

## 上下部構造の位相差に着目したゴム支承の設計に関する検討

Study on the design of rubber bearings considering with phase lag between superstructure and substructure

宇野裕恵\*, 松田泰治\*\*, 麻生稔彦\*\*\*, 田中健司\*\*\*\*, 池田利徳\*\*\*\*\*

Hiroshige Uno, Taiji Mazda, Toshihiko Aso, Kenji Tanaka, Toshinori Ikeda

\* 工修, オイレス工業(株) 東京支社 (〒105-8584 東京都港区芝大門一丁目3番2号 芝細田ビル)

\*\* 工博, 九州大学大学院助教授, 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎6-10-1)

\*\*\* 工博, 山口大学助教授, 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2557)

\*\*\*\* (株) ビービーエム本社 (〒104-0033 東京都中央区新川2丁目13番9号 美和ビル)

\*\*\*\*\* 国際航業(株) 九州事業本部 (〒812-0013 福岡県福岡市博多区博多駅東3-6-3)

Seismic response of rubber bearings on pier between static analysis and dynamic analysis is different. It is basically due to the ultimate transverse strength of pier and is additionally influenced by the phase lag between the superstructure and the substructure. In this study, a non-linear time-history response analysis was performed to confirm these influences. The analytical models are single column and combined two single columns picked up from a 5-continuous steel girder bridge. As a result, it was found that the phase lag depended upon the flexibility of the substructure and the bearing shear stiffness. Namely, higher the substructure height is, less the bearing damping is, and much more phase lag appear. Especially, natural rubber bearings enforce much more phase lag than lead rubber bearings. Accordingly, it is important to predict the influence of the phase lag by static analysis prior to dynamic analysis. Finally, a design procedure for the rubber bearing is suggested.

**Key Words:** lead rubber bearing, natural rubber bearing, non-linear time-history response analysis, phase lag

キーワード: 鉛入り積層ゴム支承, ゴム支承, 非線形時刻歴応答解析, 位相差

### 1. まえがき

従来, 免震支承(鉛プラグ入り積層ゴム支承: 以下, LRB)や地震時水平力分散ゴム支承(以下, RB)では, 地震時挙動を静的解析より評価し, 設計を行ってきた。しかし, 静的解析では上下部構造間の位相差の影響を考慮することができないため, 動的解析結果と静的解析結果が異なり, 危険側の評価となる問題があった<sup>1),2)</sup>。また, 支承の動的せん断ひずみが許容せん断ひずみ以下となるように支承形状を何度も見直し, 動的解析を繰返し行う必要があった。さらに, 連続桁においては橋脚の特性に応じて橋軸方向の上下部構造慣性力が分散されるが, 分散の影響を静的に評価することは難しかった。そこで, 本研究ではLRBやRBを用いた橋の動的挙動を静的解析に基づき精度よく予測することを目的とした。この結果, 動的解析および支承形状の再設定の繰返し回数を減らすことが期待できる。

### 2. 検討概要

地震時を想定して完全弾塑性体の橋脚とゴム支承を有する骨組みをプッシュオーバー解析すると, 図-1(a)のような挙動を呈する。すなわち, まず橋脚は上部構造慣性力および下部構造慣性力により弾性変形したあと, 基部が降伏する。さらに慣性力を増加させると, 橋脚が(b)の $\delta_p$ のように塑性変形してエネルギーとして消費する。

一方, 支承の抵抗力および変形量は, 橋脚が降伏してから(c)の $\Delta_2$ の状態から変化しない。これを実橋に当てはめると, 静的解析では橋脚の地震時保有水平耐力に相当する力から下部構造慣性力の影響を差引いた力が支承に作用している。しかし, 非線形動的解析を行うと支承にはそれより大きい力が作用する。これは, 主として上下部構造間に生じる位相差が原因と考えられる。そこで, 本論文では非線形時刻歴応答解析によるケーススタディを実施した。

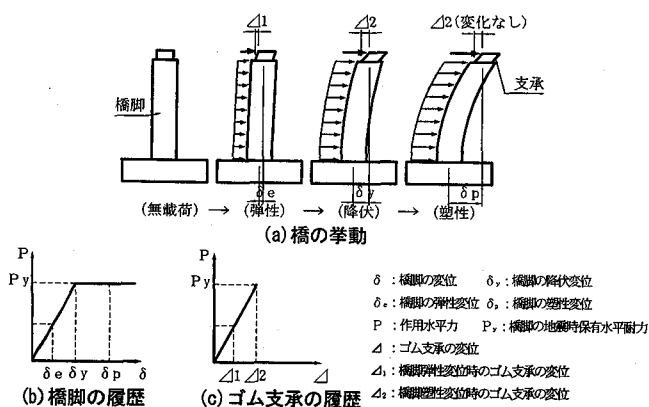


図-1 プッシュオーバー解析の橋の挙動モード

### 3. 設計条件

#### 3.1 対象橋

対象橋は、Ⅱ種地盤に位置する図-2の5径間連続鋼鈑桁橋<sup>4)</sup>であり、橋脚は地震時に塑性化する。

#### 3.2 解析モデル

解析モデル<sup>4)</sup>は、図-2からP1橋脚を取出し、それが支持する上部構造質量からなる1本柱モデルの振動系である。各モデルを橋脚高さ10mから30mまで5mきざみで設定した。さらに、橋脚高さ10mを基本橋脚とし、10m～30mの橋脚高さの各モデル1基を組合せ橋脚として、それぞれの上部構造を連結した2本柱モデルの振動系を図-3のように設定した。LRBを用いた橋脚高さ10mの解析モデルと解析データを表-1に例示する。

#### 3.3 下部構造データ

下部構造は免震設計および水平力分散設計をそれぞれ行っており、以下の方針で断面決定した。

- ① 橋脚躯体幅を5.0mとし、躯体厚を変化させる。
- ② 主鉄筋はD32の2段配筋を原則とする。
- ③ 橋脚躯体厚が5.0mになれば、鉄筋径を太くする。
- ④ 鉄筋SD295、コンクリート $\sigma_{CK}=21\text{N/mm}^2$ とする。
- ⑤ 各橋脚の構造寸法の横並びを考慮する。

橋脚高さ10mの水平力分散設計した橋脚の断面構成を図-4に例示し、各下部構造特性を表-2および表-3に示す。

#### 3.4 支承の設定

支承の設計基準は道路橋支承便覧<sup>5)</sup>によった。設計反力を表-4に示す。

#### 3.5 解析方法

動的解析条件を表-5に示す。免震支承の履歴特性は、許容せん断ひずみ(250%)の70%に相当する有効変位 $u_{Be}$ (175%相当)における特性とした。応答値の評価には入力地震波3波による平均応答値を用いた。

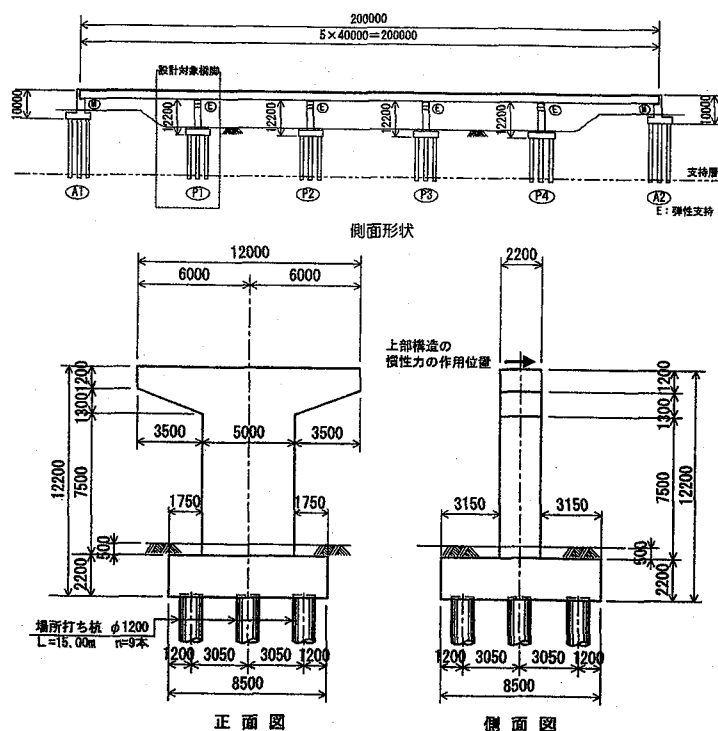


図-2 対象橋

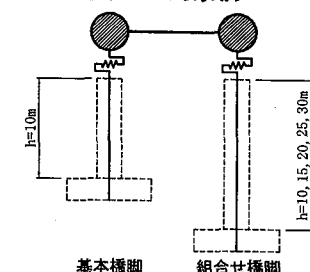


図-3 2本柱モデル

表-1 解析モデルと解析条件例(橋脚高さ10m)

| 力学モデル             | 節点No.            | 座標(m)  | 重量        |           |
|-------------------|------------------|--------|-----------|-----------|
|                   |                  |        | 水平(kN)    | 回転(kNm)   |
| 免震設計した橋脚<br>H=10m | 1                | 10.000 | 6208      | -         |
|                   | 2                | 10.000 | -         | -         |
|                   | 3                | 8.901  | 1378      | -         |
|                   | 4                | 7.500  | -         | -         |
|                   | 5                | 3.750  | 2023      | -         |
|                   | 6                | 1.100  | -         | -         |
|                   | 7                | 0.550  | -         | -         |
|                   | 8                | 0.000  | -         | -         |
|                   | 9                | -1.100 | 3897      | 25034     |
|                   | 10               | -2.200 | -         | -         |
|                   | 11               | -3.809 | -         | -         |
| 弾性ゴム支承バネ          | 弾性ゴム支承バネ         |        | 6583~∞    |           |
|                   | 支保バネKB(kN/m)     |        | タイプⅠ      | タイプⅡ      |
|                   | 橋脚の弾塑性回転バネ       |        | 34566     | 41176     |
|                   | 曲げモーメントMy(kNm)   |        | 1.211e-03 | 1.204E-03 |
|                   | 回転角θy(rad)       |        | 地盤バネ      |           |
|                   | 水平バネKF(kN/m)     |        | 2711000   |           |
|                   | 回転バネKFθ(kNm/rad) |        | 38400000  |           |
|                   | 減衰定数             |        | 免震支保(%)   |           |
|                   | 橋脚(%)            |        | 0         |           |
|                   | 基礎~地盤(%)         |        | 2         |           |

### 4. 1本柱モデルの動的挙動

支承の断面構成を表-6に、各部位の応答値を図-5～図-8に、ゴム体の体積を図-9に示す。ここで、応答作用

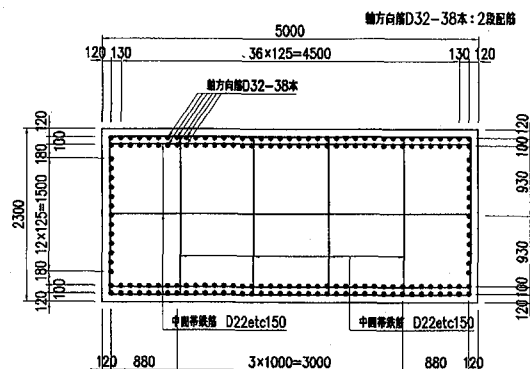


図-4 橋脚断面例(水平力分散設計橋脚：橋脚高さ10m)

表-2 免震設計橋脚の下部構造特性

| 断面寸法(直×軸) | 単位  | 橋脚高さ          |               |               |               |               |
|-----------|-----|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
|           |     | H=10m         | H=15m         | H=20m         | H=25m         | H=30m         |
| 主鉄筋       | m   | 5,000 × 2,200 | 5,000 × 3,000 | 5,000 × 3,800 | 5,000 × 4,600 | 5,000 × 3,800 |
| 段一(本数)    |     | D29 ctc 125   | D32 ctc 125   | D32 ctc 125   | D32 ctc 125   | D51 ctc 150   |
| 橋脚東筋の有効長  | d   | 1,000         | 1,000         | 1,000         | 1,000         | 0,800         |
| 引張主鉄筋比    | Pt  | 1             | 0             | 0             | 0             | 1             |
| 橋脚東筋の体積比  | ρs  | 0.005236      | 0.007640      | 0.007640      | 0.010323      | 0.016890      |
| 許容変位率     | μa  | 3.464         | 3.942         | 3.810         | 4.184         | 3.004         |
| 終局変位      | δu  | 0.27739       | 0.51568       | 0.67680       | 1.03011       | 1.47423       |
| 降伏変位      | δy  | 0.03306       | 0.06248       | 0.07178       | 0.09762       | 0.21025       |
| 安全係数      | α   | 3.0           | 3.0           | 3.0           | 3.0           | 3.0           |
| 固有周期      | T   | 1.10          | 1.24          | 1.42          | 1.64          | 1.99          |
| 設計水平震度    | Khc | 1.23          | 1.17          | 0.98          | 0.81          | 0.62          |
| 等価水平震度    | Khe | 0.51          | 0.45          | 0.40          | 0.40          | 0.40          |
| 応答変位率     | μR  | 3.29          | 3.71          | 3.25          | 2.22          | 1.54          |
| 降伏荷重      | Py  | 4115          | 4358          | 4790          | 6101          | 5921          |
| 終局回転角     | θu  | 0.026810      | 0.033522      | 0.032337      | 0.039709      | 0.044679      |
| 降伏回転角     | θy  | 0.001204      | 0.001208      | 0.001213      | 0.001244      | 0.001429      |
| 安全係数      | α   | 3.0           | 3.0           | 3.0           | 3.0           | 3.0           |
| 許容回転角     | θa  | 0.008773      | 0.011979      | 0.011587      | 0.014066      | 0.015845      |
| 応答回転角     | θ   | 0.006730      | 0.007810      | 0.010800      | 0.006320      | 0.007420      |
| 許容回転塑性率   |     | 8.1           | 9.9           | 9.6           | 11.3          | 11.1          |
| 応答回転塑性率   |     | 5.6           | 6.5           | 8.9           | 5.1           | 5.2           |

※許容回転塑性率=許容回転角/降伏回転角  
※応答回転塑性率=応答回転角/降伏回転角

表-3 水平力分散設計橋脚の下部構造特性

| 断面寸法(直×軸) | 単位  | 橋脚高さ          |               |               |               |               |
|-----------|-----|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
|           |     | H=10m         | H=15m         | H=20m         | H=25m         | H=30m         |
| 主鉄筋       | m   | 5,000 × 2,300 | 5,000 × 2,800 | 5,000 × 3,800 | 5,000 × 4,600 | 5,000 × 3,800 |
| 段一(本数)    |     | D32 ctc 125   | D35 ctc 125   | D32 ctc 125   | D32 ctc 125   | D51 ctc 150   |
| 橋脚東筋の有効長  | d   | 1,000         | 0,880         | 1,000         | 1,000         | 0,800         |
| 引張主鉄筋比    | Pt  | 1             | 1             | 0             | 0             | 1             |
| 橋脚東筋の体積比  | ρs  | 0.01032       | 0.00868       | 0.00764       | 0.01032       | 0.01689       |
| 許容変位率     | μa  | 8.946         | 6.041         | 6.249         | 7.278         | 4.912         |
| 終局変位      | δu  | 0.43651       | 0.54089       | 0.67273       | 1.02090       | 1.47913       |
| 降伏変位      | δy  | 0.03379       | 0.06318       | 0.07583       | 0.09800       | 0.21535       |
| 安全係数      | α   | 1.5           | 1.5           | 1.5           | 1.5           | 1.5           |
| 固有周期      | T   | 1.180         | 1.300         | 1.450         | 1.680         | 1.970         |
| 設計水平震度    | Khc | 1.75          | 1.57          | 1.36          | 1.12          | 0.90          |
| 等価水平震度    | Khe | 0.43          | 0.47          | 0.40          | 0.40          | 0.40          |
| 応答変位率     | μR  | 4.19          | 4.15          | 4.42          | 3.75          | 2.09          |
| 降伏荷重      | Py  | 5141          | 5354          | 5570          | 6136          | 6970          |
| 終局回転角     | θu  | 0.043814      | 0.034490      | 0.032350      | 0.039709      | 0.044679      |
| 降伏回転角     | θy  | 0.001254      | 0.001268      | 0.001220      | 0.001244      | 0.001429      |
| 安全係数      | α   | 1.5           | 1.5           | 1.5           | 1.5           | 1.5           |
| 許容回転角     | θa  | 0.029627      | 0.023416      | 0.021973      | 0.026887      | 0.030262      |
| 応答回転角     | θ   | 0.025680      | 0.021720      | 0.018240      | 0.017960      | 0.010940      |
| 許容回転塑性率   |     | 23.62         | 18.47         | 18.00         | 21.61         | 21.18         |
| 応答回転塑性率   |     | 20.5          | 17.1          | 14.3          | 14.4          | 7.7           |

※許容回転塑性率=許容回転角/降伏回転角  
※応答回転塑性率=応答回転角/降伏回転角

表-4 設計反力(単位:kN)

|              |                      |       |
|--------------|----------------------|-------|
| 最大支反力        | R <sub>max</sub>     | 2,411 |
| 最大支反力(回転時)   | R <sub>max-rot</sub> | 2,029 |
| 最小支反力        | R <sub>min</sub>     | 1,607 |
| 死荷重反力(1支脚)   | R <sub>d</sub>       | 1,764 |
| 死荷重反力(1橋脚)   | ΣR <sub>d</sub>      | 6,958 |
| 分相重量         | W <sub>0</sub>       | 6,203 |
| 地震時下向き力(保固時) | R <sub>0</sub>       | 2,597 |

表-5 動的解析条件

|        |                    |
|--------|--------------------|
| 動的解析法  | 非線形時刻歴応答解析         |
| 入力地震波形 | JR東海管内NS波<br>(標準時) |
| 地盤種別   | II種地盤              |
| 減衰     | 等価減衰行列             |
| 橋脚モデル  | 完全弾塑性モデル           |
| 積分法    | Newmark-β法(β=0.25) |
| 積分時間間隔 | 0.001sec           |

力倍率とは支承の応答作用力を橋脚の地震時保有水平耐力で除した値と定義した。本ケーススタディでは下部構造慣性力の影響は5%程度以下であったので、応答値に対する評価ではそれを無視している。また、応答回転塑性率とは、橋脚基部の応答回転角を降伏回転角で除した

表-6 設定支保(1本柱)

| 支保種類 | 橋脚高さ | 支保断面寸法 |     |      |   |      |    |      |     |       |       | 支保の剛性 |      |       |    |      |   |    |
|------|------|--------|-----|------|---|------|----|------|-----|-------|-------|-------|------|-------|----|------|---|----|
|      |      | 断面寸法   |     | 橋脚断面 |   | 断面寸法 |    | 断面寸法 |     | 形状係数  |       | 断面係数  |      | 水平ばね  |    | 剛性係数 |   | 備考 |
|      |      | a      | b   | te   | n | φ    | nφ | S1   | S2  | AP/AR | K1    | K2    | δy   | Py    |    |      |   |    |
|      |      | mm     | mm  | mm   | 層 | mm   | 本  | —    | —   | —     | —     | —     | mm   | kN/mm | mm | kN   |   |    |
| LRB  | 10   | 620    | 620 | 21.0 | 3 | 98   | 4  | 6.8  | 9.8 | 8.5   | 25440 | 3914  | 11.7 | 296.8 | —  | —    | — |    |
|      | 15   | 640    | 640 | 22.0 | 3 | 101  | 4  | 6.7  | 9.7 | 8.5   | 25820 | 3988  | 12.2 | 315.6 | —  | —    | — |    |
|      | 20   | 670    | 670 | 24.0 | 3 | 108  | 4  | 6.4  | 9.3 | 8.5   | 25970 | 3995  | 13.4 | 347.9 | —  | —    | — |    |
|      | 25   | 710    | 710 | 24.0 | 4 | 112  | 4  | 6.8  | 7.4 | 8.5   | 21940 | 3376  | 17.7 | 388.1 | —  | —    | — |    |
|      | 30   | 730    | 730 | 25.0 | 4 | 115  | 4  | 6.7  | 7.3 | 8.5   | 22300 | 3431  | 18.3 | 408.7 | —  | —    | — |    |
| RB   | 10   | 740    | 740 | 27.0 | 4 | —    | —  | 6.9  | 6.9 | —     | —     | —     | —    | —     | —  | —    | — |    |
|      | 15   | 760    | 760 | 28.0 | 4 | —    | —  | 6.8  | 6.8 | —     | —     | —     | —    | —     | —  | —    | — |    |
|      | 20   | 750    | 750 | 27.0 | 4 | —    | —  | 6.9  | 6.9 | —     | —     | —     | —    | —     | —  | —    | — |    |
|      | 25   | 770    | 770 | 29.0 | 4 | —    | —  | 6.6  | 6.6 | —     | —     | —     | —    | —     | —  | —    | — |    |
|      | 30   | 820    | 820 | 33.0 | 4 | —    | —  | 6.2  | 6.2 | —     | —     | —     | —    | —     | —  | —    | — |    |

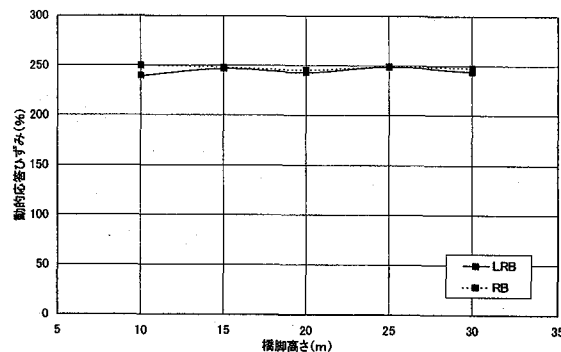


図-5 支保の応答せん断ひずみ(1本柱)

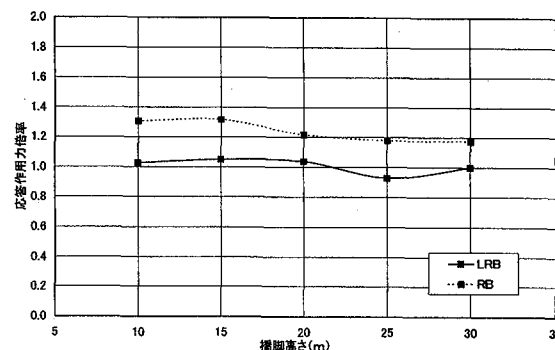


図-6 支保の応答作用力倍率(1本柱)

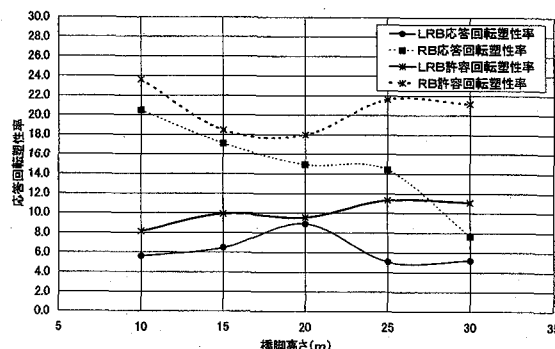


図-7 橋脚の応答回転塑性率(1本柱)

ものであり、許容回転塑性率を満足しなければならない。

支保の応答せん断ひずみは図-5のように許容せん断ひずみ以下に設定した。橋脚高さが高くなると支保寸法が大きくなっているのは、橋脚の地震時保有水平耐力が大きく設定されていることに起因して支保の応答作用力が大きくなるためである。すなわち、支保の平面寸法は応答作用力に依存し、平面寸法が大きくなると桁のたわみに伴う支保の回転変形に追従しにくくなり、総ゴム層厚を厚くして圧縮ばねを低減する必要があるためである。

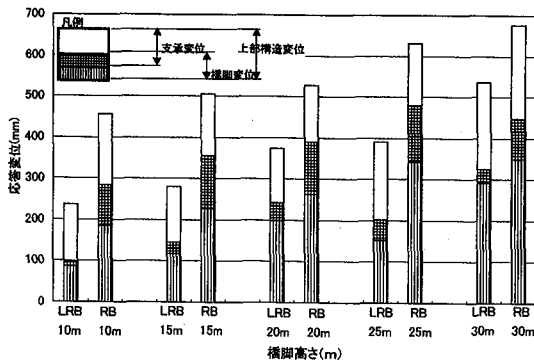


図-8 各構造部位の応答変位(1本柱)

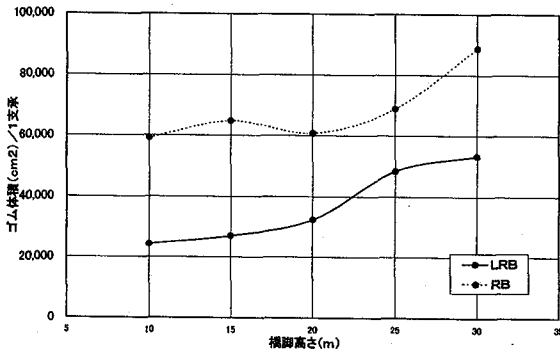


図-9 支承ゴム体の体積/1支承(1本柱)

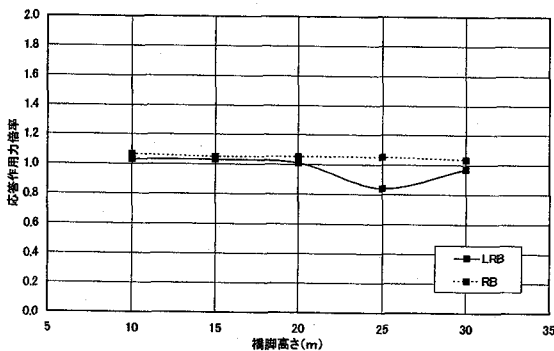


図-10 支承の応答作用力倍率(下部質量無)

応答作用力倍率は、図-6のようにLRB、RBともに1.0より大きくなる傾向にあり、橋脚高さが高くなるほど小さい。

1支承当たりのゴム体積は、図-9のようにRBがLRBより大きい。これは、RBの応答作用力がLRBより大きいためである。

橋脚の応答回転塑性率は、図-7のようにRBがLRBより大きい、許容回転塑性率を満足している。

図-8には応答変位を棒グラフにより3段の帯に分割して表示した。上2段の合計が支承変位、下2段の合計が橋脚変位、全合計が上部構造変位を表している。支承変位と橋脚変位を合計したものが上部構造変位と一致しないのは、上下部構造間に位相差が生じているためであり、中段が位相差の度合を表している。

橋脚の応答変位は橋脚高さが高くなると大きくなって

いる。これは、主として橋脚高さが高くなるほど変形しやすいことに起因している。ここで、RBの橋脚高さ30mの応答変位が25mより小さいのは、3.3節に述べた橋脚の断面決定方針に基づき橋脚高さ30mの躯体厚が、躯体幅5mより大きくならないように、D51の太鉄筋を採用して躯体幅が3.8mと小さくなったためである。その結果、橋脚の剛性が低下し、長周期化による入力地震動の低減、および2次以上の高次モードが影響したと思われる。また、LRBの橋脚高さ25mの応答変位が20mより小さいのは、橋脚高さ25mの降伏荷重が大きいことで塑性化が進んでいないことに起因していると思われる。

支承の応答変位は橋脚高さが高くなると大きくなっている。これは、先述したように橋脚高さが高くなるほど支承高さが高くなることに起因している。この結果、上部構造の応答変位も橋脚高さが高くなると必然的に大きくなっている。LRBの応答変位がRBより小さいのは、LRBの高さが低いことによる。

一方、上下部構造間の位相差はゴム支承に依存する上部構造と橋脚の振動特性が異なることで生じる。橋脚の振動特性は橋脚の質量と剛性に依存するもので、橋脚の質量を無視した場合の支承の応答作用力は位相差の影響を受けない。したがって、支承の応答作用力は橋脚が塑性化する場合に橋脚の保有水平耐力相当となり、支承の応答作用力倍率は図-10に示すようにほぼ1.0となる。ここで、LRBを用いた橋脚高さ25mの場合の応答作用力倍率が0.84と1.0より小さくなっている。この理由は、橋脚の断面設定は躯体幅を5mと一定として躯体厚のみを変化させたので、橋脚高さ25mでは躯体厚が4.6mと厚くなり、降伏荷重が大きくなって弾性挙動を呈しているためと考えられる。しかし、橋脚高さ30mでは支承の応答作用力倍率は橋脚高さ20m以下と同様に1.0になっている。この理由は、先述したように橋脚高さ30mの躯体厚は躯体幅を超えないようD51の太鉄筋を用いたところ躯体厚は3.8mに減少し、降伏荷重が増大せず塑性挙動を呈しているためと考えられる。

## 5. 2本柱モデルの動的挙動

複数の下部構造を有する振動系の動的挙動を把握するために、2本柱モデルを用いて動的解析を行った。2本柱モデルは、橋脚高さの異なる橋脚を組合せたものであり、上部構造慣性力は橋脚高さの低い基本橋脚に集中しやすい。その結果、基本橋脚の支承の応答作用力が大きくなり、応答せん断ひずみが許容値を上回ることになった。そこで、基本橋脚の支承の応答せん断ひずみを許容値以下とするために、支承の高さのみを調整する方法と、支承の平面および高さの両方を調整する方法との2とおりを検討した。以下に、これらの動的挙動を述べる。

## 5.1 1本柱モデルのゴム支承を用いた場合

1本柱モデルで設定したゴム支承を用いた2本柱モデルにおける応答値を図-11～図-14に示す。図中、10m橋脚側とは基本橋脚の応答値をいい、組合せ橋脚高さを横軸にとることで縦軸にそれぞれの橋脚の応答値をプロッ

トしている。また、図中には1本柱モデルの応答値を併記し、1本柱モデルを用いて2本柱モデルとしたことによる挙動の変化を把握できるようにした。

支承の応答せん断ひずみは1本柱モデルに比べて基本橋脚で大きく、組合せ橋脚で小さくなった。この傾向は、

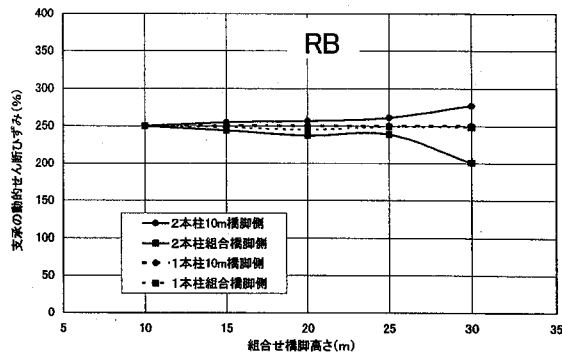
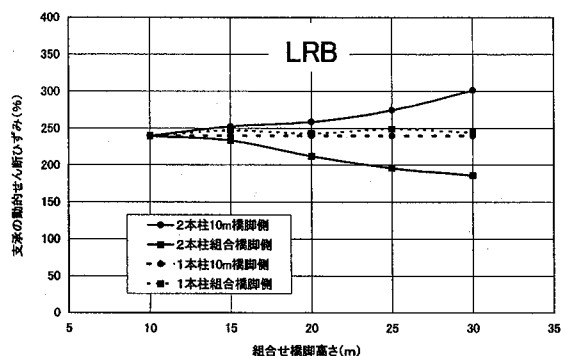


図-11 支承の応答せん断ひずみ(1本柱支承)

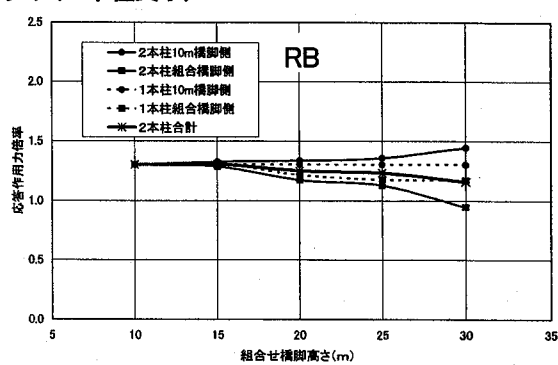
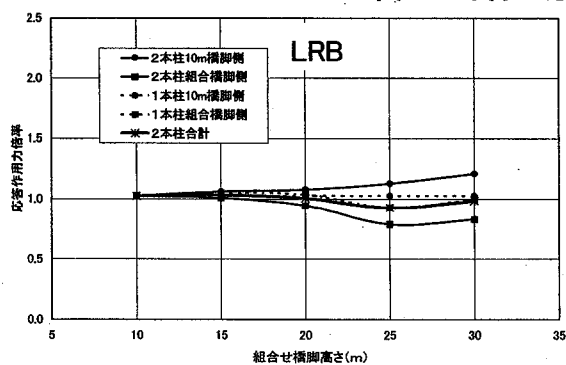


図-12 支承の応答作用力倍率(1本柱支承)

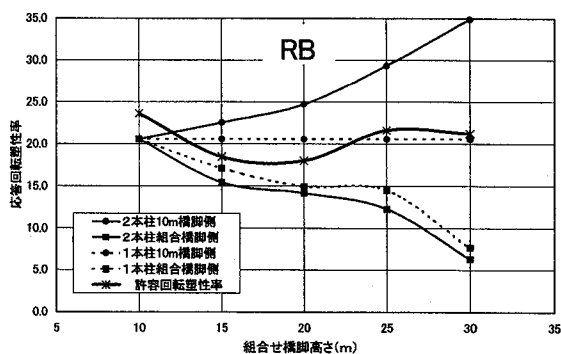
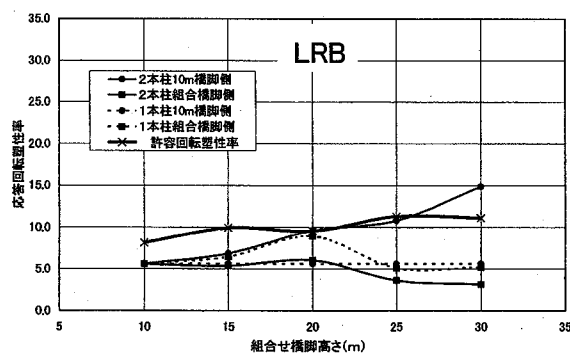


図-13 橋脚の応答回転塑性性率(1本柱支承)

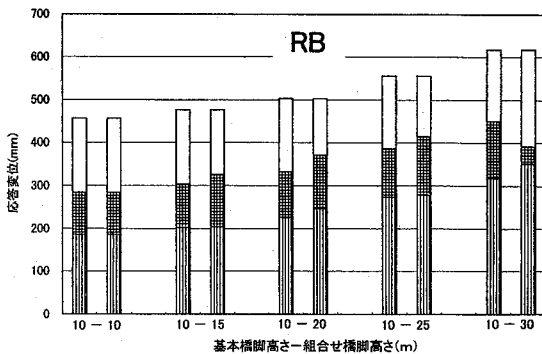
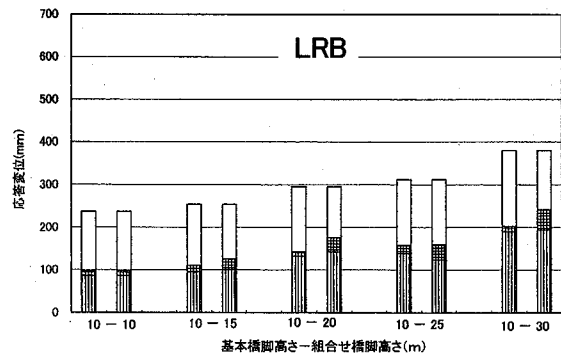


図-14 各構造部位の応答変位(1本柱支承)

組合せ橋脚の高さが高くなるほど大きい。これは、上部構造慣性力は変形性能が相対的に小さい基本橋脚に集中するためである。支承の応答作用力倍率および橋脚の応答回転塑性率も同様な傾向である。

このように、1本柱モデルで設定したゴム支承をそのまま2本柱モデルに適用しても、橋脚高さの低い基本橋脚の支承の応答せん断ひずみや橋脚の応答回転塑性率は許容値を満足しないため、支承形状の見直しを行った。

5.2 支承の高さ調整

支承の高さを変えると支承の応答変位は変わるが、支承の応答作用力と応答せん断ひずみの関係は変わらない。そこで、支承の応答せん断ひずみを満足しない基本橋脚の支承の高さのみを逐次増大させて動的解析を行い、許容せん断ひずみを満足する支承の高さを設定した。支承の断面構成を表-7に、各部位の応答値を図-15～図-18に、ゴム体の体積を図-19にそれぞれ示し、比較のために1本柱モデルの応答値を併記した。なお、組合せ橋脚の支承は変更していないので、支承の応答変位は1本柱モデルと同等である。

支承の高さ調整により支承の応答せん断ひずみが1本柱モデルと同等になったので、支承の応答作用力も1本柱モデルと同等となっている。すなわち、応答作用力倍率が1本柱モデルと同じということは、上下部構造間の位相差の影響が同等であることを意味し、橋脚の応答変位が1本柱モデルとほぼ同じとなっている。

しかし、組合せ橋脚の高さが高くなるほど支承の高さ調整量が大きくなるので、基本橋脚の支承の応答変位は図-8に示す1本柱モデルの支承の応答変位より著しく大きくなっている。この結果、ゴム体の体積は必然的に大きくなっている。また、支承の安定の指標である二次形状係数(ゴム支承の短辺長/総ゴム層厚)は小さくなり、支承に要求される4程度以上を満足するのが難しくなっている。

以上のように、支承の高さ調整によるゴム支承の形状の調整により、支承の応答せん断ひずみおよび橋脚の応答変位を1本柱モデルで想定した値と同様にすることは可能である。しかし、支承の二次形状係数が小さくなること、支承の応答変位が大きくなりすぎることで、さらにはゴム体積が大きくなるなどの問題が生じることに留意が必要である。

5.3 支承の平面寸法および高さ調整

支承の高さだけで調整すると先述した問題が生じることが懸念されるため、支承の平面寸法と高さの両方を調整して動的解析を行い、許容せん断ひずみを満足する適切な支承形状を設定した。ゴム体積は、「支承の高さ調整」を行った結果に比べ、わずかな増加にとどまっている。

支承の断面構成を表-8に、各部位の応答値を図-20～図-23に、ゴム体積を図-24にそれぞれ示し、比較のために1本柱モデルの応答値を併記した。

応答値は、1本柱モデルで設定した支承を用いた解析とほぼ同様な挙動を呈している。これは、支承の特性が大きく変わらなかったことによると考えられる。しかし、1本柱モデルで設定した支承を用いた解析結果と同様に、基本橋脚の応答回転塑性率は許容値より大きくなっている。

以上より、支承にとっては支承の高さのみならず平面寸法も合わせて調整した方が合理的であると言える。しかし、平面寸法を調整すると支承の応答作用力と応答せん断ひずみとの関係が変化するため橋脚の応答への影響が大きくなり、橋脚を含めた繰り返し計算が多々となることが懸念される。したがって、橋脚の初期設定にあたっては、支承による動的な水平力分散の影響をできるだけ精度よく考慮しておくことが重要である。

5.4 上下部構造間の位相差の影響

1本柱モデルでの検討と同様に、2本柱モデルにおける支承の平面寸法および高さ調整をした場合を例に、下部構造の質量を無視した検討を行った。支承の応答作用力倍率を図-25に示す。同図から、橋脚の特性が大きく異なっても地震時に橋脚が塑性化する限りにおいては応答作用力倍率は1.0が基本であり、橋脚の質量を考慮した図-21と比べると、応答作用力倍率に与える位相差の影響は下部構造の質量、すなわち橋脚自身の振動特性に依存することがわかる。

6. 静的解析による動的挙動の評価

6.1 1本柱モデルにおける位相差の影響

上下部構造間の位相差の影響が明らかになれば、静的解析により支承部の動的挙動を精度よく推定できると考えられる。位相差は橋脚と支承の振動特性の相違に起因することから、支承部を固定とした振動系に対する固有

表-7 設定支承(高さ調整支承)

| 支承種類 | 橋脚高さ | 支承断面諸元 |     |      |      |     |     |      |     |       |       | 支承の剛性 |      |       |  |
|------|------|--------|-----|------|------|-----|-----|------|-----|-------|-------|-------|------|-------|--|
|      |      | 断面寸法   |     | ゴム層厚 | ゴム層数 | 鉛寸法 | 鉛本数 | 形状係数 |     | 前面積比  | 水平ばね  |       | 降伏変位 | 保耐力   |  |
|      |      | a      | b   | te   | n    | φ   | nφ  | S1   | S2  | AP/AR | K1    | K2    | δy   | Py    |  |
|      |      | mm     | mm  | mm   | 層    | mm  | 本   | —    | —   | —     | kn/m  | mm    | mm   | kn    |  |
| LRB  | 10   | 620    | 620 | 21.0 | 3    | 98  | 4   | 6.8  | 9.8 | 8.5   | 25440 | 3914  | 11.7 | 296.9 |  |
|      | 10   | 620    | 620 | 21.0 | 3    | 98  | 4   | 6.8  | 9.8 | 8.5   | 25440 | 3914  | 11.7 | 296.9 |  |
|      | 10   | 620    | 620 | 23.0 | 3    | 98  | 4   | 6.2  | 9.0 | 8.5   | 23230 | 3574  | 12.8 | 296.9 |  |
|      | 15   | 640    | 640 | 22.0 | 3    | 101 | 4   | 6.7  | 9.7 | 8.5   | 25920 | 3988  | 12.2 | 315.6 |  |
|      | 10   | 620    | 620 | 21.0 | 4    | 98  | 4   | 6.8  | 7.4 | 8.5   | 19080 | 2936  | 15.6 | 296.9 |  |
|      | 20   | 670    | 670 | 24.0 | 3    | 106 | 4   | 6.4  | 9.3 | 8.5   | 25970 | 3995  | 13.4 | 347.9 |  |
|      | 10   | 620    | 620 | 21.0 | 5    | 98  | 4   | 6.8  | 5.9 | 8.5   | 15260 | 2949  | 19.5 | 296.9 |  |
|      | 25   | 710    | 710 | 24.0 | 4    | 112 | 4   | 6.8  | 7.4 | 8.5   | 21940 | 3376  | 17.7 | 388.1 |  |
|      | 10   | 620    | 620 | 22.0 | 7    | 98  | 4   | 6.5  | 4.0 | 8.5   | 10410 | 1601  | 28.5 | 296.9 |  |
|      | 30   | 730    | 730 | 25.0 | 4    | 115 | 4   | 6.7  | 7.3 | 8.5   | 22300 | 3431  | 18.3 | 408.7 |  |
| RB   | 10   | 740    | 740 | 27.0 | 4    | —   | —   | 6.9  | 6.9 | —     | 4969  | —     | —    | —     |  |
|      | 10   | 740    | 740 | 27.0 | 4    | —   | —   | 6.9  | 6.9 | —     | 4969  | —     | —    | —     |  |
|      | 10   | 740    | 740 | 26.0 | 5    | —   | —   | 7.1  | 5.7 | —     | 4126  | —     | —    | —     |  |
|      | 15   | 760    | 760 | 28.0 | 4    | —   | —   | 6.8  | 6.8 | —     | 5057  | —     | —    | —     |  |
|      | 10   | 740    | 740 | 27.0 | 5    | —   | —   | 6.9  | 5.5 | —     | 3979  | —     | —    | —     |  |
|      | 20   | 750    | 750 | 27.0 | 4    | —   | —   | 6.9  | 6.9 | —     | 5106  | —     | —    | —     |  |
|      | 10   | 740    | 740 | 28.0 | 6    | —   | —   | 6.6  | 4.4 | —     | 3195  | —     | —    | —     |  |
|      | 25   | 770    | 770 | 29.0 | 4    | —   | —   | 6.6  | 6.6 | —     | 5008  | —     | —    | —     |  |
|      | 10   | 740    | 740 | 29.0 | 7    | —   | —   | 6.4  | 3.6 | —     | 2646  | —     | —    | —     |  |
|      | 30   | 820    | 820 | 33.0 | 4    | —   | —   | 6.2  | 6.2 | —     | 4988  | —     | —    | —     |  |

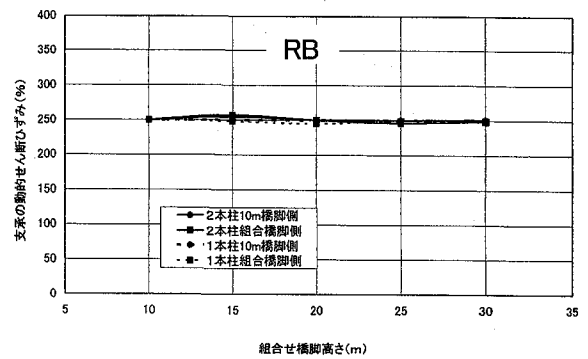
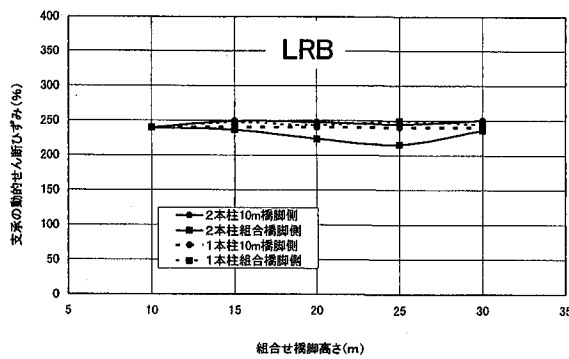


図-15 支承の応答せん断ひずみ(高さ調整支承)

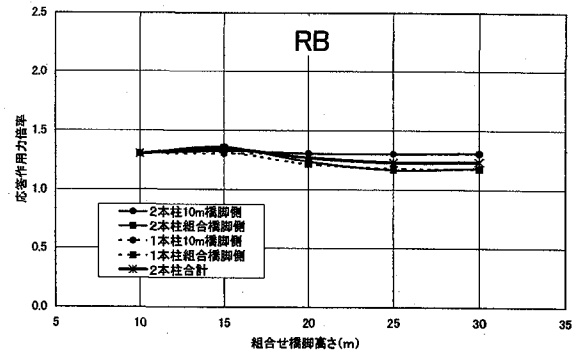
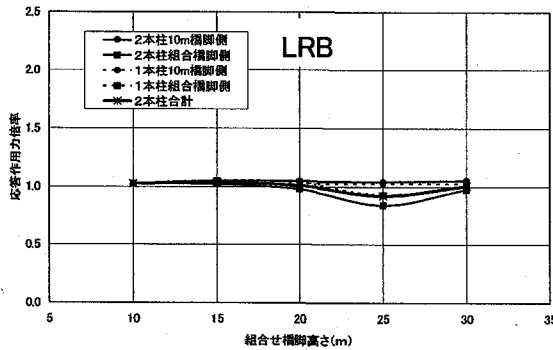


図-16 支承の応答作用力倍率(高さ調整支承)

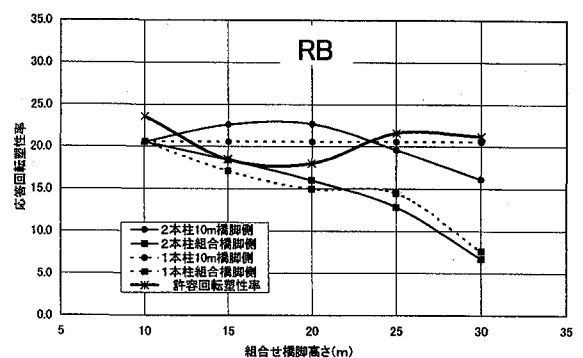
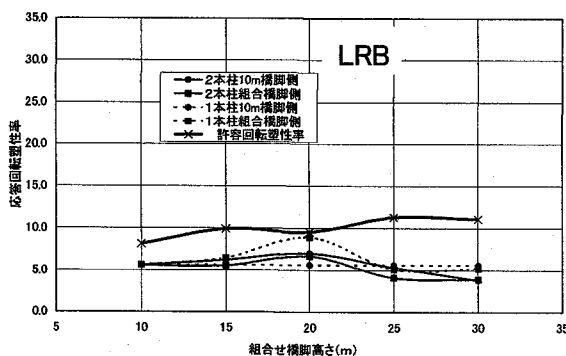


図-17 橋脚の応答回転塑性率(高さ調整支承)

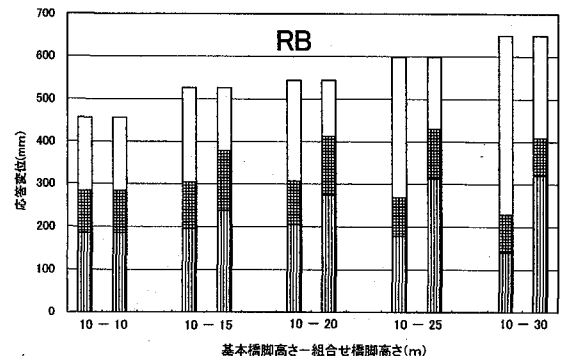
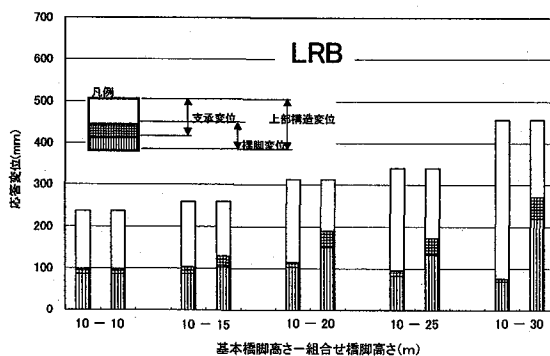


図-18 各構造部位の応答変位(高さ調整支承)

周期比率により支承の応答作用力倍率を検討した。

固有周期比率に対する支承の応答作用力倍率を図-26に示し、その相関を二次曲線で近似した。ここで、LRBの固有周期の算定には等価剛性を用いた。ただし、LRBを用いた橋脚高さ25mの応答作用力倍率は1.0より

小さいため、近似曲線の設定から除外した。同図より、近似曲線には相関がみられるが、応答作用力倍率は固有周期比のみに依存するものではなく、地震波の特性にも影響されることに留意する必要がある。例えば、図-27は3波の地震波それぞれに対する応答作用力倍率を示し

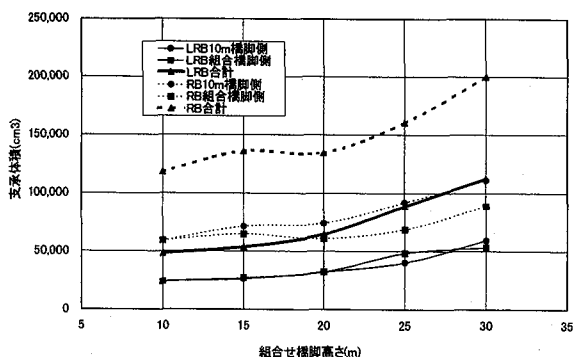


図-19 支承ゴム体の体積／1 支承(高さ調整支承)

たものであるが、地震波の相違による変動は小さくなく、一義的な相関を与えるのは難しいことがわかる。しかし、ここでは特性の異なる3つの地震波を用いた応答値の平均で評価する工学的判断に基づいた耐震設計を行うものとした。したがって、この手法は動的解析を行うにあた

表-8 設定支承(形状調整支承)

| 支<br>承<br>種<br>類 | 橋<br>脚<br>高<br>さ<br>(m) | 支承断面諸元 |     |      |     |     |     |      |     |       |       | 支承の剛性 |      |       |    |
|------------------|-------------------------|--------|-----|------|-----|-----|-----|------|-----|-------|-------|-------|------|-------|----|
|                  |                         | 断面寸法   |     | ゴム厚  | ゴム数 | 鉛寸法 | 鉛本数 | 形状係数 |     | 鉛面係比  | 永平ばね  | 剛性係数  |      | 耐力    |    |
|                  |                         | a      | b   | te   | n   | φ   | nφ  | S1   | S2  | AP/AR |       | K1    | K2   | δy    | Pv |
| LRB              | 10                      | 620    | 620 | 21.0 | 3   | 98  | 4   | 6.8  | 9.8 | 8.5   | 25440 | 3914  | 11.7 | 296.9 |    |
|                  | 10                      | 620    | 620 | 21.0 | 3   | 98  | 4   | 6.8  | 9.8 | 8.5   | 25440 | 3914  | 11.7 | 296.9 |    |
|                  | 15                      | 630    | 630 | 22.0 | 3   | 100 | 4   | 6.6  | 9.5 | 8.6   | 24960 | 3841  | 12.4 | 309.7 |    |
|                  | 15                      | 640    | 640 | 22.0 | 3   | 101 | 4   | 6.7  | 9.7 | 8.5   | 25920 | 3988  | 12.2 | 315.6 |    |
|                  | 10                      | 630    | 630 | 22.0 | 3   | 100 | 4   | 6.6  | 9.5 | 8.6   | 24960 | 3841  | 12.4 | 309.7 |    |
|                  | 20                      | 670    | 670 | 24.0 | 3   | 108 | 4   | 6.4  | 9.3 | 8.5   | 25970 | 3995  | 13.4 | 347.9 |    |
|                  | 10                      | 650    | 650 | 23.0 | 3   | 102 | 4   | 6.5  | 9.4 | 8.4   | 25730 | 6213  | 12.5 | 321.4 |    |
|                  | 25                      | 710    | 710 | 24.0 | 4   | 112 | 4   | 6.8  | 7.4 | 8.5   | 21940 | 3376  | 17.7 | 388.1 |    |
|                  | 10                      | 670    | 670 | 24.0 | 3   | 106 | 4   | 6.4  | 9.3 | 8.5   | 25970 | 3995  | 13.4 | 347.9 |    |
|                  | 30                      | 730    | 730 | 25.0 | 4   | 115 | 4   | 6.7  | 7.3 | 8.5   | 22300 | 3431  | 18.3 | 408.7 |    |
|                  | 10                      | 740    | 740 | 27.0 | 4   | —   | —   | 6.9  | 6.9 | —     | —     | 4969  | —    | —     | —  |
|                  | 10                      | 740    | 740 | 27.0 | 4   | —   | —   | 6.9  | 6.9 | —     | —     | 4969  | —    | —     | —  |
| RB               | 10                      | 750    | 750 | 27.0 | 4   | —   | —   | 6.9  | 6.9 | —     | —     | 5106  | —    | —     | —  |
|                  | 15                      | 760    | 760 | 28.0 | 4   | —   | —   | 6.8  | 6.8 | —     | —     | 5057  | —    | —     | —  |
|                  | 10                      | 750    | 750 | 27.0 | 4   | —   | —   | 6.9  | 6.9 | —     | —     | 5106  | —    | —     | —  |
|                  | 20                      | 750    | 750 | 27.0 | 4   | —   | —   | 6.9  | 6.9 | —     | —     | 5106  | —    | —     | —  |
|                  | 10                      | 760    | 760 | 28.0 | 4   | —   | —   | 6.8  | 6.8 | —     | —     | 5057  | —    | —     | —  |
|                  | 25                      | 770    | 770 | 29.0 | 4   | —   | —   | 6.6  | 6.6 | —     | —     | 5008  | —    | —     | —  |
|                  | 10                      | 780    | 780 | 30.0 | 4   | —   | —   | 6.5  | 6.5 | —     | —     | 4969  | —    | —     | —  |
|                  | 30                      | 820    | 820 | 33.0 | 4   | —   | —   | 6.2  | 6.2 | —     | —     | 4988  | —    | —     | —  |

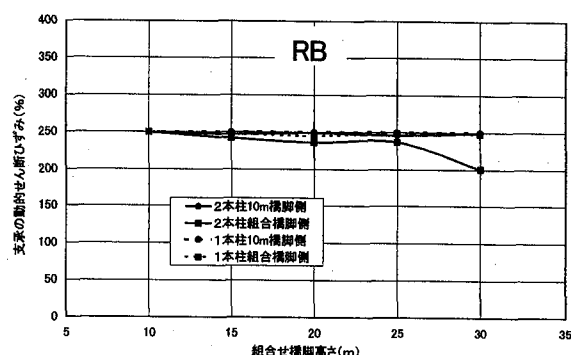
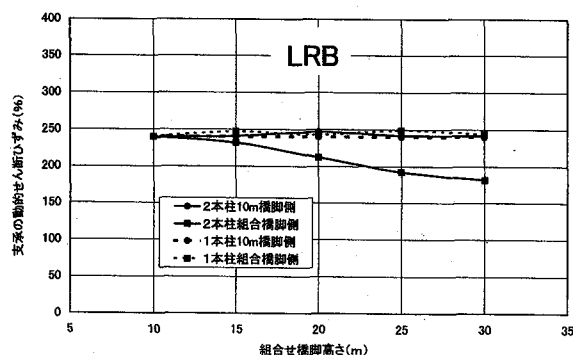


図-20 支承の応答せん断ひずみ(形状調整支承)

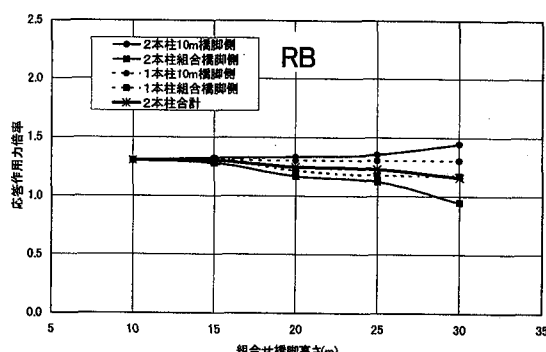
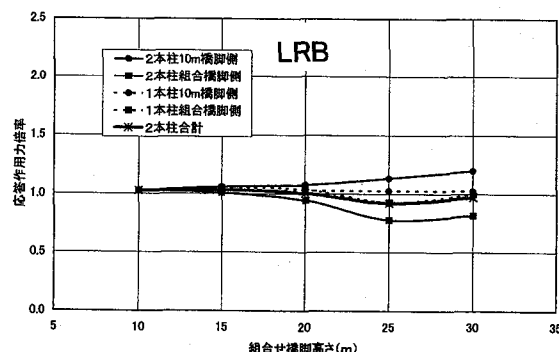


図-21 支承の応答作用力倍率(形状調整支承)

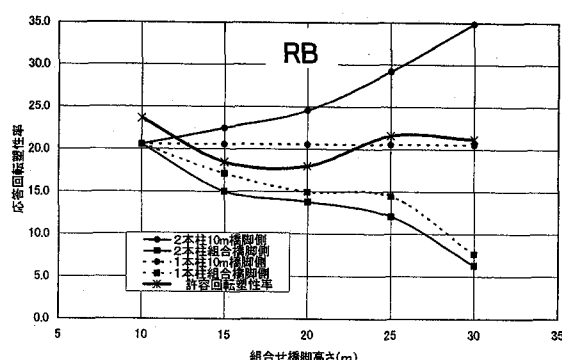
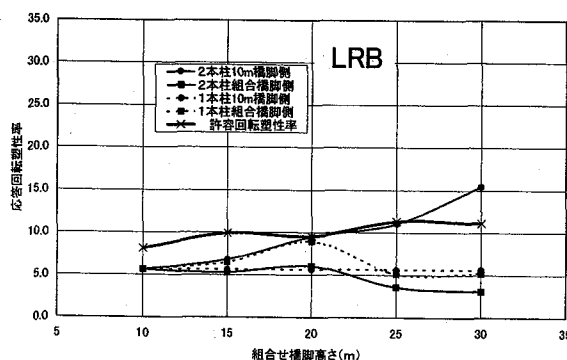


図-22 橋脚の応答回転塑性率(形状調整支承)

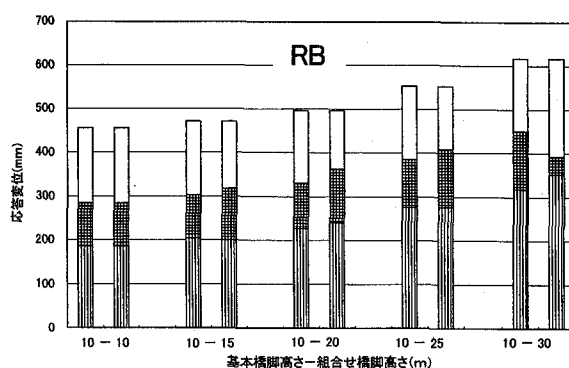
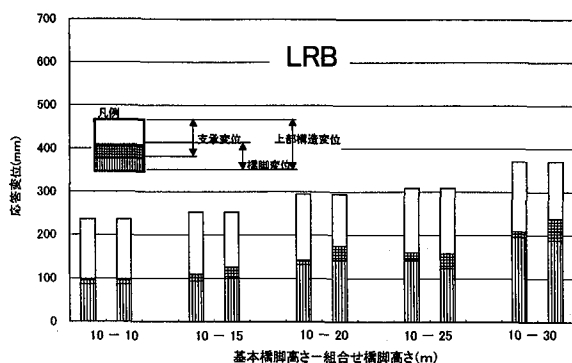


図-23 各構造部位の応答変位(形状調整支承)

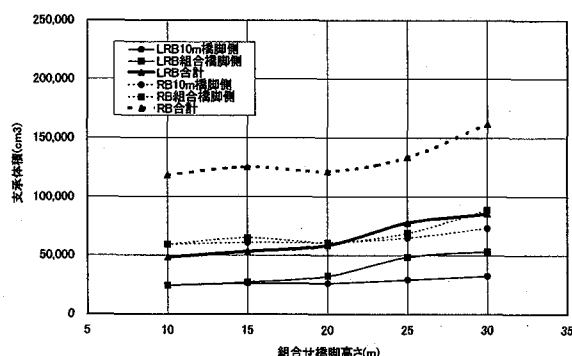


図-24 支承ゴム体の体積/1支承(形状調整支承)

り支承の応答作用力を推定する一方法になると判断される。

## 6.2 2本柱モデルにおける分散の影響

2本柱モデルで得られた支承部の応答作用力の合計を上部構造慣性力として、橋脚の降伏剛性を用いた静的分散計算の結果を図-28～図-30に示す。このうち、支承高さを調整した2本柱モデルでは動的解析と静的解析の支承部応答作用力は比較的良好に一致しているが、それ以外の2本柱モデルでは相違が大きい。これは、支承高さを調整した2本柱モデルでの橋脚の応答回転塑性率が比較的小さいのに対して、1本柱モデルの支承を用いた2本柱モデルと支承の平面寸法と高さ調整した2本柱モデルでは基本橋脚で大きく塑性化しているためと考えられる。

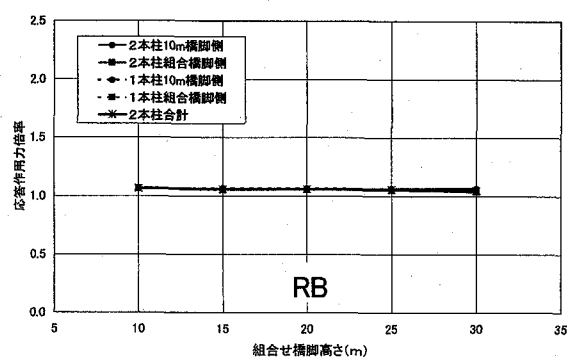
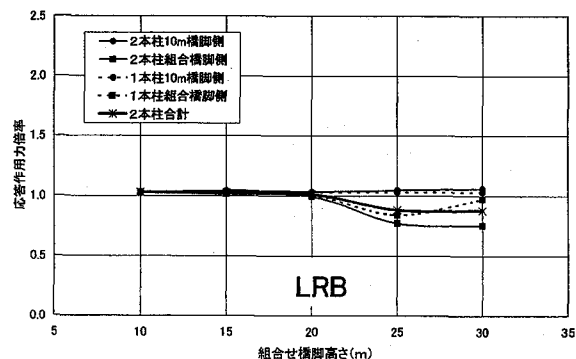


図-25 支承の応答作用力倍率(形状調整支承:下部構造質量無)

以上より、橋脚の塑性変形が大きくない場合には、静的解析により動的挙動をある程度予測することは可能であると考えられる。しかし、実設計では静的分散計算に用いる支承の応答作用力は不明である。そこで、1本柱および2本柱モデルの動的解析結果を用い、それぞれの支承の応答作用力の合計を図-31に比較した。これより、2本柱モデルの応答作用力の合計は、1本柱モデルの合計と大きく異なることがわかる。したがって、1本柱モデルとして想定する支承部の作用力の合計値を2本柱モデルで分散計算に用いる作用力とみなすことができる。ただし、基本橋脚では過大に、高い橋脚では過小に評価する傾向にあることは否めず、特に橋脚が大きく塑性変形する場合には橋脚の降伏剛性を用いた静的解析と動的解析との差が大きくなることに注意する必要がある。

## 7. 非線形時刻歴応答解析に用いる支承のばね

1本柱モデルに対して、LRBを等価剛性による線形ばねに置換えたモデル(以下、線形モデル)とバイリニアばねとしたモデル(以下、バイリニアモデル)を用い、橋脚を非線形モデルとした非線形時刻歴応答解析を行った。ここで、線形モデルでは支承の減衰をLRBの等価減衰定数に相当する21%と、RBで想定される4%の2とおりに設定した。支承部の応答作用力倍率および橋脚の応答回転塑性率をそれぞれ図-32および図-33に示す。

応答作用力倍率は、バイリニアモデル、21%減衰の線形モデル、4%減衰の線形モデルの順に大きい。特に、21%減衰の線形モデルと4%減衰の線形モデルでの10mや15m程度の橋脚の応答作用力倍率に大きな差はない。これは、支承部の減衰機能は支承部の応答作用力を直接低減するのではなく、橋脚の塑性化を抑制する。その結果、上下部構造間の位相差が小さくなることによる。もともと、上下部構造間の位相差は橋脚の慣性力により生じる橋脚自身の振動に起因するもので、橋脚の質量と加速度の積に相当し、慣性力が小さくなると位相差は小さくなる。これは、橋脚の質量を無視した動的解析では橋脚の慣性力が0となり、上下部構造間に位相差が生じていないことから理解できる。すなわち、支承の減衰性能が大きい場合や、固有周期が長い場合には、橋脚の加速度が低減されるので、橋脚の慣性力が小さくなる。その結果、

上下部構造間の位相差が小さくなり、橋脚が塑性化する場合には支承の応答作用力は橋脚の地震時保有水平耐力に近づくことになる。

また、バイリニアモデルの応答作用力倍率は21%減衰

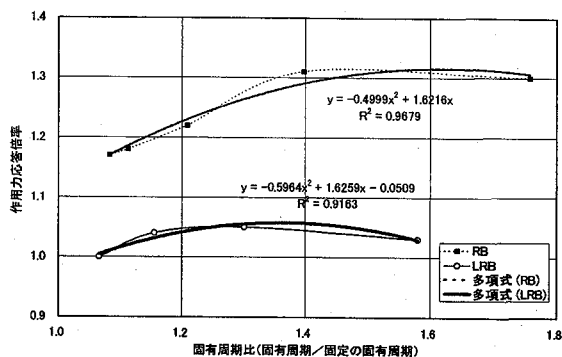


図-26 固有周期比と支承の応答作用力倍率の相関

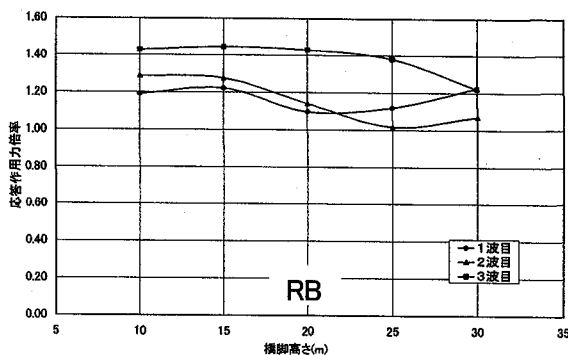
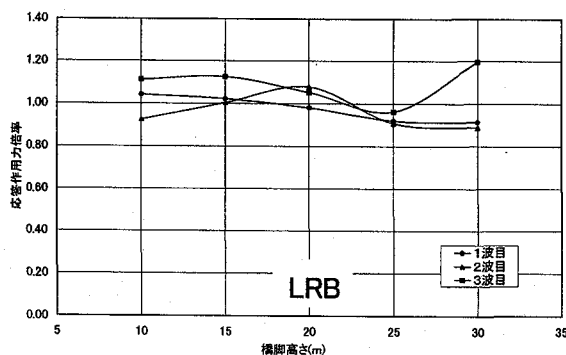


図-27 1本柱の地震波毎の応答作用力倍率

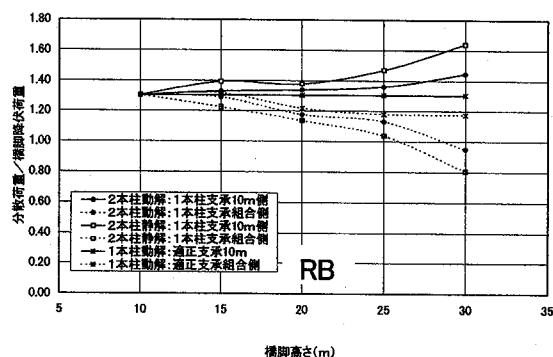
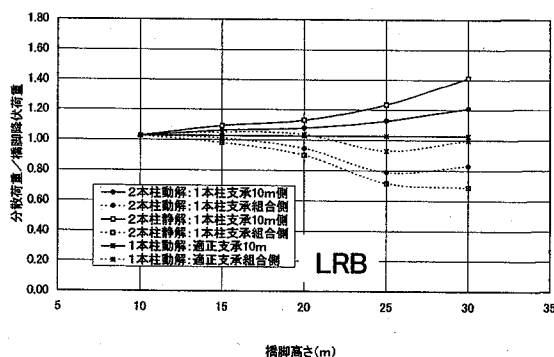


図-28 2本柱動解の静・動分散比較(1本柱支承)

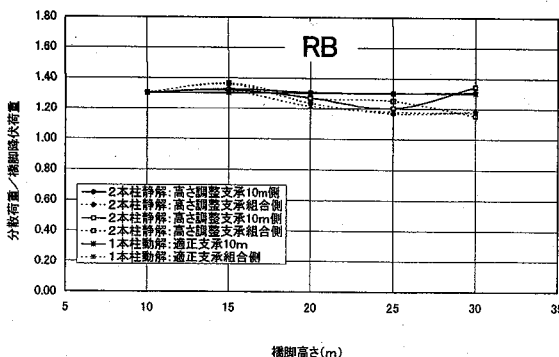
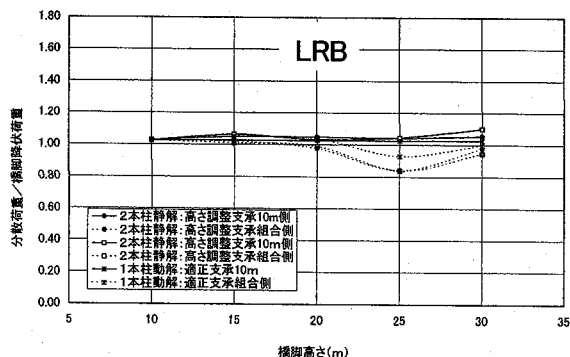


図-29 2本柱動解の静・動分散比較(高さ調整支承)

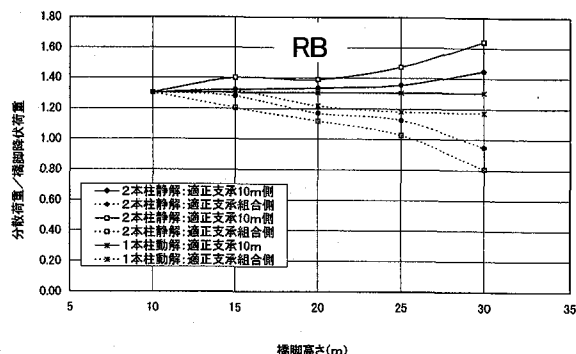
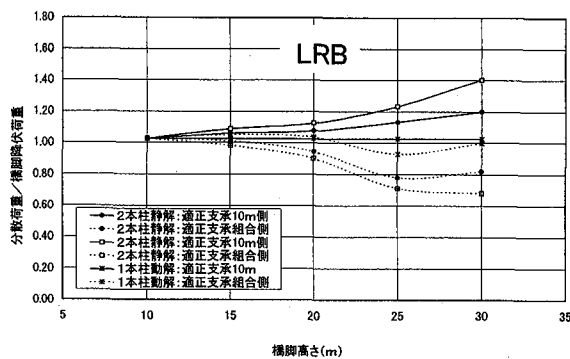


図-30 2本柱動解の静・動分散比較(形状調整支承)

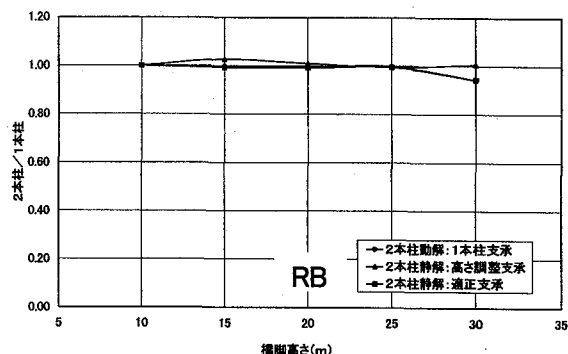
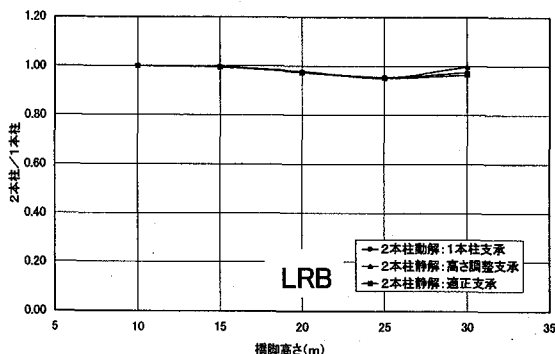


図-31 1本柱動解に対する2本柱動解の合計作用力比率

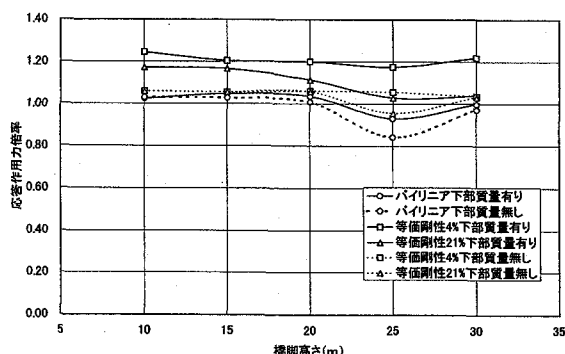


図-32 線形と非線形動解の応答作用力倍率

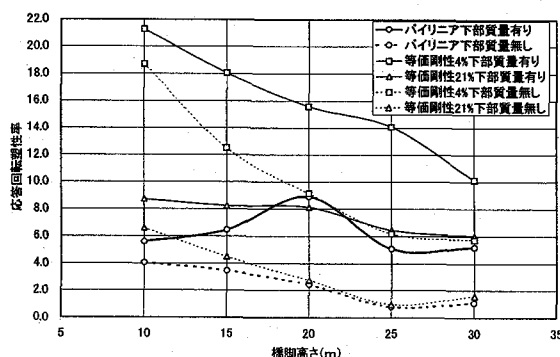


図-33 線形と非線形動解の応答回転塑性率

の線形モデルより小さい。これは、バイリニアモデルでは支承の減衰性能が支承の応答変位に依存し、最大応答変位より小さい応答変位に対しては、21%より大きな減衰を発揮することに一因があると思われる。

橋脚の応答回転塑性率は、バイリニアモデルの方が21%減衰の線形モデルより小さい傾向にあるが、大差はない。4%減衰の線形モデルの橋脚の応答回転塑性率が極めて大きくなっているのは、支承の減衰機能が小さいためである。

以上より、支承の減衰機能は橋脚の塑性化に与える影響が大きいが、支承の挙動には直接影響するものではないことがわかった。しかし、位相差の影響を受ける支承の応答作用力の評価には橋の実挙動を把握するのが重要であることから、支承を線形ばねでモデル化するのは好ましくない。したがって、免震支承の動的挙動を把握するためには、支承のばねをバイリニアとした非線形時刻歴応答解析を実施するのが基本と考えられる。ただし、免震支承を用いて支承の減衰を考慮しない地震時水平力分散構造を採用する場合には、橋脚の塑性化の評価にあたり、支承の減衰を適切に設定した線形ばねを用いた非線形時刻歴応答解析によらざるを得ないところである。

## 8. 支承の静的設計手順

以上を踏まえて、地震時に単柱橋脚が塑性化する免震橋や地震時水平力分散橋に対し、図-34のような支承の設計手順を提案する。ここで、破線で囲んだ部分を省略することも可能であるが、動的解析により橋脚および支承の形状設定が収束するのに時間を要したり、また不経済な断面形状になりやすいことに留意する必要がある。

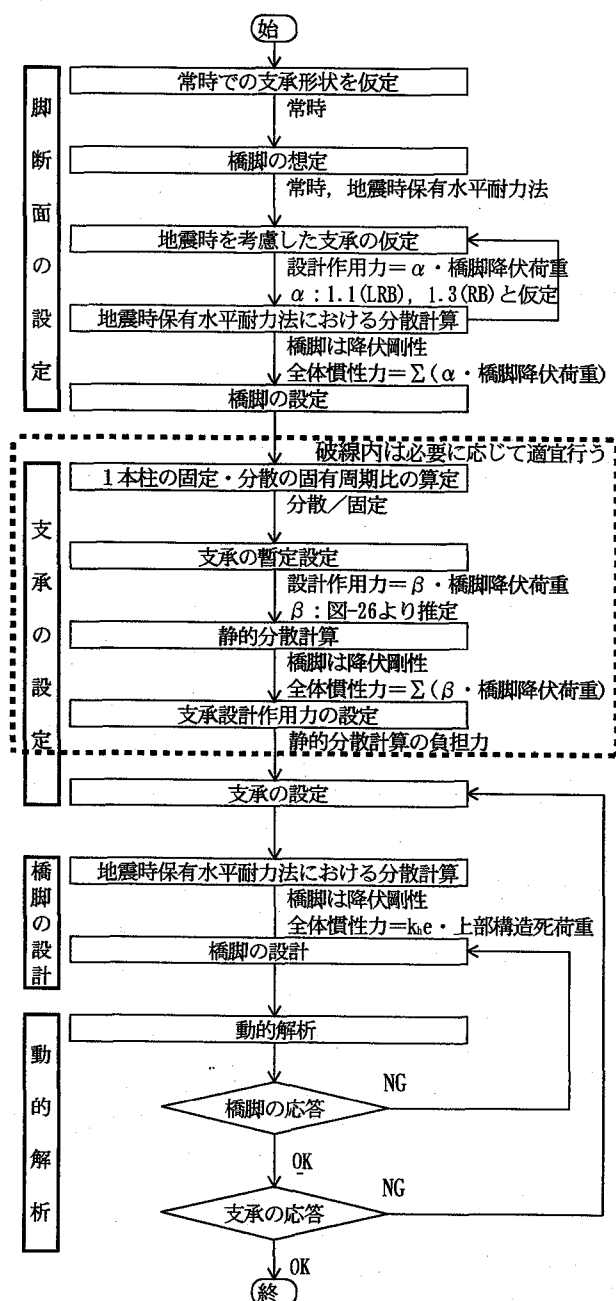


図-34 橋脚が塑性変形する場合の支承設計手順

## 9. まとめ

本論文を以下にまとめる。

- ① 橋脚が塑性化する場合の支承の応答作用力は橋脚の地震時保有水平耐力に依存し、橋脚の許容塑性率に依存するものではない。
- ② 橋脚が塑性化する場合の支承の応答作用力は、上下部構造間の位相差により橋脚の地震時保有水平耐力より大きくなる。
- ③ 橋脚が塑性化する場合の支承の減衰機能は、支承には直接影響せず、橋脚の塑性化を大きく抑制する。この結果、上下部構造間の位相差が抑制され、支承

部の応答作用力も抑制される。

- ④ 橋脚の塑性変形が大きい場合の2本柱モデルの支承の応答作用力は、1本柱モデルでの支承の応答作用力の合計値を静的に分散することで、推定できる。
- ⑤ 2本柱モデルでの支承の調整は、平面寸法と高さ(総ゴム厚)の両方を適切に変更するのがよいが、支承を変更するたびに動的挙動が変化し、橋脚断面設定の見直しを必要とする場合があるため、支承形状の初期設定では動的挙動を精度良く予測しておくことが重要である。
- ⑥ LRBを等価剛性と等価減衰を用いて評価する際には、等価減衰がバイリニアばねにより得られる履歴減衰と同等であれば、橋脚の塑性化の程度は大きく異ならない。
- ⑦ 支承部の応答作用力は上下部構造間の位相差に影響を受けるため、バイリニアばねを用いて実挙動を反映した非線形時刻歴応答解析を行うのがよい。

## あとがき

支承形状の設定の精度が悪い場合に動的解析を行うと、橋脚の見直しが必要となるなど橋脚および支承の設計に多大な労力を要することが懸念される。したがって、当初に仮定する支承形状を精度よく設定することが重要である。本論文では2本柱モデルまでを検討したが、多径間モデルにも参考になると考えている。

なお、本論文は九州橋梁・構造工学研究会の「橋梁の耐震性を考慮した設計・施工合理化に関する研究分科会」において平成11年から3カ年にわたり検討を行った成果<sup>9)</sup>の一部である。

## 参考文献

- 1) 高橋，運上：支承と橋脚に塑性化が生じる場合の橋の地震応答特性，第52回土木学会年次学術講演会概要集，1997.9
- 2) 足立，運上，近藤，加賀山：振動台実験による免震支承を有するRC橋脚の非線形地震応答特性に関する研究，構造工学論文集，VOL.45A，1999.3
- 3) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書 V耐震設計編，1996.12
- 5) (社)日本道路協会：道路橋 支承便覧，2003年発行予定
- 6) 九州橋梁・構造工学研究会：「橋梁の耐震性を考慮した設計・施工の合理化」講習会テキスト，2001.12 (2002年9月13日受付)