

免震支承の等価剛性および等価減衰定数のばらつきが 免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響

足立幸郎¹・運上茂樹²

¹正会員 工修 阪神高速道路公団 工務部設計課 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

²正会員 工博 建設省土木研究所 耐震研究室室長 (〒305-0804 茨城県つくば市大字旭1番地)

1. はじめに

大規模地震時における免震橋梁は、免震支承と橋脚と複数箇所では塑性化が生じる可能性がある。このように橋梁の複数箇所では塑性化が生じる場合は、部材の耐力・剛性のばらつきが橋梁全体系の固有周期および減衰特性に影響を及ぼす。免震橋梁は支承の動的特性によってその地震応答特性が支配されることから、免震支承の等価剛性および等価減衰定数のばらつきによる免震橋梁の地震応答特性への影響は大きいと考えられる。また、部材間の耐力バランスが部材個々の非線形性の集中度に影響を及ぼす可能性も考えられる。

免震支承のばらつきを考慮した免震構造物の耐震性評価を行った事例としては、免震建築建物を対象として、免震支承および建築構造物を規定するパラメータを変動させ耐震安全性の感度解析を試みた菊地ら¹⁾の研究、免震橋梁を対象として、入力地震波の不確定性、橋脚の履歴特性の不確定性に着目し信頼性解析を行った平井ら²⁾の研究が挙げられる。両研究とも免震支承の動的特性のばらつきを考慮しているが、ばらつきの値そのものは工学的判断に基づいた設定がなされている。

免震支承の動的特性のばらつきについては、免震構造設計指針³⁾において報告がなされている。しかしながらこれらは、建築構造物に使用する免震支承を対象としたものであり、道路橋に使用する免震支承に関する調査は少ない。さらに、免震支承の終局限界状態すなわち破断特性に関する研究は、建築および道路の分野に共通して非常に少ない。

そこで本研究では、天然ゴム系積層ゴム支承を含めた免震支承および橋脚の耐力・剛性のばらつきを調査し、その変動特性を明らかにした。さらに、モンテカルロシミュレーション手法を用いて、免震支承のばら

つきを考慮した免震橋梁の地震応答解析を行うことによって、免震支承の等価剛性および等価減衰定数のばらつきが免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響を検討したものである。

2. 免震支承の剛性・減衰特性のばらつき

(1) 免震支承の剛性・減衰性のばらつきデータの収集

免震支承は、1960年代にニュージーランドで開発されて以来、ニュージーランド、アメリカ、イタリア、日本等の地震が頻繁に発生する国々で採用されてきている。日本の道路橋においては静岡県宮川橋において鉛プラグ入り積層ゴム支承(以下「LRB」と略記)が初めて実用化され、その後栃木県の山あげ大橋において高減衰積層ゴム支承(以下「HDR」と略記)が実用化された。しかしながら、兵庫県南部地震発生までに建設された免震橋梁の総数は数橋程度であった。そのため、道路橋に用いる免震支承の剛性・減衰特性のばらつきに関する統計的情報を得るために基本となる各種の試験結果のデータ数そのものが不足しており、このため免震支承の剛性・減衰特性のばらつきに関する研究は十分進んでいなかったのが実情と思われる。

建築構造物に用いられるLRBおよびHDRの水平バネ定数(等価剛性)や等価減衰定数のばらつきは、1993年の段階で免震構造設計指針³⁾に報告されている。ここでは、LRBおよびHDRには等価剛性および等価減衰定数ともに変動係数として±10~15%程度ばらつきが存在することが示されている。免震支承の破断特性のばらつきについては、安井ら⁴⁾が原子力構造物に用いる免震支承を対象とした結果を報告している。ここでは、LRBやHDRおよび天然ゴム系積層ゴム支承(以下「RB」と略記)を対象とした破断実験を行い、破断ひ

表-1 免震支承の動的パラメータの統計解析に用いたデータの所有機関およびデータ数

	等価剛性*			等価減衰定数**			破断ひずみ***			備考
	LRB	HDR	RB	LRB	HDR	RB	LRB	HDR	RB	
土木研究所	0	0	0	0	0	0	0	2	0	縮小モデル
日本道路公団	0	0	93	0	0	93	1	0	9	実大モデル
首都高速道路公団	0	0	0	0	0	0	17	0	0	縮小モデル
阪神高速道路公団	214	563	0	214	563	0	0	0	0	実支承
名古屋高速道路公社	325	113	0	325	113	0	0	0	0	実支承
静岡県	0	0	0	0	0	0	1	0	0	縮小モデル
日本橋梁建設業協会	7	24	94	7	24	0	0	0	0	実支承
ゴム支承協会	0	0	0	0	0	0	4	4	108	縮小+実大モデル
合計	546	700	187	546	700	93	23	6	117	

*: 等価剛性の算定においては、せん断ひずみ136%~175%のデータを用いた。

** : 等価減衰定数の算定においては、せん断ひずみ150%~175%のデータを用いた。

***: 正負交番試験後の片押し載荷試験、単調片押し載荷試験の両者の結果をまとめた。

ずみは概ね 400~500%であることが報告されている。これらは全て建築構造物および原子力構造物に用いる免震支承を対象としている。

道路橋に用いる免震支承は設計圧縮荷重に占める死荷重の割合が建築構造物に比較して小さく、そのため地震時は建築構造物と比較して低軸圧縮応力状態での性能が要求されている。また、活荷重による回転挙動に追従するため1層あたりのゴム層厚が、建築構造物に用いられる免震支承のゴム層厚よりも厚いという特徴を有する。したがって、免震支承の等価剛性や等価減衰定数の特性や破断特性は、建築構造物に用いられる免震支承と道路橋に用いられる免震支承とは異なることが考えられた。そこで、本研究では他機関の協力を得てその特性に関するデータ収集を行い、分析を行った。

ここでは、建設省土木研究所⁵⁾、日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社、日本橋梁建設業協会、ゴム支承協会の協力の下に、道路橋に用いられる免震支承のせん断変形試験結果および破断試験結果を入手し、それらの統計解析を行った。また、静岡県のデータについては文献調査により収集した。各機関より収集したデータは、せん断変形性能におよぼす面圧依存性や形状係数依存性など種々のパラメータの影響が調査されている。これについては、各種機関から取りまとめられる報告を参照されたい。ここでは、あくまでも現状の設計式とのばらつきに着目することとし、全ての変動要因によるばらつきを包括した形で整理している。

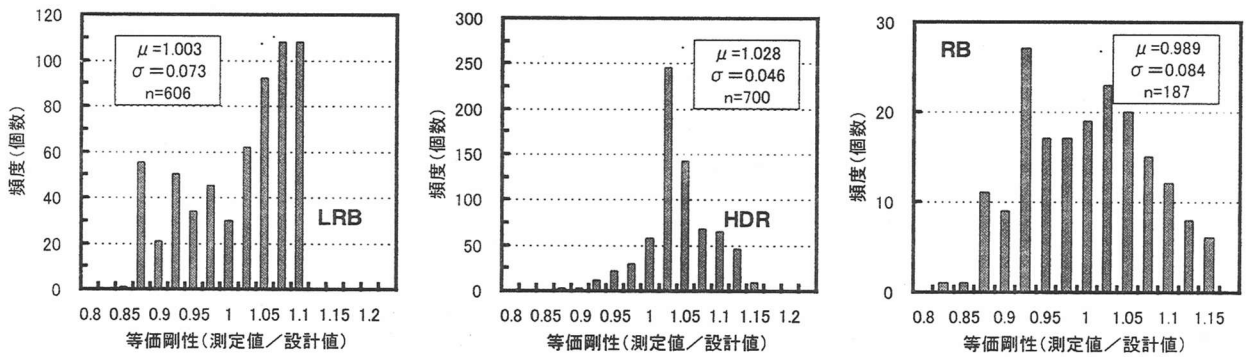
表-1に調査したデータの所有機関とデータ数を示す。備考には、試験に用いた免震支承の概略の大きさを「縮小」、「実大」、「実支承」として示す。「縮小」とは平面寸法が30cm×30cm程度、「実大」とは平面寸法が60cm×60cm程度以上、「実支承」は実際に供する支承を示している。概ね「実大」と同じかそれ以上の大きさの支承を示している。ここで示すデータは出来るだけ同じ試験条件下で行われたデータを取りまとめている。等価剛性および等価減衰定数は、設

計上の水平せん断ひずみ限界値 250%に対して有効値として0.7倍した175%近くのひずみ(135%~175%)に対応する変位振幅に対して10回の繰返し載荷が行われた試験結果を対象として、安定した水平荷重-水平変位関係の得られる4回目載荷から10回目載荷時の履歴曲線から算出した。なお、免震支承の等価剛性や等価減衰定数のばらつきには、面圧依存性や形状係数依存性などが存在するが、前述したようにここでは全てを包含した形で整理を行っている。破断ひずみについては、175%および250%ひずみに対応する10回繰返しせん断載荷実験後に片押しせん断試験(正負交番試験後の片押し載荷試験)で破断させたデータ、片押しせん断試験(単調片押し載荷試験)で破断させたデータ、およびその他のデータを合算して整理を行っている。厳密にはこれらの試験法によって破断ひずみが少なからず影響を受けると考えられるが、ここでは試験法が及ぼす破断ひずみへの影響を明確に把握できるだけの試験データがないこと、データを眺める限りその影響が感じられないことから、区別することなく整理を行っている。また、破断ひずみにおいても、同様に面圧依存性や形状係数依存性などが存在すると考えられるが、これらの影響は全て含まれた形で整理を行っている。

また全てのデータは設計値との比較の形で整理している。したがって、設計式自体が有する推定誤差も含まれた形で整理していることとなる。

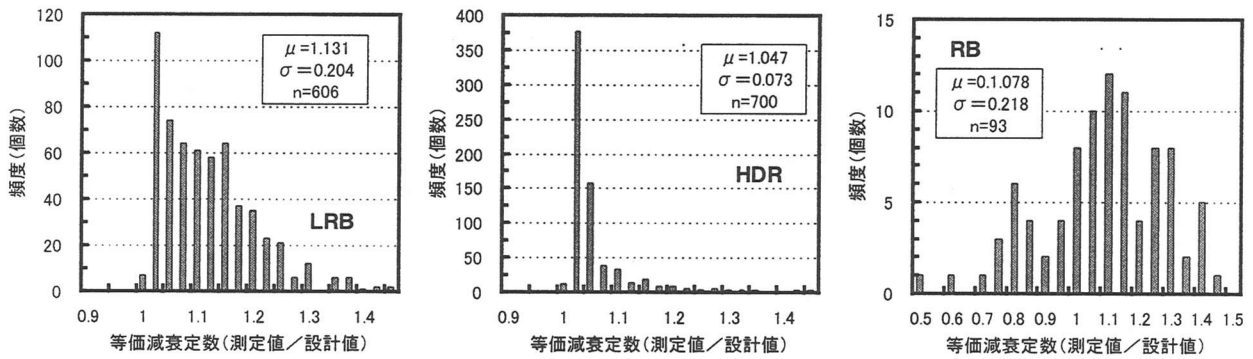
(2) 免震支承の剛性・減衰特性のばらつきの特徴

図-1および図-2に、上述した評価方法に従いLRB、HDR、およびRBにおける等価剛性および等価減衰定数に関する調査結果をヒストグラムおよび平均値と標準偏差について示す。ここで、等価剛性とは最大ひずみ点から算定される割線剛性、等価減衰定数は最大点ひずみを通過するヒステリシスループが吸収するエネルギーと最大ひずみ点から算定される割線剛性を有する線形系の弾性ひずみエネルギーとの比を 4π で除した値として取りまとめている。データは設計値



(a) 鉛プラグ入り積層ゴム支承 (b) 高減衰積層ゴム支承 (c) 天然ゴム系積層ゴム支承

図-1 鉛プラグ入り積層ゴム支承、高減衰積層ゴム支承、天然積層ゴム支承の等価剛性のばらつき



(a) 鉛プラグ入り積層ゴム支承 (b) 高減衰積層ゴム支承 (c) 天然ゴム系積層ゴム支承

(設計値は等価減衰定数=4%と設定)

図-2 鉛プラグ入り積層ゴム支承、高減衰積層ゴム支承、天然積層ゴム支承の等価減衰定数のばらつき

との比の形で示している。等価剛性のデータについてはせん断ひずみ 135%~175%における試験結果、等価減衰定数については 150%~175%における試験結果を取りまとめた。

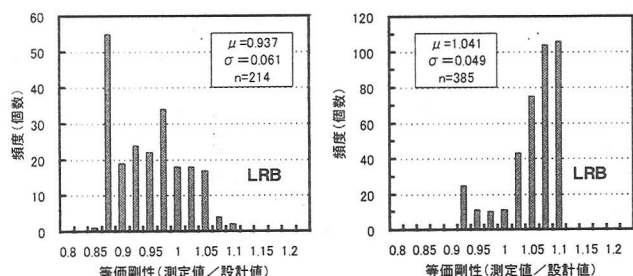
等価剛性に関しては、平均値に着目した場合 LRB、HDR、RB ともほぼ設計値に近い値を有している。しかしながら、LRB および RB の標準偏差は 7%~8%と、HDR の 4.6%と比較して大きい。また、形状的には HDR の分布形状は正規分布に近い形となっているが、LRB および RB のそれは凸形状ではあるがどちらかといえは一樣分布に近い。

等価減衰定数に関しても、ばらつきの傾向は等価剛性のそれと同様の傾向が見られる。平均値に着目した場合、HDR は設計値以上ではあるが LRB に比較した場合小さい。しかしながら標準偏差が小さくほとんどのデータが 100%~110%の間に分布していることがわかる。一方、LRB は平均値が HDR と比較して大きい標準偏差も HDR に比較して大きい。したがって、ほとんどのデータは 100~130%の間に分布しており、HDR と LRB のばらつき特性は非常に異なることがわかる。RB は設計値なるものが存在しないが、ここでは 4%と設定して整理を行っている。概ね平均値的には 4%の等価減

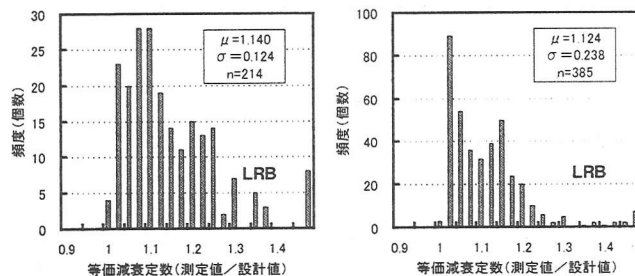
衰定数が確保できていることがわかるが、LRB 以上にばらつきが多いことがわかる。しかしながら、設計値が小さい場合は、ばらつきの絶対値が小さくともばらつき度合いを比として整理した場合は大きくなる場合もある。このことに、留意して結果を考察する必要がある。

以上の結果から、概ね HDR の等価剛性および等価減衰定数のばらつきは、LRB のそれらと比較して小さいという知見が得られる。これは免震構造設計指針³⁾で示された結果と一致している。

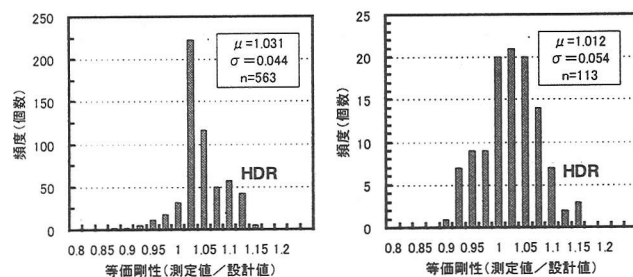
RC 橋脚の終局耐力のばらつきとして変動係数が 5%程度と報告されている⁶⁾。免震支承の等価剛性や等価減衰定数については、変動係数的にはほぼ同等の値もしくはそれ以上の値が算定される。RC 橋脚の終局耐力と免震支承の等価剛性や等価減衰定数は、力学的には異なったものではある。しかしながら、ほぼ同程度もしくはそれ以上の変動係数であることは、免震支承は工業製品であるとはいえ、RC 橋脚のように現場で製作されるものとばらつき的にはほぼ変わらないか、それ以上であるという、非常に興味深い結果を得た。



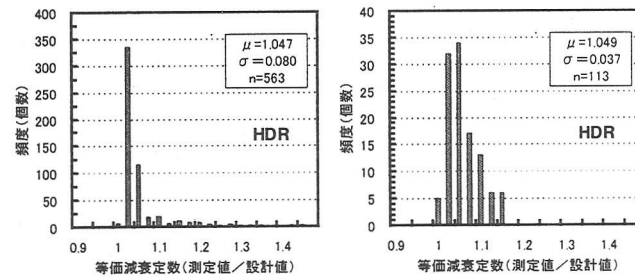
(a)阪神公団データ(1995-1997) (b)名高社データ(1996-1999)
図-3 年代別にみるLRBの等価剛性のばらつきの比較



(a)阪神公団データ(1995-1997) (b)名高社データ(1996-1999)
図-4 年代別にみるLRBの等価減衰剛性のばらつきの比較



(a)阪神公団データ(1995-1997) (b)名高社データ(1996-1999)
図-5 年代別にみるHDRの等価剛性のばらつきの比較



(a)阪神公団データ(1995-1997) (b)名高社データ(1996-1999)
図-6 年代別にみるHDRの等価減衰剛性のばらつきの比較

(3) 免震支承の剛性・減衰特性のばらつきの年代別変化

LRB および HDR の動的特性のばらつきに関するデータの多くは、兵庫県南部地震での復旧時に収集した阪神高速道路公団のデータおよび兵庫県南部地震以降に行われた支承の耐震性改良時に収集された名古屋高速道路公社のデータからなる。前者は概ね 1995～1997 年に収集され、後者は 1996～1999 年に収集されたデータであり、若干ながら支承の製造時期に違いがあると考えられたため、これらデータのの違いに着目した整理を行った。等価剛性および等価減衰定数の整理結果を図-3～図-6 に示す。これらの図を考察する限り、LRB の等価剛性分布以外には、製造時期における LRB および HDR の等価剛性および等価減衰定数の分布の有意な差は認められない。

今回の調査では年代別といってもその差が小さいため、年代別の違いが現れずほとんど同程度のばらつきが整理されたものと考えられる。換言すれば免震橋梁の採用数の増加に比例して、免震支承の製作技術の熟成が図られていると考えられるものの、本調査で検討した 5 年間ほどの技術の熟成では、ばらつきを低減できるほどには至っていないことがわかる。したがって、現状ではこの程度のばらつきが生じることは避けられないと考えられる。もちろん、これは設計式との比較を行っており、設計式自体が有する推定誤差も含まれていることにも留意する必要がある。

(4) 免震支承の破断特性

図-7 および図-8 に、LRB、HDR、RB の破断ひずみ分布、および破断時の耐力を 250%せん断ひずみ時の耐力で基準化した分布を示す。破断ひずみに着目した場合、LRB および RB の平均破断ひずみは 330%程度、変動係数は約 10%程度であり、ほぼ同様の破断ひずみ分布を有していることがわかる。これは、両者が天然ゴムを使用していることから、ほぼ同じ破断ひずみ分布となったと思われる。一方、高減衰ゴムを材料とした HDR の破断ひずみ概ね 500%以上と、LRB および RB に比較して非常に大きい事がわかる。HDR のデータ数は 6 個と非常に少ないものの、その差は歴然としている。破断現象については、鋼板とゴムとの付着破壊、表面ゴムの亀裂破壊など複数の破壊モードが存在する。しかしながら、今回収集できたデータに関しては、これら複数の破壊モードが混在したものとなっており、そのため破壊モードの違いによるばらつきも包括した結果となっていることに留意する必要がある。

破断時の耐力特性に着目した場合、250%せん断ひずみ時の耐力で基準化した場合、平均的にはほぼ 2 倍程度以上となっており、ハードニングが顕著に表れている事がわかる。破断耐力/250%せん断ひずみ時耐力の指標では、LRB は他と比較してそのばらつきは小さいところに分布している。同じ天然ゴムを材料とする RB と比較して小さい原因としては、250%せん断ひずみ時の耐力のうち LRB については鉛プラグのせん断抵抗が全体に占める割合が少なくないこと、250%せん断ひず

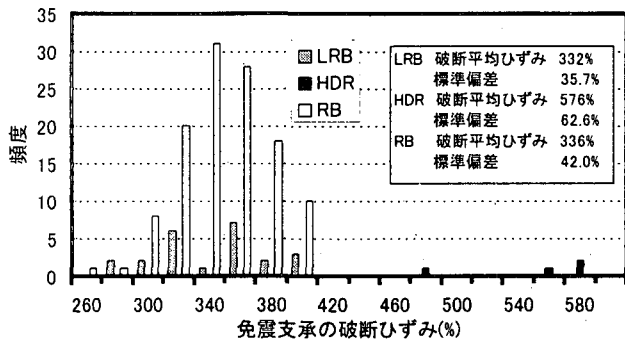


図-7 免震支承の破断ひずみ分布特性

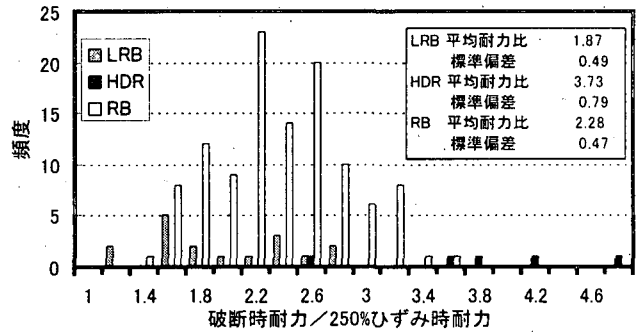


図-8 免震支承の破断時の耐力分布特性

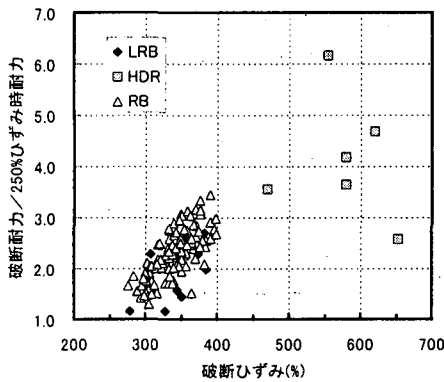


図-9 破断ひずみと破断耐力比の関係

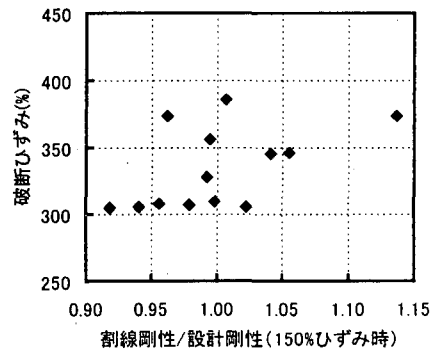


図-10 150%せん断ひずみ時の剛性比と破断耐力比の関係(LRB)

み以降耐力の増加はほとんどゴムのハードニングによるものと考えられるため、破断時の耐力との比として整理を行った場合は鉛プラグの影響により LRB の耐力比は小さく算定されるものと考えられる。また、HDR に関しては破断ひずみが大きいためそれに応じて耐力比も大きな値となっている。

図-9に、破断ひずみと破断耐力比の関係を示す。両者にはほぼ線形的な関係が、LRB、HDR、RB いずれにおいても認められる。これはハードニングが、破断時に着目する限り多少のばらつきはあるもののほぼ同程度の勾配をもって生じていると考えられる。図-10に、LRBに関する破断ひずみと150%せん断ひずみ時の割線剛性と設計剛性との比との関係を示すが両者には明確な関係が認められない。このことは、破断現象と150%程度の低せん断ひずみ域におけるせん断剛性とは関連がなく、等価剛性のばらつきと破断ひずみのばらつきとは相関性が小さいと判断できる。

いずれにせよ、現段階ではデータ数に乏しいため詳細な分析が行えない現状にある。今後は、道路橋においても免震支承の破断試験がより頻繁に行われる傾向⁷⁾にある。データの蓄積とともに、免震支承の破断特性およびその性状に関する検討をさらに深めていく必要がある。

3. 免震橋梁の地震応答解析

上述したように免震支承の動的特性のばらつきが明らかになったことから、これらのばらつきを考慮した免震橋梁の地震応答解析を実施した。具体的には、免震橋梁の部材耐力、剛性等を変動させた地震応答解析を実施した。入力は道路橋示方書レベル2タイプII地震動の加速度応答スペクトル適合波(II-II-1波)を用いた。

対象とした免震橋梁は、表-3に橋梁諸元を示すように鋼床版箱桁を有しT型単柱RC橋脚からなる橋梁とした。さらに、表-3中には、橋脚および免震支承の荷重変形特性についても示す。なお、荷重変形曲線の終端点は変動を考慮しない時刻歴応答解析による橋脚および免震支承の応答変位を示している。今回検討対象とした橋梁は、入力波として用いている道示適合波II-II-1波による動的解析結果による橋脚の最大応答変位での定常応答を仮定した場合の橋脚の定常応答時のエネルギー吸収量と、同じく支承の最大応答変位での支承の定常応答時のエネルギー吸収量との比が概ね0.4である。免震橋梁としてはやや支承でのエネルギー吸収量が小さい橋梁を対象としている。変動を考慮しない時刻歴応答解析で得られる橋脚の応答塑性率は、6.29であり免震橋梁としてはやや応答塑性率が大きいことから、橋脚でのエネルギー吸収が比較的大きい橋梁であることがわかる。

表-4 解析で考慮したばらつき要因とばらつきの設定

変動要因	変動方法	平均値	変動係数	備考
上部構造重量 W_u	$W_u^a = (1 + R \cdot COV(W_u)) \cdot AVE(W_u) \cdot W_u^o$	1.05	0.05	
橋脚重量 W_p	$W_p^a = (1 + R \cdot COV(W_p)) \cdot AVE(W_p) \cdot W_p^o$	1.05	0.05	
免震支承剛性 $K_{s1,2}$	$K_{s1,2}^a = (1 + R \cdot COV(K_{s1,2})) \cdot AVE(K_{s1,2}) \cdot K_{s1,2}^o$	0.93	0.10	LRB
		1.03	0.04	HDR
免震支承降伏強度 P_{sv}	$P_{sv}^a = (1 + R \cdot COV(P_{sv})) \cdot AVE(P_{sv}) \cdot K_{sv}^o$	1.15	0.14	LRB
		1.05	0.08	HDR
橋脚降伏剛性 K_{pv}	$K_{pv}^a = (1 + R \cdot COV(K_{pv})) \cdot AVE(K_{pv}) \cdot K_{pv}^o$	0.96	0.14	
橋脚降伏耐力 P_{pv}	$P_{pv}^a = (1 + R \cdot COV(P_{pv})) \cdot AVE(P_{pv}) \cdot P_{pv}^o$	1.14	0.06	

□^o : 公称強度等を用いた基準値、□^a : ばらつきを考慮した確率量、R : 平均値0、分散1とする正規乱数
 AVE(□) : ばらつきの平均値、COV(□) : ばらつきの変動係数

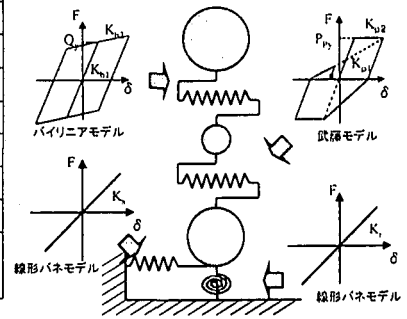


表-3 解析対象としたモデル

橋梁形式	鋼板箱桁+T型単柱
上部構造重量	$W_u=8,885kN$
橋脚重量	$W_p=2,226kN$
基礎重量	$W_f=8,953kN$
基礎回転慣性	$M_f=84,750kNm^2$
橋脚剛性	$K_{s1}=393,247kN/m, K_{s2}=0kN/m$
橋脚降伏変位	$\delta_s=0.02126m$
橋脚減衰定数	$h_s=2\%$
支承剛性	$K_{s1}=199,771kN/m, K_{s2}=30,734kN/m$
支承降伏変位	$\delta_s=0.00892m$
支承減衰定数	$h_s=1\%$
動的解析橋脚塑性率 ¹⁾	$\mu=6.29$
支承固定時固有周期	$T_n=0.337sec$
免震橋脚降伏時固有周期	$T_n=1.048sec$
動解橋脚最大塑性時固有周期	$T_n=1.278sec$
定常時定常エネルギー吸収比 (最大応答変位)	0.410

1) 道路橋示方書レベルⅡタイプⅡⅡ種地盤用調整波(Ⅱ-Ⅱ-1)による動的解析

図-11 動的解析に用いた解析モデルと復元力特性

ているため、支障はないものと考えた。

4. 免震橋梁の地震応答特性

免震支承に LRB および HDR を用いた場合のモンテカルロシミュレーション結果を図-12 に示す。変動を考慮しない時刻歴応答解析結果すなわち公称強度等を用いた部材強度等設計用諸値を用いた場合の動的解析の結果では、橋脚の応答塑性率は 6.29、免震支承の応答せん断ひずみは 240.9% である。これを基準応答値として図示している。同じ図中に LRB および HDR のばらつきをそれぞれ計算した場合のヒストグラムを示す。平均値に着目した場合、LRB および HDR 両者の結果とも、橋脚の平均応答塑性率は基準応答値より小さく、免震支承の平均応答ひずみは基準応答値より大きい結果となっている。平均値的な変動に着目する限り、免震支承の応答ひずみと橋脚の応答塑性率との間にはトレードオフの関係があることを伺わせる。これは橋脚の過強度特性に起因していると思われる。これについては後述する。さらに、LRB および HDR との比較を行った場合、LRB における平均応答値と基準応答値との差が、HDR のそれと比較して大きい事がわかる。LRB と HDR の等価剛性および等価減衰定数のばらつきには阪神高速道路公団で調査された結果を用いており、LRB の等価剛性の平均値が設計値に対して 0.93 と小さいことが、このような差を生み出したものと考えられる。さらにばらつきに着目した場合、橋脚の応答塑性率に関しては大きな差となっていないが、免震支承においては LRB のばらつきは HDR に比較して大きいことがわかる。これも、等価剛性のばらつきの差が大きな原因として考えられる。これについても後述する。

さて、免震支承の応答ひずみと橋脚の応答塑性率の平均値には逆相関の関係があることが認められた。さらにこのトレードオフの関係を詳細に検討するために、免震支承の剛性耐力のばらつきを考慮した応答ひずみ

ばらつきについては、表-4 に示す変動要因を考慮した。免震支承の変動は本調査結果のうち阪神高速道路公団によって得られた等価剛性および等価減衰定数のばらつきを使用した。免震支承にはバイリニアモデルを用いることから、剛性のばらつきに関しては 1 次剛性および 2 次剛性の両者に調査結果の等価剛性のばらつきを用いた。等価減衰定数については免震支承の降伏強度を変化させることによって等価減衰定数を変化させた。RC 橋脚の変動は既往の研究結果⁹⁾ から仮定した。免震支承および RC 橋脚の各ばらつきは正規分布に従いかつ独立であると仮定した。このような仮定下でモンテカルロシミュレーションを実施し、これら変動パラメータが免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響について検討した。

なお、LRB 及び HDR を用いた解析を実施したが、免震支承の骨格曲線は同一のものを用い、ばらつき特性のみを変化させた。モンテカルロシミュレーションの試行回数は 2,000 回とした。試行回数はやや少ないが、地震応答特性の傾向を把握するための計算を目的とし

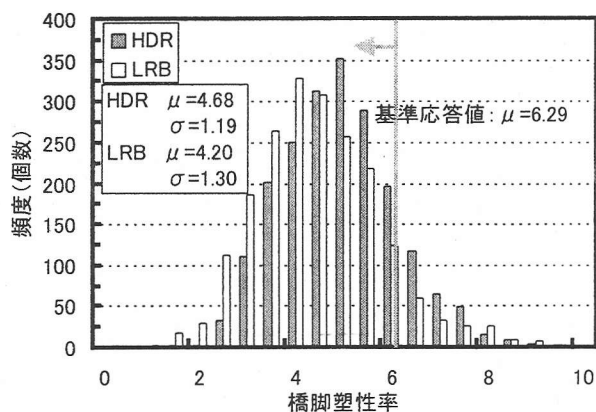
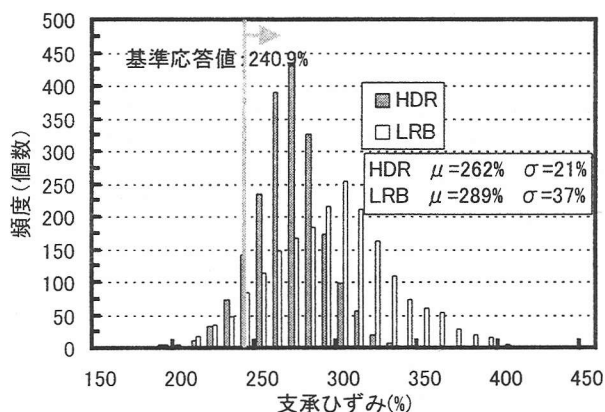


図-12 免震支承および橋脚の部材特性のばらつきを考慮した動的解析結果

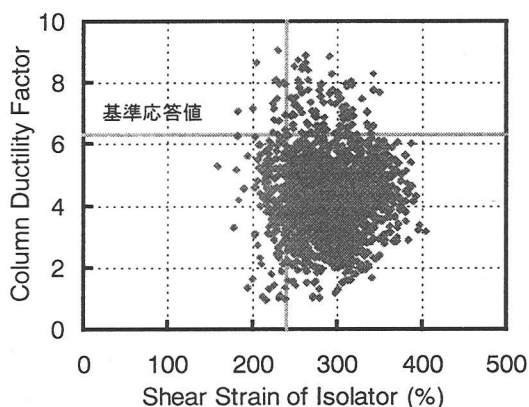


図-13 橋脚塑性率と支承ひずみとの関係 (LRB)

の変動特性と橋脚の剛性耐力のばらつきを考慮した塑性率の変動特性との関係を図-13 に整理した。本図では、免震支承の剛性耐力のばらつきを考慮した応答ひずみと橋脚の剛性耐力のばらつきを考慮した塑性率とは、平均値としては両者のトレードオフの関係が認められるが、ばらつきに関しては全く相関がないことがわかる。すなわち、「支承がひずむ場合は橋脚が変形せず、支承がひずまない場合は橋脚が変形する」という単純な応答の関係が本図から伺うことができないことがわかる。

図-14 に LRB を対象とした場合で、各変動要因が免震支承と橋脚の応答に及ぼす感度分析結果を示す。免震支承の応答に比較的大きく影響を及ぼす変動要因は免震支承の剛性と橋脚の降伏耐力であり、橋脚の応答に比較的大きく影響を及ぼす変動要因は橋脚の降伏耐力と免震支承の降伏耐力であることがわかる。両者に共通して大きな影響を及ぼす要因としては、橋脚の降伏耐力である。表-3 で示すように橋脚の降伏耐力は一般に設計で考慮される値よりも大きい。この橋脚の降伏耐力の過強度特性が、免震支承の応答ひずみを増加させ、橋脚の応答塑性率を低下させる。これが両者の応答の平均値が逆相関にある最大の理由と思われる。しかしながら、免震支承の応答ひずみに及ぼす影響が大きいもうひとつの要因として免震支承の剛性が挙げ

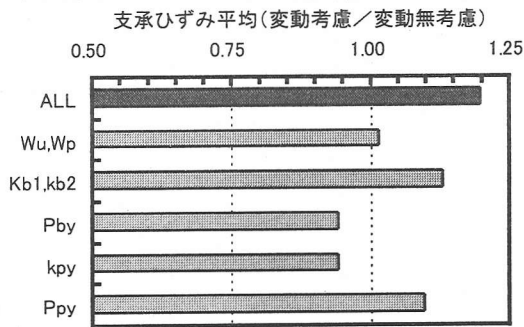
られるが、これについては橋脚に及ぼす影響は比較的小さい。LRB と HDR とで支承の応答ひずみに違いが見られるのは、支承の剛性分布の差の影響によるものと考えられる。また同様に、橋脚の応答塑性率に及ぼす影響が大きい要因としては免震支承の降伏耐力すなわち等価減衰定数であるが、これが免震支承の応答ひずみに与える影響は比較的小さい。LRB と HDR とで橋脚の応答塑性率の分布に違いが見られたのは、この支承の減衰特性の分布特性の差の影響によるものと思われる。今回の計算では、免震支承の降伏耐力すなわち等価減衰定数、等価剛性さらに橋脚の降伏耐力は、独立なパラメータとして取り扱った。これにより、免震支承および橋脚の応答に影響を及ぼす変動パラメータが独立に変動するため、免震支承と橋脚との応答に相関性が見られなかったと考えられる。なお、免震支承の等価剛性と等価減衰定数とはほぼ無相関であることを別途確認している。

このように、免震橋梁の複数箇所塑性化が生じる場合は、橋脚の過強度特性は免震支承の非線形応答を助長することがわかる。したがって、免震支承においてはこのことに十分留意した安全率の設定などの設計上の配慮を行わなければならないことがわかる。

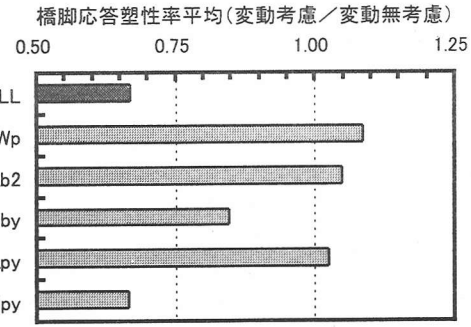
5. おわりに

LRB、HDR、RB を対象としてせん断変形試験および破断試験結果をもとに、免震支承の動的特性のばらつき等について調査を行った。さらにこれに基づいて、免震橋梁を対象として、RC 橋脚の剛性および耐力のばらつき、免震支承の剛性および減衰定数のばらつきを考慮した免震橋梁の地震応答解析を実施した。得られた主な知見は以下のとおりである。

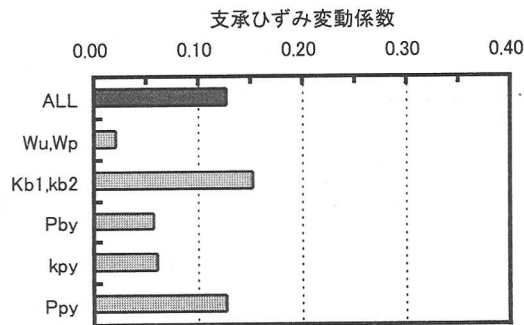
- ① 175%近傍のせん断ひずみ時の設計値との比を整理した結果、LRB および RB の等価剛性のばらつき



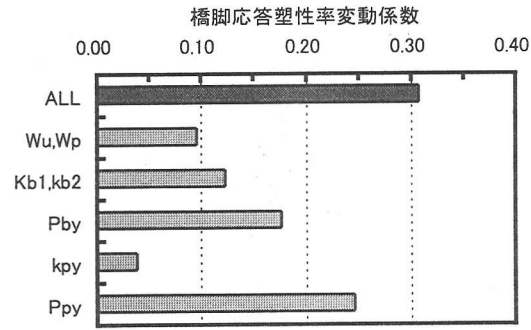
(a)免震支承平均ひずみ



(c)橋脚の平均応答塑性率



(b)免震支承ひずみの変動係数



(d)橋脚応答塑性率の変動係数

図-14 変動要因が免震支承および橋脚の地震応答に及ぼす影響に関する感度分析 (LRB の場合)

は HDR に比較して大きく、HDR の等価減衰定数のばらつきは LRB に比較して小さい。変動係数は、概ね 5% 程度以上存在し、RC 橋脚の降伏耐力の変動係数と同程度かそれ以上の値であることが確認された。

- ② LRB および RB の破断特性はほぼ同じである。概ね破断ひずみの平均値は 330% 程度である。これに比較して HDR の破断ひずみは大きく、概ね 500% 以上存在する。変動係数は 3 種類の支承とも 10% 程度以上存在する。
- ③ 材料の過強度特性により RC 橋脚の降伏耐力は増加する。免震橋梁が RC 橋脚を有する場合、この過強度特性により支承は設計で想定するよりも過大に、橋脚は過小に応答する。さらに、免震支承は剛性が小さくなる場合、支承は過大に応答する。

本検討は、免震支承と RC 橋脚の動的特性のばらつきによる地震応答特性への影響とその相互作用の基本的性状を把握するために行ったものである。しかしながら、本結果を用いて免震橋梁の安全性を直接的に考察することは出来ない。なぜならば、免震支承にはハードニングが生じるためである。ハードニングが及ぼす免震支承の応答ひずみへの影響を把握したうえで、免震支承の破断特性とを比較し、耐震安全性について

定量的評価を行ってきたい。

謝辞

免震支承のばらつきに関するデータの収集に関しては、日本道路公団構造部構造技術課忽那氏、首都高速道路公団工務部設計技術課若林氏、名古屋高速道路公社工務部設計課前野氏、日本橋梁建設業協会岩崎氏、ゴム支承協会今井氏にご協力をいただいた。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 菊地優、田村和夫、和田章：「免震構造物の安全性に関する一考察」、日本建築学会論文報告集、第 470 号、1995.4
- 2) 平井卓、瀬谷均、杉本三千雄：「免震橋梁の地震時信頼性に関する研究」、JCOSSAR'91、1991.10
- 3) 日本建築学会：「免震構造設計指針」、1993.12
- 4) 安井健治、矢花修一、大鳥靖樹、平田和太、松田泰治：「積層ゴム免震要素の線形限界に関する検討 (その 2 試験結果)」、日本建築学会大会学術梗概集 (近畿)、1996.9
- 5) 建設省土木研究所：官民共同研究報告書「道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書 (その 3)」、1991.7
- 6) 足立幸郎、運上茂樹：「じん性設計を行った鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価」、構造工学論文集 Vol.46A、2000.3
- 7) 高速道路調査会：「ゴム支承の品質管理要領」、平成 10 年度支承および付属物の諸問題に関する検討報告書、平成 11 年 2 月