

エネルギー分担率を考慮した高架橋の免震設計に関する一研究

A study of isolation design of viaduct with energy absorption ratio

武田 直洋*, 鈴木 森晶**
Naohiro TAKEDA, Moriaki SUZUKI

Abstract Studied herein is the effect of restoring force characteristics on the dynamic interaction of pier-isolated bearing system. In the isolation design, it is required to increase energy dissipation performance and to elongate natural period using isolated bearing. The bridge system is simply modeled into two degrees-of-freedom system allowing the sway of structure. Dynamic response analysis have performed to investigate yield load ratio between pier and isolated bearing. From this analysis, it is found that, the yield load ratio and energy absorption ratio which will be able to use energy absorption performance of isolated bearing most efficiently. Finally this study shows an idea of reasonable design concept of steel bridge pier with isolated bearing.

1. はじめに

兵庫県南部地震以後、極大地震に対する構造物の耐震性能に関する研究は以前にも増して盛んに行われている。特に、高速道路など的高架橋に用いられる鋼製橋脚の耐震性能の向上は、機能維持などの面から大変注目されている¹⁾²⁾。

高架橋は桁・支承・脚・基礎からなるシステムである。この1つのシステムに地震力が作用したとき、個々の要素は他要素の影響を受けることになる。このような動的相互作用に関する研究³⁾⁴⁾はこれまでも行われてきているが、依然としてそれらの影響を十分に取り入れた設計法の導入に至っていない現状にある。

現在では、高架橋の耐震性能を向上させるために、免震支承を用いた免震化が進められている。高架橋を免震設計する場合には、長周期化による地震力の低減や減衰性能の付加による応答変位の低減、履歴エネルギー吸収による応答変位の低減などを免震支承に受け持たせる必要がある。しかし、免震設計をするうえで、免震化によってどの程度の減衰性能を持たせ、また、塑性化させるべきかなど現時点では明確にされていない。

また、平成8年版道路橋示方書・同解説V耐震設計編（以下道示）⁵⁾の免震設計では、設計変位 u_p および等価剛性 k_p の想定をしているが、これらの値は、免震支承単体に静的な荷重を作用させた場合の変位であり、橋脚との関連性や動的な相互作用は考慮されていない。さらに、免震橋の固有周期の設定としては、「免震支承を用いた場合の脚の固有周期は、免震支承を用いない場合の脚の固有周期の2倍程度以上とする」としている。しかし、どの程度の長周期化が必要であるかに関しては明確にされていない。

そこで、本研究では桁・脚・支承からなる高架橋のシステムを、2自由度バネ質点系にモデル化して、免震支承の降伏荷重をパラメータとして弾塑性応答解析を行う。そして、地震力が作用した場合の、橋脚と免震支承の降伏荷重の比率および履歴エネルギー分担率の観点から、橋脚と免震支承の相互作用を考慮した高架橋に対する簡便かつ合理的な免震設計の確立を目的としている。

2. 解析概要

2.1 解析手法

本研究では、図-1(a)に示すような免震支承を有する高架橋を対象とし、この系を図-1(b)のように2自由度バネ質点系にモデル化した。図-1(b)のモデルに地震力が作用した場

* 愛知工業大学 大学院建設システム工学専攻

** 愛知工業大学 土木工学科 (豊田市)

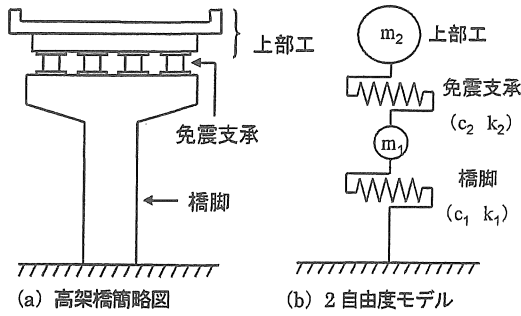


図-1 解析対象のモデル

合の変形図を図-2 に示す。モデル化に際して、基礎の回転運動と水平運動を考慮するのが一般的となっているが、本研究では橋脚と免震支承の相互作用について検討を行うので、基礎は回転しないと仮定している。図-2 より運動方程式を誘導すると式(1)が得られる⁷⁾。

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = -M\ddot{X}_0 \quad (1)$$

ここで、 M, C, K は質量、減衰、剛性マトリックスを表しており、 $\ddot{X}, \dot{X}, X, \ddot{X}_0$ はそれぞれ応答加速度、応答速度、応答変位、地動加速度ベクトルを表している。

解析は、Newmark β 法 ($\beta=1/4$) を用いて行う。解析におけるパラメータとして、本研究では降伏荷重比を用いることとした(詳細後述)。また入力地震波は、道示に示されているレベル 2 (Type1, Type2) 地震波の標準加速度応答スペクトルに適合するように修正された地震波を用い、各地盤種毎に 4 波入力し、橋軸直角方向に作用させる(表-1 参照)。

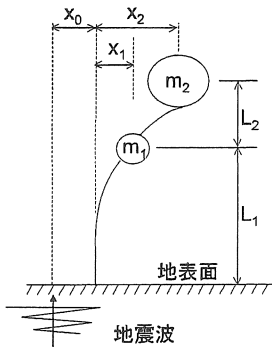


図-2 地震力が作用した場合の変形図

表-1 入力地震波

	1 種地盤	2 種地盤	3 種地盤
Type1	JIBAN1L2	JIBAN2L2	JIBAN3L2
Type2	INAGAWA N-JMA-NS N-JMA-EW	FUKIAI N-JRT-NS N-JRT-EW	N-HKB-NS P-ISL-NS P-ISL-EW

2・2 降伏荷重比

本研究では、橋脚と免震支承の相互作用を明白にするための値として降伏荷重に着目した。さらにここでは、橋脚と免震支承の降伏荷重の関係をより定量的に表すために、橋脚の降伏荷重と免震支承の降伏荷重の比から算出した降伏荷重比 r_H を用いて検討を行うこととした。降伏荷重比 r_H は式 (2) のように定義する。

$$r_H = \frac{H_{y2}}{H_{y1}} \quad (2)$$

ここで、 H_{y1} : 橋脚の降伏荷重、 H_{y2} : 免震支承の降伏荷重である。また、降伏荷重比 r_H は 0.1~2.0 まで変化させることとする。

2・3 解析モデル

2・3・1 橋脚

橋脚はコンクリートを充填しない鋼製橋脚を想定し、鋼材は $\sigma_y=235\text{MPa}$ 、ヤング率 $=2.0 \times 10^5 \text{MPa}$ の SS400 相当を仮定した。また、橋脚の断面は正方形補剛断面とし、幅厚比パラメータを $R_f=0.35, 0.40, 0.45$ の 3 種類、橋脚高を $L_1=900, 1200, 1500\text{cm}$ の 3 種類、合計 9 種類のモデルを解析対象とした。ここで、幅厚比パラメータ R_f は板厚を変化させることにより 3 種類のモデルを考慮している。また、橋脚の高さを変化させているのは、橋脚の固有周期を考慮するためである。ただし、橋脚の各諸量は震度法で設計された値である。

橋脚の復元力モデルは図-3 に示すひずみ硬化型のバイリニアモデルを用いる。2 次剛性は道示の設定例より 1 次剛性の 7.7% と仮定した⁸⁾。また、減衰定数 $h_1=0.05$ は一定である。

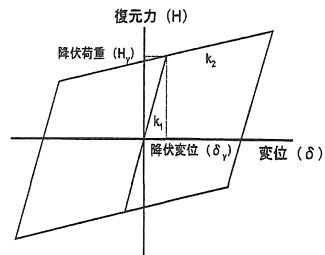


図-3 復元力モデル

2・3・2 上部工

上部工重量は橋脚の幅厚比パラメータ、橋脚高および地盤種を考慮し、表-2 に示すとおりである。また、橋脚と同様上

部工重量も震度法により設計された値である。

2・3・3 免震支承

免震支承は鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB600 相当) を想定し、復元力モデルは、図-3 に示す橋脚の復元力モデルと同様なバイリニアモデルに仮定した。また、免震支承の高さ (L_2)、減衰定数 (h_2)、および降伏変位 (δ_{y2}) は一定値とし、 $L_2=50\text{cm}$ 、 $h_2=0.2$ および $\delta_{y2}=2.5\text{cm}$ とした。1 次剛性は、降伏荷重比 r_H より算出された免震支承の降伏荷重を降伏変位 δ_{y2} で除した値を用いる。2 次剛性はメーカーによる性能試験の結果より算出し、1 次剛性の 30% とした⁹⁾。降伏荷重 H_{y2} は降伏荷重比から算出された値を用いる。

実際には免震支承が用いられるときは、単体で用いられることは少なく複数個の免震支承が用いられる。したがって、LRB600 を基準とし複数個の免震支承を合成した場合の各値を解析に用いる。なお、本研究では単に降伏荷重を変化させて解析を行っており、道示において免震支承に要求される条件を必ずしも満足するという保証はない。

3. 弾塑性応答解析結果

前章で述べた解析モデルに、レベル 2 地震動を入力し、降伏荷重比をパラメータとして弾塑性応答解析を行った。その解析結果より、橋脚および免震支承の最大応答変位、累積エネルギー吸収量、橋脚の塑性率およびエネルギー分担率について検討を行う。

3・1 最大応答変位の検討

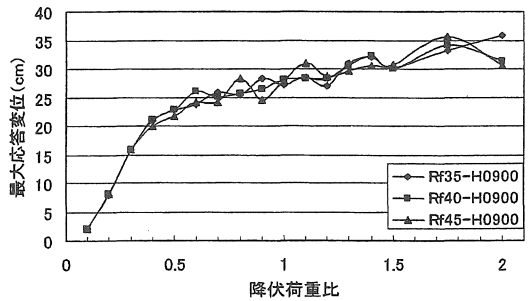
図-4 および図-5 に最大応答変位と降伏荷重比の関係を示す。共に縦軸には最大応答変位 (相対変位) を、横軸には降伏荷重比をとったものである。また、図-4 は橋脚高を一定にし、幅厚比パラメータを変化させた場合であり、図-5 は幅厚比パラメータを一定にし、橋脚高 (固有周期) を変化させたものである。ただし、これらは 2 種地盤におけるレベル 2 Type 2 地震動を入力した場合の解析結果を平均した値である。

3・1・1 幅厚比パラメータによる影響

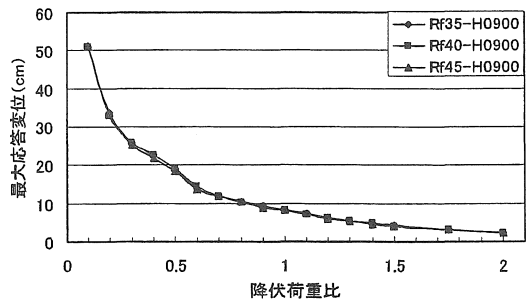
幅厚比パラメータが最大応答変位におよぼす影響について、図-4 中の菱形印◆は幅厚比パラメータ $R_f=0.35$ の場合であり、同様に四角印■は $R_f=0.40$ 、三角印▲は $R_f=0.45$ の場合を表している。橋脚高は 900cm で一定である。

表-2 上部工重量 (単位: MN)

R_f	橋脚高	1 種地盤	2 種地盤	3 種地盤
0.35	900cm	13.95	11.75	10.14
	1200cm	11.16	9.30	7.96
	1500cm	9.55	7.69	6.56
0.40	900cm	12.71	10.69	9.23
	1200cm	10.15	8.46	7.25
	1500cm	8.70	6.99	5.96
0.45	900cm	11.70	9.85	8.50
	1200cm	9.36	7.79	6.67
	1500cm	8.00	6.44	5.49



(a) 橋脚頂部の最大応答変位



(b) 免震支承の最大応答変位

図-4 最大応答変位-降伏荷重比関係 (幅厚比パラメータによる影響)

全体的な傾向として、降伏荷重比を大きくするにつれて橋脚の最大応答変位は増大し、免震支承の最大応答変位は減少する傾向にある。いずれの場合も、橋脚頂部の最大応答変位は 30~35cm 程度の増大、免震支承の最大応答変位は 50cm 程度の減少がみられ、大きな違いはみられない。また、降伏荷重比が 0.4 付近までの挙動は橋脚、免震支承共に特に一致しており、それ以降の橋脚の最大応答変位に大きな増大はみられない。これは、幅厚比パラメータが応答変位に与える影響

は小さいことを示している。

3・1・2 橋脚高(固有周期)による影響

橋脚高(固有周期)が最大応答変位におよぼす影響について、図-5中の菱形印◆は橋脚高 $L_1=900\text{cm}$ の場合であり、同様に四角印■は $L_1=1200\text{cm}$ 、三角印▲は $L_1=1500\text{cm}$ の場合を表している。幅厚比パラメータは0.40で一定である。

図-4と同様に全体的な傾向としては降伏荷重比を大きくすると橋脚の最大応答変位は増大し、免震支承の最大応答変位は減少する傾向にある。しかし、橋脚高を高く(固有周期を長く)すると橋脚の最大応答変位はそれぞれ、32cm、37cmおよび47cm程度増大しており、橋脚高による影響がみられる。

また、最大応答変位の変化の割合も異なっている。それに対し、免震支承の最大応答変位には、橋脚高による大きな差はない。これは、橋脚高が橋脚の最大応答変位に与える影響が大きいことを示している。

また、図-4、5より橋脚の幅厚比パラメータおよび橋脚高が免震支承の最大応答変位に与える影響は小さいと考えられる。

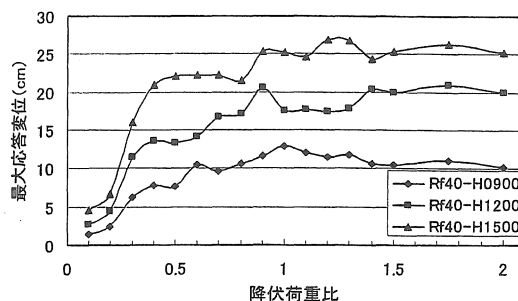
3・2 エネルギー分担率の検討

前節の結果より、橋脚高が橋脚頂部の最大応答変位に与える影響が大きいことから、ここからは橋脚の幅厚比パラメータ $R_f=0.4$ の場合について検討を行うこととする。

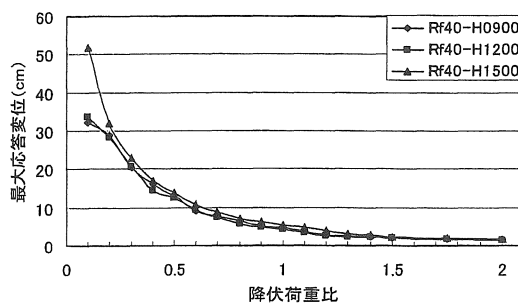
3・2・1 累積エネルギー吸収量

図-6に累積エネルギー吸収量と降伏荷重比の関係を示す。縦軸に累積エネルギー吸収量をと、横軸に降伏荷重比をとったものである。図-6(a)は橋脚高 $L_1=900\text{cm}$ の橋脚における、橋脚および免震支承の累積エネルギー吸収量と降伏荷重比の関係である。同様にして図-6(b)および(c)は橋脚高 $L_1=1200\text{cm}$ および $L_1=1500\text{cm}$ の場合である。図中の実線は橋脚、破線は免震支承の累積エネルギー吸収量を表している。ただし、図-6は2種地盤におけるレベル2Type2地震動を入力した場合の解析結果を平均した値である。

図-6より、全体的な傾向としては降伏荷重比を大きくするにつれて、橋脚の累積エネルギー吸収量は大きくなる傾向にある。これに対し、免震支承の累積エネルギー吸収量は一旦ピークを向かえた後に減少していく傾向にある。免震支承の累積エネルギー吸収量がピーク時の値は $L_1=900\text{cm}$ 、 1200cm および 1500cm においてそれぞれ $252\text{NM}\cdot\text{cm}$ 、 $187\text{NM}\cdot\text{cm}$ および 142



(a) 橋脚頂部の最大応答変位



(b) 免震支承の最大応答変位

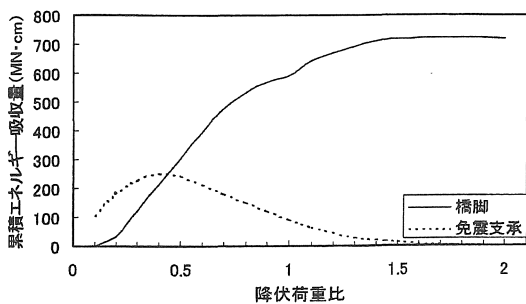
図-5 最大応答変位-降伏荷重比関係
(橋脚高による影響)

$\text{MN}\cdot\text{cm}$ であり、その時の降伏荷重比はいずれの場合も0.4である。また、橋脚の累積エネルギー吸収量はいずれの地盤種においても、降伏荷重比が1.3以上になると横這いとなり変化はみられない。さらに、橋脚の累積エネルギー吸収量が横這いとなる降伏荷重比は、免震支承の累積エネルギー吸収量がほぼ0になる時と一致している。

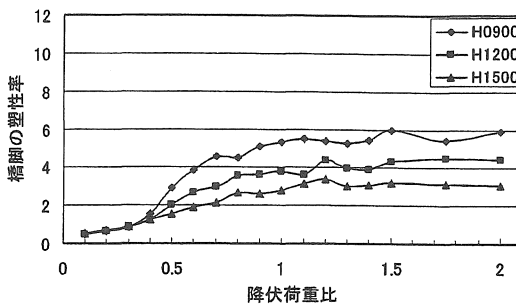
これらのことより、免震支承のエネルギー吸収性能を最大限に利用するには、免震支承の累積エネルギー吸収量がピークに達する時が最も効率が良いと考えられる。その場合の降伏荷重比は、2種地盤では0.4となっており、他の地盤種においても1種および3種地盤で0.4および0.2となっている。

3・2・2 塑性率の検討

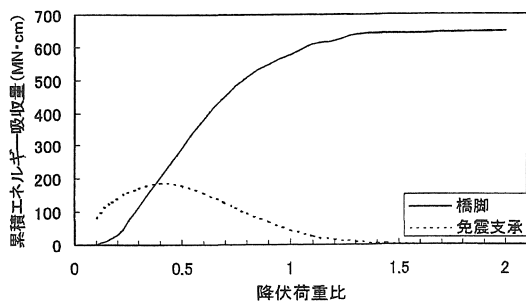
図-7に橋脚の塑性率と降伏荷重比の関係を示す。縦軸に塑性率をと、横軸に降伏荷重比をとったものである。図-7(a)、(b)および(c)は1種、2種および3種地盤におけるType2地震動入力時の橋脚の最大塑性率を平均したものである。ま



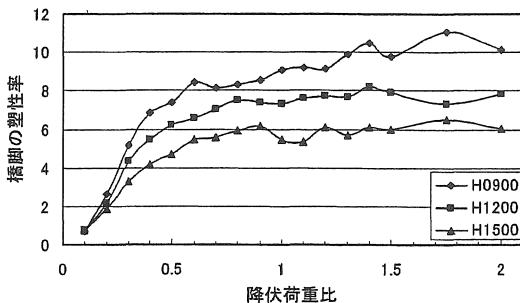
(a) 橋脚高 900cm の累積エネルギー吸収量



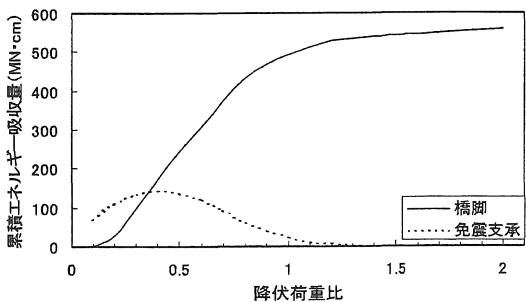
(a) 1種地盤-橋脚の最大塑性率



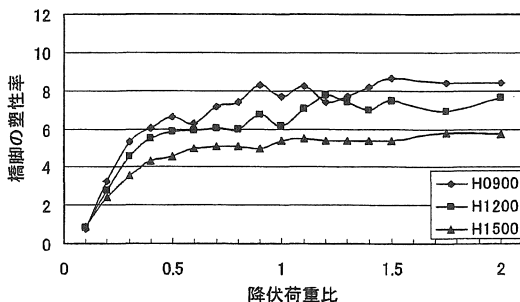
(b) 橋脚高 1200cm の累積エネルギー吸収量



(b) 2種地盤-橋脚の最大塑性率



(c) 橋脚高 1500cm の累積エネルギー吸収量



(c) 3種地盤-橋脚の最大塑性率

図-6 累積エネルギー吸収量-降伏荷重比関係

図-7 橋脚の最大塑性率-降伏荷重比関係

た、図中の菱形印◆は橋脚高 $L_f=900\text{cm}$ の場合であり、同様に四角印■は $L_f=1200\text{cm}$ 、三角印▲は $L_f=1500\text{cm}$ の場合を表している。前述したように免震支承の累積エネルギー吸収量は、一旦ピークを向かえてから減少していく傾向にあり、ピークに達する時が免震支承のエネルギー吸収性能を最も効率よく利用できると考えられる。そこで、その時の降伏荷重比に着目し、橋脚の塑性率について検討を行う。

図-7より、免震支承の累積エネルギー吸収量がピークに達した時の橋脚の塑性率は、1種地盤では $L_f=900\text{cm}$ 、 1200cm および 1500cm の場合で1.56、1.23および1.24である。同様に

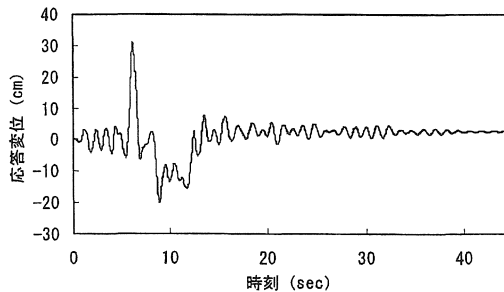


図-8 橋脚の時刻歴応答変位
(降伏荷重 0.4, 2種地盤 N-JRT-NS 入力)

2種地盤では6.82, 5.46および4.15, 3種地盤では3.27, 2.78 および3.55である。2種地盤においては, 他の地盤種に比べ比較的大きな値を示している。そこで, 図-8に示す2種地盤における橋脚の応答変位履歴の例をみると, 正負両側に大きな変形が生じており, その後は比較的小さな変位の繰り返しが多いという特徴がある⁹⁾。そのため, 最大塑性率が大きな値を示していると考えられる。

3・2・3 エネルギー分担率

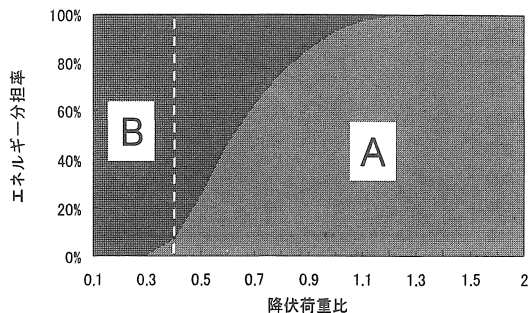
累積エネルギー吸収量とは, 力学的特性(復元力-変位関係)の面積の総和から算出される。橋脚および免震支承の力学的特性が既知とするなら, 全累積エネルギー吸収量に対して, それぞれが受け持つべき割合を算出することにより, 免震支承を用いた免震設計をより簡略化でき, 動的な相互作用も考慮できると考えられる。

図-6の累積エネルギー吸収量から, 全累積エネルギー吸収量に対する橋脚および免震支承の累積エネルギー吸収量の割合(分担率)を算出し, 図-9に示す。縦軸にエネルギー分担率をとり, 横軸に降伏荷重比をとったものである。また, 図-9(a), (b) および(c)は橋脚高 $L_f=1200\text{cm}$ の橋脚に1種, 2種および3種地盤におけるType2地震動を入力した場合の, 橋脚および免震支承のエネルギー分担率を平均したものである。図中のAおよびBは, それぞれ橋脚と免震支承のエネルギー分担率を表している。

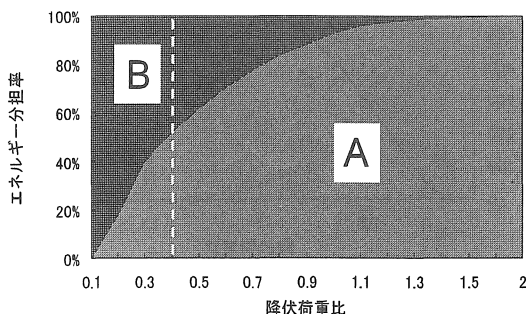
図-9より前節同様, 免震支承の累積エネルギー吸収量がピークに達したときの降伏荷重比(図中の白破線)のエネルギー分担率を算出する。1種地盤では橋脚10%, 免震支承90%, 2種地盤で橋脚50%, 免震支承50%, および3種地盤で橋脚20%, 免震支承80%である。これらより, ある程度橋脚でエネルギー吸収を行えば, 免震支承のエネルギー吸収性能が最も効率よく利用できると思われる。さらに, その場合の降伏荷重比は1種および2種地盤では0.4程度, 3種地盤では0.2程度に設定するのが最適であると考えられる。

3・3 固有周期による整合性の検討

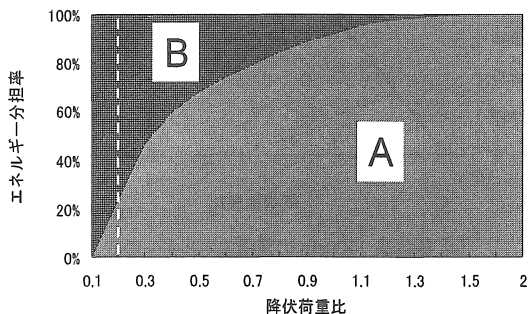
本研究で前節までに得られた結果と, 道示において現在行われている免震設計の比較を行い, その整合性を確かめるために固有周期による検討を行う。現在の免震設計では, 「免震支承を用いた場合の橋の固有周期は, 原則として免震支承を用いない場合の橋の固有周期の2倍程度以上とする」としている。この規定を基に, 本研究の結果の整合性について検討する。



(a) 1種地盤-エネルギー分担率



(b) 2種地盤-エネルギー分担率



(c) 3種地盤-エネルギー分担率

図-9 エネルギー分担率-降伏荷重比関係

3・3・1 固有周期の影響

免震橋の固有周期が, 地震時に橋脚の挙動に与える影響を把握するために, 橋脚の累積エネルギー吸収量について検討を行う。図-10に橋脚の累積エネルギー吸収量と免震橋の固有周期の関係を示す。縦軸には累積エネルギー吸収量を取っており, 横軸には免震橋の固有周期(1次周期) T^{10} と非免震

橋の固有周期 T_0 の比 (T/T_0) を取ってある。また、図-10 は幅厚比パラメータ $R_f=0.40$ の橋脚にレベル2Type2地震動を入力し、各地盤種毎に平均した値であり、(a)、(b) および (c) は橋脚高 $L_f=900\text{cm}$ 、 1200cm および 1500cm の橋脚の場合である。図中の実線、長破線および短破線はそれぞれ、1種、2種および3種地盤を表している。

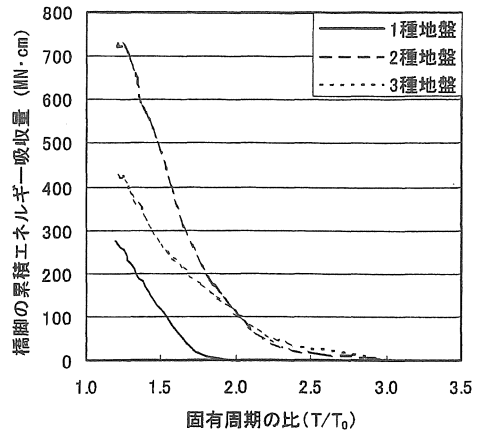
図-10 より、免震橋の固有周期が橋脚の累積エネルギー吸収量に与える影響をみると、免震橋の固有周期が長いほど累積エネルギー吸収量は減少していく傾向にある。1種地盤では橋脚高 $L_f=900\text{cm}$ 、 1200cm および 1500cm でそれぞれ、 T/T_0 が約 1.8、1.5 および 1.3 以上はほぼ 0 となる。また、2種および3種地盤においては、各橋脚高毎にほぼ同等の値を示しており、 $L_f=900\text{cm}$ 、 1200cm および 1500cm でそれぞれ、約 3.0、2.3、2.0 以上で橋脚の累積エネルギー吸収量はほぼ 0 となる。

これらのことより、免震支承を用いて長周期化を行うことにより、橋脚の累積エネルギー吸収量を低減することができることが確認できる。しかし、過度に長周期化を行うと橋脚の累積エネルギー吸収量はほぼ 0 となり、免震支承のみでエネルギー吸収が行われると考えられる。前節の結果より、橋脚をある程度塑性化させてエネルギー吸収を行うことにより、免震支承のエネルギー吸収性能が最も効率よく利用できることを考えれば、免震支承を用いて長周期化を行う場合には十分注意が必要であると言える。

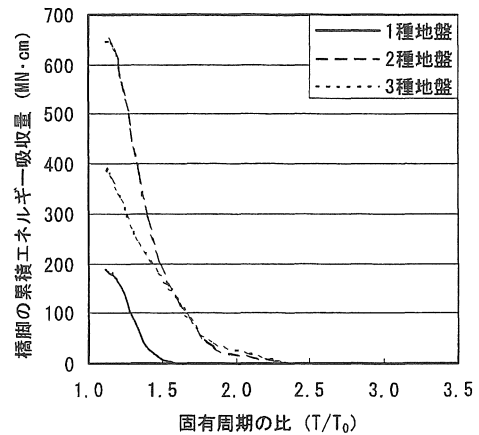
3・3・2 固有周期と降伏荷重比の関係

表-3 に幅厚比パラメータ $R_f=0.40$ の橋脚における、免震橋の固有周期 (1次) T および固有周期の比 T/T_0 を示す。これらの値は、免震支承の累積エネルギー吸収量がピークに達したときの降伏荷重比の時の値である。

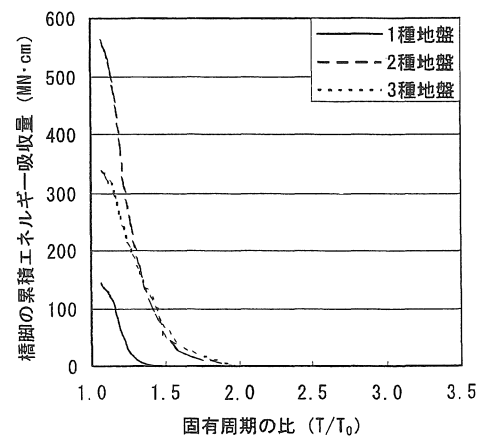
表-3 より、固有周期 (1次) は橋脚高が高いほど長くなっているのに対し、固有周期の比は小さくなっている。これは、橋脚高が高いほど非免震橋の固有周期も長くなっているためと考えられる。また、地盤種別に固有周期の比をみると、1種および2種地盤においてはほぼ同等の値を示しているが、3種地盤では他の地盤種に比べ比較的大きな値となっている。さらに、固有周期の比 T/T_0 が 2.0 以上となることはほとんど無く、非免震橋の固有周期の 2 倍程度以上という値は、本研究の解析の範囲においては過度な長周期化であると言える。したがって、レベル2Type2地震動のような極大地震に対しては、1種および2種地盤では 1.5 倍程度、3種地盤では 1.8 倍程度の長周期化が最も効率的であると考えられる。



(a) R40-H0900



(b) R40-H1200



(c) R40-H1500

図-10 橋脚の累積エネルギー吸収量-固有周期の比関係 (Type2 入力平均)

表-3 免震橋の固有周期と固有周期の比

(R_f=0.40)

橋脚高 (cm)	地盤種	非免震橋の 固有周期 T ₀ (sec)	免震橋の 固有周期 (1次) T (sec)	固有周期 の比 T/T ₀
900	1種地盤	0.67	1.22	1.80
	2種地盤	0.62	1.10	1.78
	3種地盤	0.58	1.32	2.28
1200	1種地盤	0.91	1.37	1.50
	2種地盤	0.83	1.24	1.48
	3種地盤	0.77	1.41	1.83
1500	1種地盤	1.17	1.56	1.33
	2種地盤	1.05	1.39	1.32
	3種地盤	0.97	1.53	1.58

4. まとめ

本研究は、免震支承を有する鋼製橋脚を対象とし、桁・脚・支承・基礎からなる高架橋のシステムを 2 自由度バネ質点系モデルに簡略化し、種々の地震動を入力して降伏荷重比をパラメータとして弾塑性応答解析を行った。そして、橋脚頂部および免震支承の最大応答変位、累積エネルギー吸収量、塑性率およびエネルギー分担率について検討を行い、その結果以下のような結論が得られた。

(1) 橋脚の幅厚比パラメータが橋脚頂部の最大応答変位に与える影響は小さいが、橋脚高(固有周期)が与える影響は大きい。

(2) 降伏荷重比を 0.4 以下に設定すれば、橋脚頂部の最大応答変位は橋脚の幅厚比パラメータによらず特に安定した値を示すと言える。

(3) 免震支承のエネルギー吸収性能を最大限利用するには、免震支承の累積エネルギー吸収量がピークに達する時が最も効率がよいと考えられる。その時の降伏荷重比は、1 種および 2 種地盤では 0.4 程度、3 種地盤では 0.2 程度である。

(4) 橋脚と免震支承のエネルギー分担率は、レベル 2 Type 2 地震動に対しては、1 種地盤で橋脚：10%、免震支承：90%程度が最適である。同様に、2 種および 3 種地盤では、橋脚：50%、免震支承：50%および橋脚：20%、免震支承：80%程度に設定すると免震支承のエネルギー吸収性能を最も効率よく利用できる。

(5) 免震橋の固有周期は非免震橋の固有周期の 2 倍程度以上という値は、本研究の解析の範囲においては過度な長周期化であると言える。

参考文献

- 1) 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術：土木学会綱構造委員会・綱構造新技術小委員会 耐震設計研究 WG, 1996.
- 2) 鋼構造物の安全性の調査報告 阪神大震災における綱構造物の被害報告と今後の耐震設計について：土木学会綱構造委員会・綱構造新技術小委員会, 1995.
- 3) 鈴木森晶, 武田直洋, 青木徹彦：免震支承を有する鋼製橋脚の最適エネルギー吸収分担率に関する研究, 愛知工業大学研究報告 No. 34, pp. 75-84, 1999
- 4) 武田直洋, 鈴木森晶：降伏荷重比を考慮した免震橋の設計に関する一研究, 平成十年年度研究発表会講演概要集, 土木学会中部支部, pp. 103-104, 1999. 3
- 5) 飯山かほり, 川島一彦, 庄司学：免震効果を得るために必要な橋梁の長周期化に関する一検討, 構造工学論文集 Vol. 44A, pp. 701-709, 1998. 3.
- 6) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編：日本道路協会, 1996.
- 7) 柴田明徳：最新耐震構造解析, 森北出版, 1981.
- 8) 免震積層ゴム入門：日本免震構造協会, オーム社, 1997.
- 9) 鈴木森晶, 宇佐美勉：鋼製橋脚の激震時挙動に関する基礎的研究, 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻 No. 9702, 1997.
- 10) 小坪清真：土木振動学, 森北出版, 1973.

(受理 平成12年 3月18日)