

土 木 研 究 所 資 料

免震支承－橋脚系の地震応答特性と 評価に関する研究

Earthquake Response Characteristics of A Menshin Isolator - Bridge
Column System and Evaluation Method of The System Response

平成10年3月

建 設 省 土 木 研 究 所
耐震技術研究センター耐震研究室

Copyright © 1998 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。



土木研究所資料
第3560号 1998年3月

免震支承－橋脚系の地震応答特性と 評価に関する研究

耐震技術研究センター耐震研究室

室長 運上 茂樹
主任研究員 足立 幸郎
交流研究員 越峠 雅博*

要旨

免震支承－橋脚系の動的応答を把握するために、支承と橋脚を2自由度系の弾塑性モデルに置換し、橋脚の剛性、橋脚の降伏耐力、支承の橋脚に対する耐力比、支承の剛性をパラメータとした動的解析を行い、これらの構造系の動的応答特性に与える影響について検討を行った。さらに、減衰定数、固有周期、降伏耐力をパラメータとした等価な非線形1自由度系の動的解析と比較を行うことによって、免震支承－橋脚系の動的応答は等価な1自由度系で近似できることを示した。さらに、免震支承－橋脚系の全体系を考慮したシステムエネルギー一定則を提案し、その簡易応答評価手法の妥当性を示した。

キーワード： 免震支承、RC 橋脚、弾塑性応答、耐震設計、システムエネルギー一定則

* 交流研究員在職期間（平成9年4月～平成10年3月まで）

目 次

1. はじめに	1
2. 免震支承－橋脚系を非線形 2 自由度系にした場合の動的応答特性	2
2. 1 解析モデル	2
2. 2 免震支承と橋脚の復元力特性	3
2. 3 解析ケース	3
2. 4 入力地震動	5
2. 5 非線形 2 自由度系の動的解析結果	5
3. 免震支承－橋脚系を等価な非線形 1 自由度系にした場合の動的応答特性	25
3. 1 免震支承－橋脚系の等価な非線形 1 自由度系への変換	25
3. 2 減衰を考慮した非線形 1 自由度系の地震応答特性	27
3. 3 非線形 2 自由度系との地震応答特性の比較	31
4. 免震支承－橋脚系の動的応答特性の評価	38
4. 1 免震支承－橋脚系の応答特性の推定法について	38
4. 2 推定法による動的応答特性の検討結果	42
5. まとめ	56
参考文献	57
付属資料	58

1. はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震の被災の教訓に基づき、平成8年11月に発行された道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾では、地震力の分散と高減衰化に重点を置いた免震設計法が新たに規定された。これは、免震支承を用いて橋の固有周期を適度に長くするとともに、減衰性能の増大を図って慣性力の低減を期待する耐震設計法である。このような免震支承を有する橋が大地震を受けた場合には、免震支承のみならず橋脚にも塑性化が進展していくことが考えられる。このように複数個所に非線形性が生じる構造系の地震応答は、橋脚の剛性、橋脚の降伏耐力、支承の橋脚に対する耐力比、支承の剛性等が大きく影響することが知られている²⁾。

また、このような複数個所に非線形性を有する構造物の動的応答を求める簡易的な推定法としては、等価線形化法やエネルギー一定則を用いた方法があり、支承と橋脚の剛性比を変化させエネルギー一定則と動的解析との比較検討を行った研究や³⁾、実橋を想定したモデルを作成し簡易推定法と動的解析との比較検討を行った研究などがある⁴⁾。しかし、動的応答に大きく影響する上記の特性や簡易推定法の妥当性について必ずしもまだ十分に検討されておらず、検討課題として残されている。

本研究では、支承と橋脚の非線形性を2自由度系の弾塑性モデルに置換し、橋脚の剛性、橋脚の降伏耐力、支承の橋脚に対する耐力比、支承の剛性をパラメータとした動的解析を行い、これらの特性が構造系の動的応答特性に与える影響について検討を行った。また、免震支承－橋脚系のような非線形2自由度系の地震応答を非線形1自由度系で評価することを目的として、減衰定数、固有周期、降伏耐力をパラメータとした非線形1自由度系の動的解析を行い、非線形2自由度系と比較することにより非線形1自由度系による免震橋梁の応答評価の妥当性について検討を行った。さらに、免震支承－橋脚系の全体系に対してシステムエネルギー一定則を適用した簡易応答評価手法を提案し、その評価手法の妥当性について検討した結果を報告する。

2. 免震支承－橋脚系を非線形 2 自由度系にした場合の動的応答特性

2. 1 解析モデル

解析対象とした橋脚は、土木研究所資料第 3504 号⁵⁾を参考に、図-1 に示すような一般的な高架橋を想定した。想定した高架橋の諸元を以下に示す。

- (1) 上部構造 型式 : 10 径間連続鋼 I 桁橋
 支間長 : 40 m × 10 径間
 有効幅員 : 19.25 m
- (2) 下部構造 型式 : 張り出し式鉄筋コンクリート橋脚

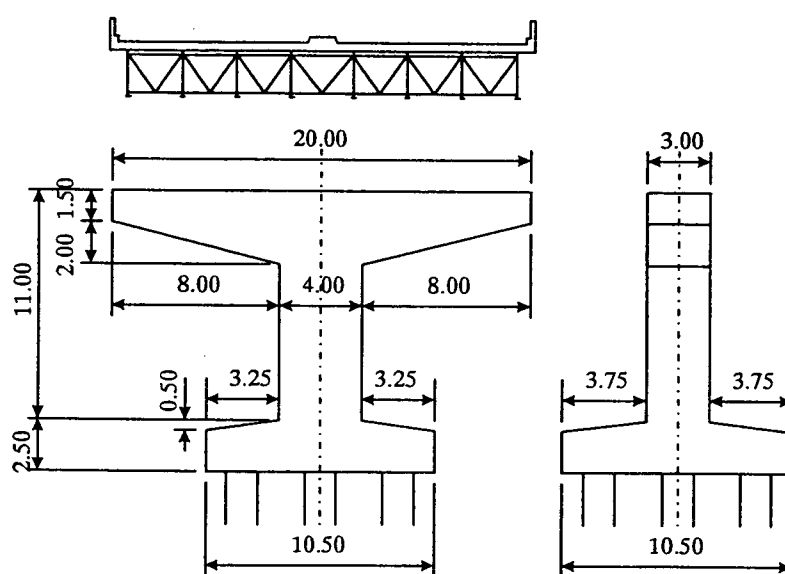


図-1 解析対象として想定した高架橋

解析モデルは、図-2 に示すように桁と橋脚を単純な 2 質点に置換した。質点の座標および桁の重量 W_u 、橋脚天端に配置する重量 W_p としては表-1 のように与えた。

表-1 座標および重量

質点	座標 (m)	重量 (tf)
桁	11	817.22
橋脚	11	163.44
基礎	0	-

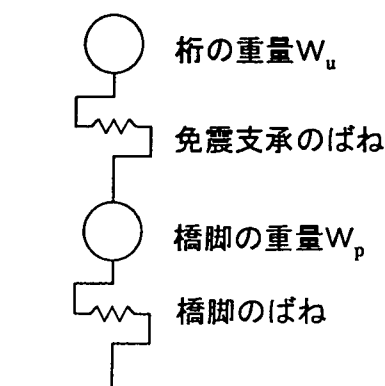


図-2 解析モデル

2. 2 免震支承と橋脚の復元力特性

免震支承の復元力特性はバイリニアモデルとし、1次剛性 K_{b1} と2次剛性 K_{b2} の比は、鉛プラグ入り積層ゴム支承を想定して $1/6.5$ で一定とした⁹⁾。橋脚の復元力特性は、剛性低下型トリリニアモデル（武藤型）を用いたが、解析を単純化するためにひびわれは無視してバイリニア型とし、2次剛性 K_{p2} は0とした。粘性減衰としては、免震支承に0%を、橋脚に2%を与えた。図-3に免震支承および橋脚の復元力特性を示す。

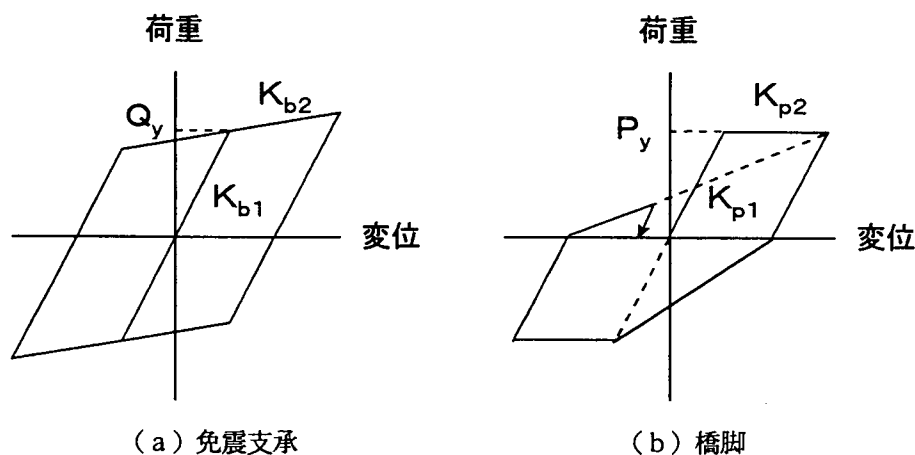


図-3 免震支承および橋脚の復元力モデル

2. 3 解析ケース

動的応答に影響を与えると考えられるパラメータとして、橋脚の降伏耐力 P_y 、橋脚の1次剛性 K_{p1} 、支承の降伏耐力 Q_y 、支承の1次剛性 K_{b1} を選択した。

このうち、橋脚の降伏耐力 P_y は桁と橋脚の合計重量 $W(=W_u+W_p)$ で基準化した P_y/W を用い、 $P_y/W=0.2$ 、 0.4 、 0.6 となるように設定した。支承の降伏耐力 Q_y は橋脚の降伏耐力 P_y で基準化した Q_y/P_y を用い、 $Q_y/P_y=0.2$ 、 0.3 、 0.5 、 0.8 となるように設定した。本文では以下、 P_y/W を橋脚の降伏耐力比、 Q_y/P_y を支承の降伏耐力比とする。その各降伏耐力比のもとで、橋脚の1次剛性 K_{p1} から求まる橋脚の1次固有周期 T_p を $0.2 \sim 2.0$ 秒まで、支承の1次剛性 K_{b1} から求まる支承の1次固有周期 T_b を $0.2 \sim 3.0$ 秒まで変化させて解析を実施した。橋脚の1次固有周期 T_p および支承の1次固有周期 T_b の算出式を以下に示す。

$$T_p = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot K_{p1}}} \quad (2-1)$$

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{W_u}{g \cdot K_{b1}}} \quad (2-2)$$

ここに、

T_p , T_b : 橋脚の1次固有周期および支承の1次固有周期

K_{pl} , K_{bl} : 橋脚の1次剛性および支承の1次剛性

W : 桁と橋脚の合計重量 $= W_u + W_p$

W_u , W_p : 桁の重量および橋脚の重量

g : 重力加速度

また、免震支承との比較を行うために、支承条件を固定とした場合および復元力特性として水平力分散支承を想定した場合についても動的解析を実施した。水平力分散支承は、天然ゴム支承が通常用いられており、その等価減衰定数は4～5%程度である。したがって、 $Q_y/P_y=0.08$ として解析を行った。

表－2～表－5に解析条件を示す。

表－2 支承の降伏耐力比が0.3、0.5、0.8における解析条件

動的解析のパラメータ	パラメータ値
橋脚の降伏耐力比 (P_y/W)	0.2、0.4、0.6
支承の降伏耐力比 (Q_y/P_y)	0.3、0.5、0.8
橋脚の1次固有周期 (T_p)	0.2、0.4、0.6、0.8、1.0、1.2、1.5、2.0 sec
支承の1次固有周期 (T_b)	0.2、0.4、0.6、0.8、1.0、1.2、1.5、2.0、2.5、3.0 sec

表－3 支承の降伏耐力比が0.2における解析条件

動的解析のパラメータ	パラメータ値
橋脚の降伏耐力比 (P_y/W)	0.2、0.4、0.6
支承の降伏耐力比 (Q_y/P_y)	0.2
橋脚の1次固有周期 (T_p)	0.2、0.4、0.6、0.8、1.0、1.2、1.5、2.0 sec
支承の1次固有周期 (T_b)	0.2、0.4、0.6、0.8、1.0、1.2、1.291、1.5、1.722 sec

表－4 支承条件を固定とした場合の解析条件

動的解析のパラメータ	パラメータ値
橋脚の降伏耐力比 (P_y/W)	0.2、0.4、0.6
支承の降伏耐力比 (Q_y/P_y)	－
橋脚の1次固有周期 (T_p)	0.2、0.4、0.6、0.8、1.0、1.2、1.5、2.0 sec
支承の1次固有周期 (T_b)	－

表－5 支承を水平力分散支承とした場合の解析条件

動的解析のパラメータ	パラメータ値
橋脚の降伏耐力比 (P_y/W)	0.2、0.4、0.6
支承の降伏耐力比 (Q_y/P_y)	0.08
橋脚の1次固有周期 (T_p)	0.2、0.4、0.6、0.8、1.0、1.2、1.5 sec
支承の1次固有周期 (T_b)	0.2、0.4、0.6、0.8、1.0、1.2、1.218 sec

2. 4 入力地震動

入力地震動としては、道路橋の耐震設計に関する資料 7 に記載されている、時刻歴応答解析に用いる標準地震入力例の加速度波形を用いた。これは、道路橋示方書 V 編 6. 3 に規定される標準加速度応答スペクトルに近い特性を有するように、既往の強震記録を振動数領域で振幅調整した波形である。解析においては、タイプ I 地震動で地盤種別 I、II、III 種ごとに各 3 波形の 9 波形を、タイプ II 地震動で同様に 9 波形を用い、各 3 波形の平均値を解析結果とした。

2. 5 非線形 2 自由度系の動的解析結果

本研究では、動的解析により得られた橋脚の応答塑性率、橋脚の累積吸収エネルギー比、橋脚の応答変位、橋脚の累積吸収エネルギー、支承の応答塑性率について、等高線図としてまとめた。図-4 にその概念図を示す。図-4 に示すように、等高線図は 12 の図から構成されており、1、2、3 列の図が、 $P_y/W=0.2$ 、 0.4 、 0.6 に対応しており、1、2、3、4 行の図が、 $Q_y/P_y=0.2$ 、 0.3 、 0.5 、 0.8 に対応している。また、各図の横軸が橋脚の 1 次固有周期 T_p を、縦軸が支承の等価剛性 K_{beq} から求まる支承の等価固有周期 T_{beq} を示している。ここで、免震支承の等価剛性 K_{beq} は、1 次の振動モードを仮定し桁と橋脚の質点に同一の加速度が加わるとした場合の、橋脚降伏時における免震支承の等価剛性を示しており、次式で求められる。

$$K_{beq} = \frac{K_{b2} \cdot P_y \cdot \left(\frac{W_u}{W} \right)}{P_y \cdot \left(\frac{W_u}{W} \right) + Q_y \cdot \frac{(K_{b2} - K_{b1})}{K_{b1}}} \quad (2-3)$$

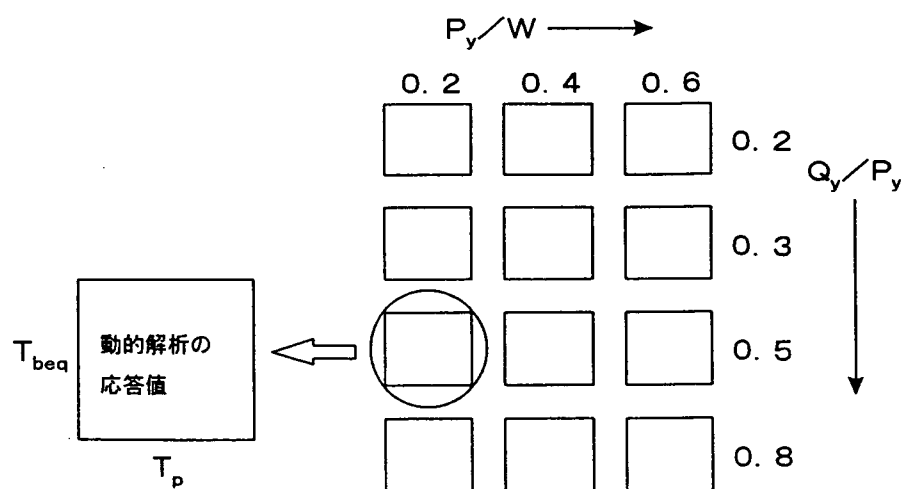


図-4 等高線図の概念図

したがって、支承の等価固有周期 T_{beq} は、以下のようになる。

$$T_{beq} = 2\pi \sqrt{\frac{W_u}{g \cdot K_{beq}}} \quad (2-4)$$

ここに、

K_{b1} : 支承の1次剛性

K_{b2} : 支承の2次剛性

P_y : 橋脚の降伏耐力

Q_y : 支承の降伏耐力

図-5に、免震支承の等価剛性の概念図を示す。

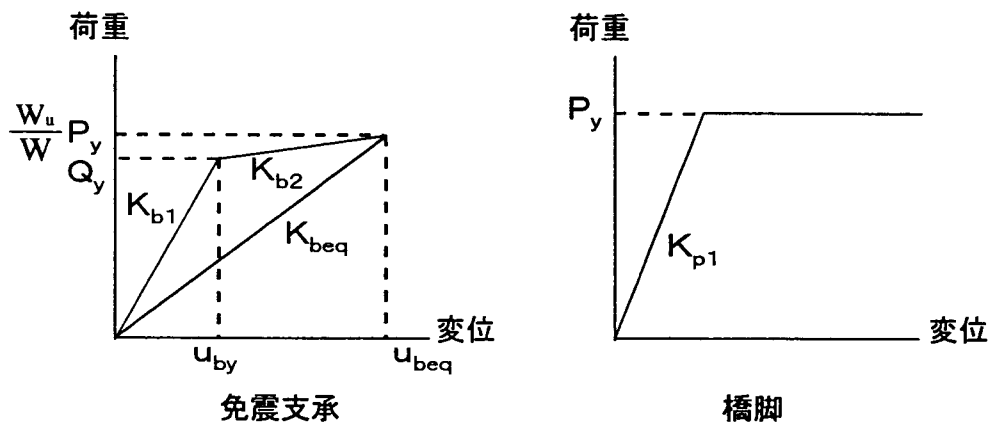


図-5 支承と橋脚の重量を考慮した免震支承の等価剛性

また、支承の等価剛性 K_{beq} における支承の等価減衰定数 h_{beq} は次式で求まる。

$$h_{beq} = \frac{2 \cdot Q_d \cdot \left\{ (u_{beq} + \frac{Q_d}{(K_{b2} - K_{b1})}) \right\}}{\pi \cdot u_{beq} \cdot (Q_d + u_{beq} \cdot K_{b2})} \quad (2-5)$$

ここに、

Q_d : 支承の降伏荷重 $= Q_y - K_{b2} \cdot u_{by}$

u_{beq} : 橋脚降伏耐力時における支承の変位

u_{by} : 支承の降伏変位

したがって、支承の降伏耐力比 Q_y/P_y が0.08、0.2、0.3、0.5、0.8というのは、等価減衰定数の値としては各々、5.1、12.3、17.9、26.3、11.0%に相当する。

(1) 橋脚の応答塑性率に及ぼす各パラメータの影響

図- 6.1～図- 6.6 は、橋脚の応答塑性率を等高線図にまとめたものである。図- 6.1 のタイプ I 地震動 I 種地盤の図に着目すると、応答塑性率のパターンは $P_y/W=0.2$ の条件で 1 パターン、 $P_y/W=0.4$ の条件で 1 パターン、 $P_y/W=0.6$ の条件で 1 パターンと、大きく 3 つのパターンに分類できる。このように、応答塑性率のパターンに与える影響は、橋脚の降伏耐力比 P_y/W のほうが支承の降伏耐力比 Q_y/P_y より大きい。また、 $P_y/W=0.2$ の場合には、図の左下側すなわち T_p や T_{beq} が短周期側へ向かうにしたがい、応答塑性率の値が急激に上昇しており、橋脚の降伏耐力比が小さい場合の設計においては、 T_p や T_{beq} の設定に注意を必要とする。この傾向は、図- 6.2 の II 種地盤においても現れており、II 種地盤になると $P_y/W=0.4$ においても $Q_y/P_y=0.2, 0.3, 0.8$ の図で応答塑性率の値が急激に上昇する領域が見られる。さらに図- 6.3 の III 種地盤になると、II 種地盤において見られなかった $P_y/W=0.4, Q_y/P_y=0.5$ の条件においても応答塑性率の値が急激に上昇する領域が見られる。一方、図- 6.4～図- 6.6 のタイプ II 地震動の場合には、I 種地盤、II 種地盤、III 種地盤のいずれの条件においても図の左下側すなわち T_p や T_{beq} が短周期側へ向かうにしたがい、応答塑性率の値が急激に上昇する領域が見られる。これは、橋脚の 1 次固有周期 T_p や支承の等価固有周期 T_{beq} が短くなると、その合成剛性で求まる系全体としての固有周期が短くなるために、免震支承-橋脚系への入力地震動の強度が大きくなるためである。

図- 7 は、橋脚の降伏耐力比 P_y/W が橋脚の応答塑性率に及ぼす影響を見たものである。図の横軸は支承の等価固有周期 T_{beq} を、縦軸は橋脚の応答塑性率を示しており、条件としてはタイプ I 地震動の I 種地盤である。図- 7 (b) の $T_p=0.6$ sec、 $Q_y/P_y=0.3$ の図に着目し、橋脚の応答塑性率を 3.0 以下に抑えようとすると、 $P_y/W=0.2$ においては T_{beq} を 2 秒程度まで長周期化することが必要となる。一方、 $P_y/W=0.4, 0.6$ においては、0.4 秒程度でも応答塑性率を 3.0 に抑えることが可能である。このように、橋脚の降伏耐力比 P_y/W が 0.4 以上あると、橋脚の応答塑性率を 3.0 以下に抑えるための支承の設計が容易となり、この傾向は他の条件でも同じである。

図- 8 は、支承の降伏耐力比 Q_y/P_y が橋脚の応答塑性率に及ぼす影響をみたものである。図の横軸は支承の等価固有周期 T_{beq} を、縦軸は橋脚の応答塑性率を示しており、条件としてはタイプ I 地震動の I 種地盤である。図- 8 (e) の $T_p=0.6$ sec、 $P_y/W=0.4$ の図に着目してみると、橋脚の応答塑性率は、支承の等価固有周期 T_{beq} が 1.5 秒程度までは $Q_y/P_y=0.5$ の条件において最も小さくなっており、1.5 秒程度以上になると $Q_y/P_y=0.3$ あるいは $Q_y/P_y=0.2$ の条件において最も小さくなる。このように橋脚の応答塑性率は、特に支承の等価固有周期 T_{beq} が 1.5 秒程度より短い場合には、 $Q_y/P_y=0.5$ の条件においておおむね最小となる。これは、 $Q_y/P_y=0.5$ の条件において等価減衰定数が最も大きいことと一致しており、減衰による応答の低減効果が現れているためと考えられる。橋脚の応答塑性率が、支承の降伏耐力比 $Q_y/P_y=0.5$ の条件において最小となる傾向は、タイプ II 地震動の III 種地盤を除いては他の地震動でも同様であった。

(2) 橋脚の累積吸収エネルギー比に及ぼす各パラメータの影響

図- 9.1～図- 9.6 は、橋脚の累積吸収エネルギー比を等高線図にまとめたものである。ここで、橋脚の累積吸収エネルギー比とは、橋脚の累積吸収エネルギー E_p を橋脚の累積吸収エネルギーと支承の累積吸収

エネルギー E_b の和で除したもので、 $E_p/(E_p + E_b)$ で表されるものである。

図-9.1のタイプⅠ地震動Ⅰ種地盤において、 $Q_y/P_y=0.2$ の3つの図に着目すると、 P_y/W が0.2から0.6と大きくなるにしたがい、橋脚の累積吸収エネルギー比0.1以下の領域が増加しており、橋脚の降伏耐力比 P_y/W が小さいと、橋脚へのエネルギー配分が大きくなることがわかる。この傾向は、図-9.2～図-9.6でも同様に見られる。

図-10は、支承の降伏耐力比 Q_y/P_y が橋脚の累積吸収エネルギー比に及ぼす影響をみたものである。図の横軸は支承の等価固有周期 T_{beq} を、縦軸は橋脚の累積吸収エネルギー比を示しており、条件としてはタイプⅠ地震動のⅠ種地盤である。図-10(e)の $T_p=0.6$ sec、 $P_y/W=0.4$ の図に着目してみると、橋脚の累積吸収エネルギー比は $Q_y/P_y=0.5$ の条件において最も小さくなっている。このように、橋脚への累積吸収エネルギーの配分は支承の降伏耐力比 $Q_y/P_y=0.5$ の条件においておおむね最小となり、この傾向はタイプⅡ地震動のⅢ種地盤を除いては他の地震動でも同様であった。

(3) 支承固定、水平力分散支承、免震支承における橋脚の応答塑性率の比較

図-11は、免震支承の効果を確認するために、支承条件を固定とした場合、水平力分散支承を用いた場合を含めて橋脚の応答塑性率についてまとめたものである。図の横軸は支承の等価固有周期 T_{beq} を、縦軸は橋脚の応答塑性率を示しており、条件としてはタイプⅠ地震動のⅠ種地盤である。各図における破線は、支承条件を固定とした場合における橋脚の応答塑性率を示している。

図-11(e)の $T_p=0.6$ sec、 $P_y/W=0.4$ の図に着目すると、橋脚の応答塑性率の値が低下し始める T_{beq} は、水平力分散支承を用いた場合には1.5秒程度、免震支承で $Q_y/P_y=0.3$ の場合には0.4秒、 $Q_y/P_y=0.5$ の場合には0.35秒、 $Q_y/P_y=0.8$ の場合には0.9秒程度となる。このように、長周期化することにより橋脚の応答塑性率は低下するが、免震支承のほうが水平力分散支承よりも小さい等価固有周期で応答塑性率が低下し始めており、この傾向は他の条件の図においても同じである。また図-11(e)では、支承の等価固有周期 T_{beq} が1.5秒以下においては、支承条件を固定とした場合より反力分散支承のほうが橋脚の応答塑性率が大きくなっている。このように、反力分散支承は、条件によっては橋脚の応答塑性率が支承条件を固定とした場合より大きくなるときもあり、設計においては注意を要する。

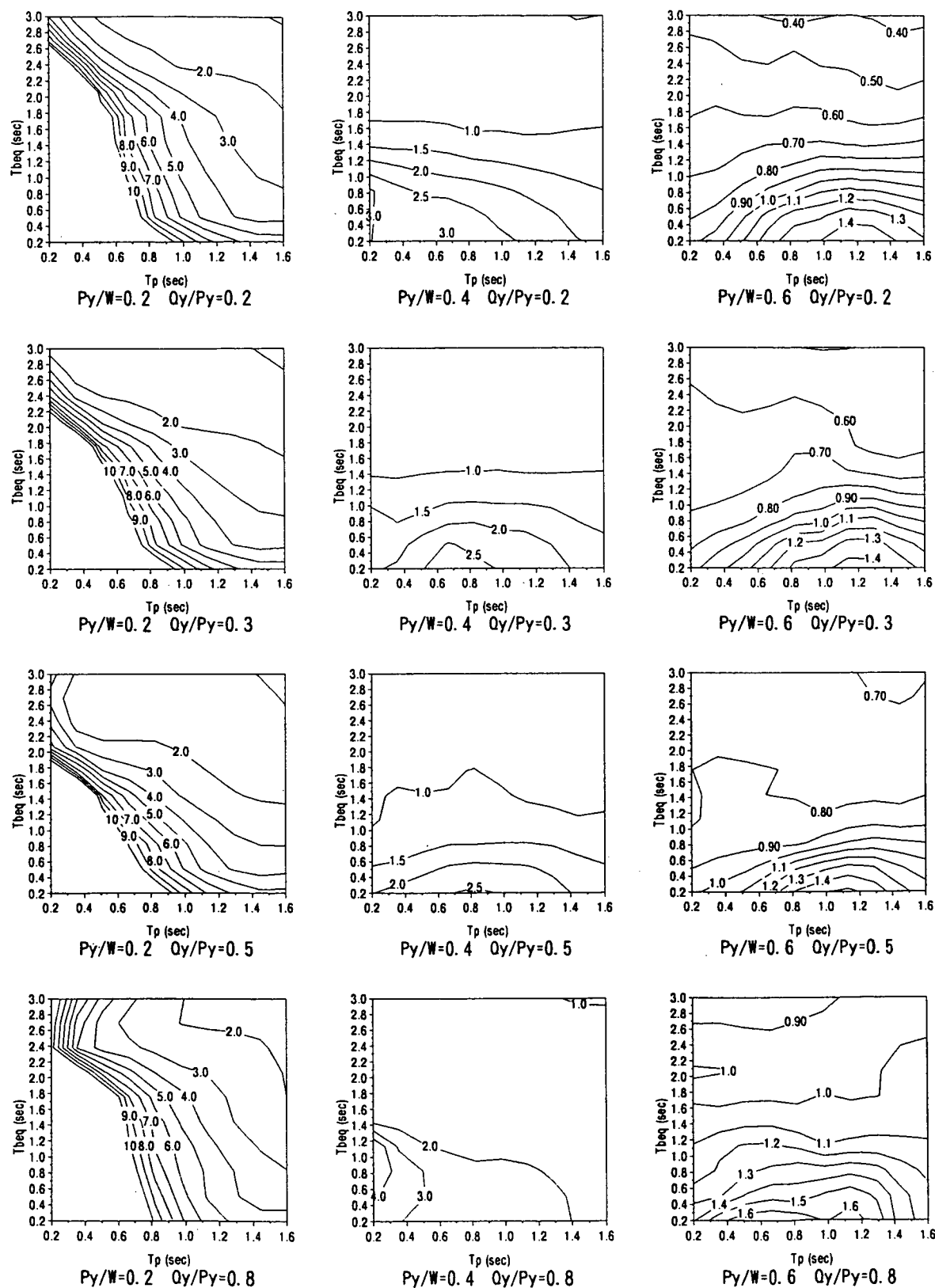


図- 6.1 橋脚の応答塑性率 タイプ I 地震動 I 種地盤

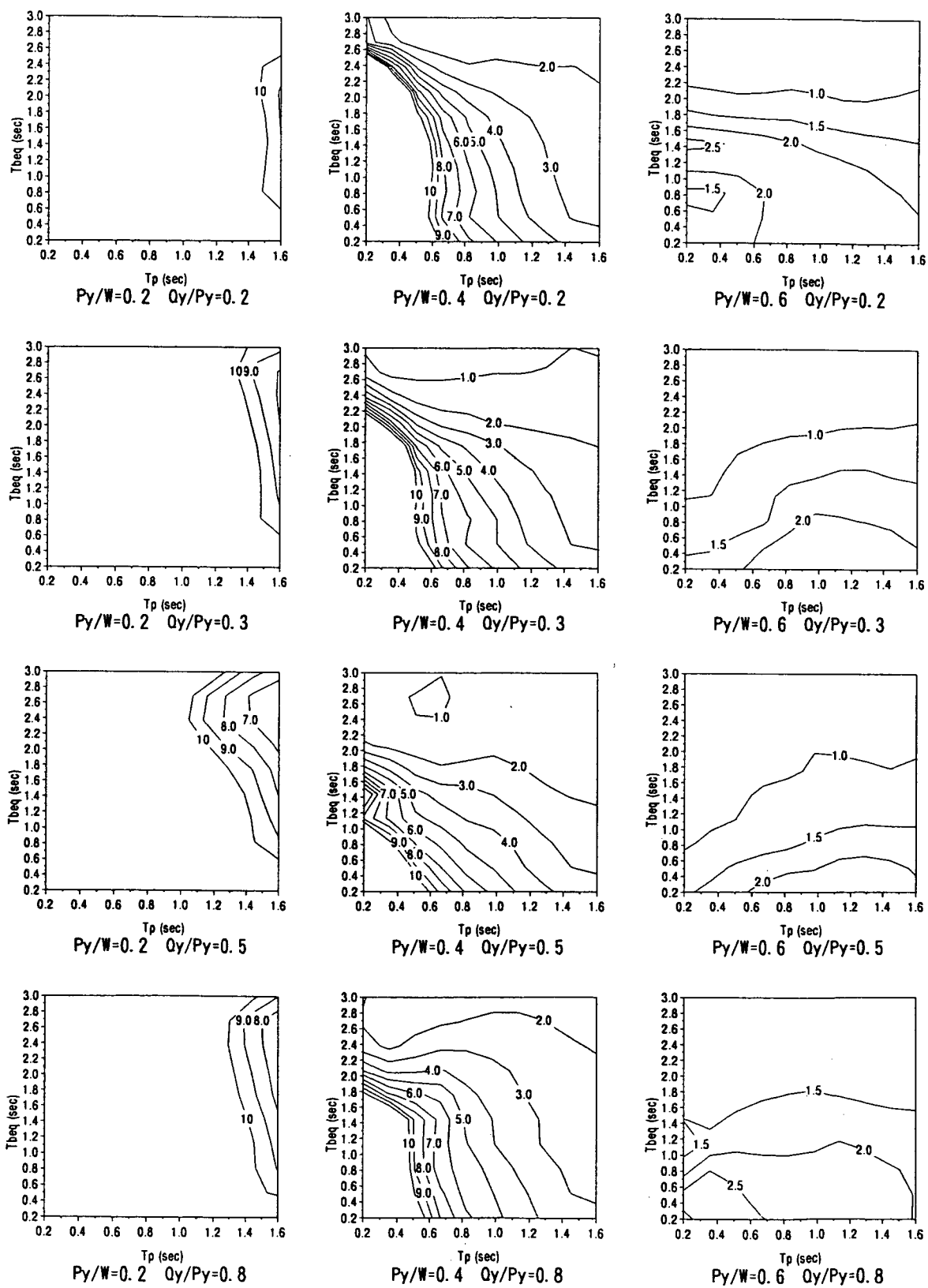


図- 6.3 橋脚の応答塑性率 タイプ I 地震動 Ⅲ種地盤

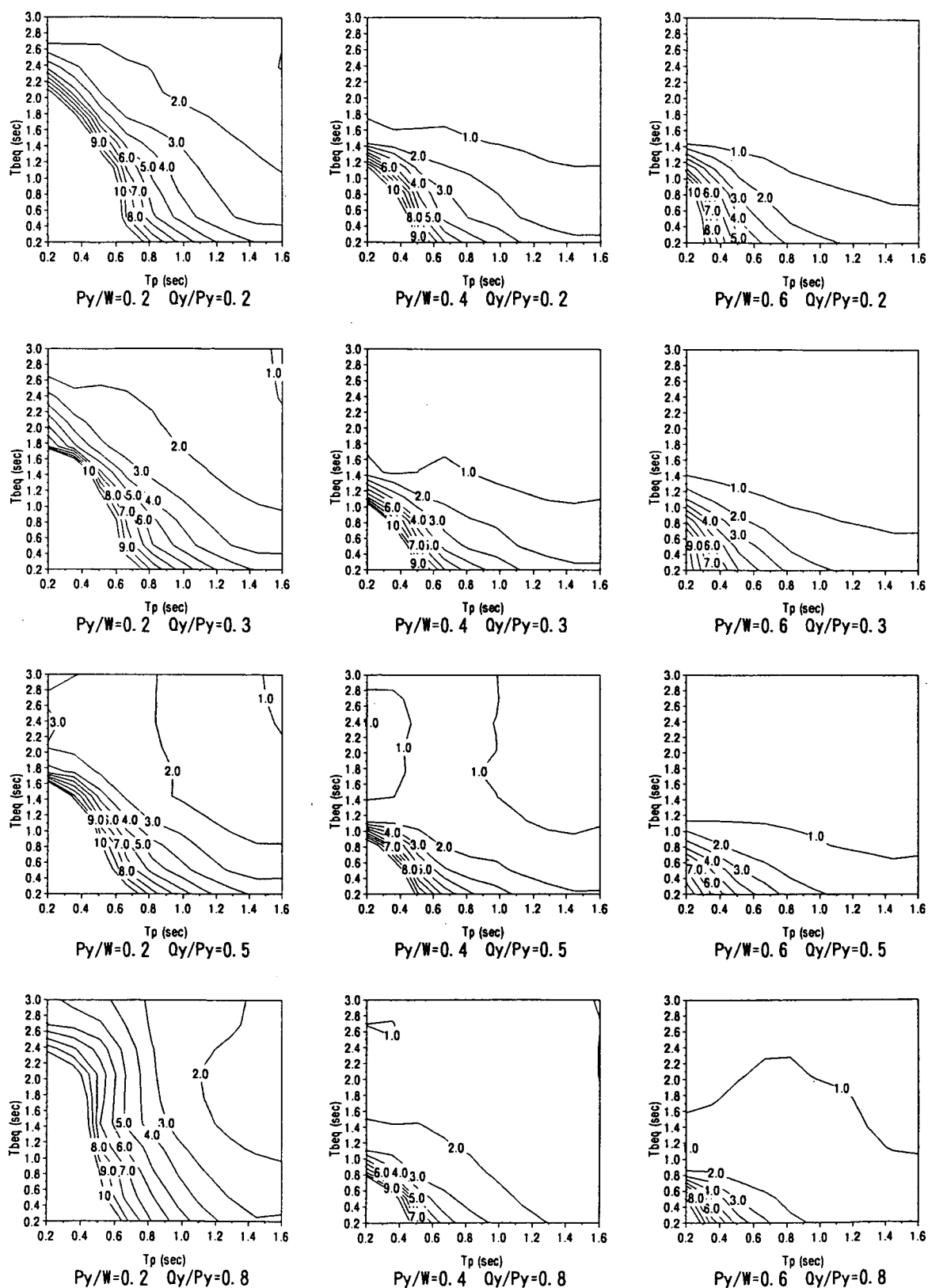


図- 6.4 橋脚の応答塑性率 タイプII地震動 I種地盤

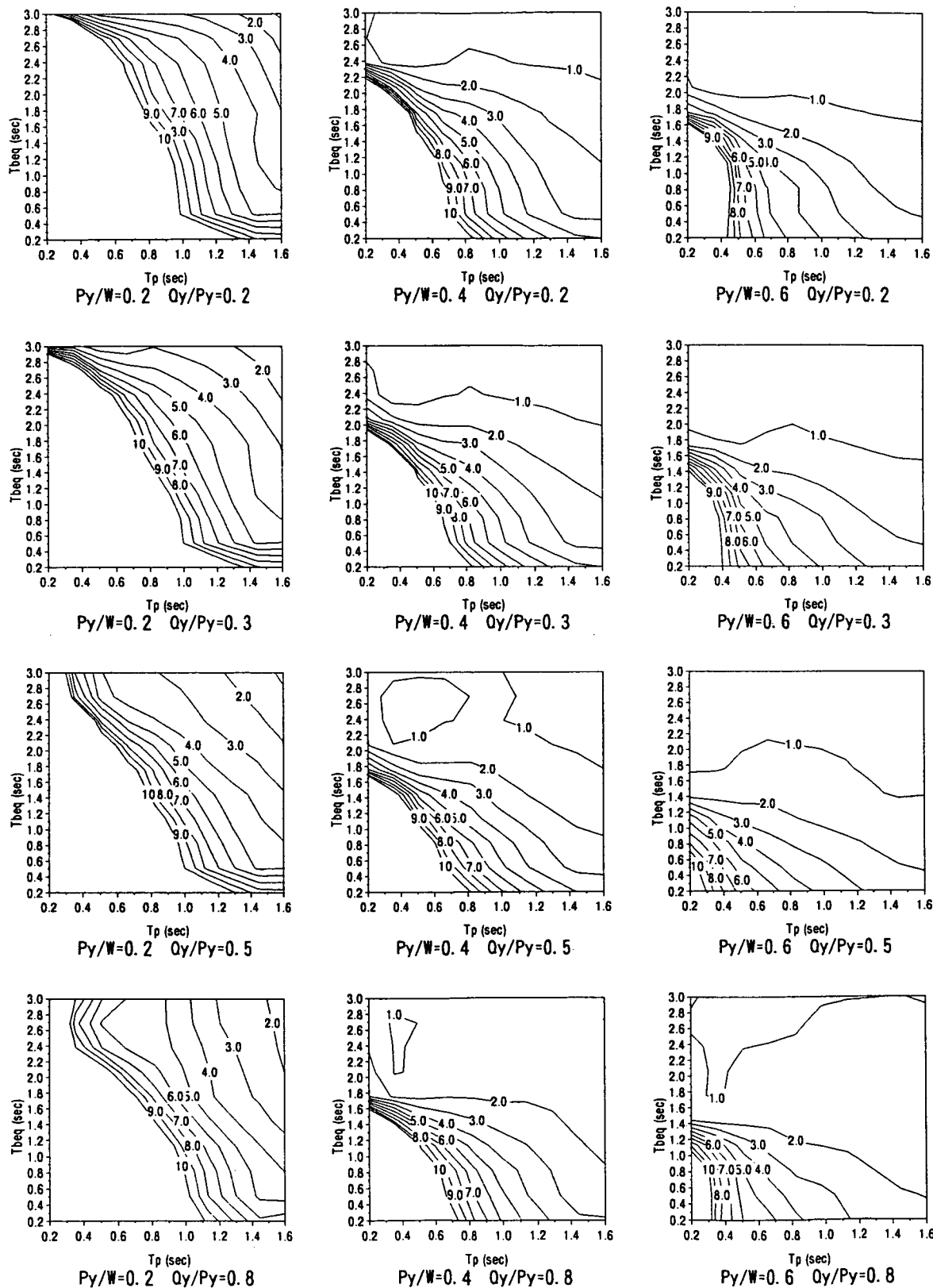


図- 6.5 橋脚の応答塑性率 タイプⅡ地震動 Ⅱ種地盤

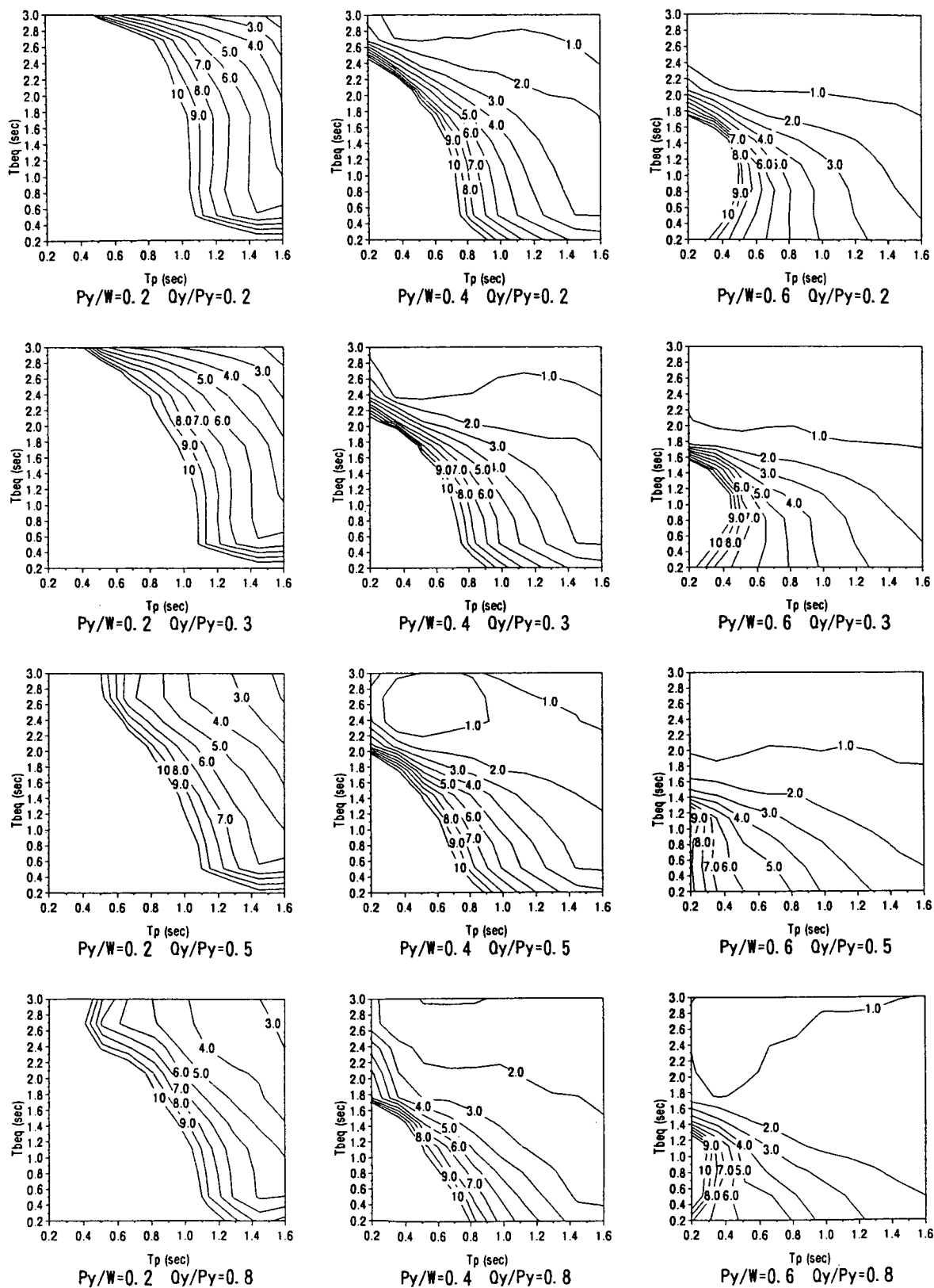


図- 6.6 橋脚の応答塑性率 タイプII地震動 Ⅲ種地盤

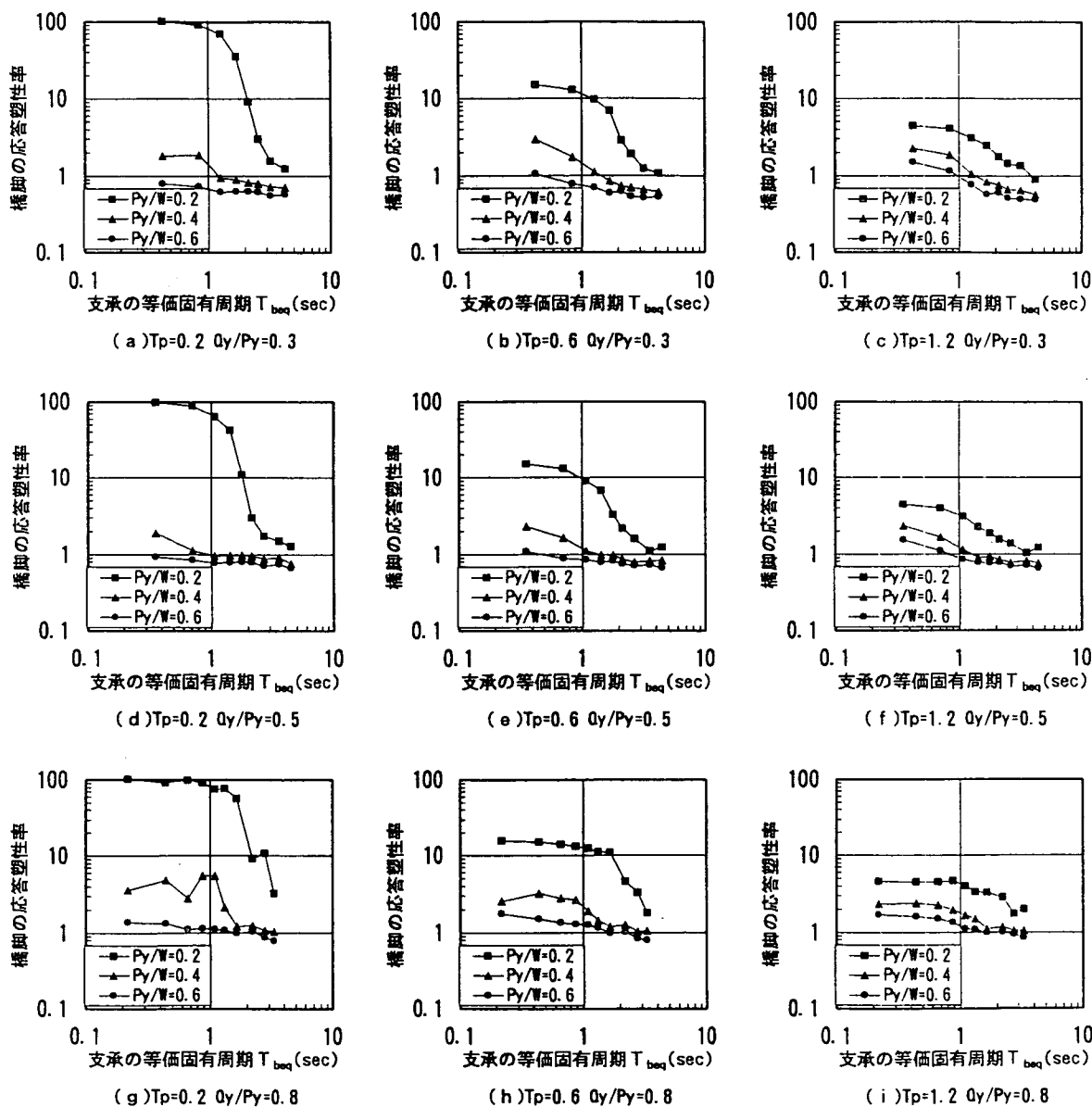


図-7 橋脚の降伏耐力比と橋脚の応答塑性率の関係 タイプI地震動 I種地盤

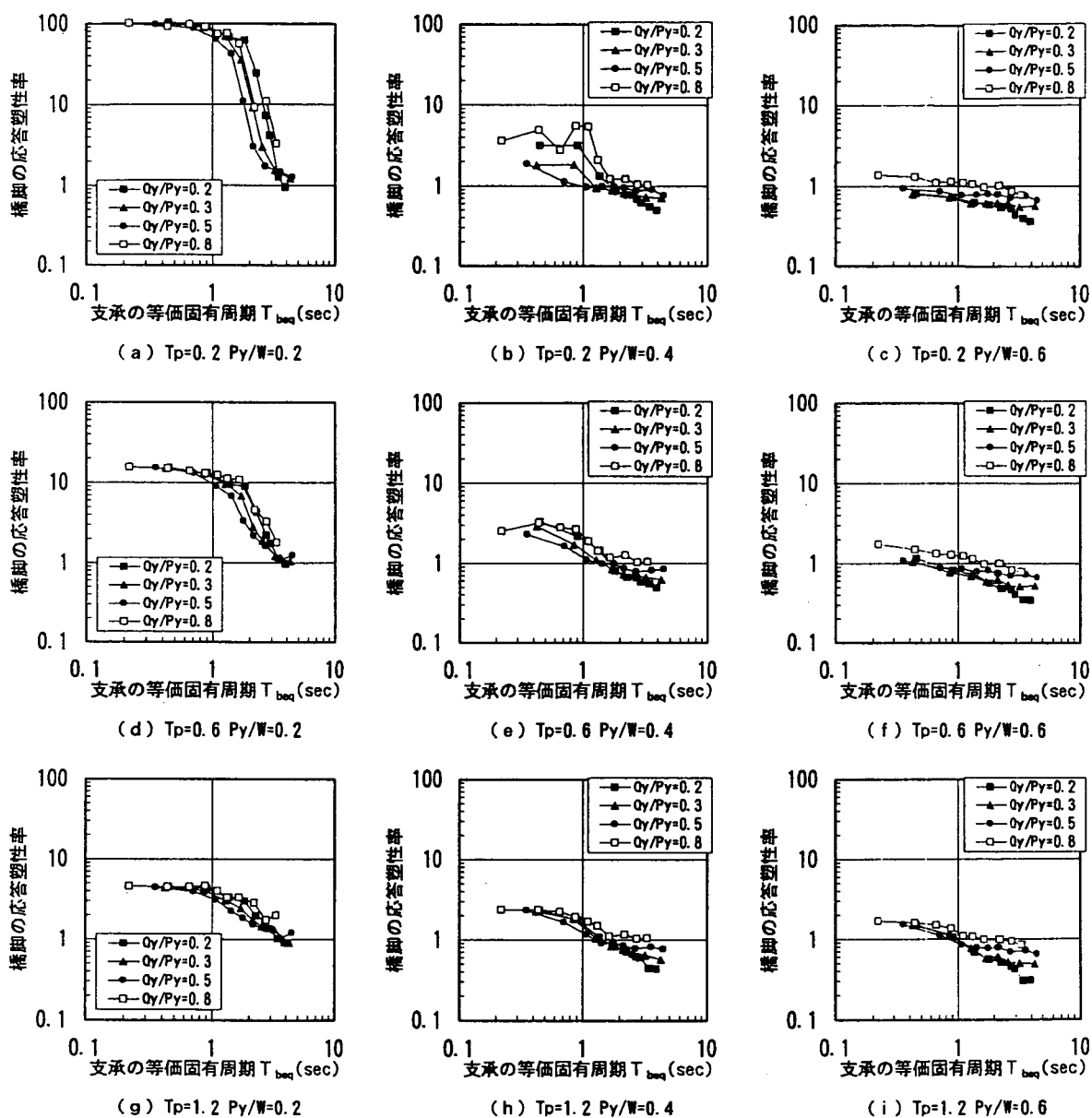


図- 8 支承の降伏耐力比と橋脚の応答塑性率の関係 タイプ I 地震動 I 種地盤

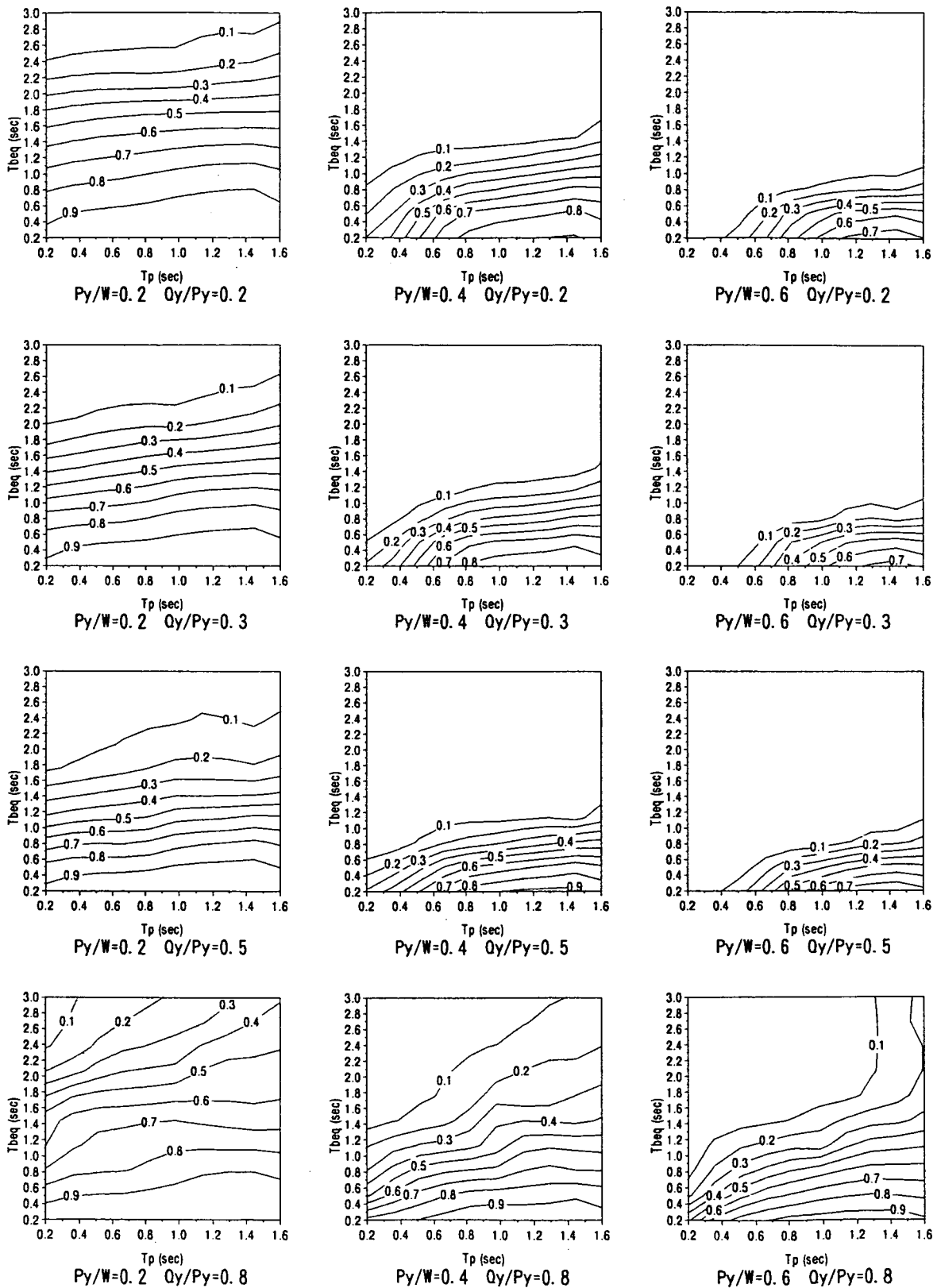


図- 9.1 橋脚の累積吸収エネルギー比 タイプ I 地震動 I 種地盤

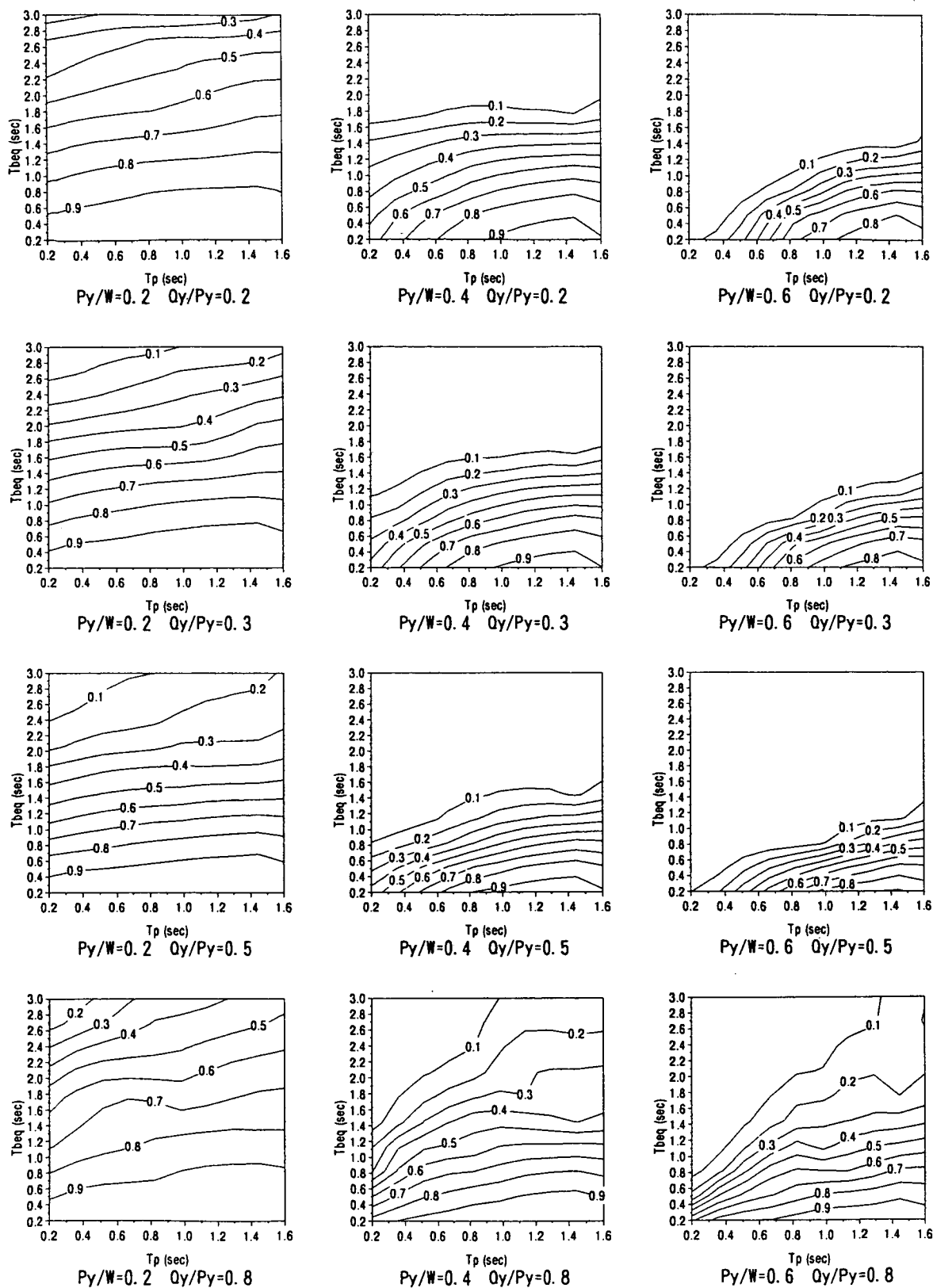


図- 9.2 橋脚の累積吸収エネルギー比 タイプ I 地震動 II 種地盤

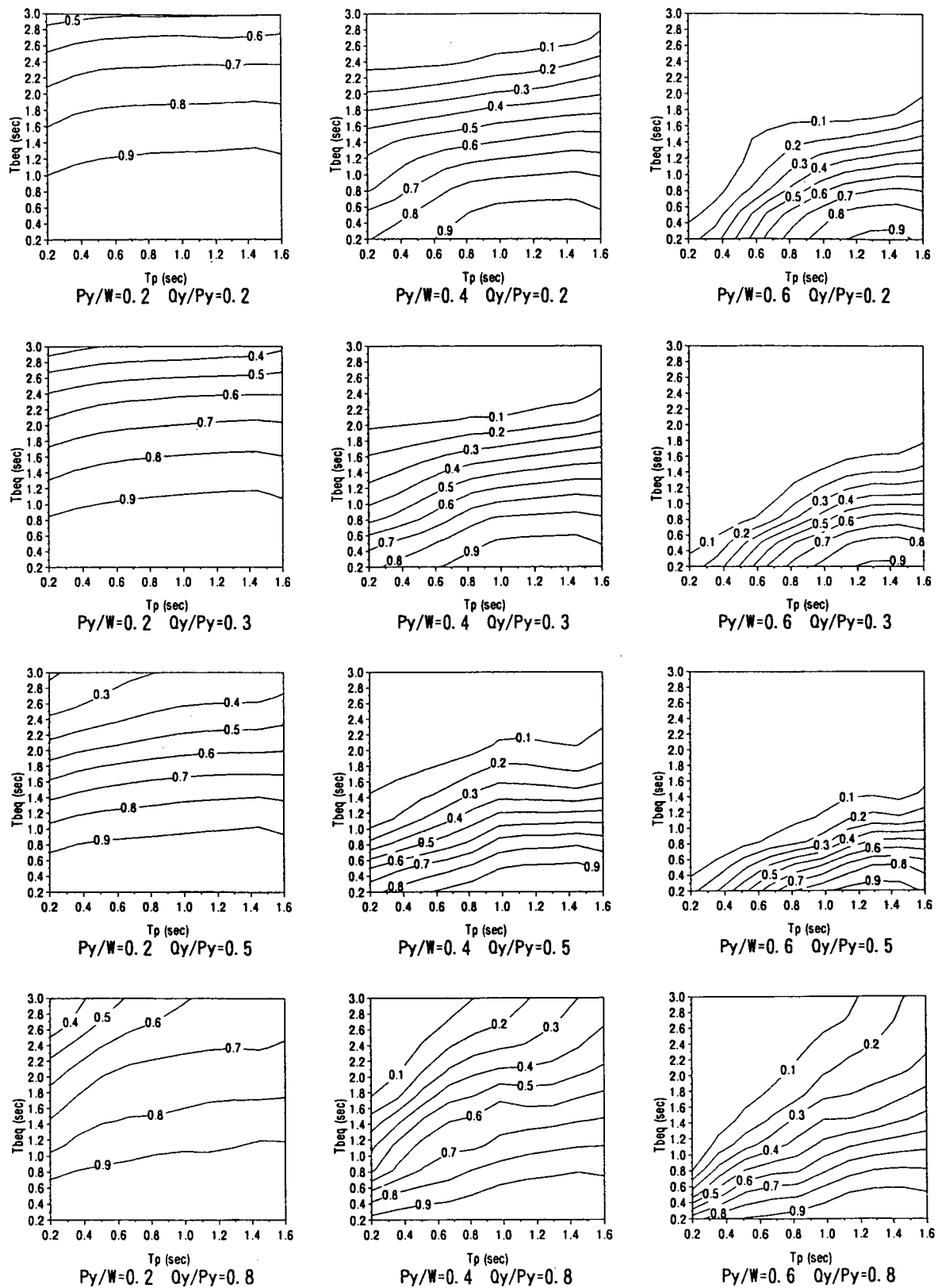


図- 9.3 橋脚の累積吸収エネルギー比 タイプ I 地震動 Ⅲ種地盤

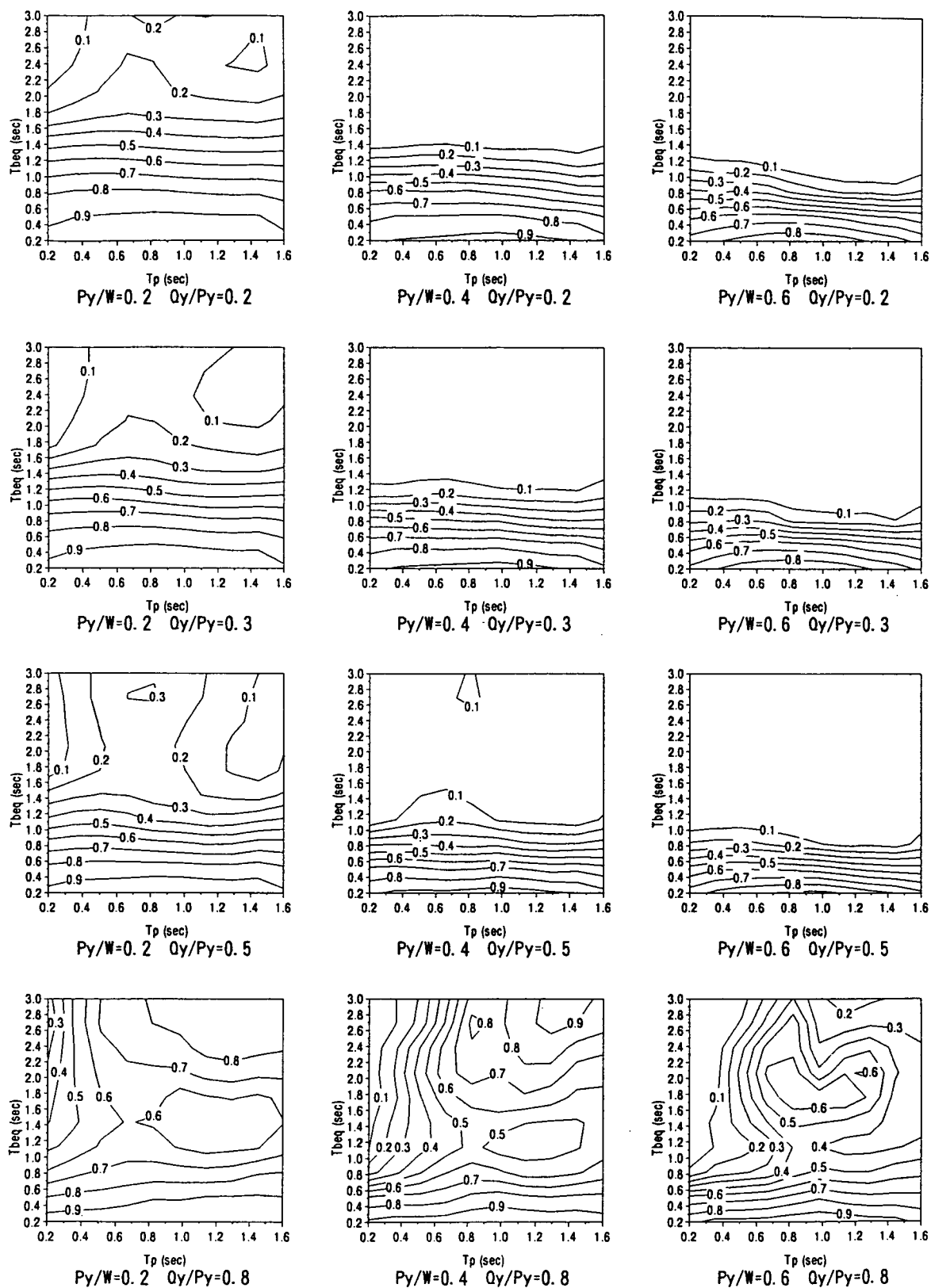


図- 9.4 橋脚の累積吸収エネルギー比 タイプⅡ地震動 I種地盤

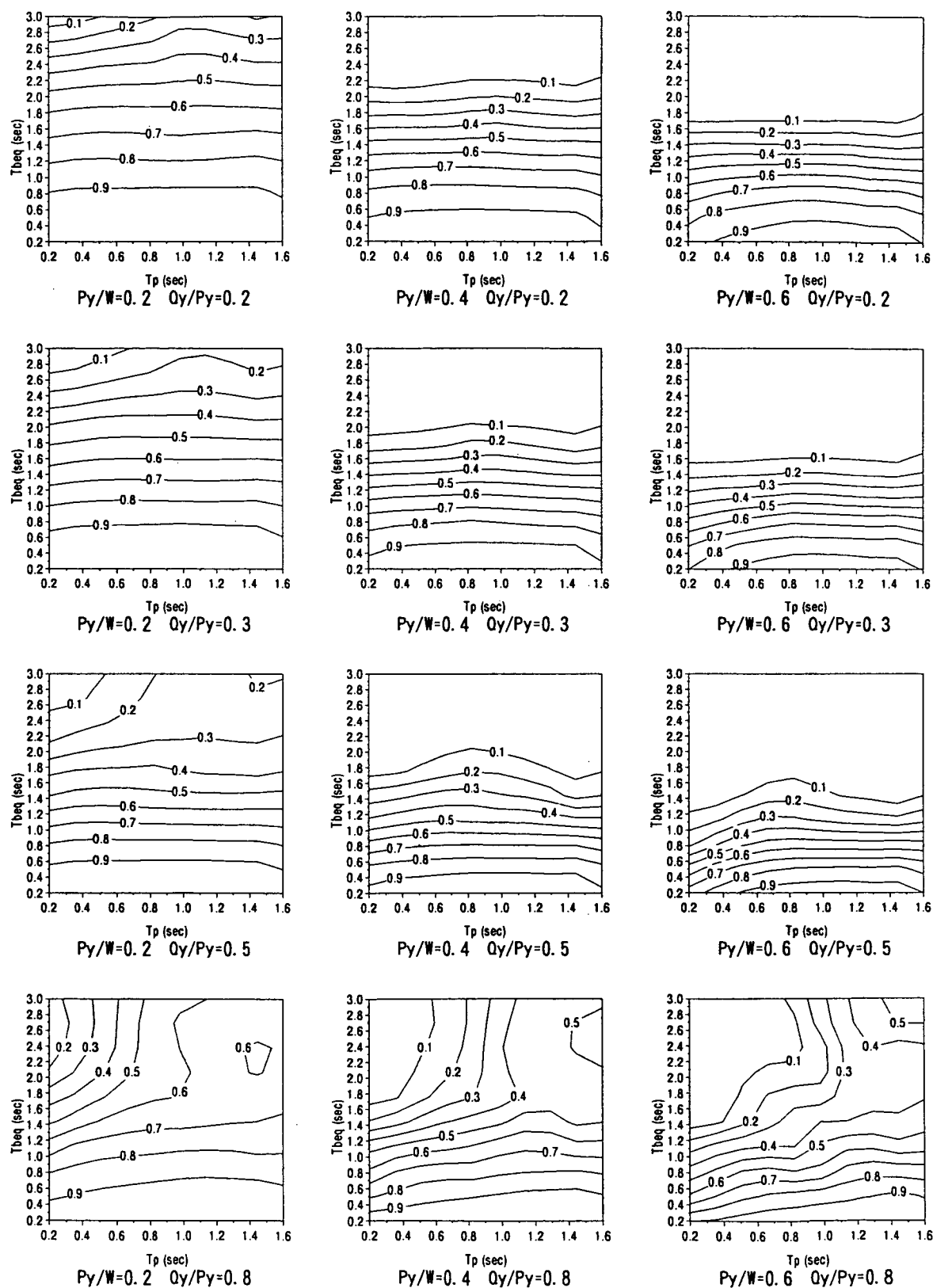


図- 9.5 橋脚の累積吸収エネルギー比 タイプII地震動 II種地盤

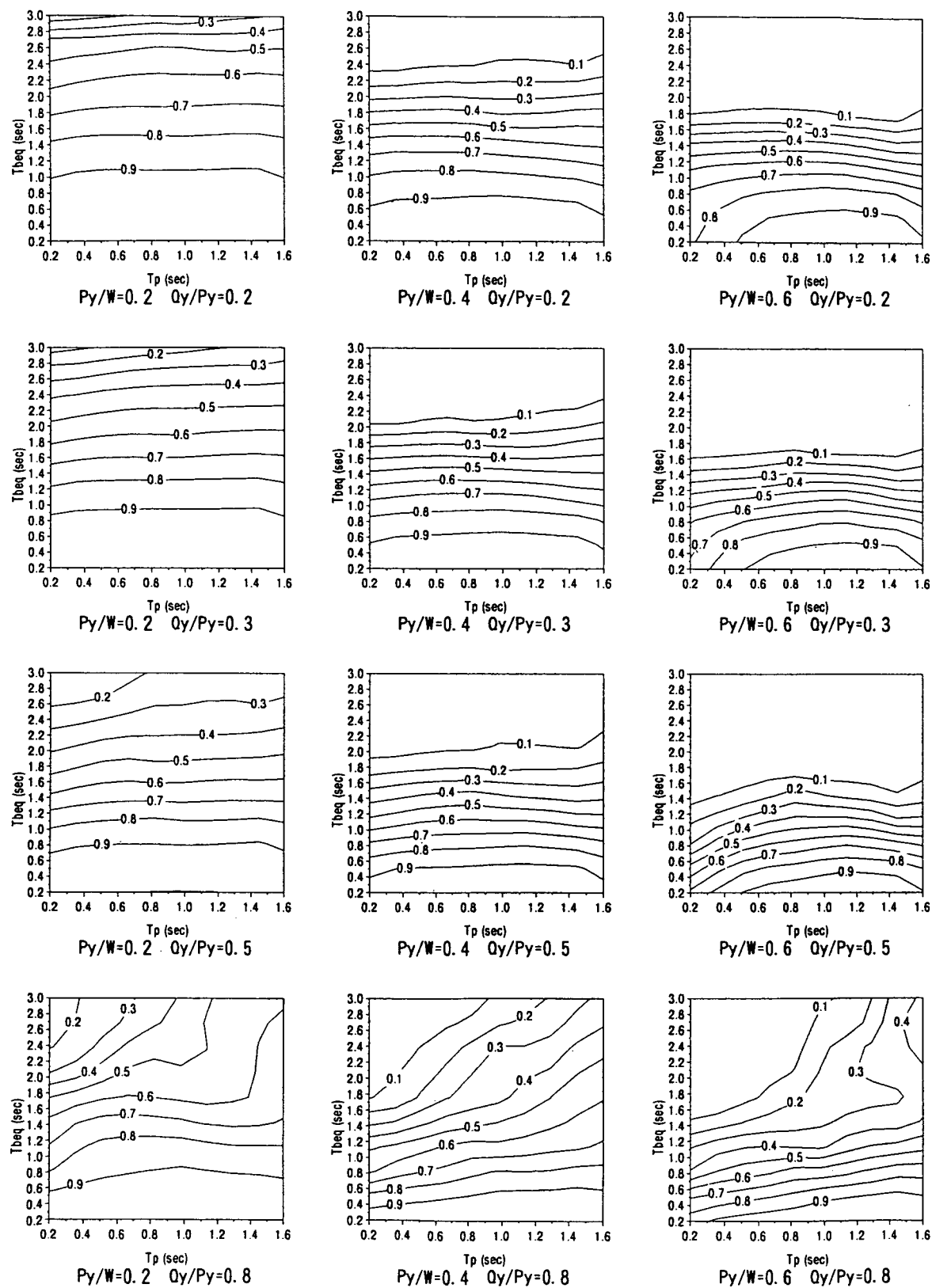


図- 9.6 橋脚の累積吸収エネルギー比 タイプII地震動 Ⅲ種地盤

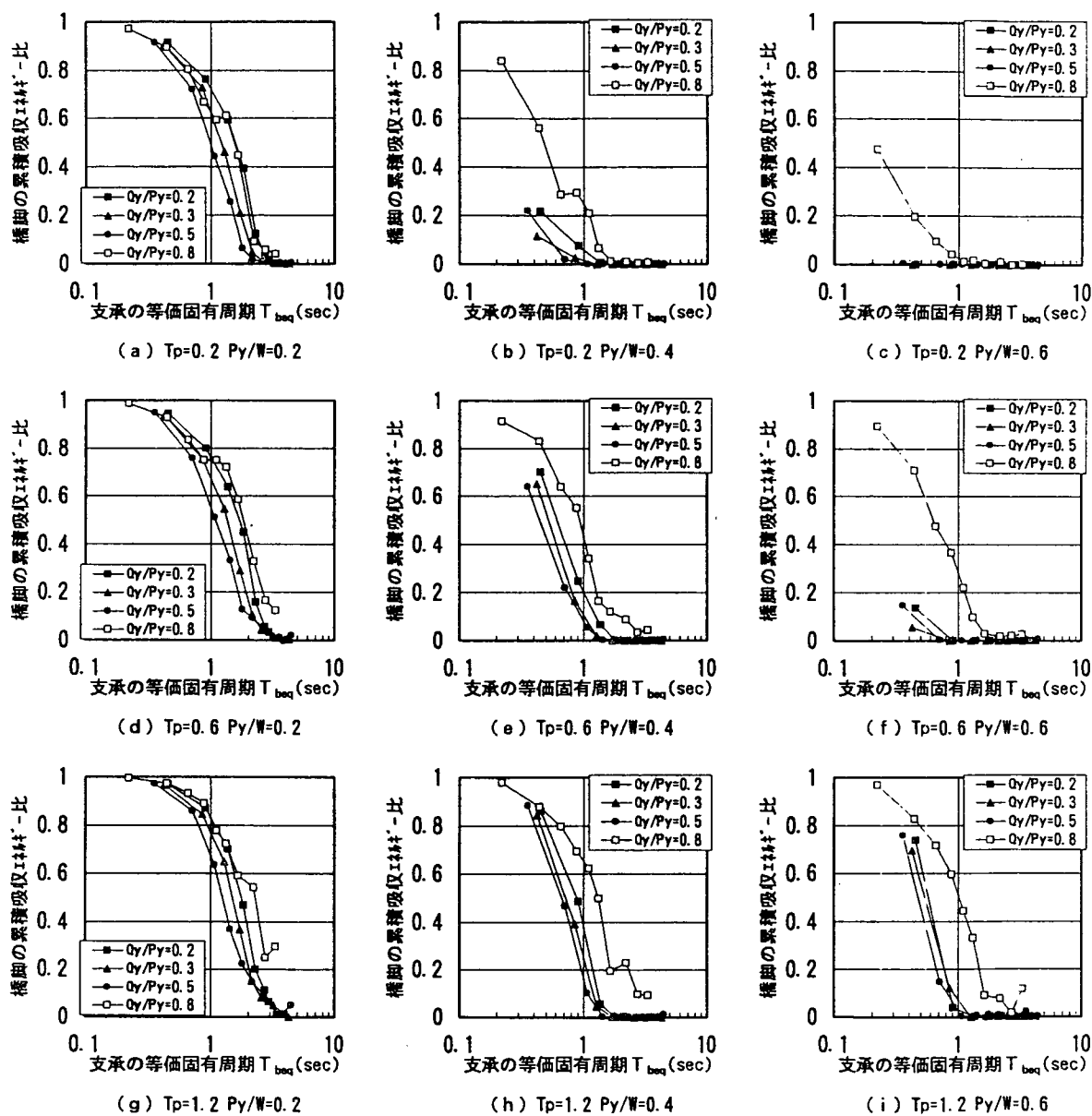


図-10 支承の降伏耐力比と橋脚の累積吸収エネルギー比の関係 タイプI地震動 I種地盤

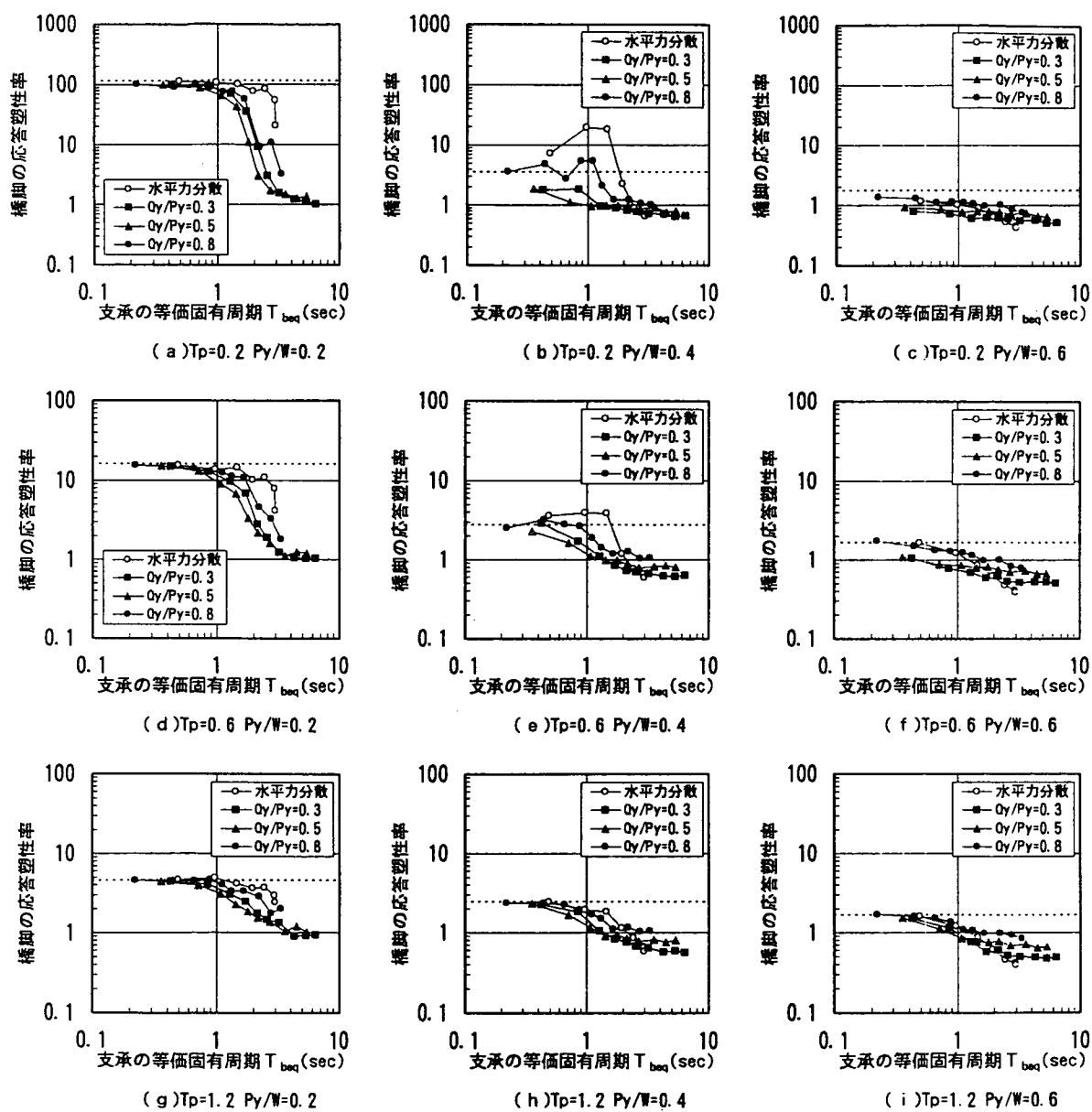


図-11 支承固定、水平力分散支承、免震支承における橋脚の応答塑性率
タイプI地震動 I種地盤

3. 免震支承－橋脚系を等価な非線形 1 自由度系にした場合の動的応答特性

3. 1 免震支承－橋脚系の等価な非線形 1 自由度系への変換

免震支承－橋脚系は構造的には非線形の 2 自由度系となるが、その地震応答特性が等価な非線形 1 自由度系の動的解析によりどの程度評価できるかについて検討を行った。

図-12 は、免震支承－橋脚系を等価な非線形 1 自由度系へ変換する概念図を示したものである。図-12 に示すように、橋脚が塑性化することを前提とした場合には、橋脚の降伏耐力 P_y 以上の力が免震支承に作用することは、1 次の変形モードを仮定する限り有り得ない。したがって、橋脚に作用する力が降伏耐力 P_y に達する時の系全体の剛性および減衰で、等価な 1 自由度系に変換することとした。

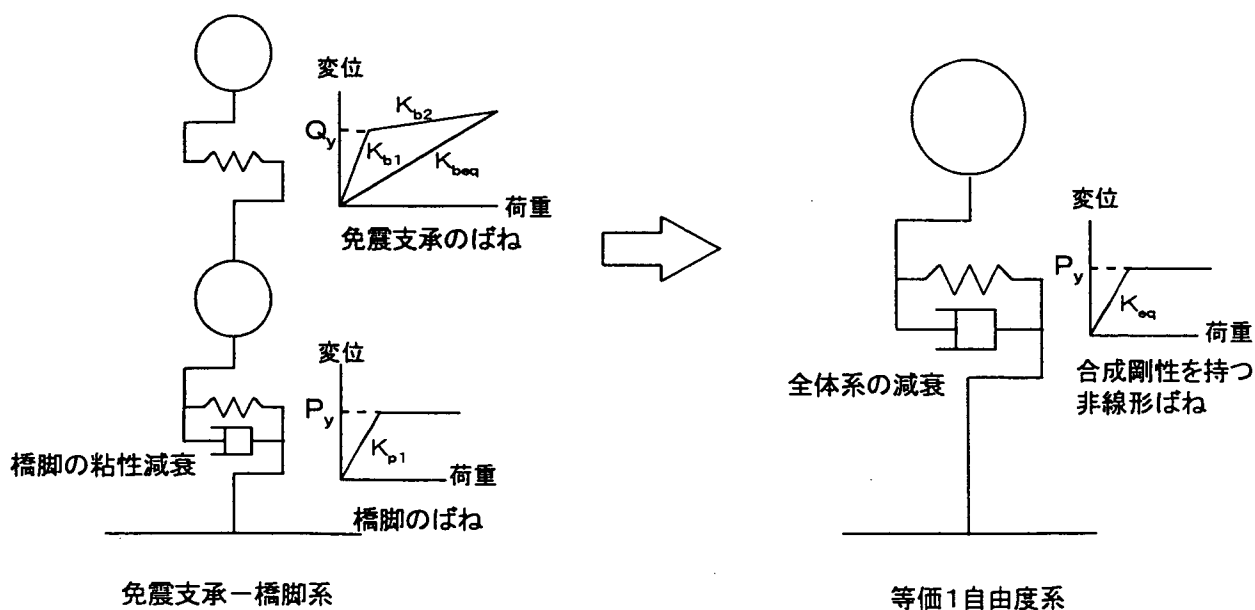


図-12 免震支承－橋脚系の等価な 1 自由度系への変換

図-12の免震支承-橋脚系において、1次の振動モードを仮定し桁と橋脚の質点に同一の加速度が加わるとした場合の、橋脚降伏時における免震支承の等価剛性 K_{beq} と減衰定数 h_{beq} は、2章と同じく次式により求まる。

$$K_{beq} = \frac{K_{b2} \cdot P_y \cdot \left(\frac{W_u}{W}\right)}{P_y \cdot \left(\frac{W_u}{W}\right) + Q_y \cdot \frac{(K_{b2} - K_{b1})}{K_{b1}}} \quad (3-1)$$

$$h_{beq} = \frac{2 \cdot Q_d \cdot \left\{ u_{beq} + \frac{Q_d}{(K_{b2} - K_{b1})} \right\}}{\pi \cdot u_{beq} \cdot (Q_d + u_{beq} \cdot K_{b2})} \quad (3-2)$$

ここに、

K_{b1} : 支承の1次剛性

K_{b2} : 支承の2次剛性

W : 桁と橋脚の合計重量 $= W_u + W_p$

W_u : 桁の重量

W_p : 橋脚の重量

Q_d : 支承の降伏荷重 $= Q_y - K_{b2} \cdot u_{by}$

Q_y : 支承の降伏耐力

u_{beq} : 橋脚降伏耐力時における支承の変位

u_{by} : 支承の降伏変位

等価な1自由度系の剛性は、このようにして求められる免震支承の等価剛性 K_{beq} と橋脚の1次剛性 K_{p1} との合成剛性 K_{eq} とした。減衰については、道路橋示方書にしたがい、ひずみエネルギー比例減衰法により求められる減衰定数 h_{eq} を用いた。合成剛性 K_{eq} および減衰定数 h_{eq} の算出式を以下に示す。

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_{beq} \cdot \left(\frac{W}{W_u}\right)} + \frac{1}{K_{p1}} \quad (3-3)$$

$$h_{eq} = \frac{K_{beq} \cdot u_{beq}^2 \cdot \left\{ h_{beq} + h_p \cdot \left(\frac{K_{beq}}{K_{p1}}\right) \cdot \left(\frac{W}{W_u}\right)^2 \right\}}{K_{beq} \cdot u_{beq}^2 \cdot \left\{ 1 + \frac{K_{beq}}{K_{p1}} \cdot \left(\frac{W}{W_u}\right)^2 \right\}} \quad (3-4)$$

3. 2 減衰を考慮した非線形 1 自由度系の地震応答特性

橋脚が大きく塑性化する場合の免震支承－橋脚系の地震応答が、等価な非線形 1 自由度系でどの程度まで評価が可能であるかについて検討を行うために、まず減衰を考慮した非線形 1 自由度系の応答特性について検討を行った。

非線形 1 自由度系の解析モデルは、2 章の動的解析と同じモデルを使用した。1 自由度系とするためには、支承を剛体とする必要があるため、支承のばねは線形ばねとし、支承の剛性としては橋脚の 1 次剛性の 10^4 倍以上である $1.0 \times 10^6 \text{tf/m}$ とした。橋脚の復元力特性は、剛性低下型トリリニアモデル（武藤型）を用いたが、解析を単純化するためにひびわれは無視してバイリニア型とし、2 次剛性 K_{p2} は 0 とした。粘性減衰としては、免震支承に 0 % を、橋脚に 2 % を与えた。

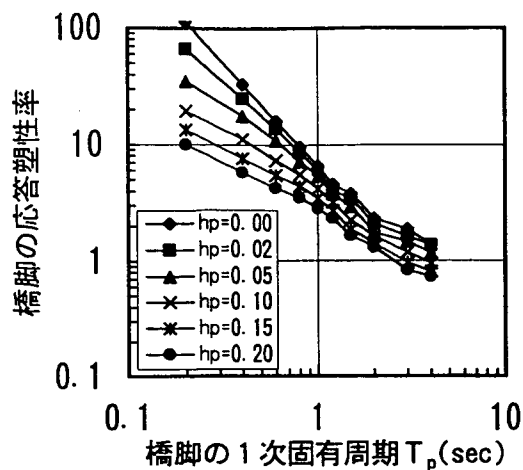
パラメータとしては、橋脚の降伏耐力比 P_y/W を 0.2、0.4、0.6 となるように設定し、橋脚の 1 次固有周期 T_p を 0.2～4.0 秒、橋脚の減衰定数 h_p を 0.00、0.02、0.05、0.10、0.15、0.20 と変化させて解析を実施した。表－6 に解析条件を示す。

表－6 非線形 1 自由度系における解析条件

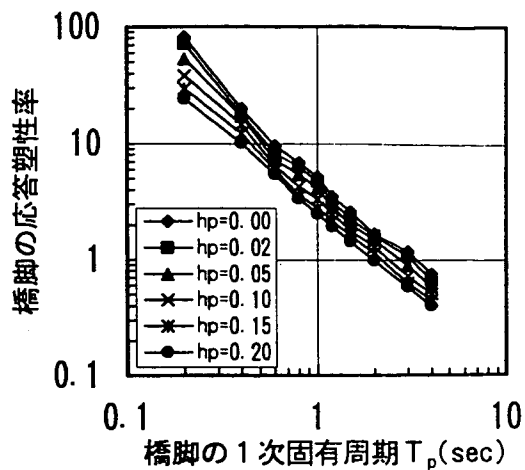
動的解析のパラメータ	パラメータ値
橋脚の降伏耐力比 (P_y/W)	0.2、0.4、0.6
橋脚の 1 次固有周期 (T_p)	0.2、0.4、0.6、0.8、1.0、1.2、1.5、2.0、3.0、4.0 sec
橋脚の減衰定数 (h_p)	0.00、0.02、0.05、0.10、0.15、0.20

入力地震動としては、2 章と同様にタイプ I 地震動で地盤種別 I、II、III 種ごとに各 3 波形の 9 波形を、タイプ II 地震動で同様に 9 波形を用い、各 3 波形の平均値を解析結果とした。

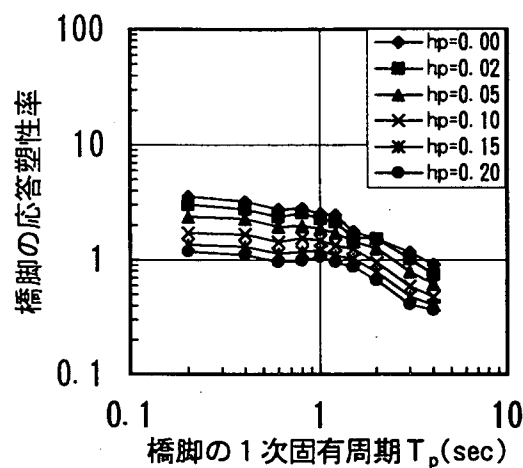
図－13.1～図－13.3 は、減衰が橋脚の応答塑性率に及ぼす影響をみたものである。図－13.1(a)のタイプ I 地震動の $P_y/W=0.2$ の図に着目すると、橋脚の減衰定数 h_p が大きくなるにしたがい応答塑性率は減少しており、減衰の効果が現れている。この減衰が大きくなるにしたがい応答塑性率が減少する傾向は、全ての図において同様に見られる。



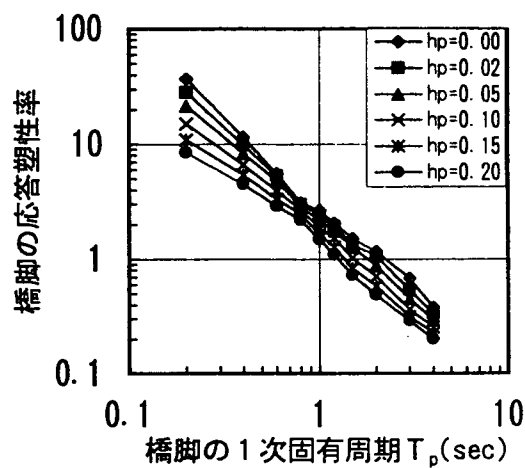
(a) タイプI $P_y/W=0.2$



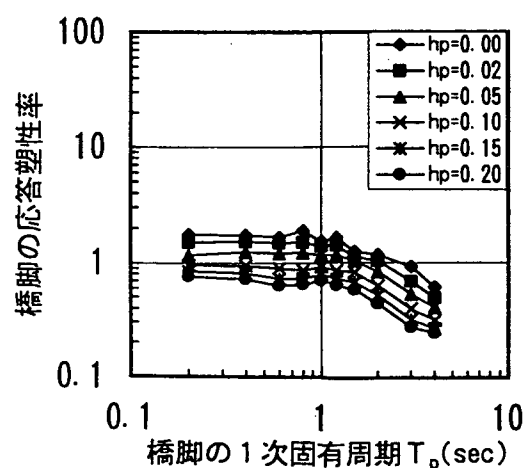
(d) タイプII $P_y/W=0.2$



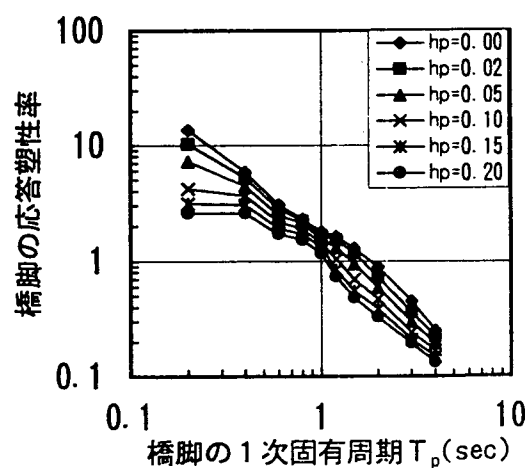
(b) タイプI $P_y/W=0.4$



(e) タイプII $P_y/W=0.4$

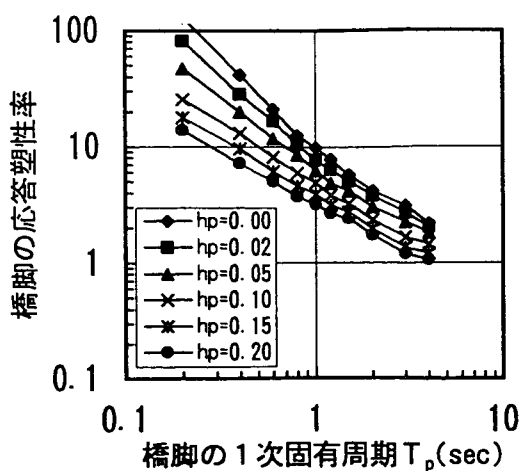


(c) タイプI $P_y/W=0.6$

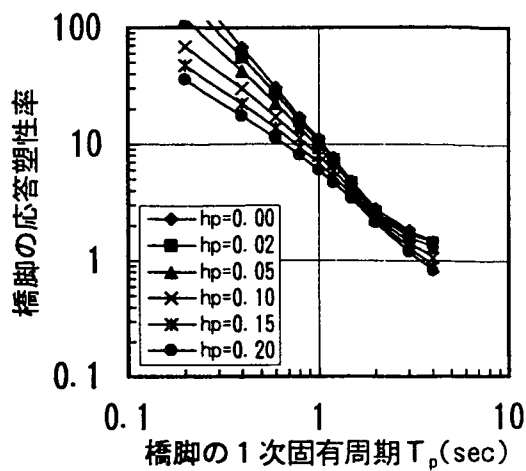


(f) タイプII $P_y/W=0.6$

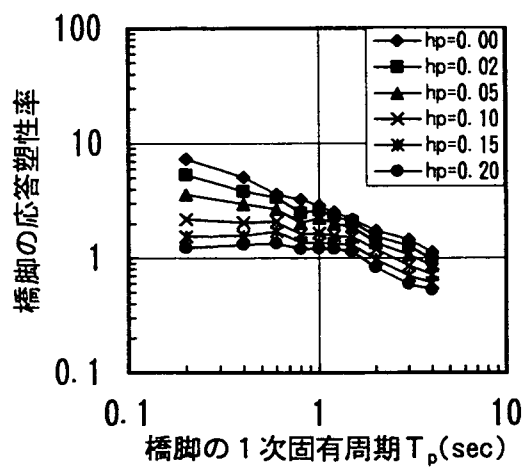
図-13.1 非線形1自由度系における橋脚の応答塑性率 I 種地盤



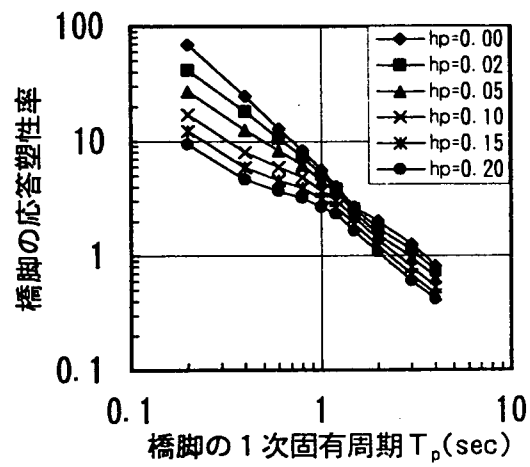
(a) タイプⅠ $P_y/W=0.2$



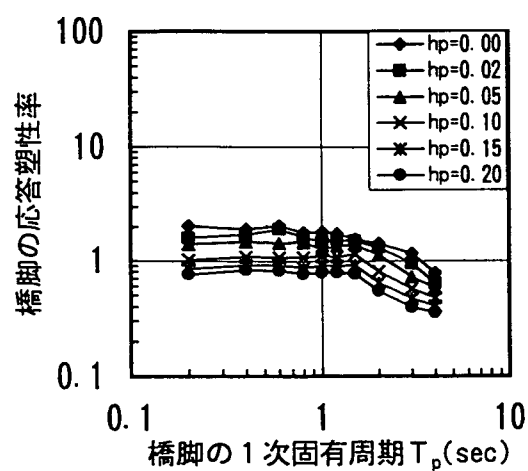
(d) タイプⅡ $P_y/W=0.2$



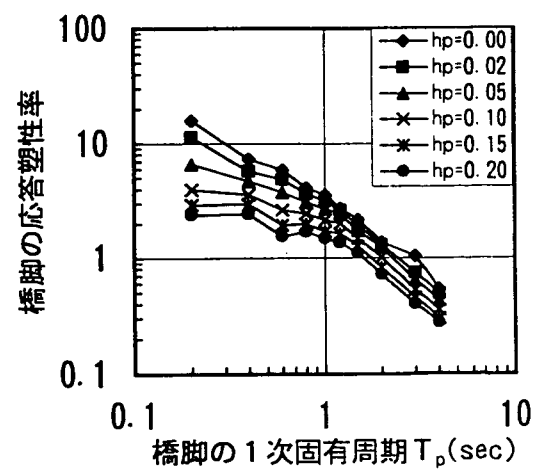
(b) タイプⅠ $P_y/W=0.4$



(e) タイプⅡ $P_y/W=0.4$

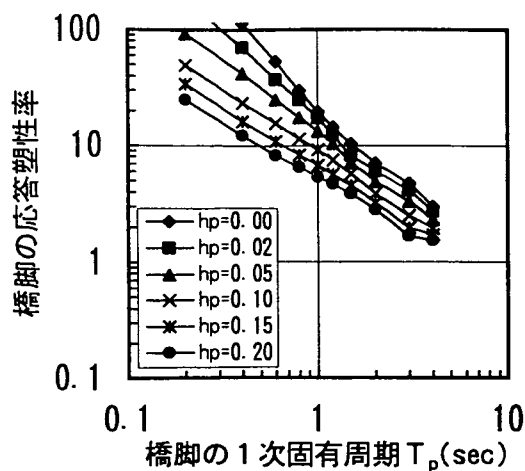


(c) タイプⅠ $P_y/W=0.6$

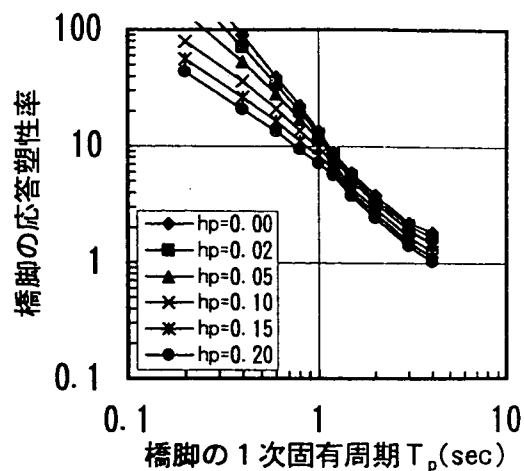


(f) タイプⅡ $P_y/W=0.6$

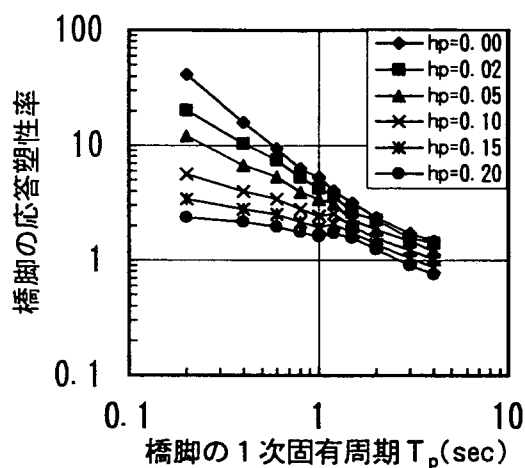
図-13.2 非線形1自由度系における橋脚の応答塑性率 II種地盤



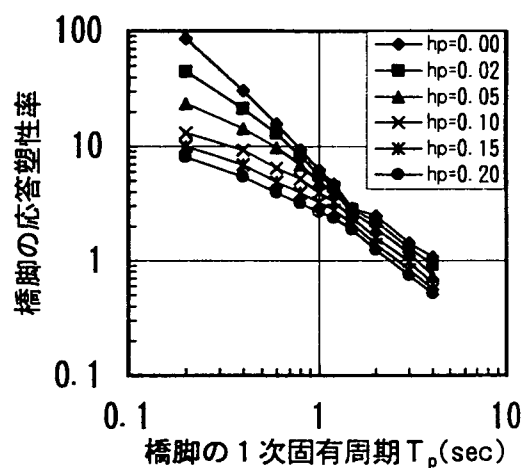
(a) タイプⅠ $P_y/W=0.2$



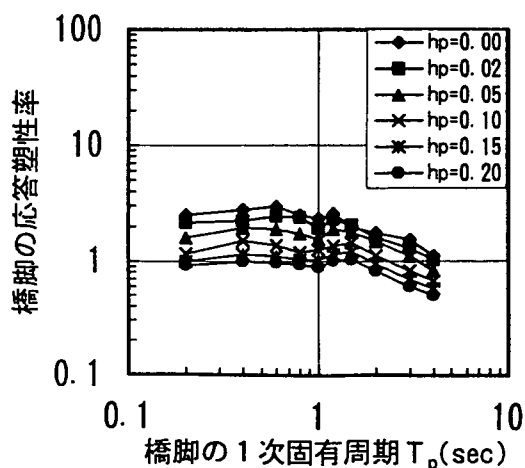
(d) タイプⅡ $P_y/W=0.2$



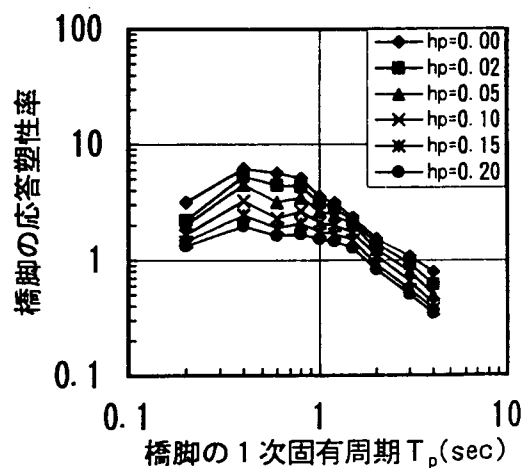
(b) タイプⅠ $P_y/W=0.4$



(e) タイプⅡ $P_y/W=0.4$



(c) タイプⅠ $P_y/W=0.6$



(f) タイプⅡ $P_y/W=0.6$

図-13.3 非線形1自由度系における橋脚の応答塑性率 Ⅲ種地盤

3. 3 非線形 2 自由度系との地震応答特性の比較

非線形 2 自由度系における橋脚の応答塑性率については、2 章の解析結果のうち通常の設計を考慮して、支承の等価固有周期 K_{beq} が橋脚の 1 次剛性 K_{p1} より大きいものを選別して用いた。比較対象とする等価な 1 自由度系の応答塑性率については、式(3-3)により合成剛性 K_{eq} を、式(3-4)により減衰定数 h_{eq} を算出し、それらに対応する 1 自由度系の応答塑性率を 3.2 項の解析結果の値から直線補完により求めた。

ここで、求められた 1 自由度系の応答塑性率は、全体系の応答塑性率 μ_s を示しているため、橋脚の応答塑性率 μ_p を算出する必要がある。そこで、支承の最大応答変位は u_{beq} と仮定し、図-14 に示すように、橋脚の応答塑性率 μ_p は、全体系の最大応答変位 u_{max} から支承の最大応答変位 u_{beq} を差し引いた値を橋脚の降伏変位 u_{py} で除することにより求めるものとした。したがって、等価な 1 自由度系における全体系の応答塑性率 μ_s および橋脚の応答塑性率 μ_p は次式で定義される。

$$\mu_s = \frac{u_{max}}{u_{sy}} \quad (3-5)$$

$$\mu_p = \frac{u_{max} - u_{beq}}{u_{py}} \quad (3-6)$$

ここに、

- μ_s : 等価な 1 自由度系における全体系の応答塑性率
- μ_p : 等価な 1 自由度系における橋脚の応答塑性率
- u_{max} : 等価な 1 自由度系における全体系の最大応答変位
- u_{sy} : 等価な 1 自由度系における全体系の降伏変位
- u_{beq} : 橋脚降伏耐力時における支承の変位
- u_{py} : 橋脚の降伏変位

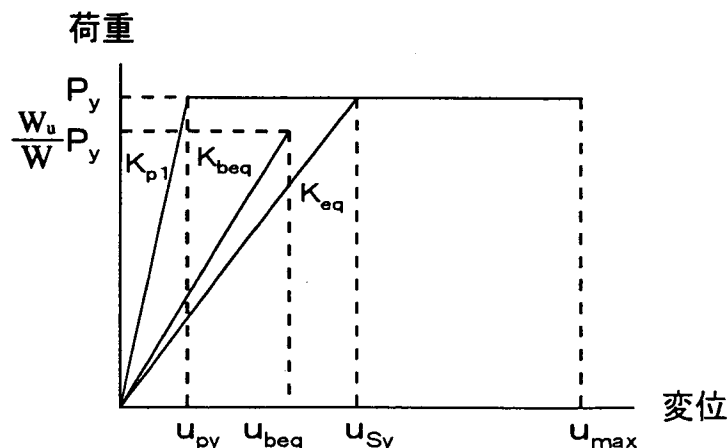
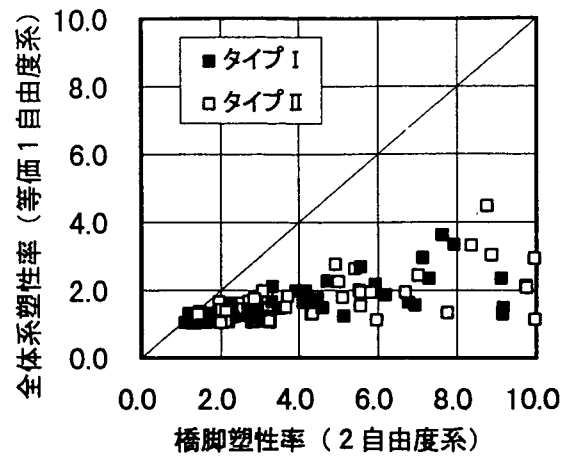


図-14 等価 1 自由度系における橋脚の応答塑性率

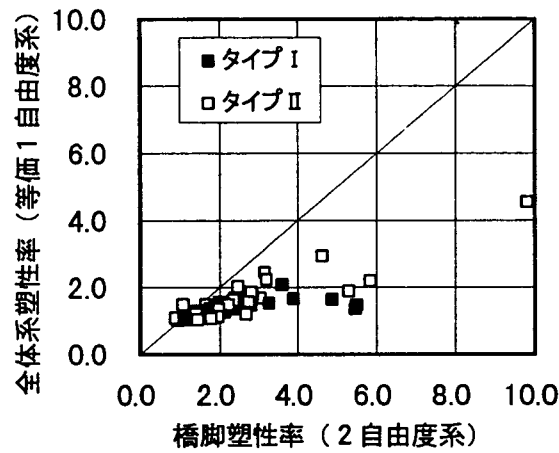
図-15 は、横軸に非線形 2 自由度系の動的解析から求められる橋脚の応答塑性率を、縦軸にそれと等価な 1 自由度系における応答塑性率 μ_s をとり、その関係を示したもので、地盤種別は I 種地盤である。図より、2 自由度系の橋脚の応答塑性率のほうが、1 自由度系の応答塑性率より大きな値を示すことが分かる。これは、1 自由度系の応答塑性率が、免震支承-橋脚系における支承の変形を含んだ全体系の応答塑性率を示しているためと考えられる。

図-16 は、横軸に非線形 2 自由度系の動的解析から求められる橋脚の応答塑性率を、縦軸に式(3-6)により求まる橋脚の応答塑性率 μ_p をとり、その関係を示したものである。同一の条件における図-15 と図-16 を比較すると、図-16 のほうが両者の値が 1 : 1 の関係に近づいていることが分かる。さらに、このような免震支承-橋脚系において、過度な長周期化をさせないとした場合には、支承の等価固有周期 T_{beq} は、橋脚の 1 次固有周期 T_p の約 3 倍までと推測される。したがって、その条件を満たすものについて図示すると図-17.1 となる。図-16 と図-17.1 の比較より、支承の等価固有周期を橋脚の 1 次固有周期の約 3 倍までの条件に限定すると、両者の値はより 1 : 1 の関係に近づく。

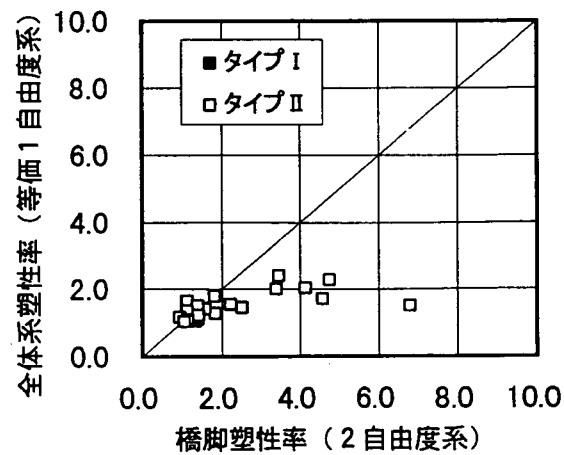
図-17.1~図-17.3 は、非線形 2 自由度系の動的解析における橋脚の応答塑性率と等価な非線形 1 自由度系の動的解析による橋脚の応答塑性率との関係について地盤種別にまとめたものである。両者の応答塑性率の比は、1 : 1 の線を中心として分布しており、免震支承-橋脚系の地震時の橋脚の応答塑性率は、式(3-1)~式(3-4)により等価な非線形 1 自由度系に変換し、式(3-6)を用いて橋脚の応答塑性率を求めることにより、精度良く推定可能であることが分かる。



(a) $P_y/W=0.2$

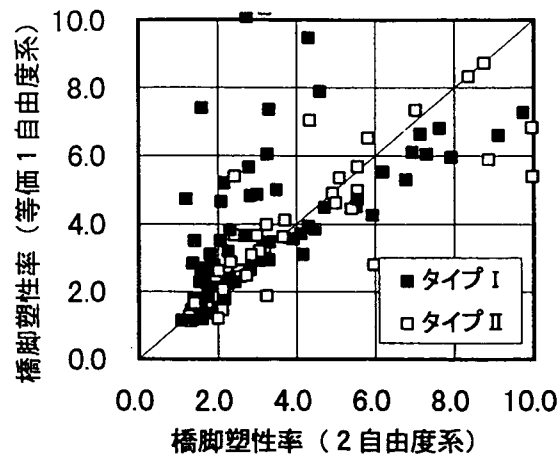


(b) $P_y/W=0.4$

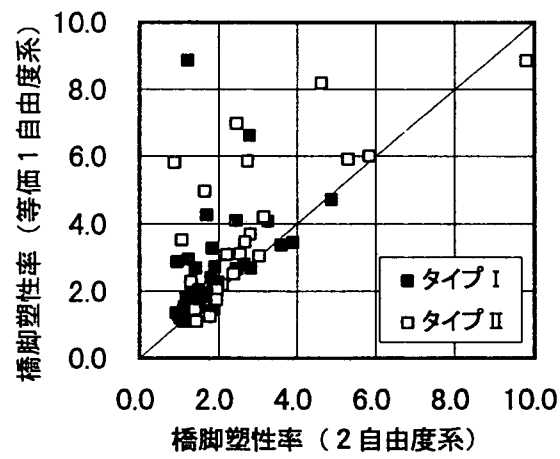


(c) $P_y/W=0.6$

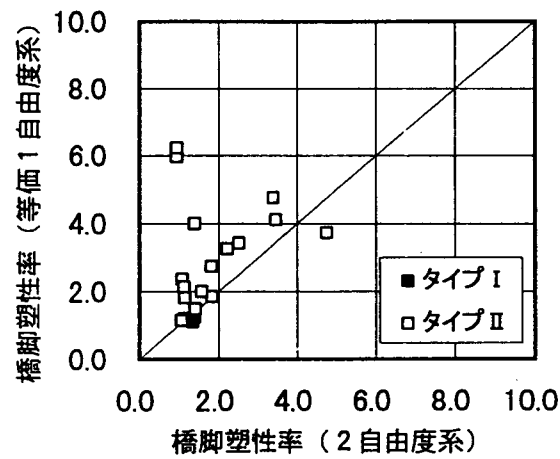
図-15 2自由度系における橋脚の応答塑性率と
等価1自由度系における全体系の応答塑性率の関係
(I種地盤 $T_p \leq T_{beq}$)



(a) $P_y/W=0.2$



(b) $P_y/W=0.4$



(c) $P_y/W=0.6$

図-16 2自由度系と等価1自由度系における橋脚の応答塑性率の関係
(I種地盤 $T_p \leq T_{beq}$)

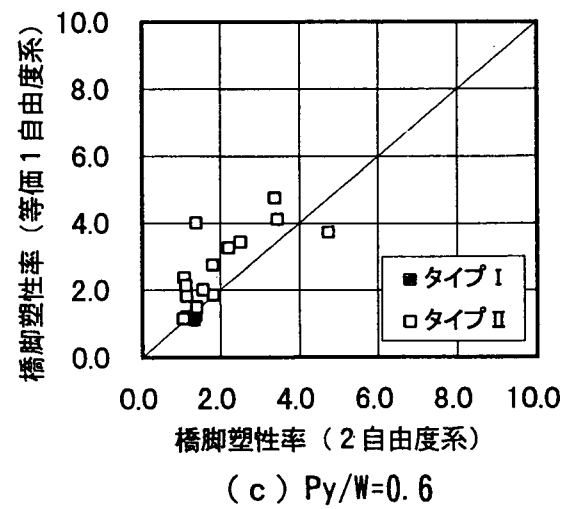
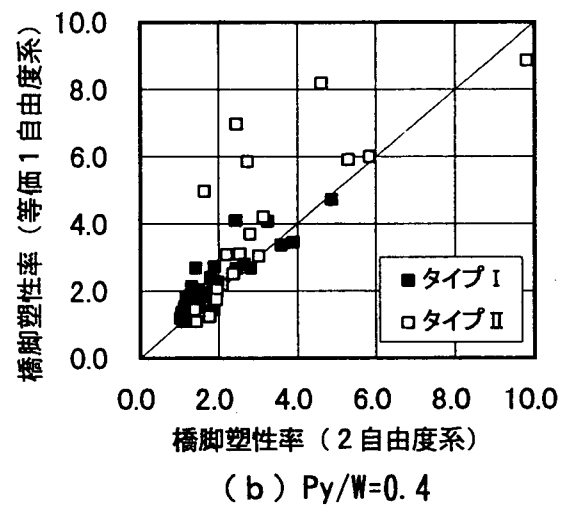
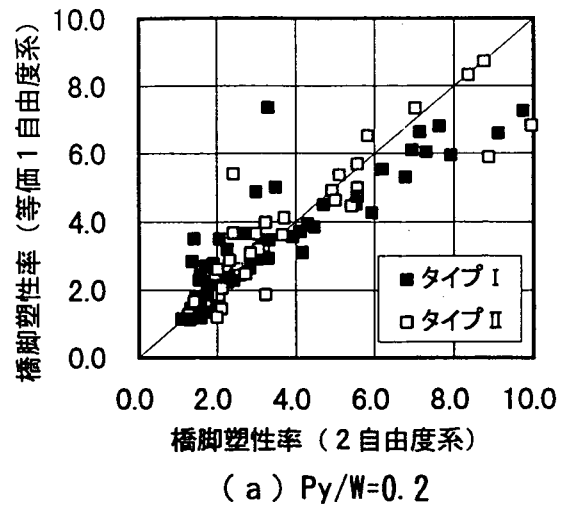
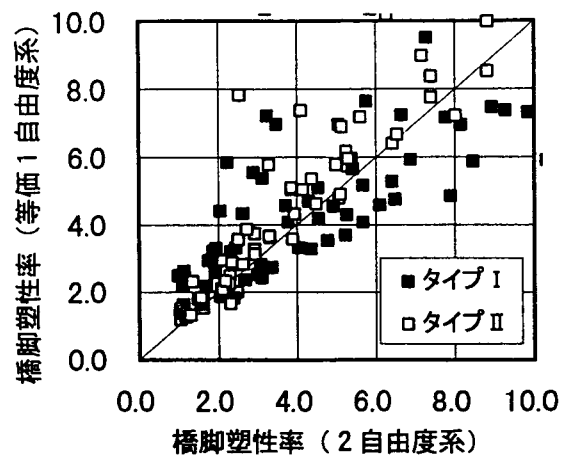
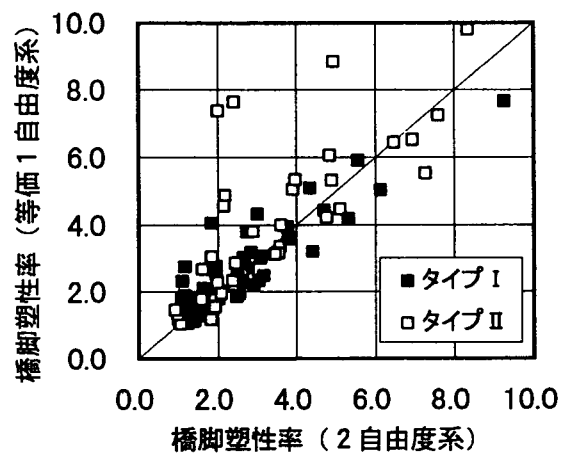


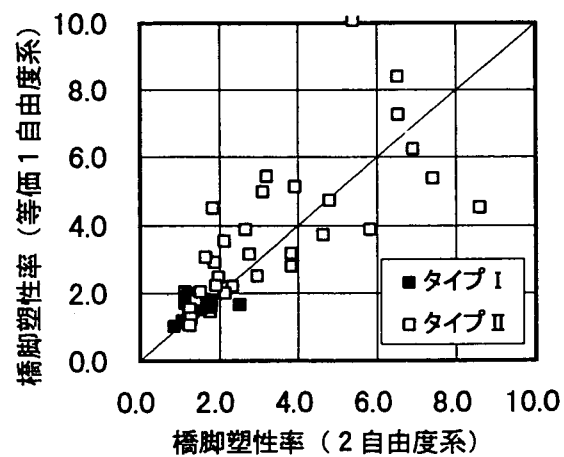
図-17.1 2 自由度系と等価 1 自由度系における橋脚の応答塑性率の関係
(I 種地盤 $T_p \leq T_{beq} \leq 3T_p$)



(a) $P_y/W=0.2$

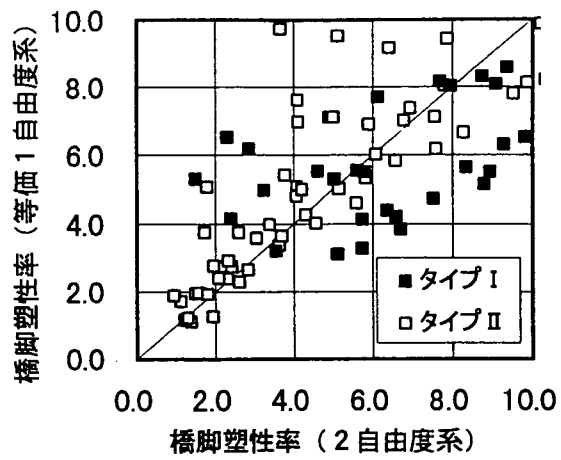


(b) $P_y/W=0.4$

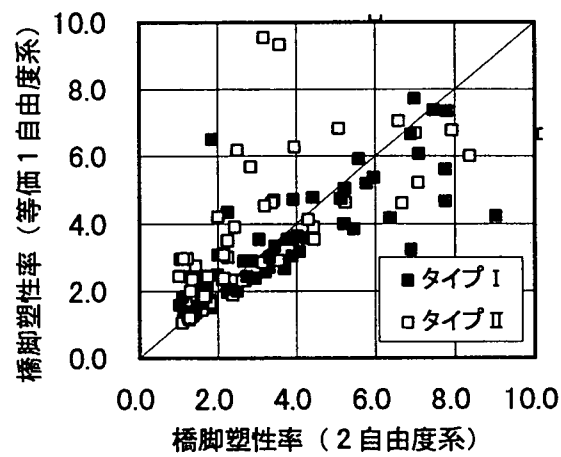


(c) $P_y/W=0.6$

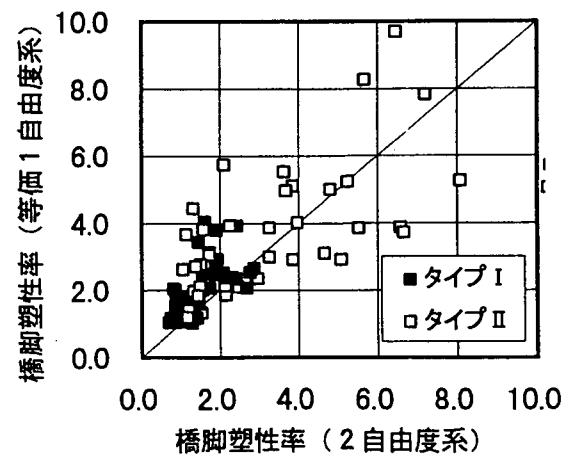
図-17.2 2自由度系と等価1自由度系における橋脚の応答塑性率の関係
(Ⅱ種地盤 $T_p \leq T_{beq} \leq 3T_p$)



(a) $P_y/W=0.2$



(b) $P_y/W=0.4$



(c) $P_y/W=0.6$

図-17.3 2自由度系と等価1自由度系における橋脚の応答塑性率の関係
(Ⅲ種地盤 $T_p \leq T_{beq} \leq 3T_p$)

4. 免震支承－橋脚系の動的応答特性の評価

4. 1 免震支承－橋脚系の応答特性の推定法について

3章により、免震支承－橋脚系の地震時の橋脚の応答塑性率はこれと等価な非線形1自由度系により、精度良く推定が可能であることが示された。ここでは、さらに簡易的な応答評価法として、Newmark⁸⁾らが示したエネルギー一定則を拡張することによって、免震支承－橋脚系の応答特性を推定する方法について検討する。

エネルギー一定則とは、弾塑性復元力特性を有する1質点系構造物が地震動を受けた場合には、弾塑性応答と弾性応答の両者の入力エネルギーがほぼ同量になるという考え方に基づく静的な解法である。この考えを用いた場合には、図-18に示すように、降伏耐力 P_y の非線形履歴特性を有する構造物に弾性応答水平力 P_E の地震動が作用したとき、構造物の最大応答変位が δ_u とすると、 δ_E までに蓄えられる弾性ひずみエネルギー（三角形OABの面積に相当）と δ_u までに蓄えられるエネルギー（四角形OCDEの面積に相当）がほぼ同量となることから、次式が成り立つ。

$$P_y = \frac{P_E}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (4-1)$$

ここに、

P_y : 降伏耐力

P_E : 弾性応答水平力

μ : 応答塑性率 $= \delta_u / \delta_y$

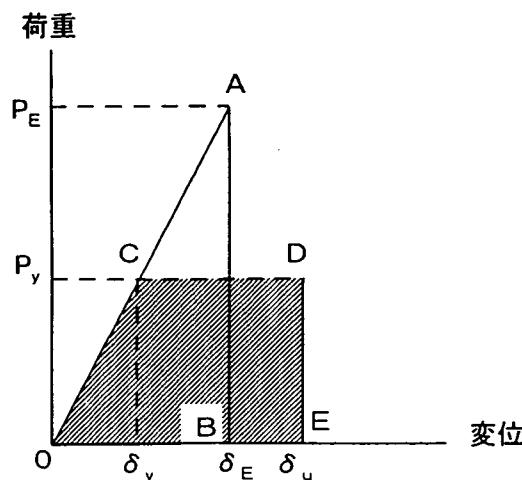


図-18 エネルギー一定則の概念図

式(4-1)は、1自由度系に対するエネルギー一定則を表している。そこで、図-19に示すように免震支承-橋脚系を3章と同様に等価な1自由度系に変換し、免震支承-橋脚系全体のシステムとしての弾性応答エネルギーが免震支承の等価弾性エネルギーと橋脚の弾塑性応答エネルギーの和に等しいとして、エネルギー一定則を求めると次式となる。本稿では、これをシステムエネルギー一定則と呼ぶ。

$$\frac{P_{Em}^2}{2 \cdot K_{eq}} = \frac{P_y^2}{2 \cdot K_{p1}} + (\mu_p - 1) \cdot \frac{P_y^2}{K_{p1}} + \frac{\left(\frac{W_u}{W}\right)^2 \cdot P_y^2}{2 \cdot K_{beq}} \quad (4-2)$$

ここに、

P_{Em} : 免震支承-橋脚系を等価な1自由度系とした場合の弾性応答水平力

P_y : 橋脚の降伏耐力

μ_p : 橋脚の応答塑性率

K_{eq} : 免震支承-橋脚系の合成剛性

K_{p1} : 橋脚の1次剛性

K_{beq} : 支承の等価剛性

W : 桁と橋脚の合計重量 = $W_u + W_p$

W_u : 桁の重量

W_p : 橋脚の重量

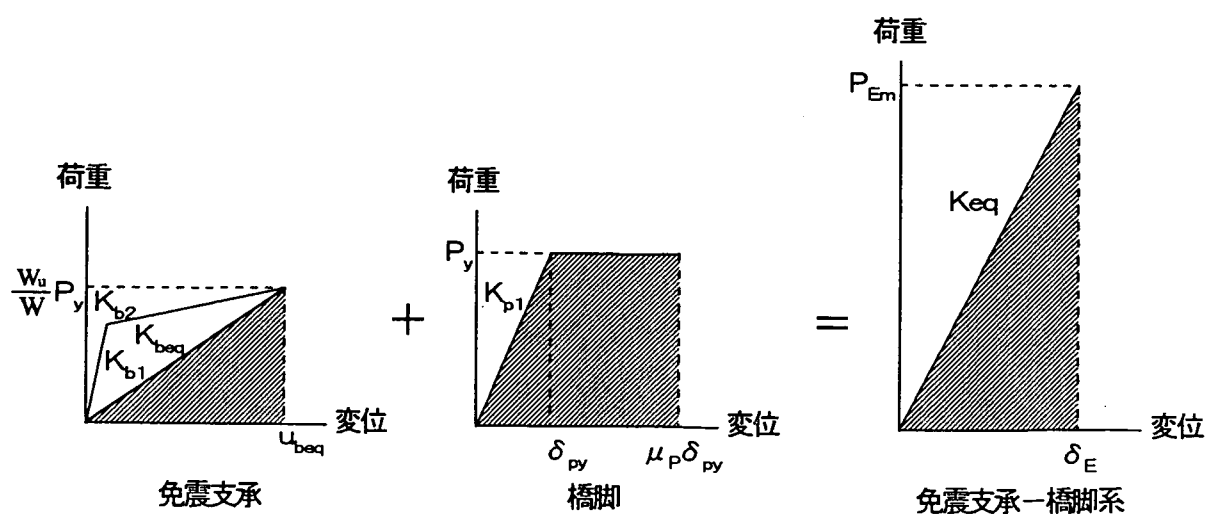


図-19 免震支承-橋脚系のシステムエネルギー一定則の概念図

式(4-2)において、橋脚の降伏耐力 P_y 、橋脚の1次剛性 K_{p1} 、支承の等価剛性 K_{beq} 、桁の重量 W_u および橋脚の重量 W_p が既知とすると、免震支承-橋脚系の合成剛性 K_{eq} および減衰を考慮した弾性応答水平力 P_{Em} が求まれば、橋脚の応答塑性率が求まる。

ここで、免震支承-橋脚系の合成剛性 K_{eq} および、支承の等価剛性 K_{beq} は、3章と同じく次式により求まる。

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_{beq} \cdot \left(\frac{W}{W_u}\right)} + \frac{1}{K_{p1}} \quad (4-3)$$

$$K_{beq} = \frac{K_{b2} \cdot P_y \cdot \left(\frac{W_u}{W}\right)}{P_y \cdot \left(\frac{W_u}{W}\right) + Q_y \cdot \frac{(K_{b2} - K_{b1})}{K_{b1}}} \quad (4-4)$$

減衰を考慮した弾性応答水平力 P_{Em} については、以下の2通りの方法について検討する。

(a)CD法

減衰による応答低減の推定法として、道路橋示方書に示される橋の減衰定数 h_{eq} に基づく補正係数 c_D を用いる。

$$c_D = \frac{15}{40 \cdot h_{eq} + 1} + 0.5 \quad (4-5)$$

ここで、橋の減衰定数 h_{eq} および、支承の等価減衰定数 h_{beq} は、3章と同じく次式により求められる。

$$h_{eq} = \frac{K_{beq} \cdot u_{beq}^2 \cdot \left\{ h_{beq} + h_p \cdot \left(\frac{K_{beq}}{K_{p1}}\right) \cdot \left(\frac{W}{W_u}\right)^2 \right\}}{K_{beq} \cdot u_{beq}^2 \cdot \left\{ 1 + \frac{K_{beq}}{K_{p1}} \cdot \left(\frac{W}{W_u}\right)^2 \right\}} \quad (4-6)$$

$$h_{beq} = \frac{2 \cdot Q_d \cdot \left\{ u_{beq} + \frac{Q_d}{(K_{b2} - K_{b1})} \right\}}{\pi \cdot u_{beq} \cdot (Q_d + u_{beq} \cdot K_{b2})} \quad (4-7)$$

したがって、減衰を考慮した弾性応答水平力 P_{Em} については、次式となる。

$$P_{Em} = c_D \cdot P_E \quad (4-8)$$

ここに

P_{Em} : 免震支承-橋脚系の減衰を考慮した弾性応答水平力

P_E : 免震支承-橋脚系の弾性応答水平力 $= S_0 \cdot (W_u + W_p) / g$

S_0 : 道路橋示方書V編6.3に規定される標準加速度応答スペクトル

c_D : 橋の減衰定数 h_{eq} よりCD法に基づいて求められる補正係数

(b) S A 法

免震支承－橋脚系の合成剛性 K_{eq} と橋の減衰定数 h_{eq} とを用いた線形 1 自由度系に対して、線形加速法による動的解析を行い応答加速度 S_A を求める。同様にして、減衰定数 h_{eq} が 0.05 における応答加速度 S_0 を求

め、次式により求められる c_s を減衰に基づく補正係数として用いる。この時、補正係数は地震動タイプ別、地盤種別ごとに各 3 波の地震動波形を用いて動的解析を行い、各 3 波の平均値を用いた。

$$c_s = \frac{S_A}{S_0} \quad (4-9)$$

減衰を考慮した弾性応答水平力 P_{Em} については、次式となる。

$$P_{Em} = c_s \cdot P_E \quad (4-10)$$

ここに

P_{Em} : 免震支承－橋脚系の減衰を考慮した弾性応答水平力

P_E : 免震支承－橋脚系の弾性応答水平力 $= S_0 \cdot (W_u + W_p) / g$

S_0 : 道路橋示方書 V 編 6. 3 に規定される標準加速度応答スペクトル

c_s : 橋の減衰定数 h_{eq} より S A 法に基づいて求められる補正係数

4. 2 推定法による動的応答特性の検討結果

図-20.1～図-20.3は、横軸に非線形2自由度系の動的解析から求められる橋脚の応答塑性率を、縦軸に簡易推定法のうちCD法により求められた応答塑性率をとり、その関係を示したものである。ただし、通常の設計を考慮して支承の等価固有周期 T_{beq} が橋脚の1次固有周期 T_p より大きい条件に限定して図示している。

図-20.1のⅠ種地盤の図に着目すると、タイプⅠ地震動、タイプⅡ地震動ともに、簡易推定法における値のほうが動的解析結果より大きな値を示す傾向にある。図-20.2、図-20.3はⅡ種地盤、Ⅲ種地盤の図であるが、ほぼ図-20.1のⅠ種地盤と同様の傾向を示す。

図-21.1～図-21.3は、横軸に非線形2自由度系の動的解析から求められる橋脚の応答塑性率を、縦軸に簡易推定法のうちSA法により求められた応答塑性率をとり、その関係を示したものである。同一条件における、図-20.1(a)と図-21.1(a)の比較より、SA法のほうが動的解析と一致しているのが分かる。このように簡易推定法のうちCD法とSA法を比較すると、SA法のほうが動的解析と一致する傾向にあり、特にタイプⅠ地震動のⅡ種地盤において顕著である。この理由としては、式(4-5)の補正係数 c_D を用いるより、免震支承-橋脚系を非線形1自由度系とみなして動的解析を行って求められる補正係数 c_s のほうが、本解析で用いた3波の動的解析を適切に表現しているためと思われる。

簡易推定法のうちSA法により求められた応答塑性率と動的解析により求められた応答塑性率の比 β を、次式で定義する。

$$\beta = \frac{\text{SA法により求められた応答塑性率}}{\text{動的解析により求められた応答塑性率}} \quad (4-11)$$

β はSA法により求められる応答塑性率の推定精度を見たものであるが、図-22.1～図-22.6は β を等高線図にまとめたものである。各図の横軸は橋脚の固有周期 T_p を、縦軸は支承の等価固有周期 T_{beq} を示しており、各図における直線は T_p と T_{beq} の比が1:1、1:2、1:3の線を示している。

図-22.1のタイプⅠ地震動のⅠ種地盤の図に着目すると、応答塑性率の推定精度は T_p と T_{beq} の組み合わせにより変化しているのが分かる。傾向としては、 $P_y/W=0.2$ 、 0.4 の場合には、橋脚の固有周期 T_p が短く支承の等価固有周期 T_{beq} が長い場合に、SA法により求められる応答塑性率の値が大きく評価される。一方、 $P_y/W=0.6$ の場合には、 $Q_y/P_y=0.3$ 、 0.5 、 0.8 のいずれの図においても β の値はほぼ1.0を示しており、SA法により求められる応答塑性率の推定精度は良い。タイプⅠ地震動のⅡ種地盤、Ⅲ種地盤の場合について図-22.2、図-22.3を見ると、 β の値はⅠ種地盤とほぼ同様の傾向を示しているが、 $Q_y/P_y=0.8$ の場合には $P_y/W=0.6$ においてもSA法により求められる応答塑性率の値が大きく評価されるのが分かる。

一方、図-22.4のタイプⅡ地震動のⅠ種地盤の図に着目すると、各図ともタイプⅠ地震動のⅠ種地盤と似たような傾向を示すが、SA法により求められる応答塑性率の精度はタイプⅠ地震動より悪い。また、タイプⅡ地震動のⅡ種地盤、Ⅲ種地盤の場合について図-22.5、図-22.6を見ると、Ⅰ種地盤と同様に各々タイプⅠ地震動のⅡ種地盤、Ⅲ種地盤と似たような傾向を示しているが、 $P_y/W=0.2$ あるいは $Q_y/P_y=0.8$ の条件において推定精度が悪くなることが分かる。

道路橋示方書では、免震橋梁の固有周期は支承固定時の橋脚の固有周期の2倍程度以上に設定することとされていることから、実免震橋梁の T_p と T_{beq} の比は1:1～1:3程度に分布するものと考えられる。図-22.1～図-22.6において、実際の設計に用いられる橋脚の降伏耐力比 $P_y/W=0.4$ 、 0.6 、支承の降伏耐力比 $Q_y/P_y=0.3$ 、 0.5 の条件において、 T_p と T_{beq} の比が1:1～1:3の範囲を見ると、 β の値はおおむね0.5～2.0倍となる。したがって、免震支承-橋脚系の地震時の橋脚の応答塑性率は、これと等価な1自由度系に変換し、システムエネルギー一定則を用いることにより精度良く推定が可能であることが分かる。ただし、橋脚の降伏耐力比 P_y/W が0.2と低い場合や、支承の降伏耐力比 Q_y/P_y が0.8と高い場合には、システムエネルギー一定則による推定精度は低下する傾向にある。

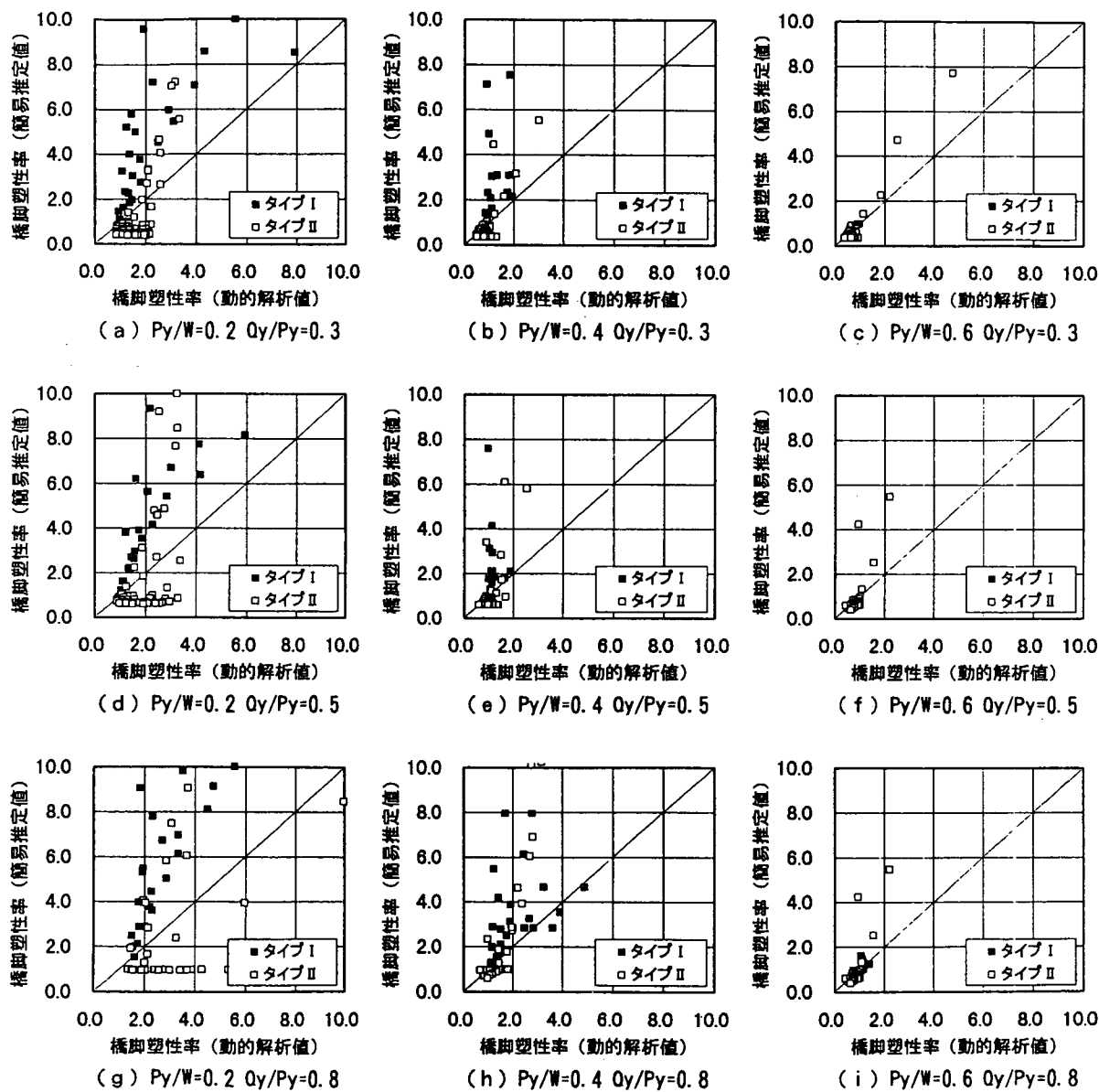


図-20.1 動的解析結果と簡易推定法 (CD法) の比較 I 種地盤

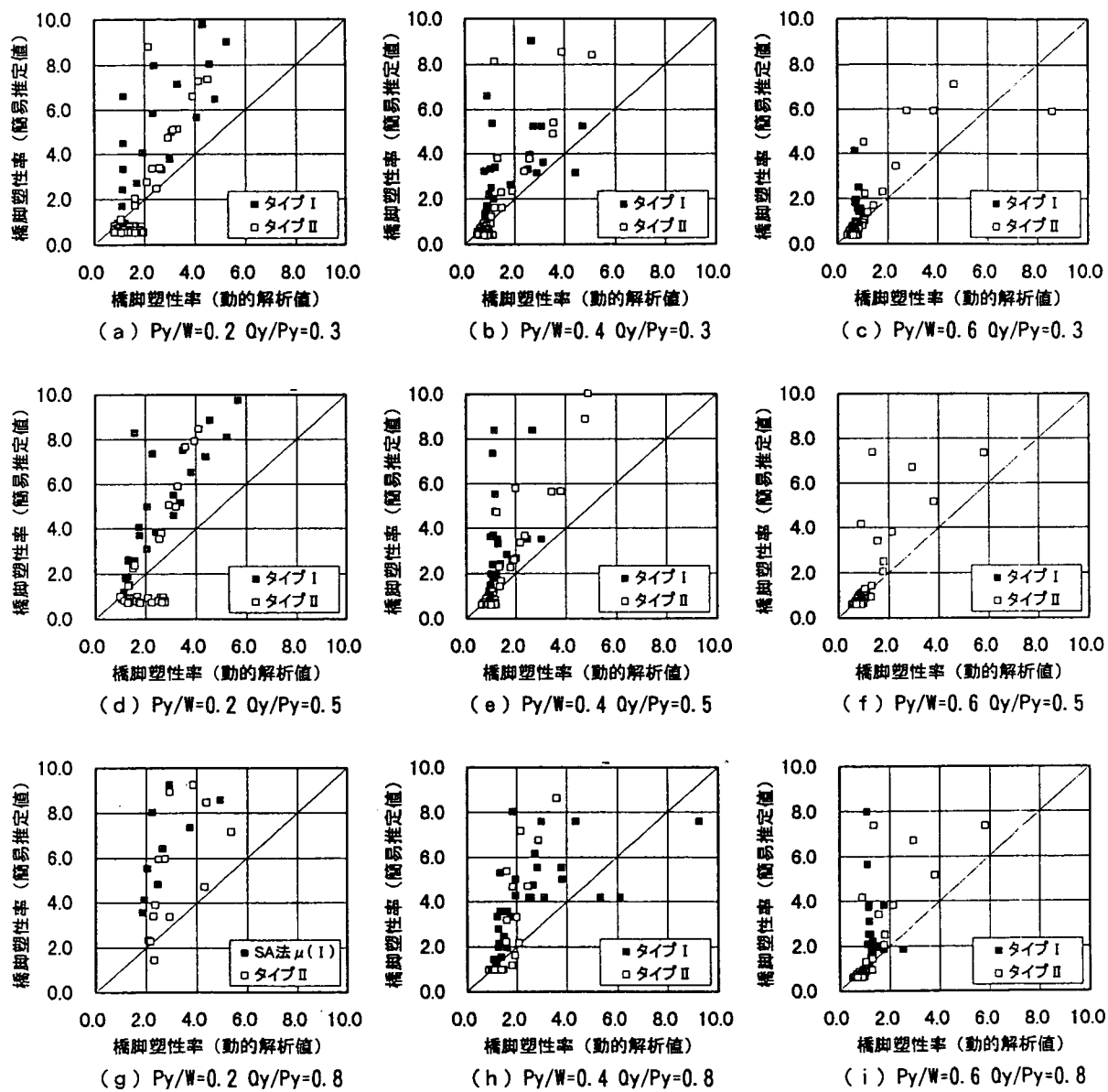


図-20.2 動的解析結果と簡易推定法 (CD法) の比較 II 種地盤

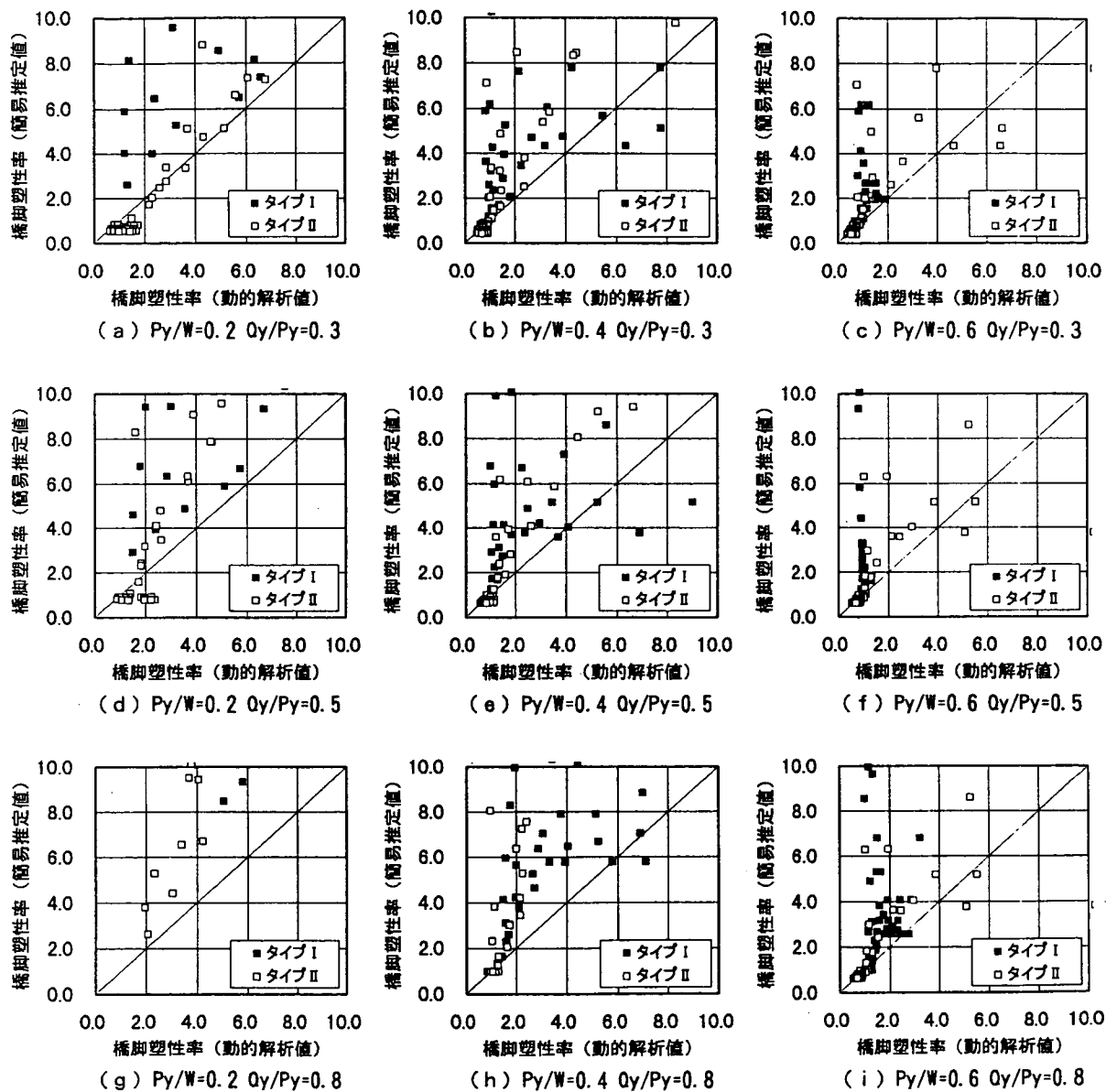


図-20.3 動的解析結果と簡易推定法 (CD法) の比較 Ⅲ種地盤

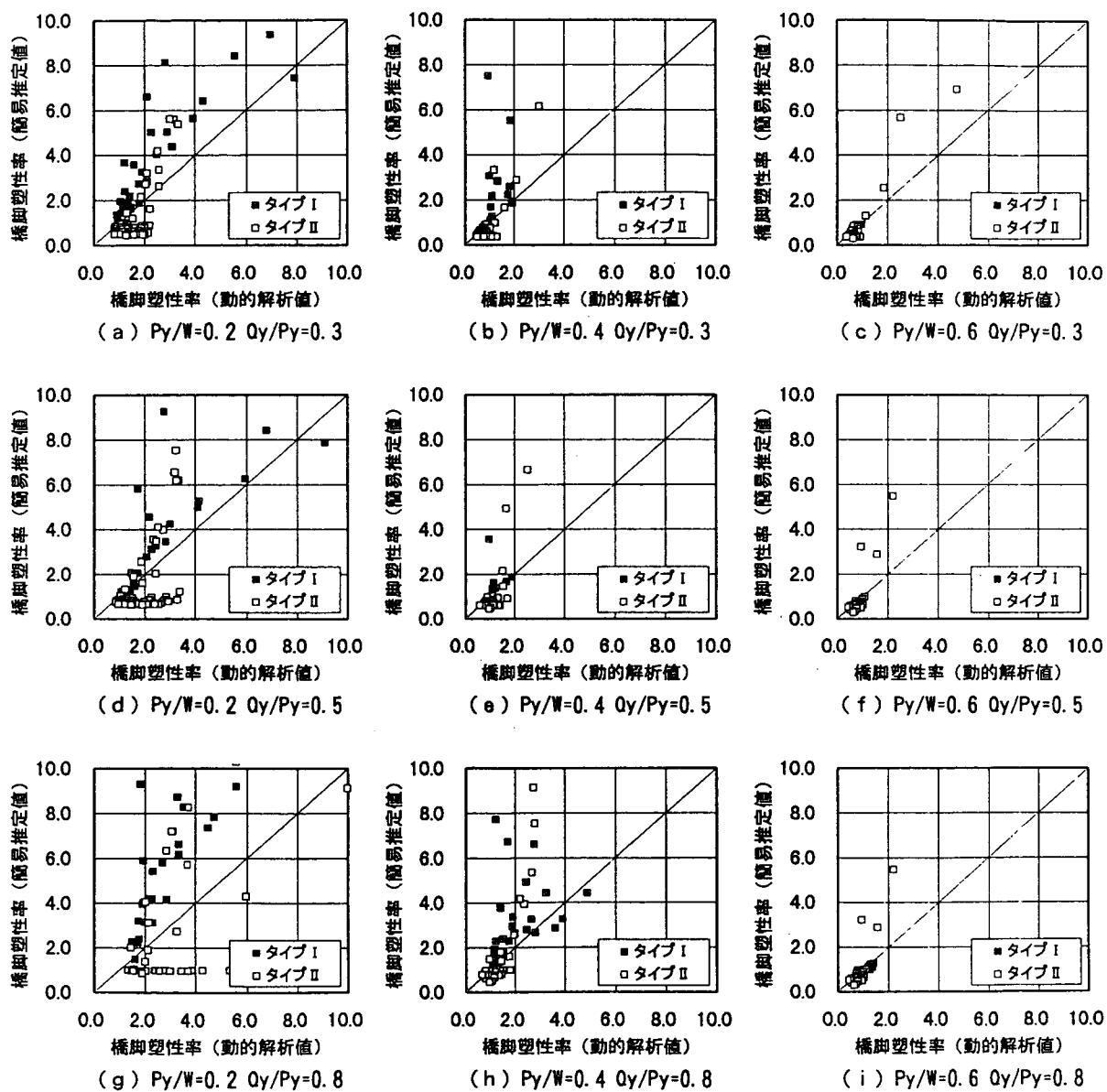


図-21.1 動的解析結果と簡易推定法（SA法）の比較 I種地盤

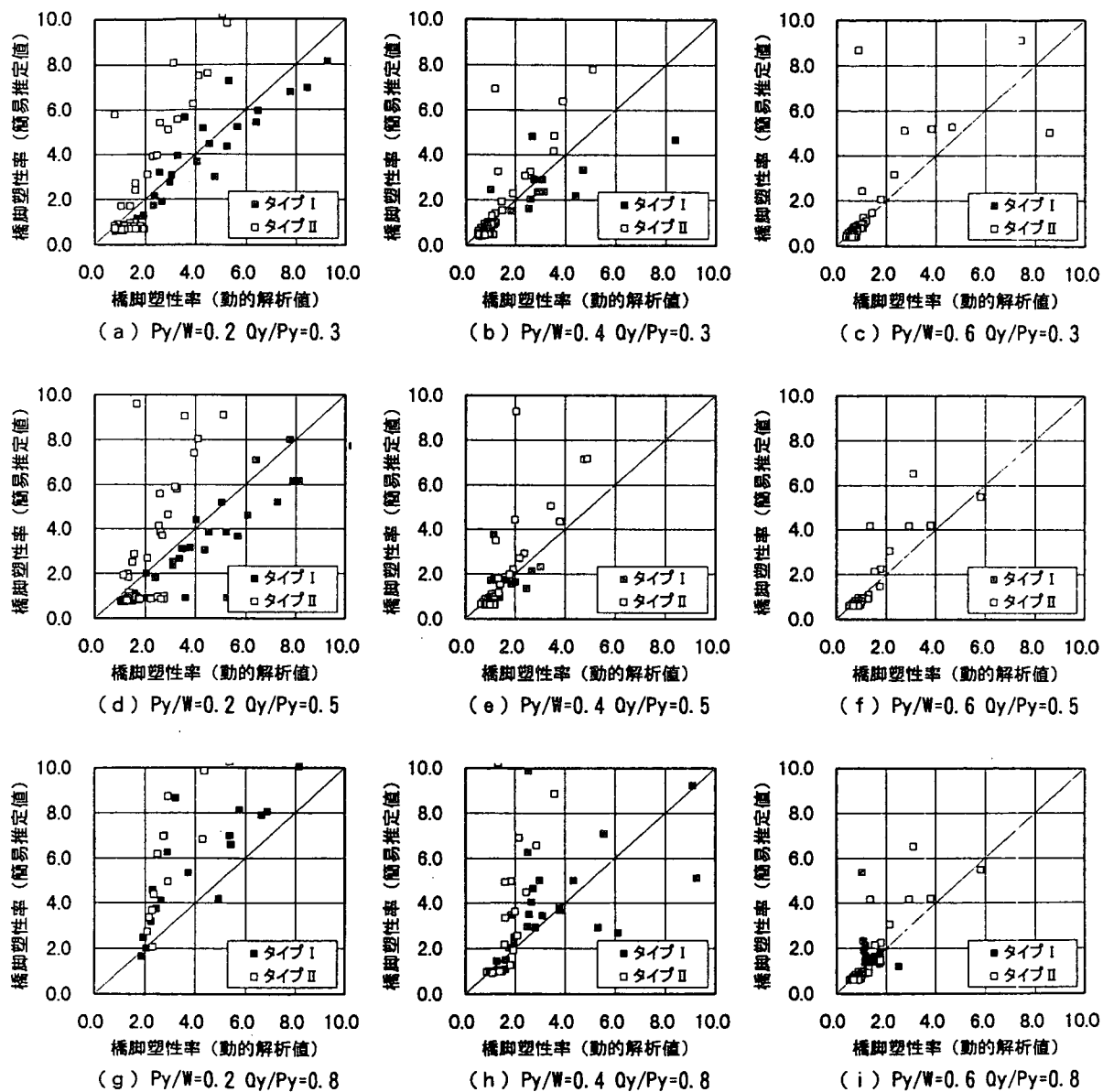


図-21.2 動的解析結果と簡易推定法 (SA法) の比較 II 種地盤

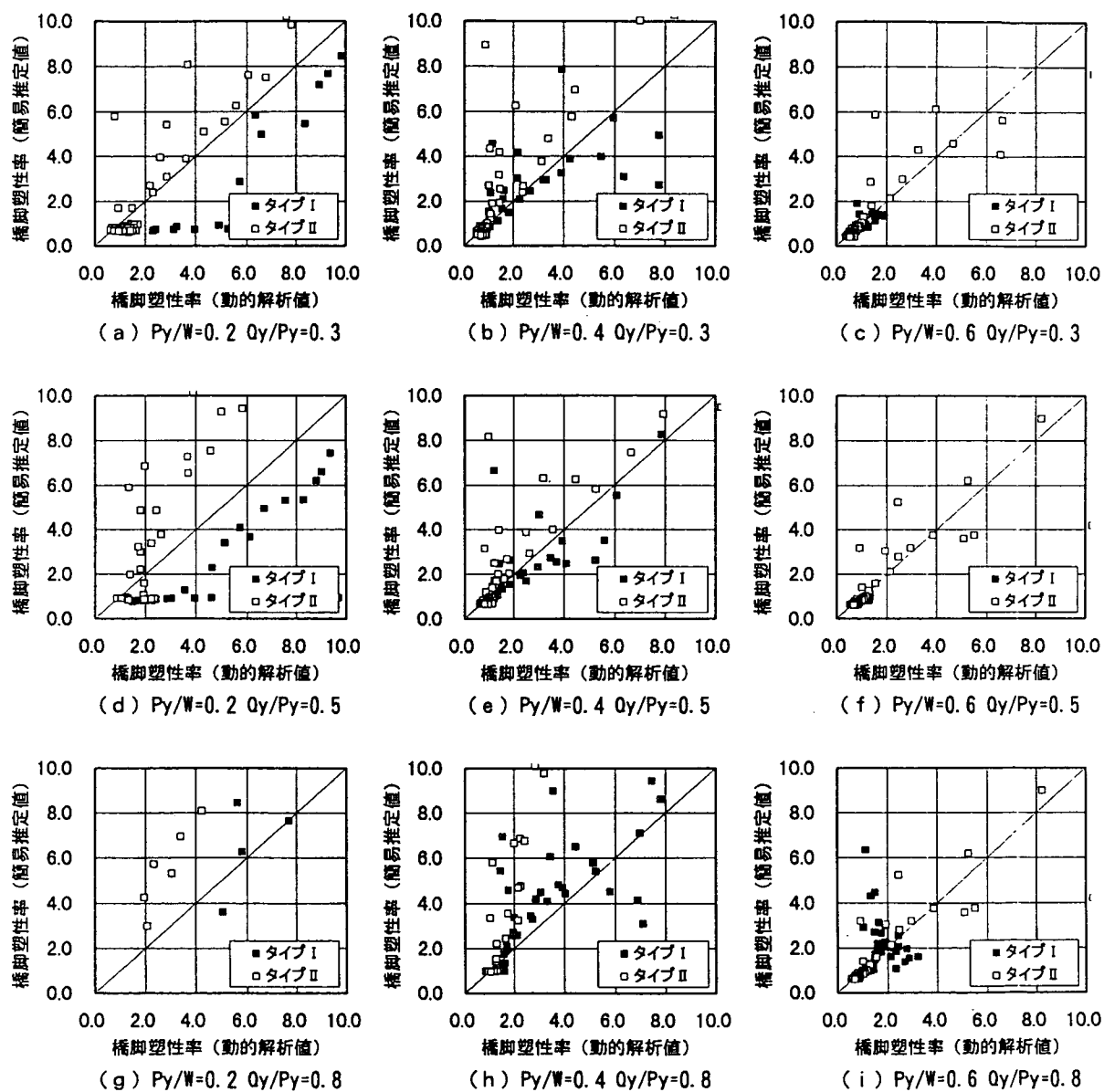


図-21.3 動的解析結果と簡易推定法 (SA法) の比較 Ⅲ種地盤

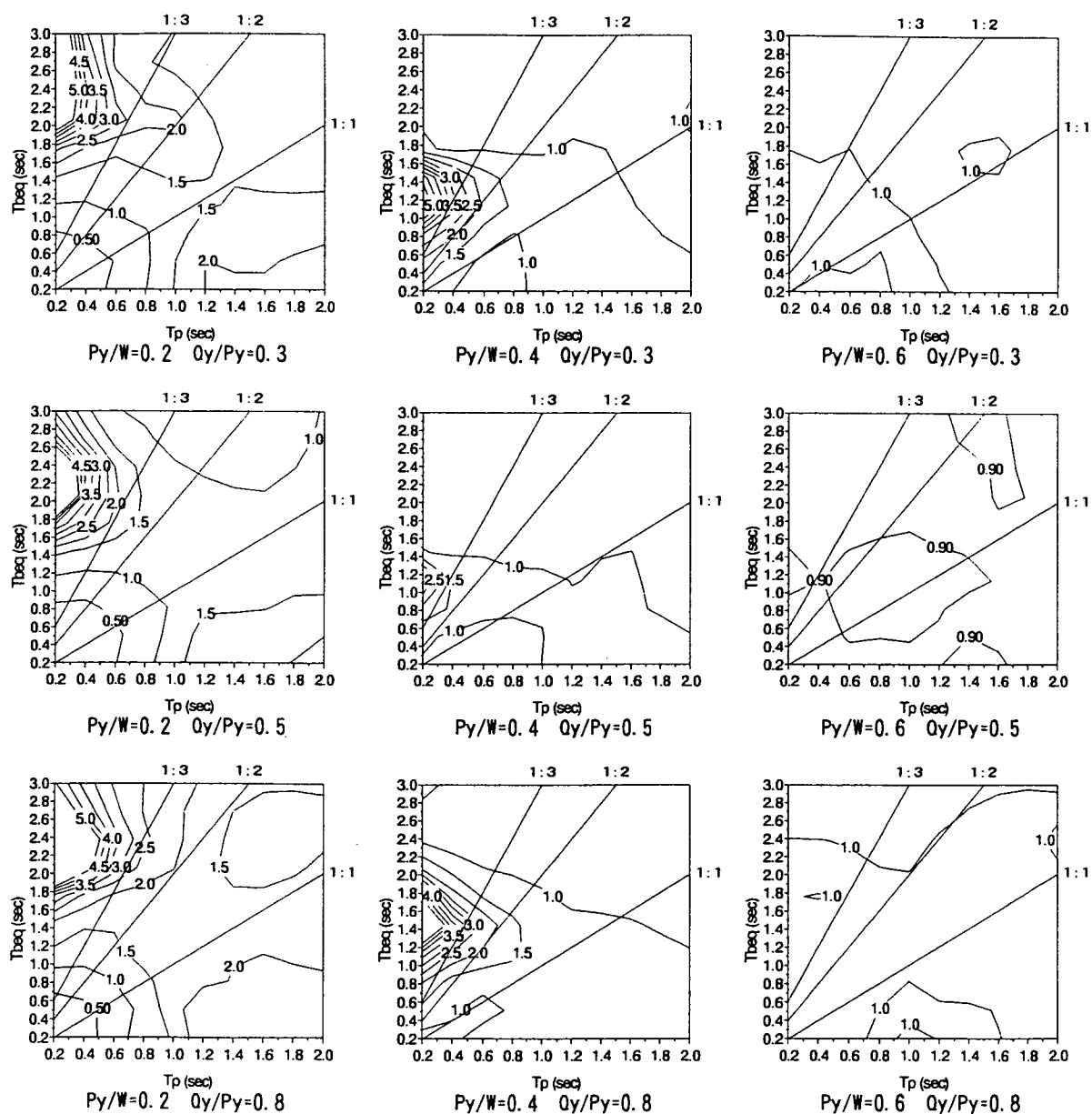


図-22.1 簡易推定法（SA法）の精度 タイプI地震動 I種地盤

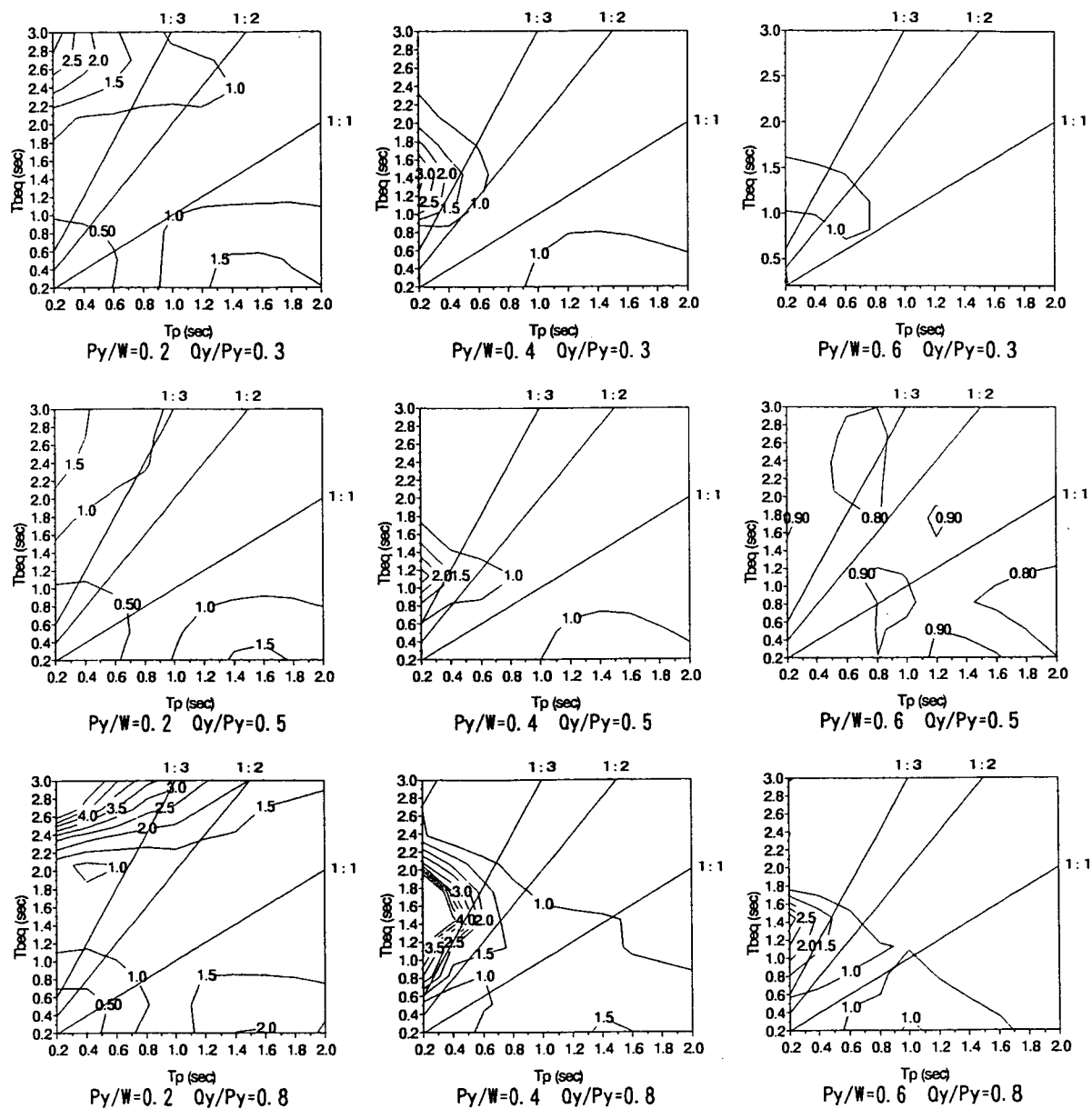


図-22.2 簡易推定法 (SA法) の精度 タイプ I 地震動 II 種地盤

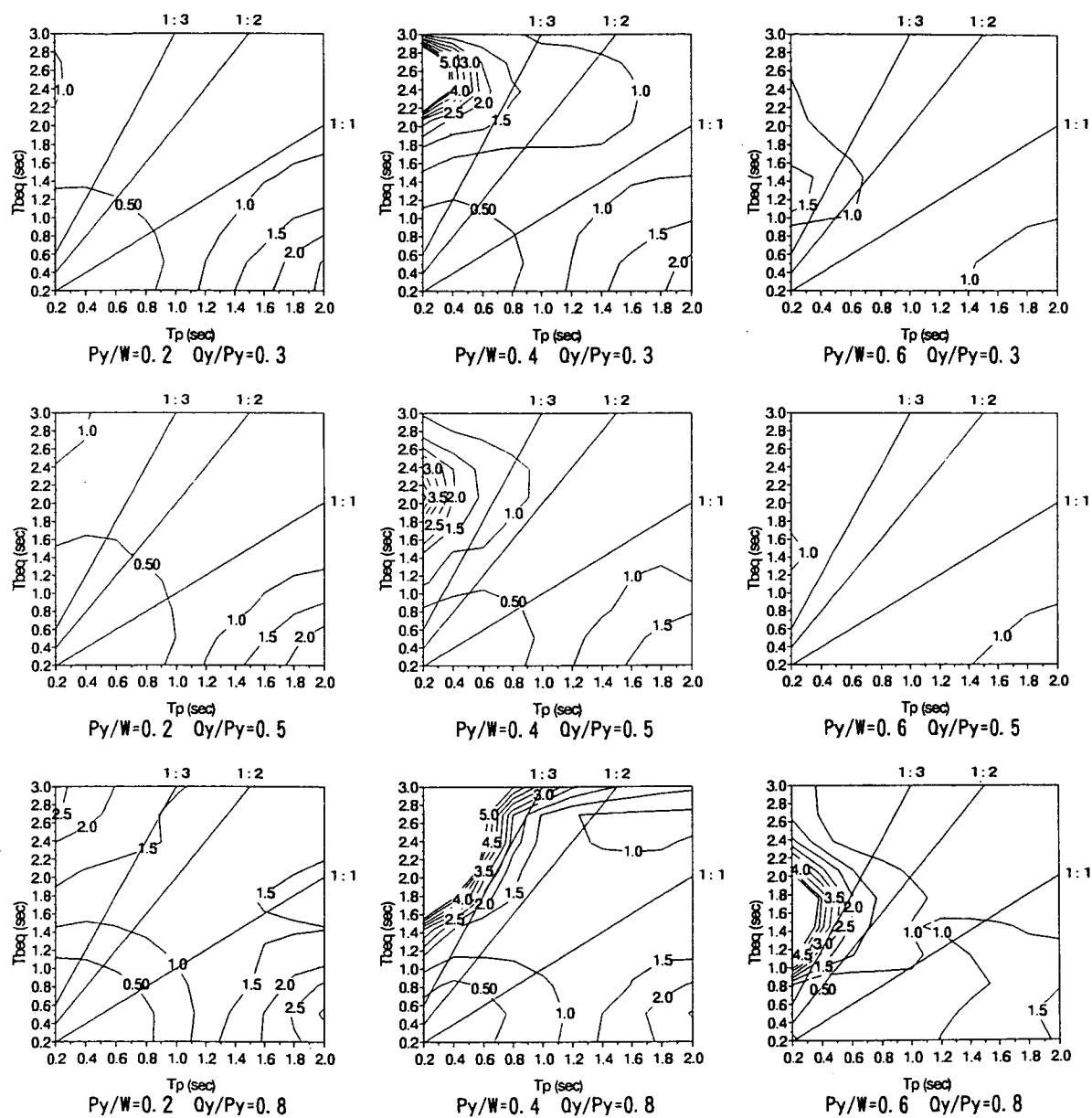


図-22.3 簡易推定法 (S A 法) の精度 タイプ I 地震動 Ⅲ種地盤

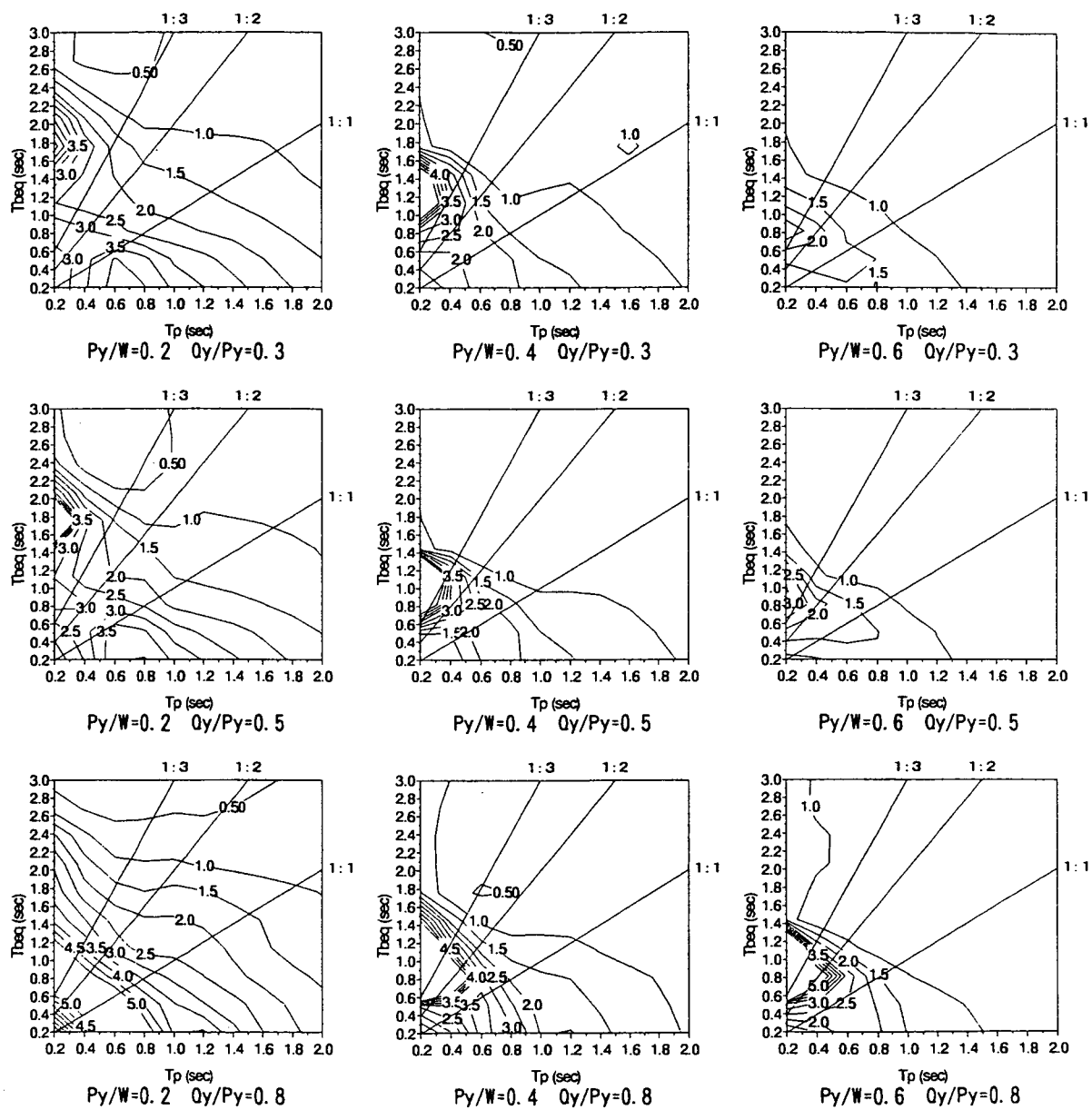


図-22.4 簡易推定法 (SA法) の精度 タイプⅡ地震動 I種地盤

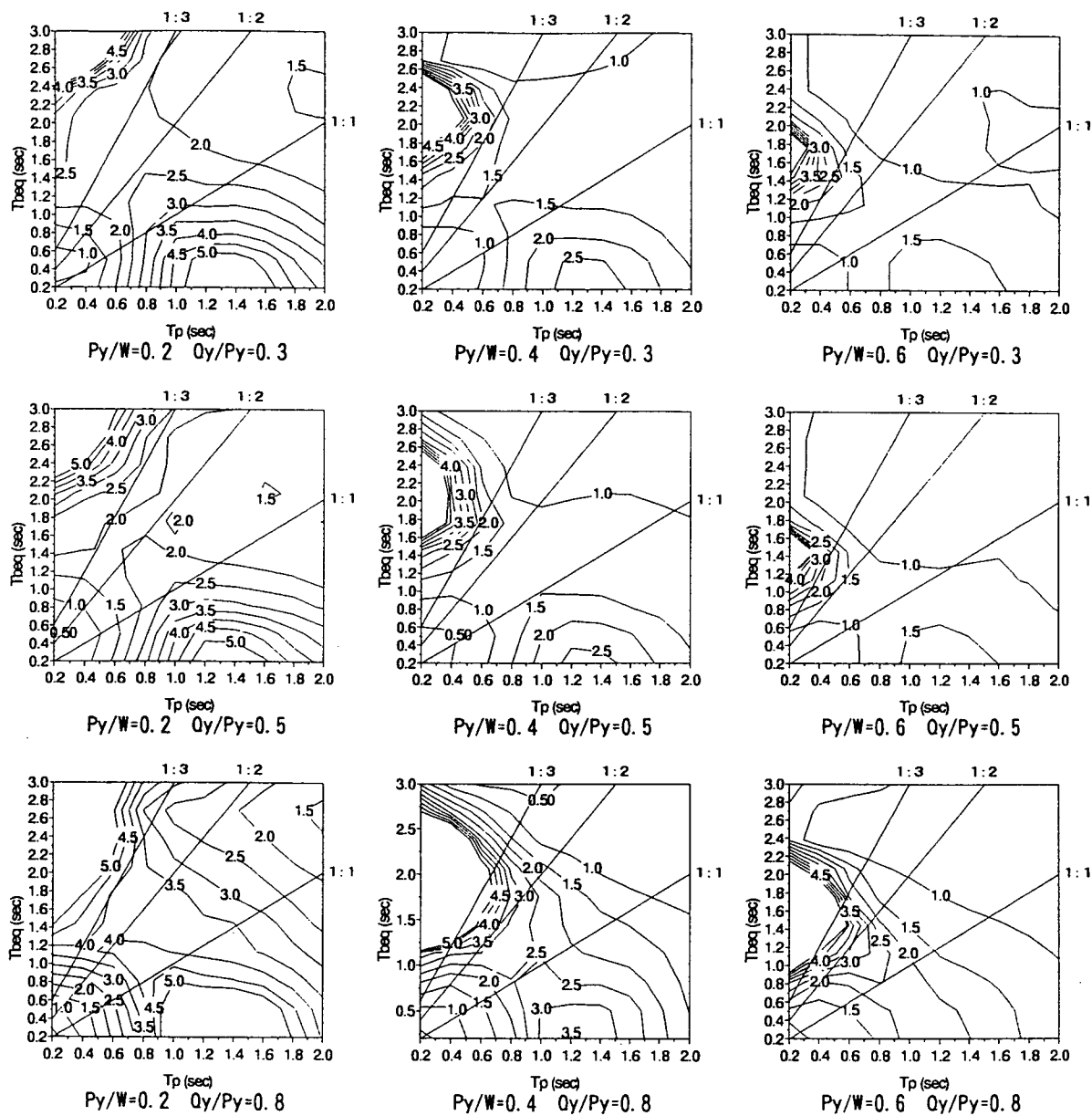


図-22.5 簡易推定法 (SA法) の精度 タイプII地震動 II種地盤

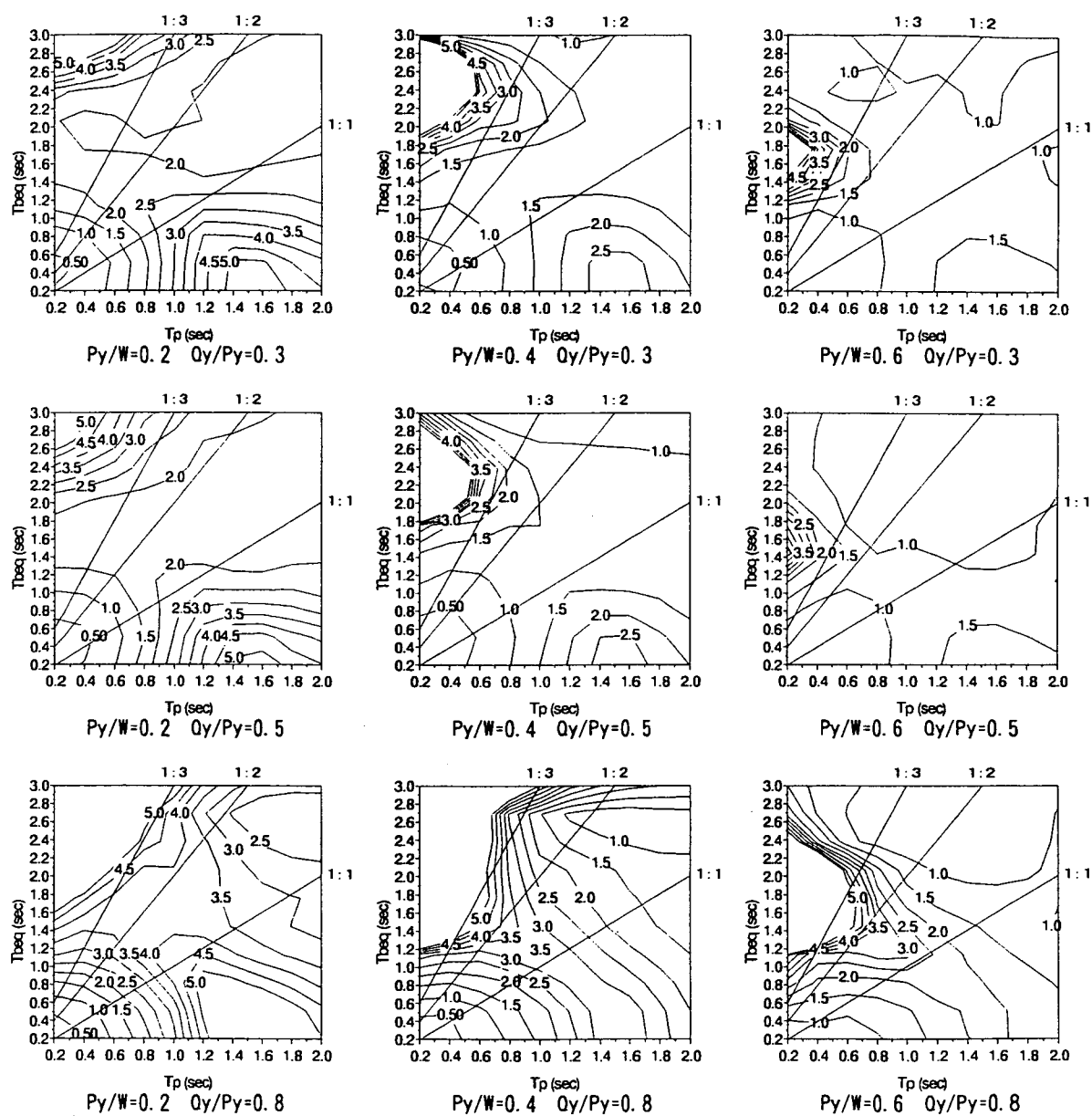


図-22.6 簡易推定法 (SA法) の精度 タイプⅡ地震動 Ⅲ種地盤

5. まとめ

本研究では、支承と橋脚の非線形性を2自由度系の弾塑性モデルに置換し、橋脚の剛性、橋脚の降伏耐力、支承の橋脚に対する耐力比、支承の剛性をパラメータとした動的解析を行い、これらの特性が、構造系の動的応答特性に与える影響について検討を行った。また、免震支承－橋脚系のような非線形2自由度系の地震応答を等価な非線形1自由度系で評価することを目的として、減衰定数、固有周期、降伏耐力をパラメータとした動的解析を行い、非線形2自由度系と比較することにより、等価な非線形1自由度系による応答評価の妥当性について検討を行った。さらに、免震支承－橋脚系を等価な1自由度系に変換し、免震支承－橋脚系全体のシステムとしての弾性応答エネルギーが免震支承の等価弾性エネルギーと橋脚の弾塑性応答エネルギーの和に等しいとするシステムエネルギー一定則を適用した評価手法を提案し、その評価手法の妥当性について検討した。本検討結果をまとめると以下のとおりである。

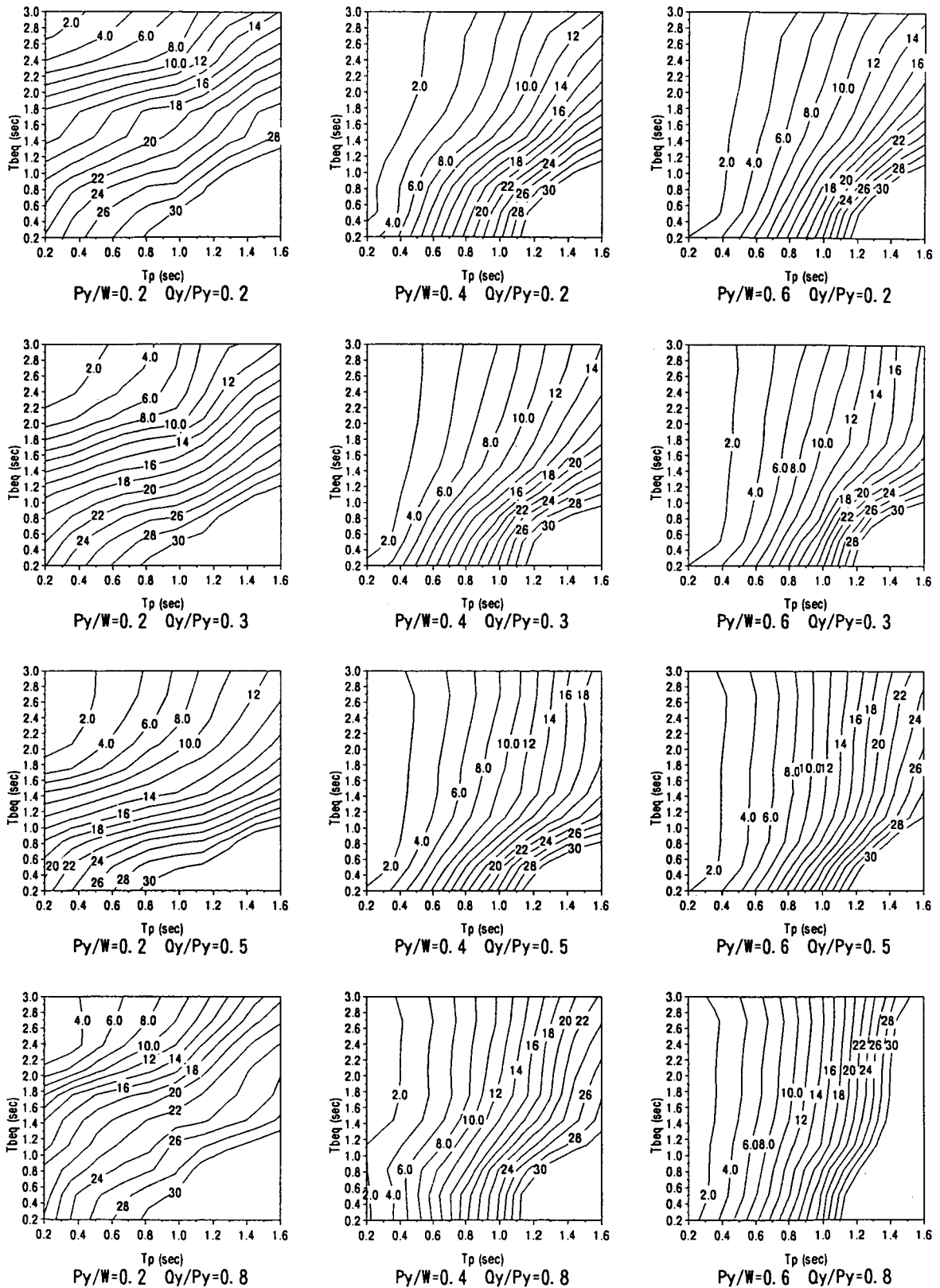
- (1) 免震支承－橋脚系の地震応答特性に与える固有周期の影響を見た場合、橋脚の1次固有周期 T_p や支承の等価固有周期 T_{beq} が短くなると橋脚の応答塑性率が急激に上昇する傾向がある。これは、橋脚の1次固有周期 T_p や支承の等価固有周期 T_{beq} が短くなると、その合成剛性で求まる系全体としての固有周期が短くなるために、免震支承－橋脚系への入力地震動の強度が大きくなるためである。
- (2) 免震支承－橋脚系の地震応答特性に与える橋脚の降伏耐力の影響を見た場合、橋脚の降伏耐力比 P_y/W が小さくなるにしたがい橋脚の応答塑性率が大きくなる。
- (3) 免震支承－橋脚系の地震応答特性に与える支承の降伏耐力の影響を見た場合、支承の降伏耐力比 Q_y/P_y を0.5程度に設定すると橋脚の応答塑性率および橋脚へのエネルギー配分はおおむね最小となる。これは、支承の降伏耐力比 $Q_y/P_y=0.5$ の場合に等価減衰定数が最大になるためと考えられる。
- (4) 免震支承－橋脚系のような非線形2自由度系の動的解析による橋脚の応答塑性率と、本稿で検討した等価な非線形1自由度系のモデルを用いた動的解析による橋脚の応答塑性率の比は、1:1の線を中心として分布しており、免震支承－橋脚系の地震時の橋脚の応答塑性率はこれと等価な非線形1自由度系により、精度良く推定可能である。
- (5) 免震支承－橋脚系のような非線形2自由度系の動的解析による橋脚の応答塑性率とシステムエネルギー一定則による応答塑性率を比較すると、通常の設計で使用される $P_y/W=0.4, 0.6$ 、 $Q_y/P_y=0.3, 0.5$ の場合においては両者の応答塑性率の比は0.5～2.0倍となる。

参考文献

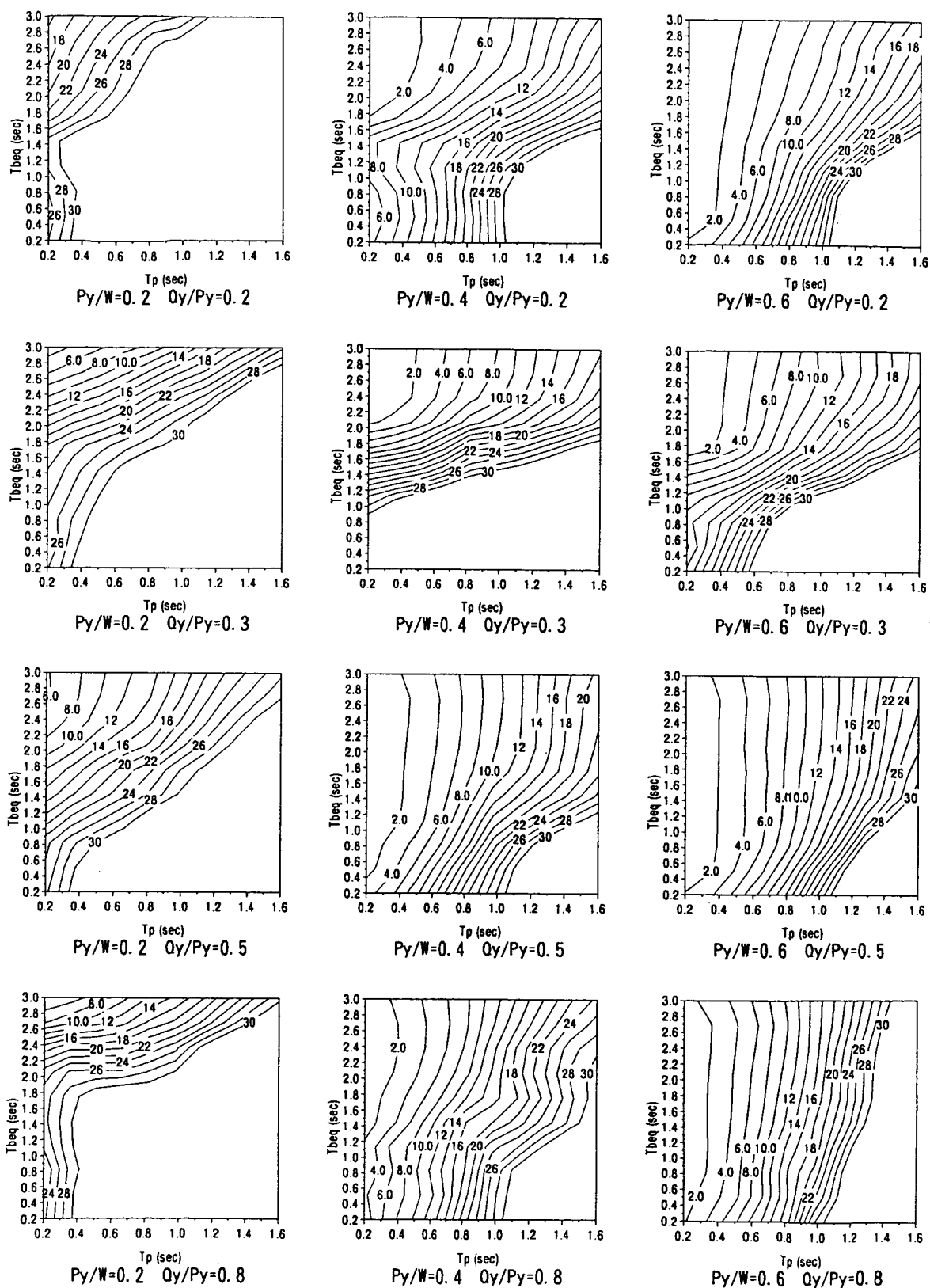
- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編、1996年12月
- 2) 庄司学、川島一彦、飯山かほり：橋梁の免震設計に用いる支承の降伏強度および等価固有周期の設定、第24回地震工学研究発表会講演論文集、1997年7月
- 3) 謝嬋娟、山下幹夫：免震橋梁の大規模地震時の等価水平震度設定に関する一提案、土木学会第52回年次学術講演会講演概要集、1997年9月
- 4) 林亜紀夫、成田信之、前田研一：免震橋梁の設計手法における計算精度の向上に関する考察、構造工学論文集、Vol. 43A、1997年3月
- 5) 建設省土木研究所：支承と橋脚に塑性化が生じる場合の橋の地震応答特性、土木研究所資料第3504号、1997年4月
- 6) 土木研究センター：道路橋の免震設計法マニュアル（案）、1993年12月
- 7) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1997年3月
- 8) Veletsos, A. S. and Newmark, N. M. : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc. 2nd WCEE., 1960

付属資料

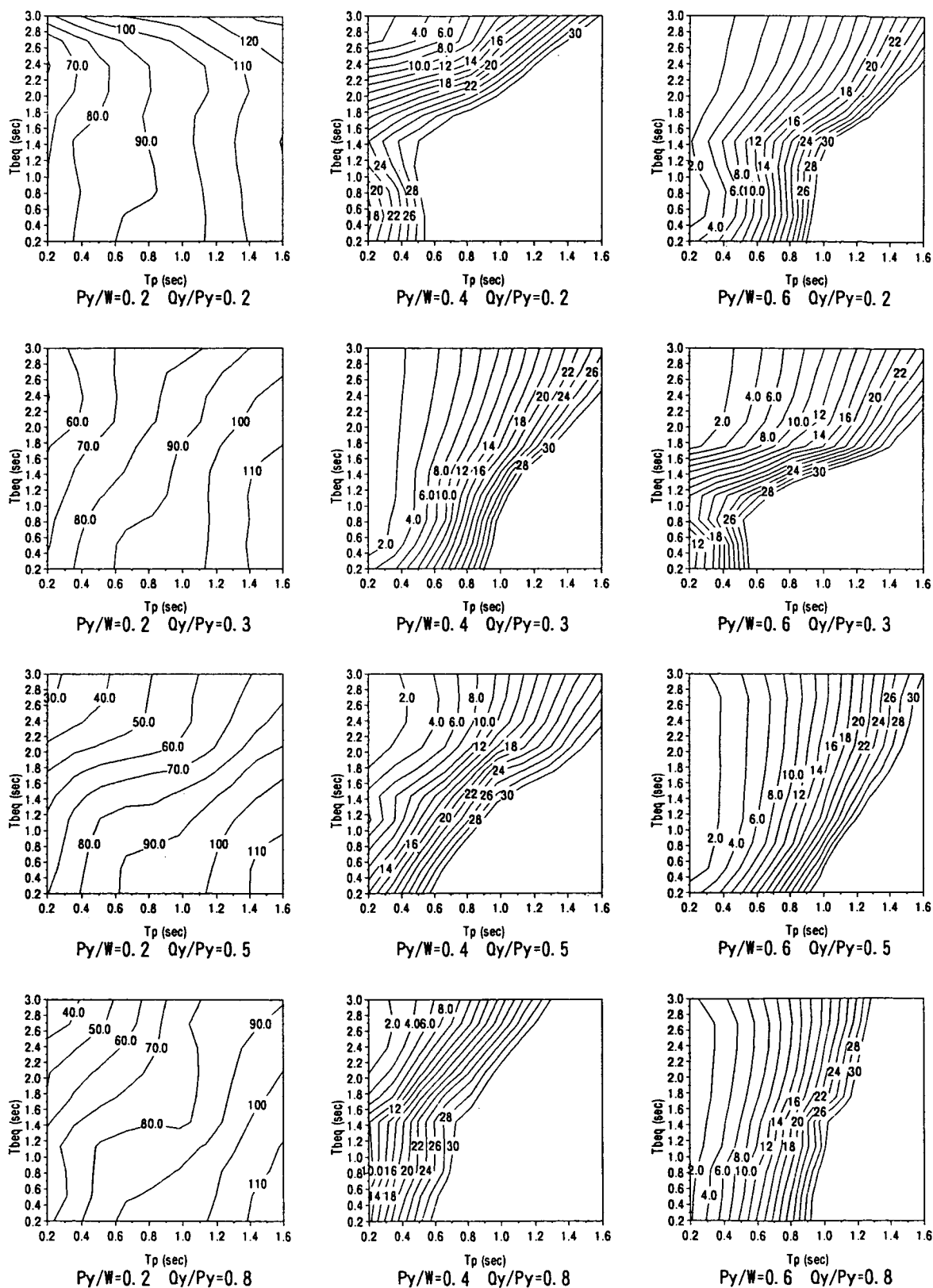
- 付図 1 動的解析結果の等高線図
- 付図 2 橋脚の降伏耐力比と橋脚の応答塑性率
- 付図 3 支承の降伏耐力比と橋脚の応答塑性率
- 付図 4 支承の降伏耐力比と橋脚の累積吸収エネルギー比
- 付図 5 支承固定、水平力分散支承、免震支承における応答塑性率



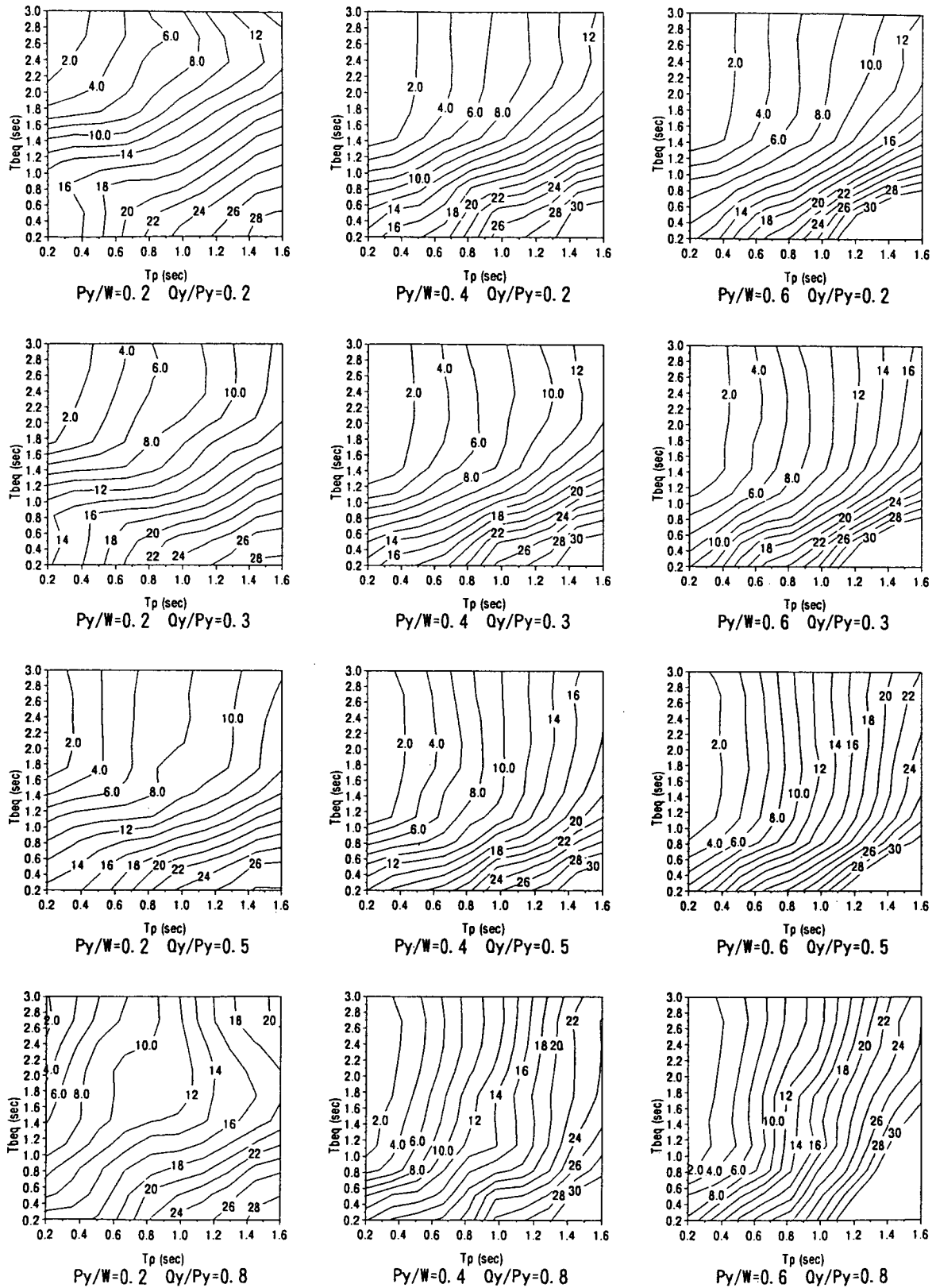
付図- 1.1 橋脚の応答変位(cm) タイプI地震動 I種地盤



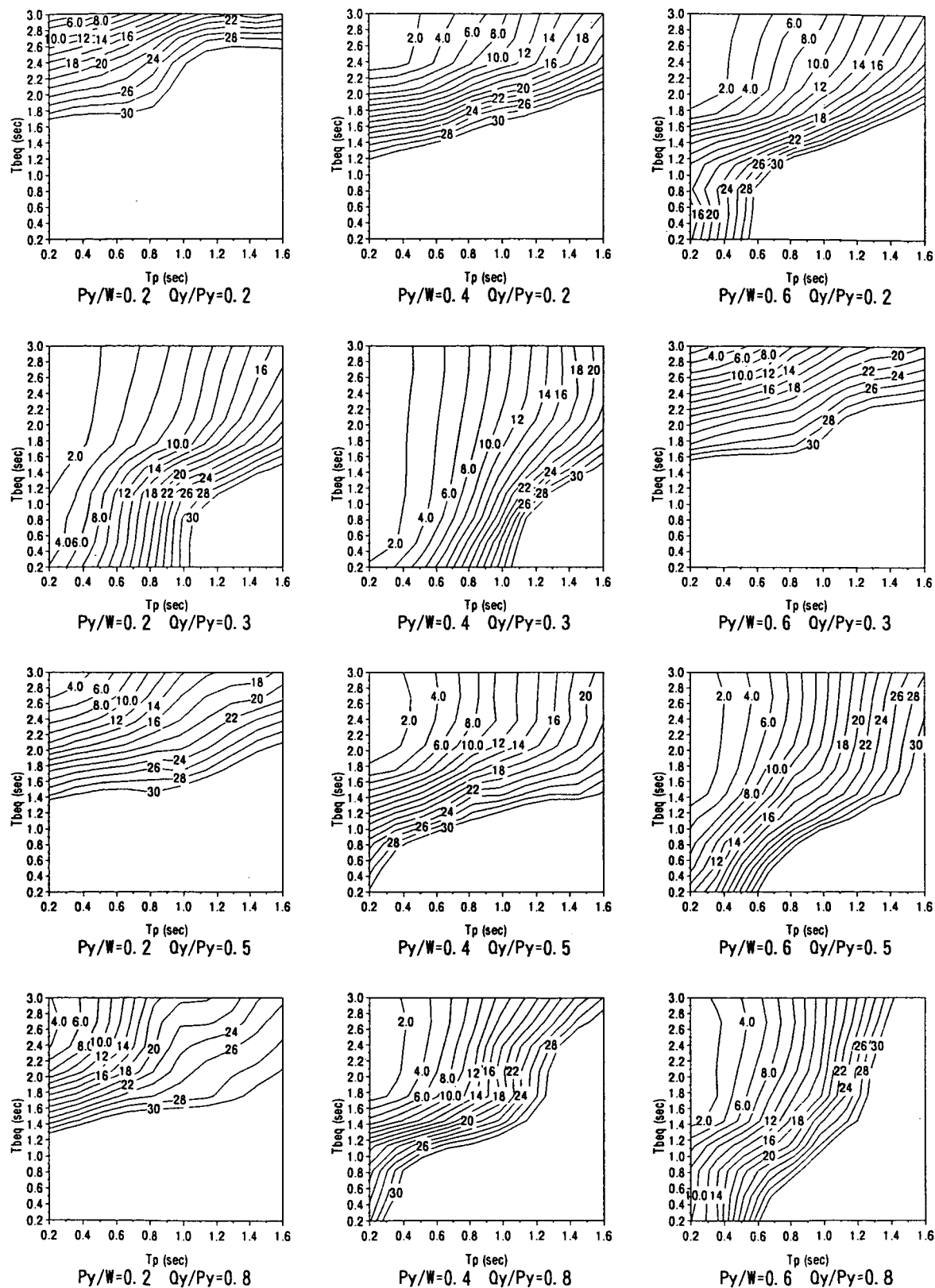
付図- 1.2 橋脚の応答変位(cm) タイプ I 地震動 II 種地盤



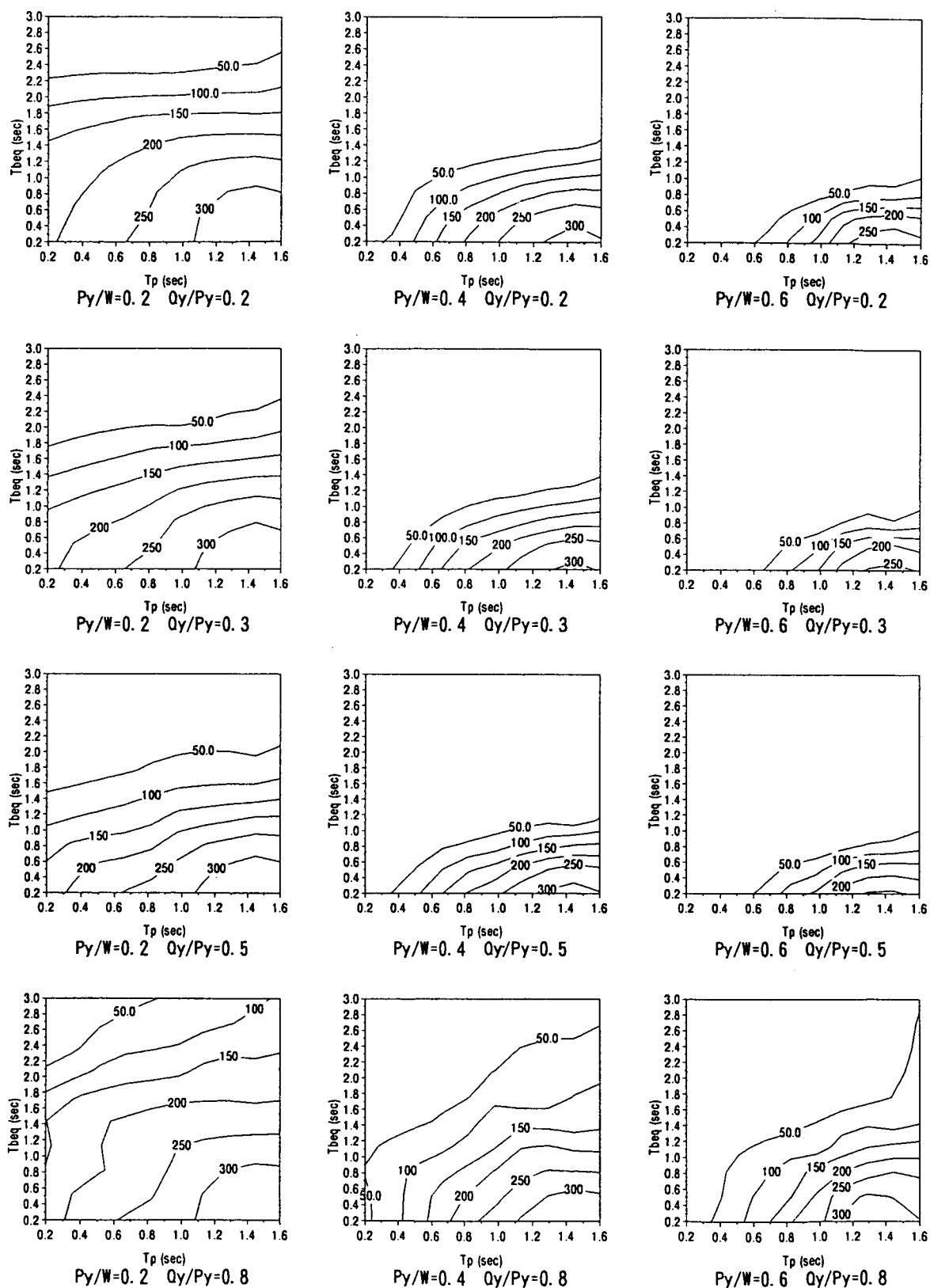
付図- 1.3 橋脚の応答変位(cm) タイプ I 地震動 Ⅲ種地盤



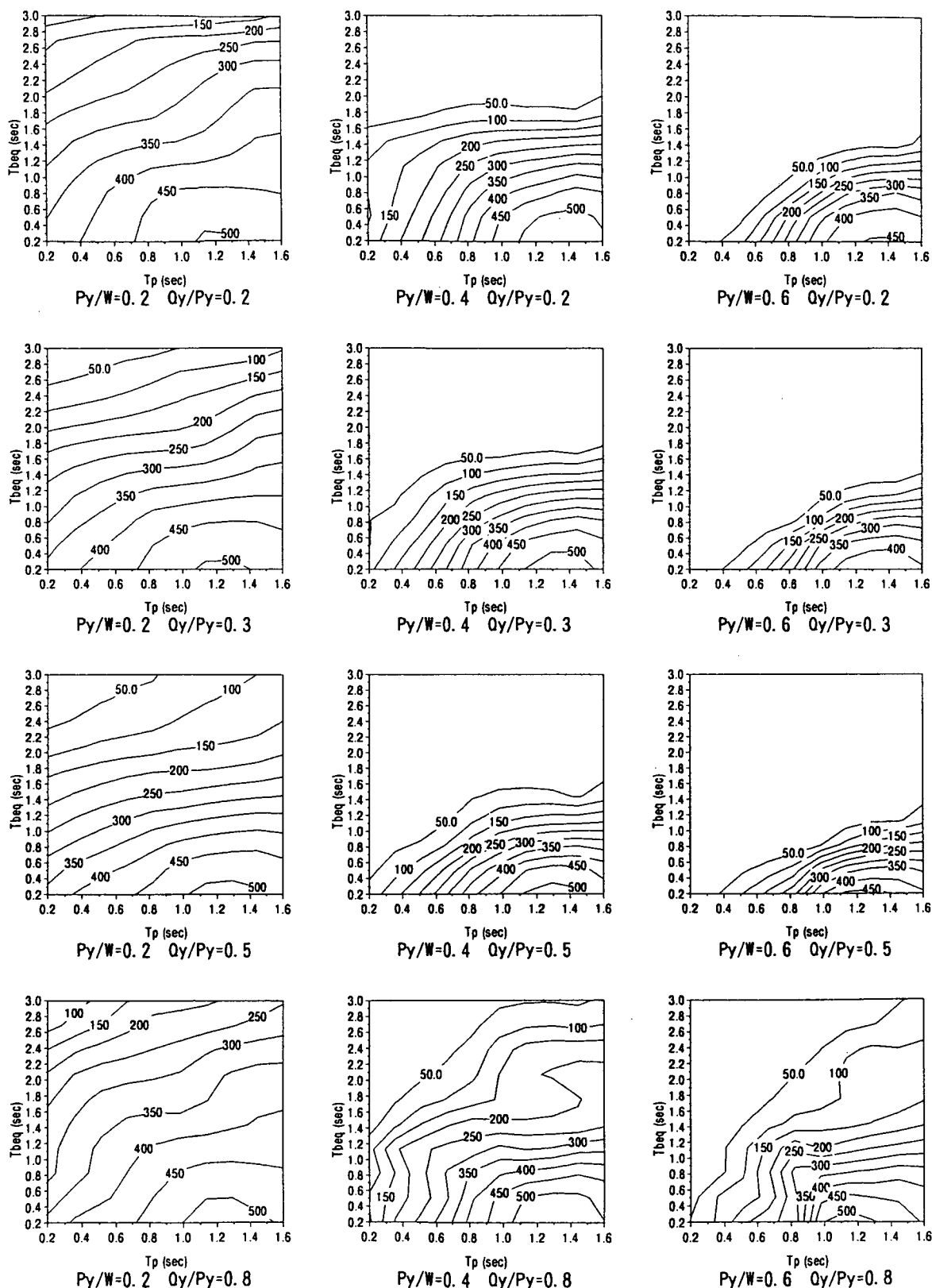
付図- 1.4 橋脚の応答変位(cm) タイプII地震動 I種地盤



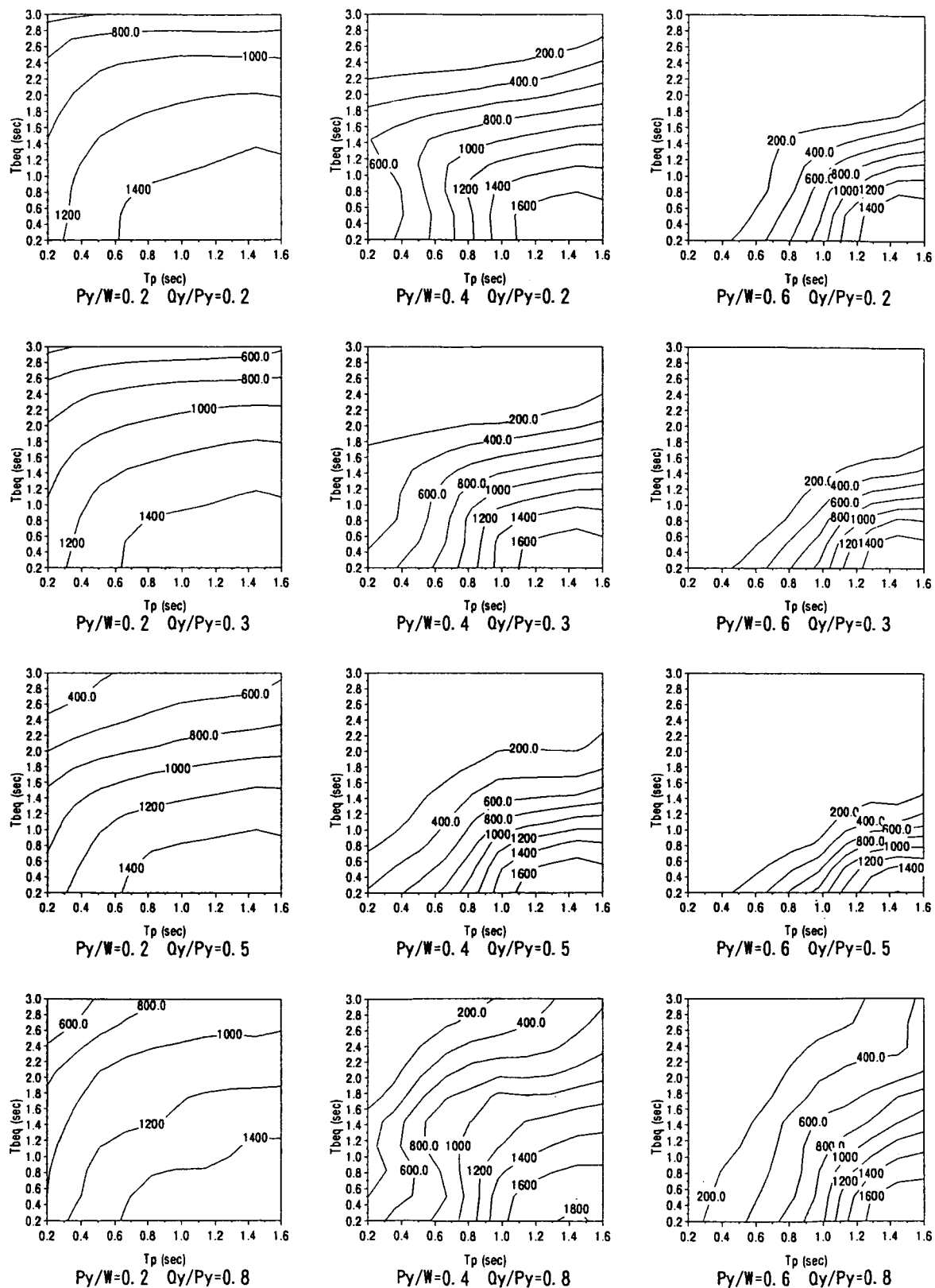
付図- 1.5 橋脚の応答変位(cm) タイプⅡ地震動 Ⅱ種地盤



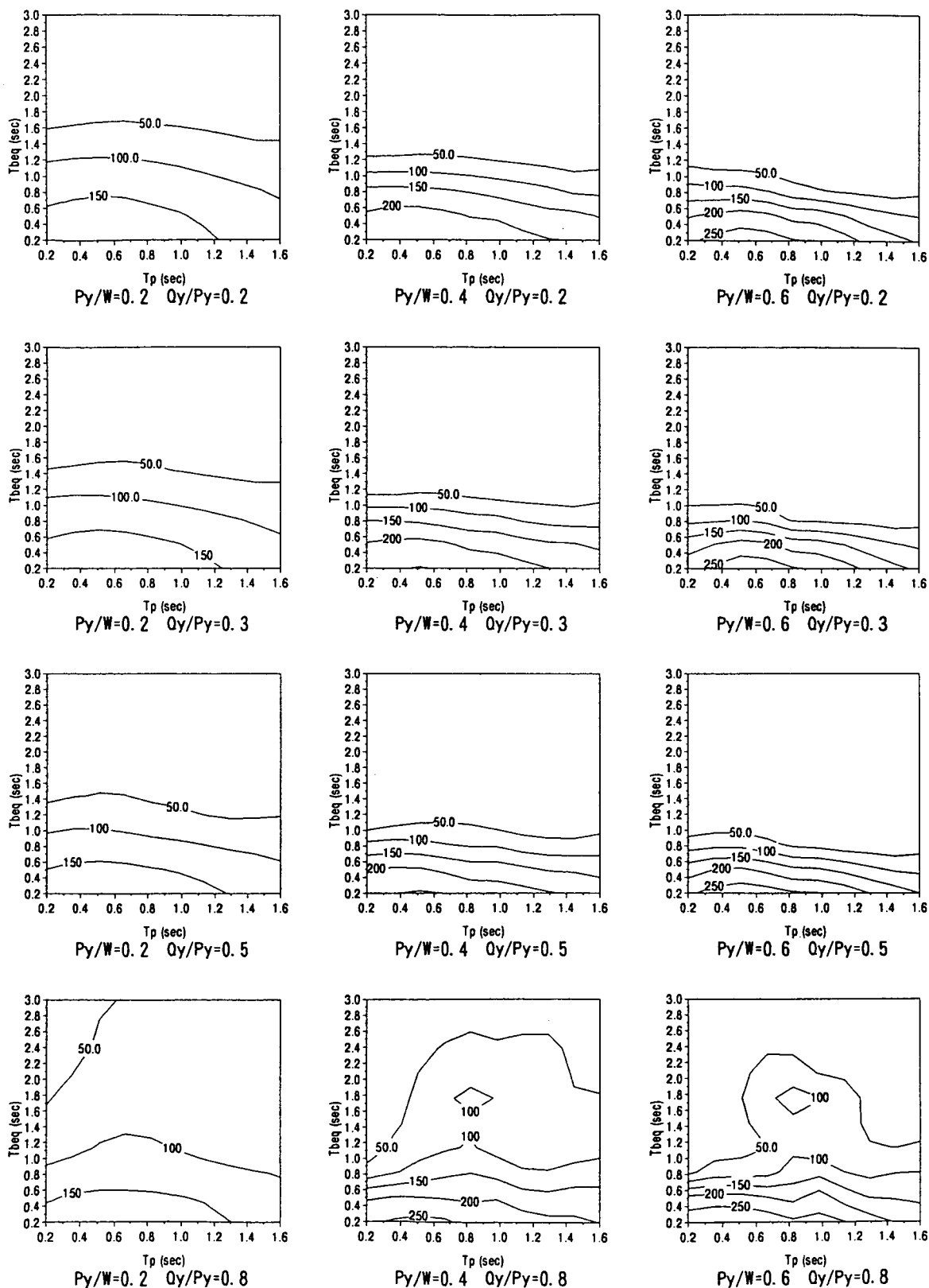
付図－ 1.7 橋脚の累積吸収エネルギー($tf \cdot m$) タイプ I 地震動 I 種地盤



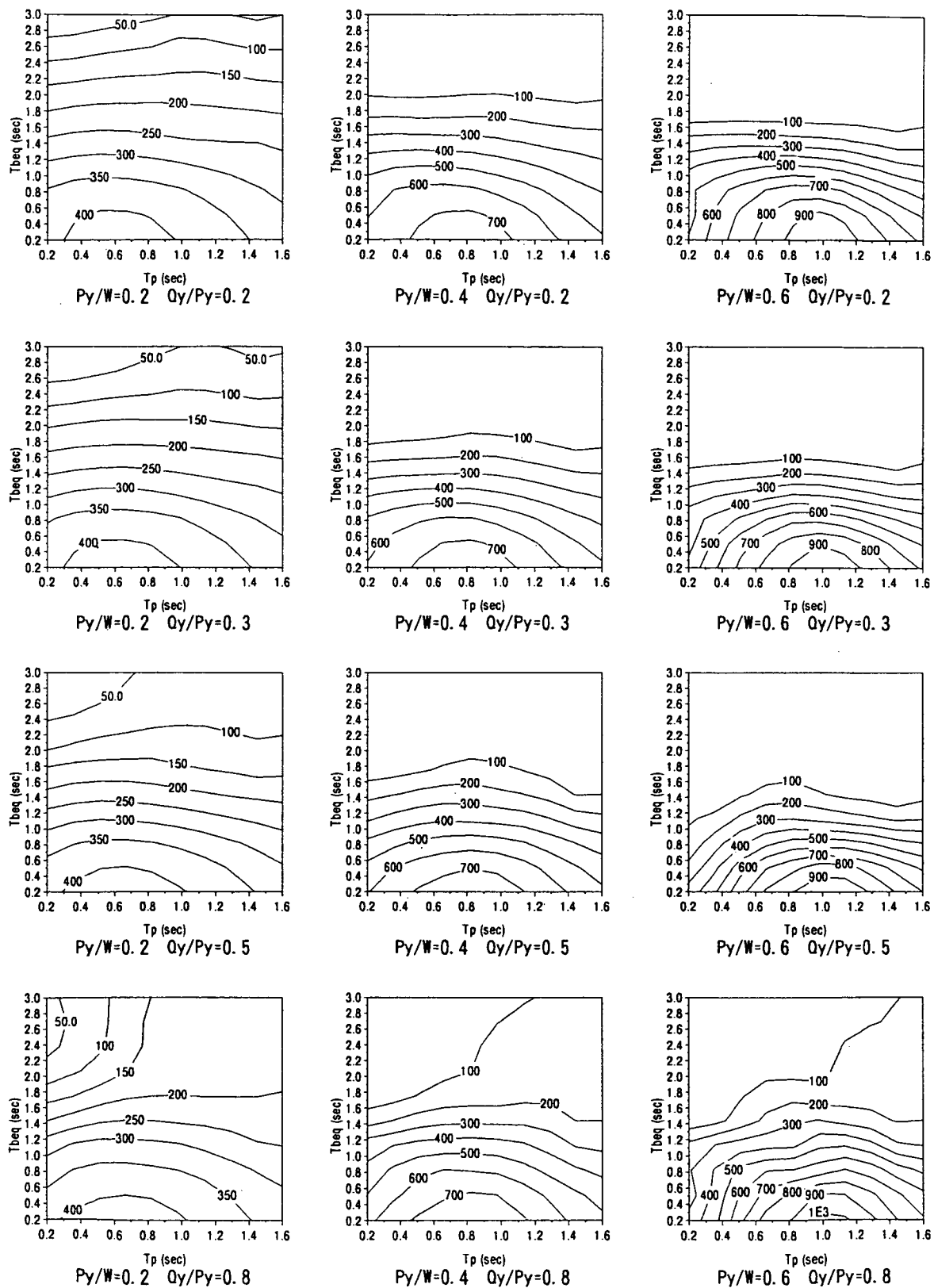
付図- 1.8 橋脚の累積吸収エネルギー($tf \cdot m$) タイプ I 地震動 II 種地盤



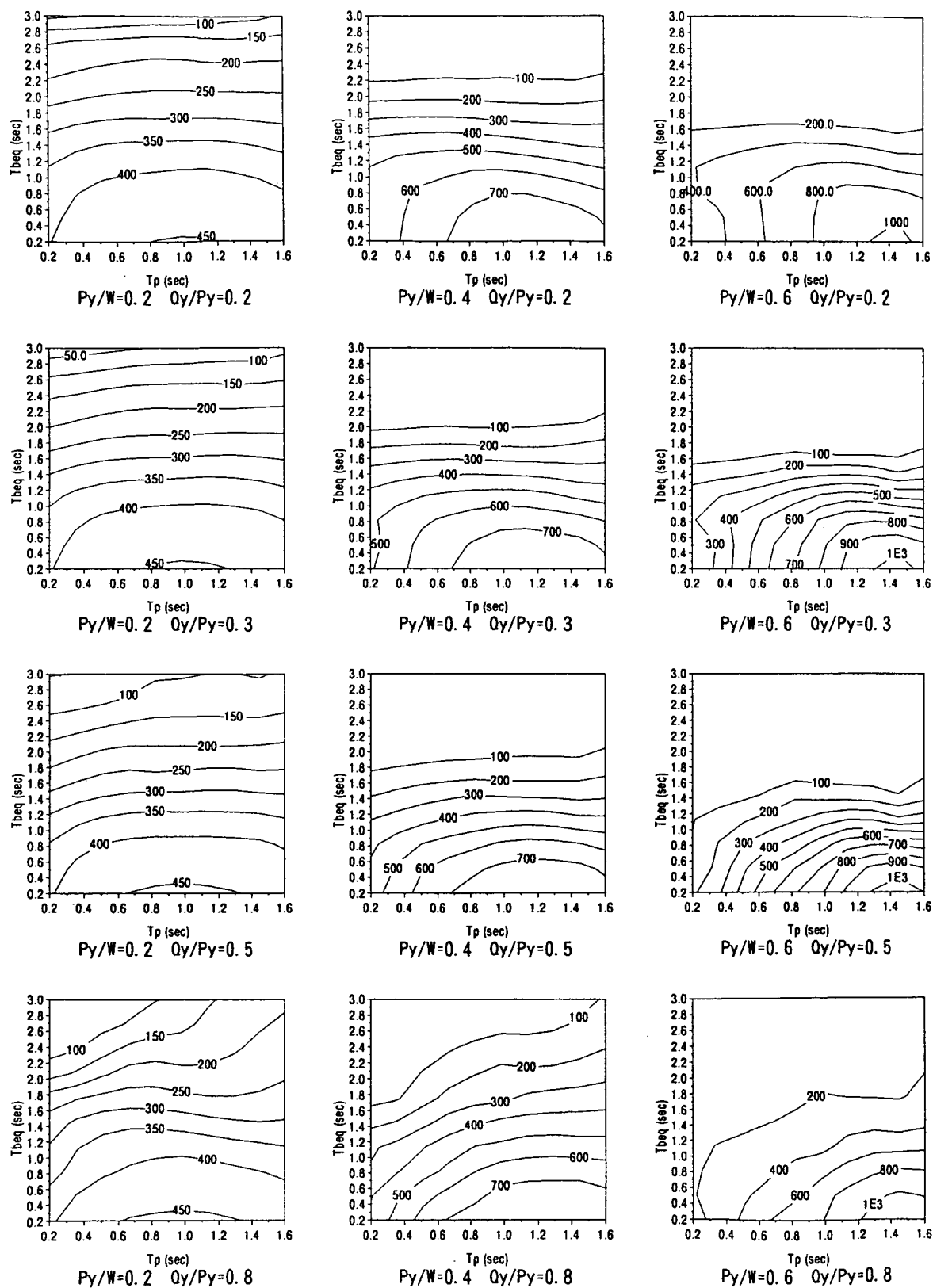
付図－ 1.9 橋脚の累積吸収エネルギー($tf \cdot m$) タイプ I 地震動 Ⅲ種地盤



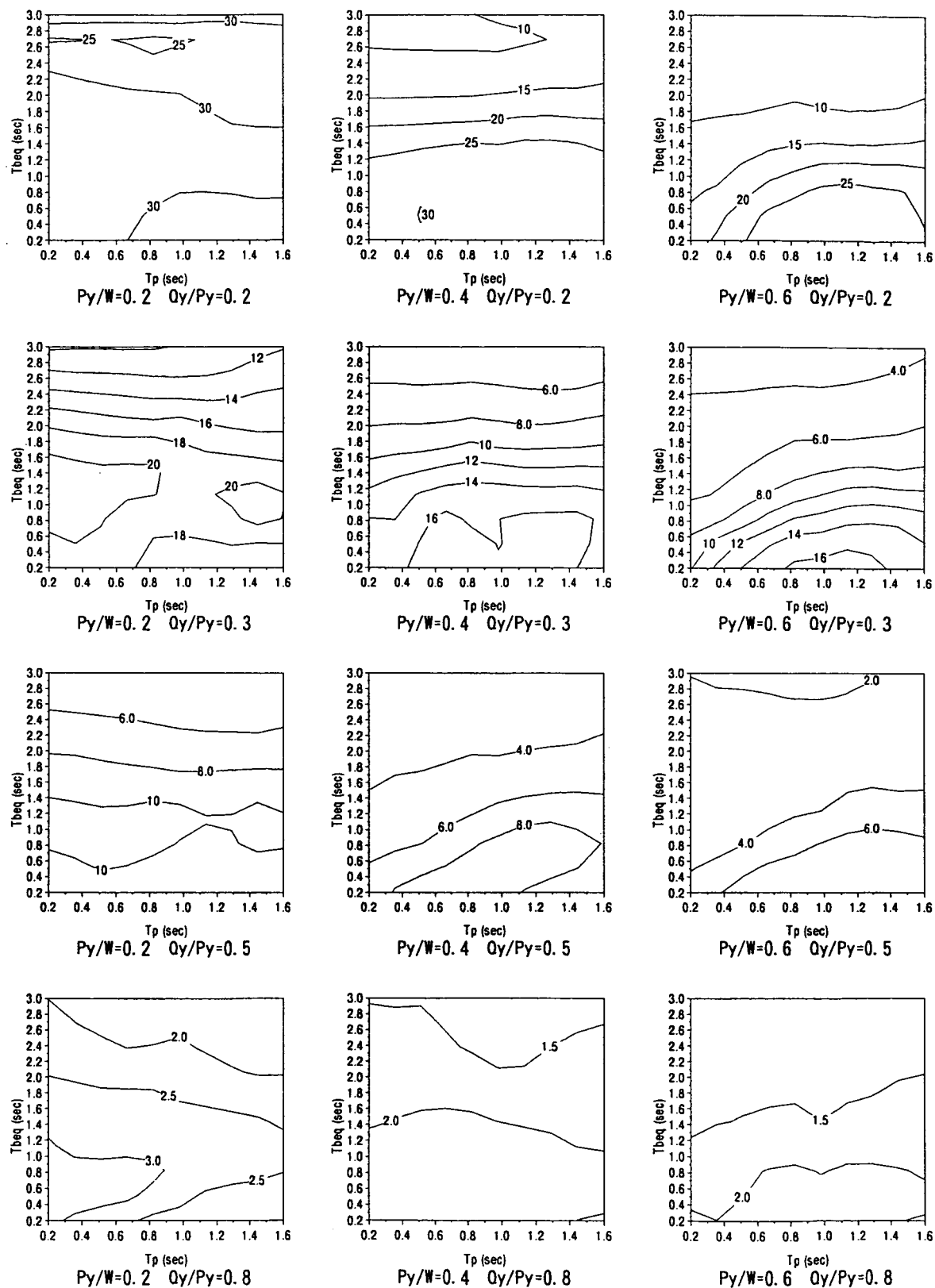
付図- 1.10 橋脚の累積吸収エネルギー($tf \cdot m$) タイプII地震動 I種地盤



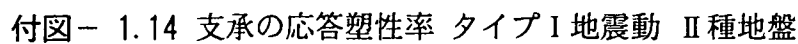
付図- 1.11 橋脚の累積吸収エネルギー($tf \cdot m$) タイプⅡ地震動 Ⅱ種地盤

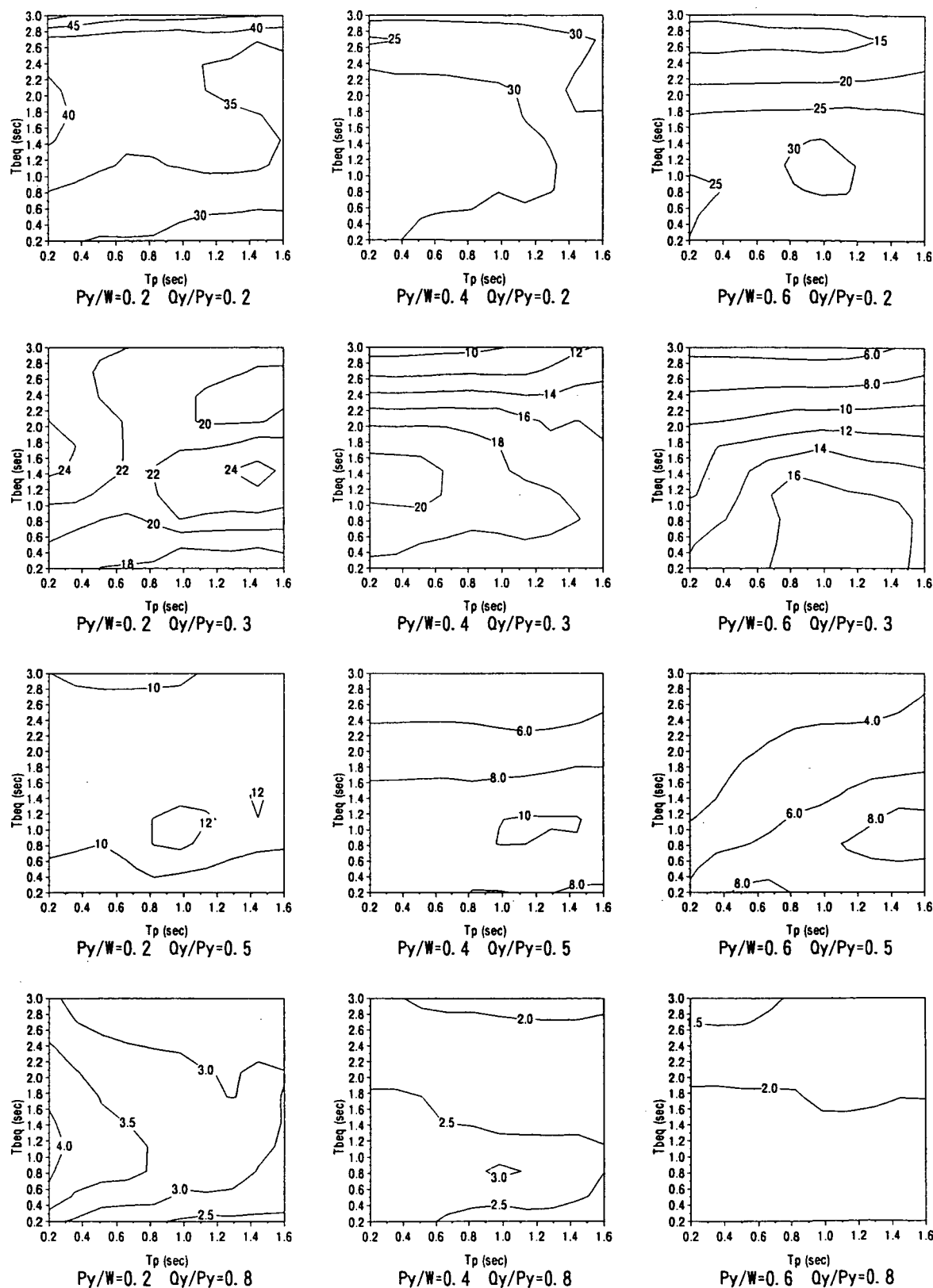


付図－ 1.12 橋脚の累積吸収エネルギー($tf \cdot m$) タイプⅡ地震動 Ⅲ種地盤

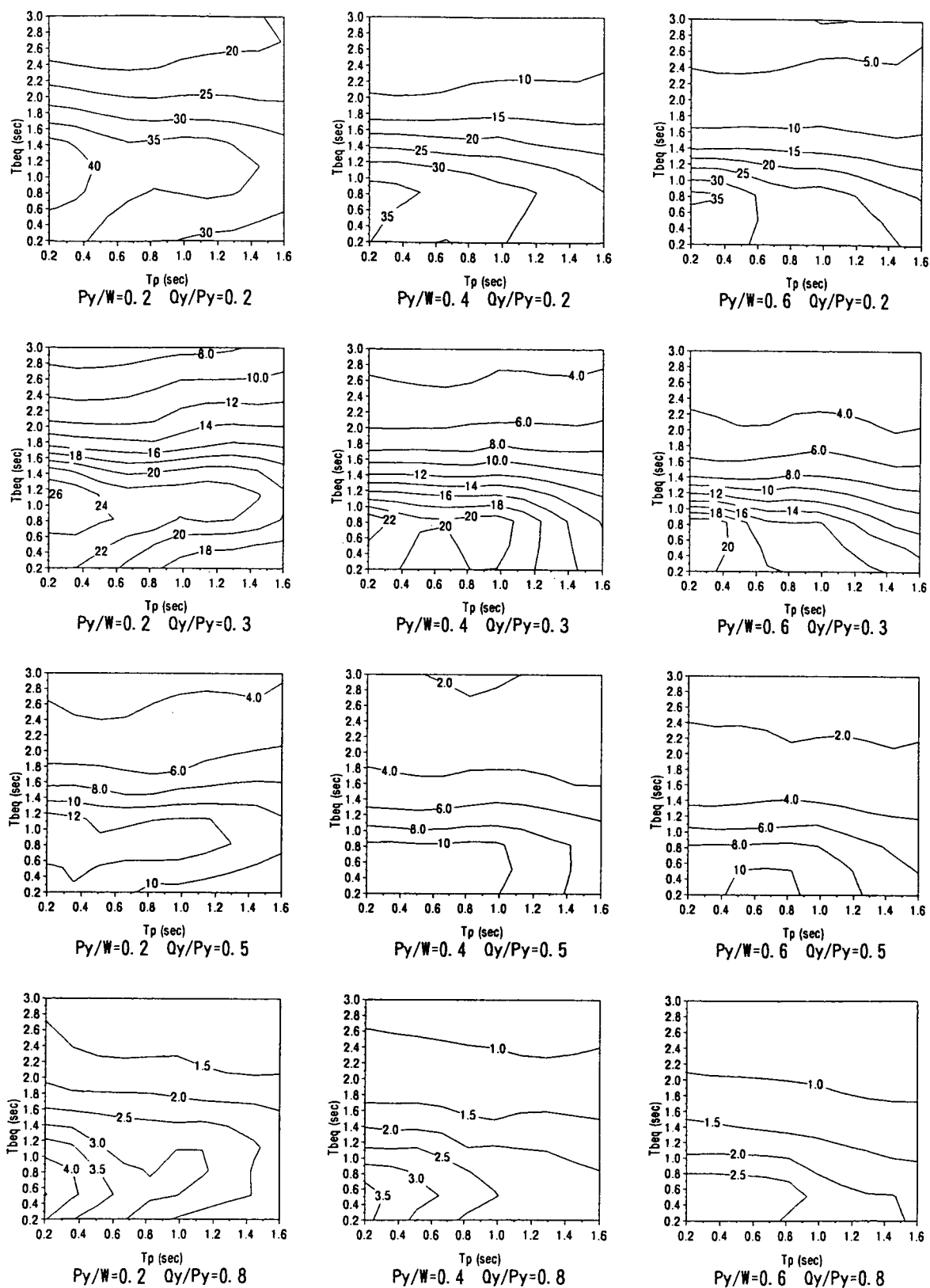


付図－ 1.13 支承の応答塑性率 タイプ I 地震動 I 種地盤

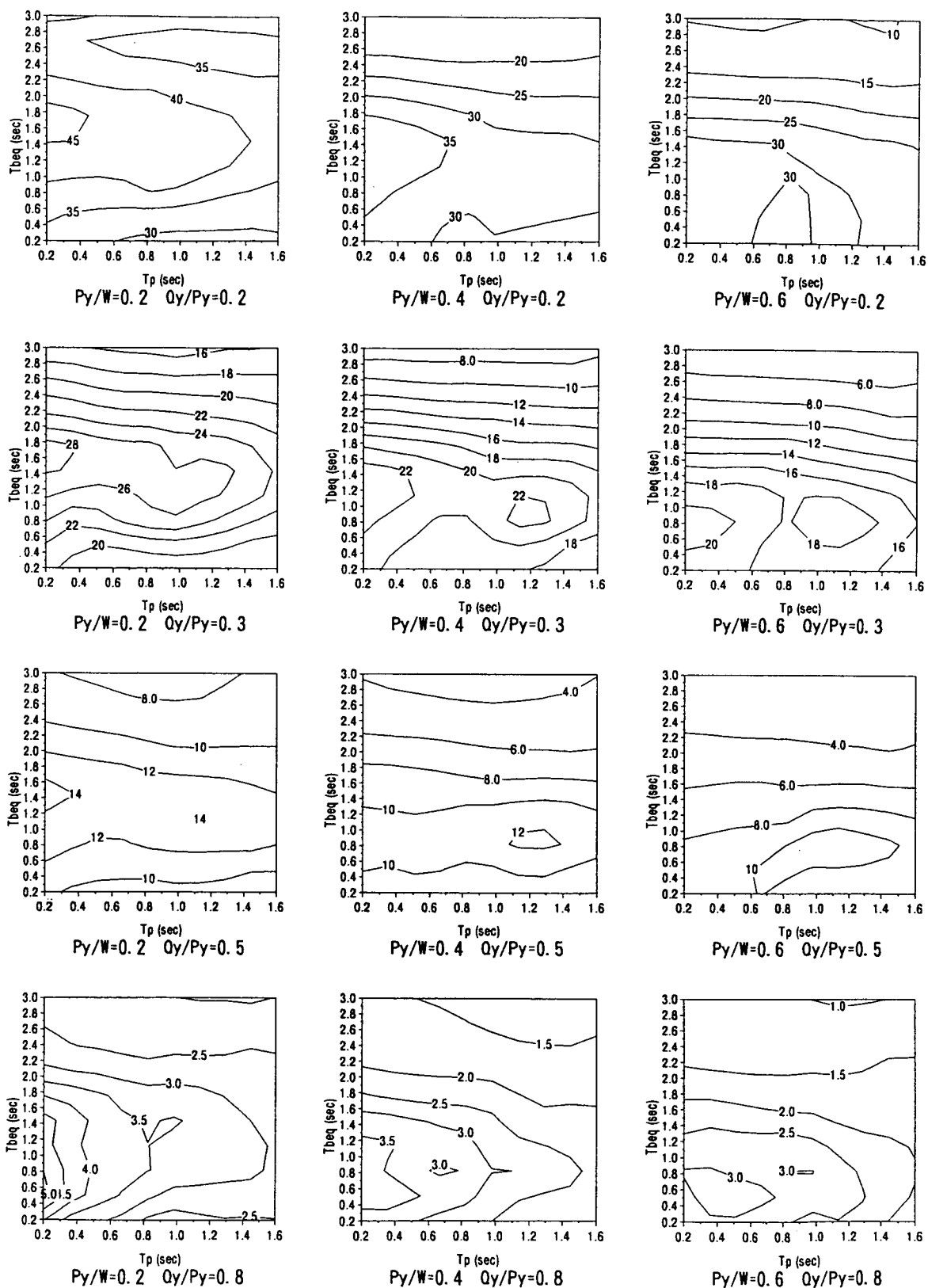




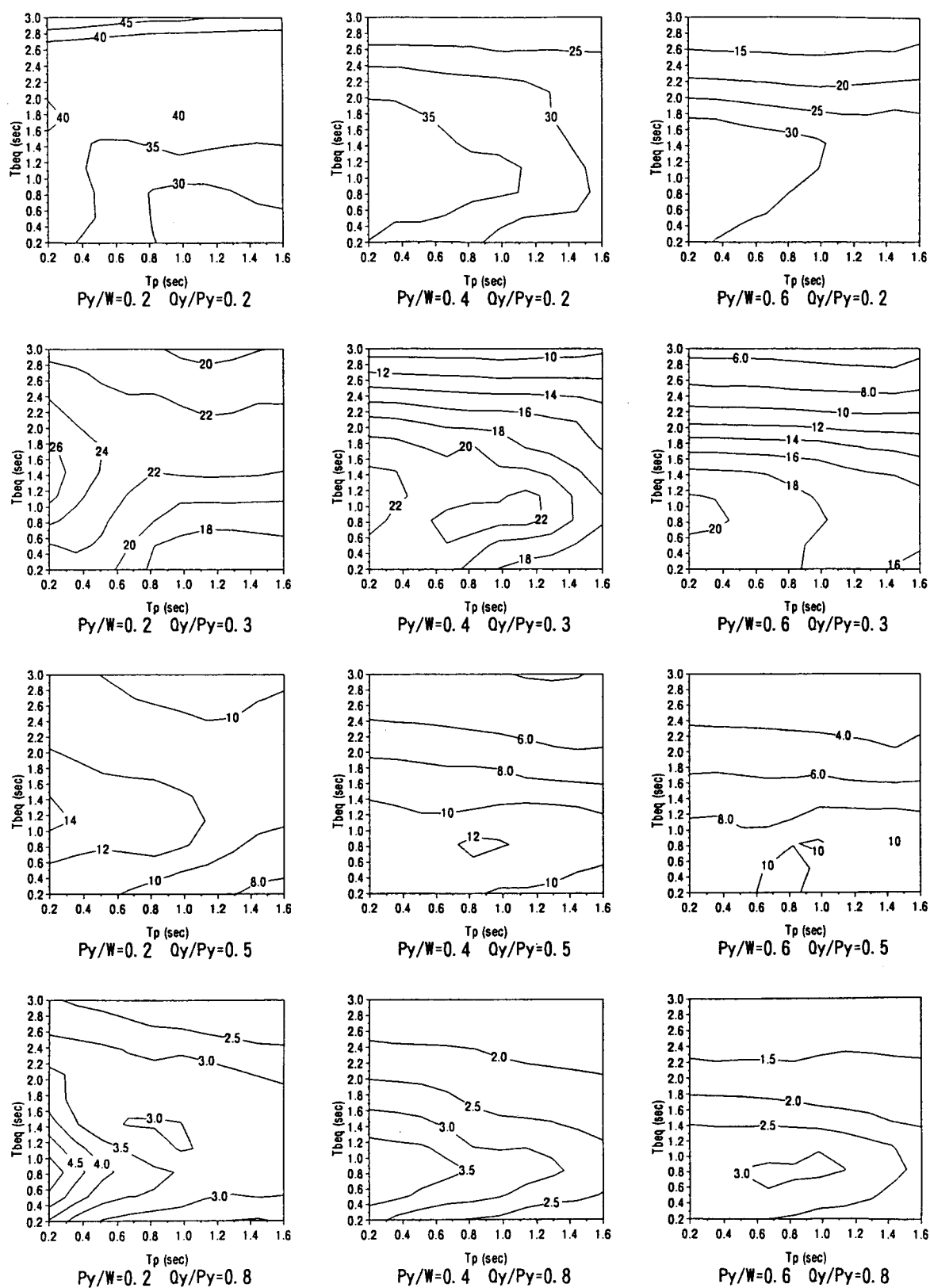
付図- 1.15 支承の応答塑性率 タイプ I 地震動 Ⅲ種地盤



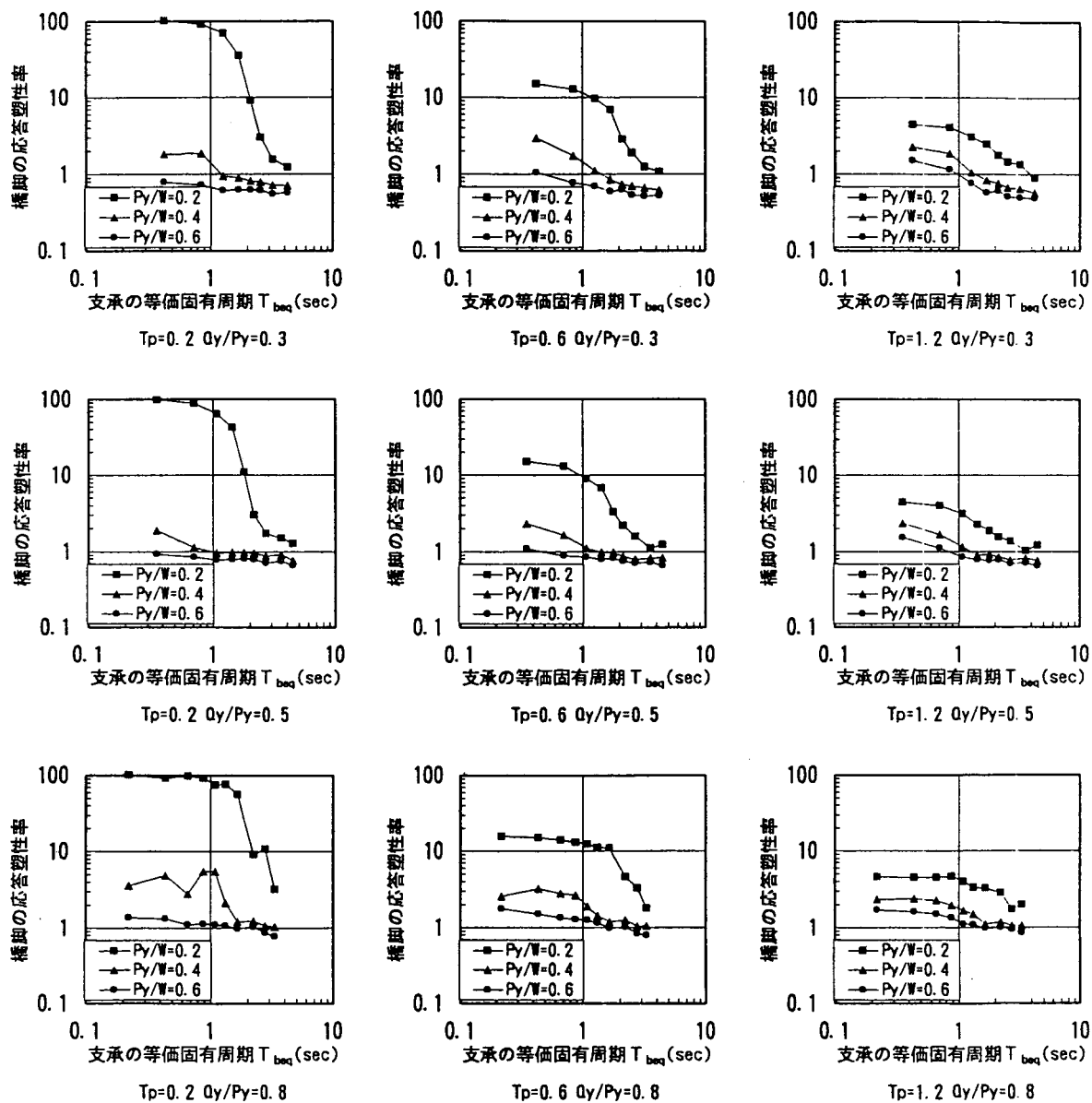
付図- 1.16 支承の応答塑性率 タイプⅡ地震動 Ⅰ種地盤



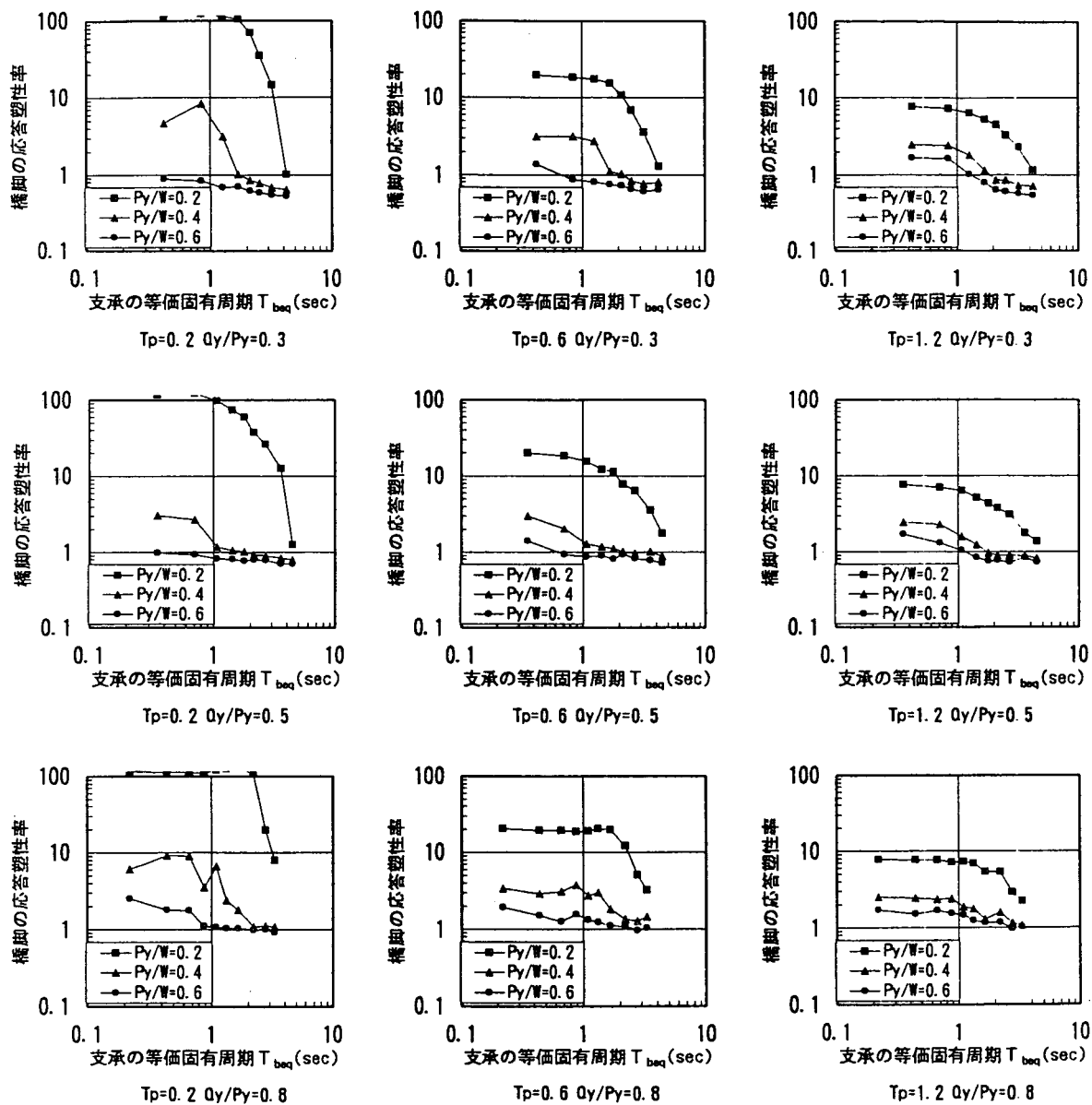
付図- 1.17 支承の応答塑性率 タイプII地震動 II種地盤



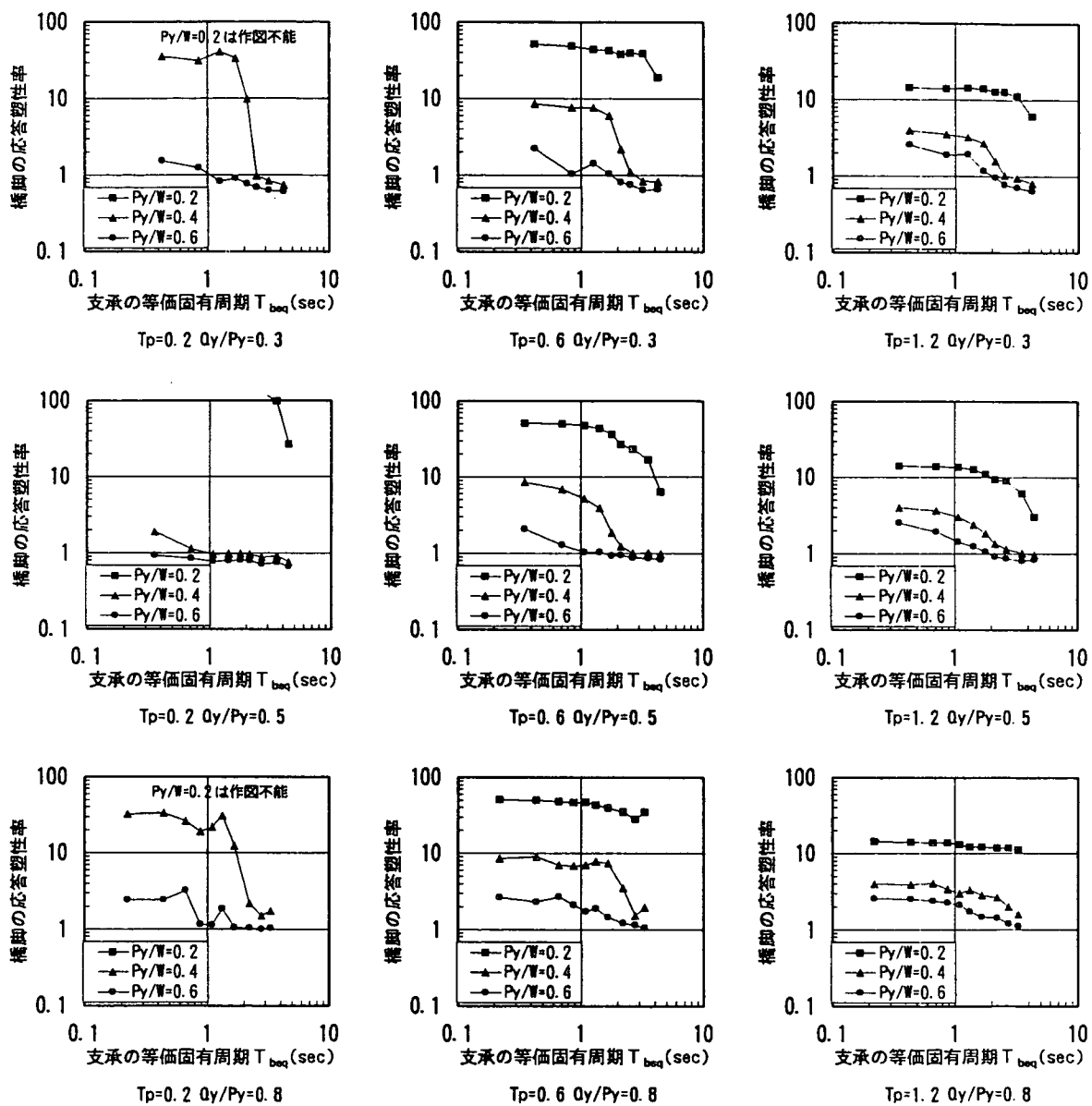
付図- 1.18 支承の応答塑性率 タイプII地震動 Ⅲ種地盤



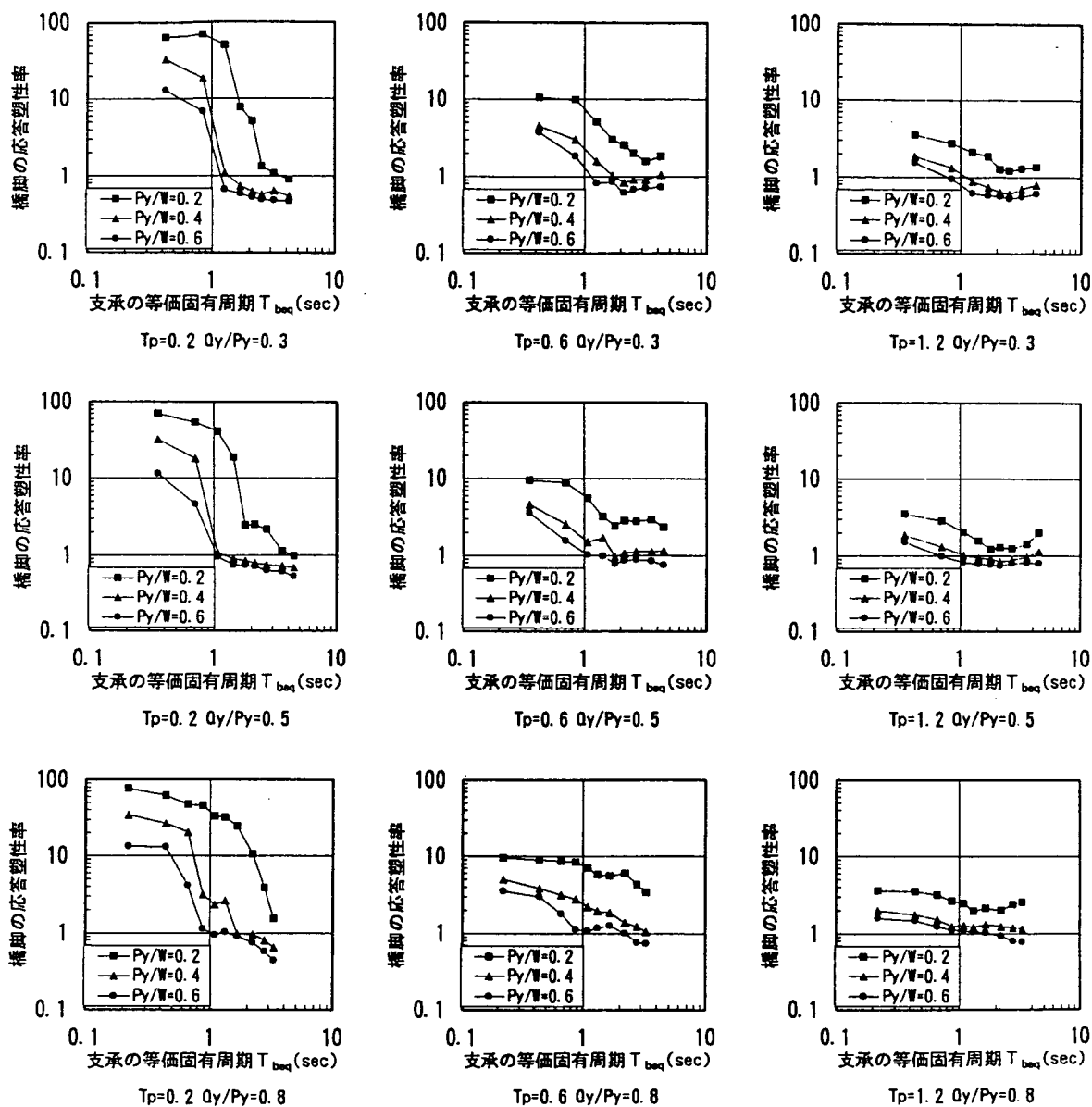
付図－ 2.1 橋脚の降伏耐力比と橋脚の応答塑性率の関係 タイプ I 地震動 Ⅰ種地盤



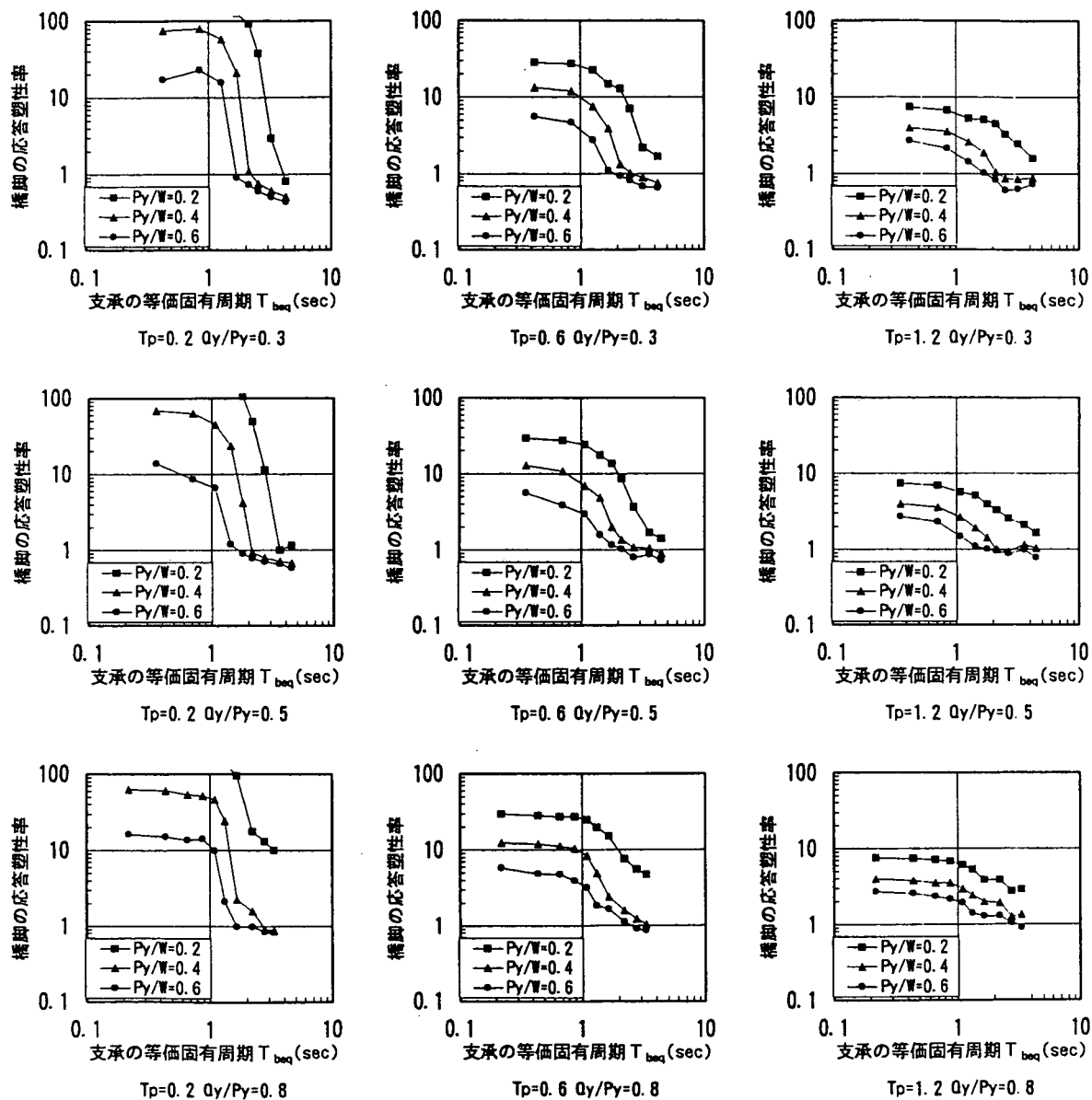
付図－ 2.2 橋脚の降伏耐力比と橋脚の応答塑性率の関係 タイプ I 地震動 II 種地盤



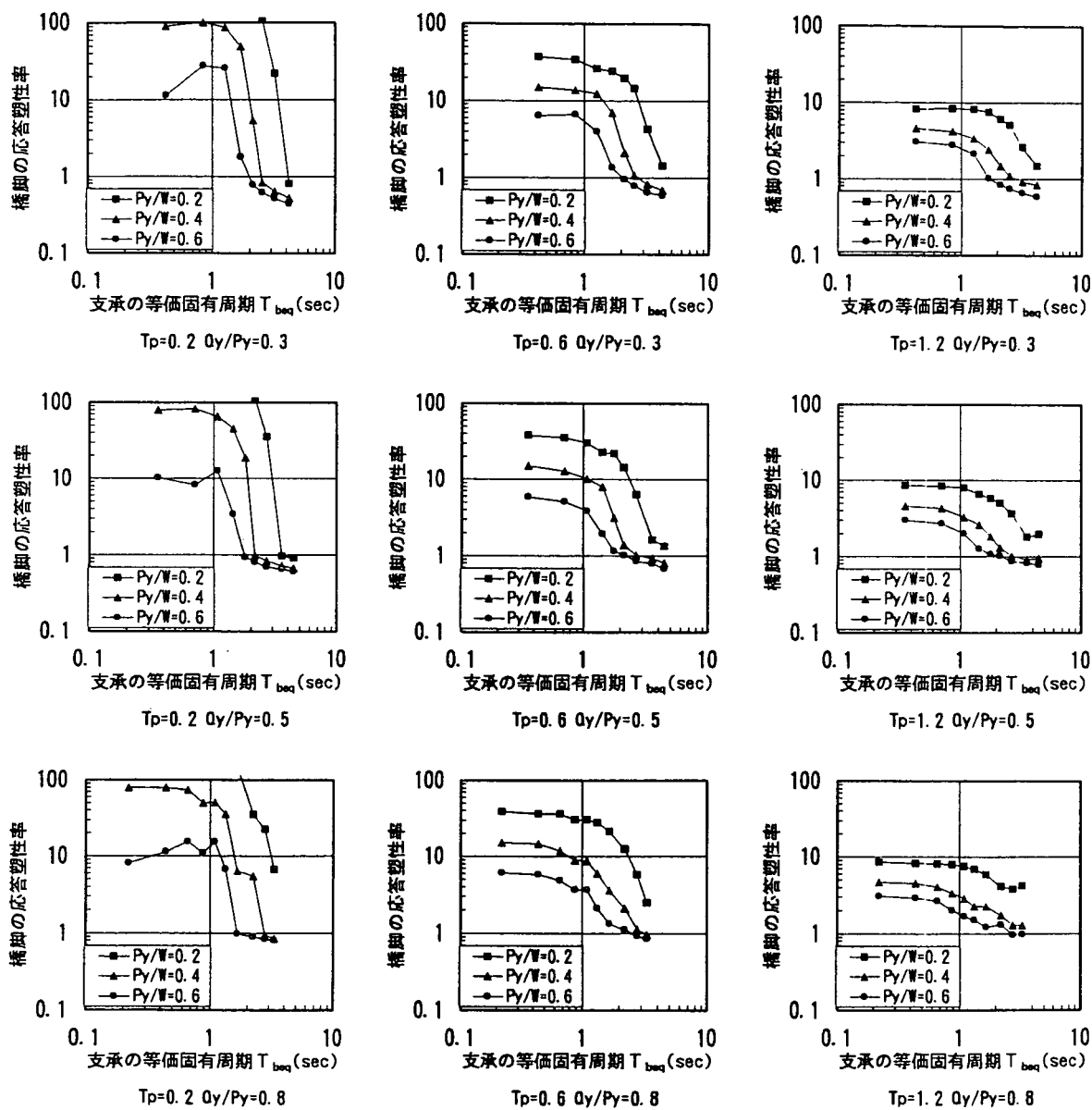
付図－ 2.3 橋脚の降伏耐力比と橋脚の応答塑性率の関係 タイプ I 地震動 III 種地盤



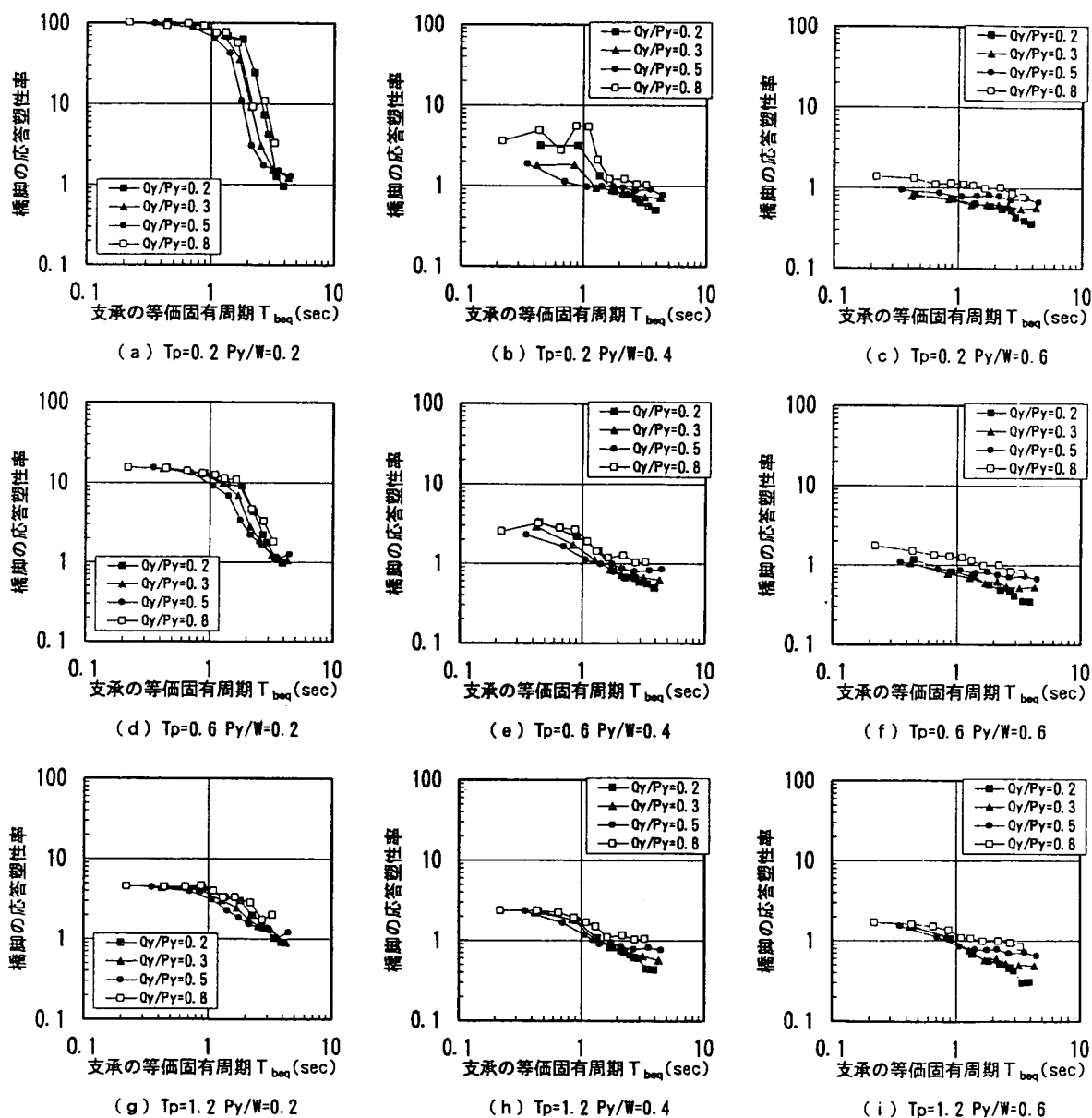
付図－ 2.4 橋脚の降伏耐力比と橋脚の応答塑性率の関係 タイプⅡ地震動 I種地盤



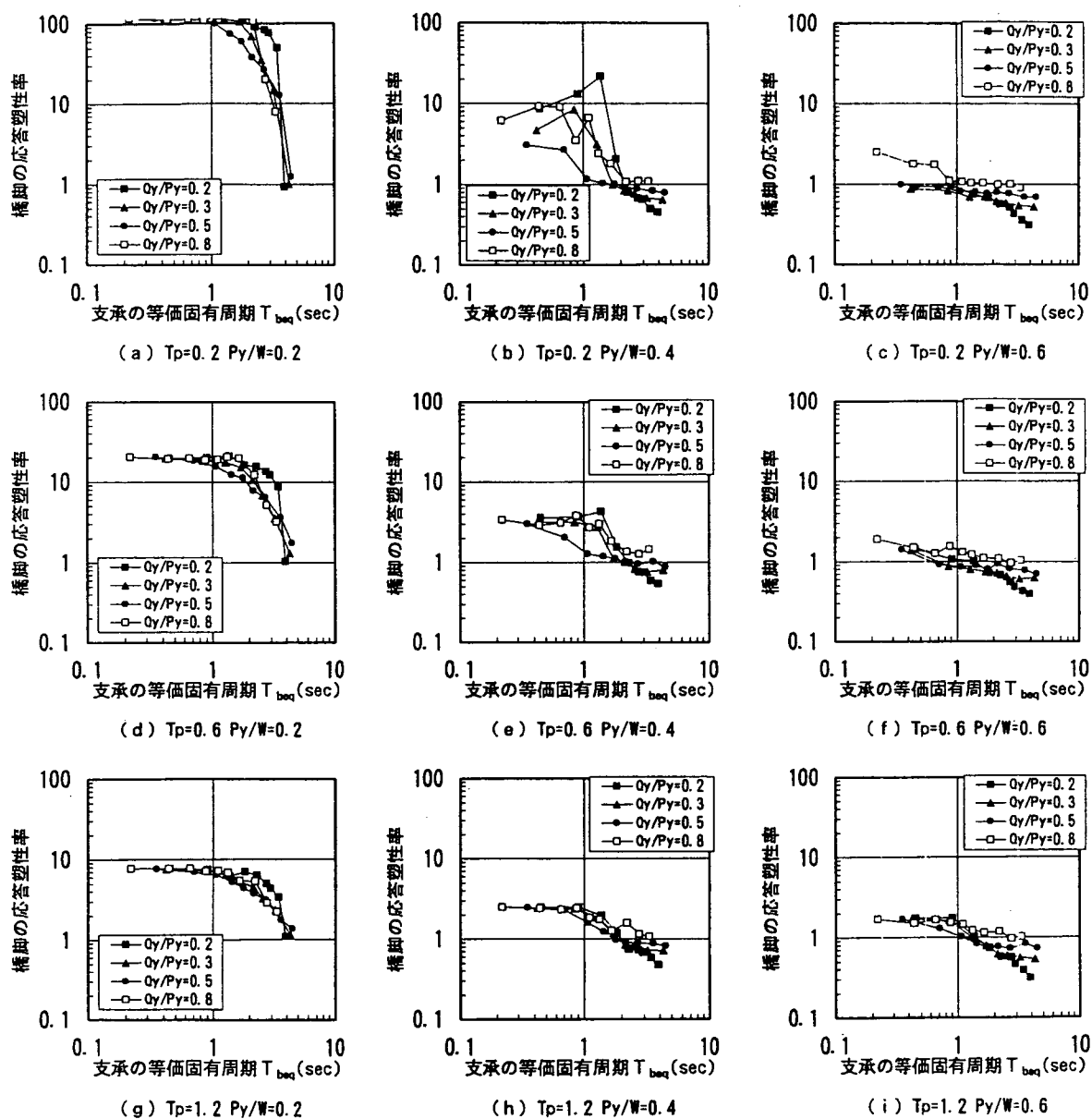
付図－ 2.5 橋脚の降伏耐力比と橋脚の応答塑性率の関係 タイプⅡ地震動 Ⅱ種地盤



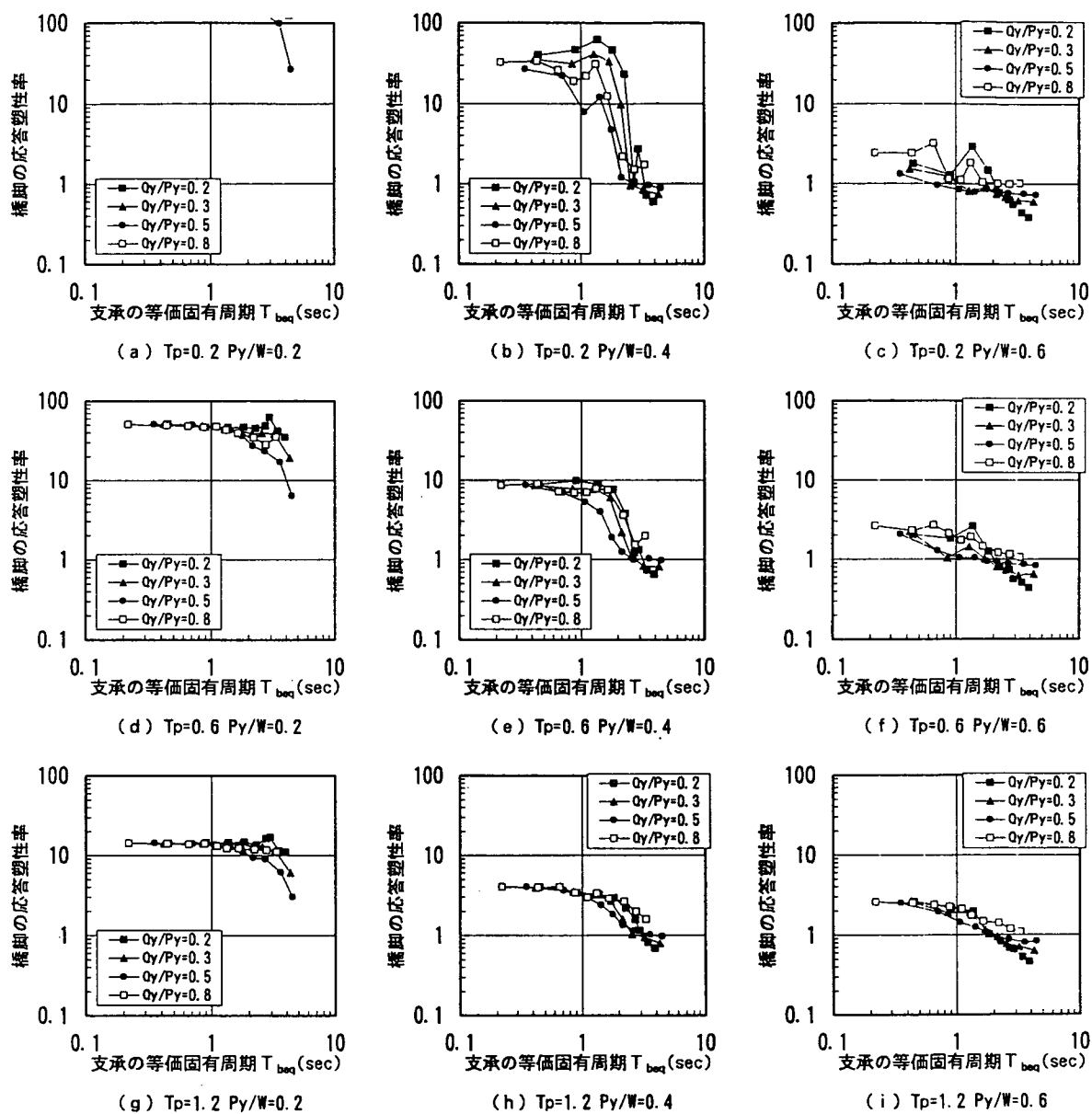
付図－ 2.6 橋脚の降伏耐力比と橋脚の応答塑性率の関係 タイプⅡ地震動 Ⅲ種地盤



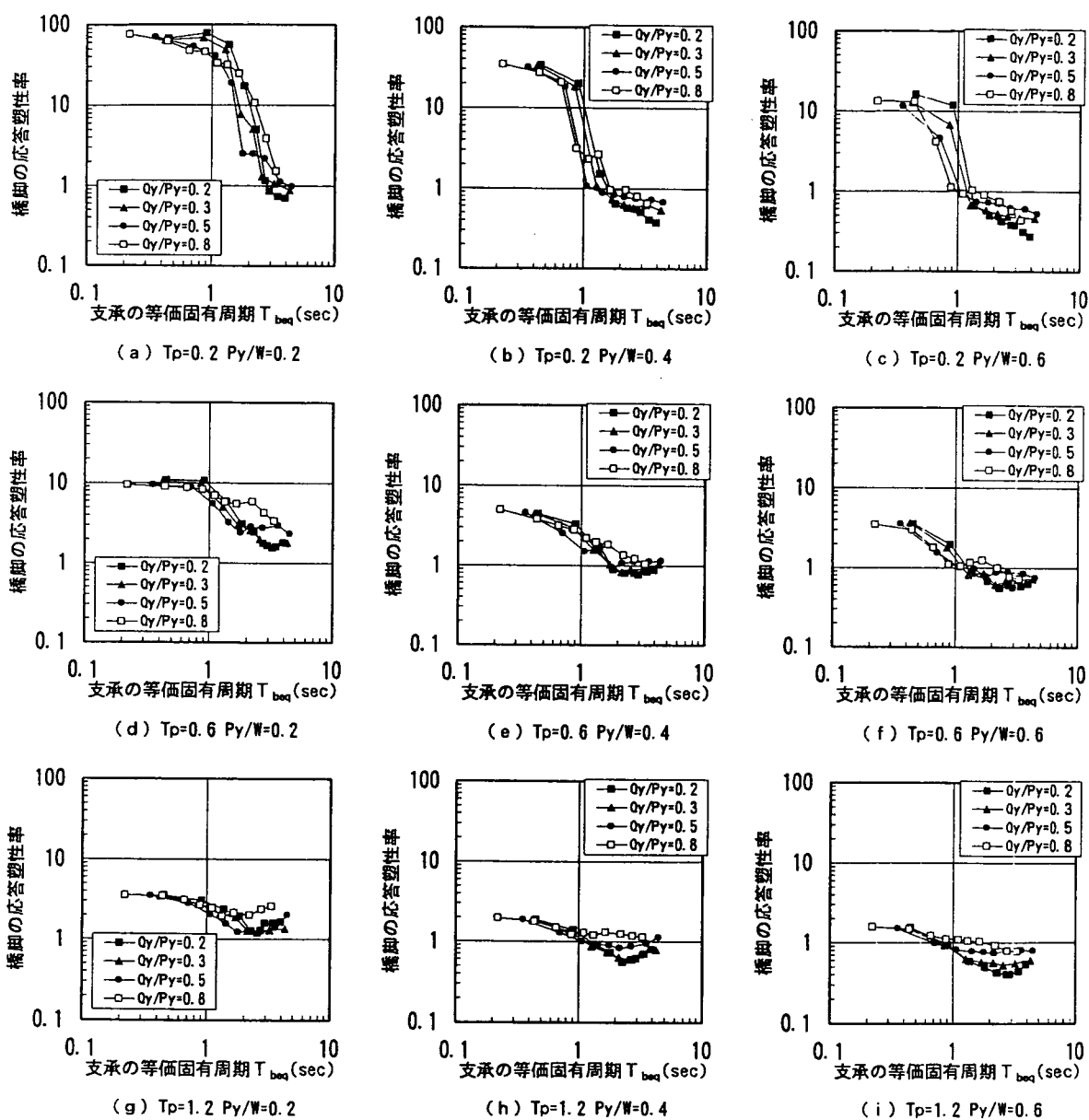
付図- 3.1 支承の降伏耐力比と橋脚の応答塑性率の関係 タイプ I 地震動 I 種地盤



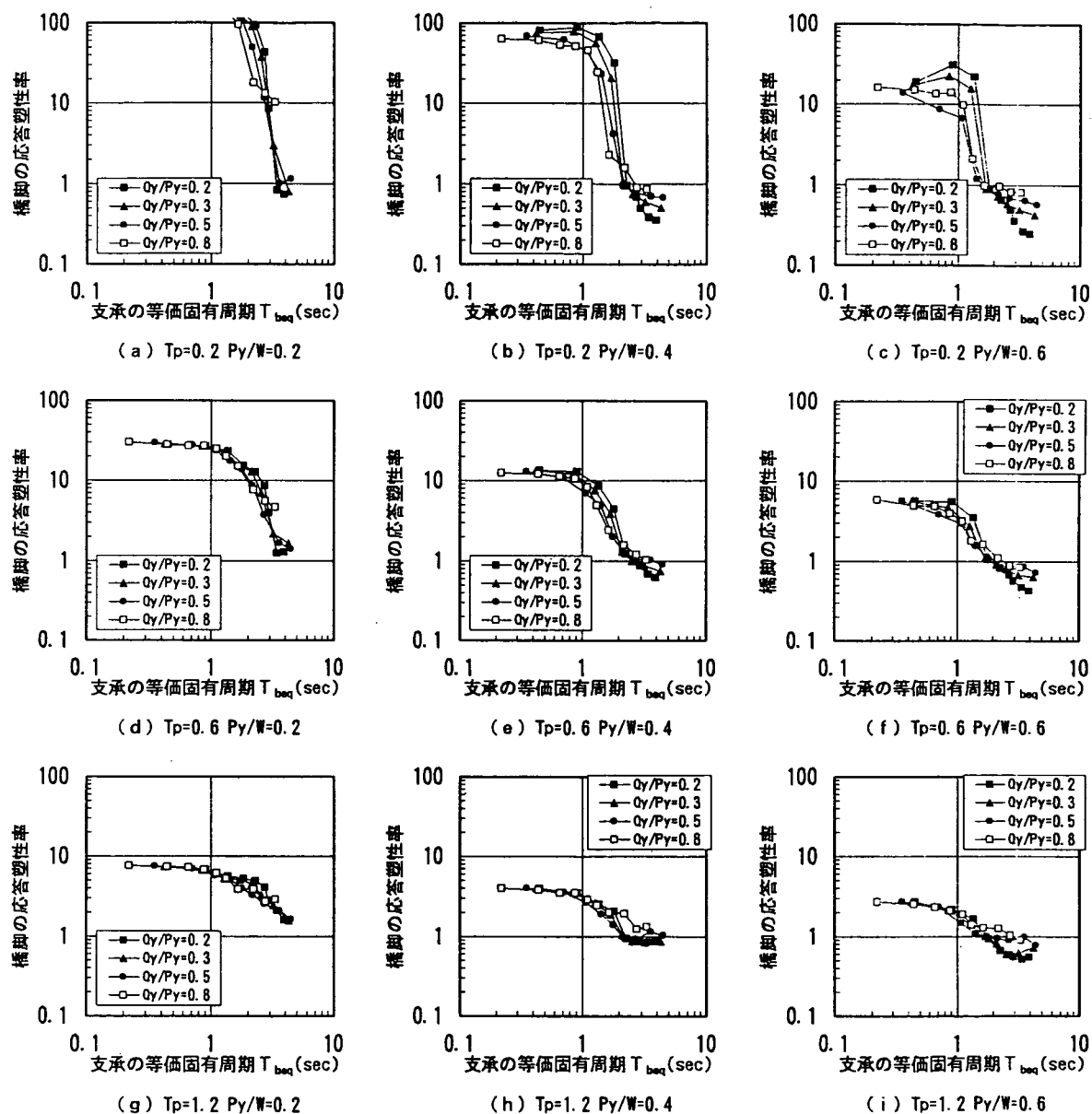
付図- 3.2 支承の降伏耐力比と橋脚の応答塑性率の関係 タイプ I 地震動 II 種地盤



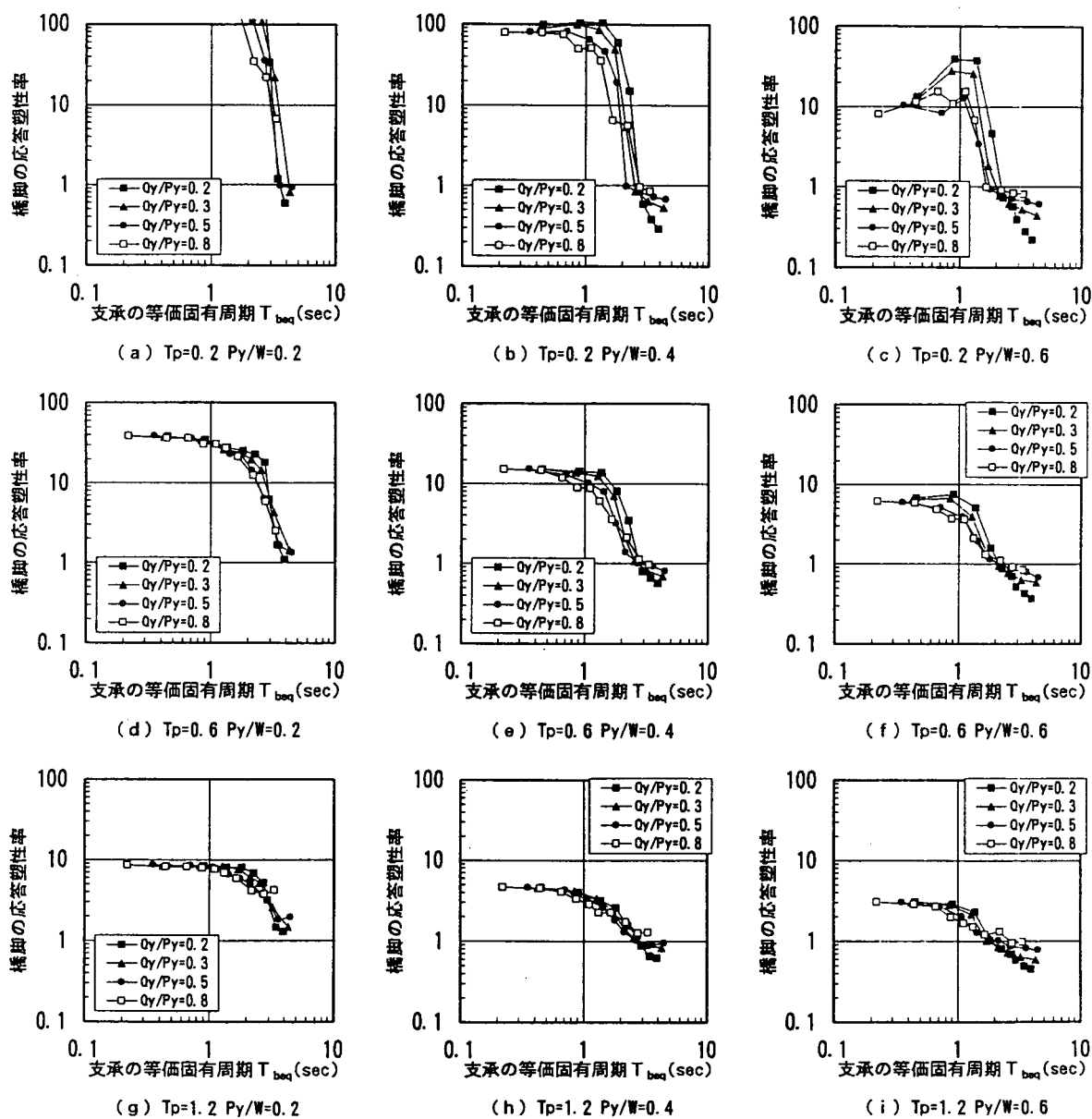
付図－ 3.3 支承の降伏耐力比と橋脚の応答塑性率の関係 タイプ I 地震動 III種地盤



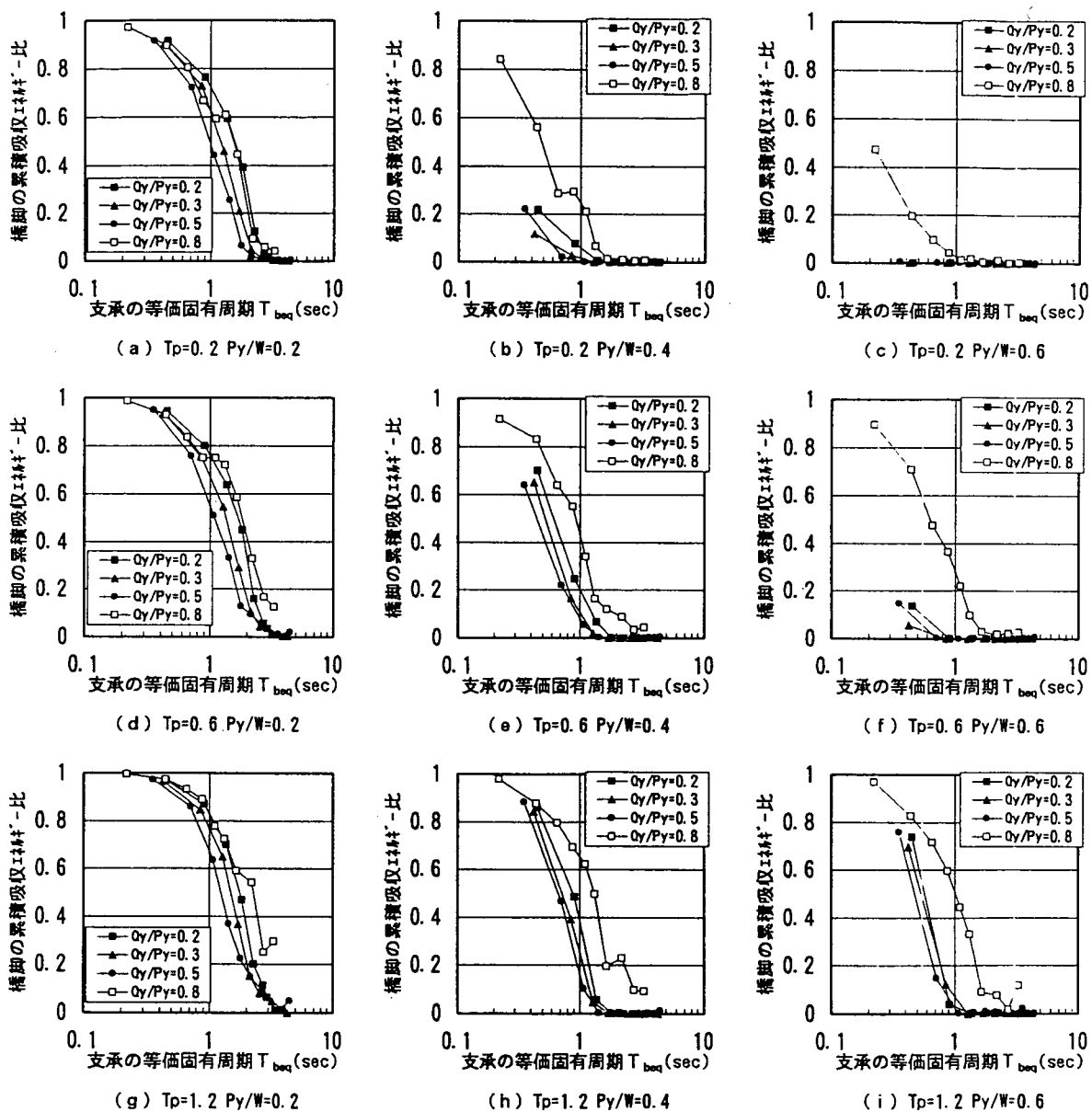
付図- 3.4 支承の降伏耐力比と橋脚の応答塑性率の関係 タイプⅡ地震動 I種地盤



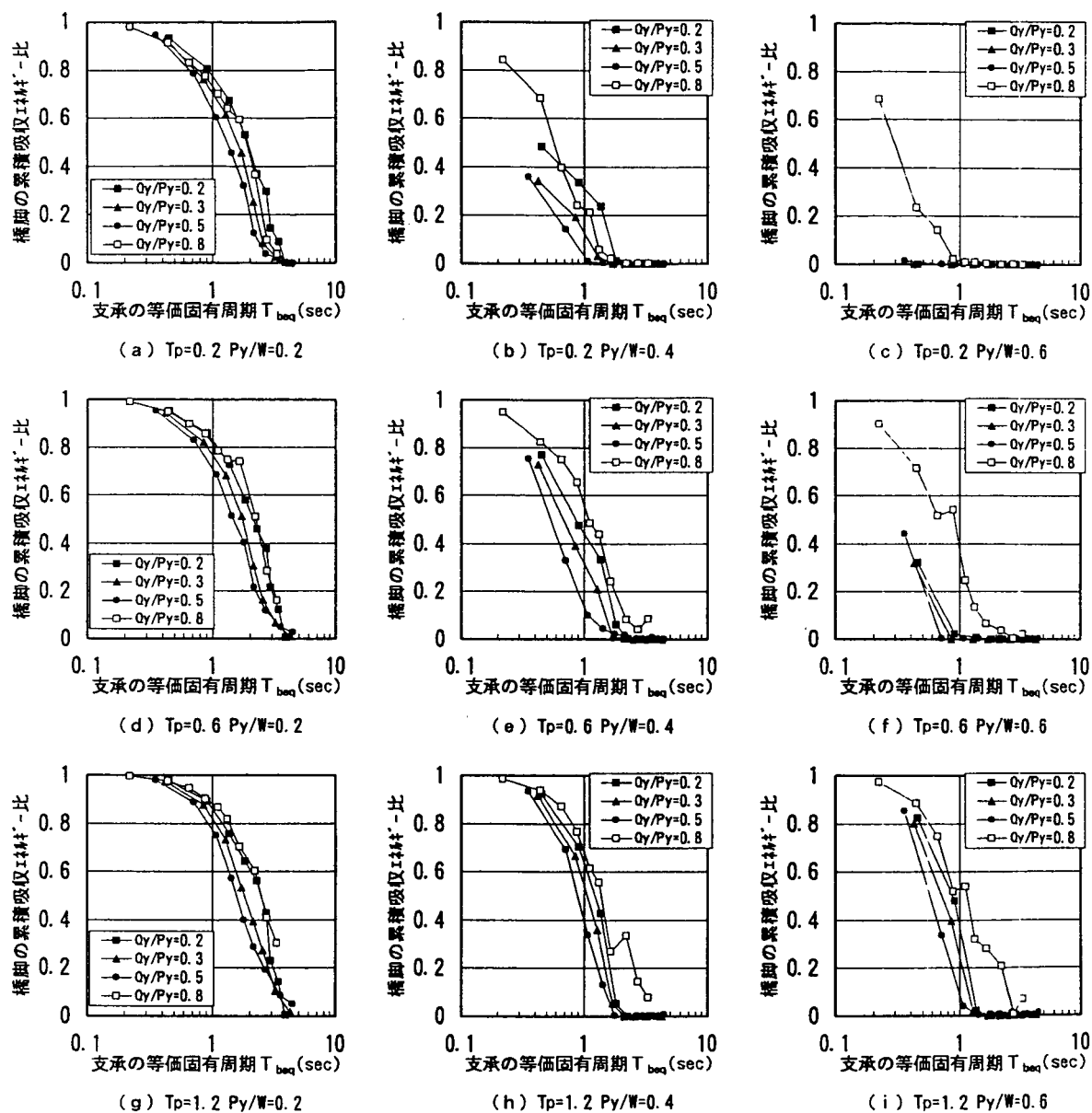
付図- 3.5 支承の降伏耐力比と橋脚の応答塑性率の関係 タイプⅡ地震動 Ⅱ種地盤



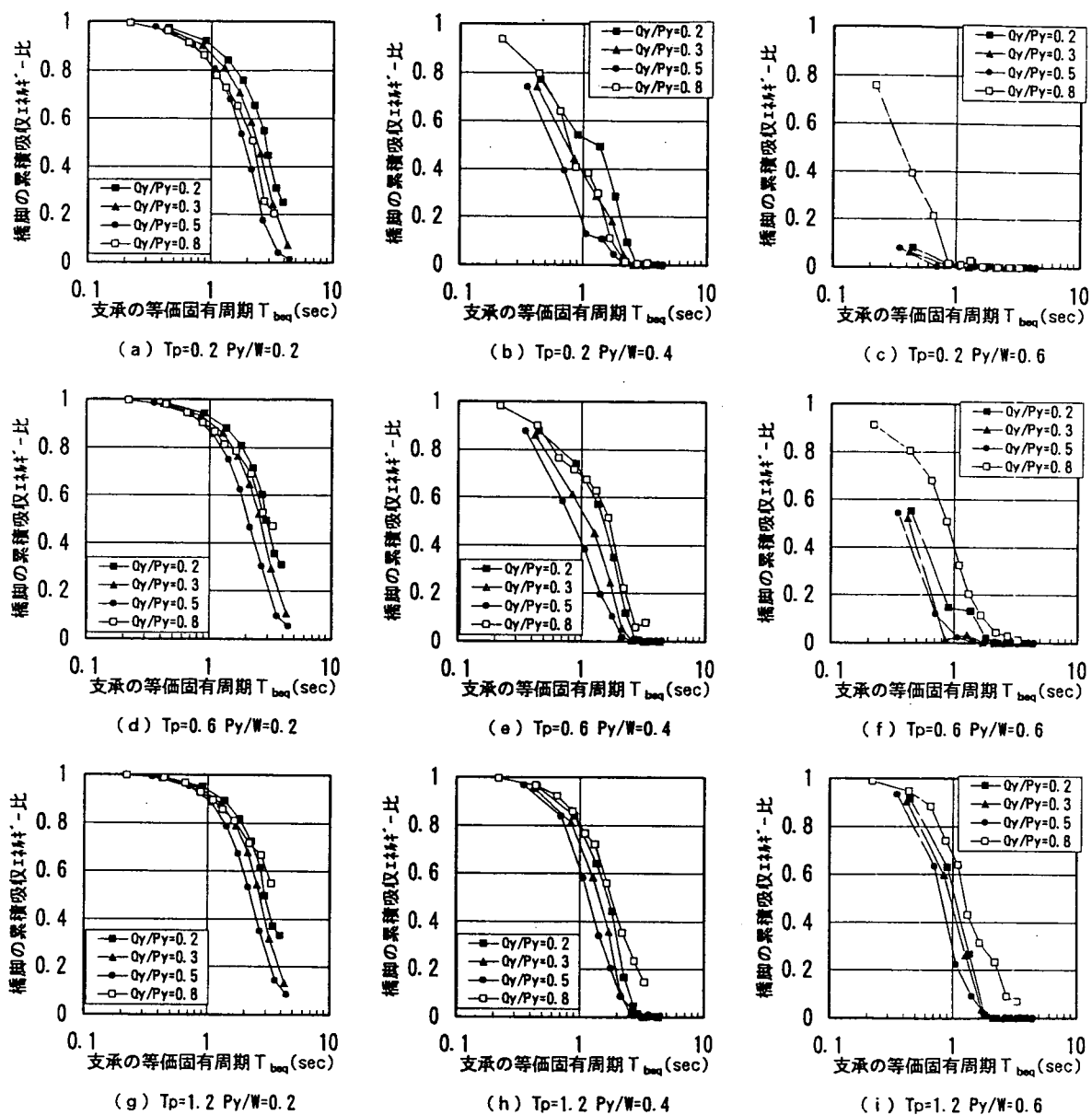
付図－ 3.6 支承の降伏耐力比と橋脚の応答塑性率の関係 タイプⅡ地震動 Ⅲ種地盤



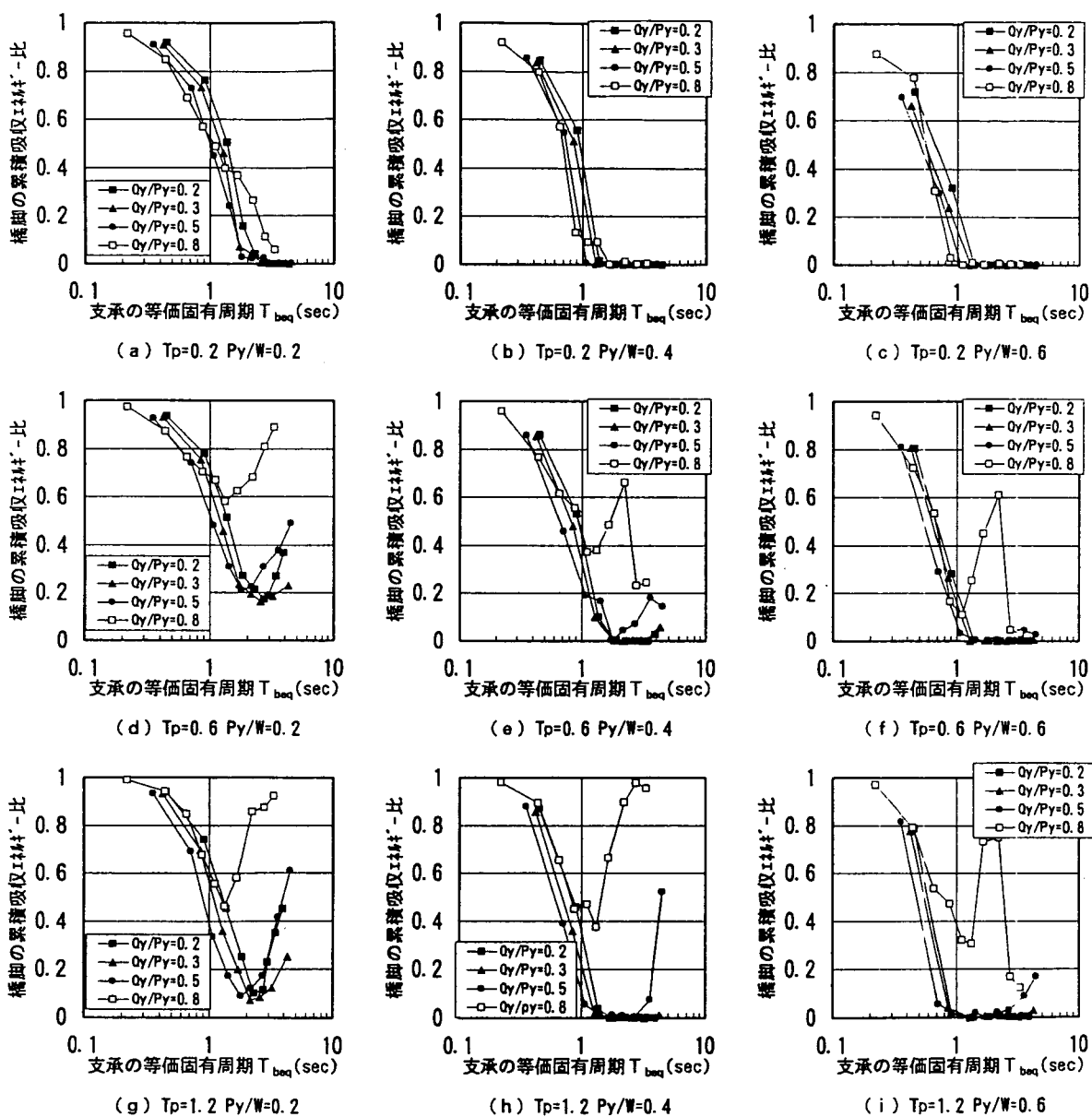
付図－ 4.1 支承の降伏耐力比と橋脚の累積吸収エネルギー比の関係 タイプ I 地震動 I 種地盤



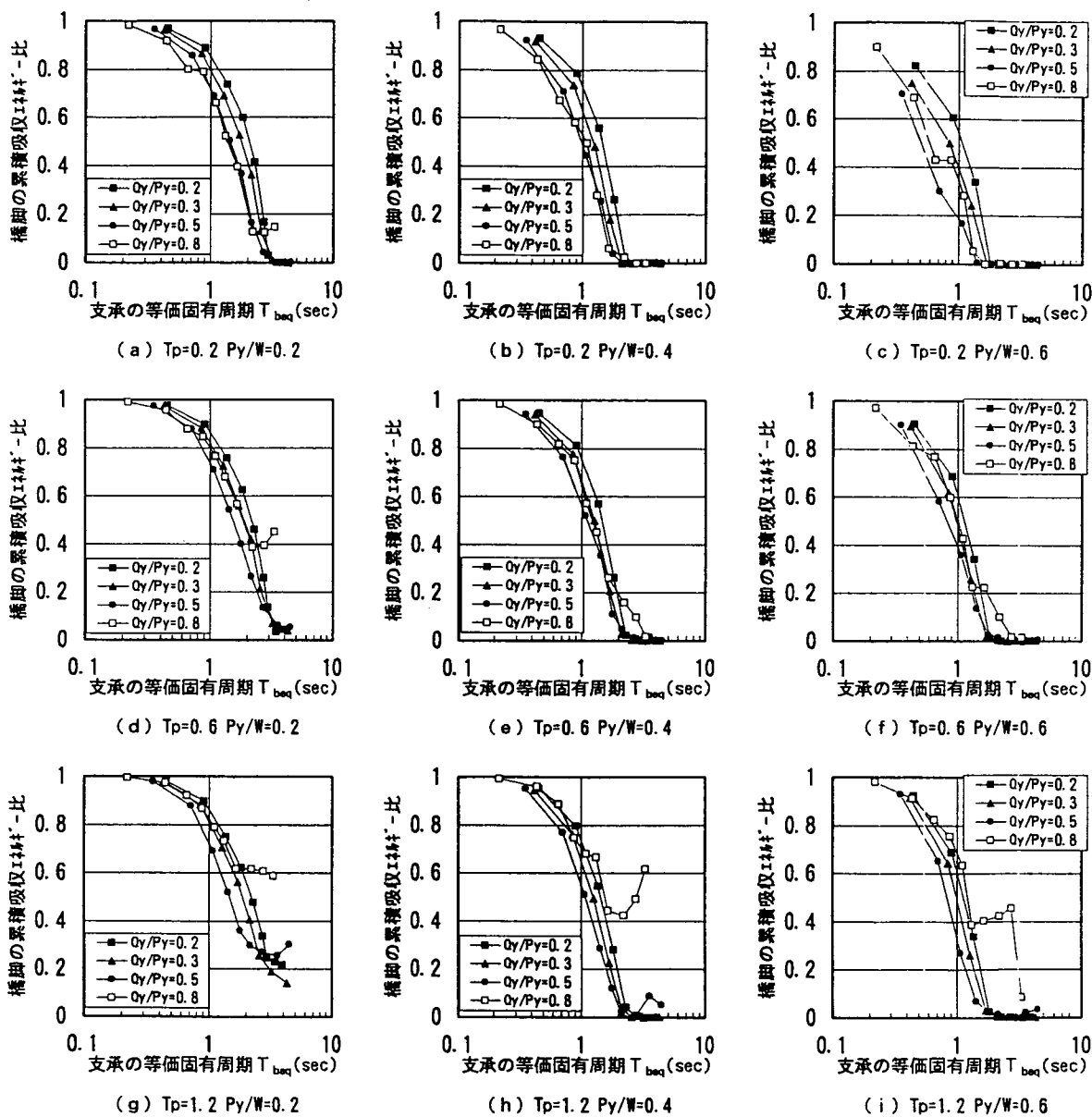
付図- 4.2 支承の降伏耐力比と橋脚の累積吸収エネルギー比の関係 タイプ I 地震動 II 種地盤



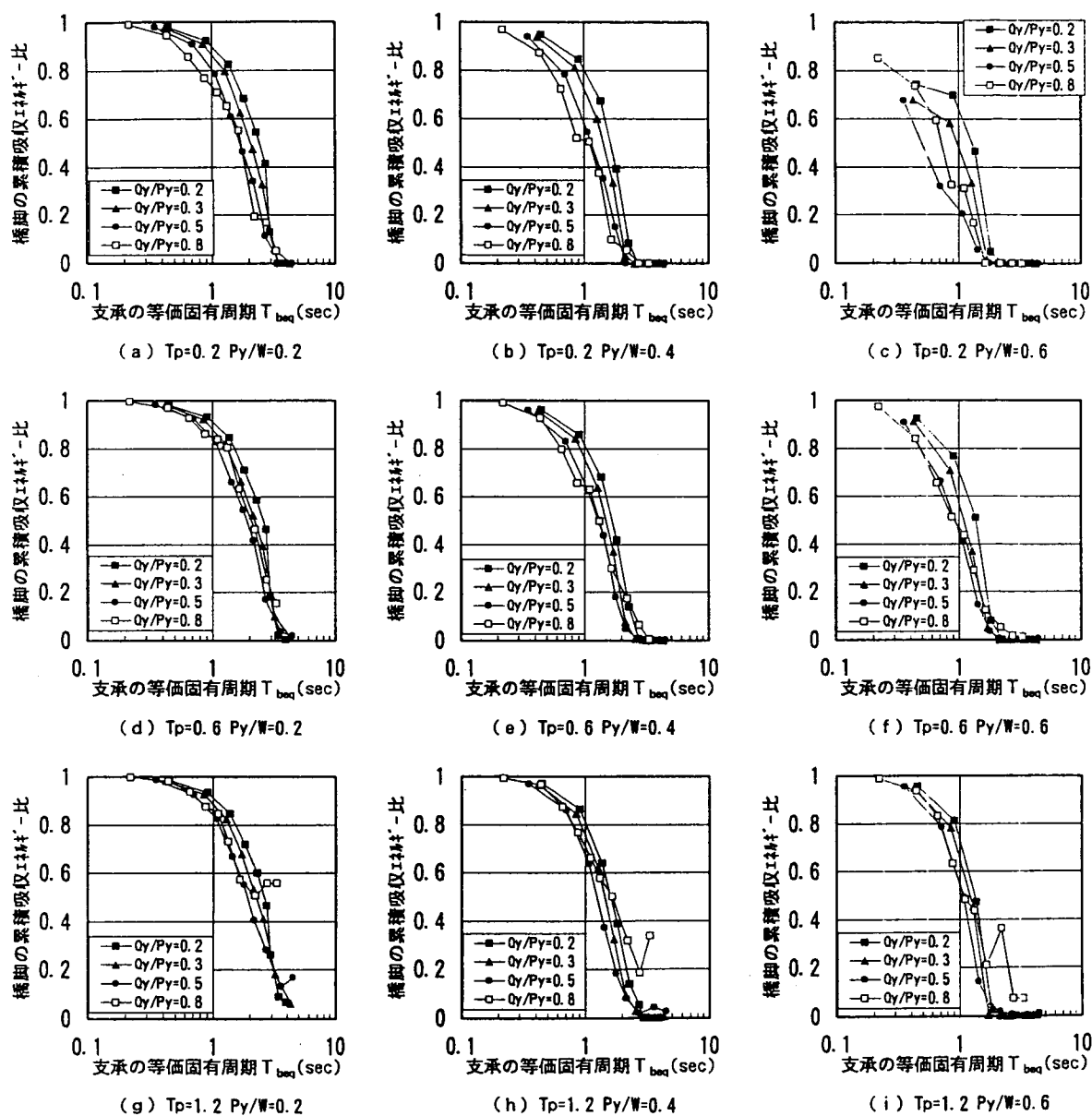
付図- 4.3 支承の降伏耐力比と橋脚の累積吸収エネルギー比の関係 タイプ I 地震動 III 種地盤



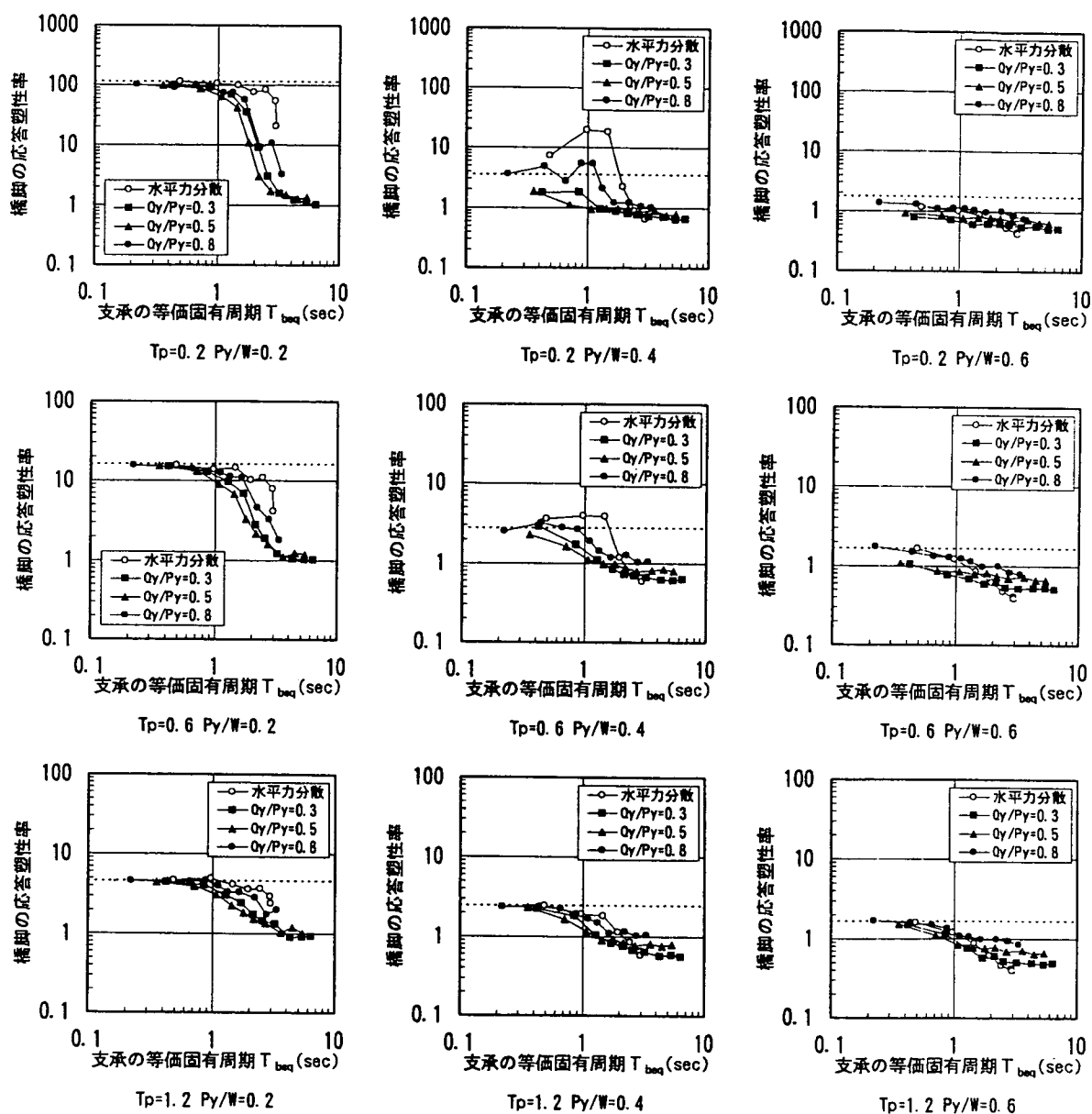
付図- 4.4 支承の降伏耐力比と橋脚の累積吸収エネルギー比の関係 タイプII地震動 I種地盤



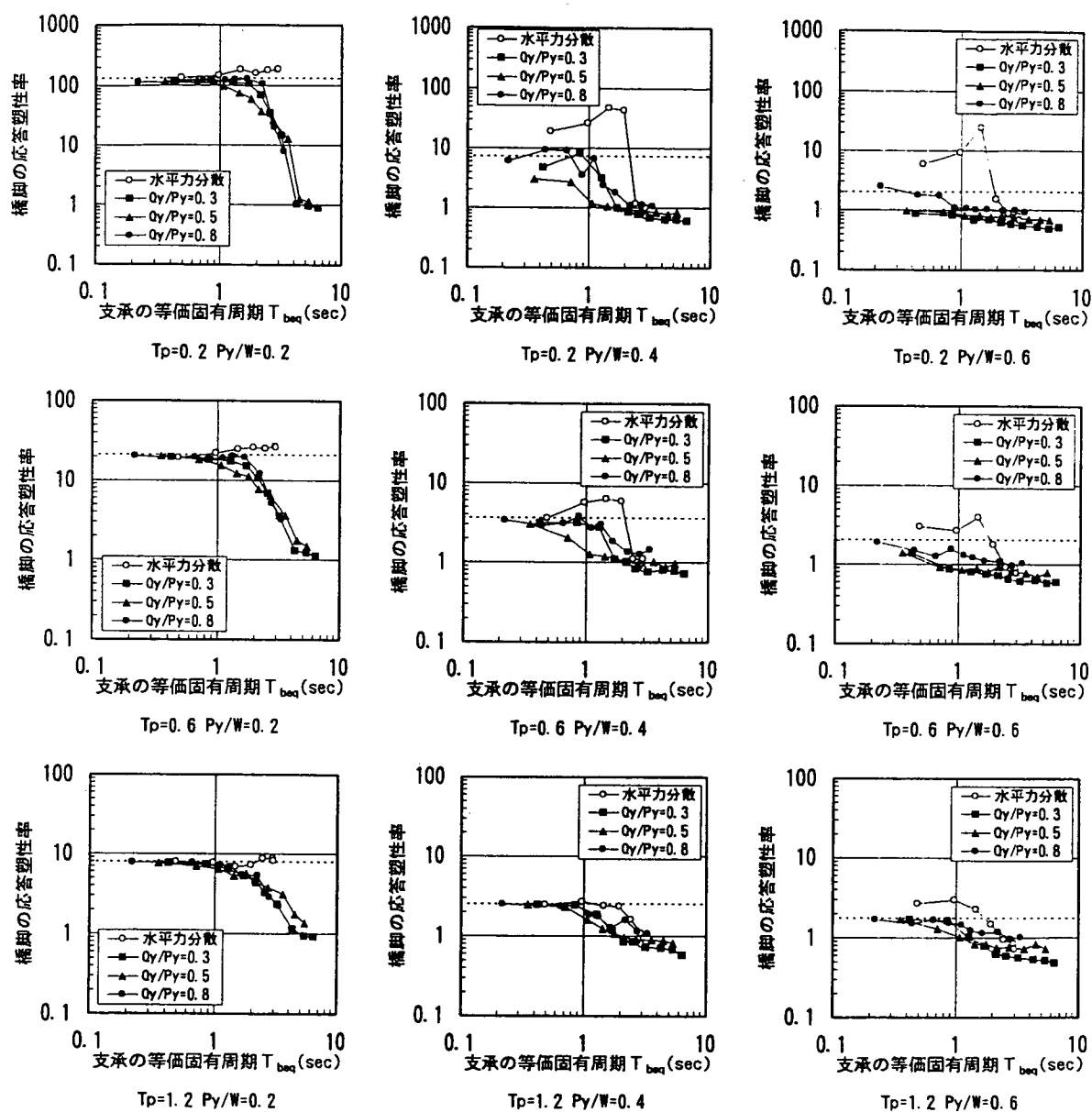
付図－ 4.5 支承の降伏耐力比と橋脚の累積吸収エネルギー比の関係 タイプⅡ地震動 Ⅱ種地盤



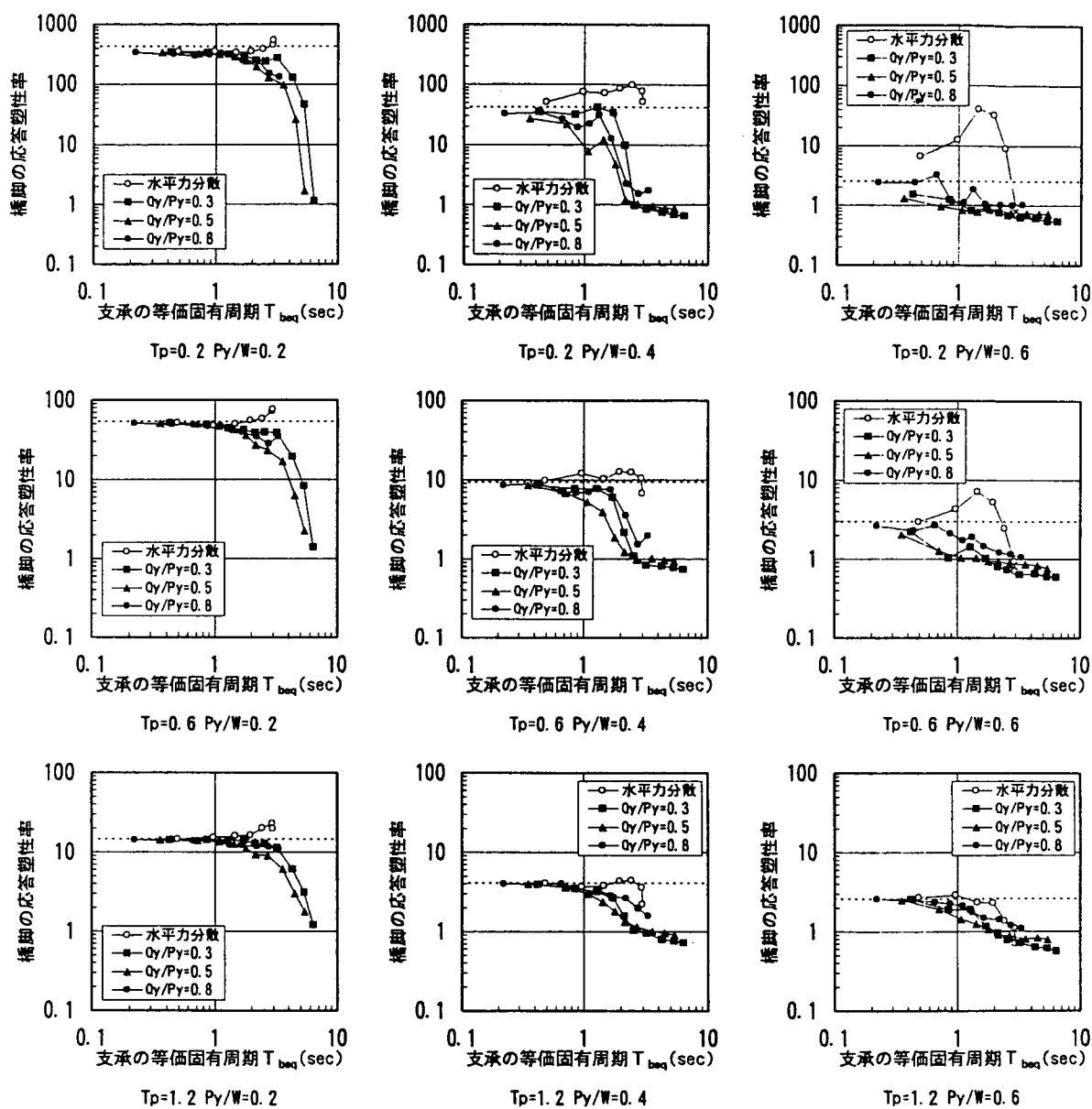
付図－ 4.6 支承の降伏耐力比と橋脚の累積吸収エネルギー比の関係 タイプⅡ地震動 Ⅲ種地盤



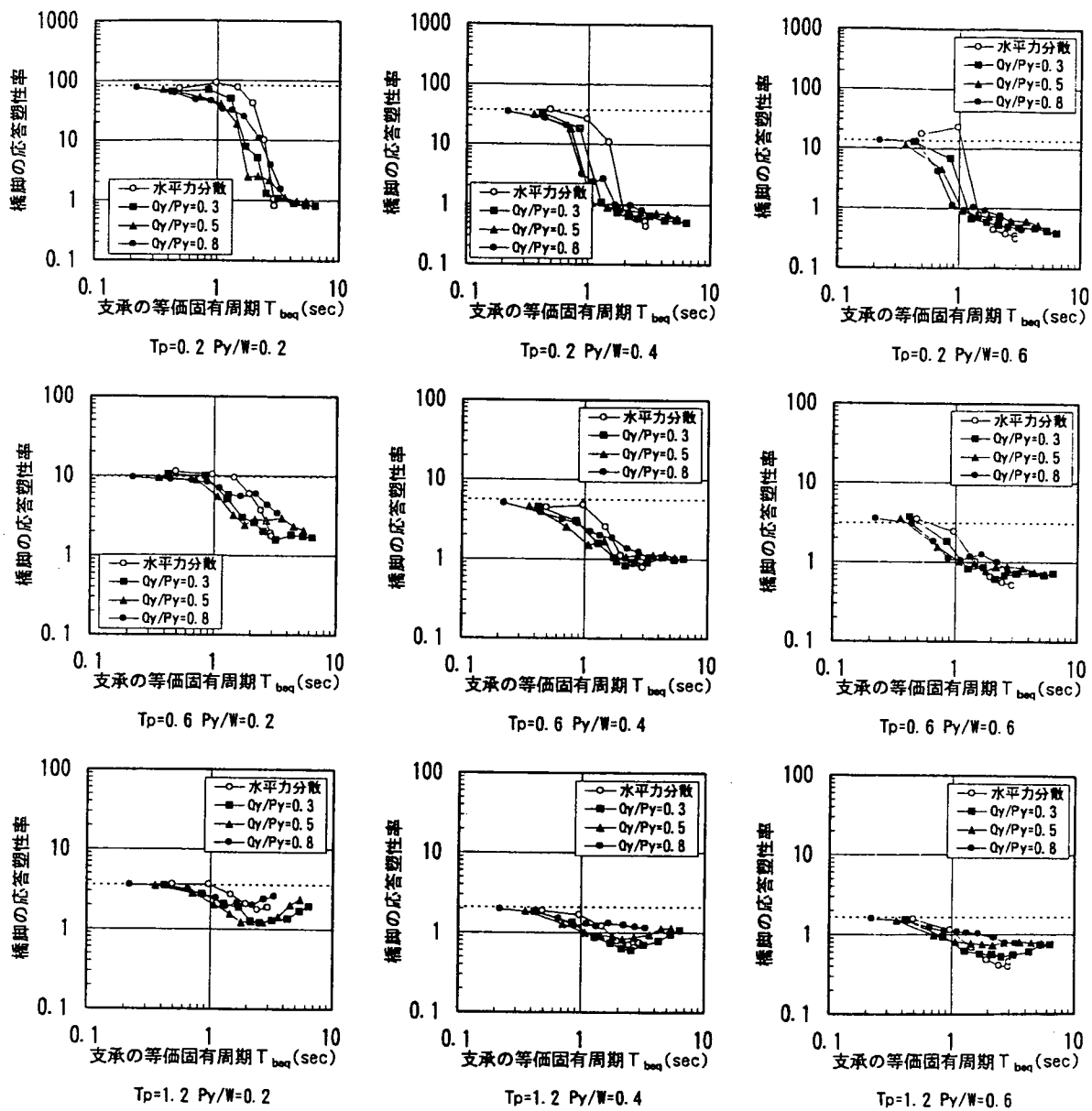
付図- 5.1 支承固定、水平力分散支承、免震支承における橋脚の応答塑性率
 タイプI地震動 I種地盤



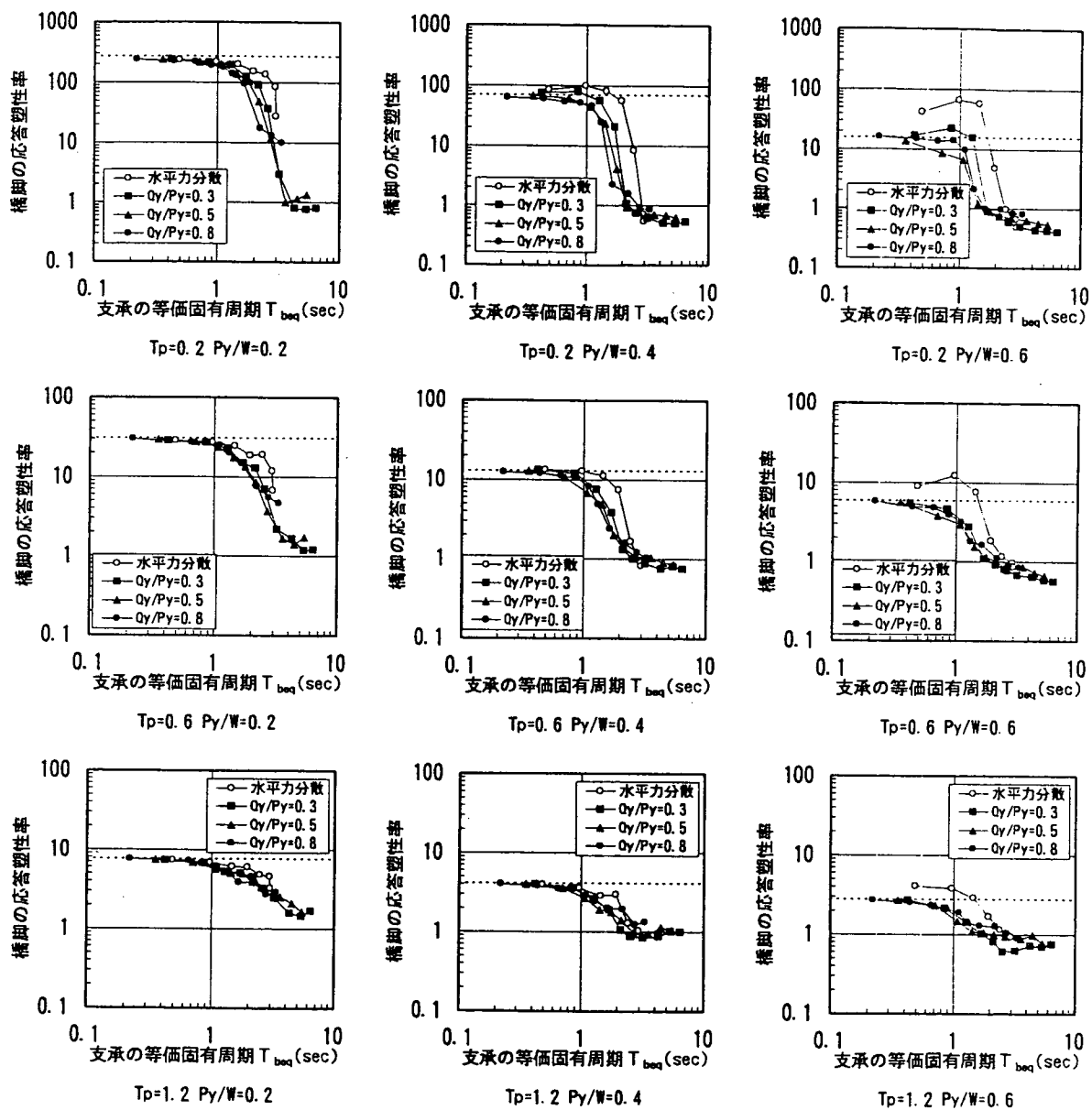
付図- 5.2 支承固定、水平力分散支承、免震支承における橋脚の応答塑性率
タイプ I 地震動 II 種地盤



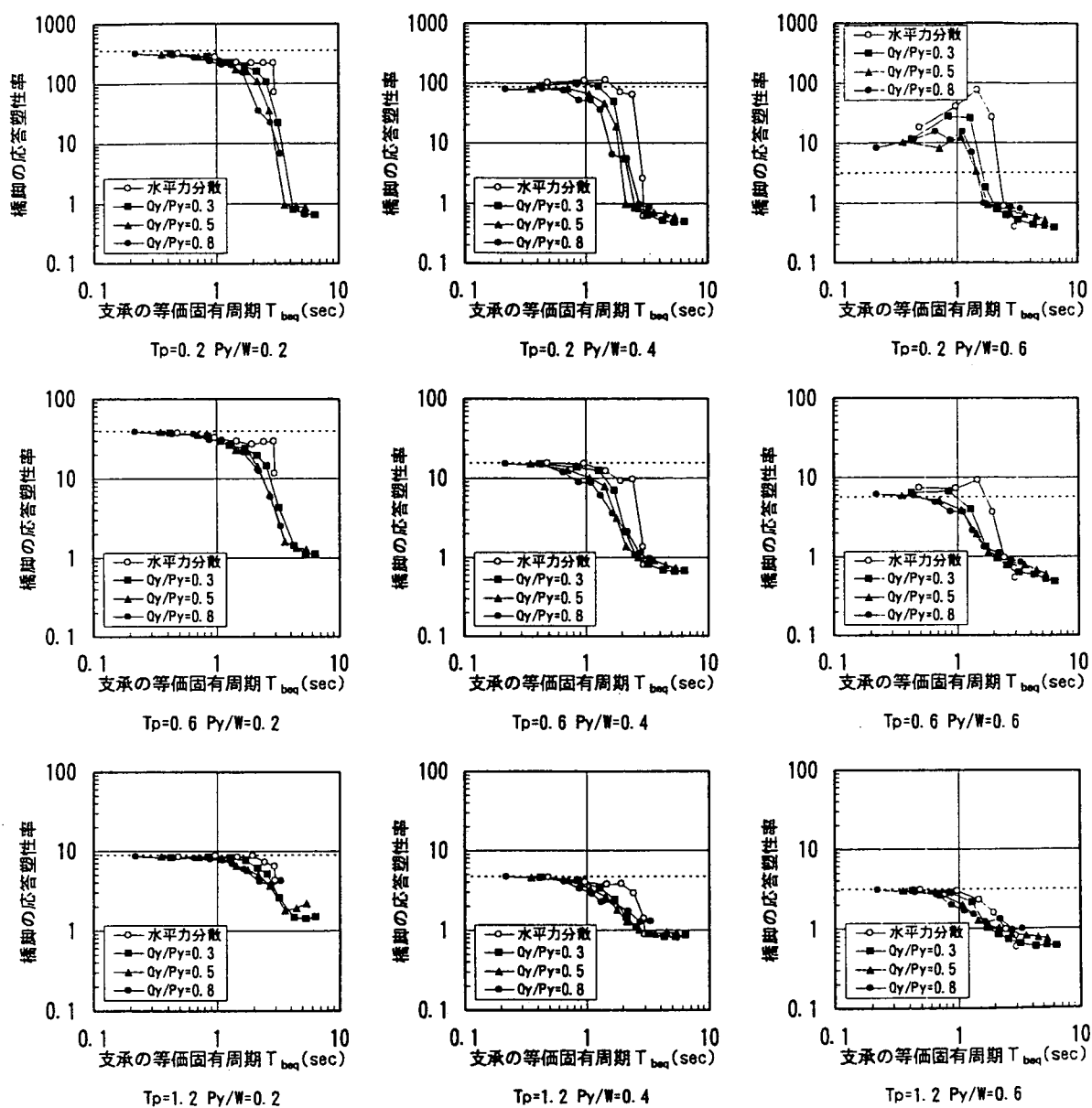
付図－ 5.3 支承固定、水平力分散支承、免震支承における橋脚の応答塑性率
タイプⅠ地震動 Ⅲ種地盤



付図- 5.4 支承固定、水平力分散支承、免震支承における橋脚の応答塑性率
タイプII地震動 I種地盤



付図－ 5.5 支承固定、水平力分散支承、免震支承における橋脚の応答塑性率
タイプⅡ地震動 Ⅱ種地盤



付図- 5.6 支承固定、水平力分散支承、免震支承における橋脚の応答塑性率
タイプⅡ地震動 Ⅲ種地盤