

桁間ならびに桁一橋台間衝突を考慮した免震橋の簡易地震応答解析法

A simple analytical method of seismic response of seismically isolated bridges considering pounding effect

成行 義文*, 平尾 潔**, 山本 聡***

Yoshifumi NARIYUKI, Kiyoshi HIRAO and Satoshi YAMAMOTO

*正会員 博(工) 徳島大学助教授, 工学部建設工学科 (〒770-8506 徳島市南常三島 2 丁目 1 番地)

**フェロー 工博 徳島大学教授, 工学部建設工学科 (〒770-8506 徳島市南常三島 2 丁目 1 番地)

***学生会員 学(工) 神戸大学自然科学研究科建設学専攻 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)

A simple analytical method of seismic response of seismically isolated bridges is presented. Poundings of two decks and between deck and abutment are considered in this analysis. Impact spring model is used to represent impact force for displacement between decks or deck and abutment. In this model, shock absorber made of natural rubbers and steel cables which join decks to adjacent deck or abutment are considered. Analytical model in this method consists of some five-degree-of-freedom-systems with four masses, which are connected in series. From analytical results, it is found that simple analytical method proposed here is useful to examine the effect of pounding on non-linear seismic response of each part of bridges and also investigate adequate clearance and characteristics of shock absorber and connection cable to mitigate the pounding effect.

Key Words: *pounding effect, seismically isolated bridges, non-linear seismic response analysis, energy response, dynamic interaction between pier and foundation*

キーワード: 桁間衝突, 免震橋, 地震応答解析, エネルギー応答, 基礎との動的相互作用

1. はじめに

我が国は, 世界的にも地震の最頻発地域に位置しており, 歴史的に見ても大規模な被害地震に繰り返し襲われている。そのため, 地震による構造物の被害を防止あるいは低減することは, 古くからの重要な課題である。

1995 年に発生した兵庫県南部地震以降, 少しでも地震の被害を低減する為の技術として, 今までの耐震構造とは基本的に異なった発想である免震構造が注目を浴びてきている。この技術は, 以前よりニュージーランド等で, 道路橋の免震設計ならびに既存橋の耐震補強等に利用されている。しかし, 我が国では, ニュージーランドに比べて一回り大きな地震が生じ得ること, また, 軟弱地盤が多いこと等の理由から, 兵庫県南部地震以前における免震構造物の事例は極めて僅かであった。兵庫県南部地震を契機に, 道路橋示方書が見直され, 平成 8 年 12 月に改定された同示方書耐震設計編¹⁾に, 免震設計に関する規定が盛り込まれたこともあり, 新設ならびに既設の橋梁において耐震化のための免震設計が急速に採用されつつある。

しかし, 免震支承や積層ゴム支承を用いると, 橋脚に作用する上部構造の地震時慣性力が低減される一方で, 構造系が長周期化し桁の応答変位が増大してしまうため, 隣接桁間や桁一橋台間における衝突の発生頻度が高くな

る可能性がある。事実, 隣接する桁間の衝突により落橋するなどの被害を受けた橋梁が多数確認されている。そのため, 現在, 桁間衝突時の衝撃を緩和するためのゴム製緩衝材などを用いた緩衝装置, およびケーブルやチェーンなどにより隣接桁間, 桁一橋台間を連結する落橋防止装置等の開発が急務となっている。また, それらを考慮した高架橋の実用的な地震応答解析手法の確立は重要な課題であると言える。

桁間衝突に関する解析的な検討として, 渡辺ら²⁾は, 桁間衝突の現象を橋桁が衝突した時にのみ剛性を持つ衝突ばねを用いて表し, その解析精度について検討している。ゴム材の圧縮性能に着目した研究としては, 植原ら³⁾がゴム製緩衝装置による衝突力低減効果やエネルギー吸収特性について解析的に検討しており, また, Abdel-Ghaffar ら⁴⁾や Desroches ら⁵⁾がケーブル式桁間連結装置の効果についてそれぞれ解析している。また川島ら⁶⁾は模型振動実験および解析結果をもとに, 隣接桁の固有周期の相違が桁衝突形態に及ぼす影響について検討している。

大地震時には, 免震橋の支承部だけでなく, 橋脚および基礎の応答も塑性域に達すると考えられるが, 桁の衝突が, 桁-免震支承-橋脚-基礎系の非線形相互作用に及ぼす影響についての検討はあまり成されていない。また, 緩衝材ならびに桁間連結ケーブルの諸特性の決定法, あ

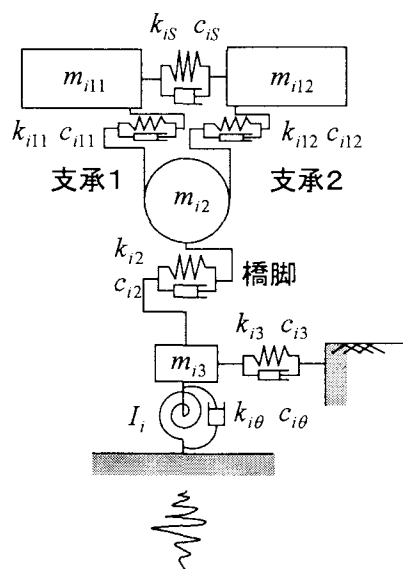


図-1 振動単位の解析モデル

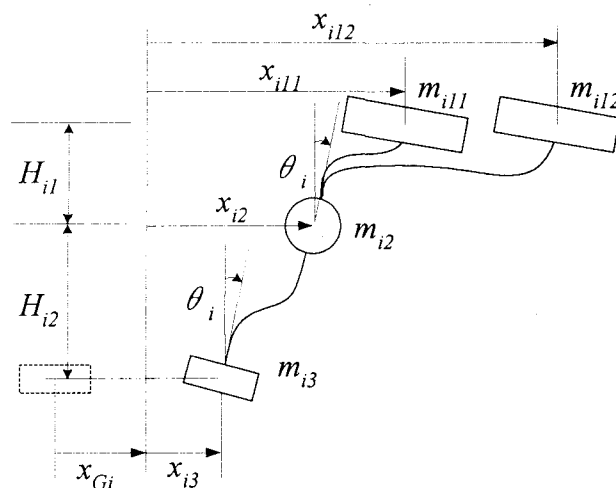


図-2 運動方程式の座標

るいは最適桁遊間の算定法等も確立されていない。

以上のような問題点を検討するための基礎的研究として、本研究では、桁－免震支承－RC 橋脚－基礎系を、1つの振動単位として4質点5自由度系にモデル化し、それを直列に連結することにより、任意の免震橋を表現する簡易地震応答解析法を開発し、2・3の解析例をもとにその妥当性に関する検討を行った。

2. 解析方法

本章では、振動単位(桁－免震支承－RC 橋脚－基礎系)のモデル化とその運動方程式、ならびに減衰マトリクスの作成方法について述べる。

2.1 免震橋の振動単位の解析モデル

一般に免震橋全体系の解析を行うには、連続高架橋の特徴を表現しうる解析モデルを作成する必要がある。本研究では、図-1のような4質点5自由度系モデルで表される桁－免震支承－橋脚－基礎系を免震橋の単位振動系とした。図中の記号は下記の通りである。

- m_{i11}, m_{i12} : 上部構造の質量
- m_{i2} : 橋脚の質量
- m_{i3} : 基礎の質量
- I_i : 基礎の回転慣性
- k_{i11}, k_{i12} : 免震支承の接線剛性
- k_{i2} : 橋脚の接線剛性
- k_{i3} : 基礎の Sway パネの接線剛性
- $k_{i\theta}$: 基礎の Rocking パネの接線剛性
- c_{i11}, c_{i12} : 免震支承の粘性減衰係数
- c_{i2} : 橋脚の粘性減衰係数
- c_{i3} : 基礎の Sway パネの粘性減衰係数

- $c_{i\theta}$: 基礎の Rocking パネの粘性減衰係数
- k_{iS} : 衝突パネの剛性または桁同士をつなぐ剛体パネ
- c_{iS} : 粘性ダンパーの減衰係数

図-1 よりわかるように、このモデルは基礎の Sway および Rocking 運動を始め、衝突パネの導入により桁間衝突も考慮されている。一般の直線免震橋はこのような単位振動モデルを直列に複数個連結することによって表現することができる。橋脚上の2つの桁をつなぐパネの剛性を近似的に ∞ とすることにより桁の連続性は表現される。また掛け違い部や橋台部での桁衝突は、前述のように衝突パネで表される。なお、橋脚ならびに免震支承はせん断変形するものとする。

2.2 振動単位モデルの運動方程式

図-1 に示した振動単位モデルにおける各質点の変位の正方向を図-2 のようにとる。図中の記号は下記の通りである。

- H_{i1} : 橋脚および上部構造の各重心間距離
- H_{i2} : 基礎の回転中心と橋脚の重心の距離
- x_{i11}, x_{i12} : 上部構造の相対水平変位
- x_{i2} : 橋脚の相対水平変位
- x_{i3} : 基礎の相対水平変位
- θ_i : 基礎の回転角
- x_{Gi} : 地動変位

図-1 の振動単位モデルの各自由度に対する運動方程式は、衝突パネ、免震支承1、免震支承2、橋脚、基礎の Sway パネおよび Rocking パネの荷重項を、それぞれ u_{iS} , u_{i11} , u_{i12} , u_{i2} , u_{i3} および $u_{i\theta}$ とすると、式(1)～式(5)のように表される。

①質点 m_{i1} の水平振動に関する運動方程式

$$m_{i1}\ddot{x}_{i1} + (c_{i1} + c_{is})\dot{x}_{i1} - c_{is}\dot{x}_{i2} - c_{i1}\dot{x}_{i2} - c_{i1}H_{i1}\dot{\theta}_i + (k_{i1} + k_{is})x_{i1} - k_{is}x_{i2} - k_{i1}x_{i2} - k_{i1}H_{i1}\theta_i + u_{i1} - u_{is} = -m_{i1}\ddot{x}_{Gi} \quad (1)$$

②質点 m_{i2} の水平振動に関する運動方程式

$$m_{i2}\ddot{x}_{i2} + (c_{i2} + c_{is})\dot{x}_{i2} - c_{is}\dot{x}_{i1} - c_{i2}\dot{x}_{i1} - c_{i2}H_{i1}\dot{\theta}_i + (k_{i2} + k_{is})x_{i2} - k_{is}x_{i1} - k_{i2}x_{i1} - k_{i2}H_{i1}\theta_i + u_{i2} + u_{is} = -m_{i2}\ddot{x}_{Gi} \quad (2)$$

③質点 m_{i2} の水平振動に関する運動方程式

$$m_{i2}\ddot{x}_{i2} - c_{i2}\dot{x}_{i3} + (c_{i1} + c_{i2} + c_{i3})\dot{x}_{i2} - c_{i1}\dot{x}_{i1} - c_{i2}\dot{x}_{i12} + (c_{i1}H_{i1} + c_{i2}H_{i1} - c_{i3}H_{i2})\dot{\theta}_i - k_{i2}x_{i3} + (k_{i1} + k_{i2} + k_{i3})x_{i2} - k_{i1}x_{i1} - k_{i2}x_{i12} + (k_{i1}H_{i1} + k_{i2}H_{i1} - k_{i3}H_{i2})\theta_i + u_{i2} - u_{i1} - u_{i12} = -m_{i2}\ddot{x}_{Gi} \quad (3)$$

④質点 m_{i3} の Sway 振動に関する運動方程式

$$m_{i3}\ddot{x}_{i3} + (c_{i2} + c_{i3})\dot{x}_{i3} - c_{i2}\dot{x}_{i2} + c_{i2}H_{i2}\dot{\theta}_i + (k_{i2} + k_{i3})x_{i3} - k_{i2}x_{i2} + k_{i2}H_{i2}\theta_i + u_{i3} - u_{i2} = -m_{i3}\ddot{x}_{Gi} \quad (4)$$

⑤質点 m_{i3} の Rocking 振動に関する運動方程式

$$I_i\ddot{\theta}_i + (c_{i\theta} + c_{i2}H_{i2}^2 + c_{i1}H_{i1}^2 + c_{i2}H_{i1}^2)\dot{\theta}_i + c_{i2}H_{i2}\dot{x}_{i3} + (-c_{i2}H_{i2} + c_{i1}H_{i1} + c_{i2}H_{i1})\dot{x}_{i2} - c_{i1}H_{i1}\dot{x}_{i1} - c_{i2}H_{i1}\dot{x}_{i12} + (k_{i\theta} + k_{i2}H_{i2}^2 + k_{i1}H_{i1}^2 + k_{i2}H_{i1}^2)\theta_i + k_{i2}H_{i2}x_{i3} + (-k_{i2}H_{i2} + k_{i1}H_{i1} + k_{i2}H_{i1})x_{i2} - k_{i1}H_{i1}x_{i1} - k_{i2}H_{i1}x_{i12} + u_{i\theta} - u_{i2}H_{i2} - u_{i1}H_{i1} - u_{i12}H_{i1} = 0 \quad (5)$$

式(1)～式(5)をマトリクス表示すると次のようになる。

$$[M_i]\{\ddot{x}_i\} + [C_i]\{\dot{x}_i\} + [K_i]\{x_i\} + \{U_i\} = -[M_i]\{d_i\}\ddot{x}_{Gi} \quad (6)$$

ここに、式(6)中の各マトリクスおよびベクトルは次のようである。

$$\text{質量マトリクス: } [M_i] = \begin{bmatrix} m_{i1} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{i2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{i2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{i3} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & I_i \end{bmatrix}$$

剛性マトリクス:

$$[K_i] = \begin{bmatrix} k_{i1} + k_{is} & -k_{is} & -k_{i1} & 0 & -k_{i1}H_{i1} \\ -k_{is} & k_{i2} + k_{is} & -k_{i2} & 0 & -k_{i2}H_{i1} \\ -k_{i1} & -k_{i2} & k_{i1} + k_{i2} + k_{i3} & -k_{i2} & k_{i1}H_{i1} + k_{i2}H_{i1} \\ 0 & 0 & -k_{i2} & k_{i2} + k_{i3} & -k_{i2}H_{i2} \\ -k_{i1}H_{i1} & -k_{i2}H_{i1} & k_{i1}H_{i1} + k_{i2}H_{i1} & k_{i2}H_{i2} & k_{i\theta} + k_{i1}H_{i1}^2 + k_{i2}H_{i1}^2 + k_{i2}H_{i2}^2 \end{bmatrix}$$

減衰マトリクス:

$$[C_i] = \begin{bmatrix} c_{i1} + c_{is} & -c_{is} & -c_{i1} & 0 & -c_{i1}H_{i1} \\ -c_{is} & c_{i2} + c_{is} & -c_{i2} & 0 & -c_{i2}H_{i1} \\ -c_{i1} & -c_{i2} & c_{i1} + c_{i2} + c_{i3} & -c_{i2} & c_{i1}H_{i1} + c_{i2}H_{i1} \\ 0 & 0 & -c_{i2} & c_{i2} + c_{i3} & -c_{i2}H_{i2} \\ -c_{i1}H_{i1} & -c_{i2}H_{i1} & c_{i1}H_{i1} + c_{i2}H_{i1} & c_{i2}H_{i2} & c_{i\theta} + c_{i1}H_{i1}^2 + c_{i2}H_{i1}^2 + c_{i2}H_{i2}^2 \end{bmatrix}$$

$$\text{荷重項ベクトル: } \{U_i\} = \begin{Bmatrix} u_{i1} - u_{is} \\ u_{i2} + u_{is} \\ u_{i2} - u_{i1} - u_{i12} \\ u_{i3} - u_{i2} \\ u_{i\theta} - u_{i2}H_{i2} - u_{i1}H_{i1} - u_{i12}H_{i1} \end{Bmatrix}$$

$$\text{遷移ベクトル: } \{d_i\} = \{1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 0\}^T$$

実際の免震橋の解析モデルは、前述のように図-1 のモデルを横に直列に連結することにより得られる。その場合の全体系の運動方程式の係数マトリクスならびに荷重項ベクトル等は、式(6)中のそれらを適宜重ね合わせることで得られる。

本研究では、増分形式の *Newmark's β method*⁷⁾ ($\beta=1/6$: 線形加速度法)を用いて、免震橋の非線形地震応答解析を行った。また、衝突現象が極めて短時間に発生することを考慮して、時間増分は $\Delta t=10^{-4}$ 秒とした。

2.3 減衰マトリクス

全体減衰マトリクス[C]は、式(7)のようにレーリー減衰係数 α および β を全体の質量マトリクス[M]および剛性マトリクス[K]にそれぞれ乗じて作成される(レーリー型減衰)。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (7)$$

式(7)中の係数 α , β は、1次と2次の振動モードの固有円振動数 (ω_1, ω_2) と減衰定数 ($1h, 2h$) を用いて、次式により算定される。

$$\alpha = 2\omega_1\omega_2 \frac{(1h \cdot \omega_2 - 2h \cdot \omega_1)\omega}{(\omega^2 - \omega_1^2)} \quad , \quad \beta = 2 \frac{(2h \cdot \omega_2 - 1h \cdot \omega_1)\omega}{(\omega^2 - \omega_1^2)}$$

また、モード減衰定数の算定には、系の各要素に蓄えられるひずみエネルギーの一部が減衰エネルギーとして消滅するという考え方に基づいた「ひずみエネルギー比例法」¹⁾を用いた(式(8)参照)。

$$1h = \frac{\sum_{j=1}^n h_j \{\phi_j\}^T [K_j] \{\phi_j\}}{\{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\}} \quad (8)$$

ここに、

$\{\phi_{ij}\}$: i 次振動モードの要素 j のモードベクトル

h_j : 要素 j の減衰定数

$[K_j]$: 要素 j の剛性マトリクス

$\{\phi_i\}$: i 次振動モードの構造全体のモードベクトル

$[K]$: 構造全体の剛性マトリクス

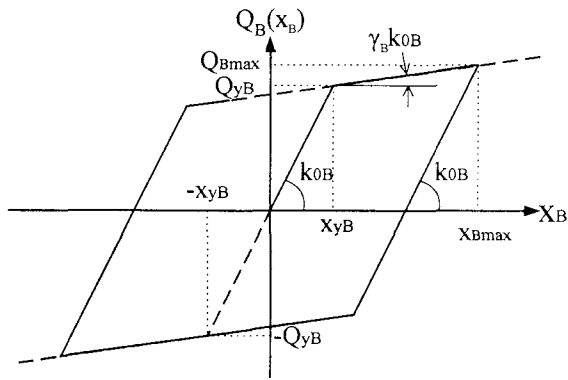


図-3 Bilinearモデル

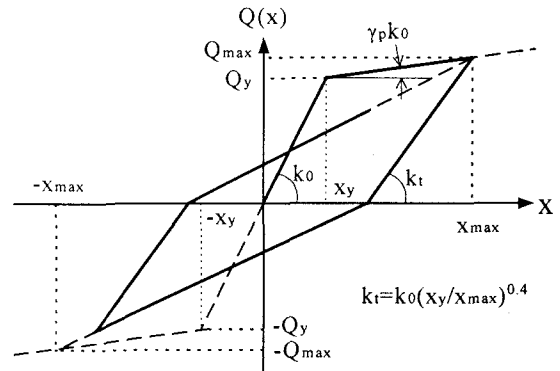


図-4 Q-hystモデル

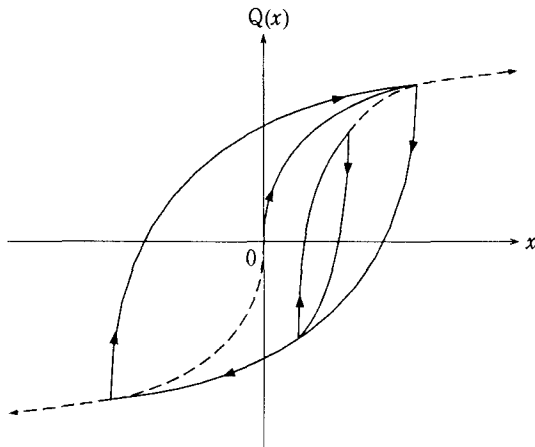


図-5 Hardin-Drnevichモデル

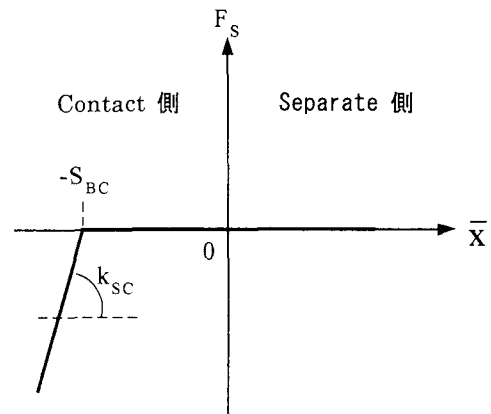


図-6 衝突バネモデル

2.4 各構造要素の復元力-変位履歴モデル

免震支承、橋脚(RC)、基礎および桁間バネの復元力-変位関係はすべて非線形とした。以下に、各構造要素の復元力-変位履歴モデルの概要を示す。

(1) 免震支承の復元力-変位履歴モデル

免震支承は一般的によく用いられる鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB: Lead-Rubber Bearings)とし、その復元力履歴モデルとしては図-3に示すBilinearモデル⁸⁾を用いた。ここに、図-3中の記号は、それぞれ次の通りである。

- x_{yB} : 免震支承の降伏変位
- Q_{yB} : 免震支承の降伏復元力
- x_{Bmax} : 免震支承の最大変位
- Q_{Bmax} : 免震支承の最大復元力
- k_{0B} : 免震支承の初期剛性
- γ_B : 免震支承の弾塑性剛性比

(2) RC橋脚の復元力-変位履歴モデル

免震橋梁でも、大地震を受けた場合、免震支承だけでなく橋脚もかなり非線形化する可能性が高い。したがって、RC橋脚の復元力履歴モデルとしては、図-4に示すようなQ-hystモデル⁹⁾を用いた。このモデルは、RC構造物の復元力履歴特性を大局的に表しており、変位反転時の劣化剛性 k_t は図中の式のように最大変位 x_{max} に依存

する。

ここに、図-4中の記号は、それぞれ次の通りである。

- x_y : 橋脚の降伏変位
- Q_y : 橋脚の降伏復元力
- x_{max} : 橋脚の最大変位
- Q_{max} : 橋脚の最大復元力
- k_0 : 橋脚の初期剛性
- k_t : 橋脚の弾性復活時の剛性
- γ_P : 橋脚の弾塑性剛性比

(3) 杭基礎の復元力-変位履歴モデル

基礎のSwayおよびRockingバネの復元力特性としては、図-5に示すようなHardin-Drnevichモデルを用いた。本来このモデルは、土の応力-ひずみ関係を表現するモデルであるが、基礎のSway-Rocking挙動を巨視的に表現するモデルとして比較的良好に用いられている¹⁰⁾。各履歴過程における接線剛性 k_t は、該当する骨格曲線あるいは履歴曲線を表す式を変位 x で微分して得られる。各履歴曲線は、初期剛性 k_0 と降伏強度 Q_u の2つのパラメータを用いて、式(9)のような双曲線関数で表される。

$$Q = k_0 x / (1 + |x/x_f|), \quad x_f = Q_u / k_0 \quad (9)$$

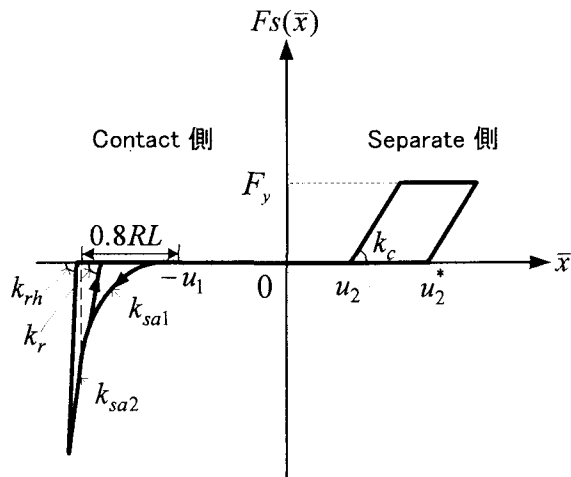


図-7 緩衝材及び桁間連結ケーブルの復元力モデル

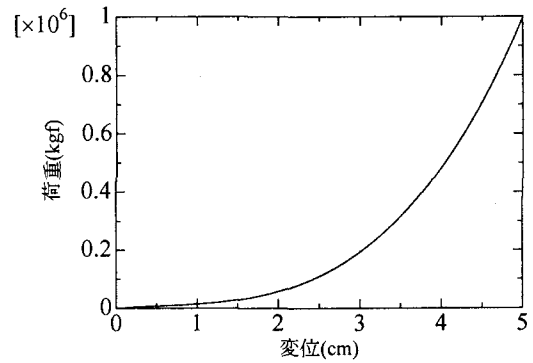


図-8 緩衝材の荷重-変位関係

(4) 桁間および桁一橋台間の復元力-変位履歴モデル

①衝突バネ

桁間ならびに桁一橋台間の衝突現象は図-6 に示すような衝突バネ¹¹⁾により表現する。図からわかるように衝突バネの剛性 k_s 、衝突力 F_s は式(10)および式(11)のように与えられている。

$$k_s = \begin{cases} k_{sc} \cdots \cdots \bar{x} < -S_{BC} \\ 0 \cdots \cdots -S_{BC} < \bar{x} \end{cases} \quad (10)$$

$$F_s = \begin{cases} k_{sc}(\bar{x} + S_{BC}) \cdots \cdots \bar{x} < -S_{BC} \\ 0 \cdots \cdots -S_{BC} < \bar{x} \end{cases} \quad (11)$$

ここに、 k_{sc} : 衝突バネ定数

S_{BC} : 遊間

$\bar{x}$: 桁の相対変位

なお図中の「Separate 側」および「Contact 側」は、それぞれ桁間隔が拡大する方向および縮小する方向を表している。

②緩衝材ならびに連結ケーブルを考慮した衝突バネ

桁の衝突による衝撃力を低減するため、あるいは桁の変位を拘束して落橋を防ぐ等の目的で、桁間にゴム製の緩衝材を設置したり、また隣接桁同士を遊びを持たせたケーブルで連結する方法が採用されている¹¹⁾。このような緩衝材あるいはケーブル等を桁間に設置した場合の衝突バネの復元力履歴特性は図-7 のようである。図中の記号はそれぞれ下記のような諸量を表している。

k_{sa1} : 緩衝材の載荷剛性

k_{sa2} : 緩衝材の硬化時載荷剛性

k_r : 緩衝材の除荷剛性

k_{rh} : 緩衝材の硬化時除荷剛性

k_c : 桁間連結ケーブルの剛性

u_1 : 緩衝材が効き始めるまでの距離

u_2 : 桁間連結ケーブルが効き始めるまでの距離 (遊び)

表-1 桁間連結ケーブルの特性値

ケーブルの降伏応力	3.06×10^3 kgf/cm ²
ケーブルのヤング率	2.04×10^6 kgf/cm ²
ケーブルの長さ	2.0 m
ケーブルの剛性	5.5×10^5 kgf/cm
ケーブルの降伏耐力	1.65×10^5 kgf

u_2^* : 桁間連結ケーブル降伏後の遊び

F_y : 桁間連結ケーブルの降伏耐力

$\bar{x}$: 桁の相対変位

RL : 緩衝材の厚さ

u_2 は桁間連結ケーブルが効き始める初期状態での桁間の増分 (遊び) であるが、ケーブルが塑性化 ($F_s \geq F_y$) した後に一旦 $F_s=0$ となった場合には、ケーブルの遊び (初期状態を基準) は前回よりもケーブルの塑性変形分増大し、図-7 に示すように u_2^* となる。なお、ケーブルの破断は考慮していない。また、今回想定した桁間連結ケーブルの諸元は表-1 に示す通りである。

Contact 側では、桁間が初期状態より u_1 だけ狭くなった時に、桁間がちょうど緩衝材の厚さに等しくなり、緩衝材が効き始める。本研究では、縦 40cm、横 40cm、厚さ 5cm の硬度 60 のゴム製緩衝材を想定し、その剛性 k_{sa1} は式(12)により算定した¹¹⁾ (図-8 参照)。

$$\text{硬度 60: } k_{sa1}(\delta) = 10665\delta^2 - 17775\delta + 21330 \quad (12)$$

ここに、 δ は緩衝材の厚さ方向の圧縮変形量 (cm) である。また、緩衝材の除荷剛性 k_r は緩衝材の載荷剛性 k_{sa1} の 20 倍とした。なお、緩衝材が効果的に衝突エネルギーを吸収し得る緩衝材の圧縮変形量を厚さ (RL) の 80% とし、圧縮変形がこれを上回る領域では、ひずみ硬化の発生を考慮して初期剛性の 200 倍の硬化剛性 k_{sa2} を与えることとした。また、硬化後の除荷剛性 k_{rh} は図-6 中の k_{sc} と同じとした。

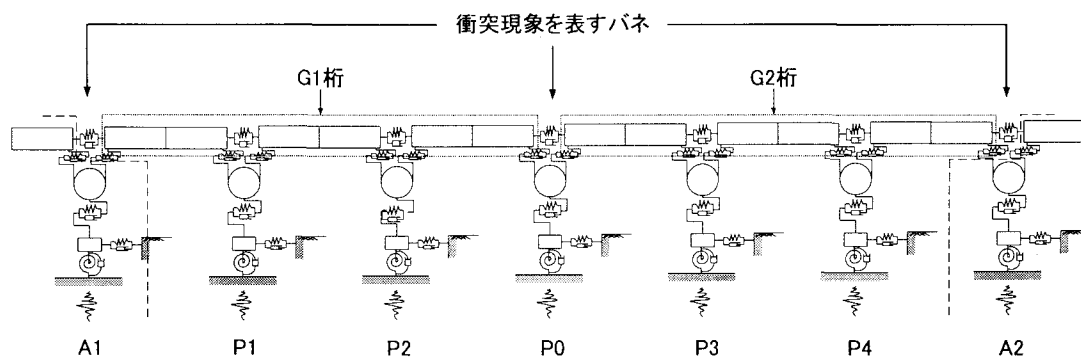


図-9 免震橋の解析モデル

表-2 構造諸元

部材	剛性(kgf/cm)	降伏変位(cm)	弾塑性剛性比	減衰定数
免震支承(連続部)	0.3034×10^5	1.15	0.1538	0.02
免震支承(掛け違い部、橋台用)	0.3082×10^5	1.15	0.1538	0.02
橋脚	0.8800×10^6	0.07914	0.1	0.05
基礎水平ばね	0.1410×10^7	0.1087		0.10
基礎回転ばね	0.2260×10^{12} (kgf*cm/rad)	0.003406 (rad)		0.10

	質量(kgf*sec ² /cm)	質点高さ(cm)
上部構造	0.3681×10^3	1638.1
橋脚	0.2025×10^3	1555.5
基礎	0.4686×10^3	0.0
基礎の回転慣性	0.2595×10^8 (kgf*cm*sec ²)	

免震支承の剛性： k_{i11} or k_{i12}

上部構造質量： m_{i11} or m_{i12}

表-3 入力用模擬地震動の特性値

地震動タイプ	地盤種別	マグニチュード M	震央距離 Δ(km)	最大加速度 Amax(gal)	最大速度 Vmax(kine)	トータルパワー Pt(gal2sec)
1	I	8	300	342.909	71.83	234428
2	I	7.2	5	707.294	82.87	415208

3. 解析モデルの構造諸元と入力地震動

3.1 解析モデルの構造諸元

本研究では、文献 2) に紹介されている 3 径間連続 PC 合成桁 (I 種地盤) を解析対象とし、前出の単位振動系 (図-1) を直列に連結して、図-9 のような 2 連の 3 径間連続橋の解析モデルを構築した。各構造諸元は表-2 の通りである。図中、A1, A2 は橋台、P0~P4 は RC 橋脚を表している。P1~P4 橋脚上では隣接桁同士が剛結 ($k_{is} = \infty$) されており、また各単位振動系は隣接する桁が常に一体となって動くように互いに剛結されている。桁の衝

突は両橋台上ならびに P0 橋脚上で発生する。

なお本研究では、橋台裏込め土等の剛性の評価が難しいこと、また解析法の妥当性の検討に重点をおいていること等より、橋台部分の剛性を近似的に無限大に設定した。

3.2 入力地震動

本解析では、平成 8 年道路橋示方書に規定される加速度応答スペクトルを目標として作成した I 種地盤に対する模擬地震動を入力地震動として用いた。タイプ I 模擬地震動 (海洋型) は、マグニチュード M を 8.0、震央距

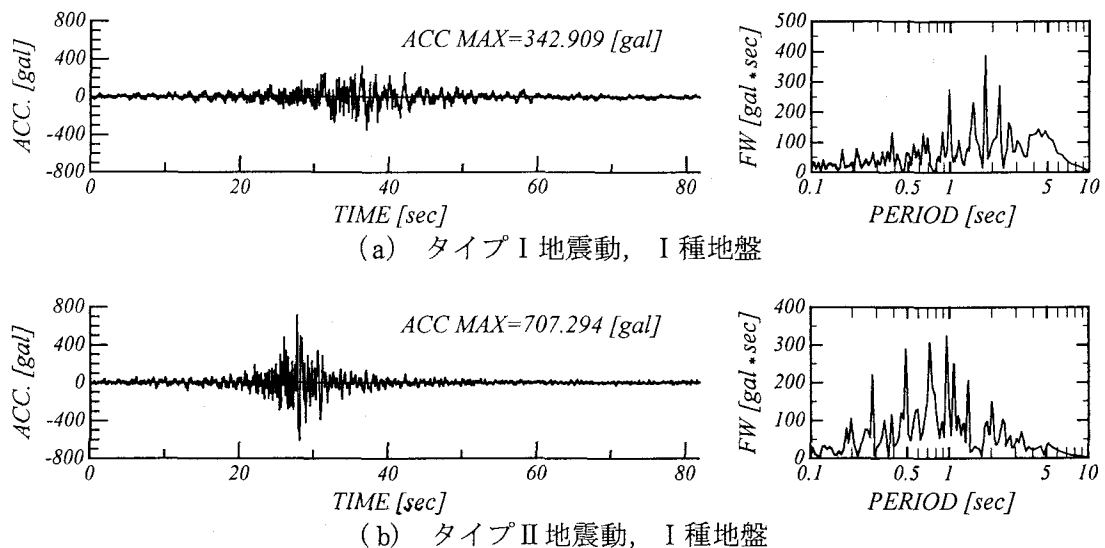


図-10 模擬地震動の加速度波形ならびにフーリエスペクトル

離 Δ を 300km とし、またタイプ II 地震動 (直下型) は、マグニチュード M を 7.2、震央距離 Δ を 5km として作成されたものである¹²⁾。表-3 に作成した模擬地震動の諸量を、また、図-10 に模擬地震動の加速度波形ならびにフーリエスペクトルを示す。

4. 解析例

本章では、主に本解析法の妥当性を検討するために、前述の 2 連 3 スパン連続橋モデルに、前述の I 種地盤に対する模擬地震動を入力し、桁間相対変位、橋梁各部位の非線形応答ならびに桁間発生力 (桁の衝突力、桁間連結ケーブルの引張り力) 等の時刻歴応答を示す。なお、解析に際して、2.4(4) で示した衝突バネのバネ定数は桁の伸び剛性の 10 倍の値である $5.2 \times 10^6 (\text{kgf/cm})$ とした¹³⁾。また、桁遊間は、地震時保有水平耐力法レベルでの免震支承の設計変位 $u_B = 11.4 \text{ cm}$ に遊間の余裕量を考慮して 15cm を基本とした¹⁴⁾。以下、G1 桁および G2 桁の質量をそれぞれ m_{G1} 、 m_{G2} と表し、質量比 (m_{G2}/m_{G1}) がそれぞれ 1.0、0.5 および 2.0 の 3 パターンの解析例を示す。ちなみに各パターンの初期弾性時固有周期はそれぞれ 0.90 秒、0.87 秒および 1.22 秒である。

4.1 $m_{G1} = m_{G2}$ の場合の時刻歴応答曲線

図-11(a) は、タイプ I 地震動に対する $m_{G1} = m_{G2}$ の場合の各種時刻歴応答曲線を示している。同図の上から順 (①～⑧) に、下記のような応答を表している。

- ① A1 橋台と桁との相対変位 (初期状態: 0, +側: 拡幅)
- ② P0 橋脚上の桁間相対変位 (初期状態: 0, +側: 拡幅)
- ③ A2 橋台と桁との相対変位 (初期状態: 0, +側: 拡幅)
- ④ A1, A2 橋台ならびに P0 橋脚上の桁衝突力 (-) あるいはケーブル引張り力 (+) (付図-1 参照)
- ⑤ G1 桁の加速度

⑥ G2 桁の加速度

⑦ P0 橋脚上の G1 桁を支える免震支承の履歴吸収エネルギー

⑧ P0 橋脚上の G2 桁を支える免震支承の履歴吸収エネルギー

ちなみに、常に ① + ② + ③ = 0 が成り立っている。①～③の -15cm に対応する直線は各遊間を表している。

図-11(a) より、初めての衝突が 36 秒付近で A1 橋台上において発生しているのが分かる (付図-1 参照)。これは入力波 (図-10 参照) の最強震部と一致している。最初の衝突が発生するまでは、 $m_{G1} = m_{G2}$ であるため、G1 桁と G2 桁は全く同じ動きをしており、当然 P0 橋脚上の桁間相対変位は 0 となっている。最初の衝突により、G1 桁と G2 桁の足並みが乱れ、その後、A2 橋台上、P0 橋脚上の順に衝突が起こっている。また、衝突によって桁の加速度が瞬間的に大きく増大しているのがわかる。P0 橋脚上の両免震支承の履歴吸収エネルギーは、ともに強震部で急激に増大し、最終的な量もほとんど同じである。また、この場合の桁衝突が免震支承の履歴吸収エネルギーに及ぼす影響は小さいことがわかる。強震部を過ぎて応答が小さくなると衝突現象も起こらなくなり、両桁の挙動は再びほぼ等しくなるが、厳密に見てみると、最終的には G1 桁がほんの僅かに A1 橋台の方に、また G2 桁も僅かに A1 橋台の方にシフトしており、その結果として、P0 橋脚上の桁間が初期状態より縮んでいることがわかる。

図-11(b) は、桁間ならびに桁-橋台間に緩衝材と連結ケーブルを設置した場合の結果を同様に示したものである。①～③の +10cm ならびに -10cm に対応する各破線はそれぞれケーブルの遊び量ならびに緩衝材の厚さだけ実質的に縮まった遊間量を表している。同図より分かるように、まず強震部の初期において A2 橋台上でケーブルに引張りが生じると同時に A1 橋台上で衝突が発生している。

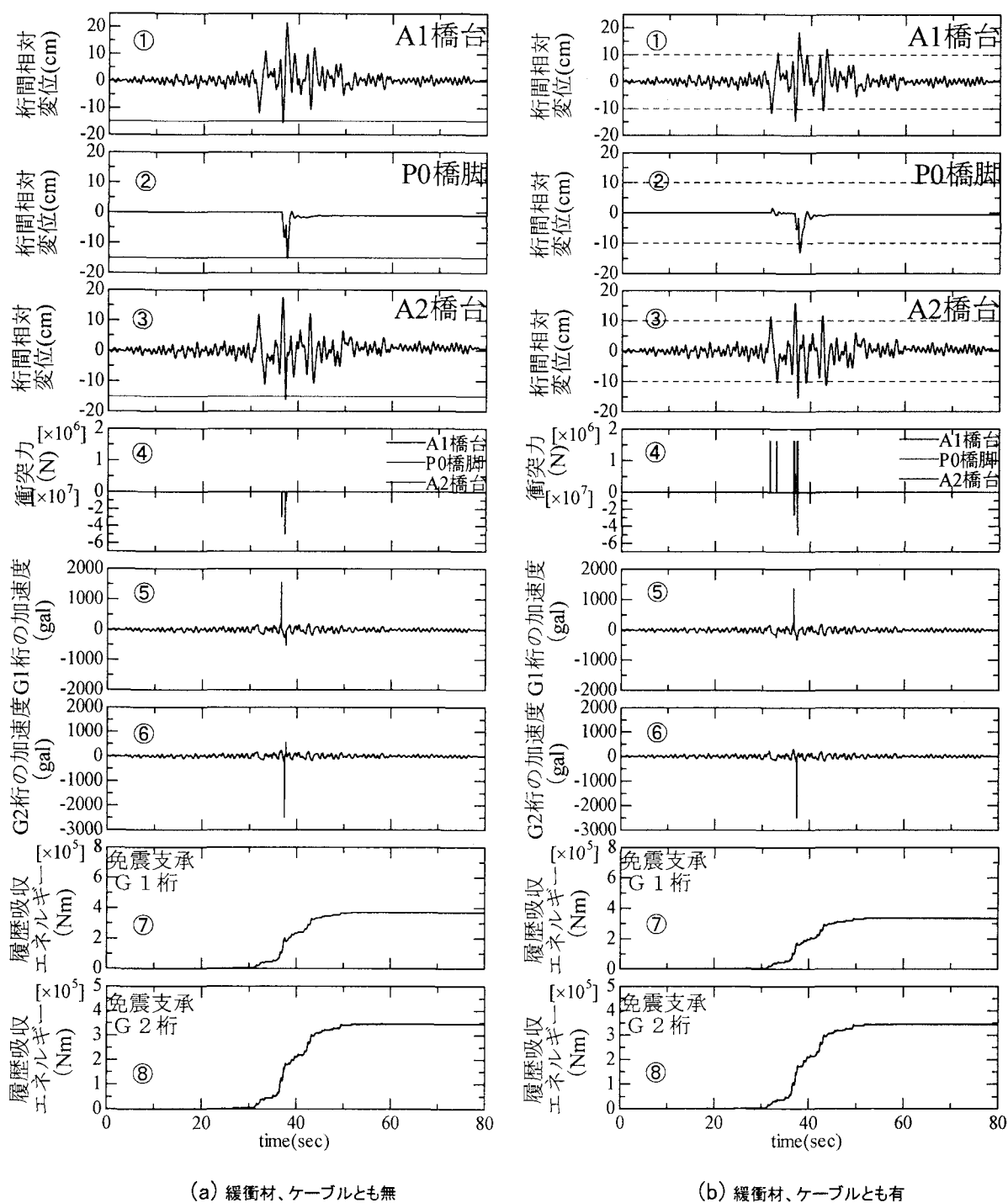


図-11 桁間相対変位等の時刻歴応答曲線($m_{G1} = m_{G2}$, タイプ I 地震動)

また、その直後に反動のため、A1 橋台上でケーブルに引張りが生じるとともに A2 橋台上で桁衝突が発生している。その後、強震部のほぼ中心付近で両橋台上ならびに P0 橋脚上で衝突およびケーブルの引張りが生じている。また、ケーブルの引張り力は、前出の図-7 で示したように、すべて降伏力で頭打ちしており、衝突力に比して、1 オーダー小さいことがわかる。

図-11(a), (b) の比較より、この場合は、緩衝材ならびにケーブルの同時設置が衝突力に及ぼす影響は極めて

小さいが、P0 橋脚上の G1 桁の免震支承の履歴吸収エネルギーが僅かに減少しているのが観察される。また、図-11(a), (b) の①および③の時刻歴桁間相対変位曲線から読み取れるように、A1 および A2 橋台上の桁はともに、概ね免震支承の剛性として変位 10cm に相当する等価剛性（最大点剛性）を用いた場合の免震支承—上部構造系の等価固有周期 1.29 秒で各橋台に対して相対振動している。これは免震支承—上部構造系が基礎—橋脚系の動吸振器として働いているためであり、入力波の卓越周期

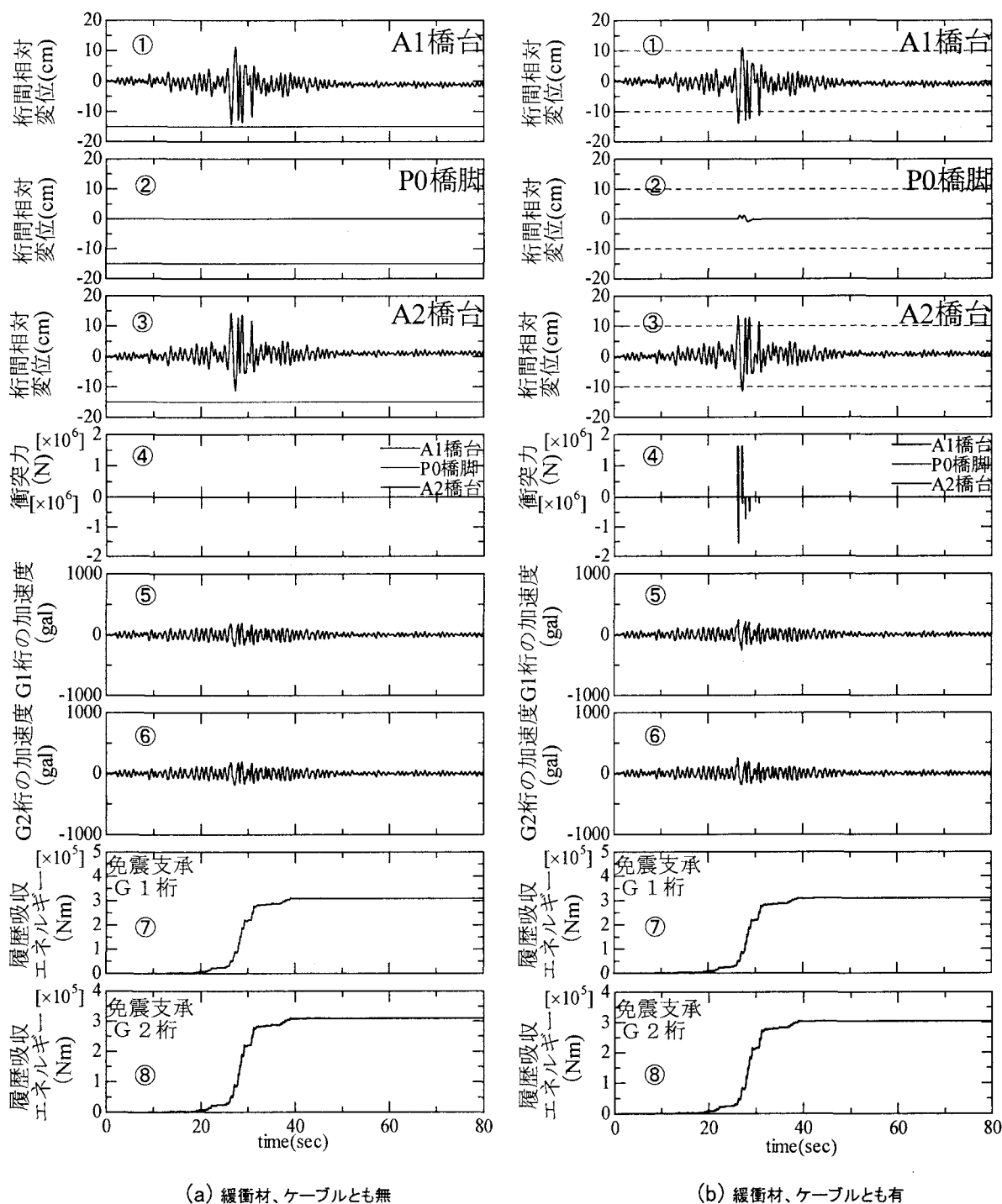


図-12 桁間相対変位等の時刻歴応答曲線($m_{G1} = m_{G2}$, タイプⅡ地震動)

が免震支承—上部構造系の等価固有周期に近い場合には、橋台上でさらに大きな桁間相対変位が発生するものと思われる。

図-12(a), (b) は、同様にタイプⅡ地震動に対するものである。図-12(a)より、緩衝材もケーブルもない場合には、入力波の強震部で最大応答が発生しているものの、全く桁衝突が生じておらず、P0橋脚上の桁間相対変位は0となっていることがわかる。タイプⅠ地震動に比べて最大加速度が大きいにも拘らず桁衝突が発生しない理由

としては、この場合の振動単位における免震支承—上部構造系の等価固有周期が1.29秒であり、入力波の卓越周期(1秒弱)からずれているためと考えられる。しかしながら、図-12(b)では、緩衝材および連結ケーブルの存在により、タイプⅠ地震動の場合(図-11(b))よりかなり小さなレベルではあるが、衝突力が生じているのがわかる(付図-1参照)。このことは、緩衝材あるいはケーブルの設置がかえって衝突を誘発することもあり得ることを示唆している。

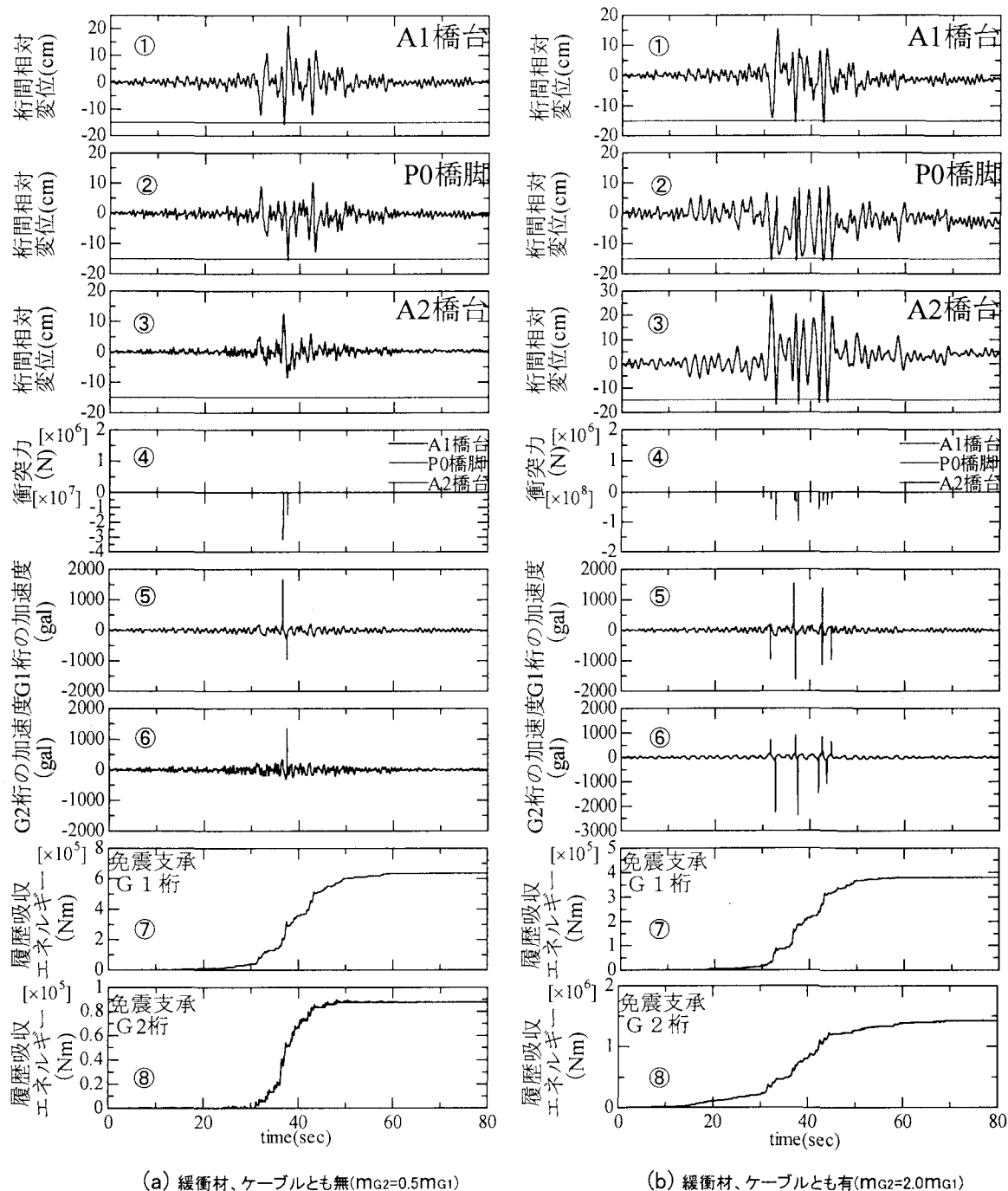


図-13 桁間相対変位等の時刻歴応答曲線 ($m_{G1} \neq m_{G2}$, タイプ I 地震動)

4.2 $m_{G1} \neq m_{G2}$ の場合の時刻歴応答曲線

図-13(a)および図(b)は、桁の質量比(m_{G2}/m_{G1})が免震橋の非線形応答に及ぼす傾向を見るために、G1桁の質量 m_{G1} を固定し、G2桁の質量 m_{G2} を質量比がそれぞれ0.5および2.0となるように変えた場合の結果である。いずれの場合も、入力地震動はタイプ I であり、桁間等に緩衝材およびケーブルは設置されていない。

図-13(a), (b)の①より、G1桁は相対的に免震支承—上部構造系の等価固有周期約 1.29 秒で、また G2 桁は、

$m_{G2}=0.5m_{G1}$ の場合 (図-13(a)③) には同等価固有周期約 0.91 秒で、また $m_{G2}=2.0m_{G1}$ の場合 (図-13(b)③) には同等価固有周期約 1.83 秒で振動しているのが分かる。後者 (図-13(b)③) の場合、A2 橋台上で数回、比較的大きい桁衝突が発生している (付図-1 参照) が、これは振動周期が入力波 (タイプ I 地震動) の卓越周期に比較的近いことから、共振に近い状態にあるものと推察される。この場合、衝突の頻度と衝突力のレベルは A2 橋台、P0 橋脚、A1 橋台の順に低くなっている。また、これらの図より、質量が大きい桁がより大振幅で揺れており、それ

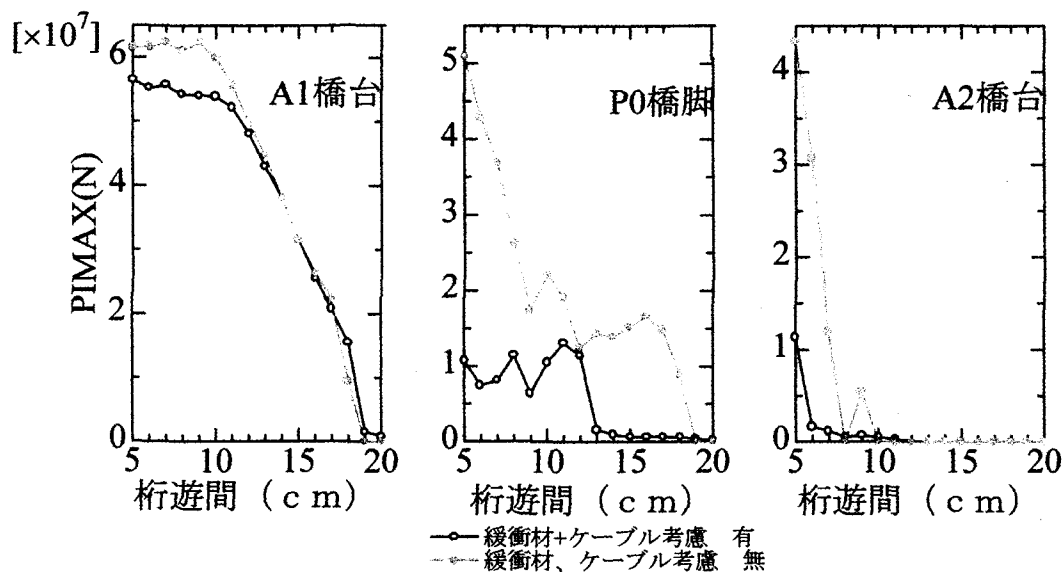


図-14 最大衝突力と桁遊間との関係

らを支える免震支承のエネルギー吸収量がより大きくなっていることがわかる。さらに、図-11(a)、図-13(a)、(b)の比較より、最大衝突力は重量の大きい方の桁とその隣接橋台との間に発生し、桁の総重量が大きいほど大きくなる傾向があることがわかる。

4.3 最大衝突力と桁遊間との関係

図-14 は、A1、A2 橋台ならびに P0 橋脚上で発生する最大衝突力 (P_{imax}) と桁遊間との関係を示したものである。桁質量比 (m_{G2}/m_{G1}) は 0.5、入力地震動はタイプ I の場合である。なお図中の各線種は、緩衝材および桁間連結ケーブルの有無を表している。図-14 より、ほぼすべての桁遊間に対して、緩衝材とケーブルを設置した方が最大衝突力が小さくなっており、その傾向は P0 橋脚上で顕著であることがわかる。しかし一部ではあるが、緩衝材ならびに桁間連結ケーブルを考慮した方が衝突力が大きくなる場合もあることに注意すべきである。また、適切な桁遊間は、衝突の発生場所によっても大きく異なる

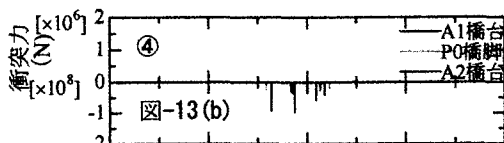
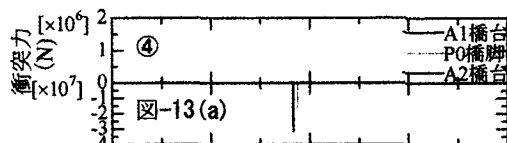
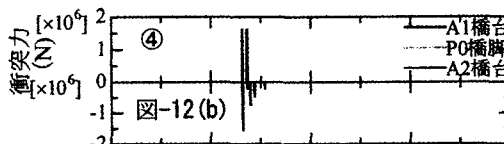
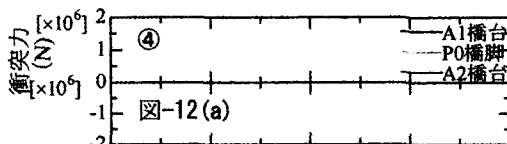
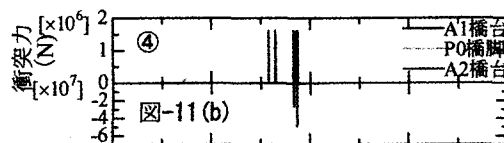
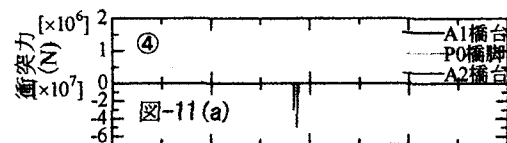
と考えられ、この例のように、左右の桁重量に大きな差がある場合には、その設定には特に配慮する必要がある。

5. おわりに

本研究では、桁間ならびに桁-橋台間衝突を考慮した、基礎-橋脚-免震支承-上部構造系として表される免震橋の簡易非線形地震応答解析法を提案した。解析法の妥当性を検討するために示した 2 連 3 スパン免震橋を対象とした 2・3 の解析例から、緩衝材あるいは桁間連結ケーブルの設置が必ずしも衝突の緩和に繋がらないこと、最大衝突力は重量の大きい方の桁と隣接橋台との間に発生すること、また現実的に最適な桁遊間は衝突箇所によって大きく異なること等が明らかとなった。

今後、本解析法を用いて、緩衝材および桁間連結ケーブル等の最適な特性、桁遊間の最適値、ならびに桁間衝突が橋脚、支承および基礎等の地震時挙動に及ぼす影響について検討する予定である。

付図-1：
図-11～13④
の補足資料
(衝突等の発生箇所)



参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，丸善，1996.
- 2) 渡辺学歩,川島一彦:衝突ばねを用いた桁間衝突の解析精度,第2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講演論文集, pp. 443-448, 1998, 12.
- 3) 植原健治・川島一彦・庄司学：ゴム製緩衝装置とダンパーによる桁間衝突の低減効果，第4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講演論文集, pp. 505-512, 2000.
- 4) Abdel-Ghaffar, S.M., Maragakis, E. and Saiidi, M.: Effects of the hinge restrainers on the response of the aptos creek bridge during the 1989 Loma Prieta Earthquake, Earthquake Spectra, Vol.13, No.2, pp.167-189, 1997.
- 5) Desroches, R. and Fenves, G. L. : Evaluation of recorded earthquake response of a curved highway bridge, Earthquake Spectra, Vol.13, No.3, pp.363-386, 1997.
- 6) 川島一彦・植原健治・庄司学・星恵津子：桁衝突および落橋防止装置の効果に関する模型振動実験および解析，土木学会論文集 No. 703/I-59, pp. 221-236, 2002.
- 7) 柴田明徳:最新耐震構造解析,森北出版,1981.
- 8) 建設省土木研究所:道路橋の免震設計法マニュアル(案),平成4年10月.
- 9) Saiidi M.:Hysteresis models for reinforced concrete, Proc. of ASCE, Vol.108,ST5, pp.1077- 1087, 1982.
- 10) 防災研究協会：橋梁基礎の耐震設計法に関する調査研究(その2)，1987.
- 11) 土木学会関西支部:緩衝型落橋防止システムに関する調査研究, 2001. 7.
- 12) 沢田勉・平尾潔：目標応答スペクトルに合致する模擬地震動の一作成法，第17回地震工学研究発表会講演概要, pp. 49-52, 1983.
- 13) 大住道生・運上茂樹・近藤益央：大変位吸収システムが免震橋の地震時振動特性に及ぼす影響，第2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講演論文集, pp. 433-438, 1998.
- 14) (財)国土開発技術研究センター：道路橋の免震設計法ガイドライン(案)(免震装置を有する道路橋の耐震設計研究報告書)，1989.

(2004年4月16日 受付)