

既設橋に予備せん断システムを適用した 耐震補強効果に関するケーススタディ

宇野 裕恵¹・広瀬 剛²・内藤 伸幸³・五十嵐隆之⁴・川神 雅秀⁵

¹正会員 株式会社イチイコンサルタント 技術顧問 (〒781-0270 高知市長浜 1609-1)
〈元 オイレス工業株式会社 免制震事業部 技師長〉
E-mail: huno@oak.ocn.ne.jp

²正会員 東日本高速道路株式会社 東北支社仙台工事事務所 所長 (〒984-0075 仙台市若林区清水小路 6-1)
〈元 株式会社高速道路総合技術研究所 道路研究部 橋梁研究室長〉
E-mail: t.hirose.ac@e-nexco.co.jp

³正会員 株式会社アーク情報システム 数値解析部 部長 (〒102-0076 東京都千代田区五番町 4-2)
E-mail: nnaito@ark-info-sys.co.jp

⁴正会員 オイレス工業株式会社 免制震事業部 課長 (〒108-0075 東京都港区港南 1-2-70)
E-mail: t.igarashi@oiles.co.jp

⁵フェロー会員 合同会社 防災構造工学研究所 代表 (〒811-2202 福岡県糟屋郡志免町志免 1-13-5)
E-mail: masahide09210715@hotmail.co.jp

予備せん断システムは、両端に橋台を有する中小規模橋梁の両橋台にゴム支承を設置し、耐震性の向上を図った構造である。一般に、橋台は橋台前面方向に L1 地震時で決定され、背面方向に余裕がありかつ橋台背面土の抵抗が期待できる。そこで、ゴム支承を予備せん断して背面方向にプレストレス力を与えた。検討は中間橋脚固定支持、両橋台可動支持の支間 32m の鋼 2 径間連続非合成鈹桁橋の両橋台に、分散ゴム支承または鉛プラグ入り積層ゴム支承を設置した。鉛プラグ入り積層ゴム支承を橋台に設置して免震設計したケースでは既設橋の橋脚の耐震性が飛躍的に改善し、最も効果があった。ただし、本対象橋では橋台背面土の N 値が 20 程度では橋台堅壁基部の塑性化を避けたいが、N 値を大きく向上させることができれば、弾性挙動に留めることも可能である。

Key Words : *rubber bearing, Lead Rubber Bearing, pre shear deformation, earth pressure, abutment, seismic retrofit*

1. まえがき

一般に既設橋は要求される L2 地震時の耐震性^{2),3)}を満足していないため、橋脚の耐震補強⁴⁾が必要である。しかし、以下のような場合では橋脚の L2 地震時の耐震性を満足させることが難しい。

- ① 河積阻害率に制約がある
- ② 補強工事費が高い
- ③ 橋脚の補強工事が困難である
- ④ 橋脚の補強規模が限定される

このような場合に橋台に上部構造慣性力の一部を受け持たせることができれば、橋脚の補強を不要としたりあるいは橋脚の補強規模を抑制できる。しかし、既設橋の橋台はレベル 1 地震動に対して橋台前面方向（以下、前面方向）に弾性挙動で満足できる

ように設計されているが、L2 地震時の耐震性を満足していない。一方、橋台背面方向（以下、背面方向）には L1 地震時の耐震性は前面方向に比べて大きく、かつ橋台背面土の抵抗力を期待できる。そこで、両端に橋台を有する一連の橋では、図-1に示すように上部構造から背面方向にプレストレス力を与えて、橋台の前面方向および背面方向の耐震性を共に向上させれば、橋脚の L2 地震時の耐震性を満足できる、あるいは橋脚の補強規模を小さくすることが可能である。プレストレス力を与える方法として、両橋台に背面方向に予備せん断させたゴム支承⁵⁾を設置する方法がある。この耐震補強方法を予備せん断システム^{6),7),8)}と呼ぶ。本論文では、任意に抽出した 1 橋を対象として、予備せん断システムをケーススタディし、耐震性向上への効果を検証した。

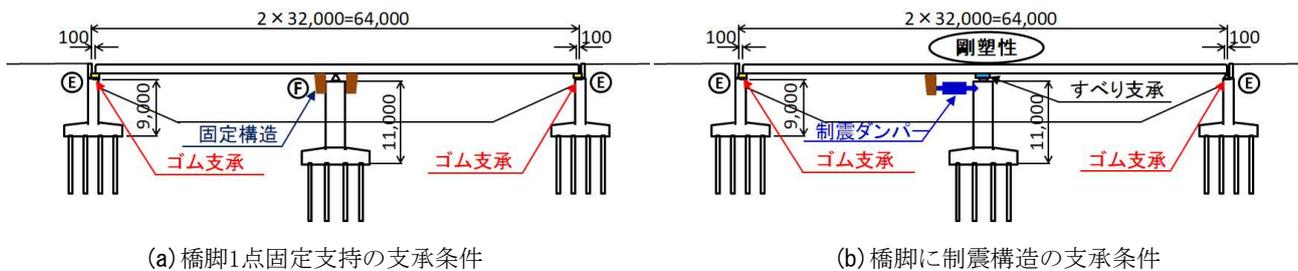
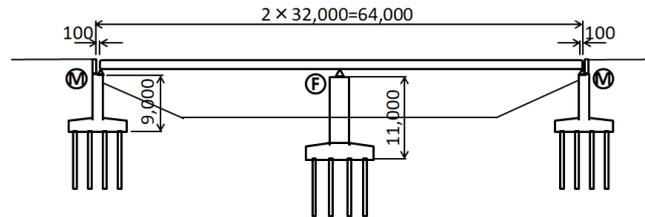
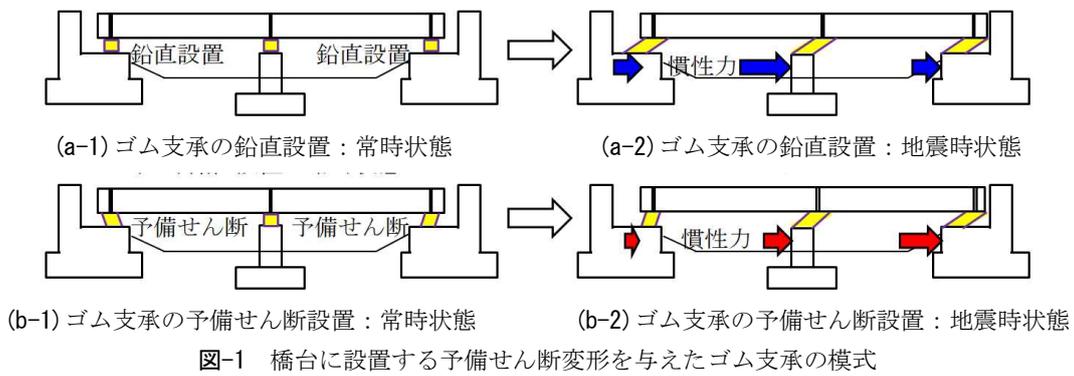


図-3 予備せん断システムを適用する場合の支持条件の設定

2. 予備せん断システムの設定条件

(1) 橋台に設置するゴム支承

橋台に設置するゴム支承³⁾は分散ゴム支承(RB)あるいは免震支承とし、免震支承を用いる場合には免震設計または非免震設計とする。免震設計では免震支承の減衰性能を設計に見込めるのに対し、非免震設計では免震支承の減衰性能を考慮できないが、橋脚の大きな塑性化を許容できるので履歴減衰が大きくなる。免震支承は、鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)を用いる。LRBは鉛プラグを圧入した天然ゴムの積層ゴムであり、鉛プラグにはクリープ現象はなく天然ゴムはクリープ現象が小さいので、予備せん断システムの適用により常時状態で不静定力を有しても、地震時の履歴に与える影響は小さく、地震時挙動に大きく影響しないと考えられる。

(2) 橋台に設置するゴム支承の構成

予備せん断システムは既設橋に適用するので、既存の桁遊間により支承の変位可能量に制約を受け

る。すなわち、地震時の変位が桁遊間を満足するゴム支承を設定しなければならず、本検討では15mmの余裕量を見込んで、予備せん断量を含めてゴム支承の地震時のせん断ひずみを250%以下とする。一方、せん断ひずみを小さく抑えて、減衰機能を大きく発現させる適用も有力であるが、ゴム支承の形状寸法が大きくなるため、経済性や施工性に留意を要する。

(3) 対象橋の支持条件

一般に、既設橋の支承条件では、橋台あるいは橋脚の1点固定支持である。本検討では、図-2に示す一連の橋の橋脚に図-3に示す1点固定支持あるいはすべり支承と制震ダンパーを併用する2とおりを想定し、橋台には予備せん断したゴム支承を設置する。ここでは、すべり支承の摩擦係数を無視して、制震ダンパーの抵抗力を橋脚の降伏荷重以下に設定する。ただし、実設計ではすべり支承の摩擦や制震ダンパーの性能のばらつきを考慮して、橋脚に作用する地震力が橋脚の降伏荷重を超えないようにする。

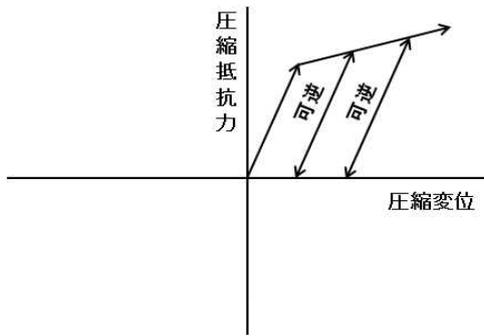


図-4 圧縮型スリップモデル

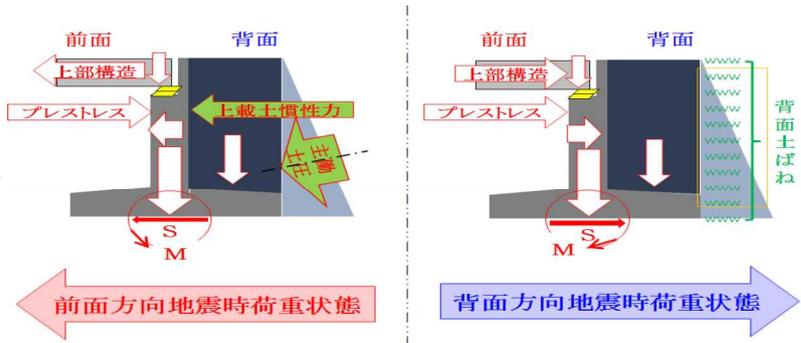


図-5 解析に考慮する慣性力

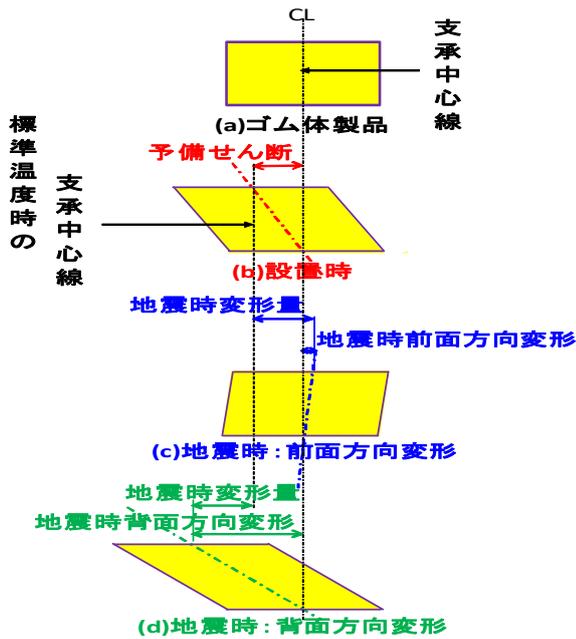


図-6 予備せん断したゴム支承の変形状態

(4) 橋脚基部および橋台基部の履歴モデル

橋脚基部の履歴モデルは、橋脚にすべり支承と制震ダンパーを用いる場合には弾性とし、固定支持とする場合には武田モデルを用いて塑性化を考慮する。橋台基部の履歴モデルは、弾性モデル、非線形弾性あるいは武田モデルとする。

(5) 橋台背面土の抵抗

橋台の背面方向の慣性力に対して、橋台背面土の抵抗を考慮⁴⁾する。したがって、橋台背面土による水平ばねを設定し、圧縮力だけに抵抗し引張力には抵抗しない図-4に示す圧縮型スリップモデルとする。ばねの設定はケーソン基礎^{2),3)}に準拠し、橋台背面土のN値に基づいて設定した⁴⁾。ここで、既設橋の橋台背面土には大きなN値を期待しにくい、橋台背面土を補強することも考慮し、本検討ではN値を0, 5, 10, 15, 20に加え、30, 40, 50も含め

た。また、橋台背面土の内部摩擦角は、現行道路橋示方書^{1),2)}にしたがい 30° を基本とするが、N値に依存する内部摩擦角⁹⁾として、 $\phi = 15 + \sqrt{15N}$ を用いた場合の応答とも比較し、N値による橋台背面土の最大水平抵抗力の相違についても検証する。

(6) 解析に考慮する慣性力

解析に考慮する慣性力の種類と作用方向を図-5に示す。このうち、橋台背面のフーチング上の上載土による慣性力および橋台背面土の主動土圧は、前面方向にのみ作用する。

(7) 地震波の入力

地震波はⅡ種地盤のレベル2タイプⅡ地震動の標準波形を用い、Ⅱ-Ⅱ-1, Ⅱ-Ⅱ-2, Ⅱ-Ⅱ-3の3波を入力する。しかし、動的挙動には橋台背面土の抵抗を考慮するため、解析モデルの特性が前面方向と背面方向で異なり、さらに予備せん断によるプレストレスの不静定力が背面方向にのみ作用している。このような構造では、地震波の入力方向により橋台の地震時挙動が異なるため、地震波を正方向および負方向のそれぞれの方向に入力して、大きい方の応答を抽出して3波平均¹⁰⁾して評価する。ただし、温度変化に起因する桁の伸縮による不静定力は考慮しない³⁾。

(8) 不静定力がゴム支承の性能に与える影響

予備せん断したゴム支承は、標準温度時では直立状態ではない。このため、地震時にせん断変形を有するゴム支承となり、地震時の性能に影響を与えることが懸念される。しかし、図-6に示す常時および地震時の応答せん断変形に予備せん断変形を加えた状態で、許容せん断ひずみをそれぞれ70%および250%以下としており、既往のゴム支承の適用状態と同じである。したがって、現状では地震時にこの程度のせん断変形を有していても、特に配慮する必要はないと考える。

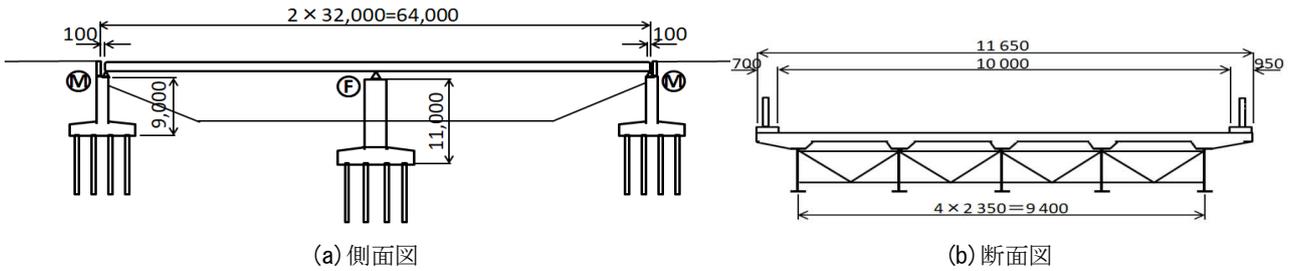


図-7 検討対象橋

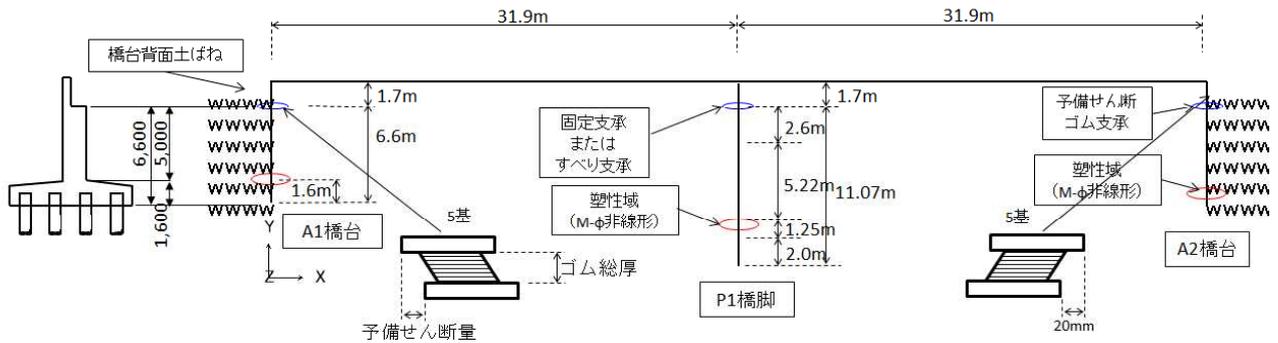


図-8 解析モデル

表-1 検討条件

支承	橋脚	種類	固定
			摩擦型：すべり+制震デバイス（剛塑性）
	橋台	種類	分散ゴム支承(RB)
			鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB): 鉛プラグ12%
		形状	□400×50, □500×50, □600×50 □400×34, □500×34, □600×34
	変位可能量	遊間100mm-余裕15mm=85mm	
下部構造	履歴	橋脚	弾性モデル, 武田モデル (降伏荷重=2,791 kN)
		橋台	弾性モデル, 非線形弾性モデル, 武田モデル (前面方向降伏曲げモーメント 11,798kN・m) (背面方向降伏曲げモーメント 7,458kN・m)
橋台背面土	N値	0, 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50	

表-2 上部構造の重量

	A1	P1	A2	合計
全体反力 kN	1,500	5,000	1,500	8,000
単位長さあたり死荷重反力 8,000/63,800=125.4kN/m				

表-3 下部構造の重量

橋脚	梁	kN	1,612
	柱	kN/m	273.39
	フーチング	kN	3178.9
回転慣性重量		kN/m ²	22,892
橋台	縦壁	kN/m	450.19
	フーチング	kN	3549
回転慣性重量		kN/m ²	18496

3. 検討対象橋

予備せん断システムが地震時の応答に与える影響を確認するため、II種地盤に位置する既設橋を参考にして、図-7に示す両端に橋台を有する各支間32mの中央径間1点固定支持の鋼2径間連続非合成鋼桁(5本主桁)を検討対象橋とした。検討条件を表-1に示す。

4. 解析モデルと解析方法

対象橋は橋軸方向にほぼ左右対称の構造である。したがって、本検討での解析モデルは、A1およびA2橋台共にA1橋台の構造特性を適用して、図-8に示す左右対称の解析モデルとする。上部構造および下部構造の重量をそれぞれ表-2および表-3に示す。各構造部位の断面定数を表-4および表-5に示す。橋台背面土のばね定数を表-6に示し、圧縮方向にのみ機能させる。

地震時の解析方法は非線形時刻歴応答解析とし、各構造部位の減衰比には、表-7に示すそれぞれの値を設定した。

表-4 構造部位の断面定数

	弾性係数	断面積	断面二次モーメント
	kN/m ²	m ²	m ⁴
上部構造	2.00E+08	0.194	0.082
橋台堅壁	2.50E+07	18.375	3.445
橋脚柱	2.50E+07	11.159	5.173

表-5 基礎の断面定数

		橋台	橋脚
水平ばね	kN/m	7.27E+06	2.37E+06
鉛直ばね	kN/m	5.08E+06	3.38E+06
回転ばね	kN/m/rad	3.49E+07	3.37E+07
連成ばね	kN/rad	-5.87E+06	-2.36E+06

表-6 橋台背面土のばね定数

N 値		5	10	15	20	30	40	50
橋台堅壁	kN/m	4.06E+04	8.12E+04	1.22E+05	1.62E+05	2.44E+05	3.25E+05	4.06E+05
フーチング	kN/m	9.74E+04	1.95E+05	2.92E+05	3.90E+05	5.84E+05	7.79E+05	9.74E+05

表-7 各構造部位の減衰比

		構造	塑性域	剛域	基礎ばね	背面土
減衰比	%	5	2	2		10

5. 現橋の耐震性とゴム支承による耐震性

橋脚 1 点固定支持・両端可動支持の現橋状態および両橋台にゴム支承を設置した予備せん断のない場合と背面方向に 20mm（せん断ひずみ 40%相当）予備せん断した場合の支承の最大水平変位、橋脚の最大塑性率および橋台堅壁の最大曲げモーメントを図-9に示す。ここで、ゴム支承の形状は、□ 600 × 50、□ 500 × 50、□ 400 × 50 の 3 とおりとし、橋台背面土の N 値は 0、5、10 の 3 とおりとする。橋台堅壁基部は弾性モデルとする。なお、本章は概略の傾向を把握することを目的とするので、橋台上載土や主動土圧による前面方向の慣性力は考慮していない。

現橋状態における地震時挙動では、支承の最大変位が 300 ~ 400mm 程度と大きくなり、いずれのケースでも現橋の桁遊間 100mm を大きく超えている。橋脚の最大塑性率は、固定支持とすると 18 程度と相当大きいのにに対し、橋台は上部工慣性力を受けない自立状態であることもあり、橋台堅壁の最大曲げモーメントは降伏曲げモーメントより十分小さい。このように、現橋状態では支承の最大変位、橋脚の最大塑性率の面から耐震性を大きく阻害していることは明らかであり、耐震補強が必要である。

橋台にゴム支承を設置した場合の地震時挙動は、支承の最大変位が LRB 免震、LRB 非免震、RB の順で大きくなり、ゴム支承の平面寸法が大きいほど小さくなるが、橋台背面土の N 値の影響は大きくない。橋脚の最大塑性率は、LRB 免震、LRB 非免震、RB の順で大きく、ゴム支承の平面寸法が大きいほど小さくなり、橋台背面土の N 値の影響は小さい。ただし、LRB 非免震の許容塑性率は免震設

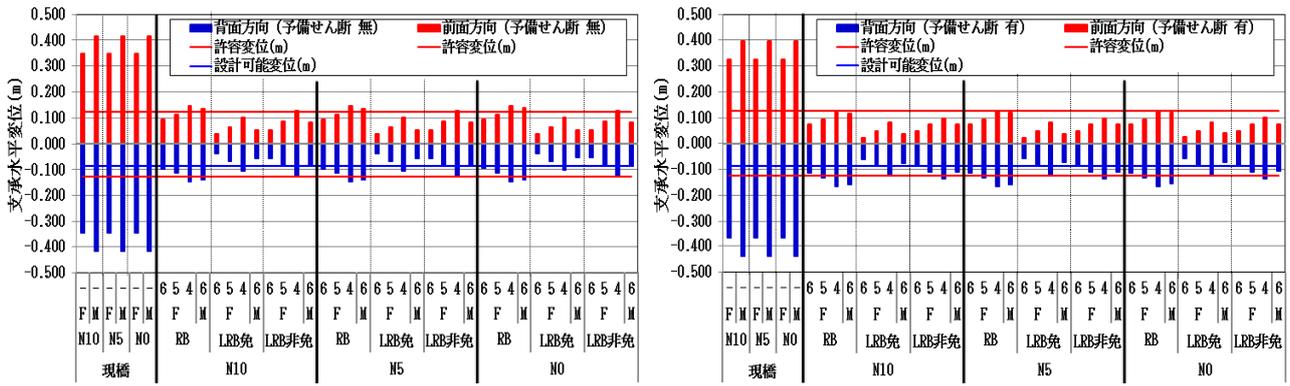
計より大きく評価できるので、LRB 非免震には LRB 免震より有利な点がある。予備せん断しても橋脚の最大塑性率はほとんど変化はないが、支承の最大変位や橋台堅壁の最大曲げモーメントは背面方向にシフトしていることから、予備せん断により左右の応答を調整することができる。橋台堅壁の最大曲げモーメントは、LRB 免震、LRB 非免震、RB の順で大きく、平面寸法が大きいほど大きく、橋台背面土の N 値が大きくなるにしたがい、背面方向の最大曲げモーメントは小さくなる。これより、LRB 免震が総合的に有利であると判断し、以後の検討では LRB による免震設計を基本とする。

一方、橋脚を可動支持として橋台堅壁を弾性限度にと留める場合は、橋脚の L2 地震時の耐震性を確保できるが、橋台に設置したゴム支承や橋台への負担が大きくなるため、橋台の L2 地震時の耐震性を満足させるににくい。このため、橋脚を塑性化させて地震エネルギーを吸収させなければ、橋全体としての L2 地震時の耐震性を満足させることは難しいと考えられる。したがって、橋脚を塑性化させることができるのであれば、橋脚を固定支持として塑性化させるのがよいと考える。

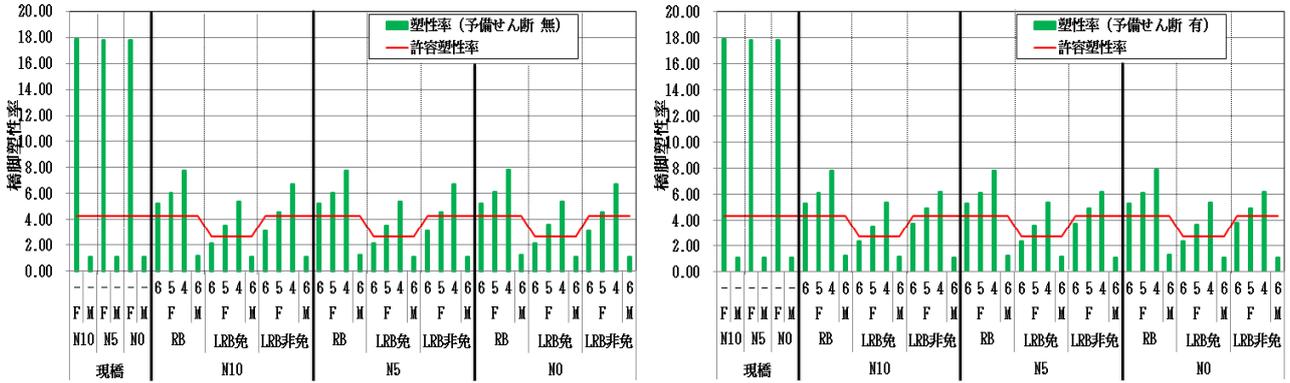
6. 上載土と主動土圧への予備せん断の効果

橋台堅壁基部の履歴特性を弾性として、橋台に図-4に示した上載土および主動土圧による慣性力を考慮した場合の支承の最大変位、橋脚の最大塑性率および橋台堅壁の最大曲げモーメントを、予備せん断量 5mm（せん断ひずみ 15%相当）、10mm（29%相当）および 15mm（44%相当）に対して、図-10に示す。

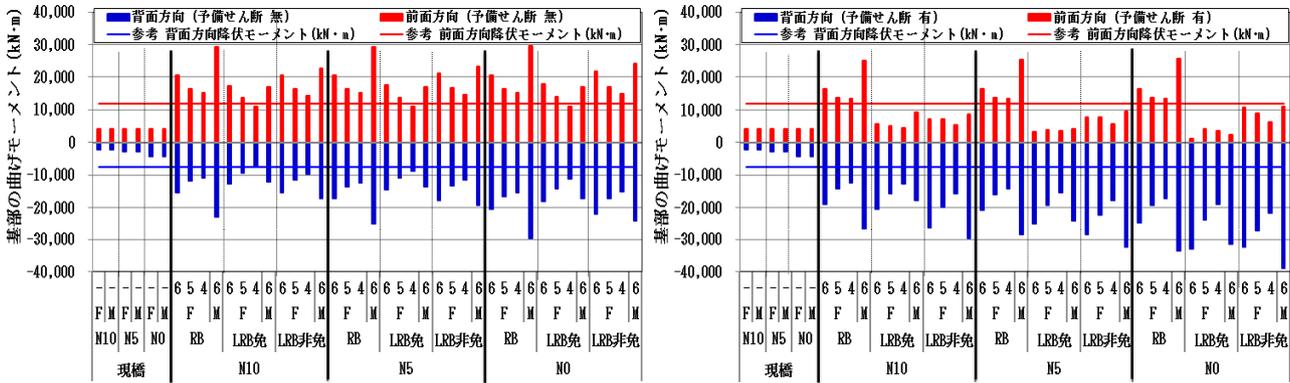
記号説明 6: □600 F: 橋脚固定 LRB免: LRBで免震設計
 5: □500 M: 橋脚可動 LRB非免: LRBで非免震設計
 4: □400



1) 支承の最大変位



2) 橋脚の最大塑性率



3) 橋台壁の最大曲げモーメント

(a) 予備せん断なし

(b) 予備せん断20%

図-9 橋台支承: RB, LRB免震, LRB非免震での応答比較

本章ではゴム支承は LRB 免震であり、□ 500 × 34 を対象としている。総ゴム層厚 34mm では、地震時の許容せん断ひずみを 250%とする許容変位が 85mm となり、それに匹敵する応答変位となっても桁遊間に対して 15mm の余裕を確保できる。

図-10より支承の最大変位には上載土や主動土圧の影響は小さいが、予備せん断が大きくなると背面方向に変位が大きくなる。橋脚の最大塑性率は、上載土や主動土圧を考慮した方がやや小さくなる傾向にあるが、影響は大きくない。これらは、橋台背面

の上載土や主動土圧の慣性力は、ゴム支承と桁を介して橋脚に伝達しにくいのである。一方、橋台壁の最大曲げモーメントは上載土や主動土圧の影響を顕著に受け、前面方向の最大曲げモーメントが大きくなる。これに予備せん断を与えれば、橋台壁の最大曲げモーメントを背面方向にシフトさせることができる。したがって、予備せん断システムを適用する場合には予備せん断量を適切に設定し、前面方向と背面方向の橋台壁の最大曲げモーメントを適切に調整して、耐震性を向上させることができる。

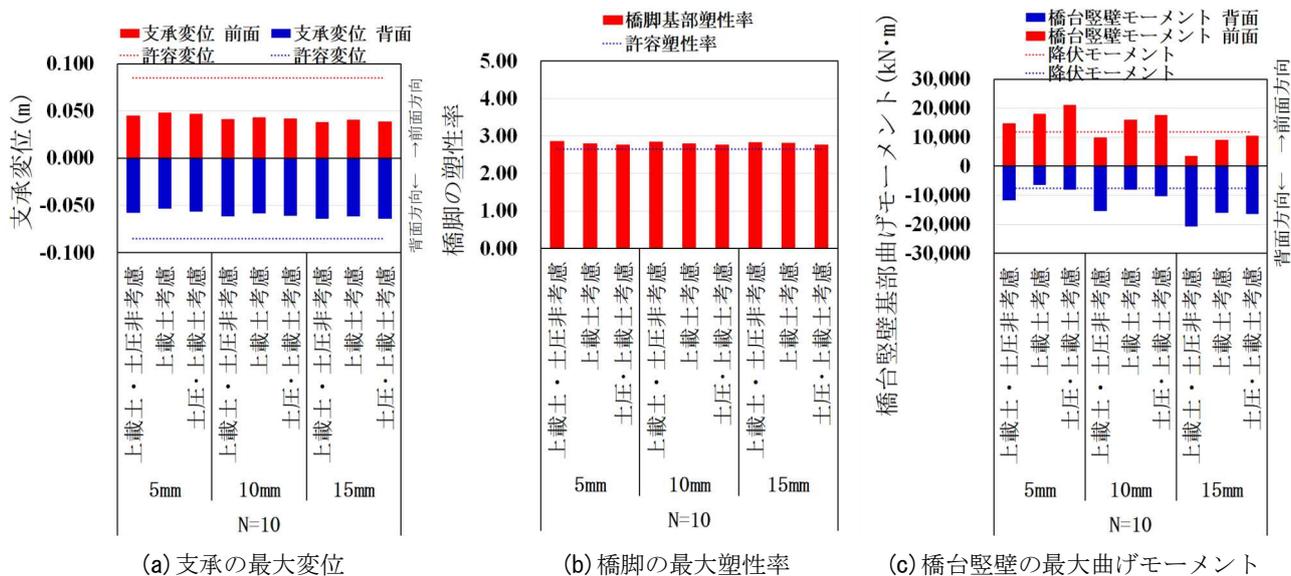


図-10 上載土と主動土圧による最大応答の変化

7. LRB免震の予備せん断システムの効果

LRB 免震の支承形状を□ 600 × 34, □ 500 × 34, □ 400 × 34 とし、橋台背面土の N 値を 20, 15, 10, 5, 0, 予備せん断量を 5, 10, 15mm とした場合の耐震性に及ぼす影響を述べる。なお、本検討では橋台背面の上載土および土圧を考慮している。

(1) LRBの形状寸法による橋台の応答への効果

予備せん断量を前面方向と背面方向への応答のバランスが比較的良好な 10mm (せん断ひずみ 29%相当) とした橋台堅壁基部の履歴を、弾性、非線形弾性、武田モデルとした場合について、橋台背面土の N 値毎にゴム支承の形状寸法が及ぼす支承の最大変位、橋脚の最大塑性率、橋台堅壁の最大曲げモーメントと最大塑性率への影響を図-11に示す。

支承の最大変位に対する LRB の形状寸法の影響は顕著であり、□ 400 × 34 で前面方向の変位は若干の余裕を残して許容変位を満足するが、背面方向の変位が 100mm 程度となり、余裕量 15mm を確保できない。支承の最大変位は橋台堅壁基部の履歴特性や N 値によらず LRB の形状寸法に対して同じ傾向であるが、武田モデルでは N 値が小さい方が小さい。

橋脚の最大塑性率に対する LRB の形状寸法の影響も顕著であり、□ 50 × 34 で許容塑性率をほぼ満足する。したがって、本橋では□ 50 × 34 程度が一つの妥当な形状寸法と考えられる。

橋台堅壁の最大曲げモーメントに対する LRB の形状寸法の影響を、橋台堅壁基部の履歴特性を弾性とした場合から把握する。前面方向には LRB の形

状寸法が小さい方が概ね小さい傾向にある。背面方向には N 値が大きい場合に LRB の形状寸法が小さい方が小さくなり、N 値が小さい場合には LRB の形状寸法が小さい方がやや大きい傾向にある。これは、LRB の形状寸法が小さい方が橋台に与える慣性力が小さくなるが、橋台背面土で支持されるので N 値によりその影響が異なるためと考えられる。

橋台堅壁の最大塑性率に対する LRB の形状寸法の影響は、背面方向には橋台背面土で支持されているので変化は小さいが前面方向には大きく、N 値が小さいほど変化が大きくなり、LRB の形状寸法が小さい方が塑性率は小さい。これは、LRB の形状寸法が小さい方が、橋台背面土で支持する慣性力が小さいことと、塑性域では変形が大きくなりやすいことによる。

(2) 予備せん断による応答への効果

□ 500 × 34 の LRB 免震における橋台堅壁基部の履歴を、弾性、非線形弾性、武田モデルとした場合について、橋台背面土の N 値毎に予備せん断が及ぼす支承の最大変位、橋脚の最大塑性率、橋台堅壁の最大曲げモーメントおよび最大塑性率を図-12に示す。

支承の最大変位に対する予備せん断の影響は、橋台堅壁基部が弾性の場合には、予備せん断量が大きくなるにしたがい背面方向にシフトしている。非線形弾性では予備せん断量が大きくなると背面方向に大きくなるものの、前面方向には橋台背面土の N 値が小さい場合には小さくなる傾向にある。これは、非線形弾性では後述するが、橋台堅壁基部の塑性化が予備せん断量 5mm で N 値が小さいと大きくなる

という傾向に呼応している。一方、武田モデルでの支承の最大変位は予備せん断に対する変化は小さく、むしろ前面方向にシフトする傾向が見られる。武田モデルでは、予備せん断による橋台背面土の抵抗に加え、橋台堅壁基部の塑性化による減衰が影響したことが考えられる。

橋脚の最大塑性率に対する予備せん断の影響は小さく、橋台堅壁基部が弾性的な場合にはほとんど変化はない。非線形弾性や武田モデルでは予備せん断量が大きくなるとやや小さくなる傾向にあるが、N値が小さい場合には傾向が若干異なり、武田モデルではやや大きくなる。

橋台堅壁の最大曲げモーメントに対する予備せん断の影響は、予備せん断量が大きくなると橋台堅壁基部の履歴特性によらず背面方向にシフトしている。ただし、非線形弾性の応答から、N値が小さくなると前面方向、背面方向共に最大曲げモーメントは大きくなり、N値による応答低減効果が見られる。

橋台堅壁の最大塑性率に対する予備せん断の影響は、予備せん断量が大きくなると背面方向に大きくシフトしている。これは橋台堅壁基部が大きく塑性化しているためであり、武田モデルでは塑性化しやすいため最大塑性率の変化は顕著である。なお、予備せん断量 5mm では、N値が大きくなると背面方向には塑性化していない。これは、死荷重状態で前面方向の最大曲げモーメントの状態になっているためである。

(3) 橋台背面土のN値による応答への影響

□ 500 × 34 の LRB 免震における橋台堅壁基部の履歴を弾性、非線形弾性、武田モデルとした場合について、予備せん断量毎に橋台背面土の N 値が及ぼす支承の最大変位、橋脚の最大塑性率、橋台堅壁の最大曲げモーメントおよび最大塑性率を図-13に示す。

支承の最大変位に対する N 値の影響は、予備せん断量が 5mm と小さい場合には、橋台堅壁基部の履歴特性にかかわらず小さい。これは、予備せん断量が小さい場合には橋台背面土の抵抗力が大きく発現しないためである。予備せん断量が 10mm、15mm と大きくなると、橋台堅壁基部が弾性では N 値による変化は小さいが、非線形弾性や武田モデルでは背面方向にシフトし、特に予備せん断量が 10mm の前面方向の最大変位は、N 値が小さくなるにしたがい小さくなっている。これは、N 値が小さい場合に橋台堅壁基部の塑性化が大きくなるためである。

橋脚の最大塑性率に対する N 値の影響は、予備せん断量に関わらず小さい。ただし、武田モデルで

は、予備せん断量が大きくなると大きくなる傾向にある。これは橋台堅壁基部の塑性化が大きくなるためである。なお、橋台堅壁基部の履歴を弾性とした場合の変化は非常に小さい。

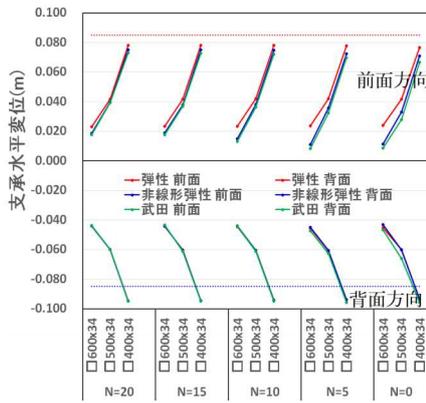
橋台堅壁の最大曲げモーメントに対する N 値の影響は、N 値が大きくなるにしたがい顕著に小さくなる。これは、N 値が大きくなると橋台背面土が受け持つ慣性力が大きくなるためである。なお、橋台堅壁基部を非線形弾性あるいは武田モデルとした予備せん断量が 5mm の背面方向には N 値が大きくなると弾性挙動しており、N 値が大きくなると橋台堅壁の最大曲げモーメントは小さく、武田モデルの方が小さい。

橋台堅壁の最大塑性率に対する N 値の影響は、予備せん断量が 5mm と小さい場合は小さいが、予備せん断量が 10mm、15mm と大きくなると N 値が大きくなると著しく大きくなる。特に、10mm では前面方向の最大塑性率が大きく、N 値による影響を受けやすい。予備せん断量が 15mm ではプレストレス力が大きいので、背面方向の最大塑性率が逆に大きくなるが、背面方向には N 値による変化は小さい。

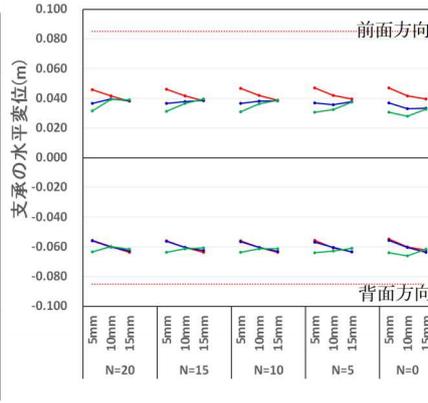
(4) 橋台堅壁の最大塑性率と予備せん断量

図-13(d)より橋台堅壁の最大塑性率は、予備せん断量 10mm(29%相当)と 15mm(44%相当)の間で前面方向と背面方向との大小関係が逆転しており、両方向共に同等の最大塑性率となる予備せん断量があると考えられる。そこで、予備せん断量の設定をさらに詳細に刻んで、橋台堅壁の最大塑性率の変化を調べた。検討条件は、□ 500 × 34 の LRB を免震設計とする N 値 10 の場合に対し、予備せん断量を 10 ~ 15mm の間で 0.25mm (0.73%相当) 刻みとした。橋台堅壁の最大塑性率の変化を図-14に示す。

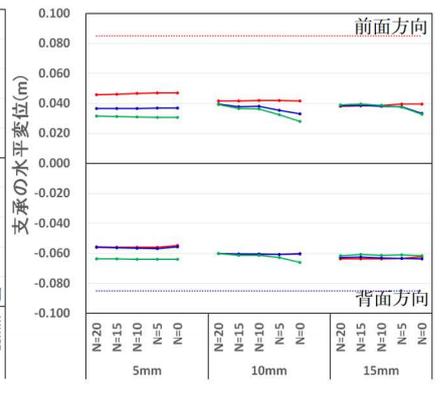
図-14より、予備せん断量の増大にしたがい橋台堅壁の最大塑性率は背面方向にシフトし、予備せん断量 11.75mm 付近で前面方向と背面方向の最大塑性率はほぼ同値となっている。ところが、予備せん断量が 10.50mm と 10.75mm の間および 11.75 と 12.00mm の間において、橋台堅壁の最大塑性率の大小関係が急変している。この応答変化を詳細に見るため、地震波 II-II-1 によるその近傍での予備せん断量に対する橋台堅壁基部の履歴形状の相違を図-15(a)に示す。同図より、予備せん断量が 10.50mm と 10.75mm の間で背面方向が塑性化し始めることで橋台堅壁基部で塑性化が一気に進展し、予備せん断量が 11.75mm と 12.00mm の間で前面方向に弾性挙動し始めて、さらに背面方向に塑性化が大きく進



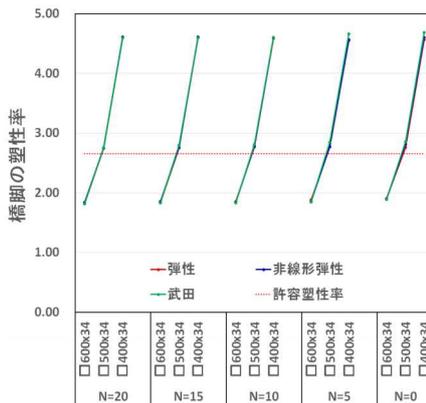
(a) 支承の最大変位



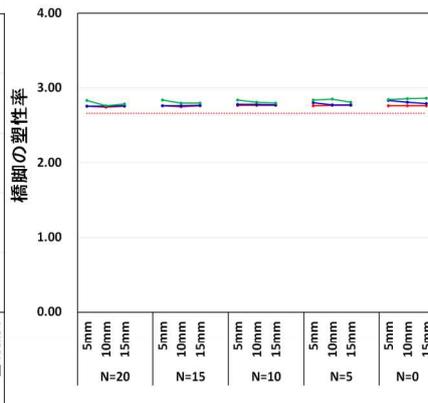
(a) 支承の最大変位



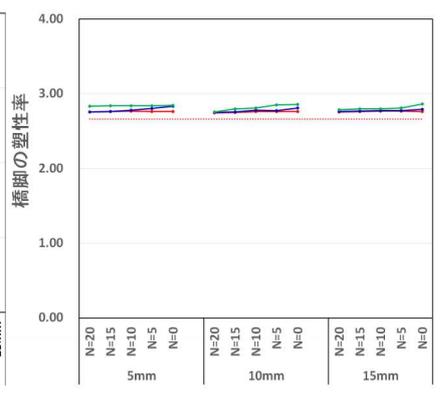
(a) 支承の最大変位



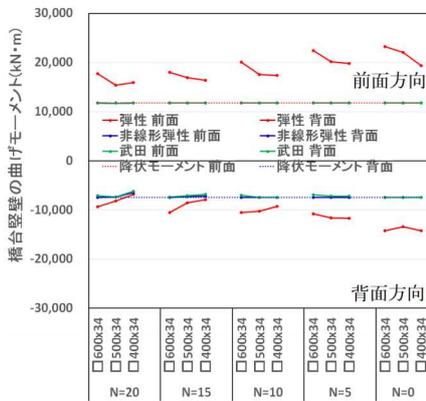
(b) 橋脚の最大塑性率



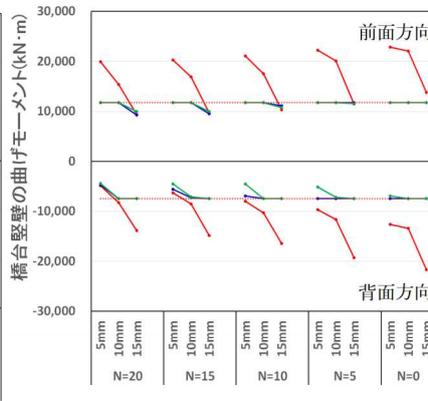
(b) 橋脚の最大塑性率



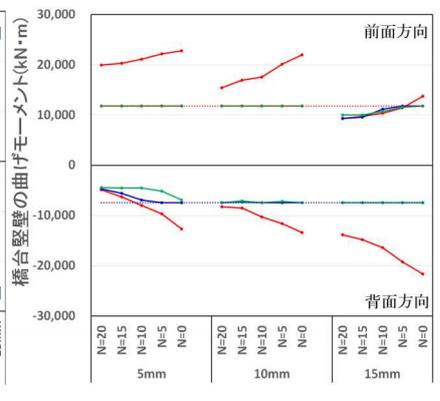
(b) 橋脚の最大塑性率



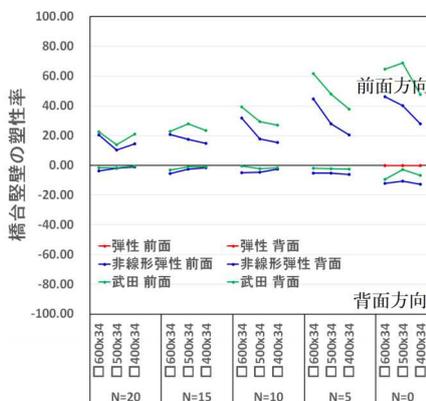
(c) 橋台堅壁の最大曲げモーメント



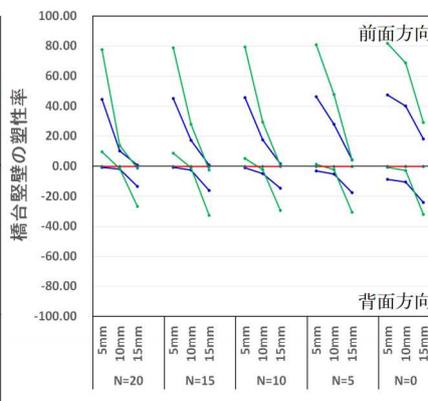
(c) 橋台堅壁の最大曲げモーメント



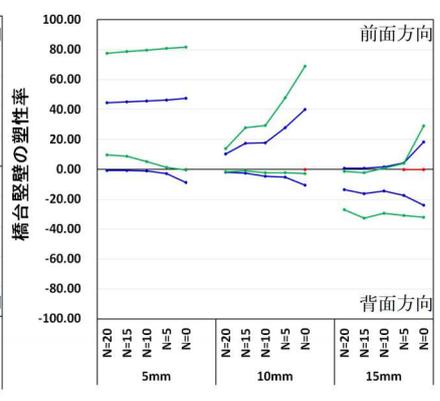
(c) 橋台堅壁の最大曲げモーメント



(d) 橋台堅壁の最大塑性率



(d) 橋台堅壁の最大塑性率



(d) 橋台堅壁の最大塑性率

図-11 LRB 形状寸法の影響
(予備せん断量10mm)

図-12 予備せん断量の影響
(LRB □500×34)

図-13 橋台背面土 N 値の影響
(LRB □500×34)

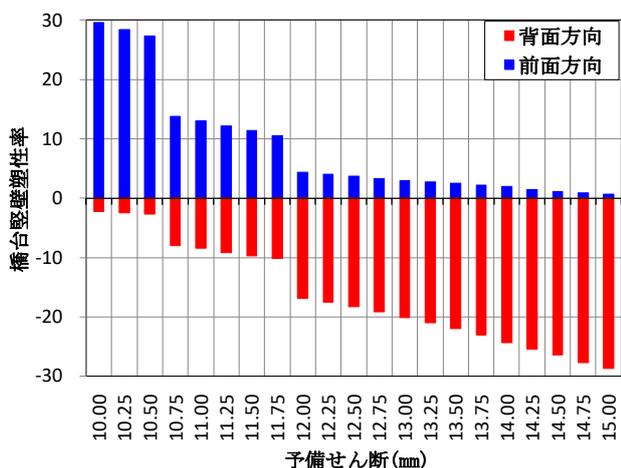


図-14 橋台堅壁の最大塑性率の推移
(予備せん断10~15mm, □500×34LRB, N値10)

展している。すなわち、塑性化し始めると塑性化の変化が大きくなり、急激な最大塑性率の変化が現れている。そこで、最大塑性率が大きく発現している時刻 4 ~ 7sec に着目し、履歴および時刻歴応答曲げモーメントと時刻歴応答塑性率をそれぞれ図-15 (b), (c) に示す。同図より、応答曲げモーメント波形の変化は小さく、単に履歴形態が予備せん断方向(背面方向)にシフトしている。すなわち、いずれの応答塑性率波形も類似した形状で、振幅が小さくなって背面方向にシフトしている。

(5) 土の内部摩擦角 ϕ が応答に及ぼす影響

現行道路橋示方書による橋台の設計では、土圧算定に用いる土の内部摩擦角 ϕ および単位体積重量 γ は、砂質土に対して $\gamma = 19\text{kN/m}^3$, $\phi = 30^\circ$ である。これに対し、平成 8 年度版の道路橋示方書⁹⁾では N 値依存性のある土の内部摩擦角 $\phi = 15 + \sqrt{(15 \cdot N) \leq 45^\circ}$ としているので、N 値が 15 以上になれば現行道路橋示方書で計算するよりも、地盤反力の上限值が大きくなる。したがって、本検討では $\phi = 30^\circ$ を用いているが、N 値による影響を把握しておくことも重要であると考え、N 値依存性のある ϕ を用いて応答を確認した。□ 600 × 34, □ 500 × 34, □ 400 × 34 の LRB 免震における橋台堅壁基部の履歴を弾性、非線形弾性、武田モデルとした場合について、橋台背面土の N 値毎に予備せん断が及ぼす支承の最大変位、橋脚の最大塑性率、橋台堅壁の最大曲げモーメントおよび最大塑性率を、2 通りの内部摩擦角 ϕ を用いた応答を重ね合わせて、それぞれ図-16、図-17および図-18に示す。同図より内部摩擦角による支承の最大変位および橋脚の最大塑性率はほぼ同じである。橋台堅壁の曲げモーメ

ントは前面方向にはほぼ同じであるが、背面方向は N 値が大きくなると弾性挙動範囲で N 値依存性を考慮した方が小さくなる傾向にある。これは、N 値依存性を考慮すると内部摩擦角が大きくなり、橋台背面土の抵抗力が大きくなるためである。橋台堅壁の最大塑性率には大きな相違はない。

(6) 橋台背面土の N 値が応答に及ぼす影響

橋台背面土の N 値を最大 50 までの範囲に広げて、N 値による応答への影響を考察する。N 値が大きくなると、地盤の弾性係数を $E=2,800\text{N}$ で設定しているため橋台背面土の地盤ばね定数が表-6に示すように大きく評価され、上部構造上部工慣性力に対する橋台背面土の支持効果が大きくなる。N 値 50 となると大きな効果を期待できるが、既設橋台の背面土に適用するには過大な数値である。しかし、本論文では、N 値を大きく改良することも視野に入れて検討に含める。

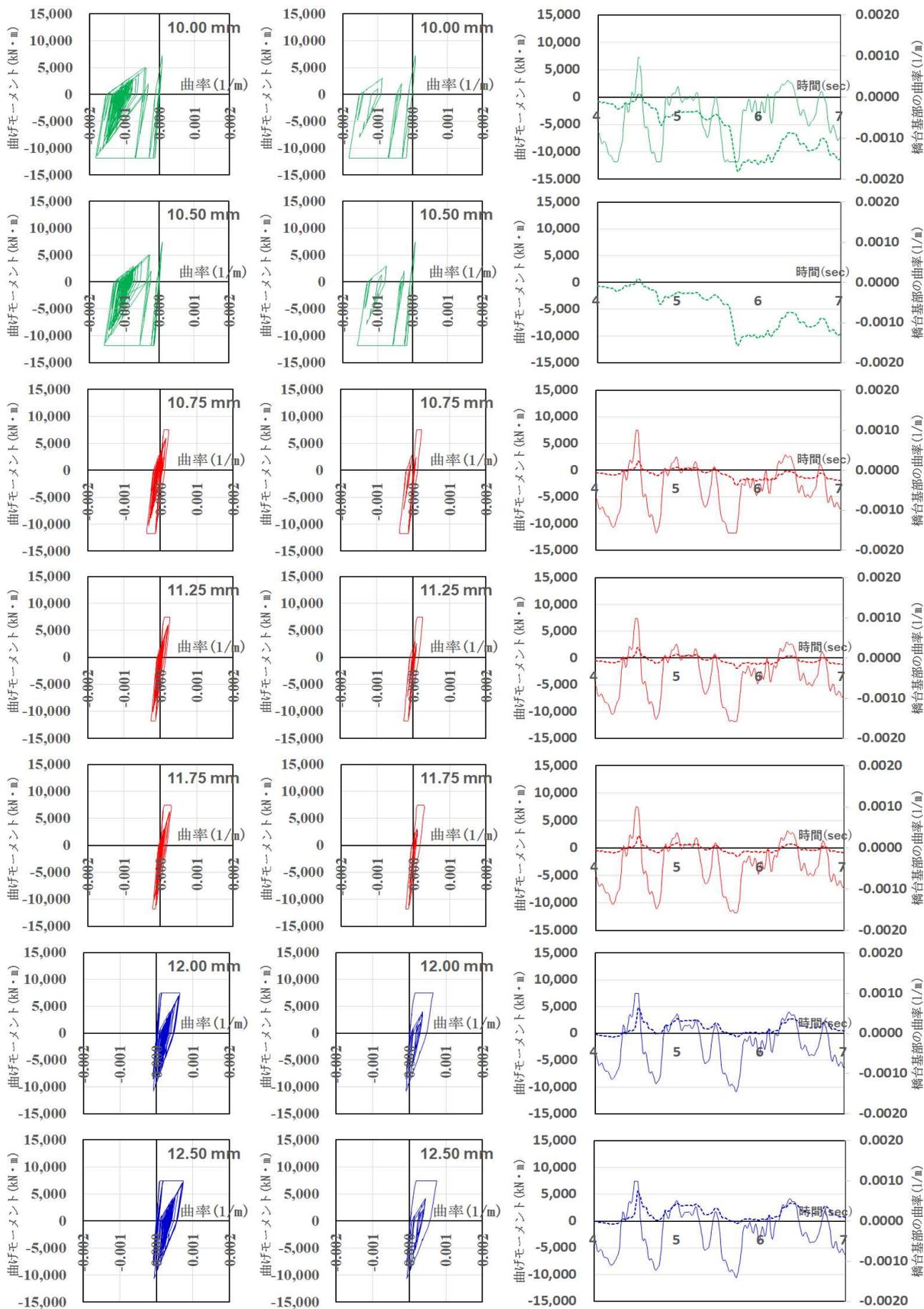
この応答は(5)で示した図-16に、図-17および図-18より、各ケースでの応答塑性率が生じる範囲を図-19に示し、かつ塑性率 ± 3.0 の範囲に着目した拡大図を図-20に示す。

同図より、N 値を相当に大きくしても、支承の最大変位および橋脚の最大塑性率に与える影響は大きくない。

橋台堅壁の最大曲げモーメントは、弾性モデルでは N 値の増大に対して大きく低減され、特に背面方向の最大曲げモーメントの低減は顕著である。

橋台堅壁の最大塑性率は、弾性モデルの最大曲げモーメントと同様に前面方向には変化が小さいが、背面方向には N 値の増大にしたがい大きく低減している。

橋台堅壁の塑性率の範囲を示している図-19より、N 値が大きくなると予備せん断量と協働効果により、塑性率の発生範囲が小さくなる。そこで、橋台堅壁の塑性率の範囲を詳しく示した図-20より、N 値が大きくなれば、橋台堅壁が前面方向にも背面方向にも弾性応答する予備せん断量の存在を確認できる。しかし、□ 600 では橋台堅壁基部の履歴特性を非線形弾性とした場合も武田モデルとした場合も、予備せん断量を調整したとしても前面方向および背面方向の両方向に弾性応答させることは難しいようである。これは、□ 600 では橋台堅壁に導入される上部構造慣性力が大きいためである。一方、□ 500 では N 値 40 以上の予備せん断量 10 ~ 15mm で前面方向および背面方向共に弾性応答しており、さらに予備せん断量を図-14のように調整すれば、N 値 30 の予備せん断量 10 ~ 15mm で前面方向および背

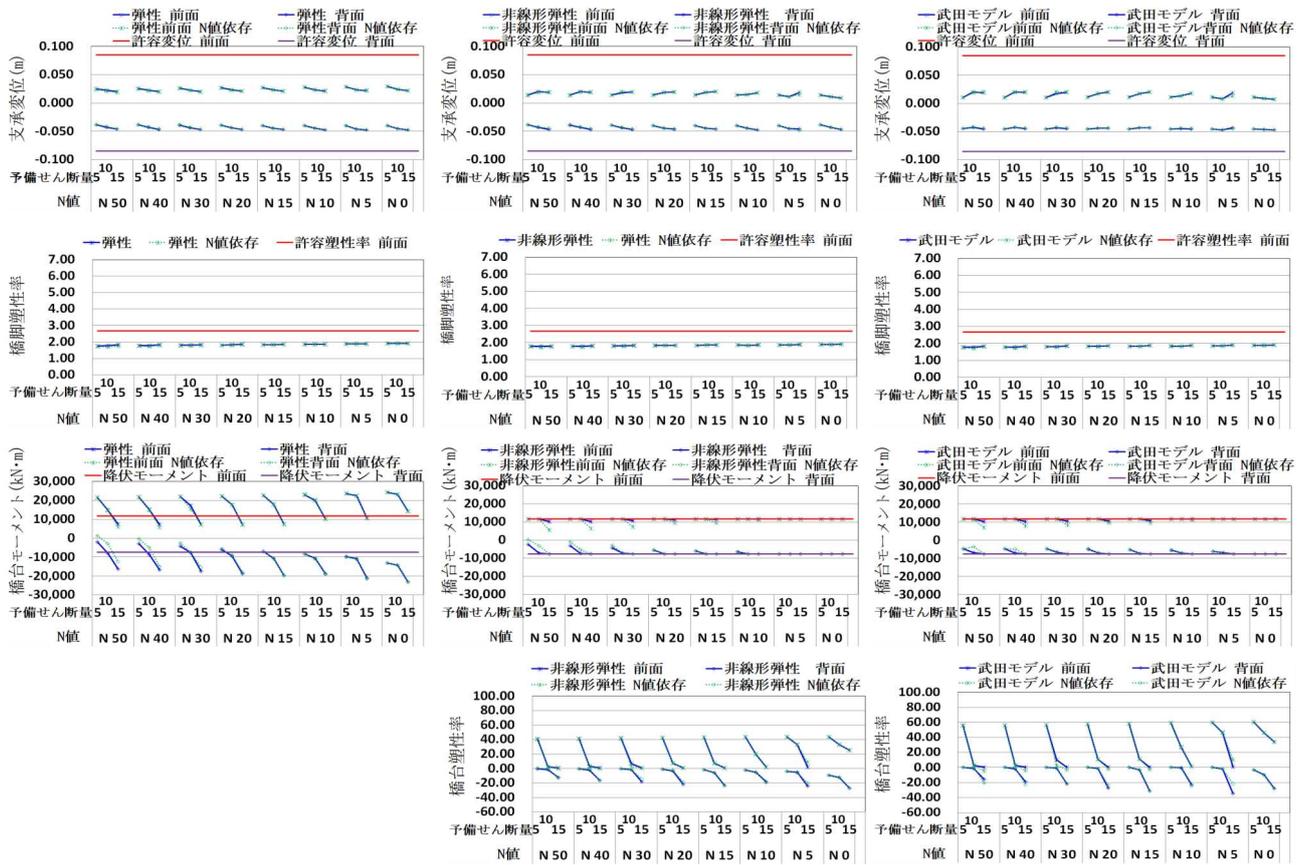


(a) 全時間履歴 (0~40sec)

(b) 4~7sec履歴

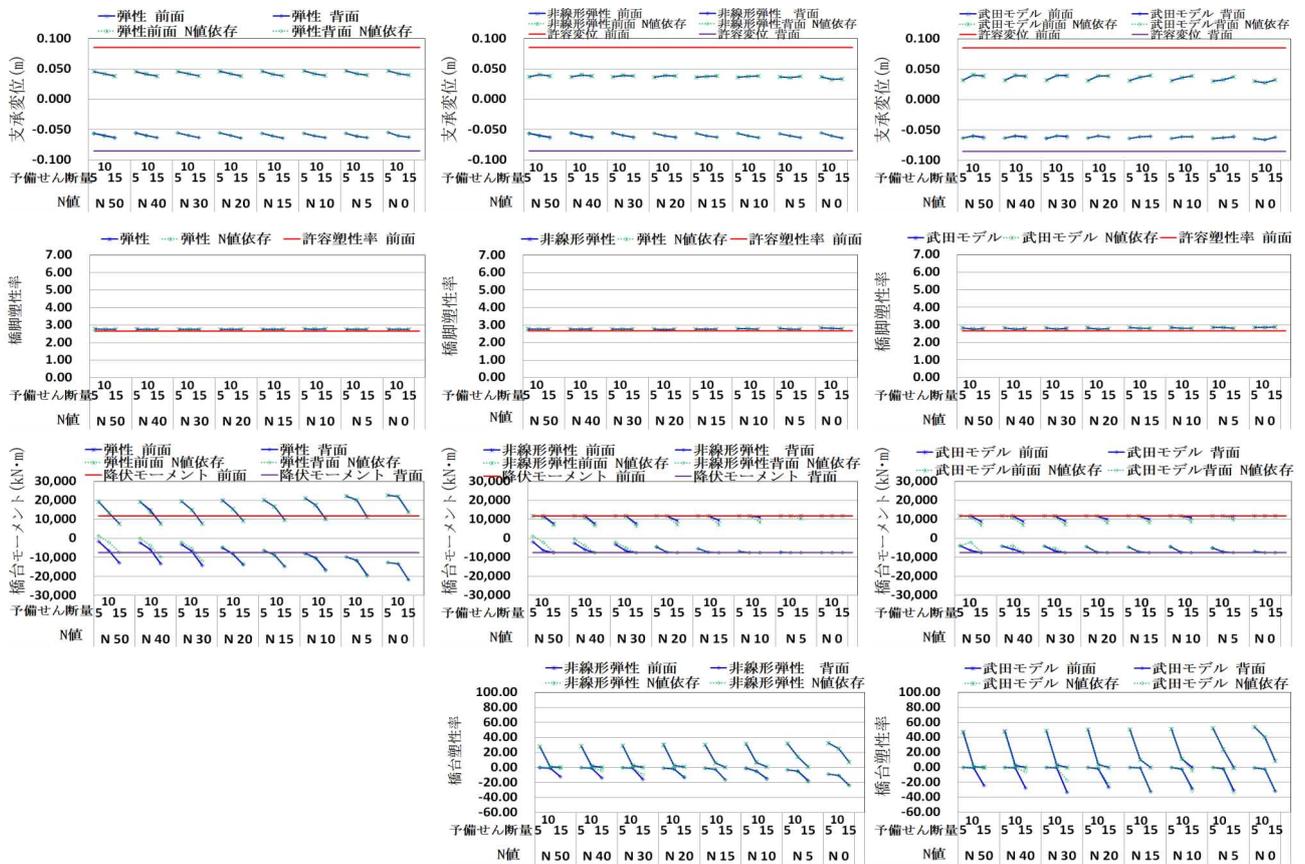
(c) 4~7sec時刻歴応答波形

図-15 橋台堅壁基部の応答履歴と時刻歴応答波形 (入力地震波 II-II-1)



(a) 橋台堅壁：弾性 (b) 橋台堅壁：非線形弾性 (c) 橋台堅壁：武田モデル

図-16 N値50までの内部摩擦角の設定相違による応答 (LRB □600×34)



(a) 橋台堅壁：弾性 (b) 橋台堅壁：非線形弾性 (c) 橋台堅壁：武田モデル

図-17 N値50までの内部摩擦角の設定相違による応答 (LRB □500×34)

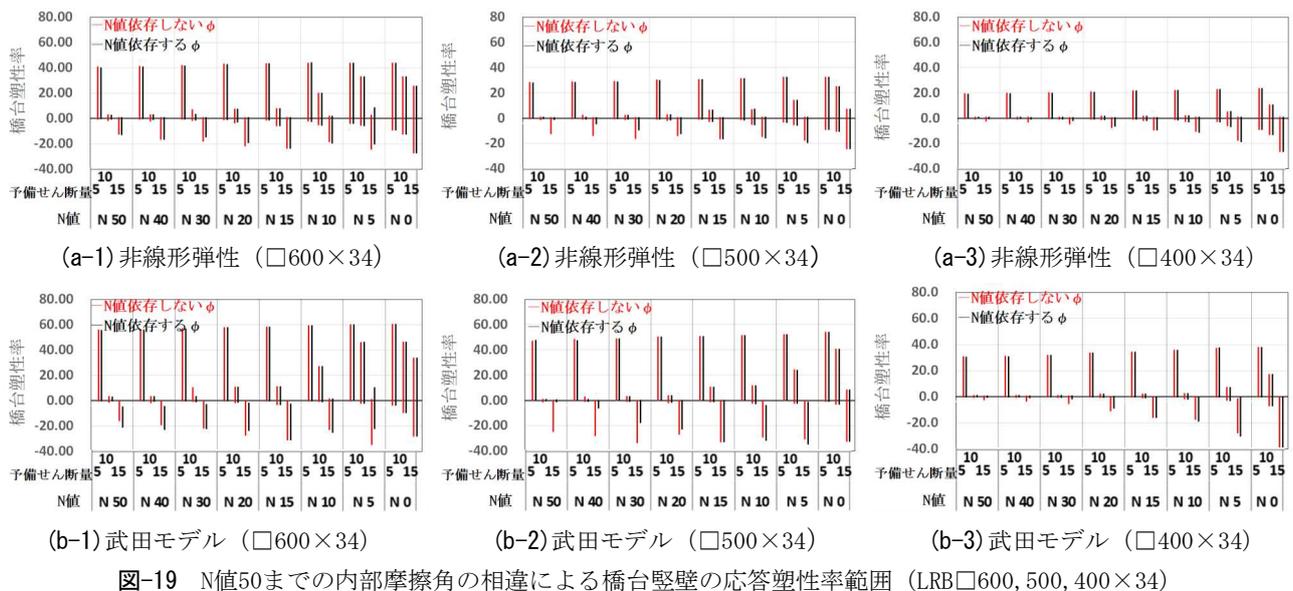


図-19 N値50までの内部摩擦角の相違による橋台堅壁の応答塑性率範囲 (LRB \square 600, 500, 400 \times 34)

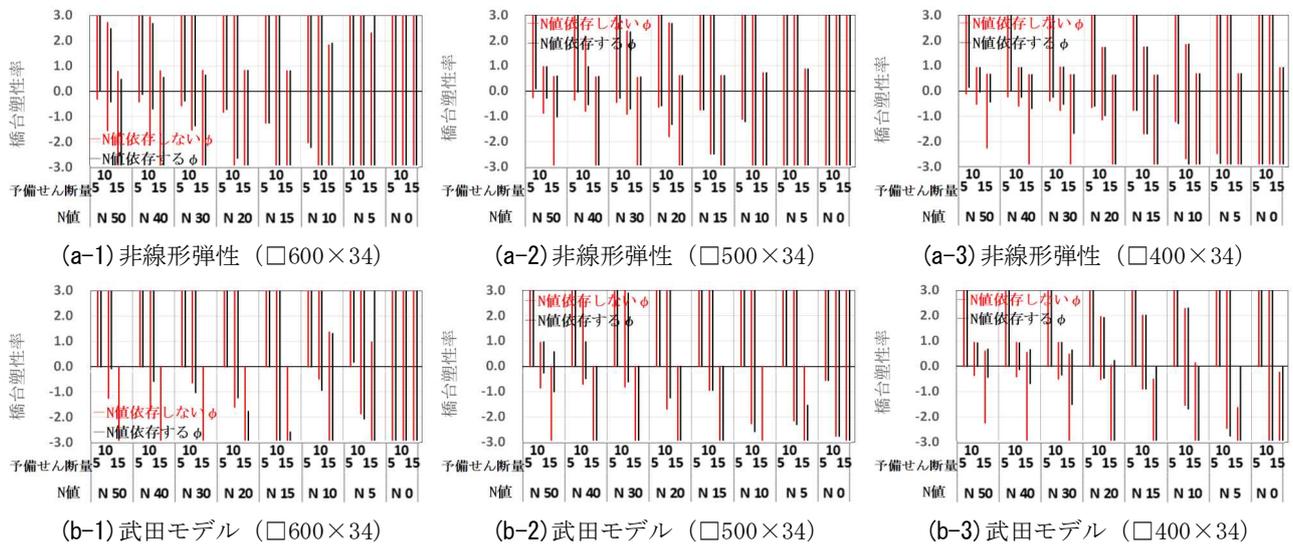


図-20 図-19の部分拡大 (応答塑性率範囲 ± 3.0 以内)

8. まとめ

本論文では、支間 32 m の 2 径間連続の既設橋をモデルとして、橋台に設置するゴム支承の種類による応答特性の相違や、ゴム支承を LRB の免震設計とする予備せん断の効果、ゴム支承の構造寸法、橋台背面土に期待する N 値、橋台堅壁基部の履歴モデルをパラメータとして検証した。以下に知見を示す。

① 現橋の橋脚は地震時に大きく塑性化するが、両橋台にゴム支承を設置することにより、橋脚の耐震性を満足させることができる。この結果、橋台は上部構造慣性力を受けるため、前面方向の L2 地震時の耐震性が損なわれることになる。これに対し、ゴム支承に背面方向の予備せん断変形を与えれば、前面方向の L2 地震時の耐震性を改善で

きる。背面方向には、橋台背面土の N 値を大きく想定できれば、橋台背面土の抵抗を期待できる。

② 橋台に設置するゴム支承の種類を分散ゴム支承 (RB) あるいは免震支承 (LRB) として

③、免震支承を非免震設計と免震設計の 2 通りを検討した。この結果、LRB で免震設計するのが、橋全体としての応答を低減できるので耐震性に有利である。

④ 橋脚の支承条件は可動支持ではなく、固定支持として橋脚の塑性化によりエネルギー吸収を期待する方が有利である。ただし、橋脚を塑性化させたくない場合には、すべり支承と剛塑性ダンパーを用いて、橋脚に作用する上部工慣性力を橋脚の降伏荷重以下とすることができる。

⑤ 橋台背面土の N 値を大きく評価できれば、橋台堅壁の応答を低減できるが、既設状態での N 値の

評価は難しい。例えば、橋台背面土を地盤改良し て N 値を大きくすることが考えられるが、橋台背

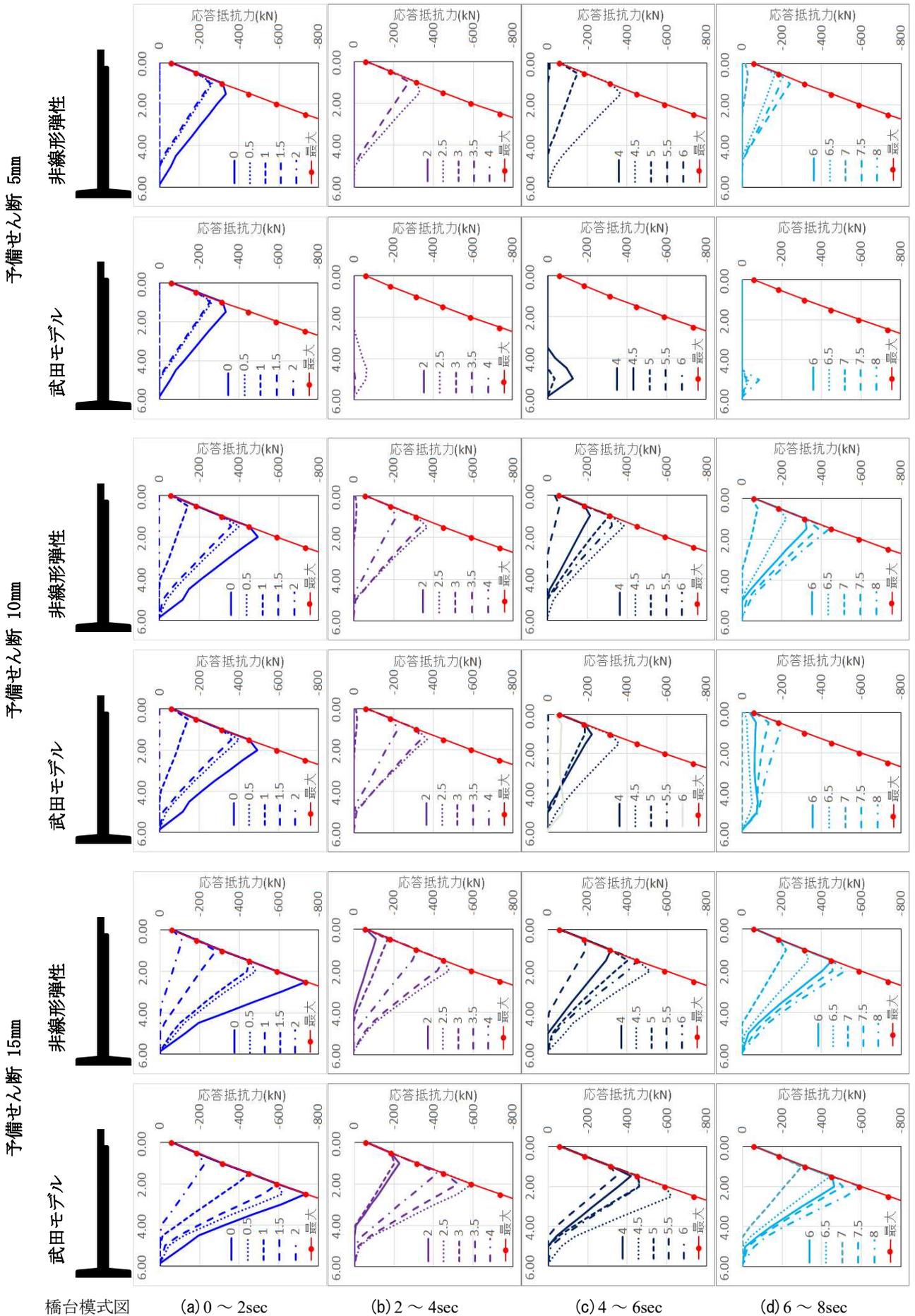


図-21 橋台背面土のばね反力分布 (N値20)

面土の土圧抵抗は橋台沓座天端に近い区間（本橋では1～2m程度の区間）のN値が特に効果的であることを理解しておく必要がある。

- ⑥ 橋台背面土の土圧抵抗は土に想定する内部摩擦角 ϕ の影響を受けるが、N値20以下では応答に及ぼす影響は小さい。
- ⑦ 橋台背面土を大きく改良してN値を30、40、50と大きくできれば、橋台堅壁基部を前面方向にも背面方向にも弾性挙動に留めることも可能である。

9. あとがき

一般に、既設橋では橋脚のL2地震時の耐震性が欠如していると考えられる。これに対し、ここで検討対象とした橋では、両橋台に□500×34程度のLRBに予備せん断量12mm（せん断ひずみ約35%相当）程度与えて設置すれば、支承変位は現橋遊間を満足し、かつ橋脚のL2地震時の耐震性をほぼ満足する。ただし、橋台堅壁に作用する上部構造慣性力が大きくなるが、橋台背面土のN値を20程度では、橋全体としてのL2地震時の耐震性を必ずしも満足しない。これは、検討対象とした橋の規模では予備せん断システムのみでL2地震時の耐震性を確保することは難しかったためである。ただし、ゴム支承形状の調整、予備せん断量の調整により、L2地震時の耐震性をかなり改善することが可能である。さらに、橋台背面土を大きく改善してN値を30、40、50と大きくすることや、橋脚の基礎のL2地震時の耐震性を阻害しない範囲で、橋脚を補強、支承の変位可能量の増大、橋台堅壁に扶壁（リブ）の取り付け等を併用すれば、橋台堅壁基部が塑性化するこ

となくL2地震時の耐震性を満足させることが期待できる。

参考文献

- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2012.3.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2017.12.
- 4) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，2005.4.
- 5) 日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.
- 6) 宇野裕恵，広瀬剛，五十嵐隆之，川神雅秀：既設橋に予備せん断したゴム支承を用いた耐震補強工法の提案，第71回土木学会年次学術講演論文，2016.9.
- 7) 宇野裕恵，五十嵐隆之，広瀬剛，川神雅秀，内藤伸幸：既設橋に予備せん断システムを適用した地震時の応答，第72回土木学会年次学術講演論文，2017.9.
- 8) 宇野裕恵，五十嵐隆之，広瀬剛，川神雅秀，内藤伸幸：既設橋に予備せん断システムを適用した地震時挙動の一考察，第73回土木学会年次学術講演論文，2018.8.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，1996.12.
- 10) 宇野裕恵，松田泰治，宮本宏一，長 悟史，柚木浩一，松田 宏，角本 周，松尾龍吾：地震波の入力方向と履歴モデルの非対称性が応答に及ぼす影響，第12回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2009.1.

(2018.9.7受付)

CASE STUDY ON EFFECT OF REINFORCEMENT FOR EXISTING BRIDGES BY RUBBER BEARINGS USING PRE-SHEAR DEFORMATION SYSTEM

Hiroshige UNO, Takeshi Hirose, Nobuyuki NAITO, Takayuki Igarashi and Masahide KAWAKAMI

For the purpose of seismic improvement for existing bridges, we examined to settle rubber bearings on either side abutments. In general, though seismic ability of abutment has not redundancy to the bridge center direction, it has redundancy to the abutment direction due to earth pressure behind each abutment. So, putting shear deformation for rubber bearings, abutments are induced the prestressed force back to the each abutment direction. Adapting this system to the 2-spans continuous metal bridge (32+32=64m), we case-studied the dynamic behavior during L2 earthquake. As a result, despite the seismic ability is remarkably increased, it is difficult to satisfy the seismic capacity perfectly. On the other hand, comparing rubber bearing and isolation bearing, it was cleared that LRB designed by isolation system is the most effective for seismic upgrade.