

不等の高橋脚を有するコンクリートラーメン橋の 耐震設計に関する検討

御園生 静栄¹・小倉 裕介²・土田 貴之³・永井 明人⁴・佐々木 拓也⁵

¹正会員 八千代エンジニアリング(株) 技術開発本部 耐震保全部 (〒153-8639 東京都目黒区中目黒1-10-21)

²正会員 工修 八千代エンジニアリング(株) 技術開発本部 耐震保全部 (〒153-8639 東京都目黒区中目黒1-10-21)

³正会員 工修 (株)建設技術研究所 道路本部 技術第四部 (〒103-8430 東京都中央区日本橋本町4-9-11)

⁴(株)構造計画研究所 解析技術2部 (〒164-0012 東京都中野区本町4-38-13)

⁵日本電子計算(株) 科学技術事業部 建設技術営業部 システム第2課 (〒135-8388 東京都江東区東陽2-4-24)

1. まえがき

コンクリートラーメン橋は、橋脚の曲げモーメント分布からわかるように塑性ヒンジの発生する位置が橋脚の上下端と明確であり、地震時保有水平耐力法により耐震設計を行うことが可能と考えられる。道路橋示方書・V耐震設計編「9.8 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力および許容塑性率」の解説では、ラーメン橋についてもラーメン橋脚に準じて、耐震設計を行ってよいとしている。

対象としたラーメン橋は、山岳部の良好な地盤に建設され、橋脚高さが高くかつ不等橋脚を有する構造である。このような構造のラーメン橋では、地震時の挙動が複雑であることが予想されたため、非線形動的解析も行った。

地震時保有水平耐力法の設計を行う場合、まず、橋梁の持つ耐力と変形性能を求める。ラーメン橋の橋軸方向では、橋梁全体系で耐力と変形性能を求める必要があり、対象橋梁も地震荷重を水平方向に漸増させた非線形静的解析（プッシュオーバーアナリシス）を行っている。この解析結果については、第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウムで報告した¹⁾。

本検討は、不等の高橋脚を有するコンクリートラーメン橋の橋軸方向で、動的解析とプッシュオーバーアナリシスの解析結果を比較し、応答特性や地震時保有水平耐力法の適用性に関して検討を行ったものである。解析モデルは、図-1に示す。モデル化の詳細については、参考資料1)に記載したので、

ここでは省略する。非線形動的解析に用いた入力地震動は、I種地盤の強震記録から振幅調整した地震動あり、タイプI 3波、タイプII 3波とした²⁾。

2. 地震時保有水平耐力法と動的解析

プッシュオーバーアナリシスで求めた作用震度と上部構造の水平変位の関係を図-2に示す。これを用いて、エネルギー一定則や変位一定則により、上部構造に生ずる最大応答水平変位を推定した。その値と動的解析結果と比較したものが表-1である。最大変位を推定する時の固有周期は、以下の2通りを設定した（図-2の勾配と周期を参照）。

①プッシュオーバーアナリシスで最初に塑性ヒンジが降伏

②プッシュオーバーアナリシスで全ての塑性ヒンジが降伏
動的解析による最大変位は、地震動タイプI入力 25.66cm、地震動タイプII入力 27.34cmであった。地震動タイプII入力の方がやや大きい、ほぼ同レベルの応答であり、8つの塑性ヒンジのうち最後に塑性化する塑性ヒンジがほぼ降伏点に達したレベルの応答である。これは、プッシュオーバーアナリシスでは全ての塑性ヒンジが降伏した②に相当する。

表-1に示す固有周期は、プッシュオーバーアナリシスの①と②の時点で各節点に生じた水平変位をその時の水平震度で除して1G相当の変位に換算した後、道路橋示方書・V耐震設計編³⁾に示されている方法により求めたものである。橋脚の剛性低下を考慮した固有周期は、①0.987secと②1.322secである。不等橋脚を有するラーメン橋では、高さの低い

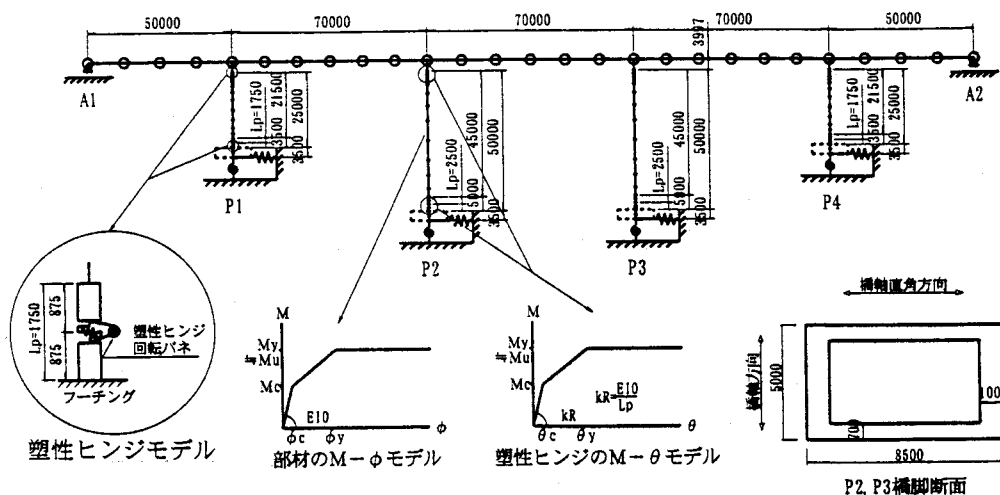


図-1 コンクリートラーメン橋の解析モデル

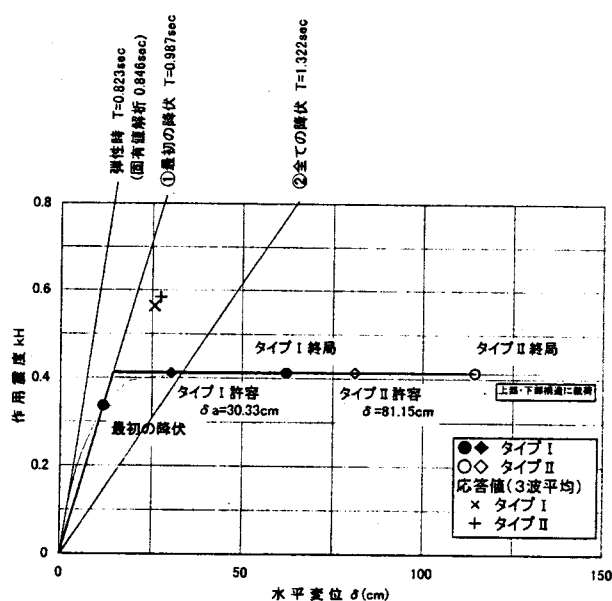


図-2 プッシュオーバーアナリシスの $k_h \sim \delta$ の関係

橋脚下端から塑性化が始まり、各橋脚の上下端塑性ヒンジが順次降伏に至るため、①と②の固有周期に差が生じる。そのため、地震動タイプⅡでは、設計水平震度 k_{hc} は① 1.26 と② 0.85 となり、エネルギー一定則による最大変位が① 75.51cm と② 38.30cm と大きく異なっている。①の固有周期を用いると、動的解析 27.34cm に比べ過大な応答変位を推定することとなった。

図-3 は、地震時保有水平耐力法による耐震設計結果を動的解析により照査する時の入力地震動である。タイプⅡの加速度応答スペクトルは、0.7sec 以上の長周期では周期の $-5/3$ 乗に比例するが、地震時保有水平耐力法に用いる設計震度は、周期の $-4/3$ 乗に比例する。このように、地震時保有水平耐力法と動的解析に用いた入力地震動には違いがある。

表-1 地震時保有水平耐力法と動的解析結果

入力地震動	タイプⅠ		タイプⅡ	
	①	②	①	②
固有周期の算定法	①	②	①	②
固有周期	0.987sec	1.322sec	0.987sec	1.322sec
許容塑性率 μ_a	2.108		5.614	
設計水平震度 k_{hc}	0.70	0.70	1.26	0.85
等価水平震度 k_{he}	0.39	0.39	0.39	0.27
動的解析最大変位	25.66cm [3波平均]		27.34cm [3波平均]	
許容変位	30.33cm		81.15cm	
エネルギー一定則	28.17cm (28.17cm)	28.17cm (28.17cm)	75.51cm (64.11cm)	38.30cm (28.91cm)
変位一定則	(24.57cm)	(24.57cm)	(40.56cm)	(25.04cm)

() の推定値は、設計水平震度を算定する際、動的解析用のスペクトルを用いた。

表-1 の () 内に示した値は、動的解析に用いた入力地震動から設計水平震度 k_{hc} を求め、最大変位の推定を行った結果である。②の固有周期を用い、動的解析用の地震動からエネルギー一定則や変位一定則により最大変位を推定すれば、動的解析結果に対して $\pm 10\%$ 程度の誤差であった。

3. 解析方法による塑性化の違い

エネルギー一定則により動的解析の最大変位を $\pm 10\%$ 程度の誤差で推定することができることがわかったが、次に、設計で想定した8つの塑性ヒンジがどのような順番で塑性化するか検証した。図-4 は塑性ヒンジ回転角の時刻歴波形であり、図に示す時刻は、最初に降伏を超えて塑性域に入った時刻と最も塑性化した時の時刻である。表-2 は、非線形動的解析における塑性化の順番であり、プッシュオーバーアナリシスによる結果も示した。プッシュオーバーアナリシスは、地震力を上部構造のみに载荷した場合、上部構造と下部構造に载荷した場合の2

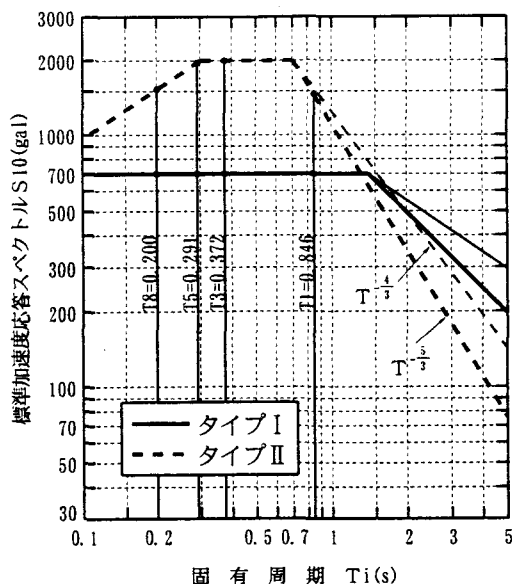
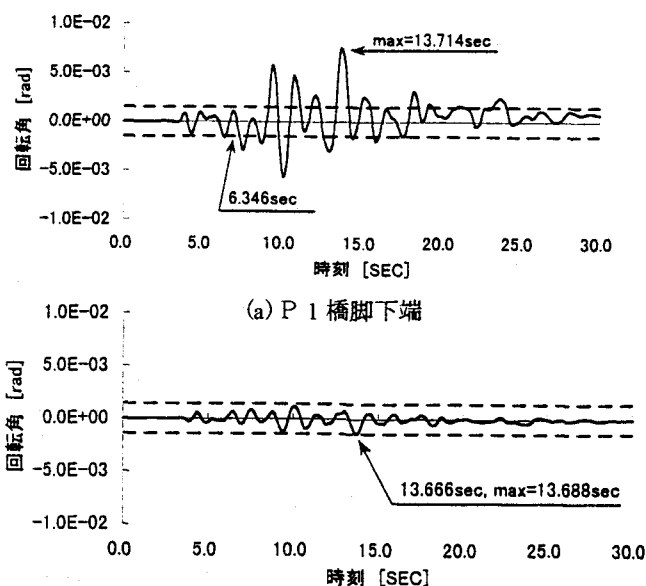


図-3 標準加速度応答スペクトル (I 種地盤)
 T_1, T_3, T_5, T_8 は 1, 3, 5, 8 次の固有周期



(a) P 1 橋脚下端
 (b) P 2 橋脚上端
 図-4 塑性ヒンジの回転角時刻歴波形 (タイプ I-I-2)

表-2 塑性ヒンジが塑性化する順番

解析方法		橋脚の塑性ヒンジ部が塑性化する順番 (発生時刻) $[\delta]$; その時刻の上部構造水平変位				δ max 発生時刻
動的解析	タイプ I-I-2 入力	P 1 下端 (6.346sec) $[\delta=12.2\text{cm}]$	P 1 上端 (9.266sec) $[\delta=19.6\text{cm}]$	P 2 下端 (9.272sec) $[\delta=19.9\text{cm}]$	P 2 上端 (13.666sec) $[\delta=27.2\text{cm}]$	13.690sec $[27.29\text{cm}]$
	タイプ II-I-1 入力	P 1 下端 (4.918sec) $[\delta=12.4\text{cm}]$	P 1 上端 (5.342sec) $[\delta=18.1\text{cm}]$	P 2 上端 (5.408sec) $[\delta=22.8\text{cm}]$	P 2 下端 (6.636sec) $[\delta=23.8\text{cm}]$	6.794sec $[31.16\text{cm}]$
プッシュオーバー アナリシス	地震荷重 上部構造のみ	P 1 下端 $[\delta=12.5\text{cm}]$	P 1 上端 $[\delta=19.0\text{cm}]$	P 2 下端 $[\delta=24.3\text{cm}]$	P 2 上端 $[\delta=26.0\text{cm}]$	—
	地震荷重 上部・下部構造	P 1 下端 $[\delta=12.0\text{cm}]$	P 2 下端 $[\delta=18.1\text{cm}]$	P 1 上端 $[\delta=20.4\text{cm}]$	P 2 上端 $[\delta=32.1\text{cm}]$	—

通りで行っている。

地震動タイプ I を入力した場合は、まず、P 1 下端が降伏した後、P 1 上端と P 2 下端がほぼ同時に塑性化し、最後に P 2 上端が降伏して、全ての塑性ヒンジが降伏したその直後に上端構造の最大変位 27.29cm (13.690sec) が生じた。地震動タイプ II を入力した場合は、地震動タイプ I を入力した場合と同様に P 1 下端→P 1 上端が塑性化した後、P 2 上端→P 2 下端の順番で塑性化し、上端構造の最大変位 31.16cm は 6.794sec に生じた。このように、動的解析では、入力地震動の違いで塑性化の順番が異なり、また、全ての塑性ヒンジが降伏に達した時点の上部構造変位 δ も 3.4cm の違いが生じている。

動的解析の結果をプッシュオーバーアナリシスの結果と比較すると、塑性化の順番は、上部構造と下部構造に地震力を载荷した場合よりも上部構造のみに地震力を载荷した場合の方が動的解析結果に近い

結果であった。

動的解析では入力地震動が異なることで、塑性化の順番や全ての塑性ヒンジが降伏した時点の上部構造変位に違いが生じており、地震力による繰返しや高次振動の違いが影響している。そのため、一方向に荷重を静的に増加させたプッシュオーバーアナリシスでは、塑性化の順番までは一致していない。しかし、最初に塑性ヒンジが降伏する位置やその時の上端構造の変位は、動的解析とプッシュオーバーアナリシスでほぼ同じ結果が得られており、上部構造からの地震力が支配的かつ橋脚高さが等しく、複数の塑性ヒンジがほぼ同時に塑性化するようなラーメン橋では、ここで対象とした橋梁よりも両解析が一致しやすいものと推定される。

4. 加速度、変位、断面力の分布

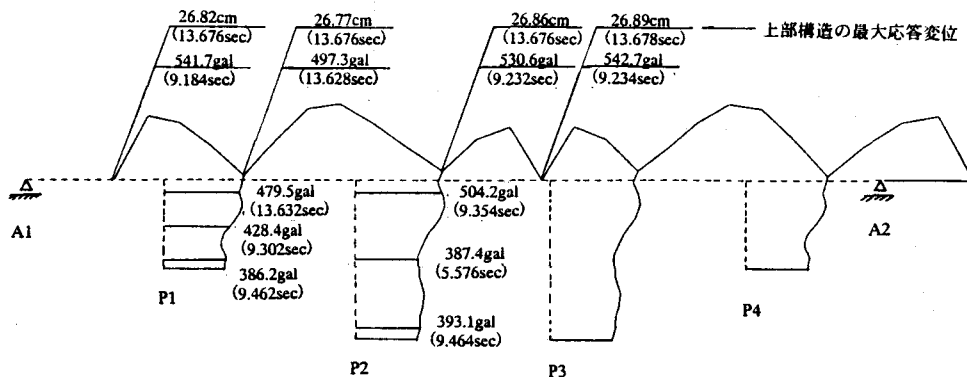
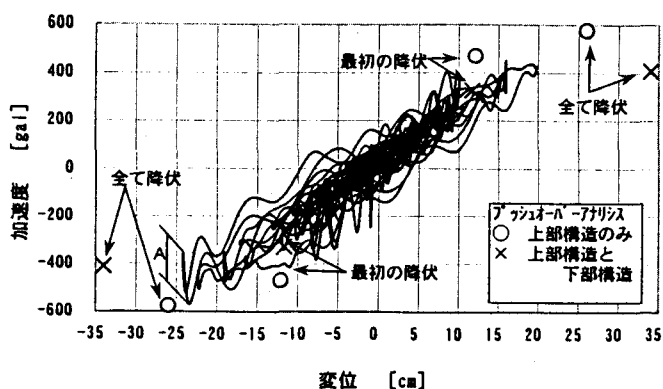
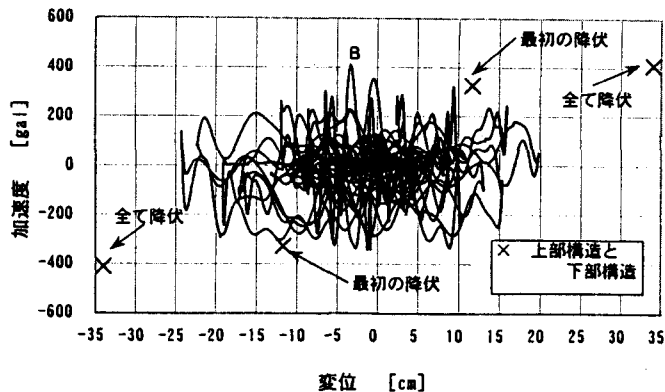


図-5 最大応答加速度分布 (地震動タイプ I-I-2)



(a) 上部構造位置の加速度と上部構造位置の水平変位



(b) P 1 橋脚下端の加速度と上部構造位置の水平変位

図-6 応答加速度と上部構造位置の水平変位の履歴 (地震動タイプ I-I-1)

震度法や地震時保有水平耐力法は、橋梁の各部の設計水平震度は一様と仮定している。ここでは、非線形動的解析で得られた橋脚の応答値分布をプッシュオーバーアナリシスの解析結果と比較検討した。

図-5 は非線形動的解析の最大応答加速度分布である。図中には、代表的な位置の水平加速度値とその発生時刻を示した。水平方向の最大応答加速度は 540gal ~ 390gal であり、水平震度に換算すると 0.55 ~ 0.40 である。上部構造の最大応答変位は 13.68sec で生じているが、最大加速度の発生時刻はこれと異なり、また、各節点でも発生時刻が異なっている。

図-6 は、非線形動的解析の水平方向加速度と上部構造水平変位の応答履歴である。加速度は、プッシュオーバーアナリシスの作用水平震度と変位の関係と比較しやすいように、正負を変換して示した。横軸の水平変位は上部構造中央位置の応答値であり、縦軸の加速度は (a) 上部構造中央位置、(b) P 1 橋脚下端である。図中の○は上部構造のみに地震荷重を載荷したプッシュオーバーアナリシスの結果であり、×は上部構造と下部構造に地震荷重を載荷した結果である。この結果は、最初に塑性ヒンジが降

伏した時点と全ての塑性ヒンジが降伏した時点を示し、その時の作用水平震度は重力加速度を乗じて加速度に換算した。

図-6 の履歴は、上部構造位置から橋脚下端に行く程、プッシュオーバーアナリシスの結果と異なってくる。(b) の図では最大応答加速度は約 400gal (図中の B 点) であるが、その時の上部構造位置の水平変位は約 4cm であり、最大加速度が生じる時刻で最大変位が生じていない。さらに、最大変位が生じている時の加速度は、最大値の 400gal よりもかなり小さいことがわかる。また、(a) の上部構造位置では、動的解析の包絡線がプッシュオーバーアナリシスに近い結果であるが、詳細にみると、図中の A に示すように、ほぼ同じ変位でも加速度が約 570gal と約 200gal も変動している。これは、変位が振動する周期よりも短周期で加速度が変化していることを意味する。

このように加速度は、各節点でかなり複雑な振動をしているので、次に、最大変位が発生する時刻付近で、加速度分布が、どのようになっているのか検討した。各塑性ヒンジが最も塑性化する時刻と順序

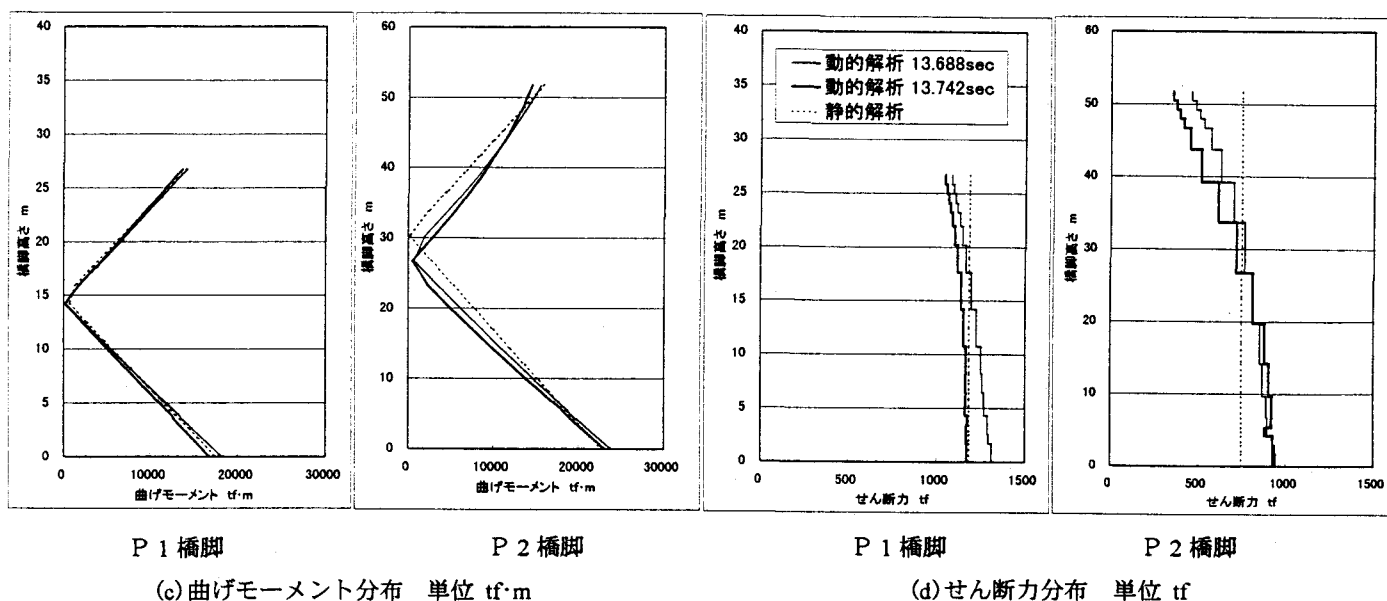
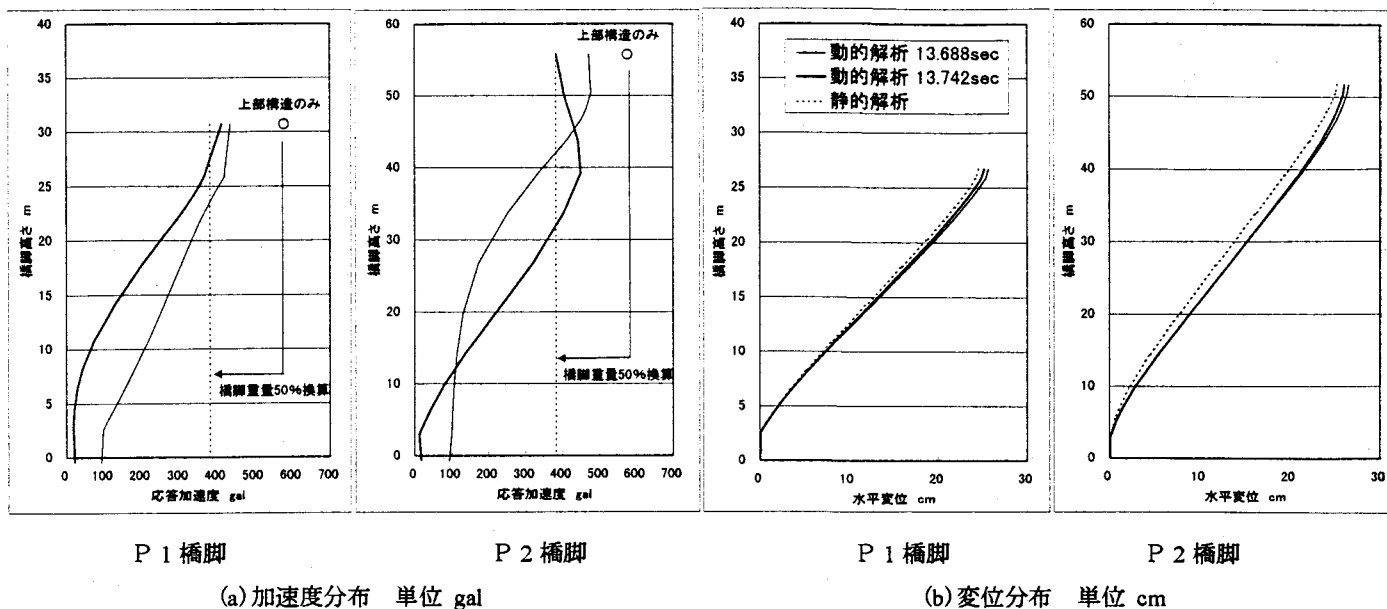


図-7 最大塑性率発生時の応答値分布 (地震動タイプ I-I-2)

は以下の通りである。

最大塑性率の発生時刻

P 2 上端 → P 1 上端 → P 1 下端 → P 2 下端
(13.688sec) (13.712sec) (13.714sec) (13.742sec)

最大塑性率発生時の応答値分布は、13.688sec と 13.742sec の時刻に P 1 橋脚と P 2 橋脚に生じている分布を図-7に示した。図中に示す静的解析とは、上部構造のみに地震荷重を载荷したプッシュオーバーアナリシスであり、全ての塑性ヒンジが降伏した時点の結果である。図-7から以下のことが言える。

1) 高さの低い P 1 橋脚では、曲げモーメント、変位分布がプッシュオーバーアナリシスの結果と動的

解析結果でよく一致している。

- 2) 高さの高い P 2 橋脚は、P 1 橋脚に比べて、両解析結果に差が生じており、短時間 (13.688sec → 13.742sec) で曲げモーメントや加速度が変化し、高次振動の影響が強いことが分かる。
- 3) 橋脚の塑性率が最大となる時の加速度分布は、橋脚中央から基部にいくほど小さく、震度法や地震時保有水平耐力法で想定している橋脚上端から基部まで一様とした震度分布とは異なる。
- 4) プッシュオーバーアナリシスは上部構造のみに载荷しているために、橋脚に生じるせん断力は一定であるが、動的解析のせん断力は、橋脚躯体

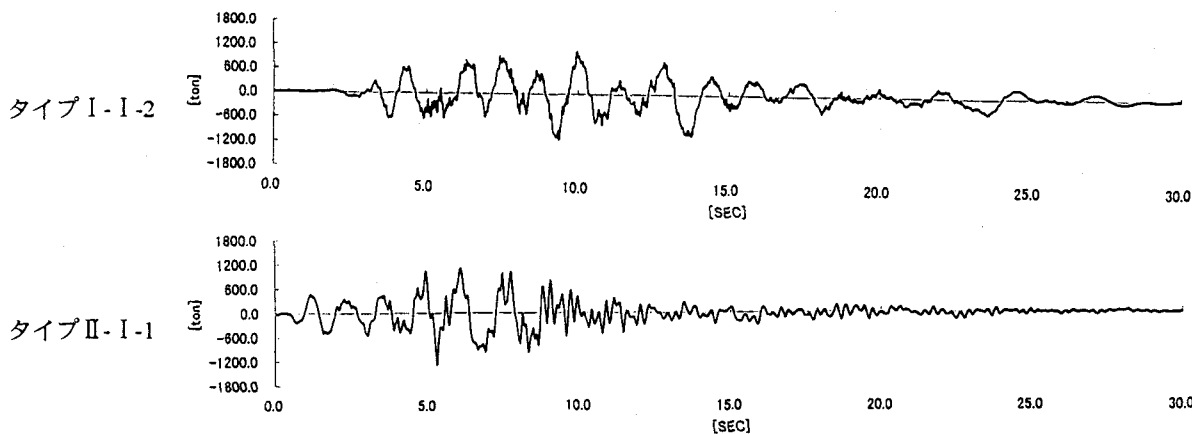


図-8 P2橋脚下端せん断力の時刻歴波形

の慣性力により基部に行くほど大きくなり、短時間の変化(13.688sec → 13.742sec)で、その分布状態が変動している。また、図-8の時刻歴波形から、せん断力の応答は高次振動の影響を受けていることがわかる。

5. 減衰マトリックスの違いが応答に与える影響

2. ～ 4. では、動的解析結果を地震時保有水平耐力法の最大変位やプッシュオーバーアナリシスの結果と比較した。しかし、動的解析では、振動系に考慮する構造減衰の違いが解析結果に大きな影響を与えることがある。ここでは、減衰マトリックスの違いが応答に与える影響について検討した。今まで述べた非線形動的解析は、Rayleigh 型の減衰マトリックス(①)を用いて行った。この減衰マトリックスは、剛性および質量マトリックスの線形結合とするもので、次式により表される。

$$[C] = a [K] + b [M]$$

[C]: 減衰マトリックス

[K]: 剛性マトリックス [M]: 質量マトリックス

a, b: 剛性と質量マトリックスに乗じる係数

Rayleigh 型の減衰マトリックスは、係数 a, b の値を適切に設定することによって、各固有振動モードに対するモード減衰定数を近似的に表すことができる。係数 a, b は、2つの固有振動モードに対する固有周期とそのモード減衰定数から決定され、一般には、その振動系の中で重要な固有振動モードを刺激係数や入力地震動の応答スペクトルなどを参考に総合的に判断して決定する。本検討では、1次と3次の固有振動モードを用いた場合、1次と8次の固有

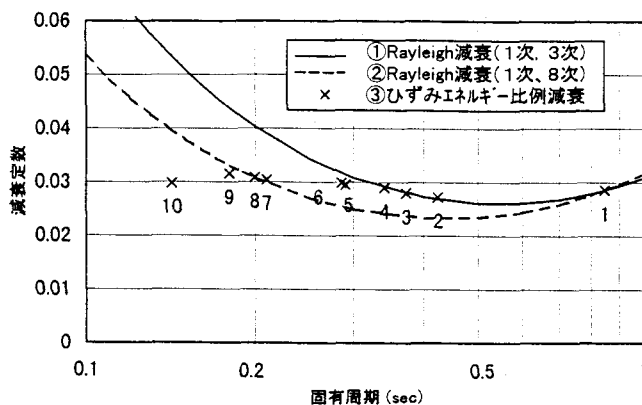


図-9 Rayleigh 減衰とひずみエネルギー減衰の比較

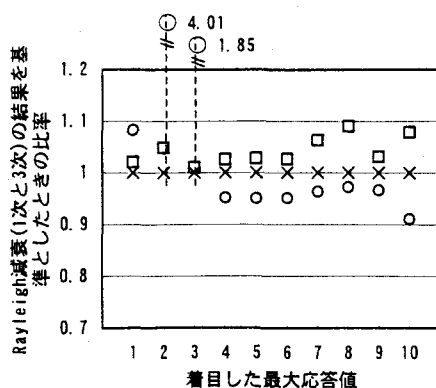
有振動モードを用いた場合の2ケースの Rayleigh 減衰を考えた。さらに、ひずみエネルギー比例型の減衰マトリックスを用いた非線形動的解析も行った。各次のモード減衰定数は、弾性時の剛性を用いた解析モデルにより、ひずみエネルギー比例法で求められたものである。

- ① 1次と3次の Rayleigh 型の減衰マトリックス
- ② 1次と8次の Rayleigh 型の減衰マトリックス
- ③ ひずみエネルギー比例型の減衰マトリックス

図-9は、①～③の減衰定数を周期の関係で表し、比較したものである。最大応答値を比較したものが図-10であり、①の応答値を基準として表した。

図-9と図-10から以下のことが言える。

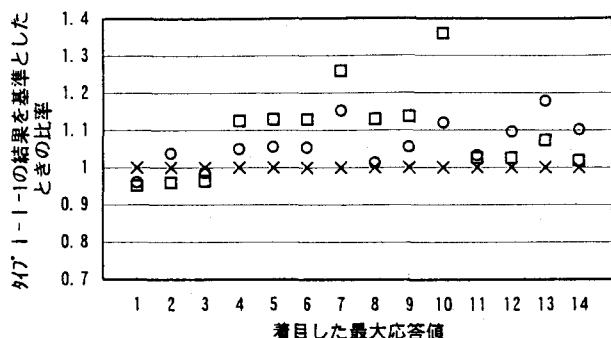
- 1) ①と②の Rayleigh 減衰のによる最大応答値を比較すると、②の方が①に比べ2～9%程大きい応答値を示している。これは、図-9に示したように②が2次～6次振動に対してやや小さく減衰を設定しているためである。
- 2) ③は短周期の固有振動モード減衰定数を臨界減衰として 100 Hz 以上の高次振動が影響しないように動的解析を行ったが、橋脚天端の応答加速



×①Rayleigh 1次3次
□②Rayleigh 1次8次
○③歪み1対1比

- | | |
|---------------|---------------|
| 1. 上部構造加速度 | 基準値 540.7 gal |
| 2. P1天端加速度 | 基準値 480.8 gal |
| 3. P2天端加速度 | 基準値 502.8 gal |
| 4. 上部構造変位 | 基準値 27.29 cm |
| 5. P1天端変位 | 基準値 25.66 cm |
| 6. P2天端変位 | 基準値 26.66 cm |
| 7. P1橋脚上端塑性率 | 基準値 3.185 |
| 8. P1橋脚下端塑性率 | 基準値 5.105 |
| 9. P2橋脚上端塑性率 | 基準値 1.010 |
| 10. P2橋脚下端塑性率 | 基準値 1.777 |

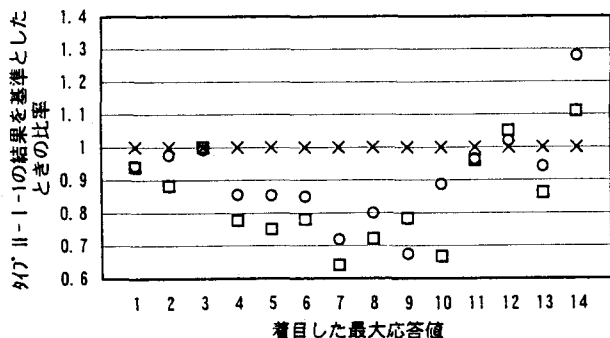
図-10 減衰による応答の違い (タイプI-I-2入力)



×タイプI-I-1
□タイプI-I-2
○タイプI-I-3

- | | |
|------------------|---------------|
| 1. 上部構造加速度 | 基準値 568.8 gal |
| 2. P1天端加速度 | 基準値 501.3 gal |
| 3. P2天端加速度 | 基準値 521.5 gal |
| 4. 上部構造変位 | 基準値 24.25 cm |
| 5. P1天端変位 | 基準値 22.71 cm |
| 6. P2天端変位 | 基準値 23.60 cm |
| 7. P1橋脚上端塑性率 | 基準値 2.530 |
| 8. P1橋脚下端塑性率 | 基準値 4.520 |
| 9. P2橋脚上端塑性率 | 基準値 0.889 |
| 10. P2橋脚下端塑性率 | 基準値 1.307 |
| 11. P1橋脚上端作用せん断力 | 基準値 1157 tf |
| 12. P1橋脚下端作用せん断力 | 基準値 1402 tf |
| 13. P2橋脚上端作用せん断力 | 基準値 470 tf |
| 14. P2橋脚下端作用せん断力 | 基準値 1098 tf |

図-11 入力地震動による最大応答値の比較 (タイプI地震動3波)



×タイプII-I-1
□タイプII-I-2
○タイプII-I-3

- | | |
|------------------|---------------|
| 1. 上部構造加速度 | 基準値 595.8 gal |
| 2. P1天端加速度 | 基準値 548.6 gal |
| 3. P2天端加速度 | 基準値 559.1 gal |
| 4. 上部構造変位 | 基準値 31.16 cm |
| 5. P1天端変位 | 基準値 29.53 cm |
| 6. P2天端変位 | 基準値 30.40 cm |
| 7. P1橋脚上端塑性率 | 基準値 4.388 |
| 8. P1橋脚下端塑性率 | 基準値 5.543 |
| 9. P2橋脚上端塑性率 | 基準値 1.428 |
| 10. P2橋脚下端塑性率 | 基準値 1.838 |
| 11. P1橋脚上端作用せん断力 | 基準値 1258 tf |
| 12. P1橋脚下端作用せん断力 | 基準値 1441 tf |
| 13. P2橋脚上端作用せん断力 | 基準値 724 tf |
| 14. P2橋脚下端作用せん断力 | 基準値 1271 tf |

図-12 入力地震動による最大応答値の比較 (タイプII地震動3波)

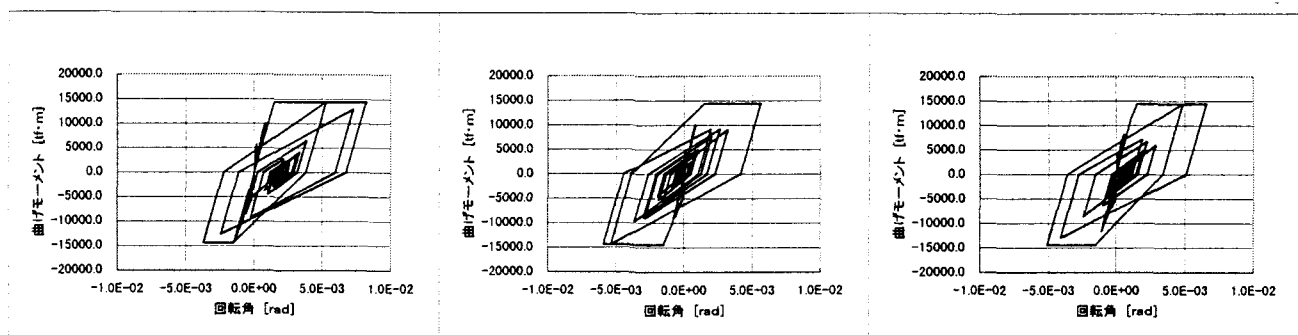


図-13 入力地震動による履歴の比較 (タイプII地震動3波)

度の最大値が、Rayleigh 減衰に比較して数倍大きくなる結果となった。しかし、変位や橋脚の塑性率はRayleigh 減衰とほぼ同じ結果である。

3) Rayleigh 減衰を用いて動的解析を行う場合は、応答に寄与する固有振動モードのモード減衰定数

を同程度となるように減衰マトリックスを作成すれば、減衰マトリックスの違いによる動的解析値のばらつきは、それほど大きなものにはならない。

6. 入力地震動の違いが応答に与える影響

動的解析により耐震性の照査を行う場合、入力地震動は1波形だけではなく、3波形程度として、その平均値を用いるのがよい。ここでは、入力地震動をタイプⅠ3波、タイプⅡ3波として、6ケースの非線形動的解析を行い、タイプ別に最大応答値の違いを比較した。

図-11と図-12は、3波のうち1波を基準とし各波形による応答値の比率をまとめたものである。図-13は、P1橋脚基部の塑性ヒンジの曲げモーメントと回転角の履歴である。これらの図から以下のことが言える。

- 1) 応答変位は、タイプⅡ地震動入力で最大で25%程度異なる。応答加速度は10%以内の違いであり、加速度よりも変位の差が大きい。
- 2) 塑性ヒンジの回転角応答塑性率は、最大で40%程度異なる。
- 3) 塑性ヒンジのM- θ 関係の応答履歴図より、同じタイプの地震動であっても、入力動の強震記録の特性の違いから履歴の過程に差が見られ、残留回転角にも3波形の間に差が現れている。
- 4) せん断力は、タイプⅠで20%以内、タイプⅡで30%以内の違いが生ずる。

7. まとめ

高さ25mと50mの高橋脚を有する5径間連続PC箱桁ラーメン橋を対象とした検討で、以下のような結論が得られた。

- 1) 変位の最大値が生じている時刻の加速度分布は、橋脚上端から基部にいくほど小さく、地震時保有水平耐力法で想定する上部構造から橋脚基部まで一様とした震度分布とは異なる。
- 2) 高さの高いP2橋脚のせん断力は、橋脚下端ほど大きくなり、橋脚躯体の慣性力の影響が大きい。
- 3) 動的解析より得られた最大加速度分布を重力加速度で除して水平震度に換算するだけでは、動的な荷重を静的な荷重として適切に評価はできない。これは、動的解析の加速度応答には高次の固有振動の影響が現れており、変位や曲げモーメントの最大値の発生時刻と異なった時刻で加速度の最大値が生じているためである。

- 4) 上部構造のみに荷重を載荷させたプッシュオーバーアナリシスの上部構造の変位、橋脚の曲げモーメントは、動的解析結果とほぼ一致する。
- 5) プッシュオーバーアナリシスとエネルギー一定則からの上部構造の最大応答変位を推定する場合、動的挙動に近い固有周期を用いれば、実用上十分な精度で応答値を推定することができる。ただし、非線形動的解析を行わずに動的挙動に近い固有周期を推定することは難しい。
- 6) Rayleigh 減衰を用いて動的解析を行う場合は、応答に寄与する固有振動モードのモード減衰定数を同程度となるように減衰マトリックスを作成すればよい。
- 7) 非線形動的解析では、入力地震動の特性により、塑性ヒンジの最大塑性率が最大40%の違いが生ずるため、複数の入力地震動の平均値から耐震性の照査をすることが重要である。
- 8) せん断力は、上部構造の変位や橋脚の曲げモーメントよりも高次振動の加速度に影響される。本橋のような中空断面の橋梁では、せん断力に対する耐震設計が重要であり、非線形動的解析により照査が必要である。

本橋の上部構造重量 W_u は6623.1tfであり、橋脚4基分の重量 W_p は6620.2tfであり、高橋脚であるために橋脚躯体の慣性力の影響も大きい。4),5)で述べたように、曲げモーメントに対する耐震性の照査は地震時保有水平耐力法で可能であるが、1),2),8)のようなことから橋脚の躯体の慣性力を適切に評価してせん断力に関する耐震性を照査するためには、非線形動的解析も必要である。

なお、ここで報告した内容は、(財)土木研究センター内に設置された耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会(座長:川島一彦東京工業大学教授)で検討されたものの一部である。

参考資料

- 1) 第1回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集
「A2-6 コンクリートラーメン橋の地震時保有水平耐力法の検討 御園生静栄 土田貴之 他」
- 2) 道路橋の耐震設計に関する資料 平成9年3月
(社)日本道路協会
- 3) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 平成8年12月
(社)日本道路協会
- 4) 平成8年度 耐震ソフトウェアに関する研究委員会報告書 平成9年5月 (財)土木研究センター