

鋼製ダブルデッキラーメン高架橋の免震化に関する考察

Study on the Seismic Isolation of High-elevated Rigid Frame Bridge with Double Deck

大塚 久哲*, 栗木 茂幸**, 朴 禎根***, 鈴木 泰之****, 土田貴之****

Hisanori OTSUKA, Shigeyuki KURIKI, Jeung-Geun PARK, Yasuyuki SUZUKI and Takayuki TSUCHIDA

*フェロー 工博 九州大学教授 九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻 (〒812-0063 福岡市東区箱崎 6-10-1)

**九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻 修士課程 (〒812-0063 福岡市東区箱崎 6-10-1)

***九州大学大学院工学研究科土木工学専攻 博士課程 (〒812-0063 福岡市東区 6-10-1)

**** 工修 (株) 建設技術研究所 東京支社技術第 4 部 (〒103-8430 東京都中央区日本橋本町 4-9-11)

The purpose of this paper is to investigate dynamic characteristics of a base isolated bridge for transverse direction and to study the effectiveness of base isolation. This bridge is rigid frame with double deck and its center of gravity is relatively high compared to its pier distance in transverse direction. It is indicated that tensile load was occurred at isolator during strong earthquake. According to the seeing of the suitable characteristics of isolator, tensile load at isolator can be reduced in practical level, and other seismic responses such as bending moments and shear forces are also reduced remarkably. For the condition of simultaneous excitation of ground horizontal and vertical, tensile load at isolators remain to be sufficiently small.

Key Words: base isolation, double deck bridge, 3 dimensional time history analysis, tensile force of isolation

1. はじめに

用地幅の制約や桁下空間の有効利用を制約条件とする架橋空間では、広幅員の道路を上下線に分けて 2 階建てにした、いわゆるダブルデッキ形式の橋梁が有効である。また、1995 年兵庫県南部地震の発生以降、地震による慣性力を低減・分散させ、エネルギーを吸収することによって、地震動によって発生する構造物本体の応答を低減させようとする免震構造の採用事例が増えつつある。これまで架設されてきた免震橋梁のほとんどが橋桁と橋脚の天端との間に免震支承を設置しており、その効果は兵庫県南部地震をはじめその他の地震において既に確認されているが¹⁾、阪神高速 3 号神戸線の弁天工区においては、橋脚の下端部に免震支承を設置した新しいタイプの免震橋が震災復旧工事として建設されている²⁾。このような形式の橋梁の場合、地震時に免震装置には水平変形に加え、鉛直方向の変動軸力が生じることが指摘される。

ダブルデッキ型ラーメン高架橋の橋脚基部の免震化に関しては既に、著者らの一部によって、地震時における橋軸方向の動的応答特性が研究されており、免震化による地震時応答の低減効果が明らかにされている。³⁾

しかし、本研究で対象とする図-1 に示すようなダブルデッキ型の橋梁のように重心が高い構造においては、橋軸直角方向に大規模地震による慣性力が

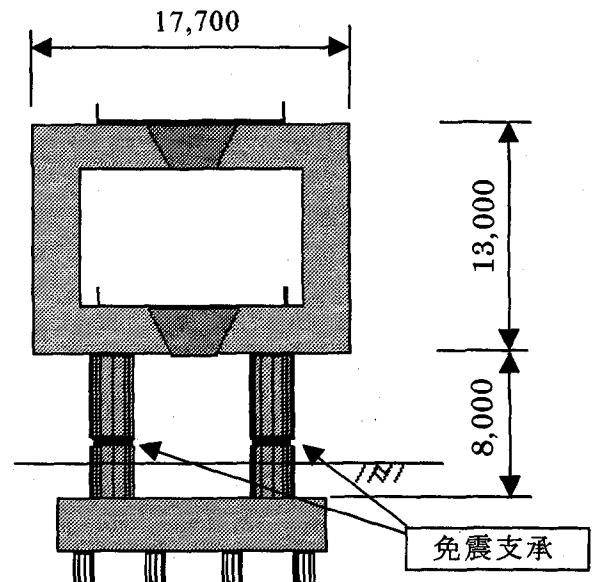


図-1 対象橋断面図 (単位 mm)

作用した場合に、免震支承に負反力が発生することが十分考えられる。

さらに「道路橋示方書耐震設計編」⁴⁾ には、原則として免震設計を採用してはならない条件の 1 つに、「支承に負反力が生じる場合」が挙げられており、免震支承に作用する変動軸力に着目した大規模地震時の動的応答特性に関して詳細に検討することが必

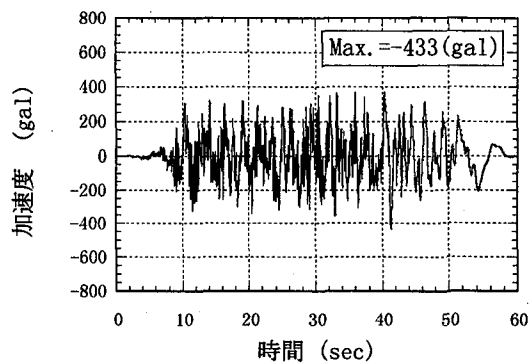
要である。

そこで、本研究では橋脚基部を免震化したダブルデッキ型ラーメン高架橋を三次元骨組構造としてモデル化し、地震時動的応答特性を明らかにするとともに、免震支承の諸特性を変化させたパラメータ解析を行い、橋脚基部を固定としたモデルと比較することにより免震化の有効性と実現性について考察する。

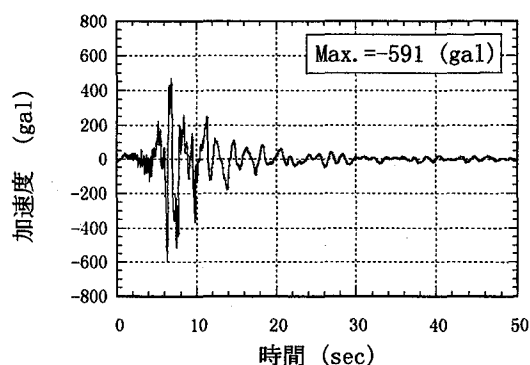
2. 解析条件

本研究では、免震支承の非線形性を考慮した直接積分法による三次元時刻歴応答解析を行った。質量は集中質量を用いて表現しており、免震支承以外のすべての部材を三次元線形梁要素としている。数値積分法は Newmark β 法 ($\beta = 0.25$) を用い、積分間隔は $1/100(\text{sec})$ とした。減衰には固有値解析により算出した橋軸直角方向の第 1 及び第 2 基準振動数とこれらに対する減衰定数を用いて全体 Rayleigh 減衰行列を作成した。また、時刻歴応答解析にあたっては減衰行列の変更は行わず、初期減衰行列のままで減衰項を与えた。

入力加速度時刻歴波形としては、道路橋の動的解析のための時刻歴標準波形 (Ⅲ種地盤用) のタイプ



(a) タイプ I



(b) タイプ II

図-2 入力地震動波形

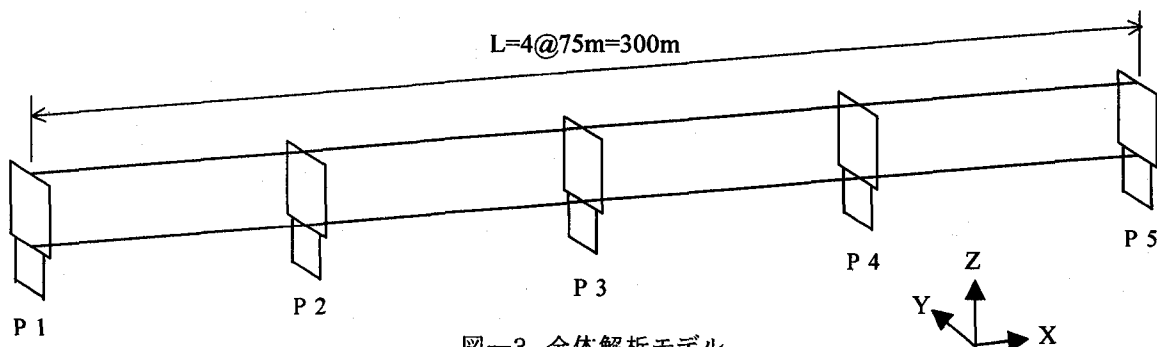


図-3 全体解析モデル

I (最大加速度: 433 gal)、タイプ II (最大加速度: 591gal) の 2 種類を用い、自重解析を行い、初期の断面力・変位等を初期条件として取り入れた後、これらの波形を橋軸直角方向へ入力した。それぞれの地震動波形を図-2 に示す。

3. 解析モデル

図-3 は本研究で用いたダブルデッキ型ラーメン高架橋 (上下各 2 車線自動車専用道路) の解析モデルである。橋長 300m、支間 75m、橋脚高 21m の 4 径間連続橋で、部材はフーチング部分のみコンクリートとし、それ以外はすべて鋼材である。耐震設計上の地盤種別はⅢ種地盤である。橋脚基部 (地表面から高さ 1 m の位置) に免震支承を設置したモデルと、橋脚基部の結合条件を剛結とした固定モデルを作成

した。免震モデルの橋脚部分を図-4 に示す。

両解析モデルとも節点数は 273、三次元梁要素数は 275 である。また、フーチング下端には基礎の地盤パネを考慮した。地盤パネは道路橋示方書に基づき、水平パネと鉛直パネと回転パネでモデル化し、フーチングの鉛直軸周りの回転は固定としている。両モデルとも隣接する桁の慣性力の影響を考慮するために、P1 及び P5 橋脚と上下の桁の接合部分に付加質量 231tf を付与している。要素減衰定数としては、上部構造が 0.02、下部構造が 0.03、地盤パネでは各方向に 0.20 を与えた。

境界条件については、固定モデルの P1 橋脚においてのみ上下の桁が橋軸方向に可動、橋軸直角方向に固定、他の橋脚では桁はすべて橋脚の横梁と剛結されている。免震モデルにおいては、P5 橋脚においても桁は橋軸方向に可動、橋軸直角方向に固定とした。

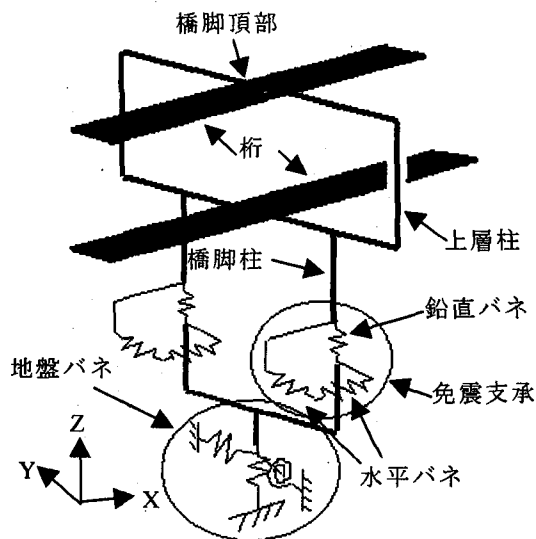


図-4 橋脚モデル

これは、隣接桁との過大な相対変位の発生を防ぐためである。

免震支承は本研究では円形断面の鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB) を想定している。水平バネについては、橋軸方向、橋軸直角方向ともバイリニア型の復元力特性を有する。免震支承の設計にあたっては、免震設計の場合には免震時の周期を非免震時の2倍程度にとるという道路橋示方書耐震設計編の規定及び、Ⅲ種地盤上に存在するため固有周期を長めに設定したほうが有利と判断し、図-5、6及び表-1に示すような特性を有する免震支承を採用した。また、鉛直方向のバネ特性は引張側と圧縮側にそれぞれ異なるバネ定数を考慮し、引張剛性 (kt) は式 (1) ~ (3) によって定義した。^{5), 6)}

$$kt = kc / 6S \dots \dots \dots (1)$$

$$kc = A \cdot E / \Sigma te \dots \dots \dots (2)$$

$$S = Dr / 4te \dots \dots \dots (3)$$

kt: 引張剛性 (tf/m)

kc: 圧縮剛性 (tf/m)

S: 形状係数

A: 積層ゴムの断面積 (m²)

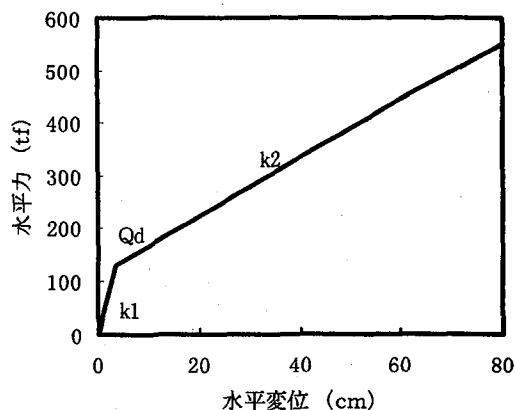
E: ゴムの弾性係数 (tf/m²)

Dr: 内部補強鋼板直径 (cm)

te: ゴムの一層の厚さ (cm)

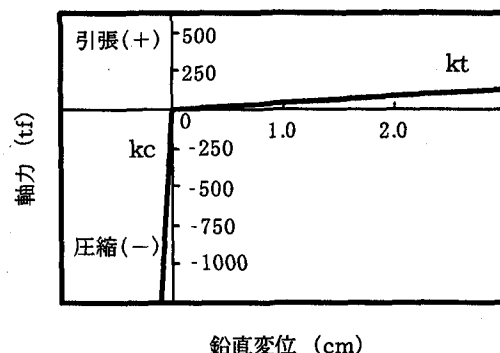
さらに、すべての免震支承 (3 橋脚分合計 6 基) に同一のものを採用し、各免震支承には 782tf の死荷重が作用する。

両解析モデルの固有周期は固有値解析の結果 Tf (固定モデル) = 0.450(sec), 地震時保有水平耐力法レベルの等価剛性を免震支承に採用した免震モデルの固有周期は Ti = 2.101(sec) となり、両モデルの固有周期の比は 4.669 となった。



1次剛性 : $k_1(\text{tf/m}) = 3523.0$
 2次剛性 : $k_2(\text{tf/m}) = 542.0$
 降伏荷重 : $Q_d(\text{tf}) = 129.0$
 降伏荷重比 : $Q_d/W = 0.16$
 水平剛性低下率: $k_2/k_1 = 0.154$

図-5 免震支承の非線形力学特性(水平方向)



引張剛性 : $kt(\text{tf/m}) = 2.98 \times 10^3$
 圧縮剛性 : $kt(\text{tf/m}) = 1.83 \times 10^5$
 鉛直剛性低下率 : $kt/kc = 0.017$

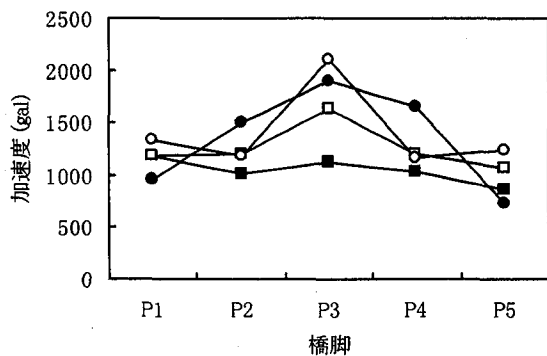
図-6 免震支承の非線形力学特性(鉛直方向)

表-1 免震支承(LRB)の仕様

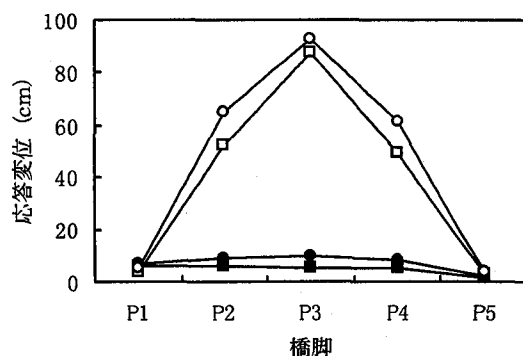
ゴムの直径	D (cm)	175.0
鉛プラグ径	dp (cm)	22.0
鉛プラグ本数	np (本)	4
ゴム一層厚	te (cm)	4.0
ゴム層数	ne (層)	8
ゴム総厚	Σte (cm)	32.0
形状係数	S	10.25
内部補強鋼板直径	Dr (cm)	164.0

4. 解析結果及び考察

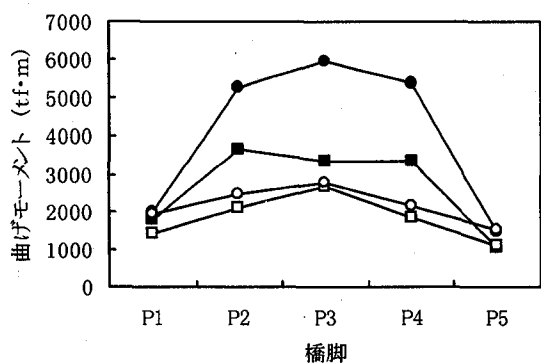
免震・固定の両モデルに対して、タイプⅠ地震動及びタイプⅡ地震動の入力地震動波形を橋軸直角方向に入力した結果得られた橋軸直角方向の応答値の比較図を図-7に示す。免震モデルは固定モデルと比較して、主要部材の最大応答値がタイプⅠ地震動、



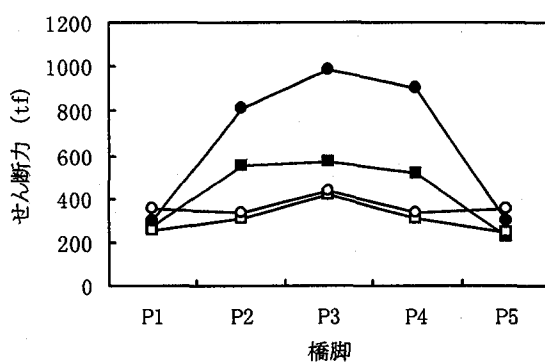
(1) 橋脚頂部における最大応答加速度の比較



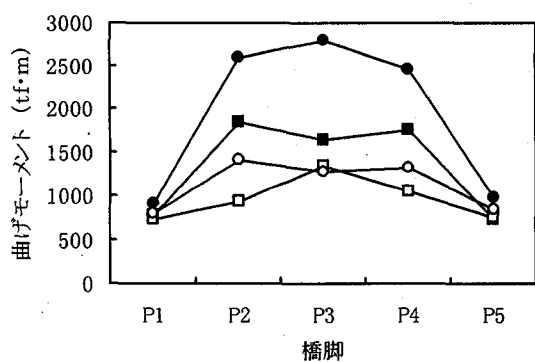
(2) 橋脚頂部における最大応答変位



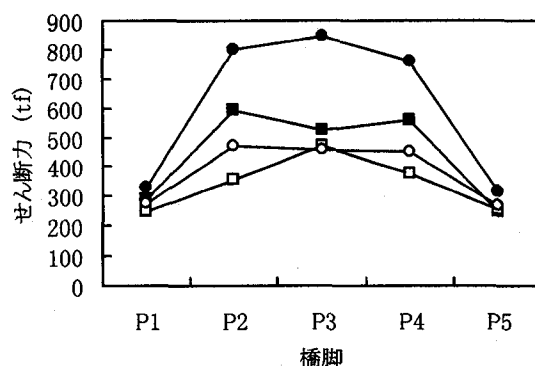
(3) 橋脚柱における最大曲げモーメントの比較



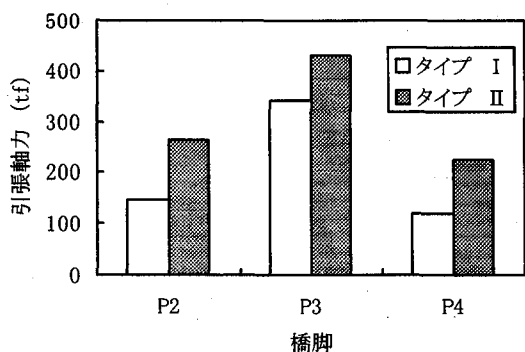
(4) 橋脚柱における最大せん断力の比較



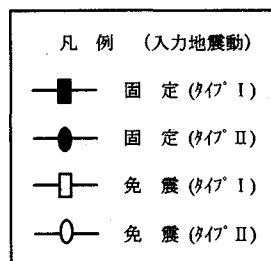
(5) 上層柱における最大曲げモーメント



(6) 上層柱における最大曲げせん断力



(7) 免震支承に作用する最大引張軸力



図一七 免震モデルと固定モデルの各種応答値の比較

タイプⅡ地震動ともに大幅に低下することが確認された。しかし、このことはP3の橋脚頂部における最大応答加速度がタイプⅠ地震動、タイプⅡ地震動ともに固定モデルを上回っていることと矛盾する。これは、図-2(1)に示すように橋軸方向を軸とした橋脚の回転変位によって、慣性力が免震支承の浮き上がりを引き起こしたためと考えられる。

免震支承を設置することによって応答断面力は低減する一方で、応答変位は大幅に増大することが確認された。免震支承のせん断変形は、P3橋脚の橋軸直角方向で最大60.5(cm)になり、橋脚頂部では橋脚の回転変位が加わり92.3(cm)になる。さらに、免震モデルではP3橋脚において、免震支承に負反力が最大で429(tf)が作用し、支承が約14(cm)浮き上がることが確認された。最大の鉛直変位を記録した免震支承、(P3橋脚)の鉛直方向応答変位の時刻歴を図-8、9に示す。

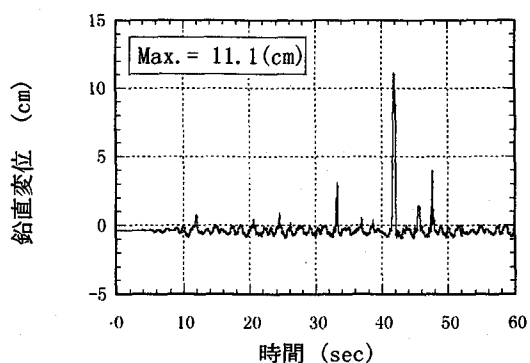


図-8 鉛直変位の時刻歴応答 (タイプⅠ)

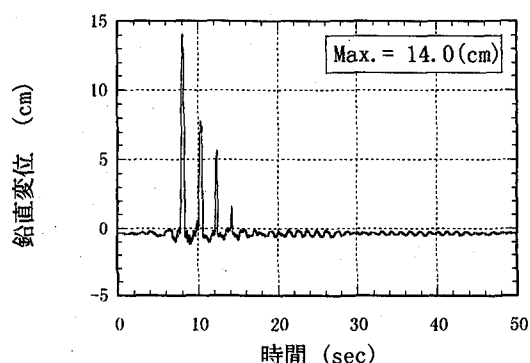


図-9 鉛直変位の時刻歴応答 (タイプⅡ)

5. パラメータ解析による免震支承の最適特性の探索

免震支承の負反力発生の問題に対して、免震支承の特性の変更というアプローチによる検討を行った。ここで、パラメータとした免震支承の特性は降伏荷重比 (Q_d/W)、及び免震支承の水平方向の2次剛性

(k_2)である。ここでは、水平方向の1次剛性に対する低下率 ($\alpha = k_2/k_1$) として表現した。先に行った解析モデル (免震) のそれぞれの値は $Q_d/W=0.16$ 、 $\alpha=0.154$ である。

ここでは、 Q_d/W を7種類 (0.04、0.08、0.12、0.16、0.24、0.35、0.47)、 α を3種類 (0.154、0.115、0.077) に区分し、また、 α の低下に応じて免震支承の鉛直方向の剛性も、3段階 (100%、75%、50%) に低下させる。

上記の合計21モデルに対して、タイプⅠ地震動及びタイプⅡ地震動の入力地震動を用いて、42パターンの解析を行い、P3橋脚に発生する各種応答値を比較した。

図-10~13に免震支承に生じる最大引張軸力、橋脚柱に作用する最大曲げモーメント、橋脚頂部における最大水平応答変位、橋脚頂部と免震支承の水平相対変位をそれぞれ示す。

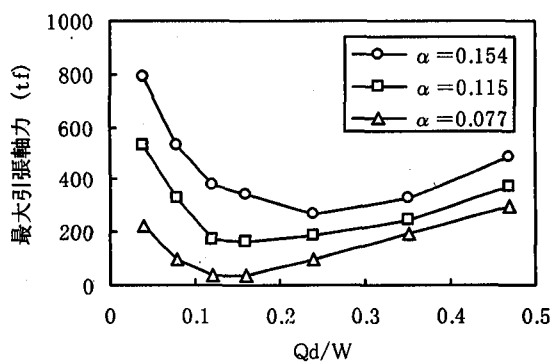
全般的には、 α (水平剛性低下率) が小さくなるほど各応答値は減少していき、 $\alpha=0.077$ では免震支承に作用する最大引張軸力が0に近づいている。さらに、 Q_d/W (降伏荷重比) が増加していくと各応答は減少していくが、応答値の多くは Q_d/W が0.2を超えたあたりから上昇に転じている。これは、 Q_d/W が小さい範囲では塑性域が大きくて、履歴減衰が小さく、逆に Q_d/W が大きくなり過ぎると弾性応答に近くなるためと思われる。

橋脚頂部における水平変位は、タイプⅡ地震動では α の減少につれて単調に減少しており、回転による水平変位が抑制された結果となっている。しかし、タイプⅠ地震動には明瞭な傾向は出しておらず、入力地震動の周波数成分に依存した形となっている。

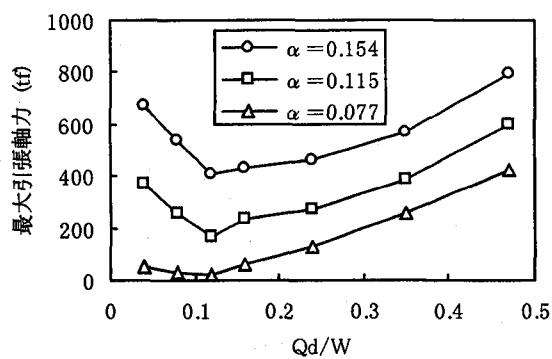
ここで各応答値を検討した結果、免震支承に作用する負反力、橋脚柱に作用する曲げモーメント、免震支承と橋脚頂部との相対変位で最も良好な値を示した、改善免震モデル ($Q_d/W=0.12$ 、 $\alpha=0.077$ 、固有周期 $T_i=2.660$ (sec)) を取り上げ、固定モデルと比較した結果を図-14に、また、改善免震モデルのP3橋脚の鉛直変位の時刻歴応答及び水平変位-鉛直変位関係を図-15~18に示す。

図-8、9と図-15、16を比較すると負反力の作用時間及び繰り返し回数、ならびに変位量が大幅に低減されていることがわかる。また、図-14(7)によると負反力が生じるのはP3橋脚だけとなっており、作用する負反力の大きさも最大で38(tf)まで低減している。

また、橋脚頂部における最大応答加速度、最大応答変位、橋脚柱における曲げモーメント・せん断力、上層柱における曲げモーメント・せん断力がいずれも低減されている。これは、 Q_d/W (降伏荷重比) 及び α (水平剛性低下率) を小さくすることによって、構造物がさらに長周期化すること、比較的小さい地

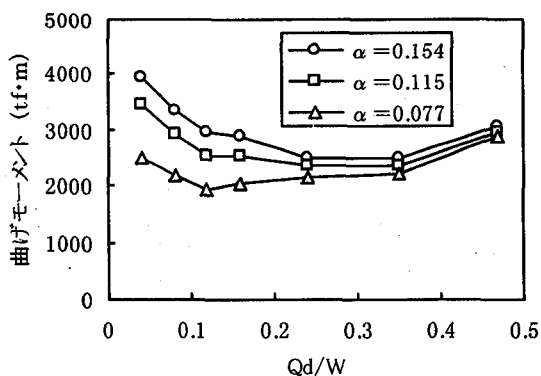


(a) タイプ I

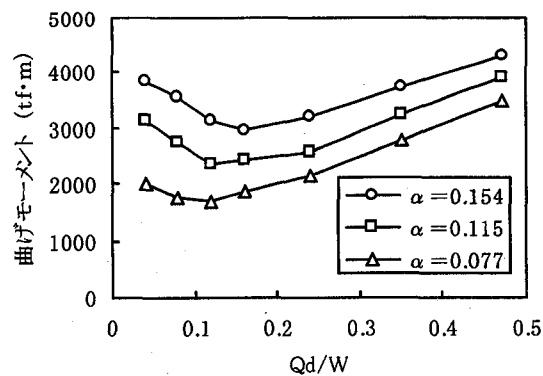


(b) タイプ II

図一10 免震支承に作用する最大引張軸力の比較

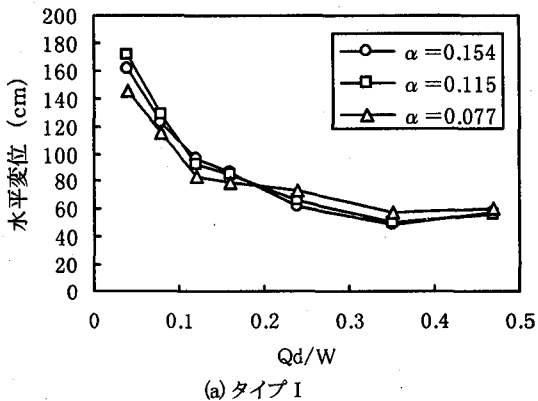


(a) タイプ I

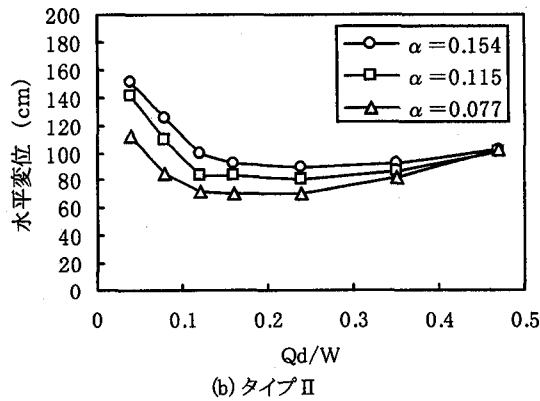


(b) タイプ II

図一11 橋脚柱に作用する最大曲げモーメントの比較

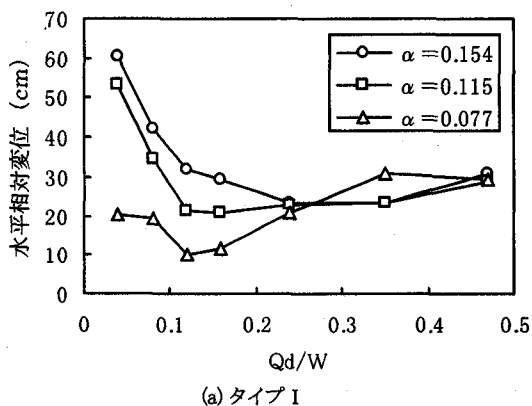


(a) タイプ I

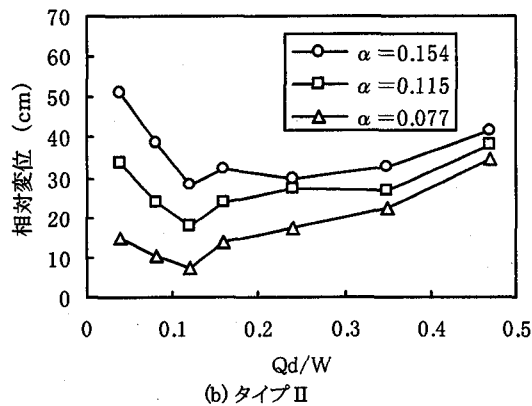


(b) タイプ II

図一12 橋脚頂部における水平変位の比較

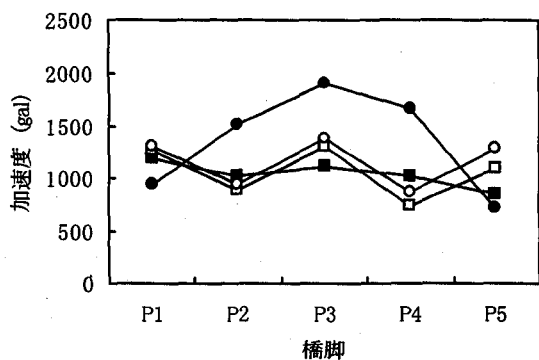


(a) タイプ I

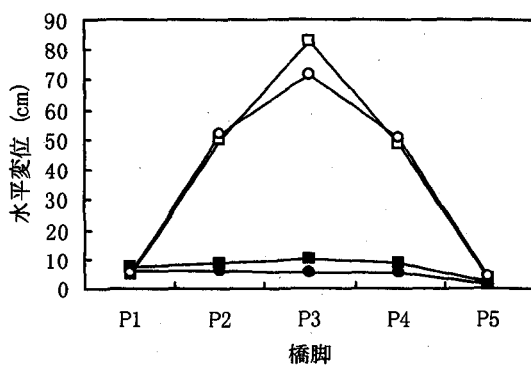


(b) タイプ II

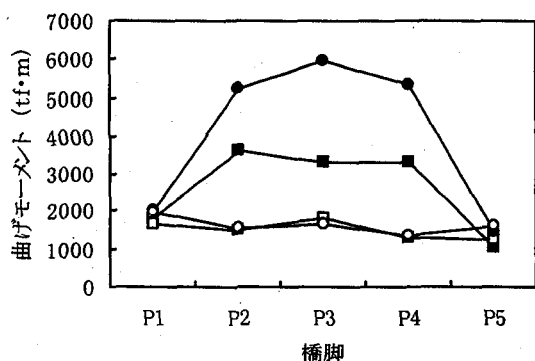
図一13 橋脚頂部と免震支承の水平相対変位の比較



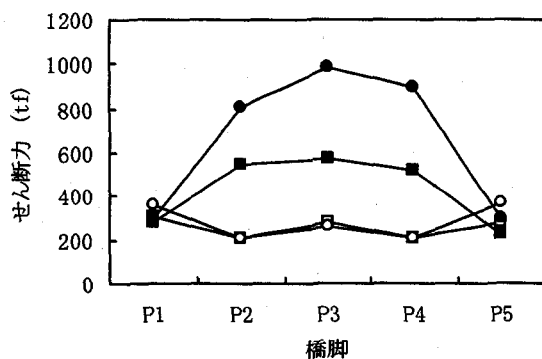
(1) 橋脚頂部における最大応答加速度



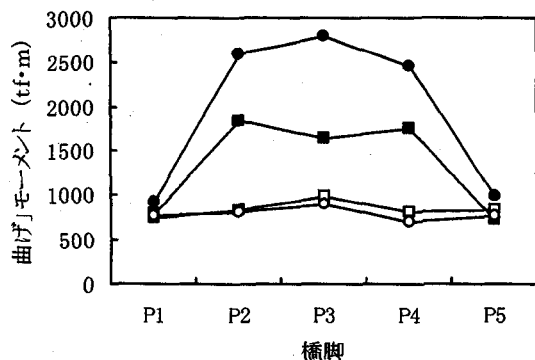
(2) 橋脚頂部における最大応答水平変位



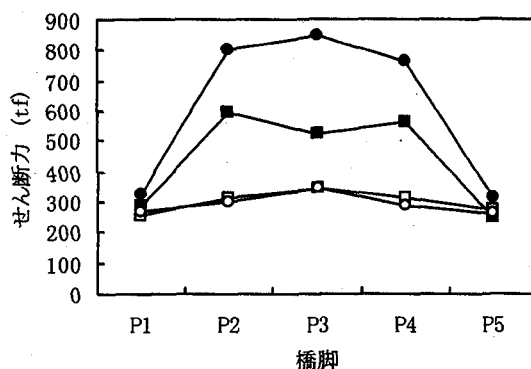
(3) 橋脚柱における最大曲げモーメント



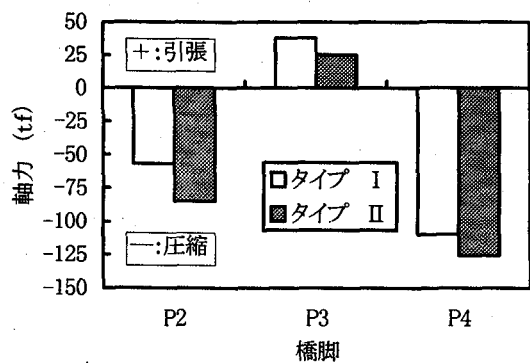
(4) 橋脚柱における最大せん断力



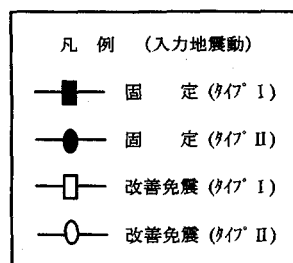
(5) 上層柱における最大曲げモーメント



(6) 上層柱における最大せん断力



(7) 免震支承に作用する軸力の最大値



図一14 改善免震モデルと固定モデルの各種応答値の比較

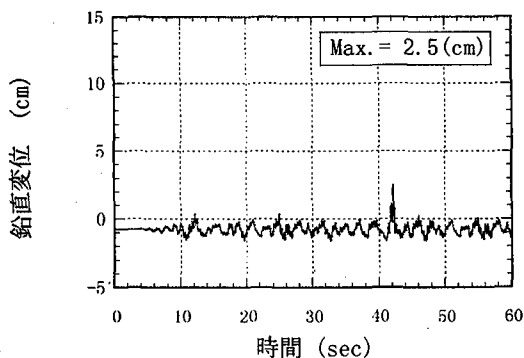


図 - 15 鉛直変位の時刻歴応答 (タイプ I)

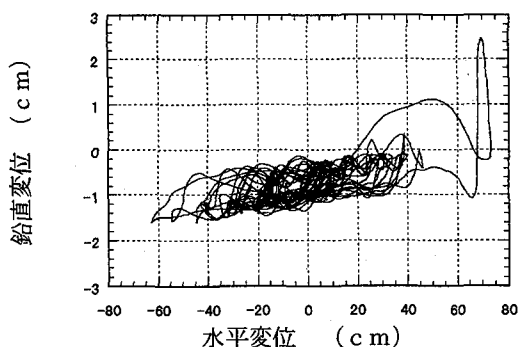


図 - 17 水平変位－鉛直変位関係 (タイプ I)

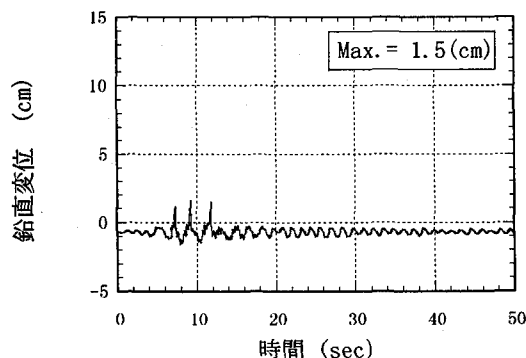


図 - 16 鉛直変位の時刻歴応答図 (タイプ II)

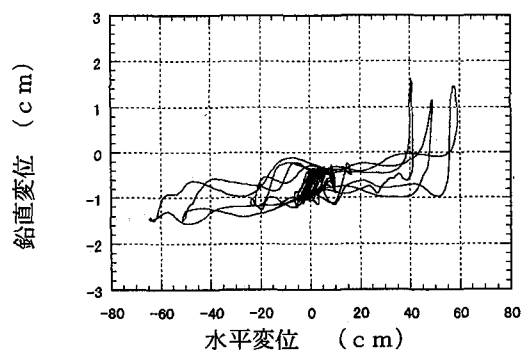


図 - 18 水平変位－鉛直変位関係 (タイプ II)

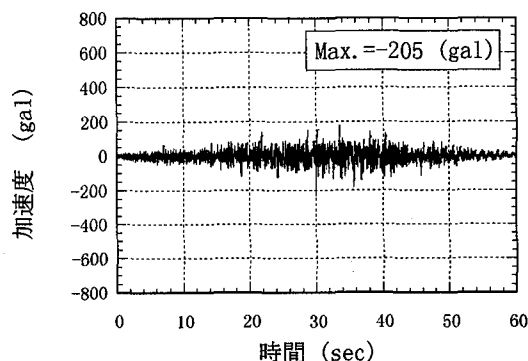
震入力から履歴減衰が作用することによって効果的に入力地震動を低減していること、さらに、剛性の小さい免震支承での水平変形が卓越するため、上部構造の回転が抑制されるためであると考えられる。

また、図-17、18 に示される免震支承の引張側に生じる鉛直変位は、橋脚全体の回転変位によって免震支承が引張領域に入ると鉛直方向剛性が大幅に低下するため、橋脚に作用する断面力の開放とともに、急激に増加すると思われる。

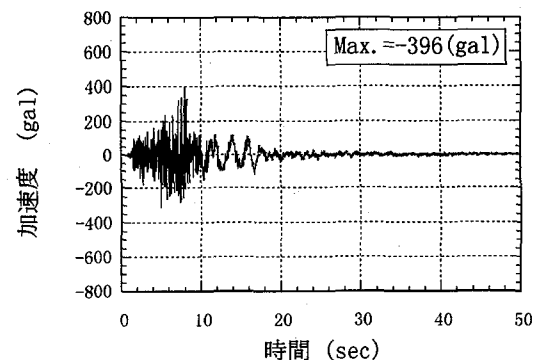
また、免震装置に作用する軸力は、地震動の鉛直成分によっても変動することが考えられるため、これまでの解析条件に地震動の鉛直成分を加えて、補足的に解析を実施した。対象とするモデルは改善免震モデルのみでタイプ I 及びタイプ II の入力地震動波形を用いて解析を行い、鉛直成分の影響について検討した。鉛直成分の入力地震動波形は、観測地点の実波形である (図-19)。

表-2 には、鉛直方向成分が各最大応答値に及ぼす影響を示す。図-20、21 には鉛直変位の時刻歴応答を、図-22、23 には水平変位－鉛直変位関係を示した。

ほとんどの応答値が増加しているのが確認でき、特に入力地震動が橋軸直角方向のみの場合と比較してタイプ I の場合で 1.75 倍、タイプ II で 1.55 倍の値となって、鉛直加速度が免震支承の最大引張軸力



(a) タイプ I (鉛直方向成分)



(b) タイプ II (鉛直方向成分)

図 - 19 入力地震動 (同時入力)

に与える影響は無視できない。

しかし、免震支承に作用する引張面圧はタイプⅡ地震動を2方向同時入力した場合でも最大で2.45 (kgf/cm²)であり、文献⁹⁾には5.0 (kgf/cm²)程度の短期的な微小引張面圧までは応力-歪関係もほぼ線形を保つと報告されているので、特に問題は生じ

ないと考えられる。

また、橋脚柱に生ずるひずみについては、P3橋脚においても、発生する最大の圧縮応力度が橋脚柱天端において1102 (kgf/cm²)であり、使用する鋼材がSM490Y材であること考えると、十分弾性を保っていると考えられる。

表 - 2 鉛直方向地震動が各最大応答値に与える影響

応 答	部 位	Type I			Type II		
		橋軸直角方向	同時入力	比率(%)	橋軸直角方向	同時入力	比率(%)
加速度(cm/sec ²)*1	上部構造	916	889	97	1176	1881	160
変 位(cm) *1	上部構造	77	73	95	81	85	105
	免震支承	69	64	93	70	61	87
曲げモーメント(tf・m)	橋 脚*2	1880	1998	106	1909	1924	101
	桁 中 心	7166	6408	89	7814	8690	111
せん断力(tf)	橋脚天端	270	330	122	276	421	153
	橋脚基部	239	289	121	279	281	101
引張軸力(tf)	免震支承	16	28	175	38	59	155

*1 橋軸直角方向の応答値、*2 橋脚全体で最大の応答値を比較した。

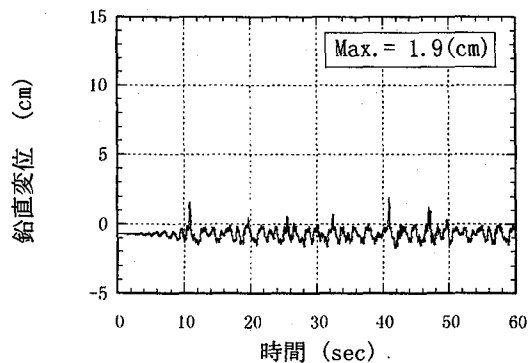


図 - 20 鉛直変位の時刻歴応答 (タイプⅠ, 同時入力)

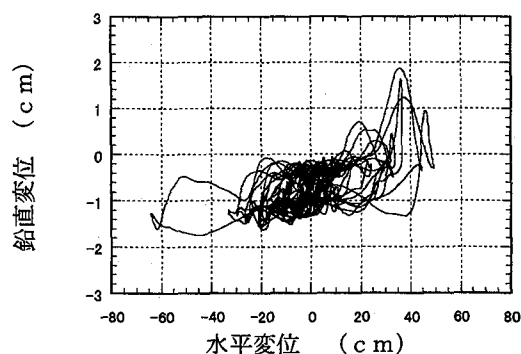


図 - 22 水平変位-鉛直変位関係 (タイプⅠ, 同時入力)

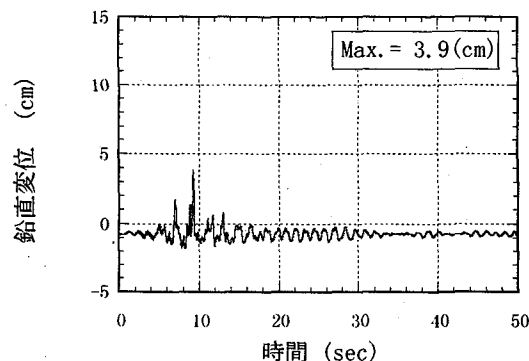


図 - 21 鉛直変位の時刻歴応答 (タイプⅡ, 同時入力)

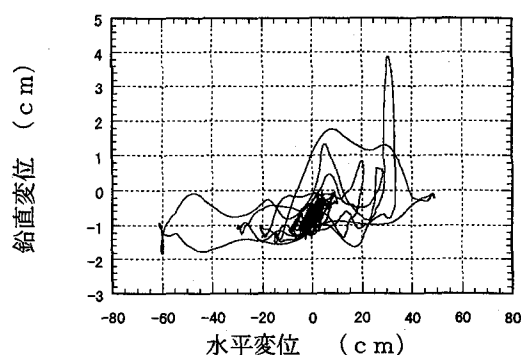


図 - 23 水平変位-鉛直変位関係 (タイプⅡ, 同時入力)

6. 結論

本研究では、免震化したダブルデッキ型連続高架橋の大規模地震時の動的応答特性を把握し、免震化の有効性を検討するため、同橋梁を骨組構造としてモデル化し、三次元時刻歴応答解析を行った。さらに、免震支承の特性値をパラメータとして、それら

の違いが地震時応答特性に与える影響を検討した。ここで得られた結論を以下に示す。

- 1) 適切な免震支承の採用により固有周期は0.450秒から2.660秒に長周期化する。これによって大規模地震時の上部構造における最大応答加速

度はタイプⅠ地震動において 1119(gal)から 475(gal)に、タイプⅡ地震動において 1907(gal)から 473(gal)に低減される。

- 2) 免震支承の特性を改善した改善免震モデルと固定モデルを比較すると、主要部材の最大応答断面力は大幅に低減された。P3 橋脚においてタイプⅠ地震動では、橋脚柱に作用する最大曲げモーメントが 54%、最大せん断力が 49%に低減され、タイプⅡ地震動では橋脚柱に作用する最大曲げモーメントが 28%、最大せん断力が 26%に低減された。
- 3) 免震構造を採用した場合、断面力が低減される一方で、P3 橋脚における最大応答変位はタイプⅠ地震動では 5(cm)から 83(cm)、タイプⅡ地震動においては 10(cm)から 71(cm)に増大した。
- 4) 免震支承に負反力は発生するが、適切な免震支承の特性の設定により、実際に架設可能な程度(最大 38tf)まで負反力を大きく低減させることができた。また、鉛直変位も最大で 2.4(cm)しか発生せず、橋梁の地震時応答への影響は小さいと考えられる。
- 5) 免震装置の水平方向の二次剛性が比較的低いものを採用すると、免震装置のせん断変形が卓越するので構造物全体が水平変位することによって、上部構造の回転変形を抑制し、免震装置に生じる引張軸力を低く抑えることができる。
- 6) タイプⅠ、Ⅱ地震動に対応する鉛直地震動を水平動と同時に作用させた場合、免震支承に生じる引張軸力は大きくなるが、設計上安全な範囲の軸力にとどまっている。

参考文献

- 1) 大塚久哲、運上茂樹、西原史和：実測記録に基づく免震橋の地震時振動特性に関する研究、土木研究所資料 第 3383 号、1995.11
- 2) 林 秀侃、川北司郎：阪神高速 3 号線弁天工区の復旧事例、橋梁と基礎、Vol.30、No8、pp48～52、1996. 8
- 3) J.G.Park ,H.Otsuka ,A.Komiya and Y.Suzuki : Dynamic Characteristics of Isolated Bridges Considering Different Location of Seismic Isolation ,Journal of Structural Engineering Vol.44 pp743～751,1998.3
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書、同解説Ⅴ、耐震設計編、1996
- 5) R.I.Skinner、W.H.Robinson and G.H.McVerry (川島一彦、北川良和監訳)：免震設計入門、鹿島出版会、1996.11
- 6) 瓜生 満、西川孝夫：免震用積層ゴムの剛性、変形及び限界特性に関する研究(鉛直方向の特性)、日本建築学会構造系論文集、第 477 号、pp31～37、1995.11

(1998 年 9 月 18 日受付)