

免震橋の2方向耐震性能 に関する漸増動的解析

党 紀¹・蛭沢 佑紀²・五十嵐 晃³

¹正会員 埼玉大学助教 理工学研究科 (〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保255)

E-mail:dangji@mail.saitama-u.ac.jp

²非会員 東京工業大学修士課程 理工学研究科土木工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

E-mail:ebisawa.y.ab@m.titech.ac.jp

³正会員 京都大学教授 防災研究所流域災害研究センター (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

E-mail:igarashi.akira.7m@kyoto-u.ac.jp

本研究では、免震橋の2方向耐震設計法を構築するにあたって必要不可欠な要因である、地震動独立1方向入力と2方向同時入力との応答差を解明することを主眼とする。そのためには、多数の地震波を用いて解析を行うことが重要である。具体的には一般の橋梁を上部工と下部工の簡単な2質点系としてモデル化を行い、100対の地震波を使用して漸増動的解析を行った。この解析から応答差の存在を明らかにし、フレンジーカーブと区間推定といった手法を使用して、統計的にその相違を検討した。さらに、最大入力の方向と最大応答の方向の違いである方向差に加え、応答差の程度について明らかにした。また、1方向入力において、地震波観測記録に基づいたNS方向とEW方向の検討に加えて、入力地震加速度が最大となる方向である主要動方向についても検討を行った。

Key Words : Incremental Dynamic Analysis, bi-directional interaction, phase difference

1. 序論

1995年兵庫県南部地震では、免震ゴム支承を採用した橋梁では、被害は比較的軽微であり¹⁾、都市部の直下型地震に備えて、特に大きい非線形履歴減衰機能のある高減衰ゴム支承が積極的に橋梁の支承として使用されている。2011年の東北地方太平洋沖地震にも、ゴム支承の破損が見られていたが、その全体の割合は極小であった²⁾。今後は、大地震に備えるために、橋梁構造として、効果的かつ経済的な免震橋の普及、または老朽化した橋梁の免制震化する補強がさらに行われていくことが予想されている。それに伴い免震橋とゴム支承の設計法も急速に整備され、現行の道路橋示方書でも耐震性能調査を明記している³⁾。

橋梁構造物の設計地震動において、少なくとも水平2方向成分を考慮する必要があるが、今まで、十分な実験と解析的な検討がなされていないため、実務設計では、水平2方向相互作用を簡略して、既に多く実験された水平1方向復元力履歴特性に基づいて、それぞれ橋梁の水平2方向に独立した耐震性能照査を行っている。このような設計では、耐震設計スペクトルに調整した水平1方向地震動波形を水平2方向地震動の主要動方向成分とし

て、水平1方向に自由度を持つ構造モデルに入力し、その非線形応答結果により橋梁の耐震性能を確認する方法を使用している。

このように、免震支承の2方向変形時の復元力特性と免震効果が不明のため、単純な直線連続桁橋において、免震支承の両サイドにブロックを設置し、橋軸方向のみの1方向免震橋として設計する場合が多い。しかし、直交方向からの過大の地震力によって、支承の破壊や変位制限装置の損傷、変位制限装置が過度に強い場合は下部構造の損傷などの問題も報告されている⁴⁾。

また、日本では山岳地が多く、地形的制約のために、曲線橋が他国より格段に多く存在している。現行の設計法を用いて曲線橋を設計する場合、桁に沿って橋軸方向が変化し、橋軸方向やその直交方向の特定は難しく、これらの方向が橋脚断面と直交しないケースも少なくない。したがって、現在の曲線橋の実務設計上では、不利な方向での耐震性能を調べるため、照査用1方向波形を用いて、橋梁の複数方向に入力し、応答計算の結果を求めるといった疑似2方向照査を行っている。この方法は、構造物の弱い方向で地震動が襲う時の応答結果をチェックできるが、地震動の水平2方向同時作用を考慮することができない。

このような現状のなか、近年では、構造物の水平2方向変形による復元力履歴と地震応答の相互作用は多く議論されており、免震構造についての検討も始まっている。日本免震構造協会⁴⁾、山本ら⁵⁾、Iwataら⁶⁾、五十嵐ら⁷⁾などが行った免震ゴム支承の2方向载荷実験では、1方向载荷、円形と矩形の水平2方向载荷で得られている履歴曲線の形状が異なることが判明した。また、水平2方向同時载荷の場合では、特に履歴曲線の包絡面積、すなわち逸散エネルギーに明らかな増大が見られ、増大の度合いは2方向载荷時の载荷変位オービット形状に依存していることが指摘されている。

またこれらの研究で行われたハイブリッド応答実験⁸⁾から、1方向と2方向には応答差が存在することが分かったが、その応答差の度合いは地震波によって異なり、差がほとんど無いものから差が大きいものまで存在しており、不確実性が高い結果となっている。このような応答差の存在の有無が普遍かは不明であり、耐震設計ではこういった現象を考慮すべきか、またはどの程度考慮すべきかについて疑問が残されている。これらの問題を解明するために、多くの地震波を用いた応答結果の比較が必要であるが、実験では多くの地震波を用いる検討が経済及び時間的には不可能である。地震波の不確実性を考慮した検討を多数の地震波を用いた解析で行い、確率論的に解明する必要がある。

また、従来の2方向相互作用を考慮した解析モデルはMSSモデル⁹⁾やPark-Wenモデル⁹⁾などが挙げられる。現在照査に用いられているバイリニアモデルも含めて、ゴム支承の大変形時におけるハードニングや除荷時の膨らみといった非線形挙動を表すことができないということが報告されている⁷⁾。免震ゴム支承のための水平2方向相互作用を考慮した詳細なモデルも開発されているが、同定すべきパラメータが多く実務上使用が難しい面もある¹⁰⁾。より計算上の時間コストが少なく、大量な計算を短時間かつ正確にできる修正Park-Wenモデル¹³⁾などの方法は提案、検証され、多くの地震波を用いる数値解析を行う条件を備えている。

本研究では、1方向と2方向地震動に作用された免震橋の応答挙動の相違の全体的な傾向を把握するため、ベンチマークな橋梁モデルと精度の高い非線形復元力モデルを用い、100セットの地震波の漸増動的解析(Incremental Dynamic Analysis¹¹⁾)を行った。IDA曲線、フラジリティカーブ(Fragility Curve)¹²⁾や区間推定などの手法を用い、解析結果を分析し、応答差の存在、大きさを定量的に評価し、その応答差が生じたメカニズムを確率論的に検討した。さらに、実務設計において、水平2方向地震動入力による応答差を考慮した水平2方向免震橋のための耐震性能照査式も提案した。

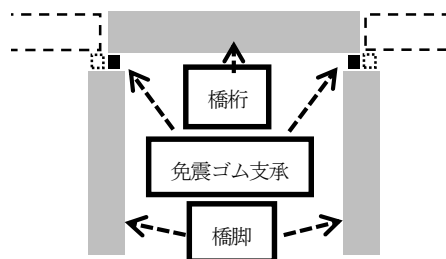


図 2.1 橋梁モデル概念図

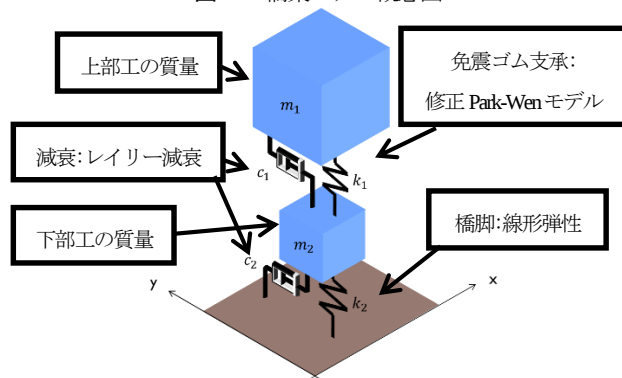


図 2.2 2 質点系モデル概念図

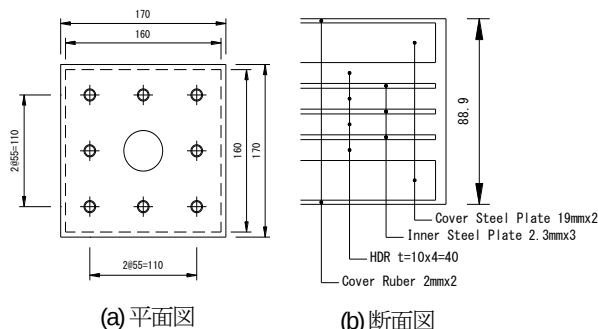


図 2.3 ゴム支承試験体

2. 解析モデル

(1) 解析橋梁モデル

解析対象となる橋梁のモデルは図2.1のように一径間の桁橋と支承、橋脚からなり、地盤を剛としており、橋脚と支承の変形のみを考慮する。したがって、橋梁構造を図2.2に示すように、桁と橋脚の質量および橋脚と支承の変形を集中したばねで構成された2質点系モデルとして解析を行う。支承部の復元力計算には後述する修正Park-Wenモデル¹³⁾、橋脚部の複雑な非線形特性を簡略化して、橋脚ばねを弾性ばねとする。HDR支承の実際の非線形復元力履歴を再現するため、過去の実験データ⁷⁾を用い、非線形モデルのパラメータを同定した。

既往の実験では図 2.3 に示す試験体を用い载荷を行った。各ゴム層の平面寸法は 160mm×160mm、1 層のゴム層厚 10mm、全 4 層でゴム総厚は 40mm となる。また、せん断弾性係数は G10 (1.0N/mm²)で、1 次形状係数、2 次

形状係数はともに 4.0 である。一定鉛直方向面圧は 6[MPa]であった。



写真 2.1 ゴム支承試験体外観

この試験体を参考にして、想定橋梁では、支承の寸法は試験体より 4 倍大きいとして、ゴム支承の平面寸法は 640mm×640mm、ゴム層厚は 160mm となったものを用いるとする。これは実務的によく使われている橋梁用高減衰ゴム支承に近いと思われる。さらに、橋脚 1 台の上に支承が 5 台を設置したとして、支承数 N_b 、面圧 p 、面積 A_b 相似比 $S(=4)$ から下記の式で解析モデルの上部工質量 m_1 を算出した。

$$m_1 = N_b \times p \times A_b \times S^2 / g \quad (2.1)$$

ただし、 $g(=9.8\text{m/s}^2)$ は重力加速度である。

なお、橋脚の質量は約上部工質量の半分とした。

$$m_2 = 0.5 \times m_1 \quad (2.2)$$

ただし橋脚部質量 m_2 として、降伏荷重の計算時には橋脚の全体の質量の 1/3 のみを計算した。

支承ばね k_1 は非線形ばねであるが、構造物の固有周期を把握するために、既往の実験⁷⁾で得られた 150%変形時の等価剛性を参照した。

一般に免震化されていない連続桁橋の固有周期は約 0.2~1.5 の間にある。本研究は、解析では代表性のあるベンチマークな構造を用いて計算することが望ましい観点から、橋脚ばねの剛性は、支承部が固定されたときに固有周期が $T_2=0.5$ 秒となるように計算した。

$$k_2 = (m_1 + m_2)(2\pi/T_2)^2 \quad (2.3)$$

また、支承部の固有周期 T_1 は k_1 より計算した。

2 質点系モデルの減衰行列は、レイリー減衰として、各モードの減衰定数を一律に 0.05 として算出した。解析モデルの諸元を表 2.1 に示す。

表 2.1 解析モデルの諸元

橋脚の質量[kg]	6.27×10^5
-----------	--------------------

橋桁の質量[kg]	1.25×10^6
橋脚の初期剛性[kN/mm]	297
支承の初期剛性[kN/mm]	16.1
固有周期[s] T_1, T_2	1.75, 0.5
減衰定数	0.05
相似比	4
支承のゴム総厚[mm]	40

本研究の応答計算はニューマークの β 法($\beta = 1/6$)を使用し、時間刻みは各地震記録に基づいた。時間刻みの間隔を 1 ステップとする。ステップ数 $n=1$ から始め、最終ステップまで行う。手順は以下の通りである。

- ① n ステップ目の入力加速度から、予測変位を計算する。
- ② 変位を相似率で除し、実験に基づいてパラメータが同定されたモデルで復元力を計算する。
- ③ 復元力に相似率の二乗を乗じて、その増分を計算する。
- ④ 復元力増分と線形ばね弾性力との差である調整外力¹⁰⁾を計算する。
- ⑤ 調整外力から応答計算を行い、修正変位増分を計算する。
- ⑥ 修正変位増分が許容誤差以下になるまで①~⑤を繰り返す。誤差以内なら、次の $n+1$ ステップに移る。
- ⑦ 最後のステップの計算が終わるまで、①~⑥を繰り返す。
- ⑧ ①~⑦までを全地震波について行う。

地震波入力は NS 方向と EW 方向、主要動方向の各々 1 方向ずつの入力と 2 方向の同時入力の 4 パターンである。

(2) 高減衰ゴム支承の水平 2 方向復元力履歴モデル

高減衰ゴム支承の復元力-履歴関係のモデルとして、菊池モデル¹⁵⁾、山本モデル⁹⁾、それらと MSS モデルとの組み合わせを用いて、楕円形 2 方向静的載荷の実験との比較を行っている研究⁴⁾はあるが、実際の地震波を用いた実験との比較は行われておらず、解析に留まっている。また、バイリニアモデル、MSS モデル、Park-Wen モデルの各モデルと実際の水平 2 方向地震波による実験との比較が行われたが実験結果を再現できなかった⁷⁾。一方、Park-Wen モデルのもとに、切片荷重の水平 2 方向ひずみ依存性を考慮した修正 Park-Wen モデルが提案されており、五十嵐ら⁷⁾、村越¹⁰⁾の研究より実験結果と良好に一致して、ハイブリッド応答実験の結果も再現できている。

本研究では免震支承の水平 2 方向復元力履歴モデルとして、修正 Park-Wen モデルを用いる。

a) Park-Wenモデル

2方向の相互作用を考慮できるモデルとして、Parkらが提案したモデル⁹⁾は、多自由度のばねや分割の手順を経ずに、2方向でのバイリニア型の非線形履歴特性を表現することができる。このモデルは1方向復元力履歴特性を表すBouc-Wenモデルを2方向に拡張したモデルとなっている。Bouc-Wenモデルによる復元力は式(2.4)、(2.5)で表される。

$$F(t) = \alpha K_1 \delta(t) + (1 - \alpha) K_1 Z \quad (2.4)$$

$$\dot{Z} = A \dot{\delta}(t) - \beta |\dot{\delta}(t) Z| Z - \gamma \dot{\delta}(t) Z^2 \quad (2.5)$$

ここに、

$F(t)$: 時間 t における復元力

α : 2次剛性比

K_1 : 初期剛性

$\delta(t), \dot{\delta}(t)$: 変位及び速度

$Z, \dot{Z}$: 非線形履歴変位(長さの単位を持ち、変位 $\delta(t)$ の非線形履歴に依存する)及びその時刻歴上の微分

A, β, γ : 履歴形状を規定するパラメータ

ただし、非線形履歴変位 Z の上限値 $Z_n = \sqrt{\frac{A}{\beta + \gamma}}$ はバイリニアモデルの降伏変位 δ_y に相当し、 $(1 - \alpha)$ は降伏荷重 F_y と切片荷重 Q_u の比($Q_u = (1 - \alpha)F_y$)である。図2.4に示すように、弾性成分 $\alpha K_1 \delta(t)$ と履歴減衰を考慮した弾塑性成分 $(1 - \alpha) K_1 Z$ を足し合わせることで、復元力-変位関係を表現する。 A は履歴変位 Z と変位 δ の関係の初期勾配を表し、一般に $A = 1$ とする。 β, γ は履歴ループにおける漸近線 $\sqrt{\frac{A}{\beta + \gamma}}$ に漸近する速度を表すパラメータである。

さらに、Parkらは、このモデルを水平2方向復元力履歴モデルに拡張する次式で表す方法を提案した。

$$\{F\} = \alpha K_1 \{\delta\} + (1 - \alpha) K_1 \{Z\} \quad (2.6)$$

ただし、 $\{F\} = \{F_x, F_y\}^T$ は復元力ベクトル、 $\{\delta\} =$

$\{\delta_x, \delta_y\}^T$ は変位ベクトルである。 $\{Z\} = \{Z_x, Z_y\}^T$ は水平2方向非線形履歴変位ベクトルであり、下記の微分方程式により与えられる。

$$\dot{Z}_x = A \dot{\delta}_x - \beta |\dot{\delta}_x Z_x| Z_x - \gamma \dot{\delta}_x Z_x^2 \quad (2.7)$$

$$\dot{Z}_y = A \dot{\delta}_y - \beta |\dot{\delta}_y Z_y| Z_y - \gamma \dot{\delta}_y Z_y^2 \quad (2.8)$$

b) 修正Park-Wenモデル

Park-Wenモデルでは、式(2.4)に説明したように、全復元力 $\{F\}$ は弾性成分 $\alpha K_1 \{\delta\}$ と非線形履歴減衰を表す成分

$(1 - \alpha) K_1 \{Z\}$ により構成される。履歴減衰成分の限界値すなわち切片荷重を規定する項 $(1 - \alpha) K_1$ は、水平変位 δ 、ひいてはせん断ひずみによらず、一定値である。したがって、切片荷重が一定の場合、せん断ひずみが大きくなっても復元力履歴ループの形状が変化せず、実験のようにハードニングすることやエネルギー吸収量が大きくなるしない。

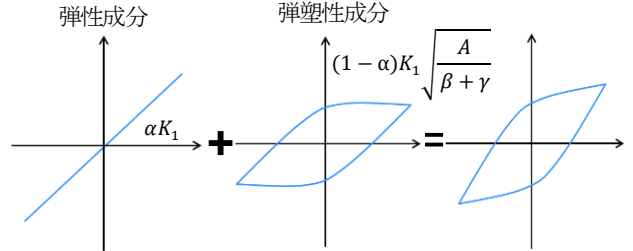


図2.4 Bouc-Wen モデル概念図

そこで、復元力を求める際にして、一定値 $(1 - \alpha) K_1$ を、せん断ひずみ ε に依存させる2次関数 $(1 + b\varepsilon^2)(1 - \alpha)$ に置き換える。修正 Park-Wen モデル¹³⁾¹⁶⁾は以下のようになる。

$$\{F\} = \alpha K_1 \{\delta\} + (1 + b|\varepsilon|^2)(1 - \alpha) \{Z\} \quad (2.9)$$

$$|\varepsilon| = |\dot{\delta}| / t_{rubber} = \sqrt{\dot{\delta}_x^2 + \dot{\delta}_y^2} / t_{rubber} \quad (2.10)$$

ここに、

b : 硬化係数

ε : せん断ひずみ

t_{rubber} : ゴム総厚

修正 Park-Wenモデルの特徴は、履歴変位の包絡線をせん断ひずみの2次関数にしたことで、大変形時におけるハードニングや除荷時の膨らみなどの非線形挙動を表現する。修正 Park-Wenモデルのひずみ依存性の概念図は図2.5のようになる。Park-Wenモデルと同じように、式(2.7)と式(2.8)で $\{Z\}$ を求める。修正 Park-Wenモデルのすべての未知パラメータとして α, K_1, b, β および γ で、計5つのみである。

c) パラメータ同定

5つの未知パラメータを同定するため、既往の水平1方向静的載荷試験⁷⁾で得られた復元力履歴曲線から、数値解析による解析結果が一致するように、各々のパラメータをKH法¹⁷⁾で最適化した。KH法は、最適化計算手法の一種であるが、目的関数の微分や二階微分を必要としないことが利点である。特に、修正 Park-Wenモデルのような、パラメータの値が解析精度の良さに及ぼす影響が複雑である場合、KH法が単純かつ有効である。

ここで、各解析手法のパラメータ同定の最適化問題は、あるパラメータの値の組み合わせを用いた解析結果と水平1方向載荷実験で得られた復元力-変位履歴曲線と最

も一致することである．実験結果に対して，解析結果との一致する度合い，すなわち目的関数として，下記の式で定義した寄与率を用い，寄与率が最大となるパラメータ設定は最適パラメータと定義する．

$$R^2 = 1 - \sum (H_{ei} - H_{ai})^2 / \sum (H_{ai} - \bar{H})^2 \quad (2.11)$$

ここに，

H_{ei} ：実験で計測した荷重

H_{ai} ：解析で得られた荷重

$\bar{H}$ ： H_{ei} の平均値である．

モデルごとのパラメータを s_i とし，例えばバイリニアモデルの場合，パラメータ $D_{yield}, F_{yield}, \alpha$ をそれぞれ s_1, s_2, s_3 とする．パラメータ同定の手順を以下となり，図 2.6 のフローチャートで示している．

- ① 水平一方向荷重試験結果からパラメータの初期値を設定し，寄与率 R_i^2 を求める．
- ② D_i を検索速度の探索ステップ幅として， i 番目のパラメータ s_i を検索速度 D_i だけ増減した値 $s_i^+ = s_i(1 + D_i), s_i^- = s_i(1 - D_i)$ に替えて解析を行う．
- ③ s_i^+, s_i^- を用いて行った解析結果の寄与率 R_i^{2+}, R_i^{2-} を算出する．
- ④ 3つの寄与率 $R_i^2, R_i^{2+}, R_i^{2-}$ の大小を比較し，以下の式の通りに s_i と D_i を更新する．

$$D_i = C_r D_i, s_i = s_i (R_i^2 > R_i^{2+} \wedge R_i^2 > R_i^{2-}) \quad (2.12)$$

$$D_i = C_r D_i, s_i = s_i^+ (R_i^{2+} > R_i^2 \wedge R_i^{2-} > R_i^2) \quad (2.13)$$

$$D_i = C_r D_i, s_i = s_i^- (R_i^{2-} > R_i^2 \wedge R_i^{2+} > R_i^2) \quad (2.14)$$

ここに， C_r, C_l はそれぞれ減速率，増速率である．

- ⑤ 各モデルのパラメータ数を n としたとき， $i=1 \sim n$ に対して②から④の手順を繰り返し，各パラメータを修正する．
- ⑥ 全ての検索速度が許容誤差率 10^{-3} 以下になるまで手順②～⑤を繰り返す．

本研究では，検索速度 D_i の初期値を一律に $D_i = 0.1$ とし，減速率 C_r ，増速率 C_l をそれぞれ $C_r = 0.3$ ， $C_l = 3$ として計算を行った．

KH 法を用いて，各解析モデルのパラメータ同定を行った．得られたパラメータ同定結果を表 2.2 に示す．また，得られたパラメータを用いて解析を行った数値解析結果と，水平 1 方向荷重試験結果を図 2.7 に示す．

修正 Park-Wen モデルの同定の結果は高い寄与率を示し，高い精度で復元力-変位関係を再現しているといえる．

$$f_c = f_{c0} \quad f_c = f_{c0} (1 + b\varepsilon^2)$$

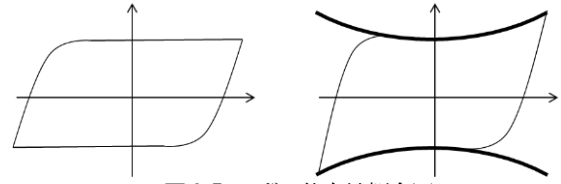


図 2.5 ひずみ依存性概念図

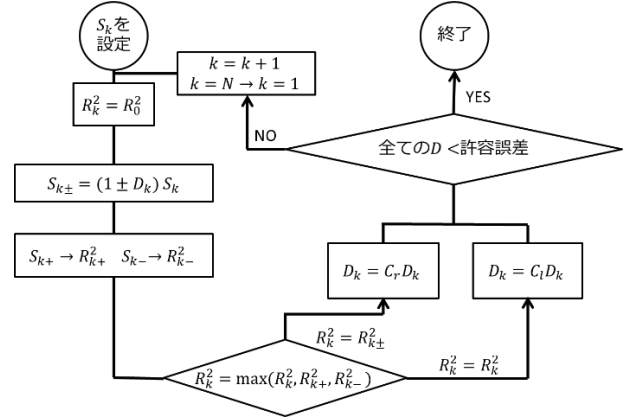


図 2.6 KH 法のフローチャート

表 2.2 修正 Park-Wen モデルのパラメータ

K_1 [kN/mm]	α	β	γ	b	寄与率 R^2
1.25	0.236	0.0265	-0.0230	0.354	0.994

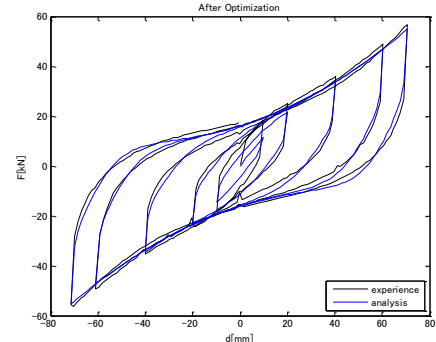
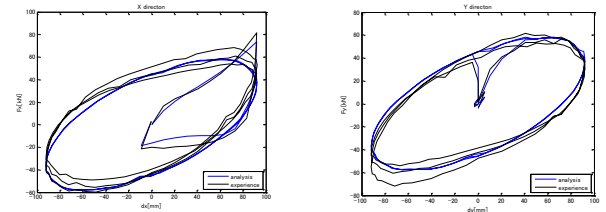
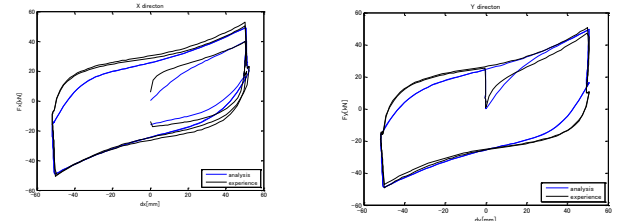


図 2.7 パラメータ同定後の復元力-変位関係



円形荷重試験結果



矩形荷重試験結果

図 2.8 静的荷重実験と解析結果との比較

既往の円形と矩形の静的荷重試験 ④によって得られた

実験結果と解析結果の比較を図 2.8 のように示す。両者は良好な一致を表している。

3. 漸増動的解析(Incremental Dynamic Analysis)

(1) 漸増動的解析(Incremental Dynamic Analysis)の概要

本研究で用いる方法は漸増動的解析(IDA)¹¹⁾で行うことで水平 1 方向および 2 方向地震動を受ける免震橋の地震応答挙動と耐震性能の相違を評価する。

IDA とは入力地震動の倍率を漸増させて、繰り返し非線形動的応答解析を行い、構造物の動的応答と入力地震波の強さの関係すなわち IDA 曲線で構造物耐震性能、破壊の順序、動的安定性限界を評価する手法である。なお、多数の地震波を入力することで得られた IDA 曲線の平均値とバラツキにより、 fragility カーブを計算し、地震波の不確定性を考慮した構造物耐震安全性を確率的に評価することができる¹¹⁾¹⁸⁾¹⁹⁾²⁰⁾。

a) IDA の計算手順

本研究では、ある入力地震波に対して、下記の手順で漸増動的解析 (IDA) を行う。

- 1) 入力する地震波を選択する
- 2) 選択された地震波に振幅倍率 λ を乗じて、 λ が小さな値から漸増させていく

$$a_{\lambda} = \lambda \times a_g \quad (3.1)$$

ここに、

λ : 振幅倍率

a_g : 選択されたオリジナル地震波形

a_{λ} : 各振幅倍率に対する入力地震波形

- 3) 各入力地震波に対して順次非線形動的応答解析を行い、最大応答を求める
- 4) 構造物が終局状態に至るまで入力地震動増加
- 5) 地震動強度の指標 (PGA, PGV, 応答スペクトル等) を縦軸、構造物損傷の指標 (最大応答変位、塑性率等) を横軸として、IDA 曲線を描く

b) 各指標の定義

地震動強度の指標として用いるのは、PGA である。

PGA の定義は 1 方向の場合は各方向の最大入力加速度

PGA_{NS} , PGA_{EW} で、2 方向の場合は図 3.1 の水色の線で

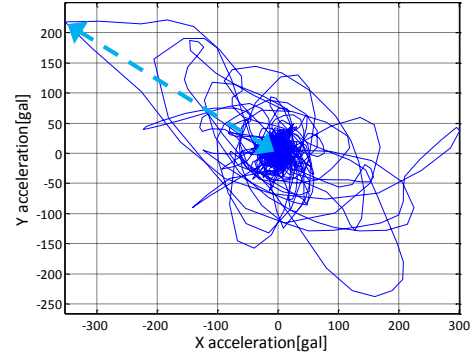


図 3.1 2 方向 PGA の定義

示したように各方向の合成ベクトルの最大値 PGA_{2D} であり、下式のように表せる。

$$PGA_{2D} = \max \left(\sqrt{PGA_{NS,n}^2 + PGA_{EW,n}^2} \right) \quad (3.2)$$

ここに、

n : 地震波時刻歴のステップ ($n = 1 \sim$ 全データ長)

また、同じ指標で 1 方向と 2 方向を比較するために、各方向の PGA が 100gal ずつ増えるように設定した。NS 方向、EW 方向の 1 方向と 2 方向合成の振幅倍率 λ を各々 λ_{NS} , λ_{EW} , λ_{2D} として、下式のように示す。

$$\lambda_{NS,i} = 100 \times i / PGA_{NS,i} \quad (3.3)$$

$$\lambda_{EW,i} = 100 \times i / PGA_{EW,i} \quad (3.4)$$

$$\lambda_{2D,i} = 100 \times i / PGA_{2D,i} \quad (3.5)$$

ここに、

i : 倒壊までのステップ数

また、最大応答変位 d_{max} の定義は PGA と同様に 1 方向の場合は各方向の最大応答変位 d_{NSmax} , d_{EWmax} で、2 方向の場合は合成ベクトルの最大値 d_{2Dmax} である。

$$d_{2Dmax} = \max \left(\sqrt{d_{NSmax,n}^2 + d_{EWmax,n}^2} \right) \quad (3.6)$$

既往の実験⁹⁾¹⁷⁾によりゴムは等方性を持つことが確認されているので、最大となる合成値で照査する必要がある。

構造物損傷の指標として用いるのはゴム支承の終局応答率である。終局応答率 urr は下式に示す。

$$urr = d_{max} / \varepsilon_{al} \quad (3.7)$$

ここに、

ε_{al} : 許容せん断ひずみ

道路橋示方書で規定されている免震ゴム支承の許容せん断ひずみは250%となっている。1のときに終局状態に至るため、越えたらIDAの計算を終了する。

c) 地震波選定の基準

応答差を解明するためには多くの地震波を使用する必要がある、本研究では100セット用いることにした。

本研究では地震波は構造物に損傷を与えた地震波のみを対象とするために、可能な限り強度の高いものを選定する必要がある。加速度計による計測では、故障や不十分な固定、高周波ノイズ等の原因で大地震でなくても異常に大きいPGAが計測される恐れがある。そのため、バラツキが少なく、収束性が良いという理由から信頼性の高いPGVを指標として優先した。高強度の地震波は数が限られているので、それだけでは不足が出るので、地震動強度の指標である、マグニチュード、PGA、計測震度も用いた。異なる性質の地震波を集めるために、可能な限り異なる地震波を収集したが、一部には同じ地震で異なる観測点の地震波も採用した。強度の高い順に100セットになるまで、条件を下げた結果、選定条件を以下の通りにした。

- ① PGV50cm/s以上
- ② M6以上かつPGA300gal以上かつ計測震度4以上

d) 変位オービットとの比較

応答を比較する手段として応答変位オービットが挙げられる。応答変位オービットとは横軸にNS方向、縦軸にEW方向の変位をとったグラフである。1方向入力と2方向入力の応答変位オービットを比較することにより、応答差を確認する。

一例として台湾のチチ地震の応答変位オービットは図3.2のようになる。矩形は1方向入力のNS方向、EW方向の最大変位を用いて描いたものである。水色の円形は2方向入力の最大変位を半径として描いたものである。1方向と2方向の応答を比較することができる。図3.2~3.4はPGAが各々入力加速度100gal,500gal,終局時の応答変位オービットである。円が矩形より大きければ2方向応答の方が大きいことが分かる。全ての地震で大きな違いがあるわけではないが、この場合では1方向と2方向では挙動に差があることが分かる。

図3.5は同じ地震のIDA曲線である。先程の応答変位オービットはあるPGAのときの応答を比較したが、IDA曲線は終局するまでの全範囲で応答を比較する。また、実際の応答ではないが1方向入力でのオービットの最大合成ベクトルが2方向最大応答変位よりも大きい傾向があることが分かる。この点は後の章で議論する。

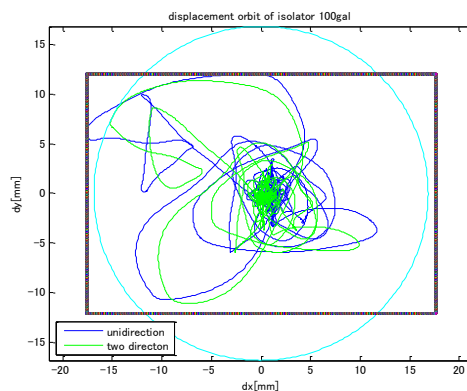


図 3.2 入力加速度 100gal の応答変位オービット

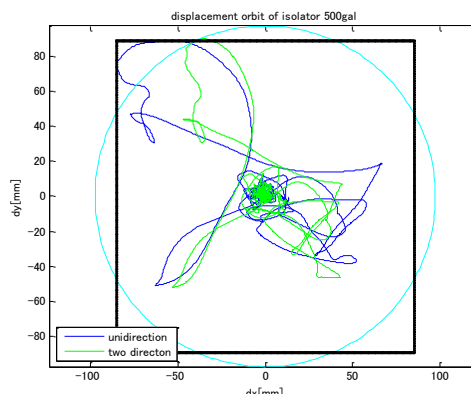


図 3.3 入力加速度 500gal の応答変位オービット

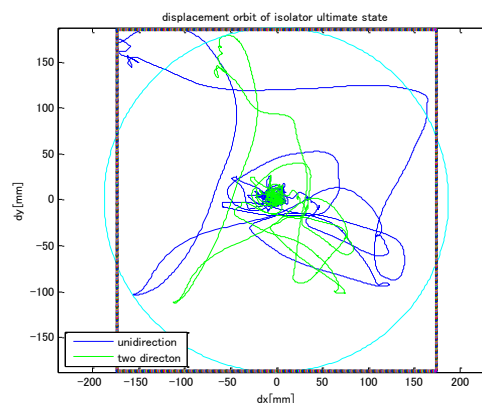


図 3.4 終局時の応答変位オービット

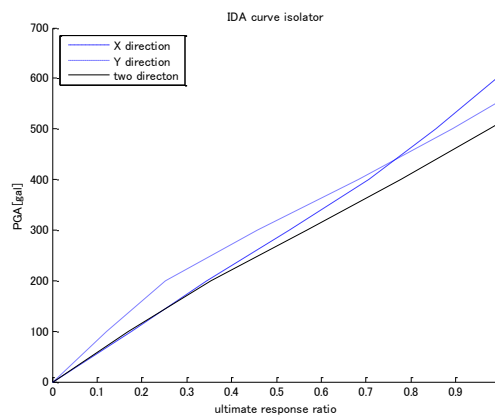


図 3.5 IDA 曲線

e) 100セットの漸増動的解析

全ての地震波の支承の IDA 曲線を図 3.6 にまとめる。終局応答率が 0.6 かつ橋脚の復元力が降伏荷重以下のとき性能 1 の限界に達し、終局応答率が 1 かつ橋脚の復元力が弾性終局耐力以下のときに性能 2 の限界に達する。図 3.6 の IDA 曲線を独立 1 方向入力と 2 方向同時入力それぞれ平均化した平均 IDA 曲線を図 3.7 に示す。性能 1 に至る PGA の差は大きくないが、2 方向の方が小さいことが分かる。また、2 方向同時入力の方が性能 2 に至る PGA が小さく、独立 1 方向入力平均よりも先に終局することが分かる。

(2) 耐震性能評価とフラジリティカーブ

フラジリティカーブ(Fragility Curve)¹²⁾は構造物がある地震動強度で終局状態に至る確率を表した曲線のことである。縦軸に倒壊確率 P 、横軸に地震動強度の指標(応答スペクトル, PGA 等)などにとってプロットする。

具体的には、まず、 N_e セットの地震動を用いて IDA 解析を行う。次に、ある PGA 値までの解析結果では、終局状態に至ったケースの数 N_c を数えて、この PGA となるときに倒壊率を $P = N_c / N_e$ とする。 $P = 1$ まで計算を行い、PGA と倒壊確率の関係をプロットした曲線はフラジリティカーブである。これによって、地震動不確実性によつての構造物が倒壊あるいは破壊するリスクを定量的に評価することができる。

また、本研究では現行の耐震設計法に則って、耐震性能 1 と 2 の二つの限界状態を設定し、PGA とそれぞれ耐震性能 1 または 2 に達する確率の関係すなわち性能 1 および 2 のフラジリティカーブを作成した。各々の性能の限界値の定義を表 3.1 に示す。

降伏荷重 FY は降伏震度(=0.6)より算出し、弾性終局耐力 FU はエネルギー一定則より塑性率 $\mu = 5$ として計算を行う。

$$FY = 0.6 \times (m_1 + m_2/3) \times g \quad (3.8)$$

$$FU = \sqrt{2\mu - 1} \times FY \quad (3.9)$$

a) 水平 1 方向及び 2 方向の応答性能評価

水平 1 方向および 2 方向に地震動が作用された免震橋の応答性能における相違を確率論的に評価するために、評価値と評価指標を定義する。

ここでは、それぞれ構造物の耐震性能 1 と性能 2 まで応答させた最大地震加速度 PGA_{L1} と PGA_{L2} を用いる。さらに、水平 1 方向地震動を入力し、構造物が耐震性能 1 に達するときの値を $PGA_{L1,1D}$ 、水平 2 方向入力の場合は $PGA_{L1,2D}$ としている。同様に、水平 1 方向および 2 方向地震動を入力し、構造物が耐震性能 2 に達するときをそれぞれ $PGA_{L2,1D}$ と $PGA_{L2,2D}$ とする。

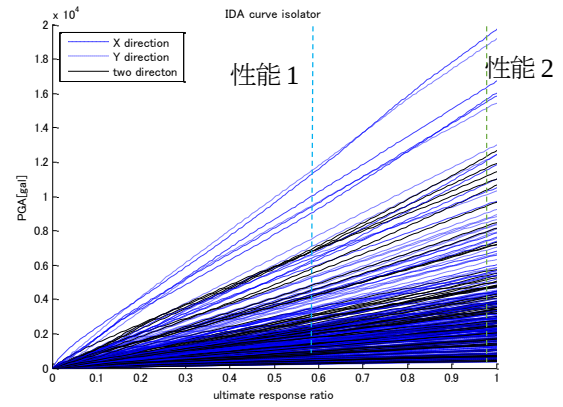


図 3.6 全地震の IDA 曲線

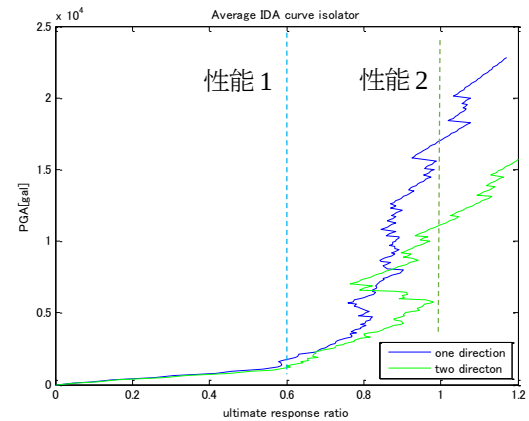


図 3.7 全地震の平均 IDA 曲線

表 3.1 各性能の限界値

耐震性能	橋脚	支承
性能 1	降伏荷重以下	ひずみ 150%以下
性能 2	弾性終局耐力以下	ひずみ 250%以下

なお、水平 1 方向および 2 方向入力による性能を比較し、免震橋の水平 1 方向および 2 方向応答性能の相違を確率に評価するため、それぞれの PGA の比 ρ_{L1} と ρ_{L2} を下記の式で定義する。

$$\rho_{L1} = \frac{PGA_{L1,1D}}{PGA_{L1,2D}} \quad (3.10)$$

$$\rho_{L2} = \frac{PGA_{L2,1D}}{PGA_{L2,2D}} \quad (3.11)$$

$\rho_{L1} > 1$ の場合、すなわち $PGA_{L1,1D} > PGA_{L1,2D}$ であれば、水平 1 方向入力より水平 2 方向入力の方が構造物はより小さい地震波で倒壊する。しかし、構造物は実際には水平 2 方向の地震動に作用されているにも拘らず、現状では水平 1 方向のみの解析で耐震性能の評価を行っている。よって、 $\rho_{L1} > 1$ の場合では、水平 1 方向の設計は構造物の耐震性能を過大評価していると思われる。

ここで、 $\rho_{L1} > 1$ である確率を $p_{L1} = P(\rho_{L1} > 1)$ とし、 $\rho_{L2} > 1$ である確率を $p_{L2} = P(\rho_{L1} > 1)$ と定義する。

b) 解析結果

性能1での fragility curve は図 3.8 のようになる。全体的に 2 方向入力の方が 1 方向入力より確率が高い傾向にあり、小さい倒壊 PGA で性能1の限界に至る。ただし、PGA が比較的小さい内は僅かに上回る程度で、PGA が比較的大きな値になると確率の差が大きくなる。性能2での fragility curve は図 3.9 に示す。性能1とほぼ同じような傾向が見られる。2 方向入力の方が 1 方向入力より確率が高い傾向が見られる。PGA が比較的小さい内は差が大きくはないが、全範囲にかけて倒壊確率は 2 方向同時入力の方が小さい割合が多く、PGA が大きくなると確率の差が大きくなる。

ρ_{L1} , ρ_{L2} の平均値はそれぞれ 1.16, 1.14 となっている。1 方向倒壊 PGA は平均的に 1 割強程度 2 方向倒壊 PGA より上回っている。

(3) 区間推定

本研究では、 N_e セットの地震波を選出し、解析を行い、水平 1 方向と 2 方向地震動に作用された免震橋の応答性能を確率論的に評価するが、この N_e セットの地震応答結果とは、あくまで全ての地震波による応答結果ではなく、母集団から取り出した標本にすぎない。したがって、 N_e の数が増えるほど、真実より乖離する確率が少なくなる。

本研究は $N_e=10$ から 10 セットずつ、地震動数と解析ケースを漸増して、 $N_e=50$ まで、平均 IDA 曲線はほぼ一定な結果となったため、最後に $N_e=100$ とした。ただし、この $N_e=100$ の標本による結果はどの程度真実を表しているのかを評価するために、信頼係数 95% で母集団比率 p の信頼区間を算出する。区間推定の方法を以下に示す。標本数 n と条件に合う標本の数 x が既知のとき、標本比率 x/n の標準化変量は標準正規分布に従うので、変量が負と正の標準偏差の間の値であるのは 95% 確かである。つまり、

$$Pr \left\{ -sd < \frac{\frac{x}{n} - p}{\sqrt{\frac{p(1-p)}{n}}} < sd \right\} = 0.95 \quad (3.12)$$

ここに、

sd : 信頼係数 95% の標準偏差

式 3.12 のかつこ内を式変形して、

$$\left(\frac{x}{n} - p \right)^2 < sd^2 \cdot \frac{p(1-p)}{n} \quad (3.13)$$

これを整理して、

$$(n^2 + nb^2)p^2 - (2nx + nb^2)p + x^2 < 0 \quad (3.14)$$

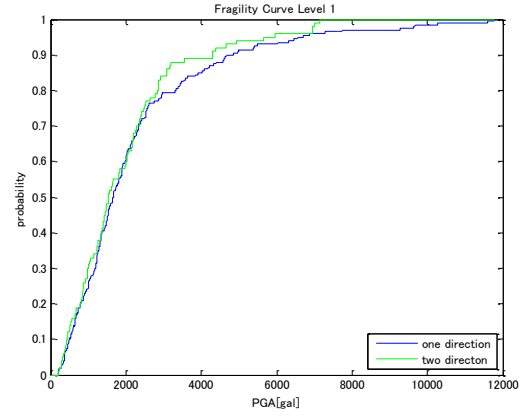


図 3.8 性能1の fragility curve

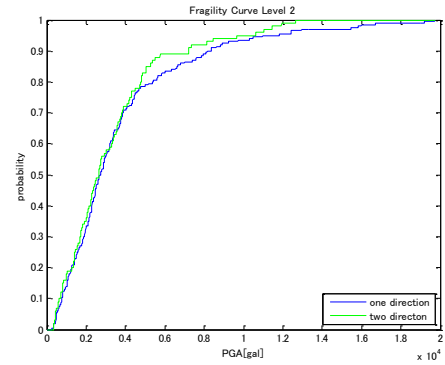


図 3.9 性能2の fragility curve

この 2 次方程式の 2 つの根を p_1, p_2 とすると $p_1 < p < p_2$ が成立する。したがって、式 3.12 は、

$$Pr\{p_1 < p < p_2\} = 0.95 \quad (3.15)$$

これは母集団における比率 p は p_1 と p_2 の間の値であることが 95% 確かであるということを表している。この時、 $p_1 \sim p_2$ を信頼区間という。

例えば、水平 1 方向入力とした免震橋の性能 1 まで応答する地震動強さが水平 2 方向の場合大きい

($PGA_{L1,1D} > PGA_{L1,2D}$) 場合の確率は p_{L1} であるが、これは区間推定の標本比率 x/n にあたり、このときの信頼区間を

$$[p_1, p_2]_{L1}$$

のように表示する。

a) 解析結果

解析の結果、 $[0.689, 0.850]_{L1}$, $[0.689, 0.850]_{L2}$ という全く同じ結果になった。よって、倒壊 PGA は 2 方向同時入力の方が小さい可能性が高い。全体的に見て、水平 1 方向のみに地震を入力し、免震橋のそれぞれの耐震性能評価をすると、69%~85% の可能性で過大評価となるので、水平 2 方向相互作用を無視した設計は危険側である可能性が高い。

4. 応答差の原因推定

(1) 主要動方向入力による比較

前節までの結果によって2方向同時入力の方が独立1方向入力より応答が大きい傾向にあることが判明した。ただし、3.(1).d)でも説明したように、1方向入力と2方向入力では最大応答変位の定義が異なり、1方向の評価が不利である可能性を排除できない。また、図3.2~3.4の応答変位オービットを見ると、実際の応答ではないが1方向入力でのオービットの最大合成ベクトルが2方向最大応答変位よりも大きいことが分かる。このことから、1方向の最大応答は2方向より高い可能性がある。それらの可能性を排除するには、独立1方向入力を最大入力加速度が生じる主要動方向で行うことによって応答の卓越方向との差異を検証する必要がある。

EW方向(x軸)とNS方向(y軸)、2方向の地震波から主要動方向成分の加速度を計算する。図4.1のように、加速度オービットを描いて、元のx軸と主要動方向との方向角を θ とする。そこで、主要動方向の座標軸uにする座標変換を行い、主要動方向の地震加速度 a_p を以下の式から求める。

$$a_{p,i} = a_{x,i} \times \cos(\theta) + a_{y,i} \times \sin(\theta) \quad (4.1)$$

ここで、

i: 地震波時刻歴のステップ(i = 1~全データ長)

独立1方向入力をこの主要動方向の地震加速度にして、解析を行い、2方向同時入力との比較を行う。

a) 100セットの漸増動的解析

図4.2は独立1方向入力と2方向同時入力の平均IDA曲線に、主要動方向入力の平均IDA曲線も加えた図である。独立1方向入力平均と同じく、2方向同時入力より、倒壊PGAが大きい傾向がある。よって、主要動方向と比較しても、2方向同時入力の方が性能1、2の限界状態に先に至ることが分かる。

また、平均IDA曲線において、終局応答率は最大応答変位の関数であることに着目して、独立1方向入力平均と主要動方向入力の比較を行う。同じPGAで見ると、独立1方向入力平均の方が主要動方向入力より、最大応答変位が大きい傾向があることが分かる。

b) フラジリティカーブ

性能1と性能2のフラジリティカーブはそれぞれ図4.3、図4.4のようになる。独立1方向入力と同じく、主要動方向入力は比較すると2方向同時入力の方が早期に倒壊

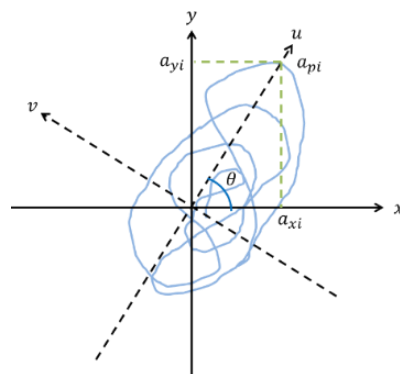


図4.1 主要動方向を主軸にする座標変換の概念図

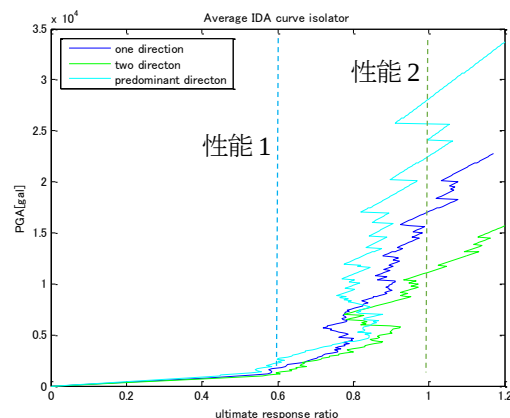


図4.2 全地震の平均IDA曲線

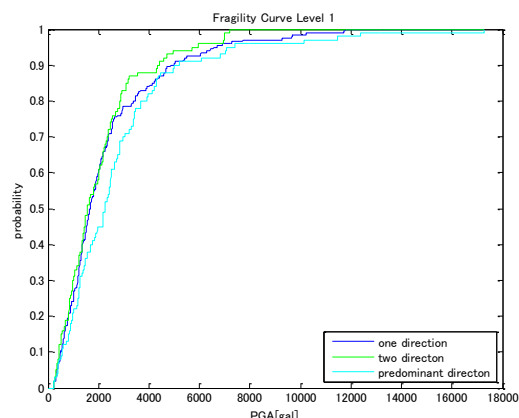


図4.3 性能1のフラジリティカーブ

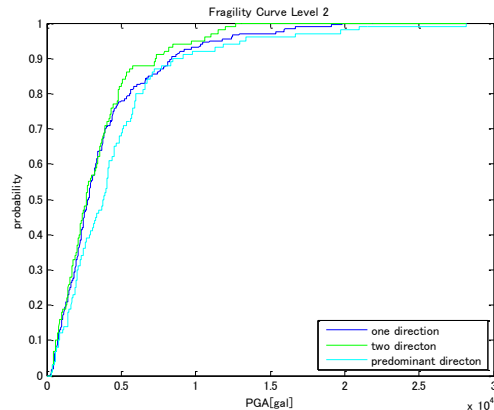


図4.4 性能2のフラジリティカーブ

することが分かる。ただし、主要動方向入力の場合、性

能1と性能2ともに、PGAが比較的小さい段階から、確率に明瞭な差が出てくることが分かる。

c) 区間推定

$[0.745, 0.891]_{L1}$, $[0.733, 0.883]_{L2}$ となったので、独立1方向入力と同様に倒壊PGAは2方向の方が小さい可能性が高い。

d) 方向差

前節までの結果を受けて、方向差が存在する可能性が示唆された。方向差とは主要動方向の方向角と最大応答変位の方向の方向角の差のことである。方向差の定義は図4.5(a)のように原点から最大入力加速度の方向の半直

線と最大応答変位の方向の半直線との挟み角で考えるのではなく、図4.5(b)のように各方向の原点を通る直線同士の挟み角の小さい方で定義する。つまり、

$$d\theta = \min[abs(\theta_a - \theta_d), \frac{\pi}{2} - abs(\theta_a - \theta_d)] \quad (4.2)$$

ここに、

$d\theta$: 方向差

θ_a : 主要動方向の方向角

θ_d : 最大応答変位の方向角

設計上、1方向で照査するために、方向が真逆であっても全く問題ないため、方向差の最大値を直角とした。図4.6は一例として気象庁の東北地方太平洋沖地震の涌谷町新町観測記録の波形における最大方向を示した。左上は加速度オービット、右上は入力加速度300galの応答変位オービット、左下は性能1の応答変位オービット、右下は性能2の応答変位オービットをそれぞれ表している。また、赤い線は方向角の方向を示している。また、各グラフの右上の数字はラジアン表示の方向角である。この地震に関しては入力地震波と地震応答に最大値の方向に差があり、なおかつ応答方向も変化していると言える。全ての地震波について方向差の計算を行い、まとめたものが図4.7で、入力加速度300gal、性能1、性能2の全地震波における方向差となっている。横軸に付録に付けた地震リストの番号、縦軸に方向差をプロットしている。同じ地震でも方向が変化することや、3パターンのいずれも、方向差にばらつきがあることが分かる。方向差が0~ $\pi/2$ までの範囲を10分割して、分布図にしたのが図4.8である。方向差が小さいもの程多いといった傾向が見られる。方向差が0.05 π までの主要動方向と最大応答の方向がほぼ一致する地震波は2割強しかない。残りの8割弱は程度の差はあるが方向差が存在すると言える。

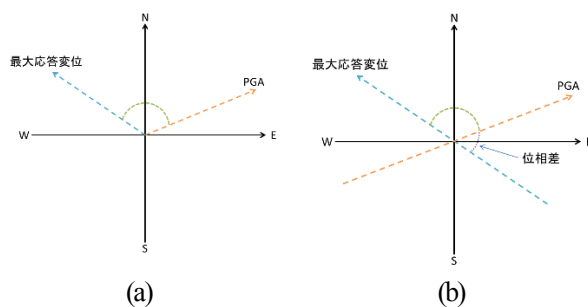


図4.5 方向差の定義

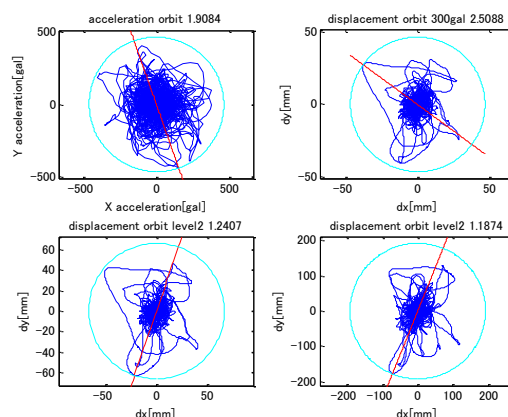


図4.6 最大方向

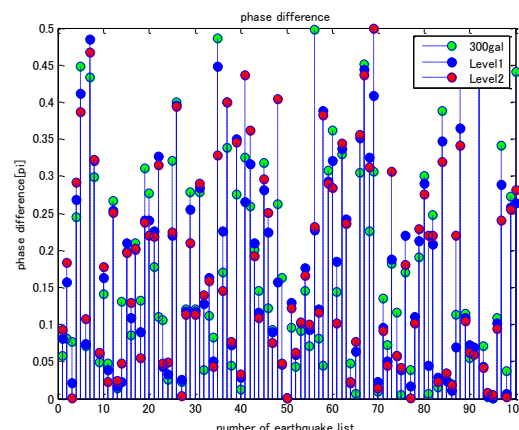


図4.7 全地震の方向差

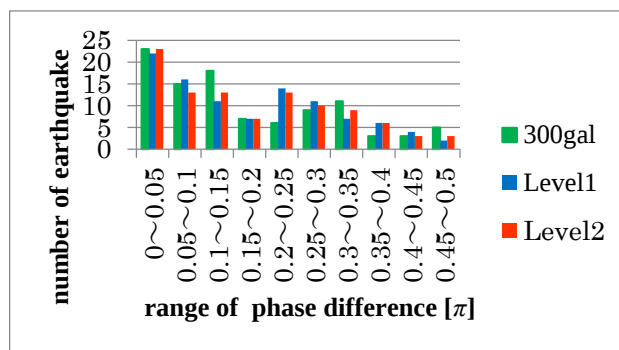


図4.8 方向差の分布

また、方向差がほぼ直角の地震波も5%程度は存在する。入力方向の直交方向に最大応答が生じる地震波の存在は現行の1方向設計法において、非常に危険な存在であると言える。

(5) 応答差

前節までの結果によって、独立 1 方向入力とは 2 方向同時入力よりは応答が小さい可能性が高いと言える。地震動を水平 2 方向で考えると、各方向の合成値の最大が最大応答となる。応答の卓越方向以外では、1 方向で照査を行うと、この真実の最大応答の投影値となるために、必ず 1 方向の応答は 2 方向合成値よりより小さくなることが考えられる。

この節では応答の差異を定量的に評価する。卓越方向入力と独立 1 方向入力の平均では、後者の方が大きな応答が生じることが前節より、分かったので、独立 1 方向入力の平均と 2 方向同時入力で応答の比較を行う。1 方向入力時の最大応答の平均 d_{m1D} と 2 方向同時入力時の最大応答 d_{m2D} の比を最大応答比 $ratio_r$ とし下式のように定義する。

$$ratio_r = \frac{d_{m2D}}{d_{m1D}} \quad (4.3)$$

全地震波の最大応答比をまとめたのが図 4.9 である。この図から地震波ごとにばらつきはあるものの、最大応答比が 1 より大きいケースが多い、すなわち 2 方向の方が比較的応答が大きい事が分かる。また、最大応答比が 1~2 の範囲について、それより大きい地震波に関して、信頼係数 95% の区間推定を行った。最大応答比と信頼区間の関係について示したのが図 4.10 である。この図は 1 方向入力と 2 方向入力の応答差に関して、その差異の程度と差異に応じた地震波の数が統計的に分かる。地震波の比率が 10% であれば、設計上考慮に値すると言えるので、図 4.10 より、2 方向の方が 1.1~1.3 倍程度大きいと考えれば充分である。

また、図 3.2~3.4 の応答変位オービットを見ると、実際の応答ではないが 1 方向入力でのオービットの最大合成ベクトルが 2 方向最大応答変位よりも大きいことが分か

る。この 1 方向入力でのオービットの最大合成ベクトルを擬似 2 方向最大応答変位 d_{m2Dp} として定義する。つまり、

$$d_{m2Dp} = \max \left(\sqrt{d_{NS,n}^2 + d_{EW,n}^2} \right) \quad (4.4)$$

ここに、

n : 地震波時刻歴のステップ ($n = 1 \sim$ 全データ長)

d_{NS} : 独立 NS 方向入力時の応答変位

d_{EW} : 独立 EW 方向入力時の応答変位

全地震波について、2 方向最大変位より擬似 2 方向最大応答変位の方が大きい傾向があるのかを確かめたための

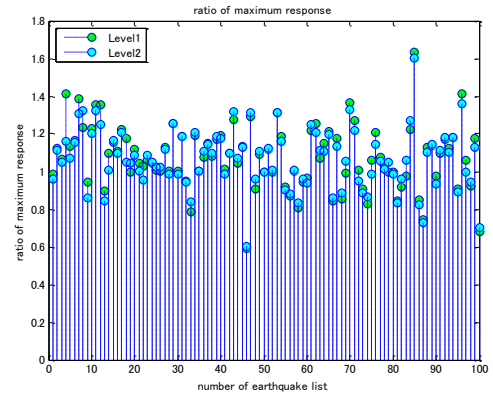


図 4.9 全地震の最大応答比

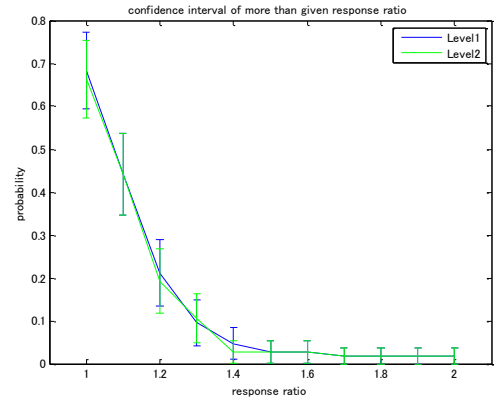


図 4.10 最大応答比—信頼区間関係

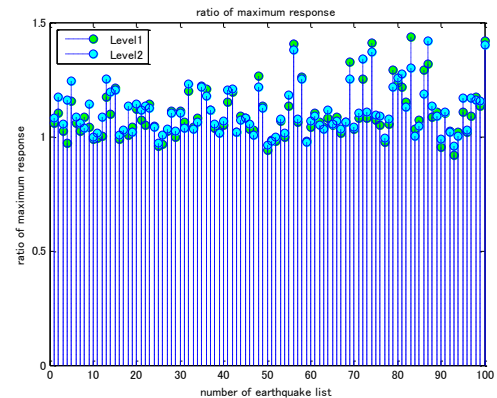


図 4.11 全地震の 2 方向最大応答比

解析を行った。ここで、2 方向相互作用の有無の影響を考慮するために、今までの解析とは異なり、1 方向入力の際も、振幅倍率を 2 方向合成の PGA が 100gal ずつ増加するように計算した。つまり、今までは各 1 方向と 2 方向合成で PGA を揃えていたので、加速度オービットの大きさが異なっていたが、この解析では加速度オービットの大きさを揃えたことになる。擬似 2 方向最大応答変位と 2 方向最大応答変位との比を 2 方向最大応答比 $ratio_{r2D}$ とすると、

$$ratio_{r2D} = \frac{d_{m2Dp}}{d_{m2D}} \quad (4.5)$$

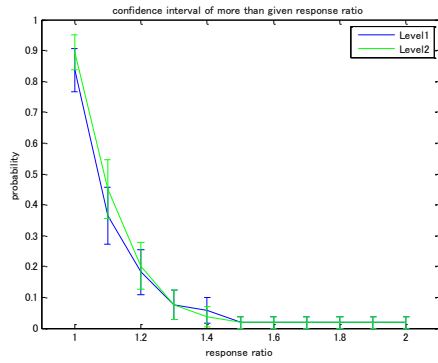


図 4.12 2 方向最大応答比—信頼区間関係

この条件で全地震波について 2 方向最大応答比の解析を行ったのが図 4.11 である。この図より、2 方向最大応答比が 1 より大きい割合が多く見られるので、擬似 2 方向最大応答変位の方が大きい傾向があることが分かる。1 方向との比較と同様に、比率ごとに信頼係数 95% の区間推定を行ったのが、図 4.12 である。この結果から擬似 2 方向最大応答変位の方が 1.1~1.4 倍程度大きい可能性が高いと考えられる。

(6) 設計法の提案—応答差の考慮

本研究では、解析結果を踏まえて、3 種類の設計法を提案する。

- ① 構造物の免震支承に修正 Park-Wen モデルなどの水平 2 方向相互作用を考慮した復元力モデルを使用する。水平 2 方向地震動を構造物のある 2 方向に入力して、応答オービットより求められる 2 方向合成最大応答値 ε_{2DM} から耐震性能を下式より照査する。

$$\varepsilon_{2DM} < \varepsilon_u \quad (4.6)$$

ここに、

ε_u : 照査限界値

- ② 現在実務で用いる設計ソフトには修正 PARK-WEN モデルなどの 2 方向相互作用を考慮した復元力モデルは入っていない。よって、現在の解析手法を用いた設計法を提案する必要がある。復元力モデルには 2 方向相互作用を考慮したモデルを使用せず、水平 2 方向地震動を用いて、それぞれ橋梁のある 2 方向に入力し、応答計算を行う。各々 1 方向の応答の合成最大値、つまり、擬似 2 方向最大応答値 $\hat{\varepsilon}_{2DM}$ を用いて、耐震性能を照査する。また、その際、2 方向最大応答比の解析結果より、擬似 2 方向最大応答の方が大きいことが分かっているため、不経済となること

を防ぎ、2 方向最大応答に値を近づけるために補正係数を用いる。信頼区間の計算から考慮すべき応答比は 1.1~1.3 倍程度であるので、補正係数の値はその逆数の 0.769~0.909 とする。よって、重要度の高いものについては 0.909 を用いて、普通の構造物には 0.769 を用いるなど、構造物の重要度に応じて補正係数を使用する。照査式は下式の通りである。

$$C_1 \cdot \hat{\varepsilon}_{2DM} < \varepsilon_u \quad (4.7)$$

ここに、

C_1 : 補正係数

- ③ 現行の設計法はそれぞれ 1 方向ずつの照査であるので、それに基づいた修正案を提示する。各々 1 方向ずつ、1 つの地震動を用いて、橋梁の各方向の最大応答値 ε_{xM} , ε_{yM} を求め、それぞれについて照査を行う。その際、1 方向の応答は 2 方向の応答より小さいことが解析結果より分かるので、最大応答比と信頼区間の関係より、補正係数を設定した。解析結果より、補正係数は 1.1~1.3 とする。よって、重要度の高いものについては 1.3 を用いて、普通の構造物には 1.1 を用いるなど、構造物の重要度に応じて補正係数を使用する。照査式は下式の通りとなる。

④

$$C_2 \cdot \varepsilon_{xM} < \varepsilon_u \quad C_2 \cdot \varepsilon_{yM} < \varepsilon_u \quad (4.8)$$

ここに、

C_2 : 補正係数

5. 結論

本研究では、高減衰ゴム支承を用いた免制震橋の水平 2 方向耐震設計法に際して、1 方向入力と 2 方向同時入力の応答差を解明し、2 方向相互作用を考慮する必要性の是非を検討した。解析法としては漸増動的解析、フラジリティカーブ、区間推定といった解析方法を使用して、1 方向と 2 方向の比較を行った。本研究で得られた知見を以下のようにする。

- 1) IDA 曲線、フラジリティカーブ、区間推定より、2 方向同時入力の倒壊 PGA の方が小さく、独立 1 方向入力に基づいた解析の結果より早期に終局状態に至る可能性が高いと言える。つまり、応答差が存在する。よって、現状の 1 方向照査では耐震性能を過大に評価しており、危険側であるため、2 方向相互作用を考慮する必要があると言える。独立 1 方向入力の平均と 2 方向同時入力の最大応答の比で見ると、2 方向の方が 1.1~1.3 倍

程度大きいと見積もることができる。

- 2) 解析結果から、地震動の主要動方向成分のみを入力とする場合は、2方向同時入力より応答が小さく生じる可能性が高いことから、構造物の応答が非主要動方向成分の存在より大きくなり、主要動と最大応答の方向に方向差が存在することは一般的であると思われる。
- 3) 少なくないケースにおいて、地震動と応答の最大方向が一致しないことが分かった。主要動方向と最大応答の方向がほぼ一致する可能性が最も大きい、全体のわずか2割だけを占めており、なお、相互に直交しているケースが最も少ないが、全体の約5%程度に見られる。
- 4) 高減衰免震ゴム支承の水平2方向相互作用を考慮した水平2方向免震橋の耐震設計法はより信頼性が高いと思われるが、実務的に簡易に使えるように、地震動の不確定性を考慮した補正係数を使用した設計法も検討した。

また、本研究は簡易なモデルを用いたベンチマーク的な研究であり、固有周期や減衰定数が異なる場合や、各方向の剛性の相違、桁間の連動、地盤との動的相互作用、橋脚の非線形性なども考慮する必要があるが今後の課題とする。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告1 土木構造物の被害(橋梁)，1996。
- 2) 土木学会東日本大震災被害調査団(地震工学委員会)：「緊急地震被害調査報告書」，2011
- 3) 山本 雅史，嶺脇 重雄，米田 春美，東野 雅彦，和田 章：高減衰積層ゴム支承の水平2方向変形時の力学特性に関する実大実験およびモデル化，日本建築学会構造系論文集，第638号，pp.639-645，2009
- 4) 五十嵐 晃・党 紀・村越 雄太・伊藤 俊彦：免震ゴムの水平2方向復元力特性に関する載荷実験および復元力モデルの比較検討，土木学会論文集，69(4):10-25 2013
- 5) 阿部 雅人，吉田 純司，藤野 陽三：免震用積層ゴム支承の水平2方向を含む復元力特性とそのモデル化，土木学会論文集，第696号，pp.125-144，2005
- 6) 社会法人 日本免震構造協会：水平2方向加力時の高減衰ゴム系積層ゴム支承の性状について一応答特性一，2010年7月
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，丸善，2012。
- 8) S.Iwata, H.Iemura, A.Honda, K.Sakai, T.Fukushima, K.Sugiyama : Hybrid earthquake loading test (pseudo -dynamic test) of bi-directional base isolation bearing for a large pedestrian bridge,12thWCEE,2000
- 9) 和田 章，木下 雅彦：MSS モデルを用いた柱降伏型の建物の立体振動解析 その1，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp313-314，1996
- 10) Y.J.Park, Y.K.Wen, and A.H-S.Ang : Random Vibration of Hysteretic Systems under Bi-directional Ground Motions, 1968, Earthquake engineering and structural dynamics,vol.14,543~557
- 11) Dimitrios Vamvatsikos,C.Allin Cornell : Incremental Dynamic Analysis EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, 2002
- 12) Luis Francino Ibarra, Helmut Krawinkler : Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, 2005
- 13) 五十嵐 晃・党 紀・村越 雄太：水平2方向のひずみ依存性を考慮したゴム支承の非線形履歴復元力モデル，土木学会第68回年次学術講演会 68(I-034) 67-68 2013年9月
- 14) 土木学会：実務に役立つ耐震設計入門，丸善出版，2011
- 15) Masaru Kikuchi,Ian.D.Aiken : An Analytical Hysteresis Model for Elastomeric Seismic Isolation bearings, Earthquake engineering and structural dynamics,Vol26, No.2, February(1997)
- 16) 村越 雄太：水平2方向の歪依存性を考慮したゴム支承の非線形履歴復元力モデルの開発，京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻修士論文,2013
- 17) 党 紀・袁 輝輝・五十嵐 晃・青木 徹彦：鋼製橋脚の水平2方向地震応答解析のための曲線近似MSモデル,土木学会論文集A2（応用力学論文集）,Vol.69(No.2):391-402 201308
- 18) 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，日本建築構造系論文集，76(662)，2011：745-754
- 19) J.B.Mander, R.P.Dhakil, N.Mashiko : Incremental Dynamic Analysis Applied to Seismic Risk Assessment of Bridges ,Engineering Structures, 29(10), pp. 2662-2672, 2007
- 20) 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，第33回地震工学研究発表会講演論文集 33(3-428) 2013年10月

Incremental Dynamic Analysis for bi-directional seismic performance of isolated bridge

In this study, the Incremental Dynamic Analysis (IDA) for isolated bridges is conducted to understand their response difference between convenient uni-directional ground motion input and real bi-directional input. A large number of earthquake waves were used to take the uncertainty of earthquake phase difference character into account. A benchmark bridge structure was simplified as a two-mass system simulation model. The IDA curves and Fragility Curves were obtained from these analyses and the difference in responses of isolated bridges under uni-directional and bi-directional seismic excitation is statistically estimated. Furthermore, the reason of the uni-direction based analysis over-evaluating the seismic performance of actually bi-directional isolated structures was found out to be the phase difference between directions of maximum seismic input and maximum response.