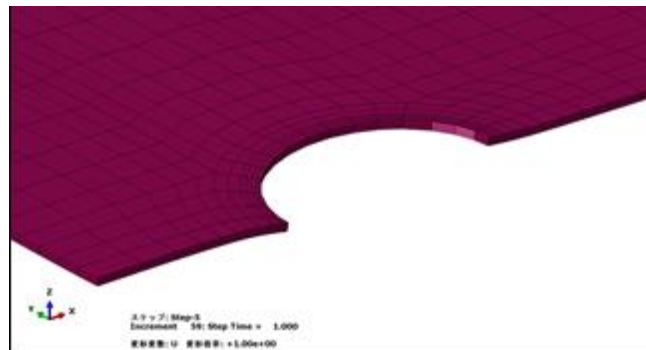

 ステップ: Step-3  
 Increment 73: Step Time = 1.000  
 変形変数: U 変形倍率: +1.00e+00

(b) 1/4 往復目負荷




 ステップ: Step-5  
 Increment 59: Step Time = 1.000  
 変形変数: U 変形倍率: +1.00e+00

(c) 3/4 往復目負荷



(d) (c)における鉛プラグ孔付近鋼板変形状況

図-4.3.12 橋軸方向変位負荷(STEP3)時の鋼板の変形挙動

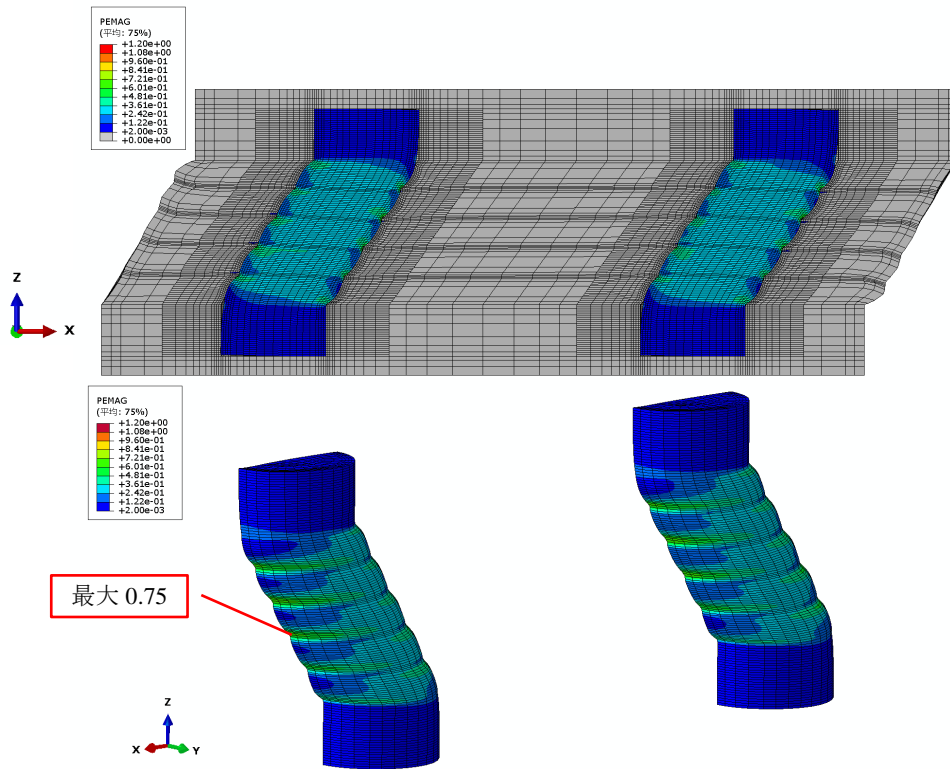


図-4.3.13 1/4 往復目における相当塑性ひずみコンター図(上: 支承断面, 下: 鉛プラグ矢視 A)

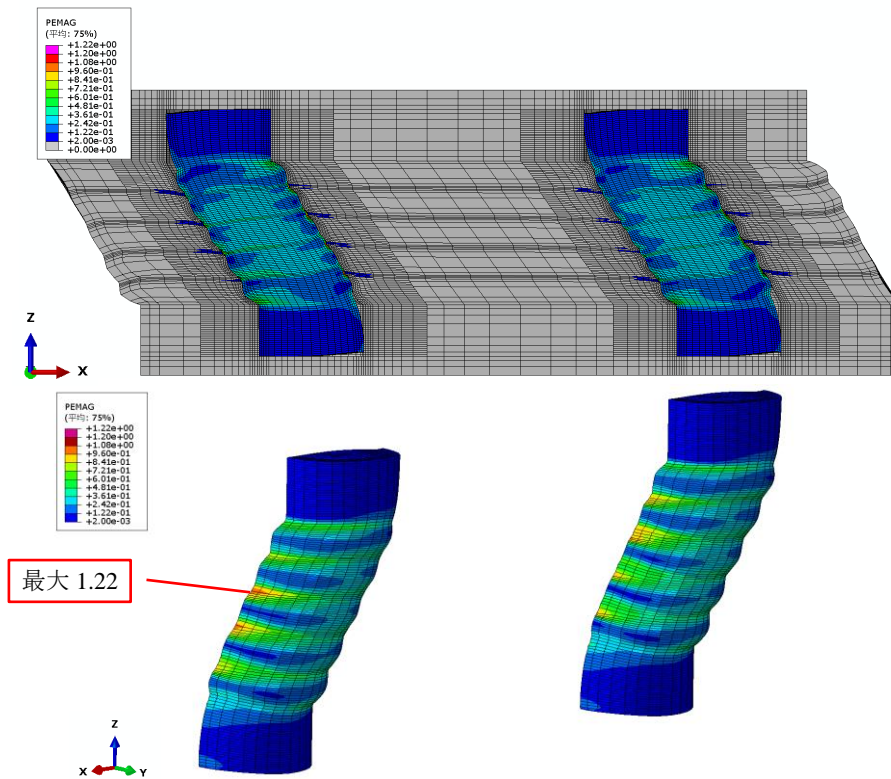


図-4.3.14 3/4 往復目における相当塑性ひずみコンター図(上: 支承断面, 下: 鉛プラグ矢視 A)

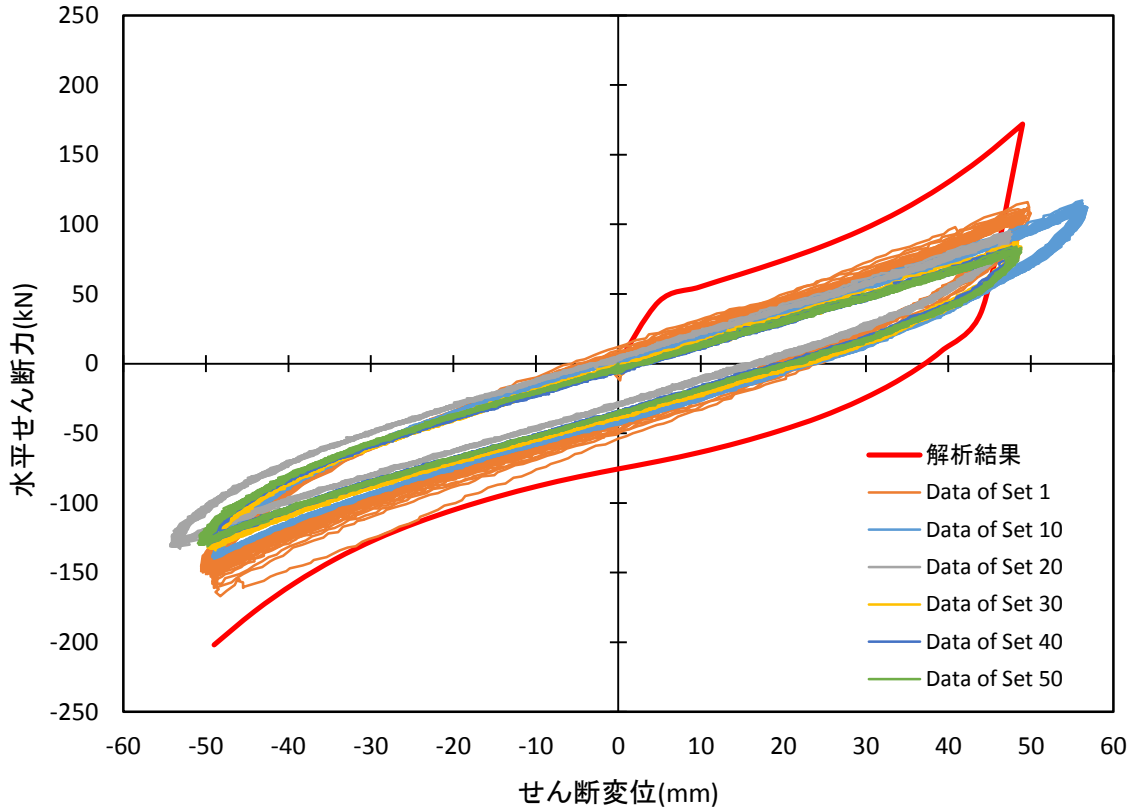


図-4.3.15 荷重－変位曲線

#### 4.3.6 結言

LRBの劣化損傷メカニズムを検証するため、LRB緩速変形時における鉛プラグのひずみ状態のシミュレーションを行った。得られた知見は下記のようにまとめられる。

- ① 载荷前の鉛プラグ状態は、LRBモデルに面圧を負荷した段階においてゴム層へのはらみ出しがわずかながら発生している。これはゴムの物性が鋼板に比べて非常に軟らかく、载荷により鉛プラグが拘束圧の低いゴム層へ流動していることが考えられる。
- ② 鉛の速度依存性を考慮した挙動解析では、鉛プラグに高い塑性ひずみが生じている。特に上下鋼板および内部鋼板のエッジと接触している要素で大きい。これは鋼板とゴムとの剛度の差が非常に大きい。境界部の応力集中によるものと考えられる。また、その箇所は力学試験後に確認された破断箇所とよく一致しており、実現象を再現できていると言える。
- ③ 鉛プラグには引張および圧縮が生じており、Mises降伏条件における相当塑性ひずみの引張側最大値は1.22となっており、解析で用いる鉛物性値を得るための引張試験の破断ひずみ（真ひずみで0.23～0.31）を考慮すると、常時変形において破断に至るひずみレベルへ達している可能性がある。

## 4.4 まとめ

第4章「鉛プラグの常時変形による経年劣化メカニズム」では、LRBの長期間供用に伴う鉛プラグの劣化メカニズムに関して常時変形に着目した検討を行い、鉛プラグの詳細調査、数値挙動解析による損傷メカニズム検証および鉛プラグの低サイクル疲労特性評価を行った。

鉛プラグの劣化メカニズム推定にて得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 鉛プラグの突出損傷は供用時の常時変形により生じたものと推定される。発生要因としては、ゴム層が厚いために鉛プラグの拘束が弱い部分が生じ、支承のせん断変形時に鉛内部で回転による引張を受けると考えられる。
- (2) 断面観察の結果、破断した時期は不明だが、低サイクル疲労の影響が大きいことが判明した。結晶粒度が小さいことから再結晶によるひずみ解消が完全ではなく、繰り返し変形で塑性ひずみが蓄積された部分が損傷（きれつ発生から破断）したと推定される。
- (3) 鉛プラグの劣化メカニズムは、常時変形時において鉛プラグ表面の応力集中部でのひずみにより発生する欠陥（きれつ）が発端となる可能性が高い。また酸化鉛（ $PbO$ ）は外部からの水の影響によるものであり、きれつの進展と相まって進行、粉体化するものである。

LRB 挙動解析による損傷メカニズム検証にて得られた知見は以下のとおりである。

- (4) 載荷前の鉛プラグ状態は、LRB モデルに面圧を負荷した段階においてゴム層へのはらみ出しがわずかながら発生している。これはゴムの物性が鋼板に比べて非常に軟らかく、載荷により鉛プラグが拘束圧の低いゴム層へ流動していることが考えられる。
- (5) 鉛の速度依存性を考慮した挙動解析では、鉛プラグに高い塑性ひずみが生じている。特に上下鋼板および内部鋼板のエッジと接触している要素で大きい。これは鋼板とゴムとの剛度の差が非常に大きいため、境界部の応力集中によるものと考えられる。また、その箇所は力学試験後に確認された破断箇所とよく一致しており、実現象との整合性が高いと言える。
- (6) 鉛プラグには引張および圧縮が生じており、Mises 降伏条件における相当塑性ひずみの引張側最大値は 1.22 となっており、解析で用いる鉛物性値を得るための引張試験の破断ひずみ（真ひずみで 0.23~0.31）を考慮すると、常時変形において破断に至るひずみレベルへ達している可能性がある。

## 第4章 参考文献

- [4-1] (社)日本材料学会：疲労設計便覧，1995.
- [4-2] R.I. スキナー，W.H. ロビンソン，G.H. マックベリー著，川島一彦，北川良和監訳：免震設計入門，鹿島出版社，1996.
- [4-3] 古林英一：再結晶と材料組織，2000.
- [4-4] 山口喬久：制震ダンパ用鉛の再結晶特性に関する研究，東京大学工学部卒業論文，2000.
- [4-4] 小山信次：純鉄の再結晶現象に及ぼす塑性ひずみの影響，[http://ms-laboratory.jp/pdf/recrystal/re\\_cry.htm](http://ms-laboratory.jp/pdf/recrystal/re_cry.htm)，(参照 2014/04/10)
- [4-6] 牧 正志，田村今男：動的再結晶の組織的特徴および静的再結晶との比較，鉄と鋼，Vol.70，No.15，pp.2073-2080，1984.
- [4-7] 高山峯夫，森田慶子：鉛プラグ型積層ゴムの圧縮面圧下における限界変形能力，日本建築学会技術報告集 第16号，pp.57-62，2002.
- [4-8] Muramatsu, M., Koyama, M. and Watanabe, I.: Tensile Testing with Cyclic Strain Holding to Analyze Dynamic Recrystallization of Pure Lead, *Advances in Materials Science and Engineering*, Vol.2014, Article ID 498674, 2014.
- [4-9] 日本鋳業協会 鉛亜鉛需要開発センター：鉛ハンドブック（改訂版），pp.108-140，2014.
- [4-10] 大阪府環境農林水産部：大阪府環境白書 2015年版，2015.10
- [4-11] 松田昭博，De Borst, R.：免震・制振デバイスに用いられる鉛材料を対象とした熱動力学的な有限要素解析，電力中央研究所報告，N04040，2006.
- [4-12] Hotta, S., Matsumoto, K., Murakami, T., Narushima, T. and Ouchi, C.: Dynamic and Static Restraint Behaviors of Pure Lead Tin in the Ambient Temperature Range, *Material Transactions*, Vol.48, No.10, pp.2665-2678, 2007.
- [4-13] Ogden, R.W. : Large deformation isotropic elasticity, on the correlations of the theory and experiment for compressible rubber-like solids, the Royal Society of London, A-326, pp.565-583, 1972.

## 第5章 地震リスクを考慮した耐震性能評価および維持管理

### 5.1 概説

地震力分散設計や免震設計等により積層ゴム支承の採用が進み、耐震性の向上が図られてきたが、2011年東北地方太平洋沖地震において地震によるゴム支承の破断が初めて確認された。破断の生じた原因としてゴム支承の経年劣化が可能性の一つとして挙げられている[5-1]。また、兵庫県南部地震以前から供用しており、かつ経年劣化損傷のあるゴム支承（リング沓）の残存機能を調べたところ、終局耐力の著しい低下が確認されている[5-2]。このように道路橋に用いられるゴム支承の長期間供用に対する経年劣化への対応は、維持管理における重要な課題として位置付けられるものと考えられる。

一方、ゴム支承の維持管理において、部分的な損傷補修は行われることがあるものの、基本的には取替え以外の補修方法が確立されていない。加えて、経年劣化LRBやそれを含む橋梁において今後起こりうる地震に対するリスクやコストの評価はされておらず、適切な維持管理戦略が策定されているとは言い難い。

こうした背景を踏まえ、本章では高架道路橋を対象とした、地震発生確率を考慮したリスク評価ならびに維持管理目標の提案を行うものである。5.2節では劣化LRBを有する道路橋システムの耐震性能を包括的に評価することを目的とした漸増動的解析（IDA：Incremental Dynamic Analysis）を行い、そこで得られた結果を基に地震動強さと構造物の破壊確率との関係を示すフラジリティ特性を示す。5.3節では架橋地点における発生確率を考慮した地震動によるリスク評価を実施し、維持管理シナリオごとのLRBのライフサイクルコストを試算するとともに、維持管理シナリオの最適化について検討する。5.4節では本研究にて得られた知見を総合して、道路橋で用いられた経年劣化LRBの耐用年数の算定を行う。併せて供用中LRBの維持管理目標の提案を行う。

### 5.2 多数地震動入力による耐震性能影響検討

#### 5.2.1 緒言

構造物の地震時の損傷確率を解析するための有効な手法として、漸増動的解析（IDA）が知られている[5-3]。これは基準となる入力地震波に振幅倍率（Scale Factor）を乗じることで強度を調整した入力を用いて、入力地震波の振幅を徐々に増加させながら非線形時刻歴動的解析を繰り返し行った結果に基づき、構造物の耐震性能を評価する手法である。各々の振幅倍率と、対応する最大応答値の関係をまとめることで得られるIDA曲線を基に構造物の耐震性能を検討する。

既往の研究において、Vamvatsikos *et al.*[5-3]はIDAを鋼剛接骨組みに適用し、大地震に対する構造物全体系の終局耐力を評価した。また、中澤ら[5-4]は多数の実地震動記録を用いて確率論的に免震建築物の耐震安全性を評価した。米国ではIDAによる剛接骨組みの終局耐力算出法がFEMA350に示されており[5-5]、実設計にもIDAが普及しつつある。このようにIDAは大地震に対する構造物の終局耐力を評価するために建築分野を中心に適用されている。



一方、橋梁を対象とした検討としては、Marder *et al.*[5-6]が高速道路のRC橋脚にIDAを適用し、地震の発生確率と構造物の損傷度を関連付けることでリスクアセスメントを行っている。またFilipov *et al.*[5-7]はイリノイ州の準免震橋（支承がヒューズ機能を有する橋梁）を対象として構造形式をパラメトリックに変化させてIDAによる耐震性を評価した。谷口ら[5-8]は既設長大橋にIDAを適用し、橋梁構成要素の損傷順序を明らかにするとともに、補強設計への適用例を示している。

以上の既往の研究に見られるように、IDAは大地震に対する構造物全体系の耐震安全性評価と、リスクアセスメントの2つの側面を有している。本研究では、劣化LRBを有する道路橋全体系モデルを用い、多くの地震動を入力としたIDAを実施し、経年劣化の構造物の耐震性能への影響を定量的に評価する。併せて、IDAにより得られた結果を用いて、地震動強さと構造物の破壊確率との関係を示すフラジリティ特性を示す。

## 5.2.2 漸増動的解析(IDA)による耐震性能評価

### (1) 解析方法

解析モデルは第3章にて作成した2質点系モデルを用いる。LRBについても同様に経年劣化モデル（以下、「劣化LRBモデル」と言う。）および新規製作品モデル（同「リファレンスLRBモデル」）の2ケースを設定した。

本研究におけるIDAの手順は次のとおりである。

- ① 対象構造物に応じて地震波を選択する。
- ② 選択した地震波を式(5.1)のように振幅倍率を乗じて、線形に振幅調整する。

$$a_{SF} = \lambda \cdot a \quad (5.1)$$

ここに、

- $a_{SF}$  : それぞれの振幅倍率に対する入力波
- $a$  : 選択された地震波
- $\lambda$  : 振幅倍率

- ③ 振幅倍率の小さい入力波から順次入力して非線形時刻歴動的応答解析を行い、各々の振幅倍率の値に対応する最大応答値を求める。
- ④ 横軸に着目する最大応答値を表す指標、縦軸に振幅倍率を乗じた地震動強さとしたグラフを描き、IDA曲線を得る。
- ⑤ 構造物の終局状態（破壊）を設定し、その状態へ到達するまで入力地震動の漸増を行う。

### (2) 入力地震波の選定

IDAでは多様な地震動を対象とした確率論的評価を行うために、可能な限り多数の地震波が必要である。本研究では構造物の損傷に着目していることから、①PGVが50kine以上、②マグニチュード6以上の地震による地震動でPGAが300gal以上かつ計測震度4以上、の2条件のいずれかを満たす地震動記録をサンプルとして収集した。防災科学技術研究所強震観測網（K-net,

KiK-net), 気象庁強震観測 (JMA), PEER Ground Motion Database の公開データより収集した地震動観測記録の中から PGV の大きな順に 100 記録を選出した。同一の地震イベントからは観測記録は 1 サンプルのみ利用することで、地震動特性の多様性を確保している。

IDA 解析に用いる入力地震動の組を作成するため、選択した入力波を振幅倍率で定数倍して振幅を漸増させ、構造物の非線形時刻歴応答解析を行う。構造物が破壊と判定されるまで入力振幅の漸増を行った。ここで、構造物の破壊とは、以下のいずれかの条件を満たすことと定義した。

- ①ゴム支承の応答ひずみが終局ひずみ (劣化 274%, リファレンス 329%) に達する
- ②橋脚の応答塑性率が終局限界の靱性率 $\mu_u=11.6$ に達する

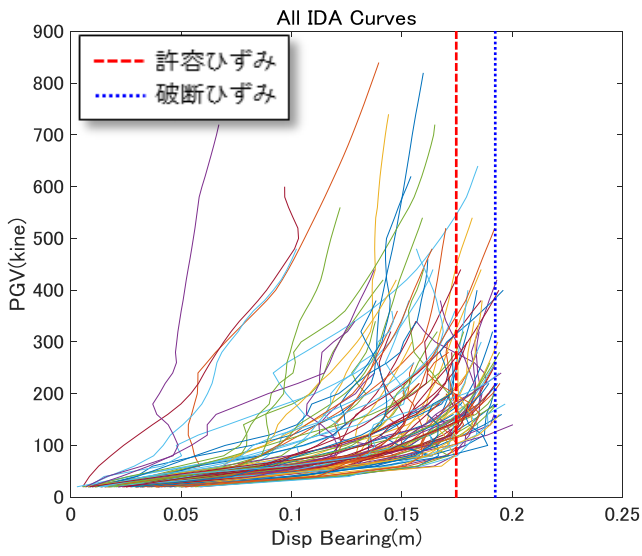
### (3) 解析結果

縦軸を漸増入力地震動の PGV, 横軸を変形量として表示した IDA 曲線を求めることで、変形が限界値を超える PGV を評価することができる。

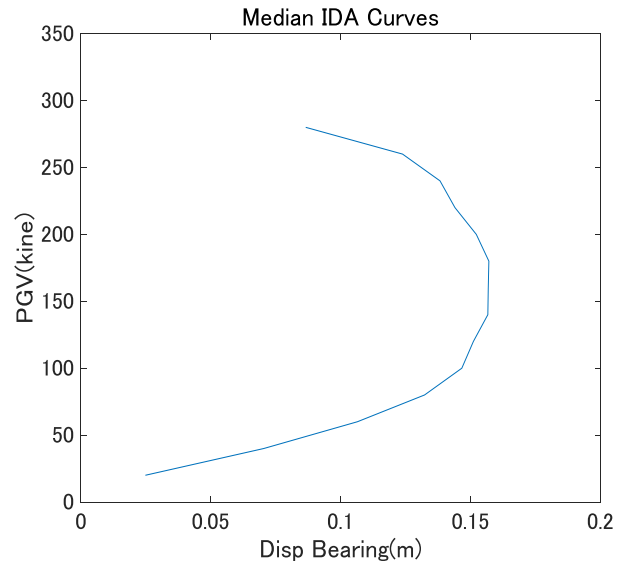
地震動観測記録データ計 100 波を用いて得た IDA 曲線について、劣化 LRB モデルを図-5.2.1 に、リファレンス LRB モデルを図-5.2.2 に示す。全 IDA 曲線図中には、LRB の許容ひずみ (250%) を赤破線、破断ひずみ (劣化 : 274%, リファレンス : 329%) を青点線で、橋脚も同様に許容塑性率 ( $\mu_a = 8.08$ ) を赤破線、終局靱性率 ( $\mu_u = 11.6$ ) を青点線で併記している。なお、平均 IDA 曲線とは、PGA の値ごとに 100 記録の応答を大きい順に並べ 50 番目と 51 番目の値の平均値を計算して示した IDA 曲線である。PGV によっては応答が終局状態を超えて計算されない地震動が含まれることによる偏りを取り除くために、100 の応答値の算術平均ではなく、中央値として 50 番目と 51 番目の平均値を採用した。

劣化 LRB モデルでは、橋脚の IDA 曲線は終局状態まで至っているものが多くあるのに対し、支承は PGV が増加しても変形量は増えず終局に至っていないものが少なくない。これらより、劣化 LRB が破断に至る前に、橋脚が終局となるケースが多いと読み取れる。平均 IDA 曲線を見ると、橋脚の最大応答は PGV の増加とともに大きくなるが、支承は 150~200kine で頭打ちとなり、それ以上では応答が下がっている。つまり、PGV が大きい地震動ほど橋脚の応答が出やすくなる傾向であることがわかった。

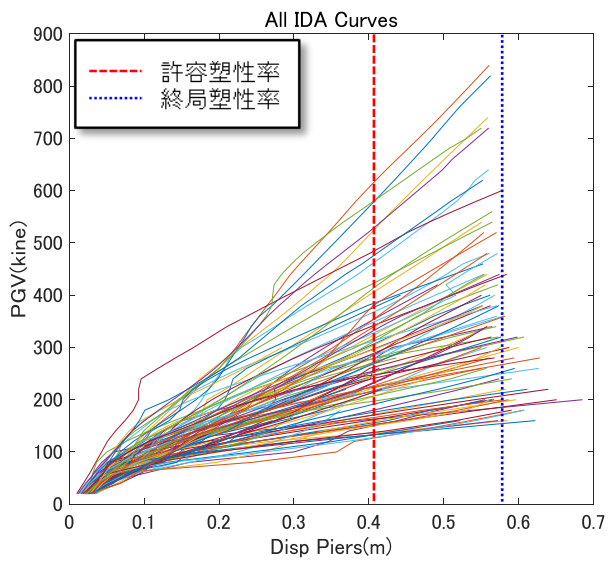
一方、リファレンス LRB モデルでは、劣化 LRB モデルと同様の傾向を示しているが、その度合いが一層強くなっている。LRB の破断ひずみが大きいため、橋脚が先行して終局に至るケースが多いことが理由であると言える。



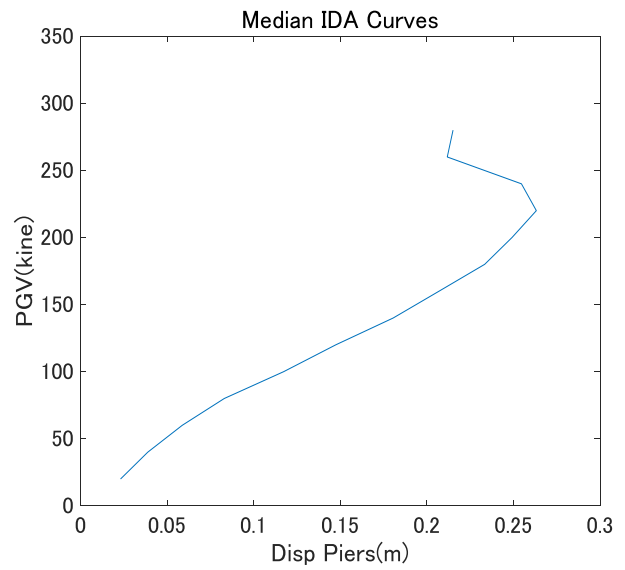
(a) 支承の全 IDA 曲線



(b) 支承の平均 IDA 曲線

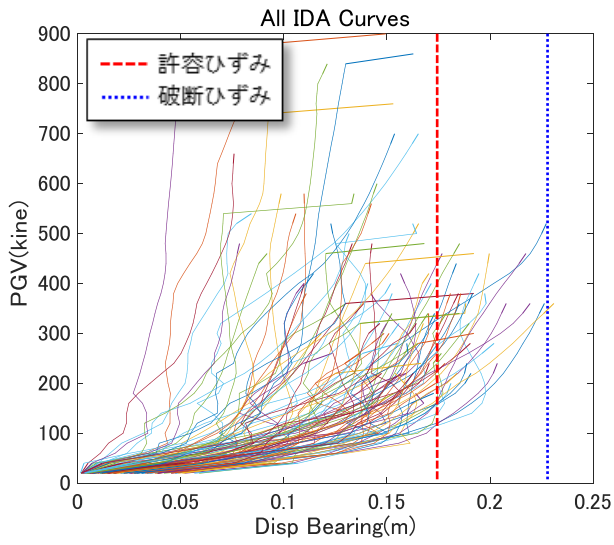


(c) 橋脚の全 IDA 曲線

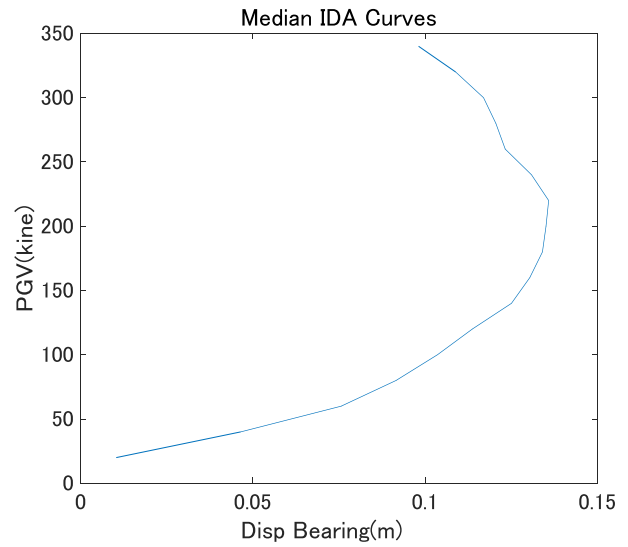


(d) 橋脚の平均 IDA 曲線

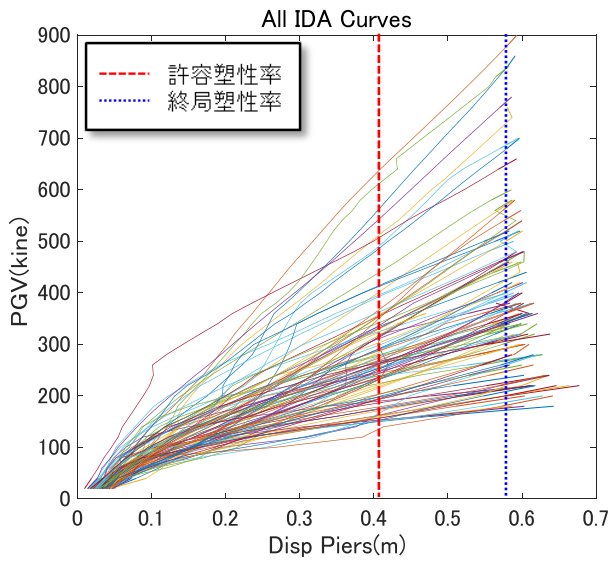
図-5.2.1 劣化 LRB モデルの IDA 曲線



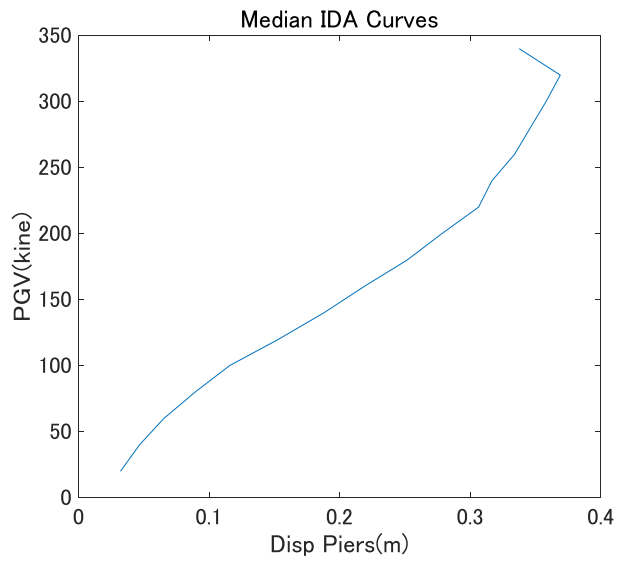
(a) 支承の全 IDA 曲線



(b) 支承の平均 IDA 曲線



(c) 橋脚の全 IDA 曲線



(d) 橋脚の平均 IDA 曲線

図-5.2.2 リファレンス LRB モデルの IDA 曲線

### 5.2.3 破壊確率とフラジリティカーブ

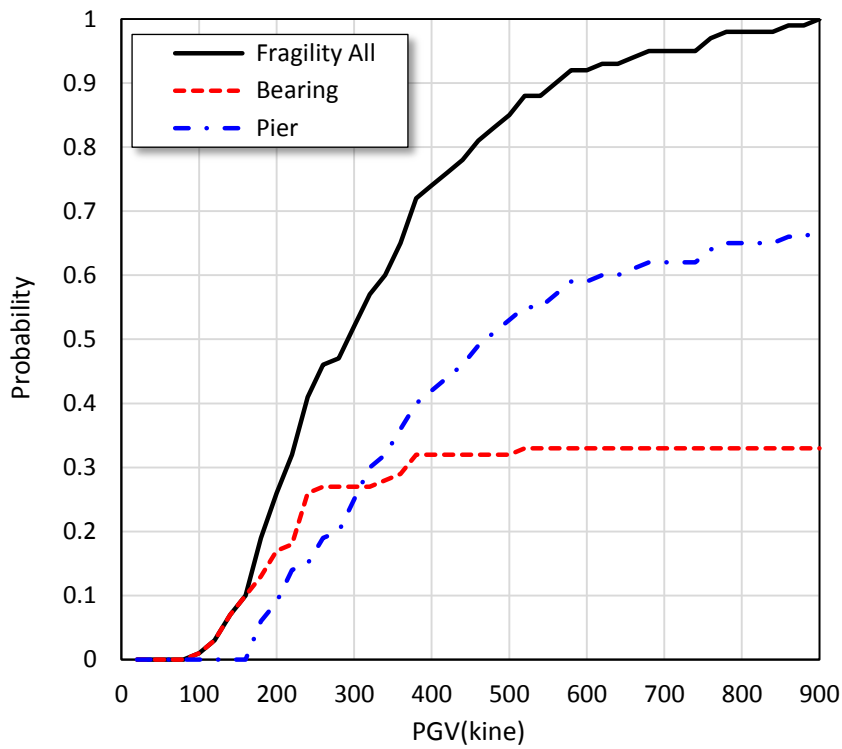
フラジリティ関数は、地震動が発生したときのその強さに対する構造物の壊れやすさを発生確率で表した関数であり、損傷度関数などとも言われる。被害の状態としては数段階の被害レベルについて関数が求められ、それぞれのレベルに対する超過確率と地震動強さとの関係を示したものがフラジリティカーブと呼ばれる。

本研究では 100 地震波に対して得られた IDA 曲線を用い、ある PGV において橋脚の終局変位もしくは支承の破断に至ったケースの数の全体数に対する比を計算し、これをその地震動強さ (PGV) における構造物の破壊確率とする。PGV と破壊確率の関係をプロットすることによりフラジリティカーブを算出する。図-5.2.3 に劣化 LRB モデルおよびリファレンス LRB モデルの結果を示す。

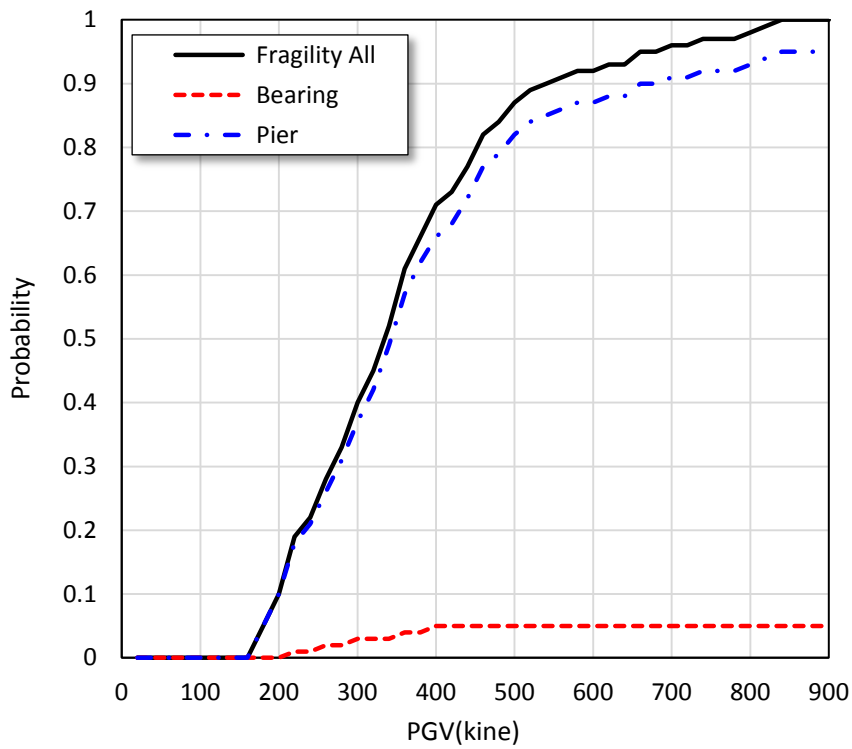
劣化 LRB モデルでは、100kine 付近から支承の、160kine 付近から橋脚の破壊確率が発生し、PGV の増加とともに確率は上昇している。300kine までは支承の破壊確率が高い、すなわち橋脚より支承が先行して終局へ至る場合が多いが、支承は 400kine 付近より大きい PGV では破壊確率 0.33 でほぼ頭打ちとなっている。これより、PGV が小さい地震動では劣化 LRB の破断が橋脚の終局状態に先行することが相対的に多く、LRB の経年劣化の影響が現れていることを示すフラジリティ特性が得られたと言える。

一方、リファレンス LRB モデルでは、橋脚が 180kine 付近から破壊が始まっているのに対し、支承は 220kine 付近からである。さらに破壊確率も最大 0.05 となっており、支承の破断が生じる前に橋脚の終局変位が先行するモードの発生が大部分であるフラジリティ特性となっている。

また、設定した高架道路橋全体系モデルにおいて破壊確率が 50%を超える PGV は、劣化 LRB モデルの場合は 300kine に対し、リファレンス LRB モデルは 340kine であることから、LRB の経年劣化が橋梁の耐震性能の低下に影響を及ぼしていることも確認できた。



(a) 劣化 LRB モデル



(b) リファレンス LRB モデル

図-5.2.3 フラジリティ特性

#### 5.2.4 結言

劣化LRBを有する道路橋全体系モデルを用い、多くの地震動を入力としたIDAを実施し、経年劣化の構造物の耐震性能への影響を評価した。併せて、IDAにより得られた結果を用いて、地震動強さと構造物の破壊確率との関係を示す fragility 特性を示した。得られた知見をまとめると、以下のとおりとなる。

- ① 劣化LRBモデルのIDA曲線は、橋脚が終局状態まで至っているものが多くあるのに対し、支承はPGVが増加しても変形量は増えず終局に至っていないものが少なくない。これらより、劣化LRBが破断に至る前に、橋脚が終局となるケースが多いと読み取れる。一方、リファレンスLRBモデルのIDA曲線は、劣化LRBモデルと同様の傾向を示しているが、その度合いが一層強くなっている。これはLRBの破断ひずみが大きいため、橋脚が先行して終局に至るケースが多いためであると言える。
- ② 劣化LRBモデルの fragility 特性は、300kineまでは支承の破壊確率が高く、橋脚より支承が先行して終局へ至る場合が多いことを示しており、LRBの経年劣化の影響が現れていることが示されたと言える。ただし、400kine付近より大きいPGVでは破壊確率0.33でほぼ頭打ちとなっている。一方、リファレンスLRBモデルでは、支承の破断が生じる前に橋脚の終局変位が先行するモードの発生が大部分である fragility 特性となっており、劣化LRBモデルと比較することで経年劣化の影響は明らかである。
- ③ 対象とした道路橋全体系モデルにおいて破壊確率が50%を超えるPGVは、劣化支承の場合は300kineであるのに対し、リファレンス支承は340kineであることから、LRBの経年劣化が橋梁全体系の耐震性能の低下に影響を及ぼしていることも確認できた。



## 5.3 地震リスク評価

### 5.3.1 緒言

地震リスク解析は、地震による被害を定量的に把握するもので、それを貨幣価値により表現することで維持管理や防災計画等に関する重要な指標とすることが可能となる。特に道路管理者にとって高架道路橋が有する地震リスクを定量的に評価し、地震時における損失コストを把握することは、適切な維持管理施策を講ずるうえで極めて重要な課題と言える。

既往の研究では、Shinozuka *et al.*[5-9]は道路橋のフラジリティ曲線を最大地動加速度 (PGA) によって評価し、システムパフォーマンスを評価している。また、笛木ら[5-10]が高架道路橋の構造要素のフラジリティ評価とそれに伴う地震リスクについて機能損失コストの評価を試みている。しかしながら、要素の劣化を考慮したものは皆無である。そこで、本研究では劣化 LRB を有する道路橋全体系モデルを対象として、架橋地点における発生確率を考慮した地震動によるリスク評価を実施するものである。さらに地震時における道路橋全体系モデルの機能を定義した上で、その被害形態と機能損失との関係性をイベントツリー解析 (ETA : Event Tree Analysis) に基づいた地震リスクアセスメント手法でモデル化した。また、本モデルを用いて、高架道路橋の道路交通機能に支障が生じた場合の機能損失に係る地震リスクについて、機能損失コストとして評価するとともに、ライフサイクルコスト (LCC : Life Cycle Cost) を試算して最適な維持管理方針を検討した。

### 5.3.2 地震時における要求性能

高架道路橋は第3章にて用いたモデルを用いることとし、構造要素を支承 (LRB) および橋脚とする。これらの地震時における損傷度ごとの要求性能を以下のように定義する。

支承では、レベル 2 地震時の発生最大ひずみによりランク分けするものとする。許容ひずみ  $\varepsilon_a = 250\%$  以下では損傷が発生しない水準として「性能ランク 1」、許容ひずみを超えて破断ひずみ  $\varepsilon_u$  以下では中程度の損傷が発生する水準として「性能ランク 2」、破断ひずみを超えた場合は大損傷 (破断) が発生する水準として「性能ランク 3」と定義する。ここで、破断ひずみ  $\varepsilon_u$  は力学的残存性能確認試験の結果を用いて、劣化支承は 274%、リファレンス支承は 329%とする。また、現段階の劣化が進行し、破断ひずみが許容ひずみレベルまで低下した段階を終局状態とする。

橋脚では、同様に応答塑性率によりランク分けするものとする。弾性範囲内は無損傷水準として「性能ランク A」、塑性域に入って許容塑性率  $\mu_a = 8.08$  以下では小損傷水準として「性能ランク B」、許容塑性率を超過して終局塑性率  $\mu_u = 11.6$  以下では主構造部材に損傷が発生する水準として「性能ランク C」、終局塑性率を超えた場合は大損傷 (倒壊) 水準として「性能ランク D」と定義する。

また、復旧性については支承、橋脚の損傷度で同一に考える。すなわち無損傷であれば補強・補修不要、小損傷では軽微な補修で復旧可、中損傷では相当規模の補強・補修が必要、大損傷では復旧不可と定義する。以上を一覧にまとめたものを表-5.3.1 (支承) および表-5.3.2 (橋脚) に示す。

表-5.3.1 LRB の地震時における要求性能

ランク	性能ランク1	性能ランク2	性能ランク3
損傷度	無損傷	中損傷	大損傷
要求性能	健全性を損なわない	損傷が致命的とならない	致命的な損傷
状態	許容値以内	終局以内	終局以上
	$\epsilon_b \leq \epsilon_a$	$\epsilon_a < \epsilon_b \leq \epsilon_u$	$\epsilon_u < \epsilon_b$
	【 $\epsilon_a=250\%$ , $\epsilon_u=274\%$ (劣化) / $329\%$ (リファレンス)】		
地震後の使用性 (機能保持性)	常時機能保持 (目視点検後, 即通行可能)	大部分機能限定 (緊急車両のみ通行可能)	機能損失 (車両通行不可能)
地震後の使用性 (復旧性)	補強・補修不要	中～長期間必要 (相当規模の補強・補修)	復旧不可 (取替・再構築)

表-5.3.2 橋脚の地震時における要求性能

ランク	性能ランクA	性能ランクB	性能ランクC	性能ランクD
損傷度	無損傷	小損傷	中損傷	大損傷
要求性能	健全性を損なわない	損傷が限定的で機能回復が速やかに行い得る	損傷が致命的とならない	致命的な損傷
状態	弾性範囲	許容値以内	終局以内	終局以上
	$\mu_p \leq \mu_y$	$\mu_y < \mu_p \leq \mu_a$	$\mu_a < \mu_p \leq \mu_u$	$\mu_u < \mu_p$
	【 $\mu_a=8.08$ , $\mu_u=11.6$ 】			
地震後の使用性 (機能保持性)	常時機能保持 (目視点検後, 即通行可能)	一部分機能限定 (補修しながらの車両通行可能)	大部分機能限定 (緊急車両のみ通行可能)	機能損失 (車両通行不可能)
地震後の使用性 (復旧性)	補強・補修不要	短期間で復旧可 (軽微な補修)	中～長期間必要 (相当規模の補強・補修)	復旧不可 (取替・再構築)

### 5.3.3 リスク評価

#### (1) 評価方法

本研究では検討対象地域を大阪市とし、その架橋地点における地震ハザードカーブを用いる。地震ハザードステーション (J-SHIS) にて公開されている架橋地点の各 50 年超過確率における地表面最大速度を表-5.3.3 に示す[5-11]。ここから指数近似により得たハザードカーブを図-5.3.1 に示す。指数分布であることから、ポアソン過程 (Poisson process) に一致する。すなわち、単位期間中においてある PGV 以上の地震が発生する確率は一定である。

地震による高架道路橋の被害は、構成する構造要素の損傷のみならず、システムの機能不全により道路交通ネットワークに及ぼす影響は甚大となる。特に高架橋構造の高速道路の場合、補修・復旧費用 (構造損失) に加えて、通行止めによる料金減収 (営業損失)、迂回による走行時間損失、被災による人命等の被害損失 (人的被害損失) などが発生する。本研究では図-5.3.2 に示すように、高架道路橋を構成する構造要素の物理的損傷による補修・復旧費用を「直接コスト」と定義するとともに、それに伴う機能不全が及ぼす社会的損失を「間接コスト」と定義することとした。ETA により得られるこれらの期待損失の合計値  $R$  は式(5.2)により表される。これを高架道路橋の地震時における「機能損失コスト」として評価する。

$$R = \sum_{i,j} P_b^i \cdot P_p^j \cdot (C_b^i + C_p^j + C_r^{i,j}) \quad (5.2)$$

ここに、

- $P_b^i, P_p^j$  : それぞれ支承, 橋脚の損傷確率
- $C_b^i, C_p^j$  : それぞれ支承, 橋脚の直接コスト
- $C_r^{i,j}$  : 損傷度における間接コスト
- $i, j$  : それぞれ支承, 橋脚の損傷度

表-5.3.3 架橋地点(大阪市)における50年地震超過確率<sup>[5-11]</sup>

50年超過確率	地表面最大速度[kine]
2%	196.4
5%	139.9
10%	110.6
39%	66.4

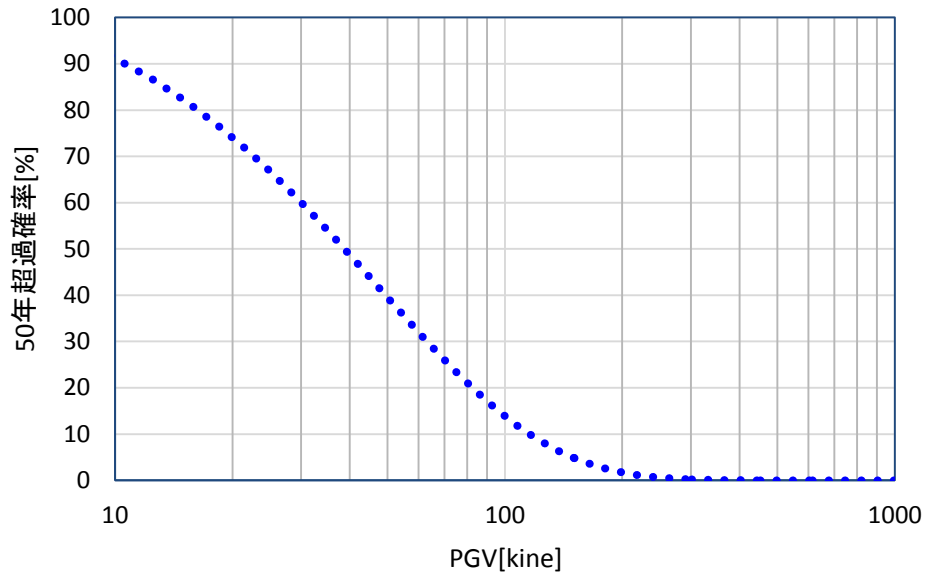


図-5.3.1 架橋地点(大阪市)における地震ハザードカーブ

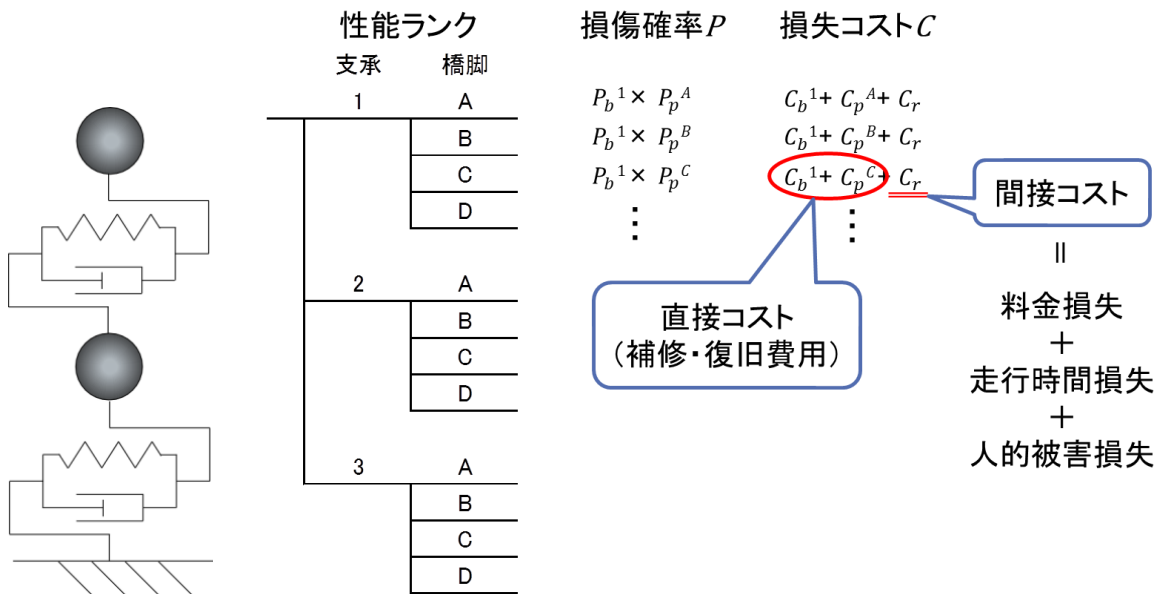


図-5.3.2 イベントツリーと直接コスト・間接コストの定義

(2) 各損失コストの検討

a) 直接コストの算定

「直接コスト」については、表-5.3.1・表-5.3.2にて示した各々の復旧性に基づき、表-5.3.4（支承）および表-5.3.5（橋脚）のとおり設定した。これらは兵庫県南部地震後の阪神高速道路3号神戸線での復旧事業の内容や現状用いられている工法等を参考としている[5-10]。

b) 間接コストの算定

「間接コスト」のうち、料金減収および走行時間損失は地震損傷により対象区間において一般車両が通行不可となった場合に発生するものである。各構造要素の中損傷以上がこれに該当することとなる。すなわち、支承では性能ランク2および3、橋脚では性能ランクCおよびDである。一方、人的被害損失は落橋に相当する損傷において発生するものであり、支承における性能ランク3、橋脚における性能ランクDが該当する。

表-5.3.4 LRBの性能ランクごとの損失コスト

ランク	性能ランク1	性能ランク2	性能ランク3
損傷度	無損傷	中損傷	大損傷
地震後の使用性 (復旧性)	補強・補修不要	中～長期間必要 (相当規模の補強・補修)	復旧不可 (取替・再構築)
復旧方針	不要	ジャッキアップして残留ひずみ補正	取替(上部工の再構築も含む)
復旧日数(day)	0	30	300
復旧費用(千円)	0	3,000/支承	20,000/支承

表-5.3.5 橋脚の性能ランクごとの損失コスト

ランク	性能ランクA	性能ランクB	性能ランクC	性能ランクD
損傷度	無損傷	小損傷	中損傷	大損傷
地震後の使用性 (復旧性)	補強・補修不要	短期間で復旧可 (軽微な補修)	中～長期間必要 (相当規模の補強・補修)	復旧不可 (取替・再構築)
復旧方針	不要	クラックへの樹脂注入等	部材補強	再構築(基礎は再利用)
復旧日数(day)	0	5	100	300
復旧費用(千円)	0	1,000/橋脚	20,000/橋脚	50,000/橋脚

料金減収については、対象区間の交通量を減収台数と仮定し、それに伴う料金減収額を算定した。ここでの交通量は、阪神高速道路15号堺線の津守ランプ～玉出ランプ間（図-5.3.2 参照）における平成22年度道路交通センサデータ[5-12]を用いた。料金単価は平成11年度OD調査[5-13]における平均利用距離17.5kmを引用し、現行料金を参照して普通車720円、大型車1,440円と設定している。算定結果を表-5.3.6に示す。



図-5.3.2 想定ルート図

表-5.3.6 料金減収の算定

阪神高速道路15号堺線 (大阪市西成区千本中2)		普通車	大型車
24時間交通量		61,549台	9,214台
料金		720円	1,440円
1日あたり減収額	小計	44,315,280円	13,268,160円
	合計	57,583,440円	

また、走行時間損失については料金減収で検討した同一区間を考慮した。損失コスト $C_u$ は式(5.3)で示すように、高速道路利用時および代替の一般道路利用時の区間距離と旅行速度より、区間の旅行時間の増分を算定し、時間価値原単位を乗ずることにより損失費用を求めることができる。ここで旅行速度は前述と同じ交通センサスデータ[5-12]に、時間価値原単位は「費用便益分析マニュアル」[5-14]から引用した。表-5.3.7に算定結果を示す。

$$C_u = Q \times \Delta T \times \alpha_T \tag{5.3}$$

ここに、

- $Q$  : 交通量 (台/日)
- $\Delta T$  : 旅行時間の増分 (分)
- $\alpha_T$  : 時間価値原単位 (円/分・台)

人的被害損失については、地震発生時に橋梁上に位置する平均車両台数に平均乗車人数を乗じ、さらに人身損失額を乗ずることにより人的被害額を算出した。平均車両台数は、地震継続時間を1分間と仮定し、交通センサスデータ[5-12]をもとに橋梁区間に存在している1分間の車両台数を按分算定した。平均乗車人数もセンサスに基づくが、大型車についてはバスの数値を適用している。また人身被害額は「交通事故減少便益の原単位の算出方法」[5-15]より引用し、対象区間に存する人員はすべて死亡と設定した。算定結果を表-5.3.8に示す。

表-5.3.7 走行時間損失の算定

区間	車両区分	交通量 $Q$		時間価値原単位 $\alpha_T$		走行時間損失 $Q \times \Delta T \times \alpha_T$
15号 堺線	普通車	61,549 台/日		40.10 円/分・台		34,135,536 円/日
	大型車	9,214 台/日		64.18 円/分・台		
津守 ⇕ 玉出		距離	旅行速度	旅行時間	時間損失 $\Delta T$	
	高速利用	2.8km	66.3km/h	2.5 分	—	
	一般道利用	5.1km	22.4km/h	13.7 分	+11.2 分	

表-5.3.8 人的被害損失の算定

		普通車	大型車	人的被害損失
ランプ間 24 時間交通量		61,549 台	9,214 台	4,997,624,936 円
橋梁区間交通量	24 時間	8,793 台	1,316 台	
	1 分間	6.11 台	0.91 台	
1 台あたり平均乗車人数		1.30 人/台	13.59 人/台	
1 人あたり人身損失額		245,674,000 円/人		



本研究で対象とする高架道路橋は 11 径間連続であり，計算を簡単にするため，支承（110 基）および橋脚（12 脚）はすべて同じ損傷状態になると仮定する．図-5.3.2 に示したイベントツリー（ET）より各構造要素の損傷度の組合せを考慮し，それぞれの損失コストを表-5.3.9 のように試算した．ここで，通行止め日数においては，組合せの中で最もクリティカルになる構造要素の復旧日数を適用している．この際，橋脚の性能ランク B は一般車両を通行させながらの復旧作業となるため，通行止めの対象外とした．

表-5.3.9 被害形態ごとの各損失コスト

Event Tree		通行止め 日数(日)	損失コスト(百万円)			
支承	橋脚		復旧費用	料金減収	走行時間	人的被害
1	A	0	0	0	0	0
	B	0	12	0	0	0
	C	100	240	5,758	3,414	0
	D	300	600	17,275	10,241	4,998
2	A	30	330	1,728	1,024	0
	B	30	342	1,728	1,024	0
	C	100	570	5,758	3,414	0
	D	300	930	17,275	10,241	4,998
3	A	300	2,200	3,455	2,048	4,998
	B	300	2,212	3,455	2,048	4,998
	C	300	2,440	5,758	3,414	4,998
	D	300	2,800	17,275	10,241	4,998

### (3) LRBの経年劣化状態ごとの損失コストの算定

前項で算定したETにおける各事象の損失コストに発生確率を乗じ、その総和が高架道路橋システムの全損失コストとなる。そこで、各事象の発生確率を図-5.3.1の地震ハザードカーブを用いて求めることとする。なお、LRBの経年劣化状態ごとの損失コストを比較するため、リファレンス支承（破断ひずみ329%）、現状劣化支承（同274%）、終局劣化支承（同250% [=許容ひずみ]）の3ケースを実施した。

各被害形態における損傷発生確率を支承ごとに算出したものを表-5.3.10に示す。これによると、LRBの経年劣化が進むにつれて支承の損傷度が大きい方へ発生確率がシフトしていく傾向がうかがえる。この結果と表-5.3.9における損失コストを乗じたものを表-5.3.11に示す。これより支承の経年劣化の進展とともに機能損失コストも増大することがわかる。

表-5.3.10 (a) 各被害形態における fragility 特性および損傷発生確率 (リファレンス LRB モデル)

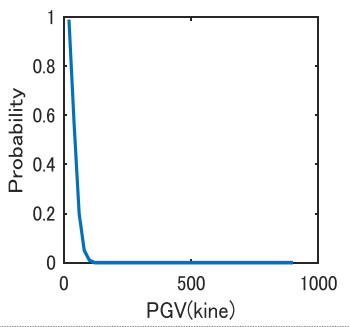
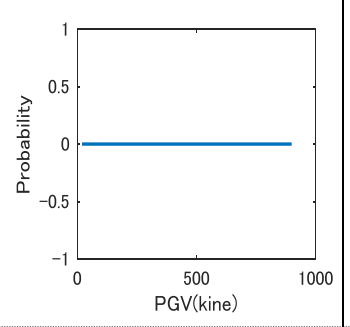
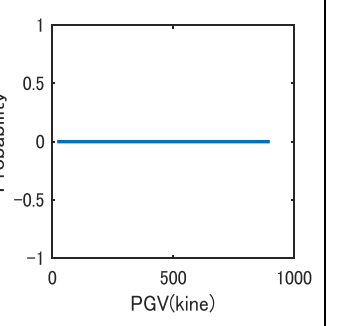
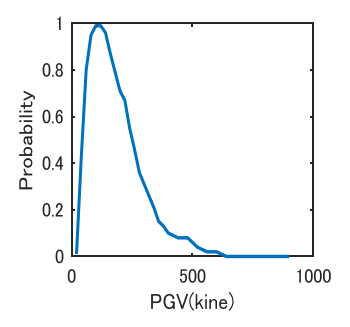
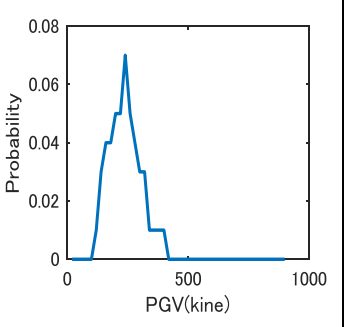
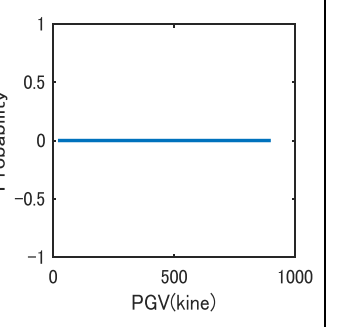
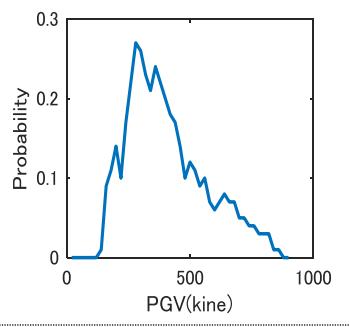
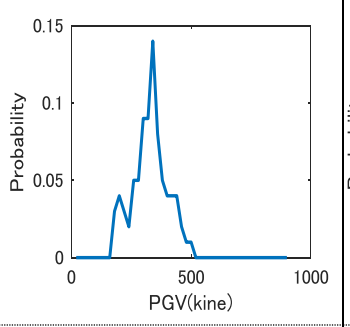
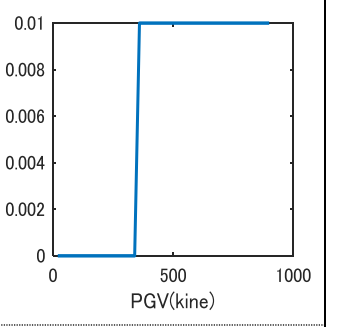
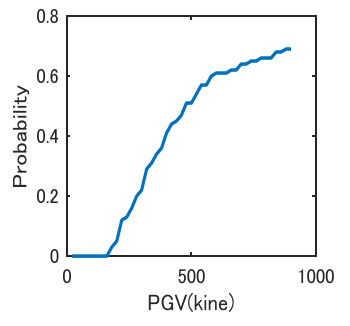
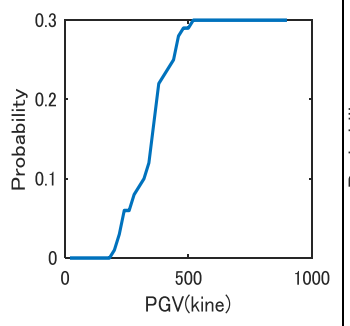
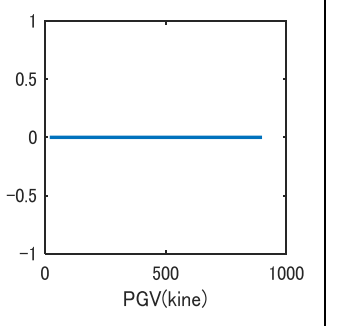
支承 橋脚	ランク 1	ランク 2	ランク 3
ランク A	 <p>P=0.442</p>	 <p>P=0.000</p>	 <p>P=0.000</p>
ランク B	 <p>P=0.540</p>	 <p>P=0.004</p>	 <p>P=0.000</p>
ランク C	 <p>P=0.008</p>	 <p>P=0.001</p>	 <p>P=9.E-06</p>
ランク D	 <p>P=0.004</p>	 <p>P=0.001</p>	 <p>P=0.000</p>

表-5.3.10 (b) 各被害形態におけるフラジリティ特性および損傷発生確率(現状劣化 LRB モデル)

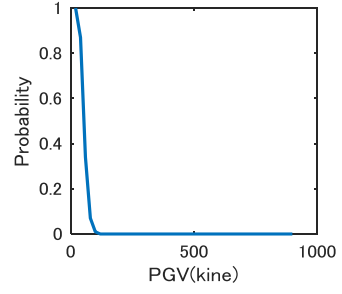
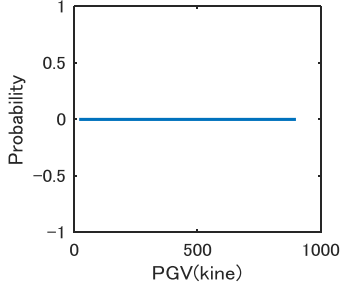
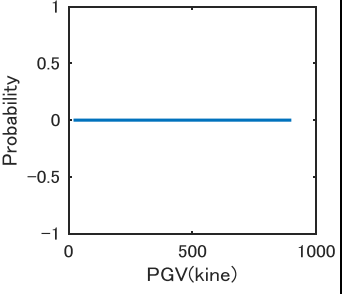
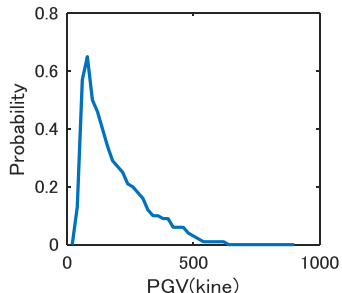
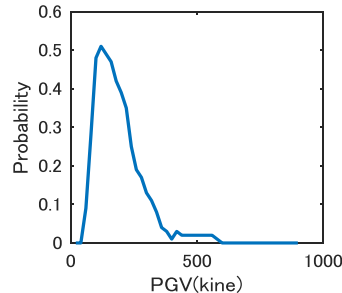
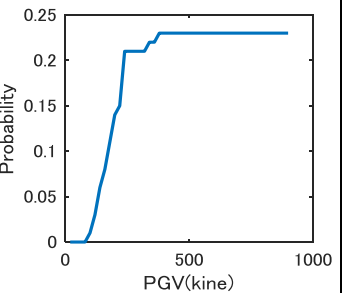
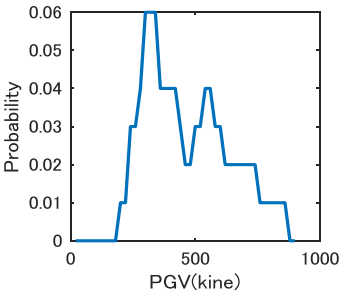
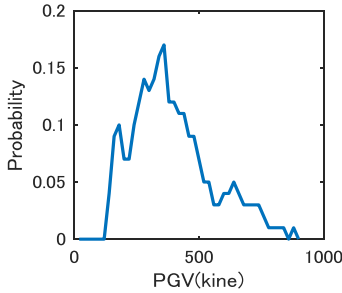
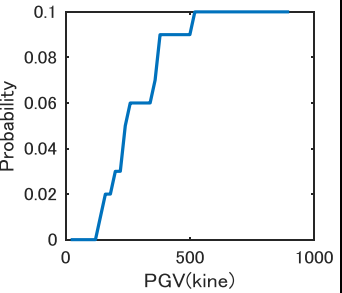
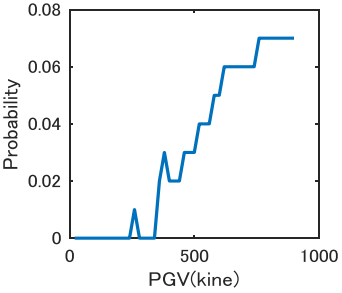
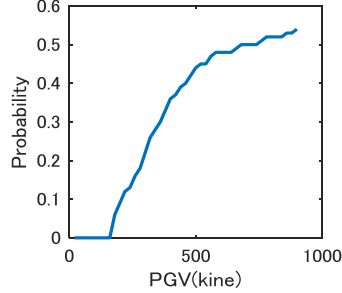
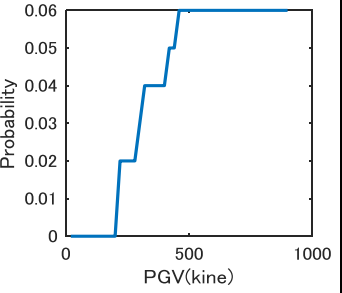
支承 橋脚	ランク 1	ランク 2	ランク 3
ランク A			
	P=0.546	P=0.000	P=0.000
ランク B			
	P=0.286	P=0.142	P=0.012
ランク C			
	P=0.001	P=0.007	P=0.002
ランク D			
	P=5.E-05	P=0.004	P=4.E-04

表-5.3.10 (c) 各被害形態におけるフラジリティ特性および損傷発生確率(終局劣化 LRB モデル)

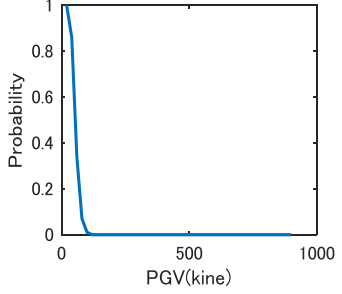
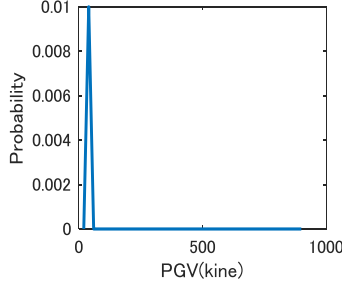
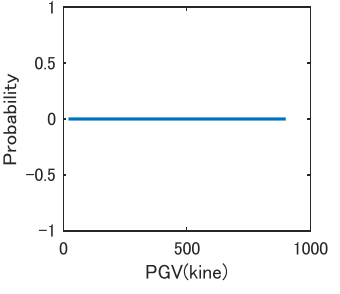
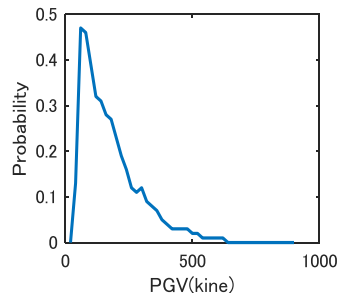
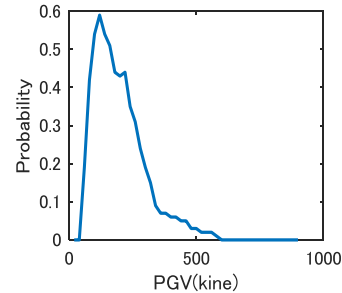
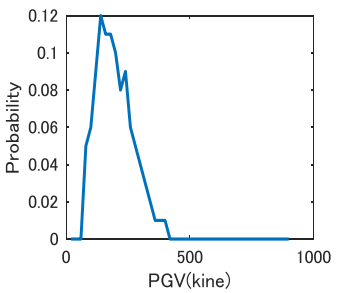
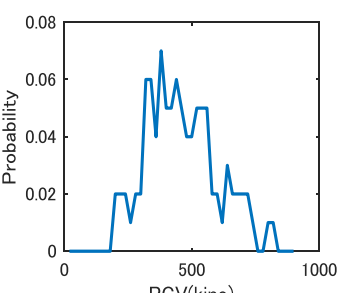
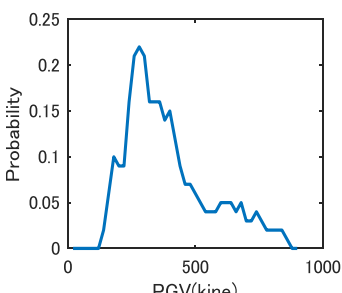
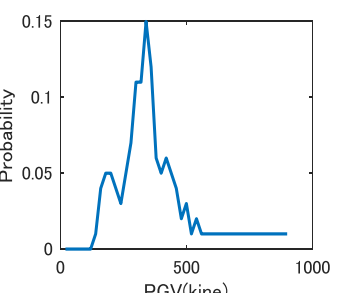
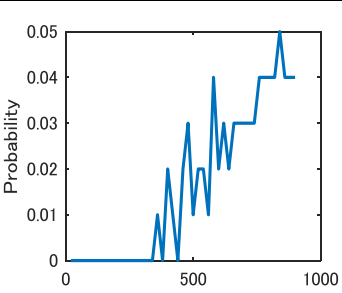
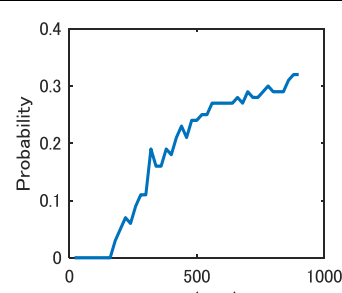
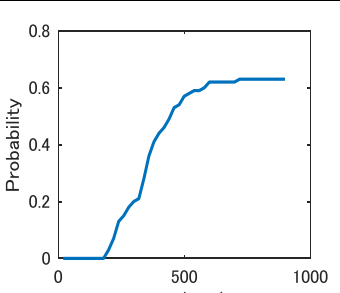
支承 橋脚	ランク 1	ランク 2	ランク 3
ランク A	 <p>P=0.460</p>	 <p>P=0.003</p>	 <p>P=0.000</p>
ランク B	 <p>P=0.279</p>	 <p>P=0.217</p>	 <p>P=0.026</p>
ランク C	 <p>P=5.E-04</p>	 <p>P=0.006</p>	 <p>P=0.003</p>
ランク D	 <p>P=6.E-06</p>	 <p>P=0.002</p>	 <p>P=0.002</p>

表-5.3.11 各被害形態における機能損失コスト

①リファレンス支承モデル

【単位:百万円】

		支承		
		ランク1	ランク2	ランク3
橋脚	ランクA	0	0	0
	ランクB	6.5	12.4	0
	ランクC	73.4	14.5	1.2
	ランクD	478.8	154.3	0
		合計損失額		<b>741.1</b>

②現状劣化支承モデル

【単位:百万円】

		支承		
		ランク1	ランク2	ランク3
橋脚	ランクA	0	0	0
	ランクB	3.4	440.0	1,515.3
	ランクC	5.4	66.1	272.3
	ランクD	6.0	563.5	51.8
		合計損失額		<b>2,923.8</b>

③終局劣化支承モデル

【単位:百万円】

		支承		
		ランク1	ランク2	ランク3
橋脚	ランクA	0	10.4	0
	ランクB	3.3	671.5	3,442.1
	ランクC	4.6	60.6	399.9
	ランクD	0.7	272.7	296.3
		合計損失額		<b>5,162.1</b>

### 5.3.4 ライフサイクルコスト (LCC)

高架道路橋システムの維持管理において、限られた予算的制約の中で複数の代替案を比較しながら最小のコストで最大の効果を上げるために、対象施設のライフサイクルコスト (LCC) 最小化を目指すことが求められている。しかしながら LCC 検討において「地震リスク」と「経年劣化リスク」とを並列した事例[5-16][5-17][5-18]はあるが、基礎研究レベルのものが多く汎用的な適用は困難である。そこで本研究では、前項にて検討した地震リスク評価結果を用いて、維持管理シナリオ別の LRB の LCC を求めた。

#### (1) LCC 評価方法

地震リスクを LCC の一部として評価する場合、各年コストを年間期待損失額として評価することが一つの考え方である。毎年の地震による年間期待損失額を対象施設の予定供用期間中の合計として評価したものがライフサイクル地震コストであり、式(5.4)で表わされる。

$$LCC = \sum_{i=1}^T \frac{C_i}{(1+r)^i} \tag{5.4}$$

ここに、

- $i$  : 年度
- $T$  : 予定供用年数
- $C_i$  :  $i$ 年目の年間期待損失コスト
- $r$  : 社会的割引率

架橋地点における地震の発生確率や構造要素の経年劣化による耐力変化等を考慮すると、各年の年間期待損失額は異なる。また、長期間の維持管理において適切な投資を行うためには、時間価値の概念を導入することが必要不可欠であり、将来価値を現在価値化するために割引率を考慮する。公共事業の LCC 算出に一般的に適用される社会的割引率は 4%である[5-14]が、これは長期国債の実質利回りをもとに 2000年に設定されたものである[5-19]。しかしながら、阪田ら[5-20]の試算によると 1982年以降は 4%よりもかなり低い値が得られており、2001年時点で 2%程度で推移していることから、今後もこの傾向が続くのであればより下方へ修正されなければならないであろうと述べられている。財務省より公表されている国債金利の推移を表-5.3.12に示す[5-21]が、長期金利は低下の一途をたどっており、直近では 2%も大きく下回る状況となっている。

表-5.3.12 国債金利の推移<sup>[5-21]</sup>

基準日	10年	20年	30年	40年
1991.4.1	6.625%	6.789%	-	-
1996.4.1	3.173%	3.691%	-	-
2001.4.2	1.315%	1.862%	2.178%	-
2006.4.3	1.826%	2.118%	2.313%	-
2011.4.1	1.28%	2.057%	2.179%	2.321%
2016.4.1	-0.065%	0.373%	0.43%	0.484%



このような現状を踏まえ、本研究では社会的割引率をパラメータとして変化させた場合のLCCを試算することとする。前述した金利状況を勘案し、0.5%、1%、2%、4%の4ケースにて検討を行った。

予定供用年数（評価期間）については構造物長寿命化の観点から100年とした。なお、用いる地震ハザードは50年超過確率であるが、前述のとおりポアソン過程に従っていることから、50年を超える期間においても、あるPGV以上の地震発生確率は一定である。図-5.3.3にポアソン過程を用いた100年超過確率の地震発生確率を示す。

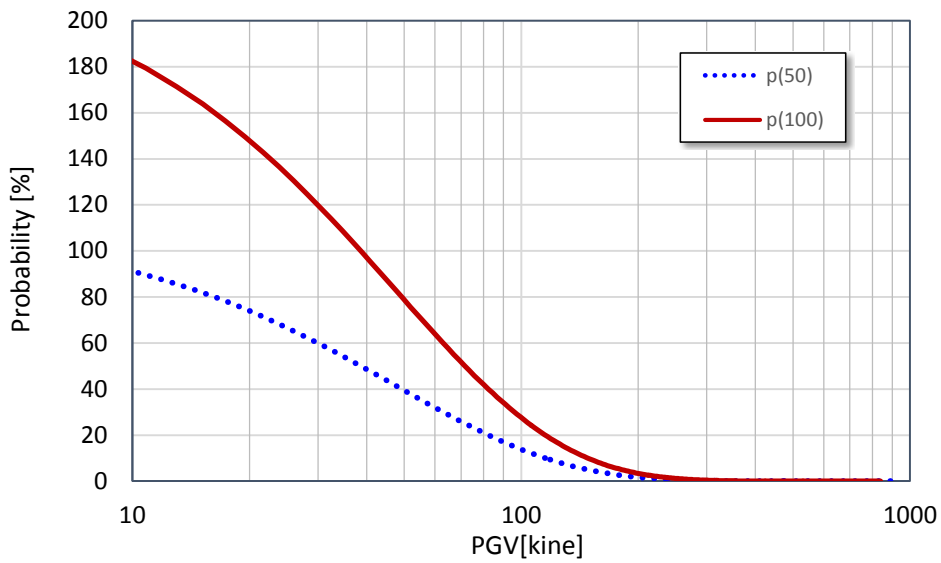


図-5.3.3 ポアソン過程に基づく100年超過地震発生確率

(2) 維持管理シナリオの設定

次に評価期間中における複数の維持管理シナリオを表-5.3.13のように設定する。本研究では経年劣化したLRBをある段階において取替する方針とする。なお、初期状態は「劣化支承」とした。

ここで、シナリオ②③④の方針に記載している、終局状態に至るまでの年数を設定する。第3章にて検討した破断ひずみの劣化予測(図-3.3.11)を適用すると近似式はほぼ線形となり、これを用いて、図-5.3.4のとおり破断ひずみ250%を超える年数を25年と求めた。なお、シナリオ④における終局状態に達する前の取替え年数(間隔)は、20年と設定して算定を行った。

また、ゴム支承の劣化促進試験等から求めた耐用年数は60~80年とされている[5-23]ことを踏まえ、破断ひずみへ至るまでの期間を上記の耐用年数と同程度と考えた場合、図中の傾き(劣化速度)を変化させてLCCを試算することとする。

表-5.3.13 維持管理シナリオおよび方針

維持管理シナリオ		方針
①	無対策	劣化支承のまま使用継続する
②	事後保全	劣化が終局状態(破断ひずみ=250%)に達した後に取替える
③	予防保全1	現時点(i=0)で取替え、その後終局状態に達するごとに取替える
④	予防保全2	現時点(i=0)で取替え、その後終局状態に達する前に取替える

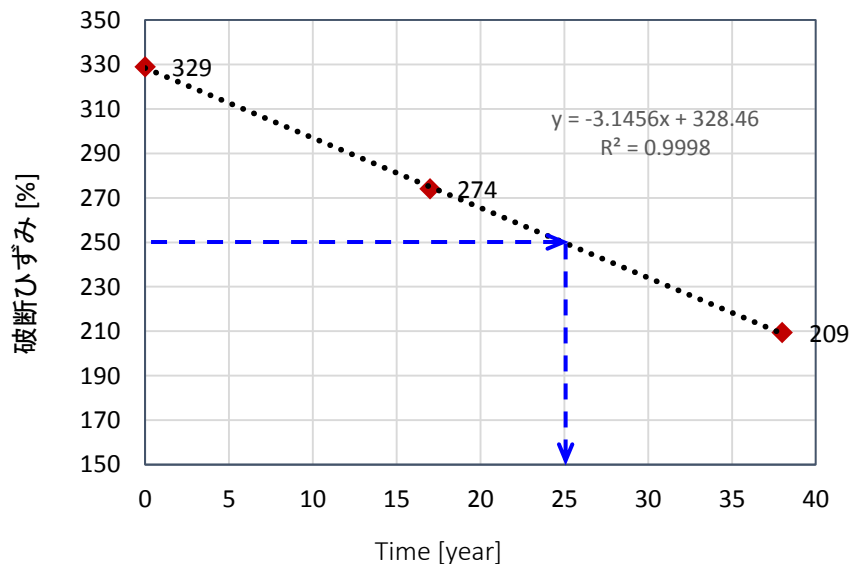
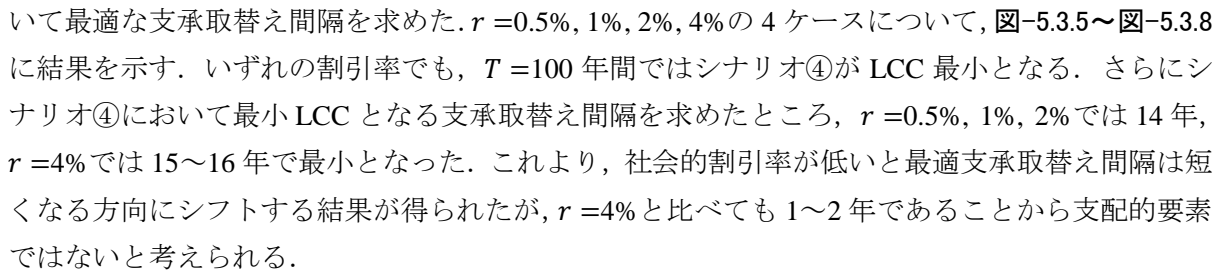
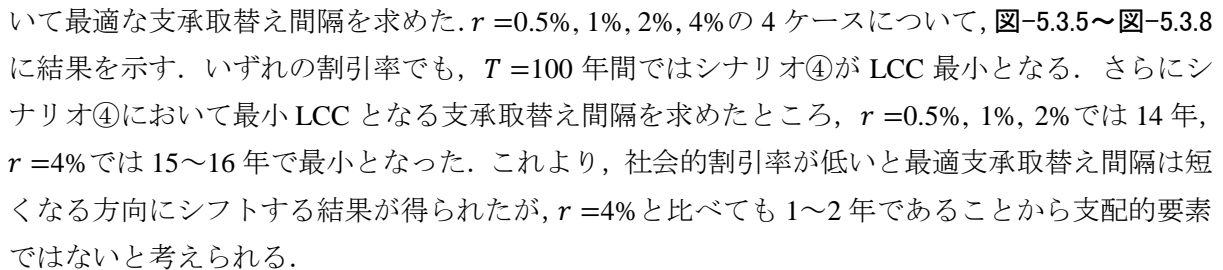


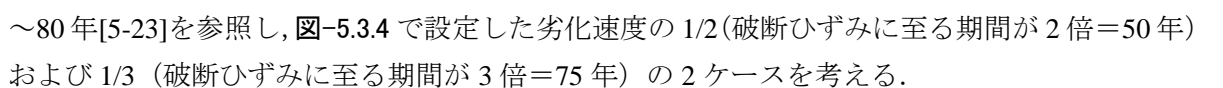
図-5.3.4 終局状態到達年数の算定

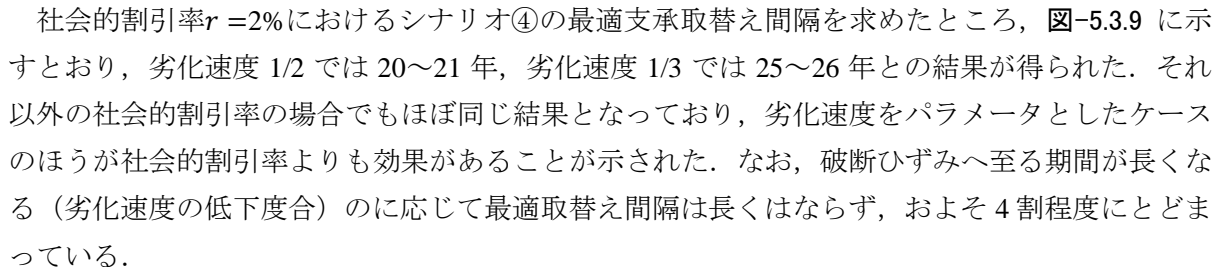
### (3) LCC 算定

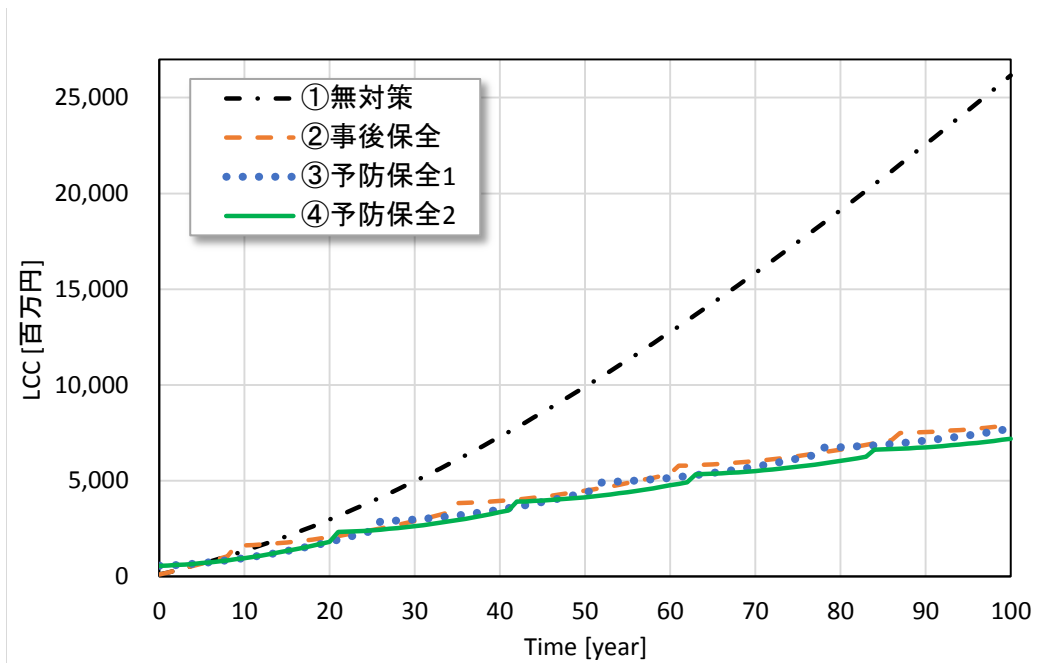
#### a) 社会的割引率をパラメータとしたケース

社会的割引率をパラメータとして維持管理シナリオごとに算出した LCC および予防保全において最適な支取替え間隔を求めた。  $r = 0.5\%$ ,  $1\%$ ,  $2\%$ ,  $4\%$  の 4 ケースについて、-5.3.5～-5.3.8 に結果を示す。いずれの割引率でも、 $T = 100$  年間ではシナリオ④が LCC 最小となる。さらにシナリオ④において最小 LCC となる支取替え間隔を求めたところ、 $r = 0.5\%$ ,  $1\%$ ,  $2\%$  では 14 年、 $r = 4\%$  では 15～16 年で最小となった。これより、社会的割引率が低いと最適支取替え間隔は短くなる方向にシフトする結果が得られたが、 $r = 4\%$  と比べても 1～2 年であることから支配的要素ではないと考えられる。

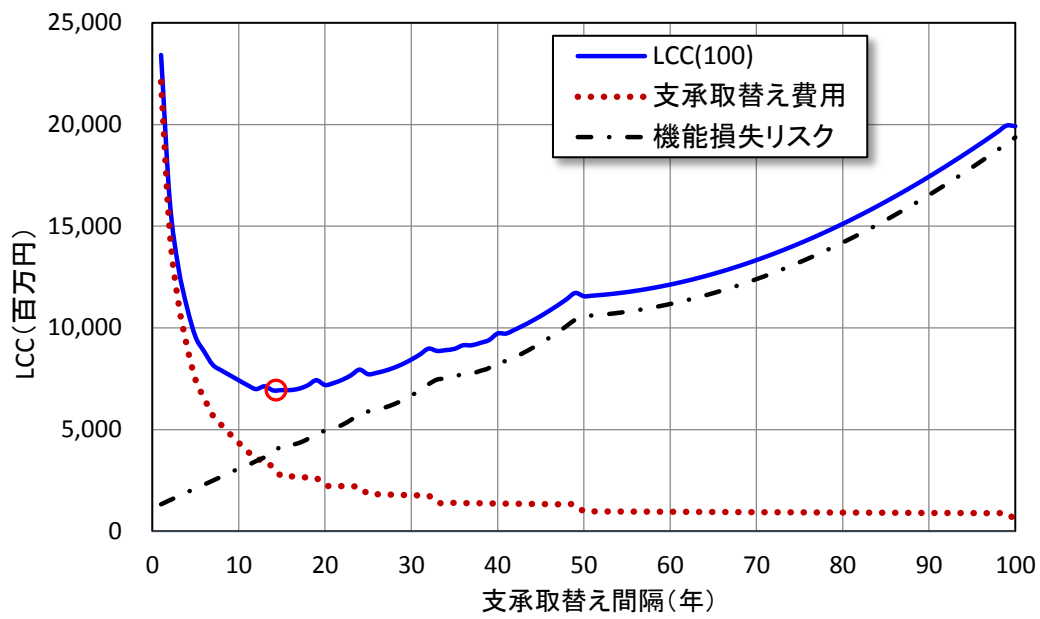
#### b) 劣化速度をパラメータとしたケース

次に劣化速度を変化させた場合を検討する。劣化促進試験等から求めたゴム支取の耐用年数 60～80 年[5-23]を参照し、-5.3.4 で設定した劣化速度の 1/2 (破断ひずみに至る期間が 2 倍 = 50 年) および 1/3 (破断ひずみに至る期間が 3 倍 = 75 年) の 2 ケースを考える。

社会的割引率  $r = 2\%$  におけるシナリオ④の最適支取替え間隔を求めたところ、-5.3.9 に示すとおり、劣化速度 1/2 では 20～21 年、劣化速度 1/3 では 25～26 年との結果が得られた。それ以外の社会的割引率の場合でもほぼ同じ結果となっており、劣化速度をパラメータとしたケースのほうが社会的割引率よりも効果があることが示された。なお、破断ひずみへ至る期間が長くなる (劣化速度の低下度合) のに応じて最適取替え間隔は長くはならず、およそ 4 割程度にとどまっている。

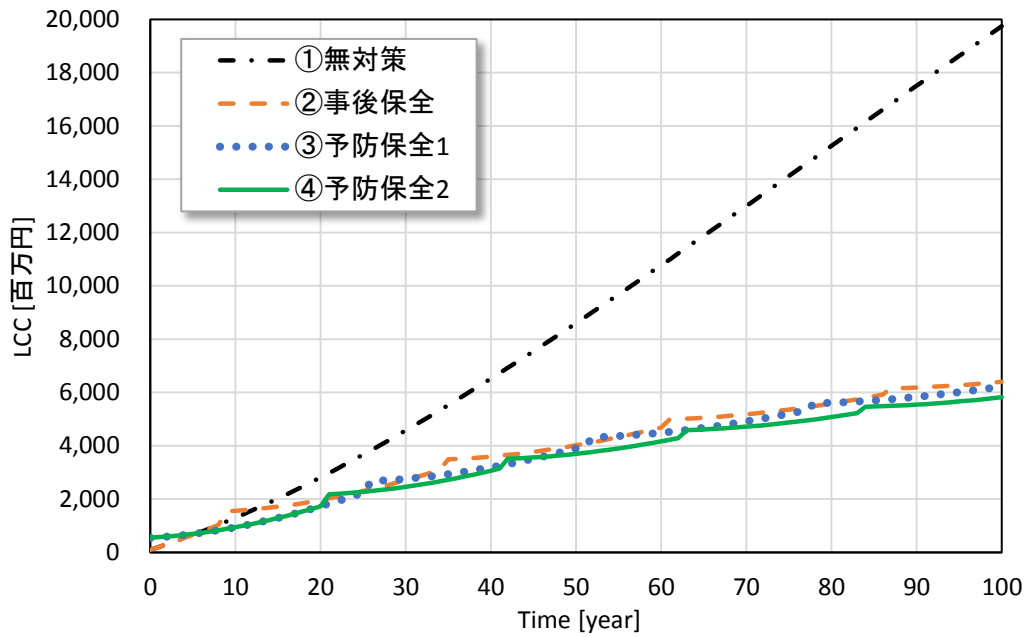


(a) 維持管理シナリオごとのLCC比較

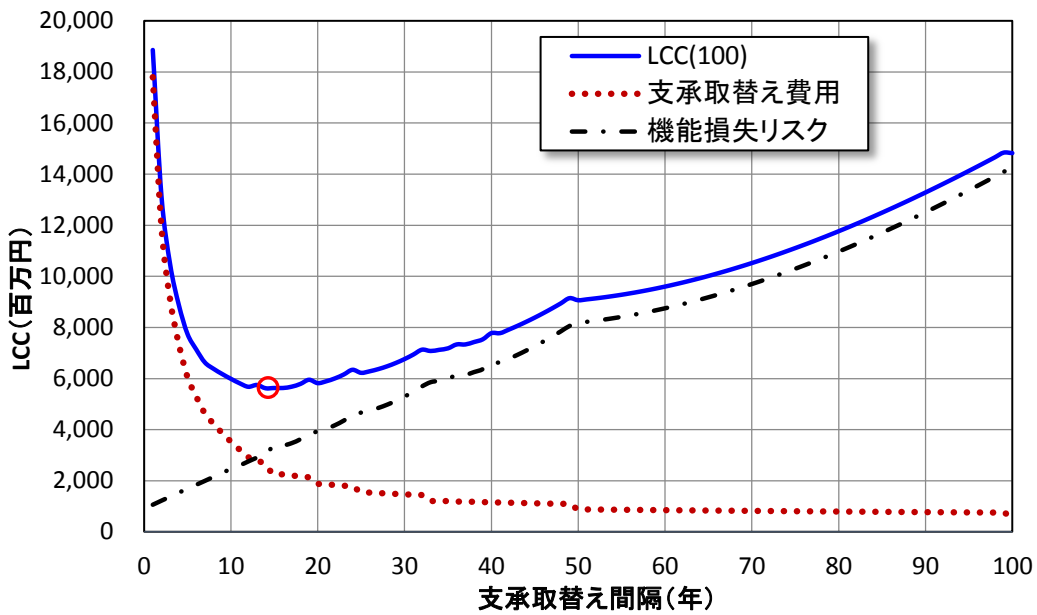


(b) 支承受替え間隔の最適化

図-5.3.5 社会的割引率 0.5%におけるLCC

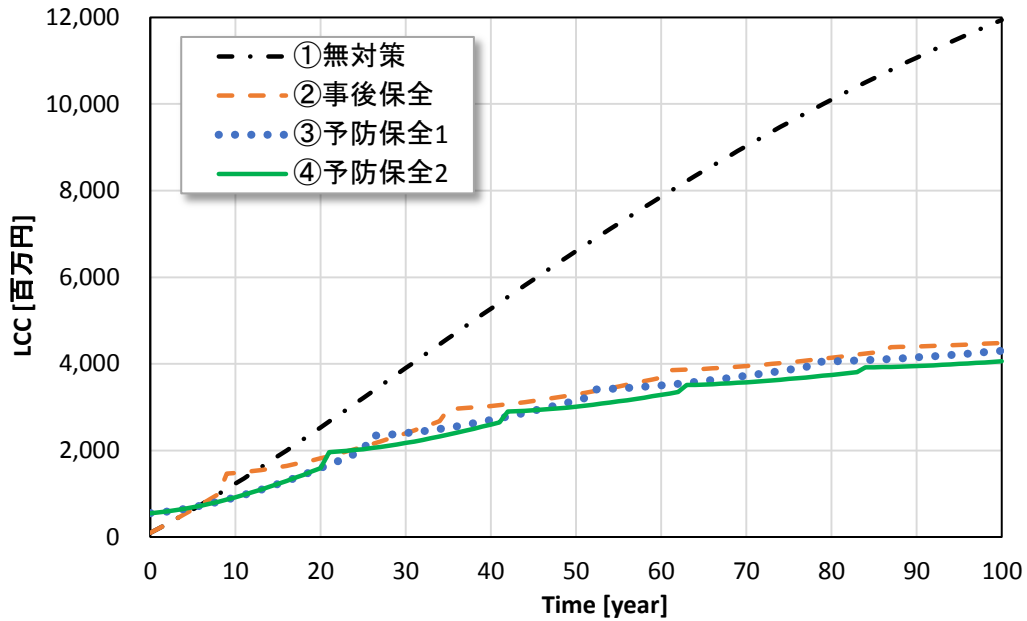


(a) 維持管理シナリオごとのLCC比較

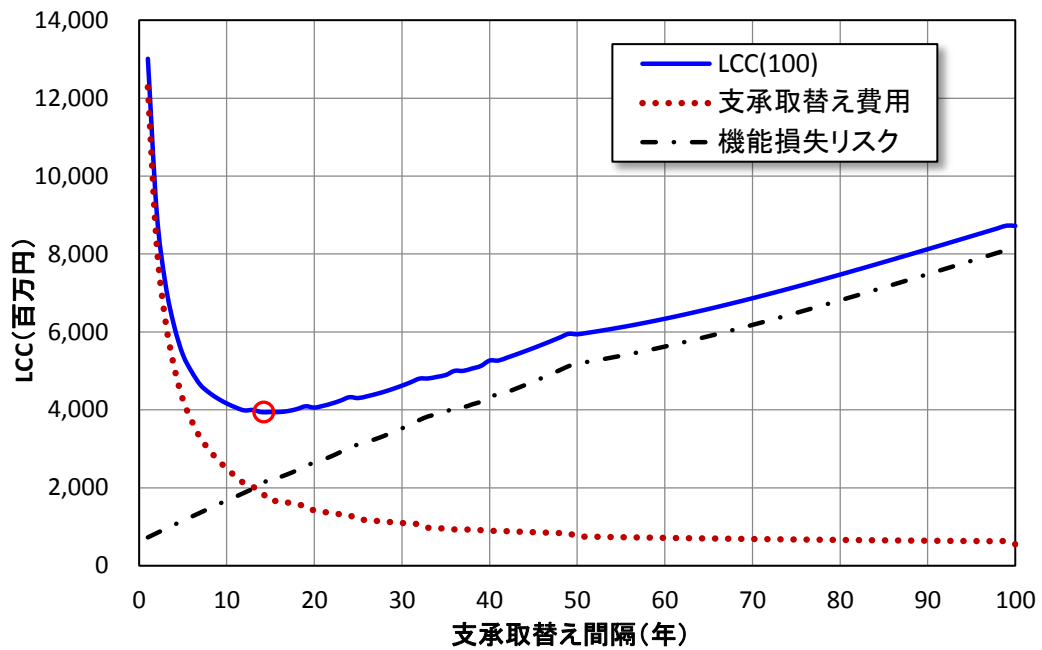


(b) 支承受替え間隔の最適化

図-5.3.6 社会的割引率1%におけるLCC

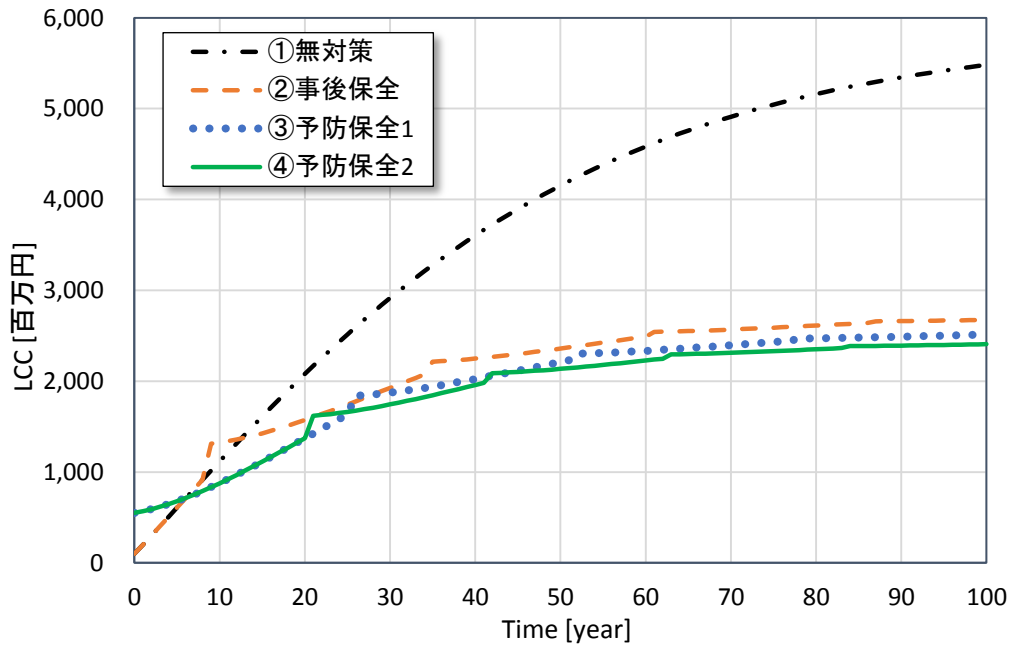


(a) 維持管理シナリオごとのLCC比較

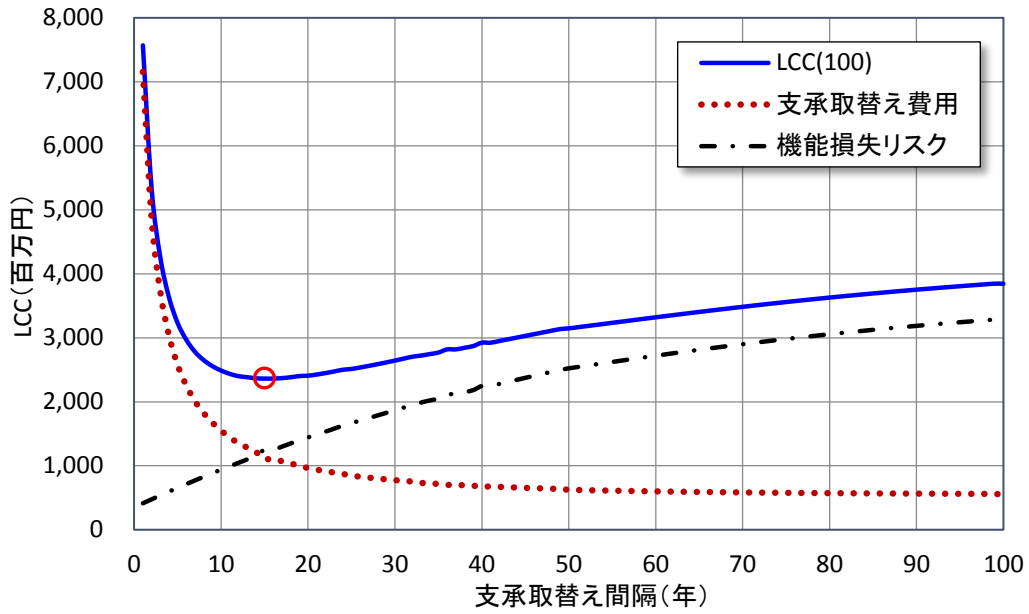


(b) 支取替え間隔の最適化

図-5.3.7 社会的割引率 2%におけるLCC

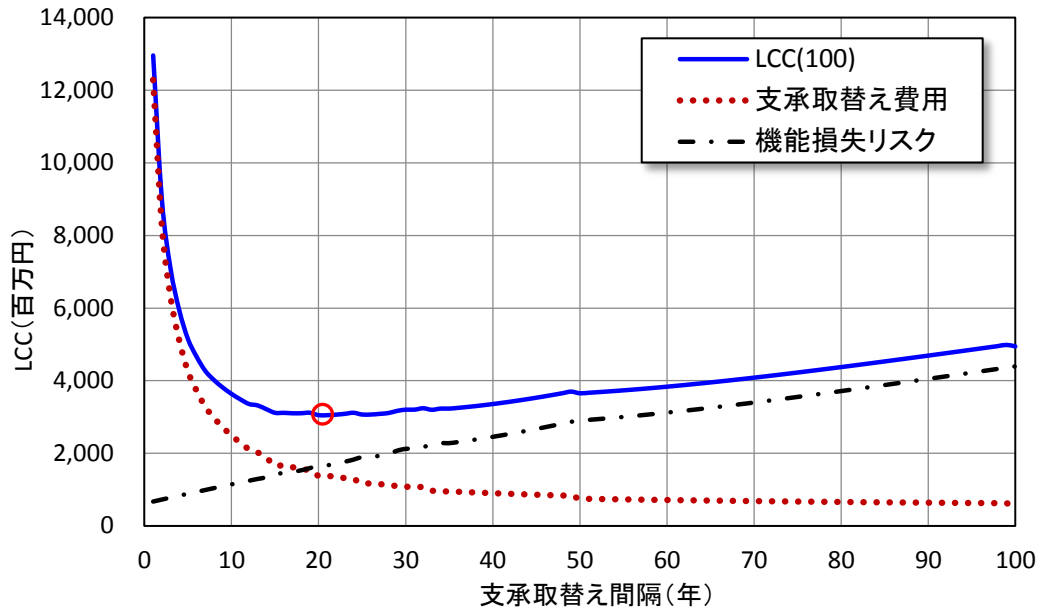


(a) 維持管理シナリオごとのLCC比較

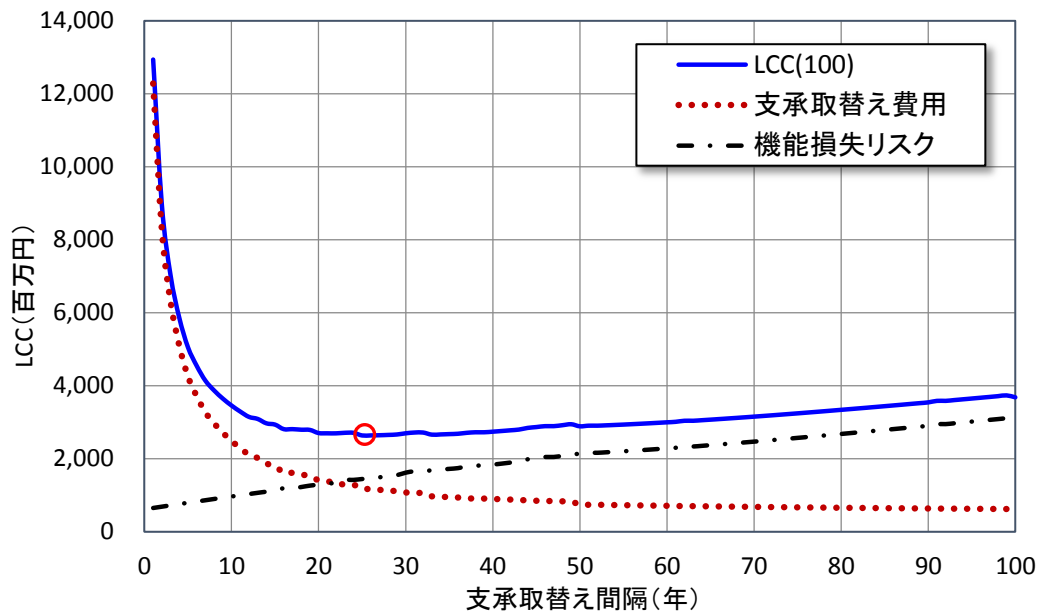


(b) 支取取替え間隔の最適化

図-5.3.8 社会的割引率4%におけるLCC



(a) 劣化速度 1/2 (破断ひずみに至る年数が 2 倍=50 年)



(b) 劣化速度 1/3 (破断ひずみに至る年数が 3 倍=75 年)

図-5.3.9 劣化速度をパラメータとした場合の最適支承取替え間隔の算定 (社会的割引率 2%)



### 5.3.5 結言

LRBの経年劣化を考慮した高架道路橋システムの地震リスク評価により、地震時機能損失コストの算定を行った。併せて、設定した維持管理シナリオごとのLCCを試算するとともに、維持管理戦略の最適化について検討した。得られた知見をまとめると、以下のとおりとなる。

- ① 高架道路橋の構造要素（LRBおよび橋脚）における地震時性能レベルを定義し、各々のレベルに対する発生確率を算出したところ、LRBの経年劣化が進むにつれて支承の損傷度が大きい方へ発生確率がシフトしていく傾向であることがわかった。損失コストはイベントツリーより各構造要素の損傷度の組合せにより求めており、これに発生確率を乗じた機能損失コストについては、LRBの経年劣化の進展とともに増大することが示された。
- ② 設定した維持管理シナリオのうち100年の評価期間における最適LCCは、現状劣化時点で取替え、その後終局状態に達する前に取替える、予防保全の場合に得られる試算結果となった。なお、社会的割引率および劣化速度（破断ひずみへ至るまでの期間）をパラメータとしてLCCの検討を行ったところ、劣化速度をパラメータとしたケースのほうが社会的割引率よりも効果があることが示された。

## 5.4 まとめ

第5章「地震リスクを考慮した耐震性能評価および維持管理」では、構造物の損傷規模の確率を fragility 特性により評価した。地震時における要求性能を定義したうえで地震リスク評価により損失を算出し、維持管理シナリオごとのライフサイクルコストを求めた。さらに LRB 取替え間隔の最適化において、社会的割引率ならびに LRB 劣化速度をパラメータとした検討を行った。

多数地震動入力による耐震性能影響検討にて得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 劣化 LRB モデルの IDA 曲線は、橋脚が終局状態まで至っているものが多くあるのに対し、支承は PGV が増加しても変形量は増えず終局に至っていないものが少なくない。これらより、劣化 LRB が破断に至る前に、橋脚が終局となるケースが多いと読み取れる。一方、リファレンス LRB モデルの IDA 曲線は、劣化 LRB モデルと同様の傾向を示しているが、その度合いが一層強くなっている。これは LRB の破断ひずみが大きいため、橋脚が先行して終局に至るケースが多いためであると言える。
- (2) 劣化 LRB モデルの fragility 特性は、300kine までは支承の破壊確率が高く、橋脚より支承が先行して終局へ至る場合が多いことを示しており、LRB の経年劣化の影響が現れていることが示されたと言える。ただし、400kine 付近より大きい PGV では破壊確率 0.33 ほぼ頭打ちとなっている。一方、リファレンス LRB モデルでは、支承の破断が生じる前に橋脚の終局変位が先行するモードの発生が大部分である fragility 特性となっており、劣化 LRB モデルと比較することで経年劣化の影響は明らかである。
- (3) 対象とした道路橋システムにおいて破壊確率が 50% を超える PGV は、劣化支承の場合は 300kine であるのに対し、リファレンス支承は 340kine であることから、LRB の経年劣化が橋梁全体系の耐震性能の低下に影響を及ぼしていることも確認できた。

地震リスク評価にて得られた知見は以下のとおりである。

- (4) 道路橋の地震時性能レベルを構造要素ごとに定義し、各々のレベルに対する発生確率を算出したところ、LRB の経年劣化が進むにつれて支承の損傷度が大きい方へ発生確率がシフトしていく傾向となった。イベントツリーを適用して各構造要素の損傷度の組合せにより損失コストを求めており、これに発生確率を乗じた機能損失コストについては、LRB の経年劣化の進展とともに増大することが示された。
- (5) 設定した維持管理シナリオのうち 100 年の評価期間における最適 LCC は、現状劣化時点で取替え、その後終局状態に達する前に取替える、予防保全の場合に得られる試算結果となった。なお、社会的割引率および劣化速度（破断ひずみへ至るまでの期間）をパラメータとして LCC の検討を行ったところ、劣化速度をパラメータとしたケースのほうが社会的割引率よりも効果があることが示された。

## 第5章 参考文献

- [5-1] 曾田信雄, 山田金喜, 木水隆夫, 広瀬剛, 鈴木基行: 東北地方太平洋沖地震により破断した積層ゴム支承の性能試験, 構造工学論文集 Vol.59A, pp.516-526, 2013.
- [5-2] 林訓裕, 足立幸郎, 五十嵐晃, 党紀, 濱野真彰, 東出知大: 積層ゴム支承の経年劣化損傷が残存性能に与える影響検討, 第17回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講座論文集, Vol.17, p197-202, 2014.
- [5-3] Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A.: Incremental Dynamic Analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.31, Issue 3, pp.491-514, 2002.
- [5-4] 中澤俊幸, 吉敷祥一, 曲哲, 三好新, 和田章: 免震構造物における耐震安全性の確率論的評価に関する基礎検討, 日本建築学会構造系論文集, Vol.76, No.662, pp.745-754, 2011.4
- [5-5] FEMA: Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings, Report No. FEMA-350, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2000.
- [5-6] Mander, J. B., Dhakal, R. P. and Mashiko, N.: Incremental Dynamic Analysis Applied to Seismic Risk Assessment of Bridges, *Proceedings 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering (8NCEE)*, EERI, San Francisco, USA, 4/18-22, 2006.
- [5-7] Filipov, E. T., Revell, J. R., Fahnestock, L. A., LaFave, J. M., Hajar, J. F., Foutch, D. A. and Steelman, J. S.: Seismic performance of highway bridges with fusing bearing components for quasi-isolation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.42, No.9, pp.1375-1394, 2013.
- [5-8] 谷口惺, 五十嵐晃, 木田秀人: 漸増動的解析 (IDA) に基づく長大橋の耐震性能評価, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.4, pp.I\_323-I\_333, 2014.
- [5-9] Shinozuka, M., Shiraki, N. and Kameda, H.: Performance of Highway Network Systems under Earthquake Damage, *Proceedings of the Second International Workshop on Mitigation of Seismic Effects on Transportation Structures*, Taiwan, pp.303-317, 2000.9
- [5-10] 笛木孝哲, 庄司学: 高架道路橋の地震時機能損失評価, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.449-459, 2009.
- [5-11] 国立研究開発法人 防災科学技術研究所: J-SHIS 地震ハザードステーション, 地震ハザードカルテ 2014 年度版, 2014. <http://www.j-shis.bosai.go.jp/labs/karte/html?epoch=Y2014&lon=135.48606687336&lat=34.637702445562>, (参照 2016/02/18)
- [5-12] 国土交通省道路局: 平成 22 年度道路交通センサス, 2011.
- [5-13] 阪神高速道路公団: 第 21 回阪神高速道路起終点調査報告書, 1999.
- [5-14] 国土交通省道路局, 都市・地域整備局: 費用便益分析マニュアル, 2008.
- [5-15] 国土交通省道路局: 交通事故減少便益の原単位の算出方法, 第 4 回道路事業の評価手法に関する検討委員会, 参考資料 2, 2008.
- [5-16] 吉田郁政, 赤石沢総光, 鈴木修一: 劣化を考慮した常時・地震時の LCC 評価モデルの基礎研究, 第 57 回土木学会年次学術講演会講演概要集, VI-095, pp.189-190, 2002.
- [5-17] 井関泰文, 増川淳二: ライフサイクル地震損失コストの考え方と事例, 第 4 回地震災害マネジメントセミナー地震リスクマネジメントを考える, pp.35-41, 2002.
- [5-18] 佐藤忠信, 吉田郁政, 増本みどり, 金治英貞: ライフサイクルコストを考慮した道路橋の

- 補強戦略, 土木学会論文集, No.784, VI-66, pp.125-138, 2005.
- [5-19] 大谷悟, 佐渡周子, 今野水己, 土谷和之, 牧浩太郎: 主要先進国等の公共事業評価に適用される社会的割引率, 土木学会論文集 D3(土木計画学), Vol.69, No.5, pp.I\_163-I\_171, 2013.
- [5-20] 阪田和哉, 林山泰久: 社会資本ストックの社会的割引率に関する実証的研究, 応用地域学研究, No.7, pp.99-109, 2002.
- [5-21] 財務省理財局: 国債金利情報, [http://www.mof.go.jp/jgbs/reference/interest\\_rate/](http://www.mof.go.jp/jgbs/reference/interest_rate/), (参照 2016/05/10)
- [5-22] Kato, M., Watanabe, Y., Yoneda, G., Tanimoto, E., Hirotani, T., Shirahama, K., Fukushima, Y. and Murazumi, Y.: Investigation of Aging Effects for Laminated Rubber Bearings of Pelham Bridge, Proceedings of 11WCEE, MEXICO, 1996.
- [5-23] 森田慶子, 高山峯夫: 免震用積層ゴムアイソレータの経年変化調査の実態把握, 日本建築学会技術報告集, Vol.19, No.41, pp.31-35, 2013.

## 第6章 結論

本論文は、長期間に渡り道路橋において供用された免震ゴム支承に顕在化しつつある経年劣化損傷に着目し、残存性能評価ならびに劣化メカニズム検証を行い、得られた結果を用いて免震ゴム支承の維持管理における性能規定の提案を行ったものである。

以下に各章の結論を総括する。

**第2章 「経年劣化 LRB を用いた残存性能評価」**では、長期供用中に経年劣化損傷が発生した LRB を対象に力学およびゴム材料に関する残存性能評価を行った。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 力学的残存性能確認試験では、減衰性能の低下、ならびに剛性の増加が明らかになった。これは鉛プラグの突出による鉛量の減少と経年劣化によるゴム硬化が影響しているものと推察される。終局せん断変形性能は、リファレンス支承の 329%に対して、劣化支承は 274%と下回っているが、レベル 2 地震動せん断ひずみ許容値 250%に対する変形性能は満足していることが確認された。また、常時試験では復元力特性の著しい変動は見られず、安定した履歴が得られており、長期供用期間中の常時性能は満足するものと考えられる。
- (2) ゴム材料残存性能確認試験では経年劣化によるゴムの硬化が確認された。なお、破断伸びにおける劣化支承のリファレンス支承からの低下率は、終局せん断変形性能の比較でも同等の低下を示していることから、両者は概ね相関があると考えられる。LRB の耐荷力および耐久性を確認する接着剤はく離試験ではゴム部で破断しており、終局試験の結果とも相関が確認できることから、長期間供用後も接着強さは満足していると言える。
- (3) 試験後の鉛プラグ状況の観察より、劣化支承における鉛プラグの破断ならびにプラグ孔外へのはらみ出しが多数確認された。これらの現象は本研究で実施した力学試験のみで発生したとは考えにくいことや、当該 LRB の損傷履歴を踏まえると、供用中段階で相当の変状が起っていたものと推察される。リファレンス支承にも破断やはらみ出しが発生しているが、力学試験の結果と照合すると、破断のみが発生する場合は減衰性能への影響は小さいが、鉛がプラグ孔外へはらみ出すことによって鉛量が減少すると、減衰性能の低下と相関すると言える。

**第3章 「動的応答から見た残存性能評価」**では、経年劣化 LRB の支承特性値の変化が道路橋システムの地震時性能へ及ぼす影響を動的応答の観点から検討した。併せて、支承特性値をパラメータとした限界状態の把握を行った。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 道路橋示方書標準波に対しては、タイプ I 地震動、タイプ II 地震動とも劣化支承モデルの応答がリファレンス支承モデルと比較しても大きく、LRB の経年劣化の影響が現れた。劣化 LRB の一部で許容ひずみ 250%を超過したが、橋脚の応答を含めても、LRB の破断や橋脚の倒壊までは至らない。なお、残留応答は支承、橋脚とも小さく、地震後の使用性等はほとんど問題ないことがわかった。

- (2) 上町断層帯の破壊を想定した最大級シナリオ地震動に対しては、支承は許容ひずみ以下の応答であったが、橋脚は許容塑性率を超過し、劣化 LRB モデルの一部では終局塑性率を上回る結果となった。すなわち橋脚は倒壊する可能性があり、設定された耐震目標を達成するためには、必要な対策を講じる必要があることが明らかとなった。また、直下型地震であるタイプⅡ地震動と比較すると、最大級シナリオ地震動での支承応答は小さく、逆に橋脚応答が大きい結果となっている。
- (3) 支承特性値をパラメータとして変化させたところ、時間の経過とともに LRB の最大応答ひずみおよび最大応力も徐々に低下していることから、等価剛性増加よりも切片荷重低下の影響が相対的に敏感であることが示された。最大応答ひずみの経年変化と破断ひずみの劣化予測を組み合わせる限界状態へ至る期間の評価を行ったところ、地震動タイプにかかわらず 27～28 年と試算された。しかしながら、本評価は数少ない経年劣化 LRB の試験データ等を適用したものであることから、その確度を向上するために、ゴムの経年劣化と支承の破断ひずみを定量的に評価できる方法の確立が今後の課題である。

**第4章 「鉛プラグの常時変形による経年劣化メカニズム」**では、LRB の常時変形に着目し、長期間供用に伴う鉛プラグの劣化メカニズム検証を目的として、鉛プラグの詳細調査および数値挙動解析による損傷メカニズム検証を行った。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 鉛プラグの断面観察の結果、破断した時期は不明だが、低サイクル疲労の影響が大きいことが判明した。結晶粒度が小さいことから再結晶によるひずみ解消が完全ではなく、繰り返し変形で塑性ひずみが蓄積された部分が損傷（きれつ発生から破断）したと推定される。また、鉛プラグの劣化メカニズムは、常時変形時において鉛プラグ表面の応力集中部でのひずみにより発生する欠陥（きれつ）が発端となる可能性が高い。また酸化鉛（PbO）は外部からの水の影響によるものであり、きれつの進展と相まって進行、粉体化するものである。
- (2) 鉛の速度依存性を考慮した LRB 挙動解析では、鉛プラグに高い塑性ひずみが生じている。特に上下鋼板および内部鋼板のエッジと接触している要素で大きく、鋼板とゴムの剛度の差による応力集中が要因と考えられる。また、その箇所は力学試験後に確認された破断箇所とよく一致しており、実現象を再現できたと言える。なお、鉛プラグには引張および圧縮が生じており、Mises 降伏条件における相当塑性ひずみの引張側最大値は 1.22 となっており、解析で用いる鉛物性値を得るための引張試験の破断ひずみ（真ひずみで 0.23～0.31）を考慮すると、常時変形において破断に至るひずみレベルへ達している可能性がある。

**第5章 「地震リスクを考慮した耐震性能評価および維持管理」**では、構造物の損傷規模の確率を脆弱性特性により評価し、地震時における要求性能を定義したうえで地震リスク評価により損失を算出し、維持管理シナリオごとのライフサイクルコストを求めた。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 劣化 LRB モデルの脆弱性特性は、300kine までは支承の破壊確率が高く、橋脚より支承が先行して終局へ至る場合が多いことを示しており、LRB の経年劣化の影響が示されたと言える。一方、リファレンス LRB モデルでは、支承の破断が生じる前に橋脚の終局変位が先行するモードの発生が大部分となる脆弱性特性となっており、劣化 LRB モデルと比較することで経年劣化の影響は明らかである。また、対象とした道路橋システムにおいて破壊

確率が50%を超えるPGVは、劣化支承の場合は300kineであるのに対し、リファレンス支承は340kineであることから、LRBの経年劣化が橋梁全体系の耐震性能の低下に影響を及ぼしていることも確認できた。

- (2) 地震リスク評価において、道路橋の地震時性能レベルを構造要素ごとに定義し、各々のレベルに対する発生確率を算出したところ、LRBの経年劣化が進むにつれて支承の損傷度が大きい方へ発生確率がシフトしていく傾向となった。損失コストに発生確率を乗じた機能損失コストはLRBの経年劣化の進展とともに増大することが示された。
- (3) 設定した維持管理シナリオのうち100年の評価期間における最適LCCは、現状劣化時点で取替え、その後終局状態に達する前に取替える、予防保全の場合に得られる試算結果となった。なお、社会的割引率および劣化速度(破断ひずみへ至るまでの期間)をパラメータとしてLCCの検討を行ったところ、劣化速度をパラメータとしたケースのほうが社会的割引率よりも効果があることが示された。

以上のように、本論文では長期間供用により経年劣化した道路橋免震ゴム支承の耐震性能評価に関して多くの成果を得ることができたが、今後の維持管理に広く適用していくためには、いくつかの課題が存在する。

#### (1) LRB 内部状態を把握する点検技術の開発

現在、免震ゴム支承の経年劣化損傷は外部から確認できるものに留まっており、かつ確認される損傷が免震橋梁全体系の耐震性能に対してどの程度影響するかを定量的に評価できない。特にLRBの鉛プラグ損傷が外部から確認できるまでには、損傷発生から相当の時間を要するうえ、その状態に至っている時点で減衰性能が大幅に低下している可能性がある。そこで、第6章にて提案したような非破壊検査等の点検方法を具現化することにより、外部から簡便に鉛プラグの状態等のゴム支承内部の損傷を確認することが必要である。

#### (2) 損傷LRBの適切な補修方法の確立

LRBをはじめ、ゴム支承に劣化損傷が発生した場合の補修方法として、取替え以外の選択肢が確立されていない。支承取替えは時間や費用を要するうえ、設置状況によっては道路の交通規制や通行止めが必要となり社会的な損失を伴う場合もある。特に常時機能に問題なく、減衰性能の低下を補完すればよい場合には、第6章で提案したような安価かつ簡便に補修もしくは補強可能な対策を開発しておくことが必要である。

#### (3) LRB 使用環境の改善

フランジ幅の狭い鋼板桁においてLRBへ取替える際に、ソールプレートをフランジ幅に合わせたために鉛プラグの一部がソールプレートに覆盖されなくなり、外部からの水の浸入によって鉛プラグが酸化劣化することを第5章で示した。この対策として、水をなるべく排除する取組みが有効である。具体的には桁端部においては伸縮装置からの漏水を止める、覆盖されていない部分にプレートを設置して水の浸入を抑止するなどが考えられる。

#### (4) 低サイクル疲労寿命の評価

第5章にて示した鉛プラグ破断面観察において、低サイクル疲労による破断であると推察されたことから、きれつ発生から破断までの疲労寿命を評価することは維持管理上必要と考える。しかしながら、鉛に関する低サイクル疲労特性評価を行った既往事例は皆無であること、鉛材料単体試験による評価とゴム支承に圧入された LRB としての試験結果にどのような相関関係を有しているかは不明確である。よって、試験ならびに評価方法を十分に検討したうえで疲労寿命評価を行うことが望まれる。

#### (5) 地震リスク評価および LCC の精度向上

第6章にて検討した地震リスク評価ならびに LCC 算定では、2 質点モデルを用いており、すべての LRB ならびに橋脚は同じ損傷となる仮定をしている。実際の損傷状態は各々異なってくることから、精度向上のための個別要素のばらつきを考慮したモデルの改良が必要になる。併せて要求性能および各損失コストのブラッシュアップを行うとともに、危機耐性の観点から現時点の地震ハザード（50 年超過確率）を上回るケースについても検討を進めておくことが望まれる。



## 謝辞

本論文は、筆者が阪神高速道路株式会社において、積層ゴム支承の経年劣化ならびにその維持管理に関する研究に携わってきた約5年にわたる研究成果を、京都大学大学院工学研究科都市社会工学専攻博士後期課程在学中にとりまとめたものです。この間に、多くの方々からご指導、ご鞭撻、ご助言を賜りました。

京都大学防災研究所教授 五十嵐晃先生には、本論文をまとめる機会を与えていただくとともに、本研究の遂行ならびに本論文をまとめるにあたり、終始ご懇篤なるご指導ご鞭撻を賜りました。厚く感謝の意を表し、御礼申し上げます。免震デバイスの維持管理に関して、筆者の理解を深めることができましたのも、五十嵐晃先生との出会いがあつてのことと確信をしております。ここに深甚な万謝をささげる次第であります。

京都大学防災研究所教授 澤田純男先生には、本研究の遂行にあたり大所高所よりの確なご指導を賜りました。厚く御礼申し上げます。京都大学大学院准教授 高橋良和先生には、研究の折々において貴重なご意見を賜りました。ここに深甚な感謝の意を表します。

阪神高速道路株式会社技術審議会耐震設計分科会（主査：岐阜大学名誉教授 杉戸真太先生、京都大学大学院教授 清野純史先生）の委員の先生方には本プロジェクトについて多面的なご指導を賜り、本研究に有意義なご意見を賜りました。ここに皆様に深く感謝致します。

東京工業大学名誉教授 川島一彦先生には、免震構造研究の第一人者として本研究に関して大局的な見地より非常に有意義なご意見を賜りました。深く感謝の意を表します。

埼玉大学大学院助教 党紀先生には、力学的残存性能確認試験および解析に関する貴重なご指導とご助言を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

劣化した LRB の性能検証に関する検討会（検討会長：京都大学防災研究所 五十嵐晃教授）においては、河内山修博士、長田修一氏、二木太郎博士をはじめとするオイレス工業株式会社の方々、横幕俊典氏、大谷修氏、下池利孝氏をはじめとする株式会社コベルコ科研の方々より多大なご支援を頂きました。ここに深く御礼申し上げます。

また、経年劣化 LRB の残存性能試験ならびに数値解析を実施するにあたり、愛知工業大学名誉教授 青木徹彦先生、筑波大学大学院准教授 松田昭博先生、一般社団法人日本支承協会ならびにゴム支承協会の方々をはじめとする数多くの皆様に深く感謝致します。

筆者が土木構造物の維持管理に関して理解を深めることができたのは、学生時代に京都大学名誉教授 大西有三先生、京都大学大学院教授 大津宏康先生、岡山大学大学院教授 西山哲先生といった素晴らしい先生方にお会いできたからであると信じております。ここに諸先生方に心より深謝致します。

京都大学大学院工学研究科都市社会工学専攻博士後期課程在学中は、京都大学防災研究所准教授 米山望先生、森美穂秘書、東出知大氏（現オイレス工業株式会社）、北川純氏（現鹿島建設株式会社）の他、都市耐水研究室の学生の方々から多大なご支援を頂きました。ここに感謝の意を表します。

筆者が社会人学生として京都大学大学院への留学の機会を与えていただきました、阪神高速道路株式会社の関係各位ならびに諸先輩方に厚く感謝の意を表します。足立幸郎博士には本研究のきっかけをいただくとともに、常に筆者を叱咤激励していただきました。ここに厚く感謝の意を表します。八ツ元仁氏、篠原聖二博士の両名とは、同じ免震構造に興味を持つものとして様々な議論を交わし、本研究に関する貴重なアドバイスをいただきました。深く御礼申し上げます。

併せて、本研究は阪神高速道路株式会社の諸先輩方、多くの同僚のご理解ならびにご支援がなければ成しえなかったことと思います。濱田信彦博士、北川隆司氏、川北司郎氏、谷口信彦氏、鈴木浩一氏、大隣真一氏、東三千春氏、鈴木威氏、佐々木一則博士、金治英貞博士、渡邊尚夫氏、甲元克明氏、西岡勉博士、辻村政夫氏、閑上直浩氏、小林寛氏、葉玉博文氏、黒田孝志氏、加藤晴久氏、宮本実信氏、杉岡弘一博士、上田勝久氏、岡村彰久氏、小坂崇氏、崎谷浄氏、杉山裕樹氏、藤林美早さん、十名正和氏、青木康素氏、肥田肇氏、中元佑一氏、谷口惺氏に感謝の意を表します。

また、山尾泰之氏、飯塚修一氏、坂本直太氏をはじめとする阪神高速技術株式会社の方々には、LRBの実橋からの取り出しならびに各種試験の段取り、結果のとりまとめ等において多大なご尽力いただきました。ここに厚く感謝致します。

その他にも数多くの方々ご指導、ご鞭撻、ご協力をいただくことにより本論文を取りまとめることができました。ここに全ての方のお名前を挙げることは出来ませんが、衷心より深く御礼申し上げます。

最後に、本研究を進めるうえで筆者に元気と癒しを与えてくれた長女郁菜子と長男憲輝、そして一番苦勞をかけたにもかかわらず筆者のことを理解し常に支え続けてくれた妻道代に、改めて深く感謝する次第です。

## 本論文に含まれる著者の発表論文一覧

### 【査読付き論文】

- 1) 林訓裕, 足立幸郎, 甲元克明, ハツ元仁, 五十嵐晃, 党紀, 東出知大 : 経年劣化した鉛プラグ入り積層ゴム支承の残存性能に関する実験的検証, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.4, pp.I\_1032- I\_1042, 2014.7
- 2) Kunihiro HAYASHI, Yukio ADACHI, Akira IGARASHI, Ji DANG : Experimental Evaluation of Aging Deterioration of Rubber Bearings in Highway Bridges, Proc. 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (2ECEES), 2(Paper No.1251), 2014.8
- 3) 林訓裕, 足立幸郎, 坂本直太, 五十嵐晃, 党紀, 大谷修, 下池利孝 : ゴム支承の損傷メカニズムに関する基礎的検証, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.71, No.4, pp.I\_525-I\_536, 2015.9

### 【国内外会議・シンポジウム等】

- 1) 林訓裕, 足立幸郎, 甲元克明, ハツ元仁, 五十嵐晃, 党紀, 東出知大 : 経年劣化したゴム支承 (LRB) の残存性能に関する実験的考察, 第 16 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.449-456, 2013.7
- 2) 林訓裕, 足立幸郎, 甲元克明, 五十嵐晃, 党紀, 東出知大 : ゴム支承 (LRB) の経年劣化と地震時残存性能試験, 土木学会第 68 回年次学術講演会講演概要集, I-038, pp.75-76, 2013.9
- 3) 党紀, 五十嵐晃, 東出知大, 足立幸郎, 林訓裕 : ゴム支承 (LRB) の経年劣化と終局変形性能および常時性能試験, 土木学会第 68 回年次学術講演会, I-039, pp.77-78, 2013.9
- 4) 甲元克明, 足立幸郎, 林訓裕, 五十嵐晃, 党紀 : ゴム支承 (LRB) の経年劣化と積層ゴムの材料試験, 土木学会第 68 回年次学術講演会, I-040, pp.79-80, 2013.9
- 5) 東出知大, 五十嵐晃, 党紀, 足立幸郎, 林訓裕, 甲元克明 : ゴム支承 (LRB) の経年劣化と残存性能に関する解析的検討, 土木学会第 68 回年次学術講演会, I-041, pp.81-82, 2013.9
- 6) 林訓裕, 足立幸郎, 甲元克明, ハツ元仁, 五十嵐晃, 党紀, 東出知大 : 鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB) の経年劣化による残存性能に関する実験的検証, 土木学会第 33 回地震工学研究発表会講演論文集, 3-445, 2013.10
- 7) 党紀, 東出知大, 五十嵐晃, 足立幸郎, 林訓裕 : 経年劣化されたゴム支承 (LRB) を用いる橋梁構造の耐震性能に関する解析検討, 第 17 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.311-318, 2014.7
- 8) 東出知大, 五十嵐晃, 党紀, 足立幸郎, 林訓裕 : 鉛プラグ入り積層ゴム支承の経年劣化による減衰性能低下モデル, 土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集, I-316, pp.631-632, 2014.9

- 9) 林訓裕, 足立幸郎, 五十嵐晃, 党紀, 東出知大 : 鉛プラグ入り積層ゴム支承の損傷メカニズム検証, 土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集, I-317, pp.633-634, 2014.9
- 10) 党紀, 東出知大, 五十嵐晃, 足立幸郎, 林訓裕 : 漸増動的解析(IDA)による経年劣化されたゴム支承(LRB)を有する橋梁構造の性能評価, 土木学会第 34 回地震工学研究発表会講演論文集, A22-696, 2014.10
- 11) 林訓裕, 足立幸郎, 坂本直太, 五十嵐晃, 党紀, 大谷修, 下池利孝 : ゴム支承の損傷メカニズムに関する基礎的検証, 土木学会第 34 回地震工学研究発表会講演論文集, A22-700, 2014.10
- 12) 林訓裕, 五十嵐晃, 党紀, 足立幸郎 : LRB の経年劣化を考慮した地震リスク評価に基づく道路橋の耐震性能評価, 第 19 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.419-426, 2016.7

## 付録

### 1. 耐震性能の観点からの経年劣化 LRB 維持管理目標

常時におけるゴム支承の維持管理に関しては、ゴム支承本体の劣化としてオゾンクラックによって判定区分が示されている。一方で、本研究において LRB の経年劣化が耐震性能へ与える影響が少なくないことを確認したため、耐震性能の観点から維持管理目標を付表-1 のように提案する。

橋梁定期点検要領に示されている 4 段階の判定区分に従って LRB の損傷状況を整理し、それぞれにおける耐震性能および維持管理方法を示すものである。

付表-1 耐震性能の観点における LRB の維持管理目標

区分	LRB の状況		耐震性能	維持管理方法
Ⅰ. 健全	損傷は外観上なし		設計上要求される性能を満足する	○ 定期点検により継続的に確認を行う
Ⅱ. 予防保全段階	支承表面にクラック等の変状が確認される		ゴム劣化の影響はあるが、設計上要求される性能を概ね満足する	○ 定期点検に加えて必要に応じて追跡調査を行う ○ せん断変形の大きい時期にクラック深さを測定する
Ⅲ. 早期措置段階	支承側面にふくれが生じる (鉛プラグの孔外はらみ出し)		減衰性能は低下しつつあるが、鉛量の減少はないため所定の性能は有している	○ 追跡調査を行い、ふくれの進行を確認する ○ 補修方法を検討し、計画的に補修する
Ⅳ. 緊急措置段階	支承側面・上面からの鉛プラグの突出 (鉛量の減少)		鉛量が当初より減少しているため、減衰性能は大幅に低下している	○ 直ちに補修ないしは補強を行う

