

ゴム支承により支持された橋梁の振動特性

井ヶ瀬良則¹・水上善晴²・古川 毅³・林 賢一⁴

¹正会員 日本道路公団 試験研究所 橋梁研究室（〒194-0035 東京都町田市忠生1-4-1）

²正会員 日本道路公団 試験研究所 橋梁研究室（〒194-0035 東京都町田市忠生1-4-1）

³正会員 株式会社日本構造橋梁研究所 東京本社設計2部設計6課（〒107-0062 東京都港区南青山5-12-4）

⁴正会員 株式会社日本構造橋梁研究所 東京本社設計2部設計6課（〒107-0062 東京都港区南青山5-12-4）

1. はじめに

近年、耐震性能に優れた構造形式として、ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造や免震構造等の多点固定方式が多く採用されている。

本構造は、以下に示す多くの利点を有しているが、構造規模および地盤条件等の要因によっては利点とばかり判断できない問題もある。

ゴム支承の効果

- ① 長周期化による作用地震力の低減
- ② 減衰効果による地震エネルギーの低減
- ③ 弾性支持による連続化の可能性
- ④ 弾性支持による地震力の分散化
- ⑤ 連続化による走行性の向上
- ⑥ 地震力の低減及び分散化による建設コストの削減

ゴム支承採用時の問題点

- ① 軟弱地盤での採用は、地盤と構造物の共振現象を誘発する可能性が有る
- ② 高橋脚での採用は、軟弱地盤同様、共振現象を誘発する危険性が有る
- ③ ゴム支承の採用による過度の変位により、地震後の使用性に大きな問題が生じる危険性が有る

このような観点から、ゴム支承により支持された橋梁の振動特性を把握するため、地震時保有耐力法ならびに非線形時刻歴応答解析を行い、解析的に検討した。

2. エネルギー一定則の検証

(1) 検討目的

道路橋示方書V耐震設計編に示された耐震設計法は、エネルギー一定則の成立を前提とした地震時保有耐力法により行なうことと記されているが、具体的に”どのような橋梁形式”・”どの程度の橋梁規模”・”どの程度の地震動の大きさ”において成立するのかを明確にする。

そこで、一般的にエネルギー一定則が成立することが確かめられている鋼製支承（固定可動型）を有する単独橋脚と、耐震性に優れた構造形式として兵庫県南部地震以降採用が推奨されているゴム支承を有する多径間連続橋を構成する橋脚を対象に地震時保有耐力法および非線形動的解析の解析を行ない、両解析値を比較することによりエネルギー一定則の検証を行う。

また、ゴム支承により支持された橋梁の場合は、塑性ヒンジ個所が複数個（ゴム支承および橋脚下端）存在するため、ラーメン橋脚の解析法として提案されている荷重漸増法による照査を合わせて行なう。

ただし、本検討は地震時保有耐力法の下限值（等価水平震度 $k_{he}=0.4$ ）を取り払って行なっている。

(2) 検討項目

検討項目は、以下に示すパラメータとする。

- 橋梁規模（橋脚高さおよび上部工重量）をパラメータとした検証
- 橋梁形式（単独固定および多点固定<分散支承>）をパラメータとした検証
- 入力地震動の大きさ（タイプⅠおよびタイプⅡ）をパラメータとした検証
- 解析法（地震時保有耐力法、荷重漸増法および動的解析）をパラメータとした検証

また、検証に用いる解析モデルは、柱下端を固定とした単独橋脚で、表-1のケースに対して行った。

表-1 エネルギー一定則の検証ケース

		上 部 工 分 担 重 量			
		W=300tf	W=450tf	W=600tf	W=1000tf
橋 脚 高	H=5m	①	—	—	⑥
	H=10m	—	②	—	—
	H=20m	—	—	③	—
	H=30m	—	—	—	④
	H=40m	⑦	—	—	⑤

注) 〇中の数値は、橋脚モデル番号を示す。

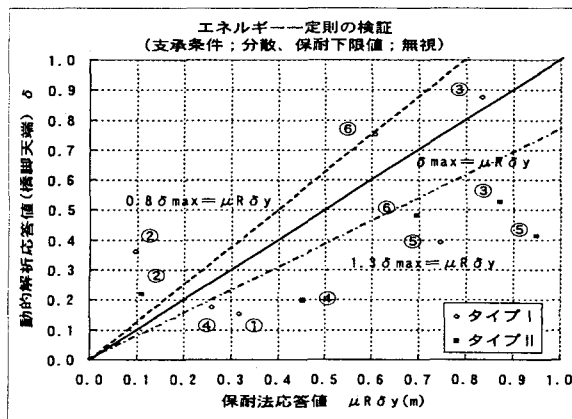


図-1 鋼製固定支承およびゴム支承により支持された橋脚の卓越振動モード図

単位：％

		上部工分担重量			
		W=300tf	W=450tf	W=600tf	W=1000tf
橋脚高さ	H= 5m	① 90.3	—	—	⑥ 96.1
	H=10m	—	② 85.8	—	—
	H=20m	—	—	③ 77.1	—
	H=30m	—	—	—	④ 73.8
	H=40m	⑦ 63.5	—	—	⑤ 68.7

(a) 検証ケースと1次モードの寄与率



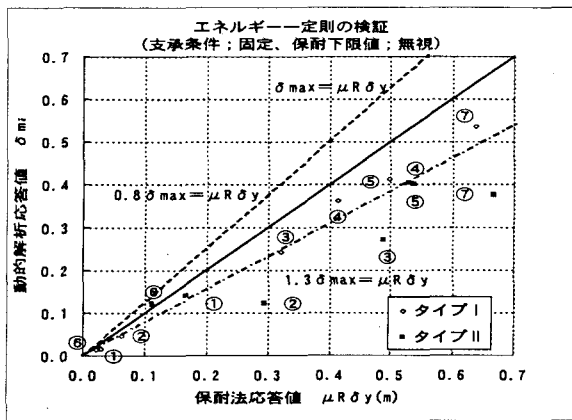
(b) 保耐法と動的解析の解析結果

図-2 ゴム支承により支持された橋梁のエネルギー一定則の検証

単位：％

		上部工分担重量			
		W=300tf	W=450tf	W=600tf	W=1000tf
橋脚高さ	H= 5m	—	—	—	—
	H=10m	① I種：57.7 ④ II種：51.1	—	—	—
	H=20m	—	—	② I種：55.7 ③ II種：49.3	—
	H=30m	—	—	—	—
	H=40m	—	—	—	③ I種：48.4 ⑥ II種：23.8

(a) 検証ケースと1次モードの寄与率



(b) 保耐法と動的解析の解析結果

図-3 鋼製固定支承により支持された橋梁のエネルギー一定則の検証

(3) 検討結果

a) 橋梁形式をパラメータとした検証

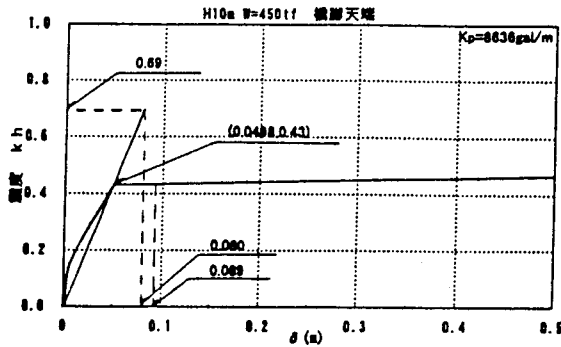
ゴム支承により支持された橋梁の振動は、図-1 に示すとおり、上下部工が個々の挙動を示し、上部工の振動に下部工（橋脚）が連成しないため、1次モードの寄与率が、鋼製固定支承を有する橋梁に比して小さくなり、図-2 に示すとおり、保耐法と動的解析法との解析結果は一致せず、エネルギー一定則の法則は成立しない。

また、両者の解析値の大小を比較すると、保耐法による値が常に大きい値を示すとは限らず、保耐法による解析が常に安全側の設計とはならない。

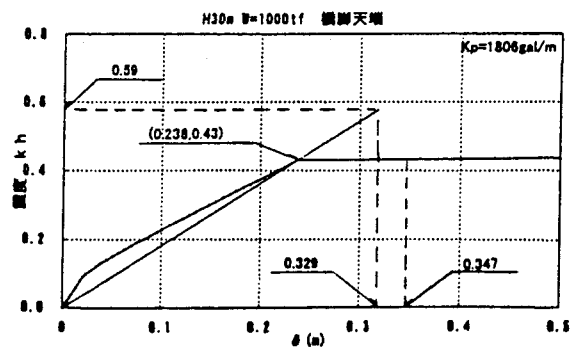
b) 橋梁構造規模および地震荷重規模をパラメータとした検証

鋼製固定支承に支持された橋梁は、図-3 に示すとおり、卓越モード（1次モード）の寄与率が高いほど（橋脚高さが低く・上部工負担重量が大きい）、保耐法と動的解析法による解析結果は一致する。ただし、1G レベルの地震荷重規模に限り成立し、2G（兵庫県南部地震）レベルの場合には大きな差が生ずる。

2G レベルの大きな強度を有する地震時の挙動は、保耐法的前提条件であるエネルギー一定則には従わず、変位一定則に従うものであることが、他の研究でも明確になっている。

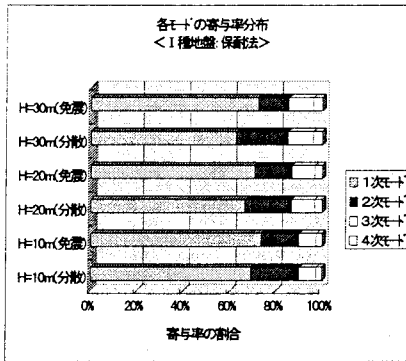


(a) 橋脚高さ H=10m 上部工負担重量 W=450tf

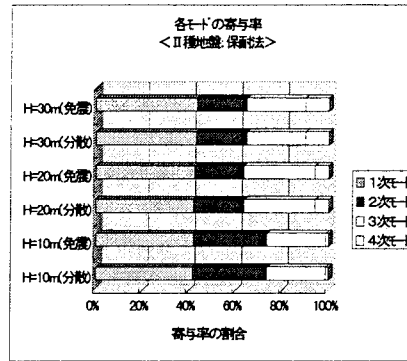


(b) 橋脚高さ H=30m 上部工負担重量 W=1000tf

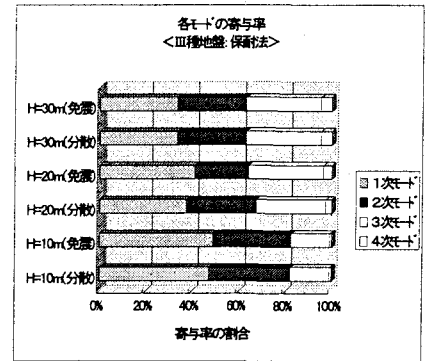
図-4 荷重漸増法を利用した保耐法の結果



(a) I 種地盤



(b) II 種地盤



(c) III 種地盤

図-5 ゴム支承により支持された橋梁の振動モードの寄与率

c) 荷重漸増法を利用した地震時保耐力法

荷重漸増法により作成した荷重-変位曲線を用い、線形時刻歴応答解析結果に対してエネルギー一定則を適用し、塑性領域の応答値を算出した結果（ラーメン橋脚の保耐法の設計法）を図-4に示すが、動的解析法により算出した結果とは表-2に示すとおり一致しない。

表-2 橋脚天端の変位量の比較

単位: m

橋脚高さ・上部工負担重量	荷重漸増法による保耐法	動的解析
H=10m・W= 450tf	0.089	0.046
H=30m・W=1000tf	0.347	0.363

3. ゴム支承により支持された橋梁の振動性状

ゴム支承により支持された橋梁の振動性状は、図-5に示すとおり、上部工の振動モードが卓越するが、その寄与率は地盤条件の良好な場合ほど大きい値を示す。

しかし、ゴム支承の影響（上下部工が個々の挙動を示す）を受け最大でも寄与率は50%程度であり、2次モード以下の橋脚の振動モードが応答値に影響を及ぼしている。

特に、III種地盤に設置されたゴム支承により支持された橋梁は、橋脚の振動モードの寄与率が70%程度を占め、保耐法で想定している振動性状とは全く異なる。

$$K_e = K_o \times (\delta_{\max} / \delta_c)^{-\gamma}$$

K_e : 戻り勾配

K_o : 初期勾配

$\delta_{\max}$: 最大勾配

δ_c : コンクリートひび割れ時変位

γ : 剛性低下指数

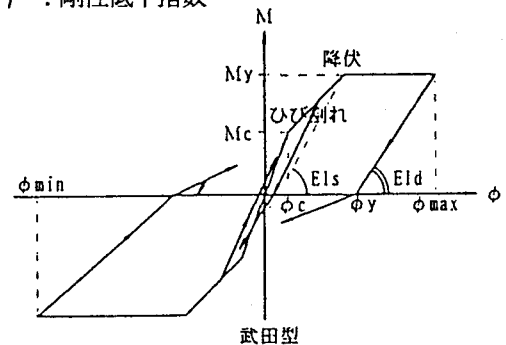
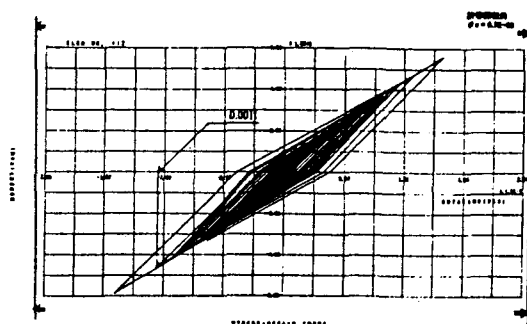


図-6 剛性低下型トリリニアモデル（武田モデル）

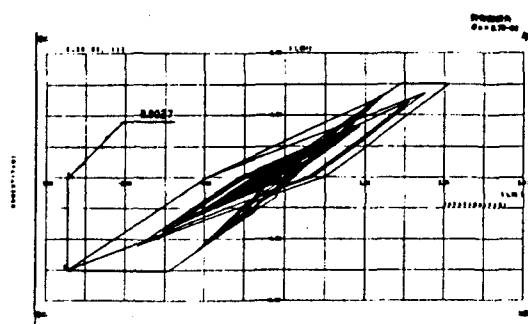
4. 復元力特性の評価方法による応答値の変化

復元力特性は、図-6に示す、一般的に用いられている剛性低下型トリリニアモデルである武田モデルを採用した。

このモデルの剛性は、剛性低下指数（ γ ）の値に左右され、通常 $\gamma=0.4$ が採用されているが、履歴形状によっては、他の値が用いられる場合がある。そこで、 γ の値を変化させた場合の応答値の変化を図-7に示す。



(a) $\gamma = 0.3$ の場合

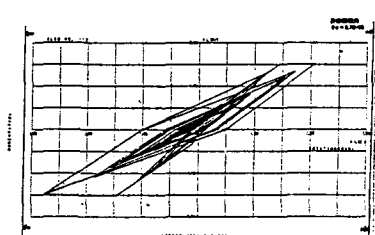


(b) $\gamma = 0.4$ の場合

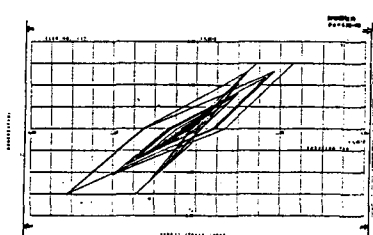
図-7 復元力特性の評価方法による橋脚下端のM- θ 曲線

表-3 復元力特性の評価方法による応答値の変化表

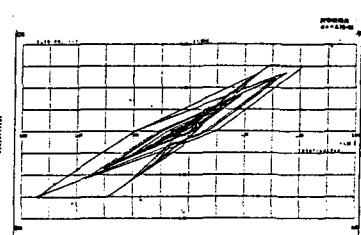
γ の値	橋脚下端回転角 θ (rad)	橋脚天端の最大 変位量 δ (m)	支承の最大相対 変位量 δ (m)
0.1	$1.1E^{-3}$	0.130	0.241
0.2	$1.1E^{-3}$	0.143	0.248
0.3	$1.1E^{-3}$	0.160	0.259
0.4	$2.8E^{-3}$	0.194	0.303



(a) レーリー減衰



(b) ひずみエネルギー減衰



(c) モード減衰

図-8 減衰の評価方法による橋脚下端のM- θ 曲線

表-4 減衰の評価方法による応答値の変化表

減衰の評価方法	橋脚下端回転角 θ (rad)	橋脚天端の 最大変位量 δ (m)	支承の最大相対 変位量 δ (m)
レーリー減衰	$2.8E^{-3}$	0.194	0.303
ひずみエネルギー減衰	$3.1E^{-3}$	0.198	0.304
モード減衰	$2.7E^{-3}$	0.193	0.303

剛性低下率を左右する γ の値が小さいほど、履歴曲線の囲む面積が大きく、履歴減衰効果が十分に発揮され、応答値は γ 値の僅かな変化 ($0.4 \rightarrow 0.3$) によって 1.5 倍程度の大きな差となった。他の応答値も表-3に示すとおり大きな差が生じている。

5. 減衰の評価方法による応答値の変化

非線形領域の構造物の動的挙動を把握する際に、構造

物の減衰は、復元力特性とともに重要な要因であり、多くの実験的研究および解析的な研究が行なわれているが、その機構や性能は未だ不明である。そこで、一般的に使用されている3種類の減衰の評価法(レーリー減衰、ひずみエネルギー減衰、モード減衰)による応答値の変化を比較した結果を図-8および表-4に示す。本解析モデルでは、1次および2次モードが卓越しており、減衰の評価法による応答値の差は僅かで、減衰の評価方法による影響は顕著に表れなかった。

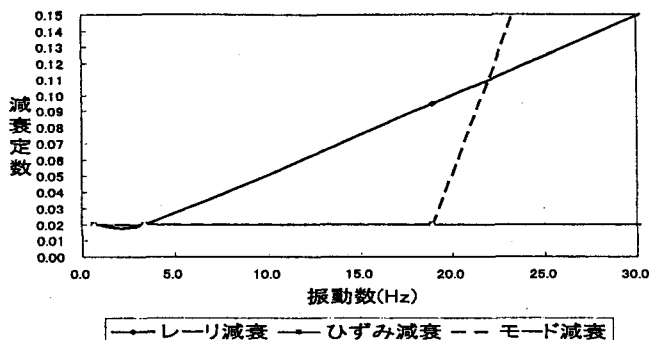


図-9 減衰の評価方法と高次モードの減衰

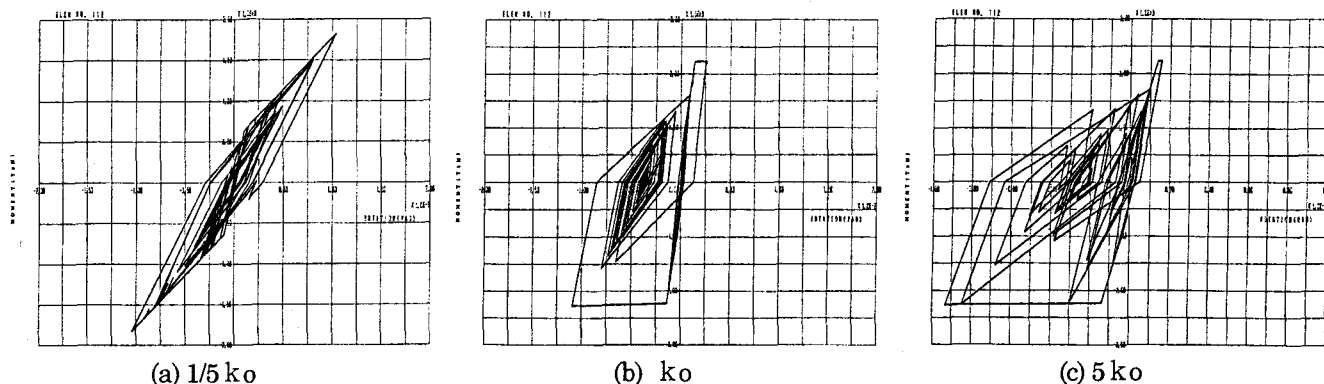


図-10 ゴム支承のバネ定数の変化による橋脚下端のM-θ曲線

表-5 ゴム支承のバネ定数の変化による応答値の比較表

ゴム支承のバネ定数 k_o (tf/m)	橋脚下端 回転角 θ (rad)	橋脚天端の最大 変位量 (m)	支承の最大相対 変位量 (m)
1/5 k_o (192tf/m)	$0.80E^{-3}$	0.038	0.940
k_o (960tf/m)	$8.10E^{-3}$	0.146	0.289
5 k_o (4800tf/m)	$9.30E^{-3}$	0.129	0.049

しかし、高次モードが卓越する構造系の場合や質点数が多い橋梁全体系モデルでは、減衰の評価方法の相違により応答値が大きく変化することが図-9に示す減衰の評価より予想されるため、計算時間が早く収束性に富むレーリ減衰を用いる場合等には高次モードの減衰定数の確認を行なう必要がある。

6. ゴム支承のバネ定数の変化による応答値の比較

ゴム支承に支持された橋梁の挙動は、ゴム支承および橋脚下端回転能の2個所の働きによって決定されている。そこで、ゴム支承のバネ定数の変化に着目し、応答値にどのような影響を及ぼすかを比較し、その結果を図-10および表-5に示す。

支承の変位および橋脚下端の曲率等、各応答値は大きな差を生ずるが、支承のバネ定数値の変化に伴う一定の傾向を把握することができない。

これは、構造物全体系の振動特性（固有振動数）と入力地震動の振動特性（固有振動数）の関係により応答値

が決定されるためであり、ゴム支承の影響を十分考慮し、橋梁全体系の振動特性（固有周期）への影響を的確に把握する必要がある。

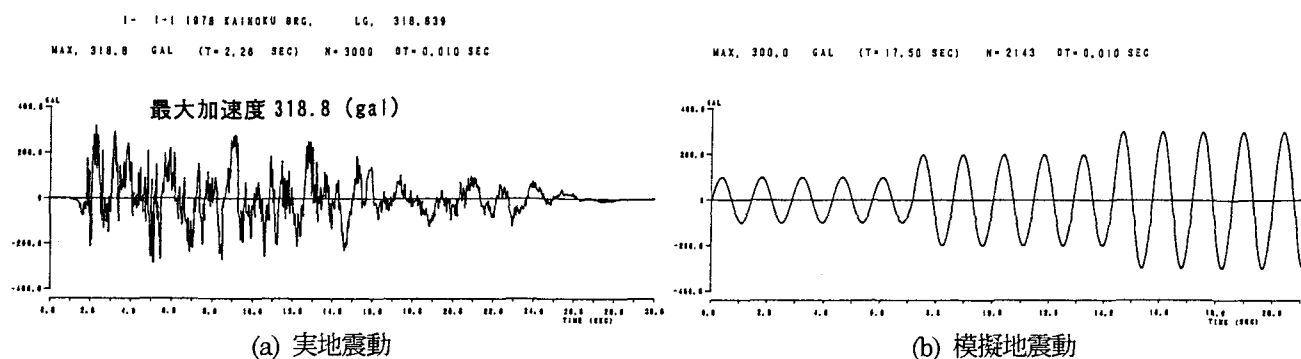
7. 動的解析に用いる入力地震動の検討

(1) 検討目的

入力地震動（実地震動）の最大加速度および周波数特性に着目し、正弦波より構成される模擬地震動を作成して、実地震動による応答値と比較することにより、入力地震動の影響を定量的に把握するために行った。

(2) 検討項目

- 実地震動と模擬地震動との入力地震動の差による応答値の比較（図-11 参照）
- 一定加速度模擬地震動と漸増加速度模擬地震動との入力地震動の差による応答値の比較（図-12 参照）
- 模擬地震動の繰り返し回数の相違による応答値の比較



* (b)の地震動は、最大加速度および卓越周波数を(a)に合わせたものである。

図-11 動的解析に用いる入力地震動

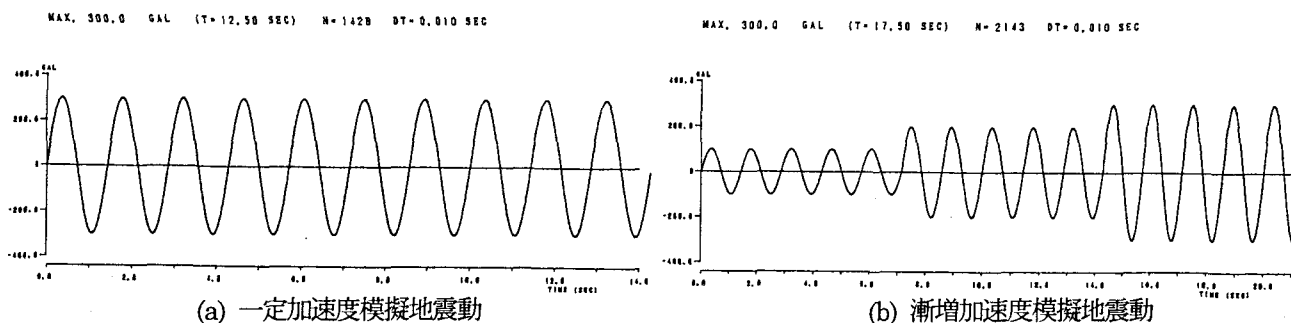


図-12 動的解析に用いる入力地震動

表-6 動的解析に用いる入力地震動の検討に用いる橋脚モデル

	地盤種別	橋脚高さ	上部工負担重量	支承条件	固有周期
橋脚モデル1	I種地盤	H=10m	W= 450t	分散支承	1.75sec
橋脚モデル2	I種地盤	H=30m	W=1000t	分散支承	2.20sec

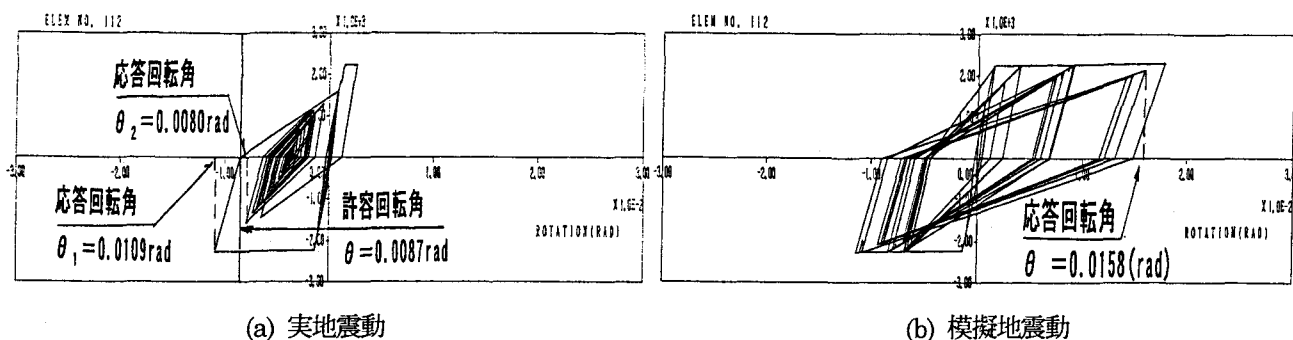


図-13 入力地震動の周波数が構造物の周波数と合致した場合の橋脚下端のM- θ 曲線

検討に用いた橋脚モデルは、表-6に示す2ケースである。

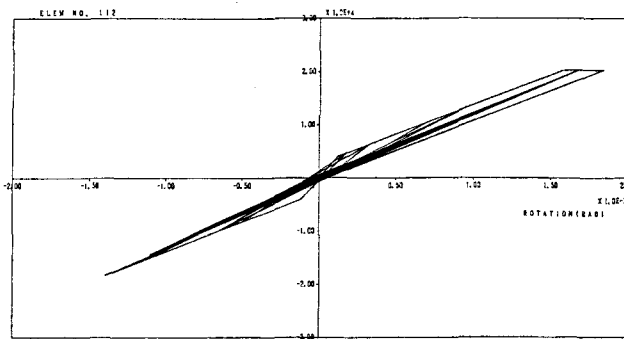
(3) 検討結果

a) 実地震動と模擬地震動との入力地震動の差による応答値の比較

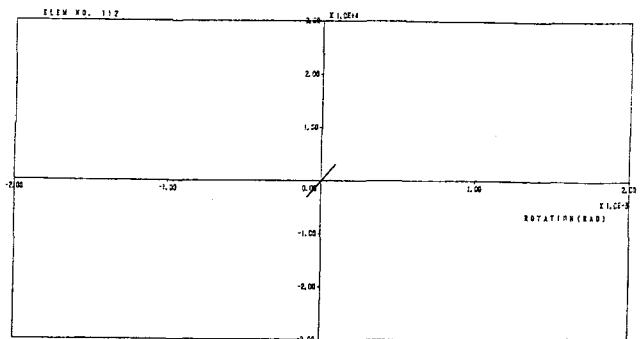
橋脚モデル1は、入力地震動の卓越周波数が構造物の卓越周期と合致する場合であり、図-13に示すとおり、

模擬地震波を入力地震動として解析した結果が、実地震波を入力地震動とした結果より大きな応答値を示す。これは、実地震波には当然他の構造物の卓越周波数と合致しない周波数成分を含んでいるからである。

橋脚モデル2は、入力地震動の卓越周波数が構造物の卓越周期と合致しない場合であり、図-14に示すとおり、模擬地震動を入力動として解析した結果が、実地震波を入力動として解析した結果より小さい応答値を示す。

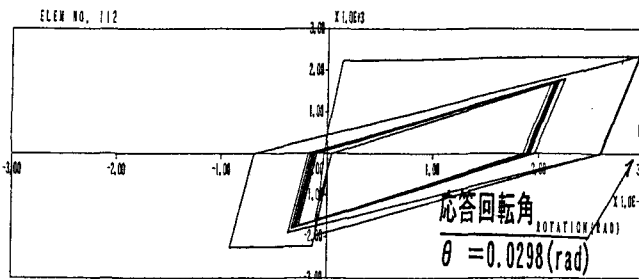


(a) 実地震動

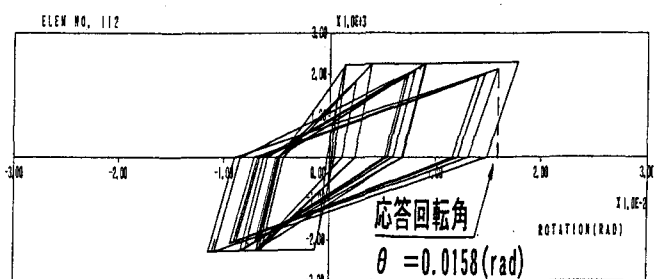


(b) 模擬地震動

図-14 入力地震動の周波数が構造物の周波数と合致しない場合の橋脚下端のM-θ曲線

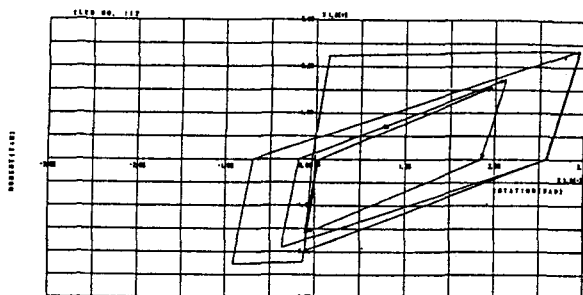


(a) 一定加速度模擬地震動

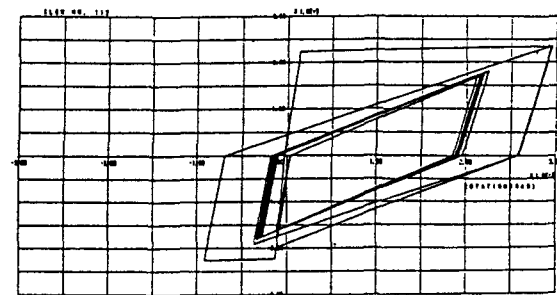


(b) 漸増加速度模擬地震動

図-15 入力地震動の加速度形状（一定および漸増）の相違による橋脚下端のM-θ曲線



(a) 繰り返し回数：4回



(b) 繰り返し回数：20回

図-16 模擬地震動の繰り返し回数の相違による橋脚下端のM-θ曲線

これは、実地震動には構造物の卓越周期と合致する振動成分がいくらか含まれていることから当然の結果である。

b) 一定加速度模擬地震動と漸増加速度模擬地震動との入力地震動の差による応答値の比較

最初から大きな加速度を有する模擬地震波（一定加速度模擬地震波）を入力したものは、図-15に示すとおり、実地震波と同様に1波目から、一挙に塑性域に至るため、橋脚剛性の低下の影響が発揮されず大きな応答値を示し、徐々に加速度を増加させた模擬地震波（漸増加速度模擬地震波）に比して橋脚下端の回転角は2倍程度の応答値を示した。

繰り返し载荷によるエネルギー吸収性能は、一挙に剛性が低下する一定加速度模擬地震動を入力地震動とした

方が小さくなること、図-15の橋脚下端M-θ曲線が扁平になることから判断することができる。

一定加速度模擬地震波を入力地震動としたものは、図-15に示す履歴曲線が片側に寄っていることより、橋脚の残留変形が大きいことが解る。

c) 模擬地震動の繰り返し回数の相違による

応答値の比較

模擬地震波の1波目から、一挙に塑性域に至るため大きな応答値を示すが、図-16に示すとおり、繰り返し回数が増加するに従い橋脚の履歴減衰の効果が発揮され、徐々に応答値が小さくなる。

5回程度を超えると橋脚下端のM-θ履歴曲線は、一定値に収束する。

8. まとめ

(1) エネルギー一定則

- 保耐法により耐震設計を行なう場合は、エネルギー一定則の法則が成り立つかを判断するために、固有値解析を行ない1次モードの寄与率がどの程度あるかを確かめる必要が有る。
- ゴム支承により支持された橋梁の場合、大規模地震動に対する基本的な設計法である保耐法により解析した結果が動的解析法による解析結果を常に上回り、安全側の設計となるとは限らず、保耐法による設計に加え、動的解析による照査が必要である。
- ゴム支承により支持された橋梁に対して、ラーメン橋脚の保耐法として採用されている荷重漸増法を利用した方法によっても動的解析結果とは一致しないため、動的解析による照査が必要である。

(2) 非線形動的解析の検証

- 非線形動的解析は、非常に複雑で敏感な解析法であり、復元力特性（剛性低下率）等の僅かな変化に対しても大きく応答値が変化する。そこで、動的解析により構造物の耐震性を評価する場合は、1つの解析結果にのみ左右されず、構造物全体系の各種の応答値を検証することにより構造物の耐震性を評価する必要がある。
- 比較的単純で、高次モードが卓越する構造系でない限り、減衰の評価方法について、特別な配慮は必要としない。しかし、橋梁全体系の動的解析を行なうと、高次のモード（3次モード以降）も卓越モードとなり、減衰定数の評価により応答値が大きく異なるため、減衰の評価に際しては、過去の事例等を十分調査し、決定する必要がある。

- 分散支承を用いて長周期化を図り、地震力の低減効果を期待する場合は、入力動の卓越振動数と分散支承を有する構造物の卓越振動数と合致しないことを確かめて、支承の設計等を行なう必要が有る。

(3) 入力地震動の検証

- 構造物の応答は、構造物と入力地震動の周波数特性に依存している。

表層地盤の性状により地表面に伝播される地震動の特性が決定されることを考えると、本項で行なう検討も同様に共振現象の把握と見ることができる。

動的解析により構造物の耐震性を評価する際には、入力地震動の卓越周波数と構造物の卓越周波数の関係を十分検討する必要がある。
- 非線形動的解析により構造物の耐震性を判断する場合、不規則地震動の影響を受け、弾性応答から一気に塑性領域に至るため、橋脚の履歴減衰効果を有効に発揮することができず、この値が最大応答値となる。

そこで、動的解析結果の最大応答値のみにより照査するのではなく、応答履歴および許容値を超える頻度等を確認、橋梁全体系としてどのような状態にあるのかを把握し、総合的に判定することが重要である。