

簡易モデルによる高架橋の弾塑性地震応答性状の再現性

Applicability of simplified models for simulating
elasto-plastic dynamic behavior of viaduct systems

中島章典*， 工藤忠**， 庄司泰啓***， 齊木功****

Akinori NAKAJIMA, Tadashi KUDO, Yasuhiro SHOJI and Isao SAIKI

*正会員 工博 宇都宮大学助教授 工学部建設学科建設工学コース (〒 321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

**学生会員 宇都宮大学大学院 工学研究科建設学専攻 (〒 321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

***修 (工) 株式会社橋本 土木部 (〒 980-0022 仙台市青葉区立町 27-21)

****正会員 修 (工) 宇都宮大学助手 工学部建設学科建設工学コース (〒 321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

Viaduct systems, which consist of a superstructure, piers and bearings, can be regarded as sort of complex systems. On the contrary, simplified models as follows ; 1) spring mass model with a several DOF or 2) equivalent cantilever column model are often employed for numerical investigation of their behavior under severe earthquakes. In this context, we here conduct a series of numerical analysis of seismic behavior by means both of the forementioned simplified models and fully modeled FEM for some viaduct systems designed on the basis of seismic coefficient method. Comparing the results by simplified models and the ones by fully modeled FEM for various bearing condition, we confirm the feasibility and the applicability of the simplified models.

Key Words : viaduct system, bearing condition, seismic design, elasto-plastic dynamic response analysis, simplified model

キーワード：高架橋システム，支承条件，耐震設計，弾塑性地震応答解析，簡易モデル

1. はじめに

都市内高速道路などの高架橋を構成する橋脚は重量の大きい上部構造を支持し，大地震時には大きな水平力を受ける重要な耐震部材である。したがって，橋脚の塑性域までの地震応答性状を十分に把握しておく必要がある。一方，高架橋の上部構造は一般に3径間程度の連続形式が連なり，また，上部構造と橋脚の間には，鋼製の可動・固定支承の組合せの他，水平反力分散支承や免震支承などが積極的に用いられている。このような高架橋の地震応答性状を検討する場合には，支承条件によらず，1本の橋脚とそれが支持する上部構造部分を取り出した単柱式橋脚モデルを用いる場合が多い^{1),2)}。しかし，連続形式の上部構造を有する高架橋では，ある1本の橋脚および支承の挙動は隣接する橋脚および支承の挙動の影響を相互に受ける。したがって，取り出された単柱式橋脚モデルの地震応答性状が種々のタイプの支承を有する高架橋の地震応答性状を十分に再現しているかを確認しておく必要がある。

一方，免震橋の設計段階において動的解析による照査を行う場合，あるいは，連続高架橋の隣接径間の相互作用問題を検討する場合などには，支承，橋脚を水平ばねに置換した簡易なばね質点系モデルが多用されている³⁾⁻⁶⁾。したがって，このような簡易なモデルが実際の高架橋の地震応答性状を十分に再現しているかという点についても明らかにしておく必要がある。

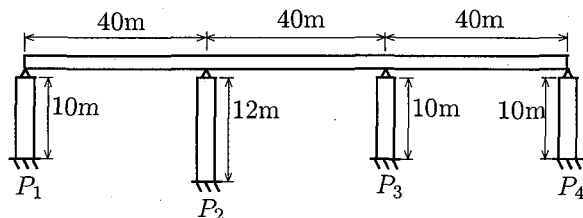


図-1 橋脚高さが異なる連続高架橋

そこで，本研究では，まず，図-1のような3径間連続の上部構造，鋼製橋脚および種々のタイプの支承から構成される連続高架橋の橋軸方向地震応答性状を以下の3つの解析モデルにより検討する。つまり，1) 連続高架橋の鋼製橋脚および上部構造を有限要素法に基づく骨組要素に，支承を線形あるいは非線形の復元力特性を有する水平ばねにモデル化した解析モデル^{7),8)}，2) 連続高架橋の1本の橋脚と対応する支承，上部構造を有する単柱式橋脚モデル，3) 連続高架橋全体をばね質点系にモデル化した比較的簡易な解析モデルである。なお，1) および2) の解析モデルにおいては，幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した平面骨組要素を用いており，仮定した鋼材の応力-ひずみ関係の元，部材の局部座屈が生じない範囲では，十分に精緻な解析モデルであると言える。また，2) および3) の解析モデルは，研究のためのパラメトリック解析を行う段階，あるいは，橋脚や支承の予備設計の段階において，現

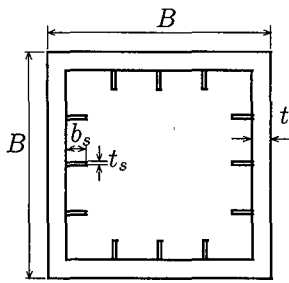


図-2 断面形状

在でも、有用なモデルである。

そこで、種々の支承条件や作用する地震動のレベルを変えた高架橋を対象として、隣接橋脚や支承の相互作用も考慮できる精緻な解析モデル¹⁾による結果を参照解とし、単柱式橋脚モデルおよびばね質点系の全体系簡易モデルによる解析結果を相互に比較し、それぞれの解析モデルの適用性を明らかにする。

2. 対象とする連続高架橋の概要

ここでは、図-1のような4本の鋼製橋脚を有する3径間連続高架橋を対象とし、それぞれの橋脚の断面諸元は震度法に基づいて以下のような考え方により概略設計する。

上部構造は鋼4本主桁プレートガーダー橋程度を想定し、単位長さ当たりの重量は117.6kN/m、断面2次モーメントは0.2752m⁴とした。よって、支承は各橋脚上に4個配置されることとなる。さらに、上部構造の支間は40mで3径間とすれば、上部構造の全重量Wは14.11MNとなる。橋脚は図-2のような正方形の補剛箱型等断面をもつものとし、その幅厚比パラメータR_Rは0.5以下となるようにした。また、一般的に連続高架橋では、各橋脚高さが異なる場合があることを考慮し、内側のP₂橋脚の高さのみが12m、他は10mとした。なお、鋼材の降伏応力σ_Y=314N/mm²、ヤング係数E=206kN/mm²としている。

それぞれの橋脚に作用する軸力(死荷重反力)は、P₁、P₄橋脚において、N₁=N₄=0.133W、P₂、P₃橋脚において、N₂=N₃=0.367Wとなる。ただし、P₁、P₄橋脚においては、支承条件によらず隣接径間の死荷重の影響も考慮して、N₁=N₄=0.266Wの死荷重反力を受けているものと考え、隣接径間からの水平地震力の影響は考慮しない。また、ここでは各橋脚の基部は十分に剛なものと考え、固定としている。

以上の条件は一定としたまま、支承条件ごとに、橋脚の断面諸元などを設計する。なお、設計水平震度を算定する場合の地盤条件はI種地盤としている。

2.1 鋼製の可動・固定支承をもつ高架橋

P₁、P₄橋脚上を可動支承、P₂、P₃橋脚上を固定支承とした場合、震度法においてP₂およびP₃橋脚に作用する水平地震力をそれぞれH₂、H₃とする。また、P₂およびP₃橋脚の高さ、断面2次モーメントをそれぞれL₂、I₂、L₃、I₃とすると、それらの関係は、橋脚頂部の水平変位が等しい条件より、

$$H_2 + H_3 = k_h W \quad (1a)$$

$$H_2 = \frac{I_2}{I_3} \left(\frac{L_3}{L_2} \right)^3 H_3 \quad (1b)$$

と表される。ここに、k_hは震度法における設計水平震度であり、上式によって、それぞれの橋脚に作用する水平地震力が求まる。したがって、P₂およびP₃橋脚の基部断面には、N₂、N₃の軸力と、M₂=H₂L₂、M₃=H₃L₃の曲げモーメントが作用することになる。そこで、その断面に作用する軸力N_iおよび曲げモーメントM_iに対して、

$$\alpha = \frac{\nu N_i}{N_{iY}} + \frac{\nu M_i}{M_{iY}} \leq 1.0 \quad (2)$$

を満足するように各橋脚の断面諸元を決定する。ここに、N_{iY}、M_{iY}はそれぞれ各橋脚断面の降伏軸力、降伏曲げモーメント、νは安全率(=1.14)であり、ここでは局部座屈による強度低下は考慮していない。

以上の条件に従った設計例の諸元を表-1に示す。なお、可動支承を有するP₁、P₄橋脚については、橋軸直角方向の地震力に対する設計時を考慮して、隣接径間の影響も含めた死荷重反力分の重量による慣性力に対して耐震設計を行っているが、P₁、P₄橋脚は連続高架橋の橋軸方向挙動には影響を及ぼさない。

2.2 水平反力分散支承をもつ高架橋

すべての橋脚上に水平反力分散支承を設ける場合の支承および橋脚の耐震設計手順を以下に示す⁹⁾。各橋脚の諸元を鋼製支承の場合と同様の記号で表すと、それぞれの橋脚を水平ばねと考えたときのばね定数k_{pi}は、

$$k_{pi} = \frac{3EI_i}{L_i^3} \quad (3)$$

と表される。ここに、L_iおよびI_iはそれぞれの橋脚高さおよび断面2次モーメントである。一方、各ゴム支承の水平ばね定数をk_{bi}とすれば、橋脚とゴム支承の合成ばね定数k_{gi}は、

$$k_{gi} = 1 / \left(\frac{1}{k_{pi}} + \frac{1}{k_{bi}} \right) \quad (4)$$

と算定されるので、次式で求められる高架橋の固有周期Tにより、道路橋示方書・同解説(V耐震設計)¹⁰⁾(以下、道示Vと呼ぶ)に基づいて、この場合の設計水平震度k_hが得られる。

$$T = 2.01 \sqrt{W / \sum k_{gi}} \quad (5)$$

表-1 鋼製支承をもつ高架橋の諸元

設計項目	単位	P_1	P_2	P_3	P_4
断面の幅 b	m	1.6	1.6	1.6	1.6
断面の板厚 t	mm	14	18	26	14
サブパネル数 n		5	5	4	5
補剛材幅 b_s	m	0.14	0.2	0.2	0.14
補剛材厚 t_s	mm	14	20	20	14
幅厚比パラメータ R_R		0.469	0.365	0.316	0.469
軸力比 N/N_Y		0.1	0.093	0.078	0.1
式 (2) の α の値		0.596	0.603	0.805	0.596

設計水平震度 $k_h=0.2$, 固有周期 $T=0.898$ 秒 (式 (5))

表-2 水平反力分散支承をもつ高架橋の諸元

橋脚の名称		P_1	P_2	P_3	P_4
断面の幅 b	m	1.1	1.1	1.1	1.1
断面の板厚 t	mm	18	18	19	18
サブパネル数 n		3	3	3	3
補剛材幅 b_s	m	0.18	0.18	0.19	0.18
補剛材厚 t_s	mm	18	18	19	18
幅厚比パラメータ R_R		0.418	0.418	0.396	0.418
ゴム支承 1 個の支圧面積 A_b	m^2	0.25	0.36	0.25	0.25
ゴム支承の総厚 $\sum t_e$	m	0.067	0.076	0.071	0.067
ゴム支承の最大圧縮応力 R_{max}/A_b	N/mm^2	3.75	3.60	5.18	3.75
ゴム支承の水平ばね定数 k_b	MN/m	14.63	18.57	13.8	14.63
軸力比 N/N_Y		0.115	0.159	0.149	0.115
式 (2) の α の値		0.802	0.789	0.808	0.802

設計水平震度 $k_h=0.16$, 固有周期 $T=1.556$ 秒 (式 (5))

したがって, 上部構造の水平変位 δ は,

$$\delta = k_h W / \sum k_{gi} \quad (6)$$

と得られ, 各橋脚に作用する地震力の分担 H_i は,

$$H_i = k_{gi} \delta \quad (7)$$

となるので, 橋脚基部に作用する曲げモーメント M_i は以下のように求まる.

$$M_i = H_i L_i \quad (8)$$

したがって, 鋼製の可動・固定支承をもつ場合と同様に, 各橋脚の軸力も考慮して, 式 (2) を満足するように断面を設計する.

以上のような条件の下で, 水平反力分散支承としてのゴム支承をもつ高架橋の設計例を表-2 に示す. この例では, すべての橋脚にほぼ同程度の地震力が作用するようにしている.

ただし, ゴム支承については, 死荷重反力による圧縮応力が許容圧縮応力を満足すること, および, ゴム支承の寸法から算定されるばね定数が仮定した値に一致するように設計している. つまり, 対象とした高架橋の上部構造は 4 本主桁をもつものと考えているので, 主桁 1 本当たりの支承に作用する死荷重反力 R_{max} は表-2 に示す各橋脚の軸力の 1/4 となる. したがって, ゴム支承 1 個当たりの死荷重反力 R_{max} が,

$$R_{max}/A_b \leq \sigma_{max} \quad (9)$$

を満足する必要がある. ここに, σ_{max} は最大許容圧縮応力 ($=7.84N/mm^2$), A_b はゴム支承の支圧面積であり, ここでは, 常時荷重によるゴム支承の水平変形量は無視している.

一方, ゴム支承 1 個の水平せん断ばね定数 k_{bs} は以下の式によって算定される.

$$k_{bs} = \frac{GA_b}{\sum t_e} \quad (10)$$

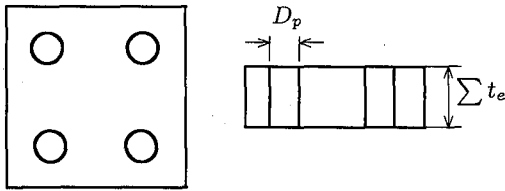


図-3 免震支承の寸法

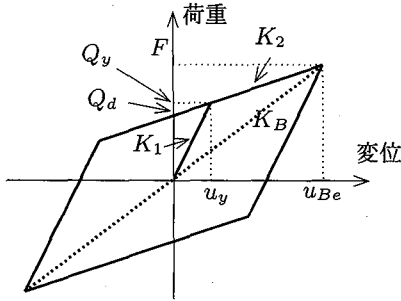


図-4 免震支承の復元力特性

ここに、 G はゴムのせん断弾性係数 ($=98\text{N/mm}^2$)、 $\sum t_e$ はゴム支承の高さであり、積層ゴム間の鋼板の厚さは無視している。ここでは、式 (9) を満足し、かつ、ゴム支承のばね定数が仮定した値に一致するようにゴム支承の寸法を決定している。

2.3 免震支承をもつ高架橋

すべての橋脚上に免震支承を設ける場合の免震支承および橋脚の震度法による耐震設計手順を、道示 V および道路橋の免震設計マニュアル (案)³⁾ に示される免震設計の流れに従って以下に示す。ただし、免震支承については、下記の項目のみ考慮して簡易に設計している。

1. 免震支承の形状の仮定

免震支承は、図-3 のように鉛プラグ入り積層ゴム支承で、1 支承の中の鉛プラグの個数は 4 個とする。ゴム支承の形状、鉛プラグの径 D_p および支承の高さ $\sum t_e$ を決め、鉛プラグの全面積 A_p 、ゴム支承の総断面積 A'_r および純断面積 $A_R = A'_r - A_p$ を算出する。

2. 設計変位および等価剛性の仮定

各橋脚上の免震支承の設計変位 u_B を仮定する。この値に基づいて、以下の式により、免震支承の有効設計変位 u_{Be} および鉛、ゴム支承のせん断ひずみ γ を求め、さらに、免震支承の最大せん断力 F を算定する。

$$u_{Be} = 0.7u_B \quad (11a)$$

$$\gamma = u_{Be} / \sum t_e \quad (11b)$$

$$F = A_R G \gamma + A_p q \quad (11c)$$

ここに、 G はゴムのせん断弾性係数 (98N/mm^2)、 q は鉛プラグの最大せん断応力であり、せん断ひずみの大きさに応じて決定される。以上に求められた諸量に基づいて、図-4 に示される免震支承の等価剛性 K_B 、免震支承をバイリニア型にモデル化した場合の 1 次剛性 K_1 および 2 次剛性 K_2 、降伏せん断力 Q_d が以下の式を用いて求められる。

$$K_B = F/u_{Be} \quad (12a)$$

$$Q_d = A_p q_0 \quad (12b)$$

$$K_1 = 6.5K_2 \quad (12c)$$

$$K_2 = (F - Q_d)/u_{Be} \quad (12d)$$

ここに、 q_0 は免震支承の降伏せん断力時の鉛プラグの降伏せん断応力 (8.33N/mm^2) である。

3. 橋の固有周期の算出

上述のように、免震支承の等価剛性 K_B が求まったので、1 橋脚上の免震支承の個数 $n_p (=4) \times K_B$ を式 (4) の水平反力分散型ゴム支承のばね定数 k_{bi} と置き換えれば、橋脚と免震支承の合成ばね定数 k_{gi} は、水平反力分散支承の場合と同様に求められる。したがって、式 (5) により高架橋の固有周期 T が算定される。

4. 震度法に用いる設計水平震度の算出

上に求められた固有周期 T を用いて、道示 V から対応する設計水平震度 k_h が求められる。上部構造の水平変位 δ および各橋脚に作用する地震力の分担 H_i は、水平反力分散支承の場合と同じく、式 (6) および式 (7) に基づいて算定される。したがって、各免震支承の水平変位が求まるので、これが仮定した免震支承の設計変位 u_B の $\pm 10\%$ 以内で一致しない場合には、免震支承の設計変位を変更し、両者が一致するまで繰り返し計算を実施する。なお、ここでは、道示 V に従い、橋の減衰定数に基づく設計水平震度の低減は行なっていない。

5. 震度法による下部構造の耐震設計

上述のように、仮定した免震支承の設計変位 u_B と、震度法において高架橋に作用する地震力により生じる支承の変位が一致した場合、各橋脚に作用する地震力の分担 H_i は式 (7) によって算定されるので、各橋脚基部に作用する曲げモーメントは式 (8) により算定される。したがって、各橋脚に作用する軸力 N_i も考慮して、式 (2) によって震度法における橋脚の照査を行うことができる。

以上のような手順により設計した免震支承をもつ高架橋の設計例を表-3 に示す。なお、道示 V に従えば、震度法による耐震設計に加えて、地震時保有水平耐力法による耐震設計および動的解析による照査などが必要であるが、ここでは省略する。

表-3 免震支承をもつ高架橋の諸元

設計項目		P_1	P_2	P_3	P_4
断面の幅 b	m	1.3	1.3	1.3	1.3
断面の板厚 t	mm	15	15	15	15
サブパネル数 n		4	4	4	4
補剛材幅 b_s	m	0.16	0.17	0.20	0.16
補剛材厚 t_s	mm	21	22	26	21
幅厚比パラメータ R_R		0.445	0.445	0.445	0.445
軸力比 N/N_Y		0.102	0.135	0.118	0.102
免震支承 1 個の鉛プラグの全面積 A_p	10^{-3}m^2	11.30	11.30	20.10	11.30
免震支承 1 個の外形面積 A_r	m^2	0.36	0.25	0.36	0.36
免震支承 1 個の純面積 A_R	m^2	0.349	0.239	0.340	0.349
ゴム支承の厚さ $\sum t_e$	m	0.15	0.15	0.15	0.15
ゴム支承の最大圧縮応力 R_{max}/A_R	N/mm^2	2.69	5.42	3.81	2.69
免震支承の設計変位 u_B	m	0.034	0.022	0.029	0.034
免震支承 1 個の最大せん断力 F	kN	172.8	135.8	251.2	172.8
免震支承 1 個の降伏荷重 Q_d	kN	94.16	94.16	167.4	94.16
免震支承 1 個の等価剛性 K_B	MN/m	5.082	6.171	8.663	5.082
免震支承 1 個の 1 次剛性 K_1	MN/m	21.47	17.56	26.84	21.47
免震支承 1 個の 2 次剛性 K_2	MN/m	3.303	2.702	4.130	3.303
式 (2) の α の値		0.766	0.627	0.798	0.766

設計水平震度 $h_k=0.2$, 固有周期 $T=1.038$ 秒 (式 (5))

3. 連続高架橋の解析モデル

本研究で対象とする 2 種類の簡易モデル, および参照解とする全体系骨組モデルを以下に説明する.

3.1 全体系骨組モデル

図-1 に示す連続高架橋の上部構造および橋脚には, 幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した平面骨組要素を適用し, 支承は線形あるいは非線形の復元力特性をもつ水平ばねとしてモデルする.

橋脚の要素分割数は高さ 10m の場合 10, 12m の場合 12 とし, 断面内の塑性域の広がりを考慮するための断面分割数は, ウェブでは 10, フランジでは分割していない. 上部構造の要素分割数は 1 径間当たり 4 とし, 断面は 10 程度に分割している. ただし, 上部構造の桁高の影響を考慮して, 上部構造の節点と橋脚頂部の支承の節点間に長さ 1m のオフセット部材を配置した.

なお, 支承は水平, 鉛直, 回転の長さを無視したばね要素にモデル化し⁷⁾, その水平ばね定数の復元力特性により, 鋼製の可動・固定支承, 水平反力分散支承および免震支承を表現した. つまり, 鋼製の可動支承および固定支承を表す水平ばねは線形ばねとし, そのばね定数には, それぞれ十分小さい値 (9.8kN/m) および十分大きい値 (980GN/m) を仮定した. また, 水平反力分散支承を表す水平ばねも線形ばねとし, そのば

ね定数には, 式 (10) に基づいて算定されるばね定数を考慮した. さらに, 免震支承を表す水平ばねの復元力特性は移動硬化バイリニア型とし, 関係する諸量は式 (12a)~(12d) に基づいて算定した. ただし, いずれの支承においても, 鉛直ばねには, 鉛直方向の剛な結合条件を表すために十分に大きなばね定数 (9.8GN/m) を設定し, 回転ばねには, ヒンジの条件を満足するように十分小さなばね定数 (9.8kNm) を設定した. なお, 鉛直, 回転ばねには, いずれも線形ばねを仮定している.

鋼材の応力-ひずみ関係は移動硬化バイリニア型, ヤング係数は $206\text{kN}/\text{mm}^2$, 降伏応力は $314\text{N}/\text{mm}^2$, 降伏後のひずみ硬化域の勾配は 1 次勾配の 0.01 倍としている.

3.2 単柱式橋脚モデル

図-1 に示す連続高架橋の 1 本の橋脚と対応する上部構造部分を取り出し, 橋脚および支承は, 上述の全体系骨組モデルと同じ要素を用いてモデル化している. まず, 鋼製の固定支承を有する場合には, 図-5-a に示すように, その橋脚に作用する死荷重反力と, 分担すべき慣性力に対応した質量を頂部に有する単柱式橋脚にモデル化する. なお, 固定支承を有する 2 本の橋脚に対応する質量は, 上部構造の全質量を式 (1a), (1b) で算定される水平力に比例して配分することによって求まる.

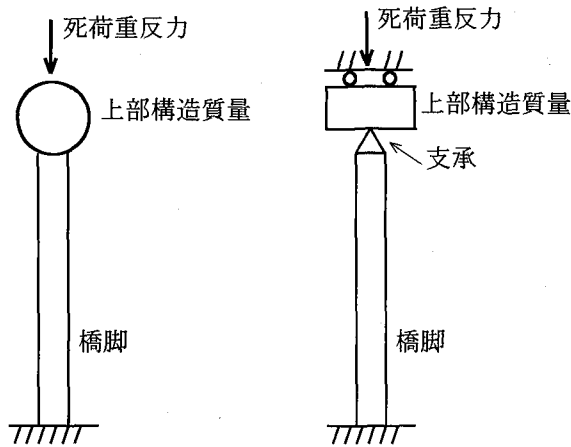


図-5-a 鋼製の固定支承 図-5-b 水平反力分散支承, 免震支承の場合

図-5 単柱式橋脚へのモデル化

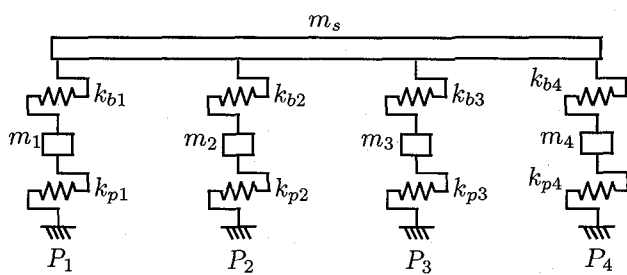


図-6 連続高架橋の簡易モデル

一方、水平反力分散支承および免震支承を有する場合には、図-5-b に示すように、死荷重反力と分担慣性力に対応した質量を支承の上に有し、上部構造の拘束の影響を表すために、その上部構造位置の要素の回転を拘束した単柱式橋脚にモデル化する。この場合、各橋脚が分担する質量は、上部構造の全質量を式(7)によって算定される水平力に比例して配分することによって求まる。ただし、免震支承を有する場合には、式(4)における支承のばね定数 k_{gi} として、図-4 および式(12c)における1次勾配 K_1 を用いている。

3.3 全体系簡易モデル

図-1 に示す連続高架橋を、図-6 に示すように、それぞれの橋脚、支承を水平ばねとし、上部構造位置および各橋脚と支承の間に質点を有する5質点5自由度のばね質点系にモデル化する。橋脚と支承の間の質量は各橋脚の質量の1/2とし、各支承を表す水平ばねは、上述の全体系骨組モデルの水平ばねと同じ復元力特性を与えている。

各橋脚を表す水平ばねの復元力特性としては、簡単に復元力特性の諸量を決定することができ、鋼製橋脚の復元力特性として比較的適用性がある移動硬化バイリニア型を用いる。各橋脚を、橋脚頂部に死荷重反力

と水平力を受ける片持ち柱とし、式(3)によって、復元力特性の1次勾配 k_{pi} を決定する。また、死荷重反力と水平力が作用して、橋脚基部断面の最外縁が降伏するときの変位の1.3倍を水平ばねの降伏変位とし、2次勾配は1次勾配の0.03倍とする。

一例として、前述の各支承条件を有する連続高架橋の設計例の P_3 橋脚について、橋脚頂部に死荷重反力と橋脚が塑性化する程度の静的繰り返し水平力を与えた場合の水平力と橋脚頂部の水平変位の関係を図-7~図-9 に示す。なお、この解析においても、幾何学的非線形性と材料非線形性を考慮した平面骨組要素を用いている。同図には、ここで設定した水平ばねの復元力特性も示している。これらの図から、鋼製の固定支承を有する橋脚では、平面骨組要素を用いた場合と、ここで設定した移動硬化バイリニア型の復元力特性は比較的一致していることがわかる。しかし、水平反力分散支承および免震支承を有する橋脚では、両者の初期弾性勾配に差異が認められる。この理由として、水平反力分散支承および免震支承を有する橋脚の軸力比が比較的大きいためと考えられる。

そこで、水平ばねに仮定した移動硬化バイリニア型の復元力特性の1次勾配に幾何学的非線形性の影響を考慮する。橋脚頂部に死荷重反力 N_i と水平力 H_i が作用する場合、圧縮軸力の影響を考慮した橋脚のばね定数 k_{Gpi} は、線形化有限変位理論^{11),12)}によれば、

$$k_{Gpi} = \frac{u_i^3 EI_i}{L_i^3} \frac{1}{\tan u_i - u_i} \quad (13)$$

と表される。ここで、

$$u_i = L_i \sqrt{\frac{N_i}{EI_i}} \quad (14)$$

である。ただし、この場合の降伏水平力 H_{Yi} は幾何学的非線形性を無視した場合と同じ値とし、復元力特性の2次勾配はやはり1次勾配の0.03倍としている。このように、初期弾性勾配に幾何学的非線形性の影響を考慮した簡易モデルの P_3 橋脚水平ばねの復元力特性の比較を図-10~図-12 に示す。これらの図から、幾何学的非線形性の影響を考慮することによって、ゴム支承および免震支承を有する全体系簡易モデルの橋脚水平ばねの復元力特性が平面骨組モデルのそれに対して、その精度は改善されたことが確認できる。

4. 連続高架橋の大地震時応答性状

ここでは、前節で説明した2種類の簡易モデルの適用性の検討のための参照解である全体系骨組モデルを用いて弾塑性地震応答解析を行った。その結果に基づいて、上部構造諸元、橋脚高さが同じで、支承条件のみが異なる高架橋システムの地震応答性状を、各支承条件ごとに相互に比較検討する。

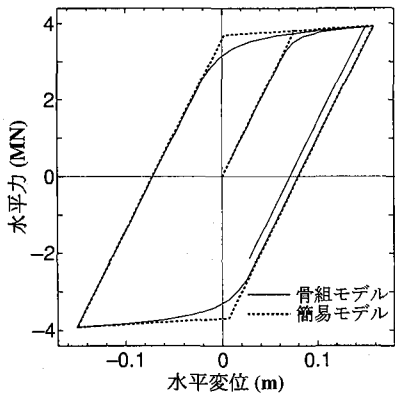


図-7 P_3 橋脚ばねの復元力特性 (鋼製固定支承)

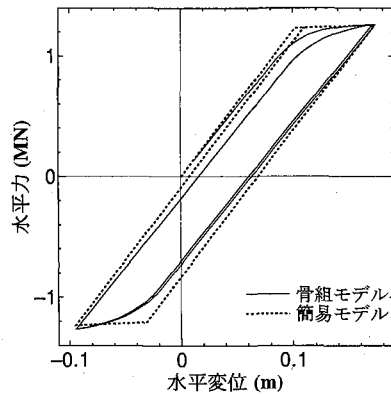


図-8 P_3 橋脚ばねの復元力特性 (ゴム支承)

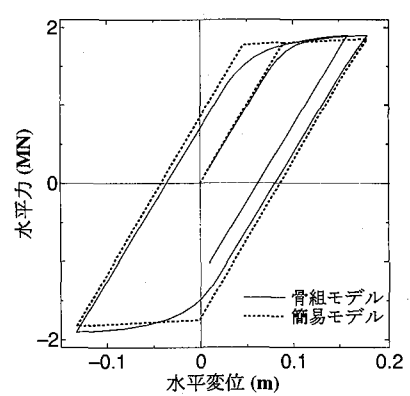


図-9 P_3 橋脚ばねの復元力特性 (免震支承)

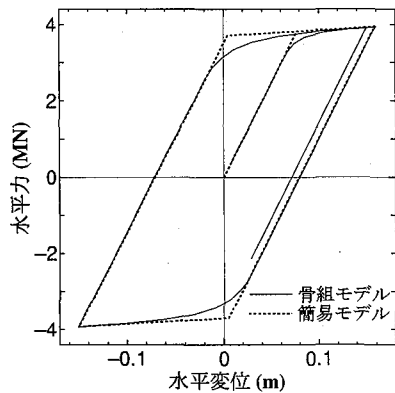


図-10 P_3 橋脚ばねの復元力特性 (鋼製固定支承)

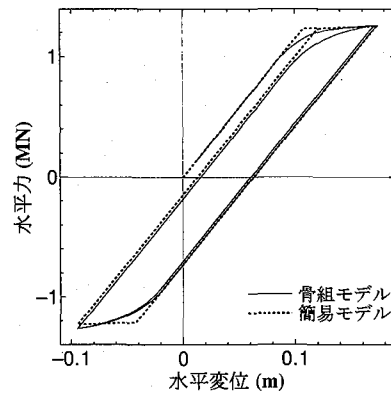


図-11 P_3 橋脚ばねの復元力特性 (ゴム支承)

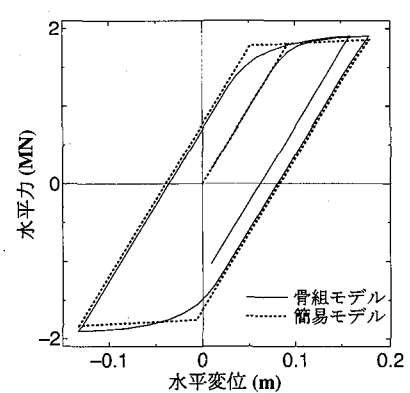


図-12 P_3 橋脚ばねの復元力特性 (免震支承)

解析条件としては、連続高架橋に橋軸方向地震動が作用する場合を考え、地震波としては耐震設計で用いた地盤種別に対応させて、1種地盤レベル2のタイプI地震波3波を用いた。また、弾性状態の1次固有振動モードに対して減衰定数1%質量比例形の粘性減衰を仮定した。

このような条件の下に行った弾塑性地震応答解析結果のうち、ここでは、典型的な弾塑性応答性状を示す上部構造位置の最大応答変位に加えて、特に、図-1に示す P_3 橋脚に着目し、橋脚頂部の最大応答変位、最大水平力などの結果を支承条件別に比較する。なお、解析結果の比較については、個々の地震波による応答値の支承条件別の相対的な傾向に有意な差は見られなかったことから、3波の地震波を用いた解析結果の平均値を用いて比較考察する。

まず、図-13は、支承条件別に、上部構造変位、橋脚頂部の最大応答変位および支承の最大相対変位の結果を比較したものである。縦軸は水平変位を表し、「鋼製固定」が鋼製の可動・固定支承を有する場合、「ゴム」が水平反力分散支承を有する場合、「免震」が免震支承を有する場合の結果である。この図から、橋脚頂部の水平変位については、「鋼製固定」の場合が最も大きく、免震支承の場合が最も小さくなっている。これに対し

て、上部構造位置の水平変位については、弾性時の支承のばね定数が最も小さい「ゴム」の場合に最大変位が最も大きくなっている。また、支承の最大相対変位については、「ゴム」と「免震」の場合は同程度で、10cm程度の相対変位が生じる結果となっており、その大きさは上部構造と橋脚頂部との最大水平変位の差にほぼ対応している。次に、図-14には、橋脚頂部に作用する最大水平力およびその値をそれぞれの橋脚の降伏水平力で無次元化した結果の比較を示す。支承条件別に比較を行なうと、この設計例では橋脚の断面2次モーメントの大きさが、「鋼製固定」、「免震」、「ゴム」の順番になっていることから、橋脚頂部の最大水平力もそれに対応した結果となっており、「ゴム」の場合に最も低い結果となっていることがわかる。しかし、「鋼製固定」の場合と、それよりも最大水平力が小さい「ゴム」、「免震」の場合とで、降伏水平力で無次元化した水平力の値はほぼ同程度となっている。このことは、「ゴム」、「免震」の場合にも、最大水平力の絶対値は小さいが、橋脚を塑性化させる程度の大きさの地震力が作用していることを意味している。

一方、橋脚頂部の最大変位を、それぞれの橋脚の降伏水平変位で無次元化した塑性率で比較したものが図-15であり、縦軸が塑性率を表している。この図から、

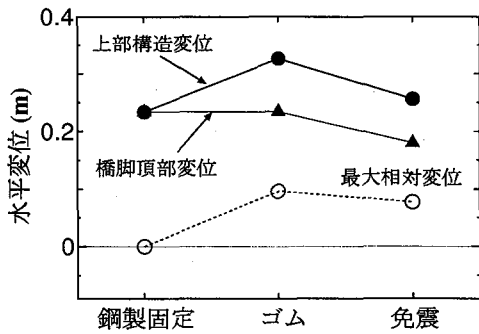


図-13 最大変位の比較

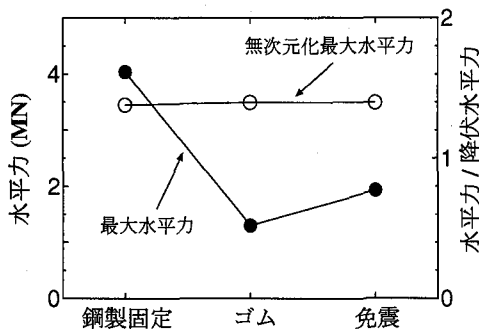


図-14 最大水平力および無次元化水平力の比較

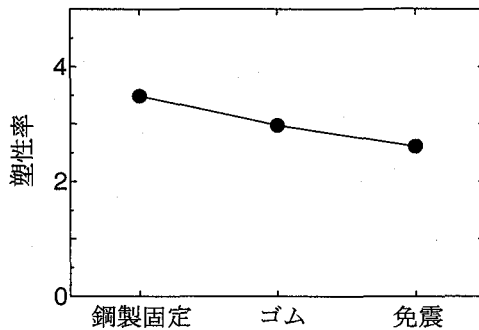


図-15 塑性率の比較

塑性率で比較しても、「鋼製固定」の場合に塑性率が最も大きく、また、「ゴム」の場合においても、橋脚は塑性率で2.5程度の塑性変形を生じていることがわかる。しかし、やはり「免震」の場合には塑性率が最も小さい。

なお、水平反力分散支承および免震支承を有する場合の、支承の最大せん断ひずみは、それぞれ、133%および85%であり、許容値の250%より十分小さい結果となっている。

これらの結果を踏まえて考察すると、水平反力分散支承、免震支承を有する連続高架橋の橋脚では、免震支承を有する場合の方が大きな水平力が作用しているにも関わらず、橋脚の塑性化は免震支承の場合が低い結果となっている。このような点から考えても、免震支承の有効性が高いことがわかる。

5. 簡易モデルの再現性

5.1 単柱式橋脚モデル

ここでは、設計例として用いた鋼製の可動・固定支承、水平反力分散支承および免震支承を有する全体系骨組モデルの P_3 橋脚とそれが支持する上部構造部分を図-5に示すように単柱式橋脚としてモデル化し、その橋脚頂部の水平変位、残留変位などに着目し、全体系骨組モデルの解析結果と比較する。

鋼製の固定支承を有する場合には、図-5-aに示すように、死荷重反力と、分担すべき慣性力に対応した質量を頂部に有する単柱式橋脚にモデル化した。一方、水平反力分散支承および免震支承を有する場合には、図-5-bに示すように、死荷重反力と分担慣性力に対応した質量を支承の上に有し、上部構造の拘束の影響を表すために、その上部構造位置の要素の回転を拘束した単柱式橋脚にモデル化した。なお、鋼製の可動・固定支承を有する場合には、式(3)によって算定される P_2 、 P_3 橋脚の水平ばね定数に基づいて、分担する上部構造の質量が求められる。これに対して、水平反力分散支承および免震支承を有する場合には、表-2、表-3に示される橋脚のばね定数と支承のばね定数の合成ばね定数に応じて分担する上部構造の質量が求められる。

まず、弾塑性地震応答解析の結果として、図-16~図-18には、全体系骨組モデルと単柱式橋脚モデルにおける P_3 橋脚頂部の時刻歴応答曲線、図-19~図-21には、その橋脚頂部の水平力-水平変位関係の比較を支承の種類ごとに示している。これらの図から、鋼製の可動・固定支承を有する場合には、全体系骨組モデルと単柱式橋脚モデルの時刻歴応答曲線、橋脚頂部の水平力-水平変位関係は変位応答のピーク値を経過した付近から、位相のずれが幾分認められるものの両者は比較的よく一致していることがわかる。次に、水平反力分散支承を有する場合には、両解析モデルによる結果がほぼ一致しており、単柱式橋脚モデルが非常に高い精度で P_3 橋脚の地震時挙動を再現していることがわかる。一方、免震支承を有する場合の単柱式橋脚モデルと全体系骨組モデルの時刻歴応答曲線、水平力-水平変位関係には大きな差異が生じている。これは、免震支承を有する連続高架橋では、その特性上、支承部分が降伏することで、その支承と橋脚の合成剛性が変化し、隣接する橋脚にかかる上部構造重量の分担の割合が変化する。全体系骨組モデルを用いた解析では、対象とする橋脚に対し、隣接する橋脚および支承のこのような相互的な影響を評価することができる。しかし、単柱式橋脚モデルでは、対象とする橋脚が支持する上部構造重量の分担は全体系骨組モデルのように変化しないため、両者の時刻歴応答に差異が生じるものと考えられる。

これに対し、水平反力分散支承を有する場合には単

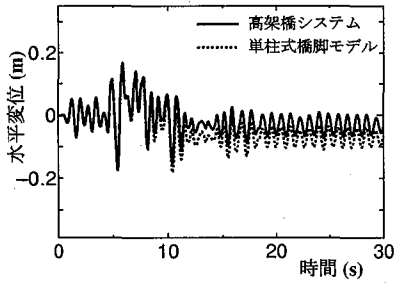


図-16 P_3 橋脚頂部の水平変位時刻歴 (鋼製固定支承)

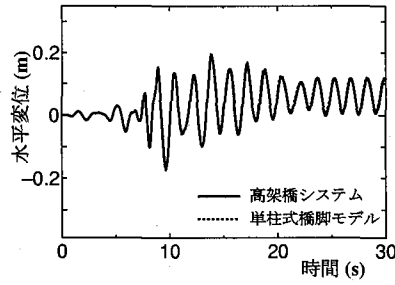


図-17 P_3 橋脚頂部の水平変位時刻歴 (ゴム支承)

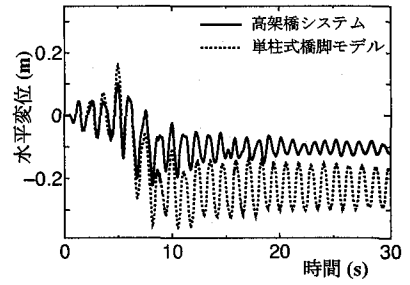


図-18 P_3 橋脚頂部の水平変位時刻歴 (免震支承)

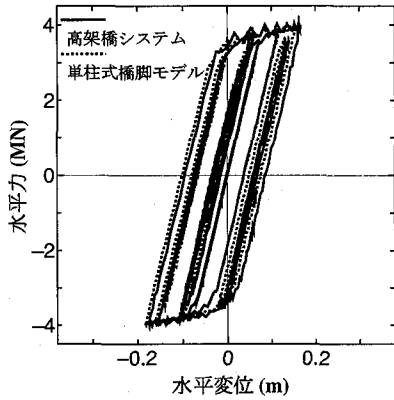


図-19 P_3 橋脚頂部の水平力-水平変位関係 (鋼製固定支承)

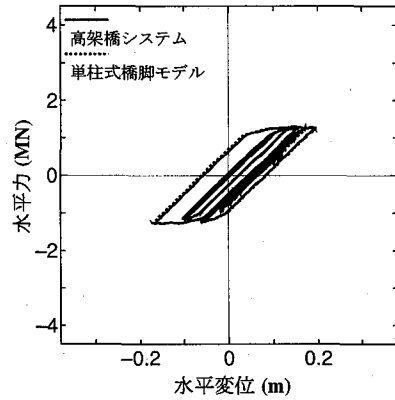


図-20 P_3 橋脚頂部の水平力-水平変位関係 (ゴム支承)

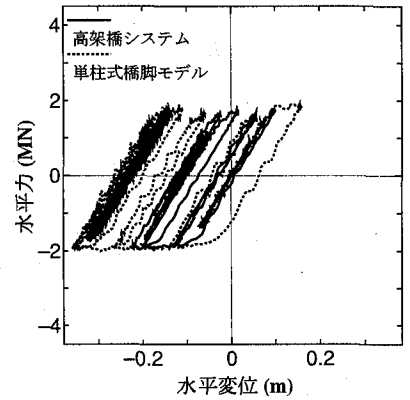


図-21 P_3 橋脚頂部の水平力-水平変位関係 (免震支承)

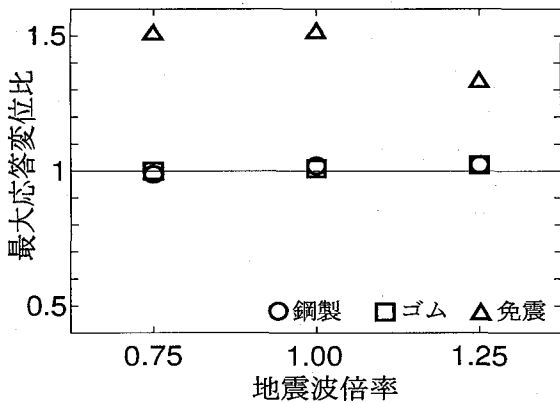


図-22 P_3 橋脚頂部の最大水平変位の比較

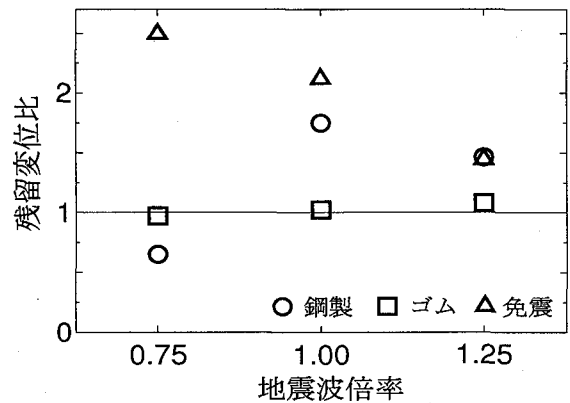


図-23 P_3 橋脚頂部の残留変位の比較

柱式橋脚モデルにより精度よく地震応答性状が再現できている。これは、本研究における水平反力分散支承を有する連続高架橋の設計では、式(2)で示される各橋脚の α の値が同程度で、ほぼ同時に塑性化するためであると考えられる。つまり、全体系骨組モデルにおいても、上部構造重量の分担が大きく変化しないからである。

次に、各支承条件を有する連続高架橋が大きさの異なる地震動を受けることにより、橋脚の塑性化の程度が変化した場合の単柱式橋脚モデルの適用性について検討する。図-22に、単柱式橋脚モデルによる P_3 橋脚頂部の最大水平変位と地震動の大きさの関係を示す。

縦軸には単柱式橋脚モデルによる最大水平変位を全体系骨組モデルによる橋脚頂部の最大水平変位で無次元化した値をとり、横軸には地震波に乗じる倍率を示している。この比較図から、鋼製の可動・固定支承、水平反力分散支承を有する場合には、地震動の大きさに関係なく単柱式橋脚モデルを用いて最大応答変位をほぼ評価できていることがわかる。一方、免震支承を有する場合には、最大で50%もの差異が生じており、単柱式橋脚モデルを用いての地震時挙動の再現性は低いということがわかる。これは、免震支承を有する場合、前述の通り、単柱式橋脚モデルでは隣接する橋脚および支承の塑性化による相互的な影響を評価できないいた

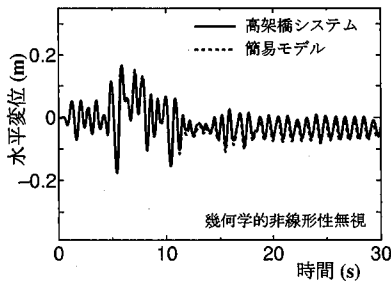


図-24 P_3 橋脚頂部の水平変位時刻歴 (鋼製固定支承)

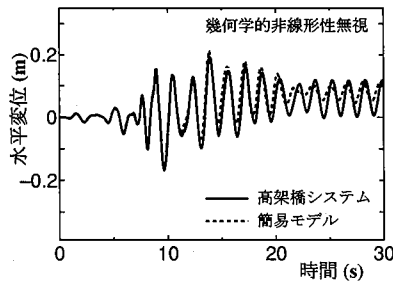


図-25 P_3 橋脚頂部の水平変位時刻歴 (ゴム支承)

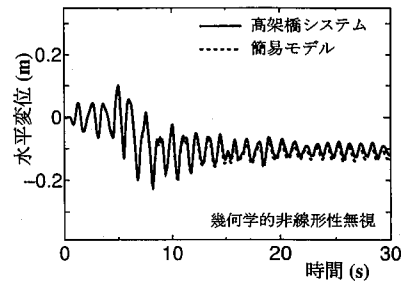


図-26 P_3 橋脚頂部の水平変位時刻歴 (免震支承)

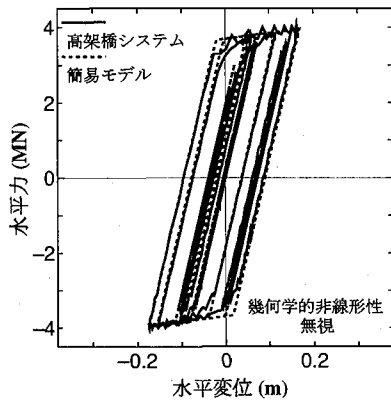


図-27 P_3 橋脚頂部の水平力-水平変位関係 (鋼製固定支承)

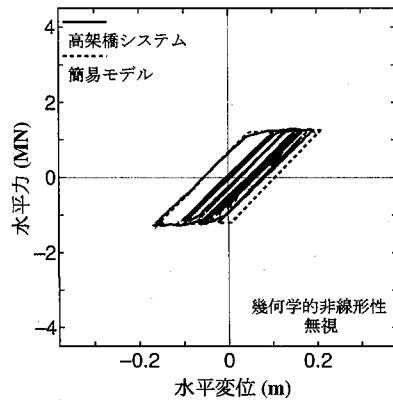


図-28 P_3 橋脚頂部の水平力-水平変位関係 (ゴム支承)

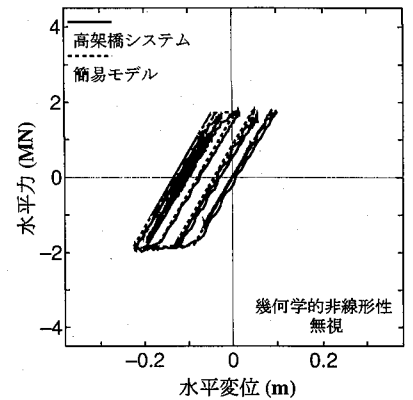


図-29 P_3 橋脚頂部の水平力-水平変位関係 (免震支承)

めに、全体系骨組モデルによる解析結果に対し大きな差異が生じたものと考えられる。

次に、図-23に、両解析モデルによる P_3 橋脚頂部の残留変位と地震動の大きさとの関係を示す。ここでの残留変位は、時刻歴応答曲線における最後の1周期の最大値と最小値の平均値と定義する。縦軸には、単柱式橋脚モデルによる残留変位を全体系骨組モデルによる残留変位で無次元化した値を、横軸には地震波に乗じる倍率を示している。この図から、水平反力分散支承を有する場合には、単柱式橋脚モデルでも残留変位は一致していることがわかる。これは、前述の考察と同様に、隣接する橋脚の塑性化による相互的な影響を大きく受けないためであると考えられる。しかし、最大応答変位については評価できていた鋼製の可動・固定支承を有する単柱式橋脚モデルの場合には、全体系骨組モデルを用いた解析結果に対し、残留変位に大きな差異が生じている。これは、鋼製の可動・固定支承を有する場合には、水平反力分散支承、免震支承を有する場合に比べ連続高架橋の設計上、 P_2 橋脚と P_3 橋脚の式(2)に示す α の値に有意な差があるためと考えられる。

ここまで、単柱式橋脚モデルと全体系骨組モデルの P_3 橋脚頂部の着目応答量についてのみ相互に比較を行ったが、 P_2 橋脚においても、支承条件によらず同様の傾向となる結果を得た。

表-4 固有周期 (単位: 秒)

	簡易モデル (無視)	簡易モデル (考慮)	全体系骨組 モデル
鋼製支承	0.880	0.887	0.886
ゴム支承	1.538	1.563	1.562
免震支承	0.989	1.029	1.032

5.2 全体系簡易モデル

ここでは、3.3節で説明した全体系ばね質点モデルの簡易モデルを用いた連続高架橋の地震応答性状の再現性について、全体系骨組モデルの解析結果との比較を行う。なお、解析条件は4.節に示した全体系骨組モデルを用いた解析の場合と同じである。

まず、各支承条件を有する連続高架橋の地震応答性状を検討するにあたり、全体系骨組モデルと簡易モデルの2つの解析モデルを用い固有値解析を行った。その結果のうち、1次固有周期のみに着目し、結果を表-4に示す。なお、表中には簡易モデルに用いた橋脚水平ばねの初期弾性勾配に対し、幾何学的非線形性の影響を無視した場合と考慮した場合の固有周期の値も示している。この結果より、簡易モデルの橋脚水平ばねの初期弾性勾配に幾何学的非線形性の影響を考慮することで、支承条件によらず、全体系骨組モデルを用いて算出した固有周期とよく一致することがわかる。

また、ここでは1次固有周期にのみ着目し比較を行っ

たが、橋軸方向振動の卓越する2~4次の振動モードにおいても、両解析モデルで同じ振動モードの固有周期がほぼ一致する結果となった。

次に、各支承条件を有する連続高架橋に対し、簡易モデルを用いた弾塑性地震応答解析結果について、単柱式橋脚モデルのときと同様の項目について、全体系骨組モデルを用いた場合の対応する結果との比較を行う。

まず、全体系骨組モデルと簡易モデルによる解析結果の比較として、図-24~図-26に P_3 橋脚頂部の水平変位時刻歴曲線、図-27~図-29に水平力-水平変位関係を示す。

図-24、図-27から、鋼製の固定支承を有する場合には、橋脚水平ばねの算定において幾何学的非線形性を無視した簡易モデルの結果が全体系骨組モデルの結果に対して、最大応答変位、周期の点で、ほぼ一致していると言える。しかし、図-25、図-28に示す水平反力分散支承を有する場合の比較図では、幾何学的非線形性を無視した簡易モデルの結果は全体系骨組モデルの結果に対し、水平変位時刻歴曲線では位相のずれ、水平力-水平変位関係では初期弾性勾配に差異が生じていることがわかる。また、図-26、図-29から、免震支承を有する場合には、単柱式橋脚モデルを用いた場合よりも、全体系簡易モデルの方が地震応答性状の再現性は高いことがわかる。

このような結果から、鋼製の可動・固定支承、免震支承を有する連続高架橋に対しては、全体系簡易モデルを用いての地震応答性状の再現性は比較的高いと言える。これは、全体系簡易モデルでは連続高架橋をシステムとして捉え、支承および橋脚を表す各水平ばねに、適切な復元力特性を設定することで、各構造部材の塑性化により生じる相互的な影響を考慮できるからである。

しかし、ここで用いた水平反力分散支承を有する連続高架橋の設計例のように各橋脚の軸力比が高い場合には必ずしも両者の結果は一致していない。

そこで、式(13)により、簡易モデルの各橋脚水平ばね定数に幾何学的非線形性の影響を考慮した場合の P_3 橋脚頂部の水平変位時刻歴曲線の比較を図-30に示す。この比較図から、全体系骨組モデルの解析結果に対し、簡易モデルを用いた解析でも非常に精度よく連続高架橋の地震応答性状を再現できていることがわかる。

ここでは、水平反力分散支承を有する場合の結果のみ示したが、鋼製の可動・固定支承、免震支承を有する連続高架橋の場合においても、各橋脚水平ばねに幾何学的非線形性の影響を考慮することにより、さらに高い精度で連続高架橋の地震応答性状を再現できる結果となった。

以上の結果を踏まえて、図-31には、簡易モデルによる P_3 橋脚頂部の最大応答変位と、地震動の大きさとの関係を示している。縦軸には、簡易モデルによる P_3

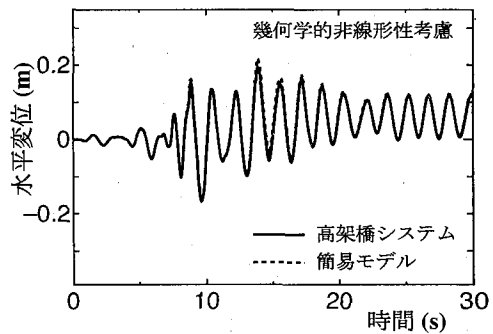


図-30 P_3 橋脚頂部の水平変位時刻歴(ゴム支承)

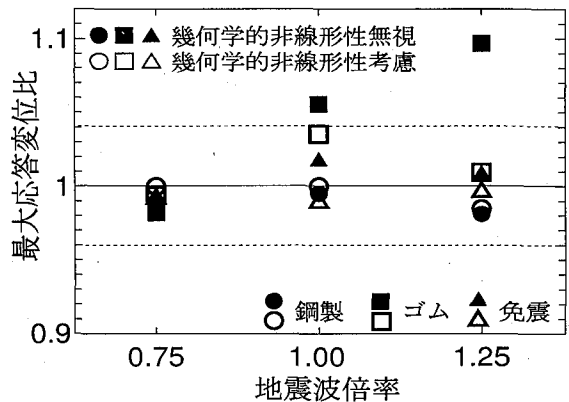


図-31 P_3 橋脚頂部の最大水平変位の比較

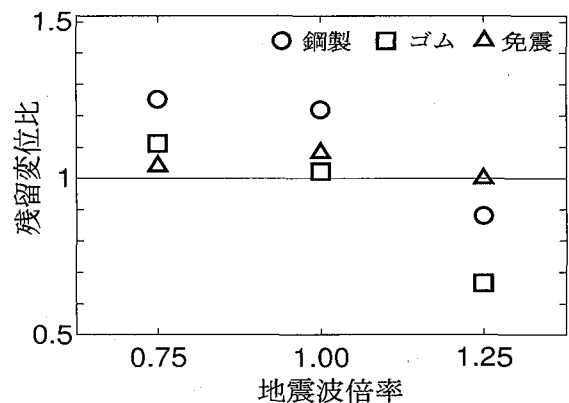


図-32 P_3 橋脚頂部の残留変位の比較

橋脚頂部の最大水平変位を全体系骨組モデルの対応する最大水平変位で無次元化した値を、横軸には地震動に乗じる倍率を示している。図中の黒塗りおよび白抜きマークはそれぞれ幾何学的非線形性を無視した場合と考慮した場合に対応している。この図から、支承条件および地震動の大きさによらず、簡易モデルの結果は全体系骨組モデルの結果に比較的良好一致しており、特に、ゴム支承の場合には、幾何学的非線形性の影響を考慮することによって両者はより良く一致することがわかる。

一方、図-32には、 P_3 橋脚頂部の残留変位と地震動の大きさとの関係を示している。縦軸には、簡易モデル

ルによる P_3 橋脚頂部の残留変位を全体系骨組モデルの対応する残留変位で無次元化した値を、横軸には地震波に乗じる倍率を示している。なお、この図では簡易モデルにおいて幾何学的非線形性を考慮した場合の結果のみを示している。この結果から、図-31の最大応答変位の比較では両解析モデルの間には最大で±4%程度の差異しか生じていなかったのに対し、残留変位の比較では両解析モデルの間に最大で約40%の差異が生じているのがわかる。また、免震支承を有する場合、簡易モデルの残留変位は比較的良好に全体系骨組モデルの値と一致しているが、鋼製の可動・固定支承、あるいはゴム支承を有する場合、簡易モデルの残留変位は全体系骨組モデルの値と大きく異なる場合のあることがわかる。このような差異が生じた原因として、1つに、簡易モデルの橋脚水平ばねの復元力特性に移動硬化バイリニア型を用いており、履歴ループが必ずしも完全に一致していないことが挙げられる。このことから、橋脚水平ばねが塑性化する頻度が最も多い鋼製の可動・固定支承を有する場合に精度が低い結果となっている。また、2つ目には、鋼製の可動・固定支承あるいはゴム支承を有する場合には、残留変位の絶対値が小さいためであると考えられる。以上のことから、橋脚水平ばねの復元力特性に移動硬化バイリニア型を用いた簡易モデルによる残留変位の推定は難しいと言える。

6. おわりに

本研究では、鋼製の可動・固定支承、水平反力分散支承あるいは免震支承を有する連続高架橋の震度法に基づく設計手順の概要を示し、一般的な設計例を示した。次に、設計された種々の支承条件を有する連続高架橋が橋軸方向の大地震を受けた場合の弾塑性地震応答性状を相互に比較し、改めて免震支承の有効性を確認した。

また、種々の支承条件を有する3径間連続高架橋を対象とし、隣接橋脚や支承の相互作用を考慮できる比較的精緻な全体系解析モデルによる解析結果を参照解とし、その大地震時応答性状を追跡する際に用いられ

る単柱式橋脚モデルあるいはばね質点系の全体系簡易モデルの適用性を検討した。

その結果、残留変位の再現性は両解析モデルともにあまりよくないが、最大応答変位の再現性は全体系簡易モデルを用いた方が再現性は高いことが明らかにされた。さらに、橋脚の軸力比が大きい場合には、橋脚水平ばね定数の算定に幾何学的非線形性の影響を考慮することによって、さらに最大応答変位の再現性は改善されることがわかった。

最後に、本研究の一部は日本鋼構造協会、次世代土木鋼構造委員会の活動の一環として行われたことを付記し、関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 板橋美保, 川島一彦, 庄司学: 橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが設計地震力の算定に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.131-144, 1999.4.
- 2) 子林稔, 宇佐美勉, 葛西昭: 免震および非免震鋼製橋脚の動的解析による耐震性能評価, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.177-192, 1999.4.
- 3) 土木研究センター: 道路橋の免震設計マニュアル(案), 建設省, 1992.12.
- 4) 梶田幸秀, 渡邊英一, 杉浦邦征, 丸山忠明, 永田和寿: 鋼製支承の破損を考慮した連続高架橋の地震応答性状と落橋防止装置の有効性の検討, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.903-914, 1999.3.
- 5) 井嶋克志, 後藤茂男, 和田忠治: バイリニア型免震支承の合理的特性値の決定と実設計への応用, 土木学会論文集, No.465/I-23, pp.117-126, 1993.4.
- 6) 林重紀夫, 成田信之, 前田研一, 岩崎興治: 橋梁用免震装置鉛プラグ入り積層ゴム支承の最適特性値探索, 土木学会論文集, No.553/VI-33, pp.117-128, 1996.12.
- 7) 中島章典, 安波博道, 大嶽敦朗: 上部構造の支承条件を考慮した高架橋の大地震挙動に関する研究, 鋼構造年次論文報告集第4巻, pp.9-16, 1996.11.
- 8) 土木学会鋼構造新技術小委員会・耐震設計WG: 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, pp.285-300, 1996.7.
- 9) 日本道路協会: 道路橋支承便覧, 丸善, 1991.7.
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(V耐震設計編), 丸善, 1996.12.
- 11) Timoshenko, S.P. and Gere, J.M.: *Theory of Elastic Stability*, 2nd ed., McGraw-Hill, 1963.
- 12) 小坪清眞: 土木振動学, 森北出版, 1976.1.

(2000年9月14日 受付)