建設省土木研究所
3.7.25
図書館

132

共同研究報告書
整理番号第60号

道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書(その2)

平成3年7月

建設省土木研究所耐震研究室
鹿島建設株式会社
清水建設株式会社
株式会社大林組
株式会社熊谷組
株式会社竹中土木
株式会社竹中工務店
株式会社間組
西松建設株式会社
住友建設株式会社
三井建設株式会社
五洋建設株式会社
株式会社奥村組
大成建設株式会社
東京ファブリック工業株式会社
日本鋳造株式会社
石川島播磨重工業株式会社
日本鋼管株式会社
株式会社神戸製鋼所
株式会社日本製鋼所
オイレス工業株式会社
横浜ゴム株式会社
東洋ゴム工業株式会社
株式会社ブリヂストン
株式会社ビー・ビー・エム
昭和電線電纜株式会社
パシフィックコンサルタンツ株式会社
日本技術開発株式会社
新構造技術株式会社

Copyright © (1991) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the witten permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複製は，土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

共同研究報告書
整理番号第60号

道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書(その2)

平成3年7月

建設省土木研究所耐震研究室長	川島一彦	日本鋳造㈱鋼構造事業部設計部次長	君島昭男
鹿島建設㈱土木設計本部設計技術部長	久保田翼	石川島播磨重工業㈱橋梁設計部課長	杉崎　守
清水建設㈱土木本部設計第一部　課長	出羽克之	日本鋼管㈱鋼構造建設部橋梁設計室長	高久達将
㈱大林組技術研究所土木第五研究室長	後藤洋三	㈱神戸製鋼所機械研究所主任研究員	頭井　洋
㈱熊谷組技術研究所土木構造研究部長	池田　弘	㈱日本製鋼所室蘭製作所鉄構橋梁部	加勢川正治
㈱竹中土木技術開発本部専門係長	田中芳行	オイレス工業㈱技術二部主任技師	牧口　豊
㈱竹中工務店技術研究所主席研究員	鈴木善雄	横浜ゴム㈱ＦＢ第2プロジェクト部長	浅見道郎
㈱間組技術研究所副所長	山口靖紀	東洋ゴム工業㈱化工品開発技術副部長	河合孝夫
西松建設㈱技術研究部原子力室副課長	阿世賀宏	㈱ブリヂストン研究開発第2本部主査	水津洋二
住友建設㈱土木部設計第二課長代理	新井英雄	㈱ビー・ビー・エム製造部生産技術部長	井口　篁
三井建設㈱技術研究所主席研究員	平井正雄	昭和電線電纜㈱特品部次長	清水一弥
五洋建設㈱技術研究所主任研究員	三藤正明	パシフィックコンサルタンツ㈱	林亜紀夫
㈱奥村組技術開発部土木技術課長	竹内幹雄	日本技術開発㈱土木本部地震防災室長	佐伯光昭
大成建設㈱土木本部土木設計部主任	平林　隆	新構造技術㈱専務取締役	横岡武之
東京ファブリック工業㈱技術部技師補	松本史郎		

（いずれも代表者のみ記す）

要旨：道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書　（その２）

本報告書は建設省土木研究所と表記28社との共同研究として平成元年度から平成３年度までの予定で研究を進めている「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」について、平成２年度実施分の研究成果をとりまとめたものである。

本共同研究は、道路橋に免震設計を適用して耐震性を向上させるとともに、経済性にも優れた設計を実現出来るようにするため、道路橋を対象とする免震効果を積極的に取り入れた設計手法とそれを可能とする装置を開発していくことを主な目的としており、「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（橋梁用免震装置の開発及び免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置の開発）」と「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（免震設計法の開発及び免震設計の適用）」の２つから構成されている。

平成２年度は、①橋梁用免震装置に関する研究、②免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造に関する研究、③免震設計方法の開発に関する研究、④免震設計の適用に関する研究の４グループに分かれて、全体で18項目の研究を行った。本報告書はこれらの研究成果をとりまとめたものである。

キーワード：道路橋、耐震設計、免震設計、免震装置、伸縮装置、落橋防止構造、高減衰ゴム支承、摩擦型ダンパー、鋼製ダンパー、粘性ダンパー、リンク支承、ＰＣ橋、鋼橋、多径間連続橋、耐震補強

道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その２）

目　　次

まえがき …… 1

共同研究参加者名簿 …… 3

Ⅰ．研究目的 …… 7

Ⅱ．研究開発の全体計画および平成２年度の研究体制 …… 11

Ⅲ．平成２年度の研究成果 …… 17

第１章　橋梁用免震装置の開発に関する研究 …… 19

１．１　免震装置の開発および基本特性の検討 …… 23

１．１．１　高減衰ゴム支承（その１） …… 23

１．１．２　高減衰ゴム支承（その２） …… 40

１．１．３　高減衰ゴム支承（その３） …… 53

１．１．４　高減衰ゴム支承（その４） …… 77

１．１．５　摩擦（すべり）型ダンパー（その１） …… 89

１．１．６　摩擦（すべり）型ダンパー（その２） …… 104

１．１．７　鋼製ダンパー …… 113

１．１．８　ローラー型免震支承 …… 134

１．１．９　リンク支承 …… 148

１．１．10　粘性ダンパー …… 163

１．２　実証試験方法の開発 …… 170

１．２．１　開発の概要 …… 170

１．２．２　実証試験方法 …… 170

１．２．３　特性の評価方法 …… 176

１．２．４　平成３年度の研究計画 …… 180

１．３　一斉共通実験 …… 181

１．３．１　開発の概要 …… 181

１．３．２　実験の方法 …… 181

１．３．３　実験結果および考察 …… 188

第２章　免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究 …… 329

２．１　免震橋用の伸縮装置の開発 …… 331

2．1．1　免震橋用の伸縮装置（その1）…… 331
2．1．2　免震橋用の伸縮装置（その2）…… 337
2．2　免震橋用の落橋防止構造の開発…… 347
2．2．1　免震橋用の落橋防止構造…… 347

第3章　免震設計の開発に関する研究…… 363
3．1　免震設計の基本方針に関する研究…… 372
3．1．1　平成2年度の研究成果の概要…… 372
3．1．2　免震設計の目的…… 374
3．1．3　地震レベルと限界状態…… 377
3．1．4　免震設計の基本フロー…… 380
3．1．5　免震設計に用いる地震入力…… 381
3．1．6　平成3年度の研究方針…… 390
3．2　動的解析法の開発に関する研究…… 394
3．2．1　平成2年度の研究成果の概要…… 394
3．2．2　免震橋梁の動的解析の課題…… 395
3．2．3　パラメトリック・スタディによる影響の検討…… 398
3．2．4　今後の課題…… 453
3．3　免震装置の設計法に関する研究…… 454
3．3．1　平成2年度の研究成果の概要…… 454
3．3．2　免震装置の構造設計の検討…… 455
3．3．3　免震装置のモデル化の検討…… 476
3．3．4　免震装置の特性値の設定方法…… 490
3．3．5　免震装置の設計法…… 495
3．3．6　平成3年度の研究方針…… 513
3．4　簡易計算法の開発に関する研究…… 515
3．4．1　平成2年度の研究成果の概要…… 515
3．4．2　骨組構造モデルに関する検討…… 517
3．4．3　橋脚初期寸法の設定法…… 531
3．4．4　簡易計算法による設計手順…… 545
3．4．5　今後の課題…… 548
3．5　免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究…… 550
3．5．1　平成2年度の研究成果の概要…… 550
3．5．2　落橋防止構造設計の基本方針…… 551
3．5．3　落橋防止構造の作動原理の検討…… 555

3．5．4　落橋防止構造の設計方法試案 …… 582
3．5．5　落橋防止構造に関する今後の課題 …… 586
3．5．6　伸縮装置設計の基本方針 …… 589
3．5．7　伸縮装置の設計方法試案 …… 592
3．5．8　平成3年度の計画 …… 599
3．6　模型振動実験に基づく非線形動的解析法の検証に関する研究 …… 600
3．6．1　研究の概要 …… 600
3．6．2　バイリニア型バネを用いた非線形動的解析に関する検討 …… 600
3．6．3　非線形動的解析による変位制限装置の衝撃力に関する検討 …… 607
3．6．4　非線形動的解析による変位制限装置の拘束効果に関する検討 …… 613
3．6．5　結　論 …… 615
3．6．6　平成3年度の研究方針 …… 616

第4章　免震設計の適用に関する研究 …… 617
4．1　ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究 …… 624
4．1．1　平成2年度研究成果の概要 …… 624
4．1．2　ＰＣ免震橋の設定および基本特性に関する検討 …… 628
4．1．3　ＰＣ橋の耐震性の向上に関する検討 …… 640
4．1．4　ＰＣ橋の免震化への適用性に関する検討 …… 650
4．1．5　平成3年度の研究方針 …… 662
4．2　鋼橋に対する免震設計に関する研究 …… 664
4．2．1　平成2年度研究成果の概要 …… 664
4．2．2　鋼橋の耐震性向上に関する検討 …… 667
4．2．3　鋼橋の免震化への適用性に関する検討 …… 679
4．2．4　平成3年度の研究方針 …… 700
4．3　超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究 …… 702
4．3．1　平成2年度の研究成果の概要 …… 702
4．3．2　試設計による超多径間連続橋の免震設計の実現性に関する検討 …… 703
4．3．3　時刻歴応答解析による超多径間連続免震橋の応答特性の検討 …… 741
4．3．4　超多径間連続橋の免震設計フローの構成要因の検討 …… 767
4．3．5　平成3年度の研究方針 …… 769
4．4　耐震補強に対する免震設計に関する研究 …… 770
4．4．1　平成2年度の研究成果の概要 …… 770
4．4．2　道路橋の耐震設計規定の改訂経緯と内容に関する調査 …… 772
4．4．3　耐震補強に対する免震装置の適用計画および設計手法に関する検討 …… 777

4．4．4　耐震補強対策としての免震装置の検討 …… 783
4．4．5　上部構造計画変更に伴う免震装置の検討 …… 792
4．4．6　施工方法および構造細目に関する検討 …… 823
4．4．7　平成3年度の研究方針 …… 825

第5章　むすび …… 827
5．1　研究の経緯 …… 829
5．2　平成2年度の研究の要約 …… 830
5．2．1　橋梁用免震装置の開発に関する研究 …… 830
5．2．2　免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究 …… 836
5．2．3　免震設計の開発に関する研究 …… 837
5．2．4　免震設計の適用に関する研究 …… 840

付　　録 …… 845
静岡県宮川橋（日本で最初の免震橋）について …… 847
議事録 …… 861
第3回連絡会　　議事録（要　旨）…… 863
第4回連絡会　　〃　　〃 …… 865
第5回合同幹事会　〃　　〃 …… 867
第6回合同幹事会　〃　　〃 …… 869
第7回合同幹事会　〃　　〃 …… 871
第8回合同幹事会　〃　　〃 …… 873

参考文献 …… 875

まえがき

我国は、世界第1級の地震国であり、諸施設の設計に当たっては耐震性に対する十分な配慮が必要とされている。特に、道路は震後の復旧・救援活動を円滑に進めるために、十分な安全性が要求されており、なかでも、道路橋はいったん被災した場合の影響が大きく、復旧に多大な日数を要することから、適切な耐震性を有することが求められている。

近年、「耐震設計」に代わり、主に建築の分野で「免震設計」が注目を浴びている。免震設計とは、アイソレーターで柔らかく構造物を支持し、長周期化を図るとともに、ダンパーによりエネルギー吸収性能を上げ、構造物の地震時振動を低減しようという設計法である。すでに、ニュージーランド、米国等の諸外国では、道路橋に対して免震設計を積極的に取り入れて地震力を大幅に低減したり、既存橋の耐震補強に利用されている。さらに、免震設計を用いることにより、非常に大きな地震が生じたとしても、橋にはほとんど損傷を生じさせないような設計も可能となると期待されている。

我国においても、今後橋に対する免震設計の利用が進んでくると考えられるが、我国では、ニュージーランド、米国に比較して一回り大きな地震が生じ得ること、また、建築物に比較して橋はより軟弱な地盤に建設される場合が多いことから、道路橋に免震設計を採用するためには、我国の道路橋のおかれた特性に適した免震設計法の開発が必要とされている。そこで、我国の道路橋に適した免震設計手法及び橋梁用の免震装置の開発を官民が協力して行なうことを目的として、平成元年より3ケ年計画で本研究に着手している。

本共同研究は、「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（橋梁用免震装置の開発及び免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置の開発）」と「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（免震設計法の開発及び免震設計の適用）」の2つから構成されている。今年度は、前者については土木研究所と11の民間グループ（合計13社）が、また、後者については土木研究所と25の民間グループ（合計28社）が緊密な連携を取りながら、橋梁用の免震装置に関する研究、免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置に関する研究、免震設計法の開発に関する研究、免震設計の適用に関する研究の4グループに別れ、それぞれ、分担を決めて研究を行なった。

本報告書は、本研究の2ケ年目に当たる平成2年度に実施した上記2つの共同研究の成果をあわせて取りまとめたものである。

建築省土木研究所　耐震研究室長
川　島　一　彦

共同研究参加者名簿

氏名	所属	第1研究G	第2研究G	第3研究G	第4研究G
川島　一彦	建設省土木研究所　耐震研究室　室長	○	○	○	○
長谷川金二	〃　〃　主任研究員	○	○	○	○
運上　茂樹	〃　〃　研究員	○	○	○	○
長島　博之	〃　〃　研究員	○	○	○	○
久保田　翼	鹿島建設㈱　土木設計本部　設計技術部　部長			○	○
山本　正明	〃　〃　〃　課長			○	○
竹田　哲夫	〃　技術研究所　第一研究部　第三研究室　主任研究員			○	○
日紫喜剛啓	〃　土木設計本部　第二設計部			○	○
岡本　裕昭	〃　〃　〃			○	○
斉藤　一郎	清水建設㈱　土木本部設計部　副部長			○	
和田　孝史	〃　技術開発本部　土木技術開発部　課長			○	
竹脇　尚信	〃　大崎研究室　主席研究員			○	
新宅　正道	〃　〃			○	
出羽　克之	〃　土木本部　設計第1部　課長			○	
古川　禎一	〃　〃　〃			○	
後藤　洋三	㈱大林組　技術研究所　土木第五研究室　室長		○	○	○
澤野　耕二	〃　土木技術本部　設計第三部　課長		○	○	○
古賀政二郎	〃　〃　〃　課長		○	○	○
中村　嶽	〃　技術研究所　構造第二研究室　主任研究員		○	○	○
菊地　敏男	〃　〃　土木第五研究室　副主任研究員		○	○	○
榊原　直樹	〃　土木技術本部　設計第三部		○	○	○
池田　弘	㈱熊谷組　技術研究所　土木構造研究部　部長			○	
細田　信道	〃　〃　〃　主任研究員			○	
金子　誉	〃　〃　〃　研究員			○	
宇波　邦宣	〃　〃　〃　研究員			○	
田中　芳行	㈱竹中土木　技術開発部本部　技術開発部　専門係長			○	
瀬尾　正志	〃　東京本店技術部　技術課　技術係長			○	
平井　卓	〃　竹中技術研究所　研究員			○	
鈴木　善雄	㈱竹中工務店　技術研究所　主任研究員			○	
杉本三千雄	〃　〃　主任研究員			○	
恒川　裕史	〃　〃　研究員			○	

氏　名	所　　属	第1研究G	第2研究G	第3研究G	第4研究G
山口　靖紀	㈱間組　技術研究所　副部長			○	
脇田　和試	〃　〃　研究第一部　第三課　課長			○	
松原　勝己	〃　〃　〃　〃　係長			○	
小出　敏弘	〃　〃　研究第二部　第二課　研究員			○	
浦野　和彦	〃　〃　研究第一部　第三課　研究員			○	
神谷　宏	西松建設㈱　技術研究部　技術研究所　副所長	○		○	
阿世賀　宏	〃　〃　原子力室　副課長	○		○	
戸松　征夫	〃　〃　技術研究所　副所長	○		○	
高木　清	〃　土木設計部　設計課　主任技術者	○		○	
小林　孝至	〃　技術研究部　原子力室　研究員	○		○	
武井　正孝	〃　〃　土木技術課　研究員	○		○	
則久　芳行	住友建設㈱　土木部　設計第二課　課長				○
坂井　栄次	〃　〃　〃　副課長				○
新井　英雄	〃　〃　〃　課長代理				○
益子　博志	〃　〃　〃　主任				○
藤原　保久	〃　〃　〃　主任				○
内田　誠二	〃　〃　〃				○
平井　正雄	三井建設㈱　技術開発部　技術研究所　第一研究開発室　主席研究員				○
菊地　道夫	〃　土木本部　土木設計部　設計第二課　課長				○
樋口　昇	〃　〃　〃　〃　主任				○
田村多佳志	〃　〃　〃　〃				○
三藤　正明	五洋建設㈱技術研究所　土木技術開発室　主席研究員			○	
田村　保	〃　〃　〃　主任研究員			○	
竹内　幹雄	㈱奥村組　技術開発部　土木技術課　課長			○	
高橋　一成	〃　〃　主任			○	
佐藤　晋	〃　〃			○	
有井　孝典	〃　筑波研究所　構造研究室　主任研究員			○	
尾崎　大輔	大成建設㈱　土木本部　土木設計部　係長	○	○	○	○
横山　正義	〃　技術研究所　主任研究員	○	○	○	○
久野　雅祥	〃　〃　主任研究員	○	○	○	○
松本　史郎	東京ファブリック工業㈱　技術部　技師補	○	○	○	○
君島　昭男	日本鋳造㈱　鋼構造事業部　次長	○	○	○	○
原田　孝志	〃　〃　部員	○	○	○	○

氏　名	所　　属	第1研究G	第2研究G	第3研究G	第4研究G
杉崎　守	石川島播磨重工業㈱　橋梁設計部　課長			○	○
橋本　和夫	〃　〃　主任部員			○	○
柳原　正浩	〃　〃　部員			○	○
田中　元章	〃　技術研究所　振動研究部　主任研究員			○	○
高久　達将	日本鋼管㈱　橋梁建設部　橋梁設計室　室長	○		○	○
嶋田　正大	〃　〃　長大橋室　室長	○		○	○
中村　公信	〃　〃　橋梁設計室　主任部員	○		○	○
津村　直宣	〃　応用技術研究所　耐風構造研究室　主任部員	○		○	○
出間　進一	日本鋳造㈱　鋼構造事業部　設計部　課長	○		○	○
小山　博	〃　〃　設計部　係長	○	○	○	○
頭井　洋	㈱神戸製鋼所　機械研究所　主任研究員				○
大谷　修	〃　〃　〃				○
浜崎　義弘	〃　〃　研究員				○
櫛田　賢一	〃　鉄構橋梁部　主任部員				○
村井　正光	㈱日本製鋼所　室蘭製作所　室蘭研究所　特機材料研究部　課長	○		○	
加勢川正治	〃　〃　鉄構機器橋梁部設計　グループ	○		○	
別所　俊彦	〃　〃　〃　設計　グループ	○		○	
伊関　治郎	オイレス工業㈱　技術二部　部長	○		○	○
牧口　豊	〃　〃　主任技師	○		○	○
下田　郁夫	〃　〃　開発課長	○		○	○
浅見　道郎	横浜ゴム㈱　MB技術開発センター　FB第2ﾌﾟﾛｼﾞｪｸﾄ　部長	○		○	
遠藤　和夫	〃　〃　〃　担当副部長	○		○	
山田　親文	〃　〃　〃　担当課長	○		○	
森　恒二郎	〃　〃　MB材料技術部　担当課長	○		○	
越峠　雅博	〃　〃　〃　部員	○		○	
河合　孝夫	東洋ゴム工業㈱　化工品開発技術部　副部長	○		○	
野村真一郎	〃　化工品第一生産技術部　部長	○		○	
片山　恭宏	〃　技術開発研究所　課長代理	○		○	
宮前　俊幸	〃　化工品事業本部付　課長代理	○		○	
土呂　信行	〃　化工品事業本部付　技術部員	○		○	
千葉　和成	〃　〃　技術部員	○		○	

氏　名	所　　属	第1 研究G	第2 研究G	第3 研究G	第4 研究G
水津　洋二	㈱ブリヂストン　研究開発第２本部　研究開発第7ｸﾞﾙｰﾌﾟ　主査	○		○	
深堀　美英	〃　〃　〃　主査	○		○	
森川　尚一	〃　〃　〃　課長補佐	○		○	
鈴木　重信	〃　〃　〃	○		○	
須藤　千秋	〃　工業用品技術本部　土木資材開発室	○		○	
井口　篁	㈱ビービーエム　製造部　生産技術部　部長	○		○	
井手　義彦	〃　設計部　設計技術部　部長	○		○	
配野　英郎	〃　営業部　営業部　次長	○		○	
西川　一郎	昭和電線電纜㈱電子機器事業部　情報機器部　部長代理	○		○	
加藤　直樹	〃　〃　〃　技術課課員	○		○	
清水　克美	〃　〃　〃	○		○	
伊藤　政治	〃　電子機器研究部　材料研究室　研究員	○		○	
村松　佳孝	〃　〃　室員	○		○	
林　亜紀夫	パシフィックコンサルタンツ㈱　構造部　主席調査役			○	○
入澤　徹	〃　〃　橋梁設計第二課長			○	○
富田　雅久	〃　〃　〃　主任			○	○
吉川　一成	〃　〃　第一課主任			○	○
佐伯　光昭	日本技術開発㈱　土木本部　地震防災室　室長			○	○
岸本　俊雄	〃　大阪支社　土木本部　構造部　部長			○	○
宮原　哲	〃　〃　課長補佐			○	○
川崎　巌	〃　土木本部　構造橋梁部　課長補佐			○	○
増田　真一	〃　〃　地震防災室　主任			○	○
横岡　武之	新構造技術㈱　専務取締役			○	○
岡戸　三夫	〃　土木設計部　次長			○	○
小室　光治	〃　〃　課長			○	○
堀川　道広	〃　〃　主任			○	○
川原　史直	〃　〃　主任			○	○

Ⅰ. 研 究 目 的

Ⅰ．研究目的

道路橋示方書は「地震の影響の低減を期待する構造または装置」を採用することによって地震入力を減ずることができれば設計震度を低減してよいとしているが、免震設計の手順については具体的に示していない。(財)国土開発技術研究センターは昭和61年度から「免震装置を有する道路橋の耐震設計研究」を実施し、最終年度の平成元年３月に「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)」を発刊している。このガイドラインによって道路橋の免震設計は一応可能となったが、免震設計の適用性の具体的な分析や既存設計指針等との整合性の検討ならびに設計計算ツールの整備は今後の課題として残された。

海外の事例ではニュージーランドでは橋梁の免震設計が実用化され、既に47橋に適用されている。上述の(財)国土開発技術研究センターの研究においてもニュージーランドの免震橋の調査が行なわれ、その成果はガイドラインの一部に反映されている。しかし、ニュージーランドと我が国とでは道路交通密度に大きな相違があって耐震に対する要求水準が異なる他、ニュージーランドではじん性を考慮した耐震設計が行なわれていて、我が国とは耐震設計の理念が異なっている。

一方、我が国の建築構造物の分野では、昭和60年から本格的な免震ビルが建設されるようになり、平成２年までに約30棟が竣工している。これ等のビルには、ニュージーランドで開発された装置を始めとして、多種多様な免震装置が採用されている。しかし、建物と橋梁では免震装置の設置環境に大きな違いがあるばかりでなく、免震設計の位置付けや免震設計が適用できる範囲にも相違があると考えられる。

したがって、道路橋の免震構造システムを開発し普及させていくためには、各分野における既存の成果を吸収し効率的に移転するとともに、独自の研究を積み重ね、我が国の道路橋に適した免震設計法を構築していく必要がある。同時に、我が国の技術力を活用して道路橋に適した多種多様な免震装置を開発し、装置選択の幅を広げていくことも重要である。

このような目標に基づいて、この共同研究は次の４つの研究課題を設定し、それぞれにグループを構成して研究を進めている。

① 橋梁用の免震装置の開発に関する研究
② 免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究
③ 免震設計法の開発に関する研究
④ 免震設計法の適用に関する研究

各々の課題の目的は次の通りである。

(1) 橋梁用の免震装置の開発に関する研究

道路橋に適した免震装置を多種類開発し、装置選択の幅を広げて免震設計が効果的に適用できるようにする。また、道路橋のための免震装置の性能実証試験方法を検討し、整備する。

ここに、免震装置とは「長周期化機能とエネルギー吸収機能を有する装置」全般とする。長周期化機能を有する装置は積層ゴム系に限らず、幅広い形式について開発するものとする。

(2) 免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究

橋梁の場合には、橋台と桁、桁と桁の間で路面の連続性が確保されねばならない。また、大地震時にも落橋は許されない。免震設計された橋梁は応答変位が大きくなることから、免震橋に適した伸縮装置と落橋防止構造を開発する。

(3) 免震設計法の開発に関する研究

免震設計法を、既存の耐震設計体系の中で単に地震入力を低減する手段として捉えるだけでなく、道路橋の耐震設計体系の一環として位置付けて、その理念の構築を試みる。免震橋に適用できる動的解析法と簡易計算法の開発を行ない、動的解析については模型振動実験に基づいた検証も併せて行なう。同時に、免震装置および免震設計を用いた場合の落橋防止構造、伸縮装置の設計法の開発を行ない、免震設計を実用化する環境を整える。なお、対象とする橋梁は道路橋示方書の適用範囲に合致する橋梁とする。

(4) 免震設計法の適用に関する研究

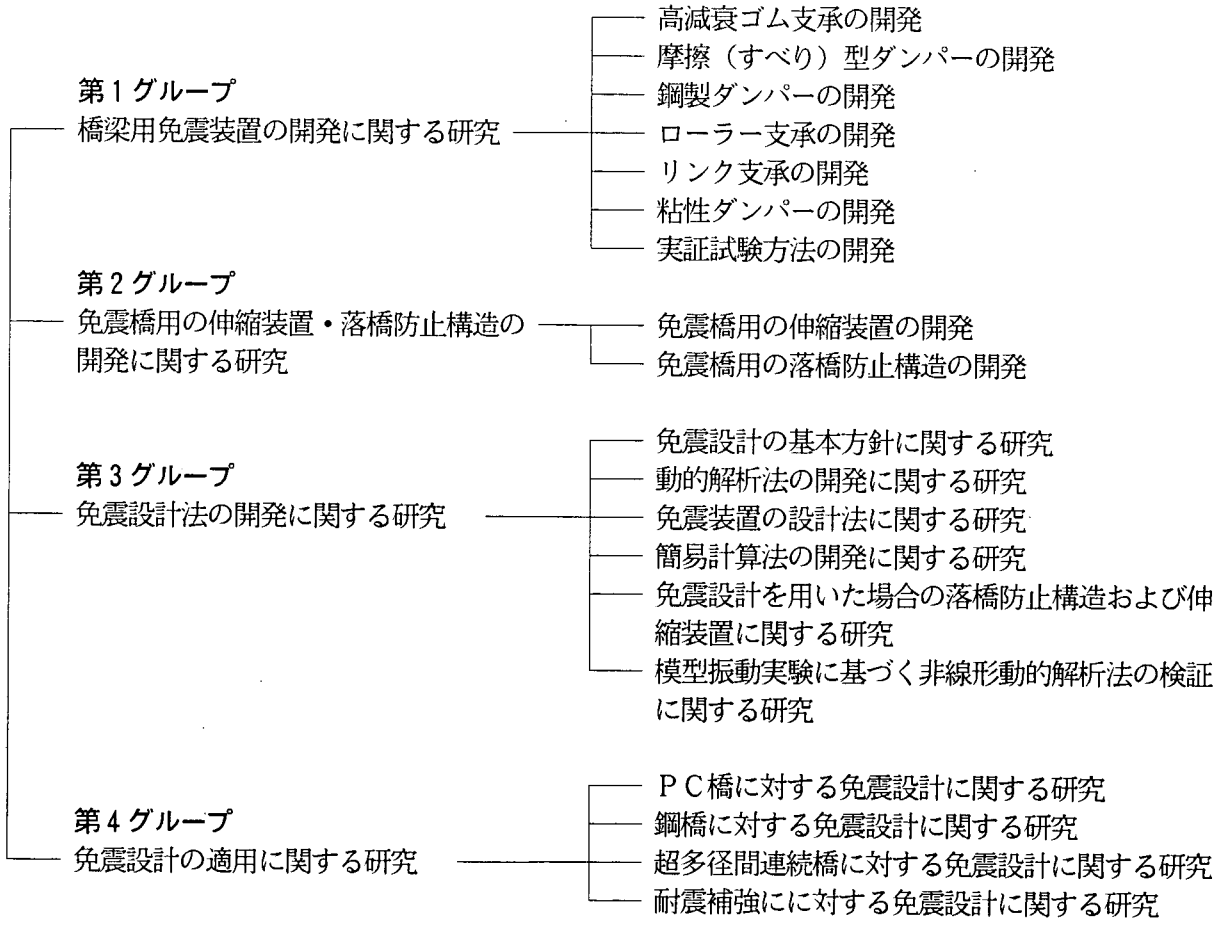
免震設計の適用性、有用性、ならびに可能性に関する研究を進めて設計資料を蓄積する。具体的にはＰＣ橋、鋼桁橋のそれぞれについて、パラメーター解析を行なって免震設計に適する構造形式を明確にし、試設計を行なってそれを実証する。また、免震設計を適用することによって付加価値が高まり実用性の増す橋梁形式についても研究するものとする。さらに、耐震性が不足したり、構造形式の変更に伴なう既設橋梁の耐震補強としての免震設計の適用についても研究する。

II. 研究開発の全体計画および平成2年度の研究体制

Ⅱ．研究開発の全体計画および平成２年度の研究体制

(1) 全体計画

Ⅰ．研究目的で述べた４つの研究課題についてそれぞれ研究グループを構成し、下記の18の項目について研究を進めることにした。



図－１　研究グループと研究項目

研究期間は平成元年７月より平成４年３月までの約３年間であり、各研究課題の概略の工程は次の通りである。なお、各研究項目の詳細工程は次章以下に示している。

表－１　第１及び第２グループ（装置の開発に関する研究）

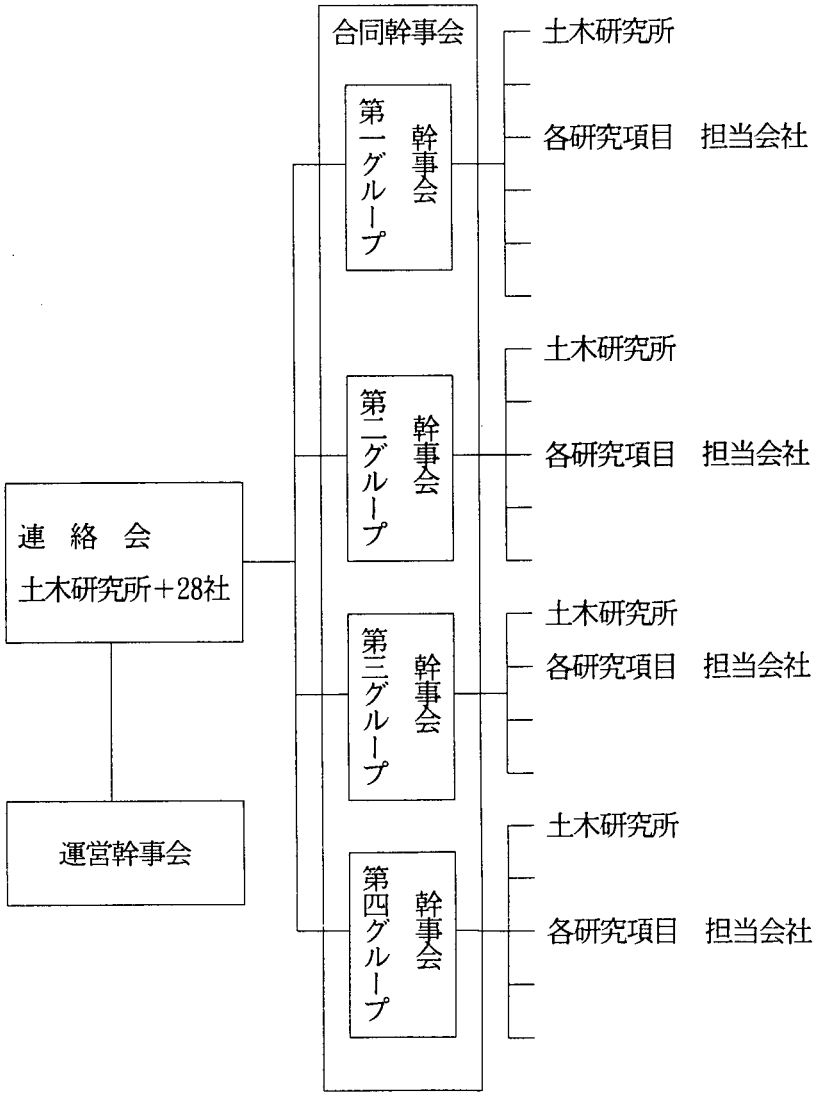
	平成元年度	平成２年度	平成３年度
事前調査・開発計画検討	←――→		
供試体製作・実証試験		←――――→	
まとめ			←――→

表－2　第3及び第4グループ（免震設計法の開発に関する研究）

	平成元年度	平成2年度	平成3年度
現況調査・基本方針検討	←――→		
パラメータースタディー 設計法検討		←――→	
設計法提案 試設計		←――→	
今後の検討課題 まとめ			←――→

(2) 平成2年度の研究体制

平成2年度の研究実施体制は下記の通りとした。



図－2　研究実施体制

道路橋の免震システムの開発に関する研究 平成２年度研究項目担当機関一欄表

研究項目	土	鹿	清	林	熊	竹	間	松	住	三	五	奥	成	石	N	神	製	オ	横	東	ブ	B	昭	パ	技	新	幹	副
1．橋梁用免震装置の開発に関する研究 (第1研究グループ)																												
1.1 高減衰ゴム支承の開発																			○	○	○		○					
1.2 摩擦（スベリ）型ダンパーの開発													○									○						
1.3 鋼製ダンパーの開発								○																				
1.4 ローラ支承の開発															○													
1.5 リンク支承の開発																	○											
1.6 粘性ダンパーの開発																		○										
1.7 実証試験方法の開発	○							○					○		○		○	◎	○	○	○	○	○				オイレス	ブリヂストン
2．免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究 (第2研究グループ)																											大成	
2.1 免震橋用の伸縮装置の開発				○									○															
2.2 免震橋用の落橋防止構造の開発	○												○															
3．免震設計法の開発に関する研究 (第3研究グループ)																											鹿島	パシコン
3.1 免震設計法の基本方針に関する研究	○	○	○	○		○						○	◎					○						○	○	○		
3.2 動的解析法の開発に関する研究	○		○		○	◎		○			○			○														
3.3 免震装置の設計法に関する研究	○						○	○				◎	○		○		○	○	○	○	○	○	○					
3.4 簡易設計法の開発に関する研究	○	○	◎		○	○					○	○																
3.5 免震設計を用いた場合の落橋防止構造及び伸縮装置に関する研究	○			○			○						○		○			○						◎				
3.6 免震橋の非線形動的解析手法の開発に関する研究	◎																											
4．免震設計の適用に関する研究 (第4研究グループ)																											大林	日枝
4.1 ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究	○	◎							○	○			○													○		
4.2 鋼橋に対する免震設計に関する研究	○													○	○	○										◎		
4.3 超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究	○		○	◎					○							○								○	○	○		
4.4 耐震補強に対する免震設計に関する研究	○									○				○				○							◎			

注）土：土木研究所、鹿：鹿島建設、清：清水建設、林：大林組、熊：熊谷組、竹：竹中土木＋竹中工務店、間：間組、松：西松建設、住：住友建設、三：三井建設、五：五洋建設、奥：奥村組、成：大成建設＋東京ファブリック＋日本鋳造、石：石川島播磨重工業、Ｎ：日本鋼管＋日本鋳造、神：神戸製鋼所、製：日本製鋼所、オ：オイレス工業、横：横浜ゴム、東：東洋ゴム工業、ブ：ブリヂストン、Ｂ：ビー・ビー・エム、昭：昭和電線、パ：パシフィックコンサルタンツ、技：日本技術開発、新：新構造技術

III.　平成２年度の研究成果

第１章　橋梁用免震装置の開発に関する研究

はじめに

(1) 今年度の研究成果の概要

1）免震装置の開発

開発の対象となっている免震装置は10種類で、その内訳は以下の通りである。

① 高減衰ゴム支承 ……4種類
② 摩擦（すべり）型ダンパー ……2種類
③ 鋼性ダンパー ……1種類
④ ローラー型免震支承 ……1種類
⑤ リンク支承 ……1種類
⑥ 粘性ダンパー ……1種類

上記10種類の免震装置を対象に今年度は以下の研究を行なっている。

ⅰ）基本特性の検討

リンク支承を除く9種の装置については、装置に使用される素材の開発・選定および基本特性を把握するための要素試験を行なっている。リンク支承については、装置の作動原理の検討および性能確認のための構造解析を行なっている。

ⅱ）一斉共通実験

一斉共通実験はリンク支承を除く9種の装置を対象に、その性能・特性を確認することを目的とし、共通の試験機・共通の条件下で行なっている。この共通実験の成果は本章3．3項にまとめられている。

2）実証試験方法の開発

今年度は主として以下の研究を行なっている。

ⅰ）免震装置の性能を実証するための試験項目の検討
ⅱ）試験条件の検討
ⅲ）試験結果の評価方法の検討

(2) 平成3年度の研究計画

平成3年度の研究計画の概要は以下の通りである。

1）免震装置の開発

ⅰ）今年度に研究課題として残された項目に関する検討および実証実験
ⅱ）設計手法の検討
ⅲ）実橋を対象とした試設計
ⅳ）設計手法のマニュアル化

2）実証試験方法の開発

ⅰ）供試体の標準化

ⅱ）試験装置の標準化

ⅲ）実施方法の標準化

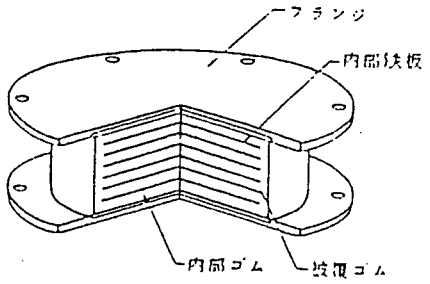
ⅳ）性能評価方法の標準化

1.1　免震装置の開発および基本特性の検討

1.1.1　高減衰ゴム支承（その１）

(1) 開発の概要

道路橋用免震装置としてゴム材料自体に減衰性能を有する高減衰ゴム支承（図－1.1.1.1 ）の開発を目的とし、昨年度設定した開発目標に基づく材料開発を行い、さらに積層体スケールモデルによる基本特性試験を実施した。この結果の概要を表－1.1.1.1 にまとめたが、ほぼ目標通りの性能を得ることができた。



図－1.1.1.1　高減衰ゴム支承の概要

表－1.1.1.1　開発結果の概要

項目		目標	試験結果		
			実測値		条件
材料	切断時の伸び（%）	６００以上	６８０		・ＪＩＳＫ6301による ・ＪＩＳ３号ダンベル
材料	－10℃／40℃の剛性比	１．５以下	１．４６		・せん断ひずみ率 100% ・振動数 0.5 Hz ・４～10サイクルの平均値
積層体	せん断弾性率（kgf/cm²）	８以上	第１波	９．０	・土研共通試験 ・条件 面圧 60kgf/cm² 振動数 0.5 Hz せん断ひずみ率 150% ・４～10サイクルの平均値
			第２波	８．６	
	等価減衰定数（%）	１５以上	第１波	１５．９	
			第２波	１４．６	
	50年後のクリープ量（%）	５以下	予測値 １．８４		・条件 面圧 80kgf/cm² 温度 40℃

(2) 高減衰ゴム支承の開発

ｉ）ゴム材料の基本物性

ＪＩＳＫ6301「加流ゴムの物理試験方法」に基づき基本物性の測定を行った。

ａ．引張試験

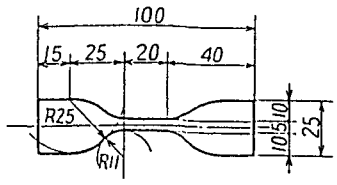
①　目的　　ゴムの切断にいたる最大応力（引張強さ）および切断時の伸び、ならびに100 %の伸びに対する応力（ 100%モジュラス）を測定する。

② 条件　　試験片　3号形ダンベル（図－1.1.1.2 ）

測定温度　　23℃

引張速度　　500mm/min

③ 試験結果　表－1.1.1.2 , 写真－1.1.1.1 に示す。

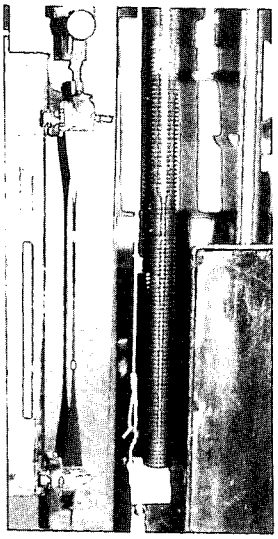


図－1.1.1.2　3号形ダンベル

表－1.1.1.2　引張試験結果

項　　目	単 位	測　定　結　果			
		1	2	3	X*)
引張強さ	kgf/cm²	210	210	209	210
切断時伸び	%	675	677	682	680
100 %モジュラス	kgf/cm²	20.3	19.6	20.1	20.0

*）測定値　$S_1 \geqq S_2 \geqq S_3$ とした時、Xは次式により求めた。
引張強さ、切断時伸び：　$X = 0.7S_1 + 0.2S_2 + 0.1S_3$
100 %モジュラス　　：　$X = (S_1 + S_2 + S_3) / 3$



写真－1.1.1.1　引張試験

b．引裂試験

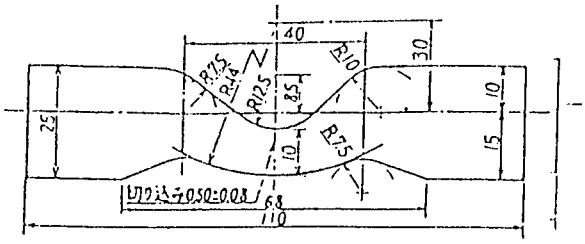
① 目的　　加流ゴムの引裂強さを測定する。

② 条件　　試験片　A形（図－1.1.1.3 ）

測定温度　　23℃

引張速度　　500mm/min

③ 試験結果　表－1.1.1.3 , 写真1.1.1.2 に示す。

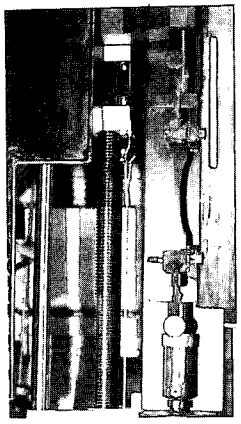


図－1.1.1.3　A形試験片

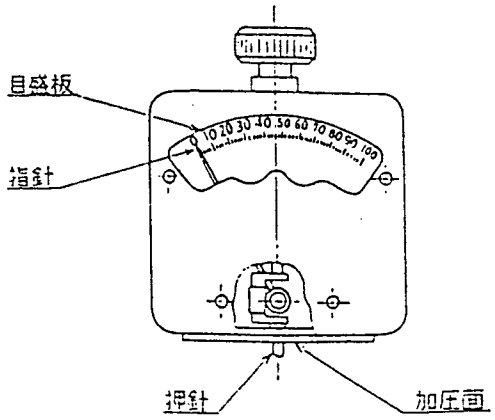
表－1.1.1.3　引裂試験結果

項　　目	単 位	測　定　結　果			
		1	2	3	X*)
引裂強さ	kgf/cm	119	120	127	122

*）測定値S_1、S_2、S_3とした時、$X=(S_1+S_2+S_3)/3$より求めた。



写真－1.1.1.2　引裂試験



図－1.1.1.4　硬さ計A形

c．硬さ試験

① 目的　　スプリング式硬さの試験器A形（図－1.1.1.4）により加流ゴムの硬さを測定する。

② 条件　　試験片　2㎜厚さの加流シート6枚重ね
　　測定温度　　23℃

③ 試験結果　表－1.1.1.4 に示す。

表－1.1.1.4　硬さ試験結果

項　　目	単 位	測　定　結　果					
		1	2	3	4	5	X*)
硬　　さ	度	68	68	68	67	67	68

*）測定値S_1、S_2、S_3、S_4、S_5とした時、$X=(S_1+S_2+S_3+S_4+S_5)/5$より求めた。

ii）ゴム材料の基本的動特性

ゴム材料の基本的な動特性を把握するため、振動数 0.5Hz でせん断ひずみ率 ±100 %時の等価剛性（Keq）および等価減衰（Heq）について履歴条件、温度条件を変えて測定した。

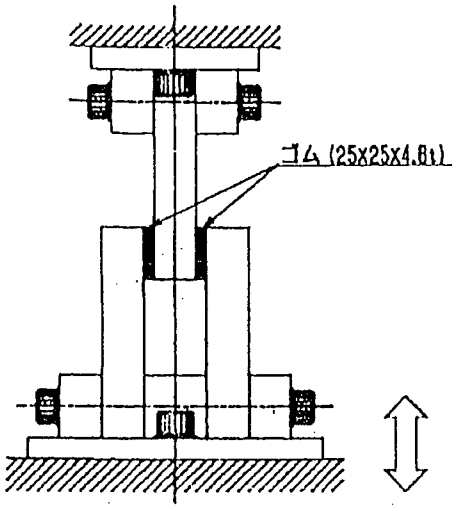
a．試験方法

供試体　4.8 t ×25角（図－1.1.1.5 、写真－1.1.1.4）

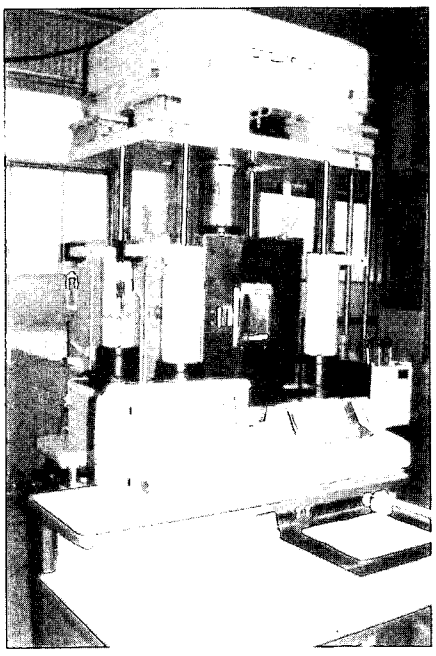
試験機　2 トン動ばね試験機（写真－1.1.1.3 ）

試験条件　振動数　0.5 Hz

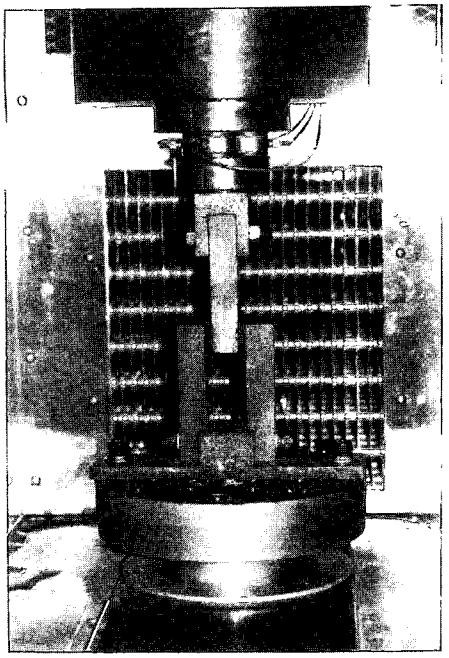
せん断ひずみ率　±100 %



図－1.1.1.5　供試体形状



写真－1.1.1.3　2 t 動ばね試験機



写真－1.1.1.4　供　試　体

b．等価剛性、せん断弾性率および等価減衰の算定方法

荷重－変位曲線（図－1.1.1.6 ）において荷重と変位の最大（Pmax , δmax ）と最小（Pmin －δmin ）を求め、次式により算定する。

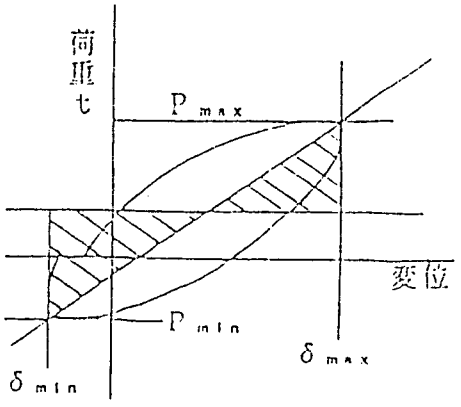
① 等価剛性　Keq, せん断弾性率　Geq

$$Keq = (Pmax - Pmin) / (\delta max - \delta min)$$

$$Geq = Keq \cdot tr / A \quad (kgf/cm^2)$$

ここに、　tr：ゴム部総厚（cm）

A：ゴム部断面積（cm^2）



図－1.1.1.6　履歴ループ

② 等価減衰 Heq

$Heq=(1/2\pi)\cdot(\Delta W/W)$　　ここに、 ΔWは1サイクルの履歴ループ面積、Wは斜線部の面積。

③ 特性の平均値$\overline{Geq}$、$\overline{Heq}$

$\overline{Geq}=\Sigma Geq/7$

$\overline{Heq}=\Sigma Heq/7$

ここで、ΣGeq、ΣHeqはそれぞれ4～10サイクルの和を示し、$\overline{Geq}$、$\overline{Heq}$は4～10サイクルの平均値を示す。

c．測定結果

① 基本特性

加力回数10回、温度20℃における測定結果をまとめて表1.1.1.5 に示す。

表－1.1.1.5　基本特性

サイクル	Geq (kgf/㎠)	Heq (%)
1	11.7	20.0
3	9.9	17.6
5	9.6	17.4
10	9.3	17.1
4～10平均	9.5	17.3

② 温度依存性

温度を－10℃、20℃、40℃の3条件で測定した結果を表－1.1.1.6 に示す。$\overline{Geq}$、$\overline{Heq}$とも20℃を基準にした時－10℃で1.3 倍、40℃で0.9 倍程度の温度依存性を示す。

表－1.1.1.6　温度依存性

温度 (℃)	$\overline{Geq}$ (kgf/㎠)	$\overline{Heq}$ (%)
－10	12.1 (1.27)	21.9 (1.28)
20	9.5 (1.00)	17.3 (1.00)
40	8.3 (0.87)	16.3 (0.94)

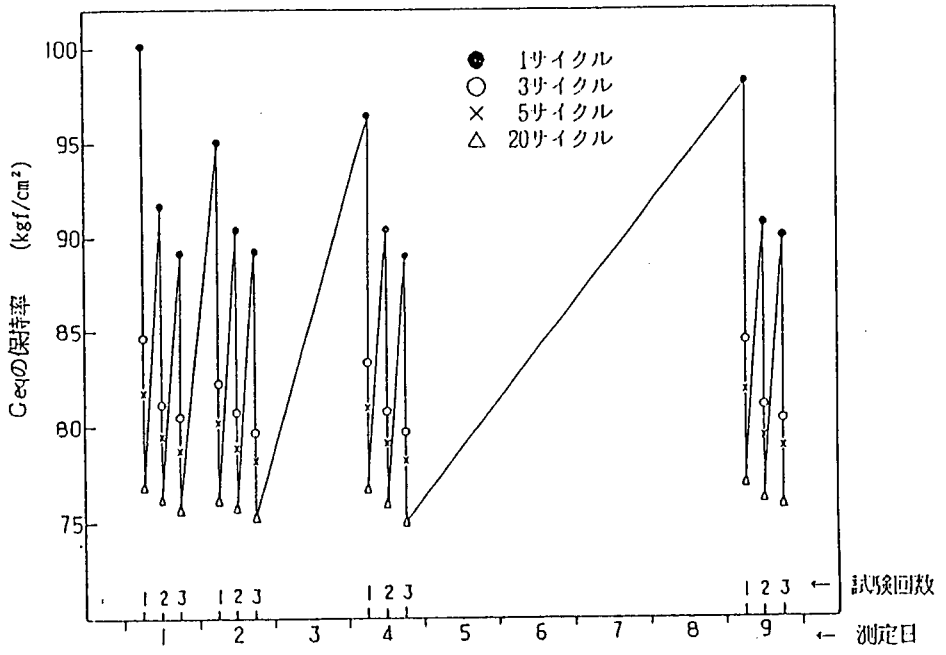
注）（ ）内は20℃を基準にした時の比を示す。

③ 履歴依存性

温度20℃の条件下、60分間隔で20サイクルの加力を3波繰返す試験を1日目、2日目、4日目、9日目と行い履歴依存性（回復性）を調べた。試験結果から1日目、1波目の1サイクル目を100 %とした時の履歴条件とGeq、Heqの保持率との関係を図1.1.1.7 ～8 に示した。これより履歴依存性は最初の1波目と2波目の間で、特に1サイクル目同志で大きく、Geqで10%、Heqで5 %程度

減少するが3サイクル以降はGeq、Heqとも履歴の影響は少ない。

またHeqは一度経験すると以後の履歴に対して安定しているが、Geqは放置する事により回復する傾向を示し、本試験では5日放置することによりほぼ100 %近い回復を示した。



図－1.1.1.7　Geqの履歴依存性

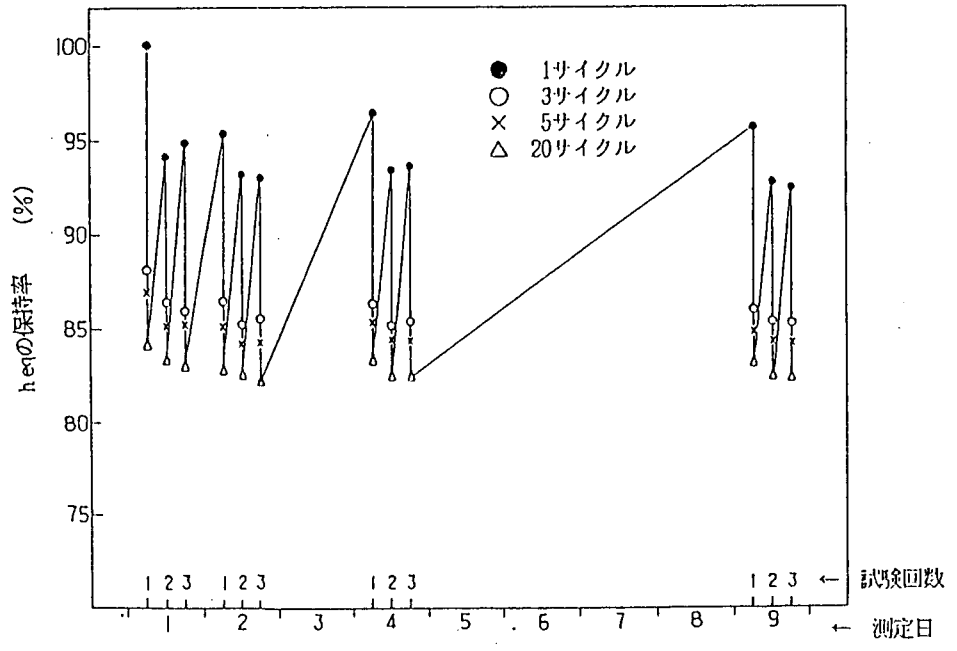


図1.1.1.8　Heqの履歴依存性

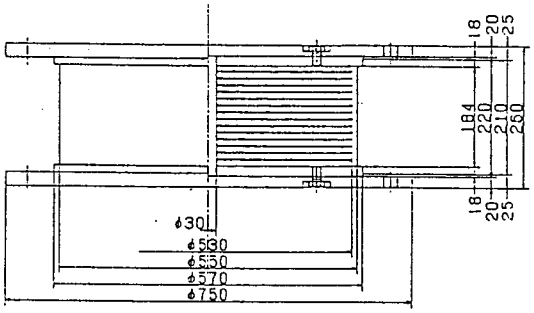
iii）免震装置の試験方法

開発した高減衰ゴムの橋梁用免震支承としての適性を評価するため実橋モデルを想定し免震支承の試設計を行い、このスケールモデルを製作し実証試験を行った。その具体的試験方法を以下に示す。

a．供試体モデル

① 橋の設計諸元

- 橋の形式、規模　　3径間連続鋼橋、橋長100m、幅員10m 、5主げた
- 設計基準　　道路橋示方書、ガイドライン等
- 設計目標　　反力 100tf（死荷重 75tf）、固有周期 1.6秒、
  減衰定数　設計変位時　15%、最大変位 200mm
- 支承形状　　図－1.1.1.9 に示す。



図－1.1.1.9　高減衰ゴム支承　1／1モデル

② 供試体形状

- 設計した支承のスケールモデル（写真－1.1.1.5 ）を製作し次の試験を行う。

  1/3 スケールモデル　基本特性試験用

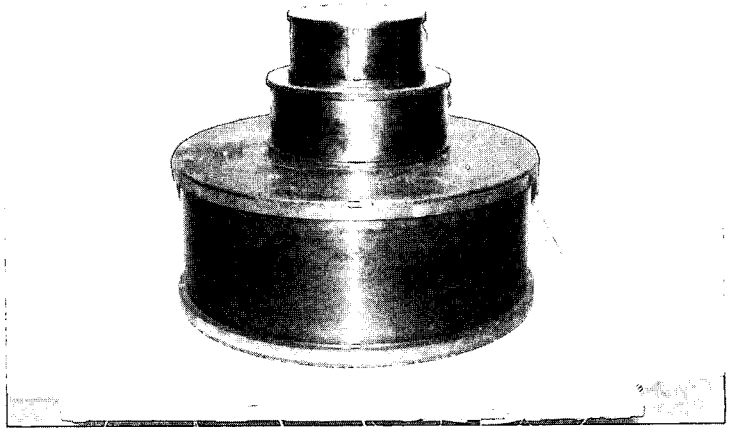
  2/3 スケールモデル　一斉共通実験用

  (1/4 スケールモデル）クリープ試験用……ゴム層数を減らし一層のゴム厚くして、より厳しい条件でテストを計画したため完全な1／4モデルとはなっていない。

- スケールモデルの寸法諸元を表1.1.1.7 に示す。

表－1.1.1.7　スケールモデル諸元

モデル	直径 mm	内層ゴム		内部鉄板	
		総厚 mm	層数	板厚 mm	層数
1／3モデル	353.3	95.0	15	2.2	14
2／3モデル	176.5	47.5	15	1.2	14
(1／4モデル)	132.5	39.0	13	1.0	12
1／1モデル	530	142.0	13	3.0	14



写真－1.1.1.5　高減衰ゴム支承スケールモデル

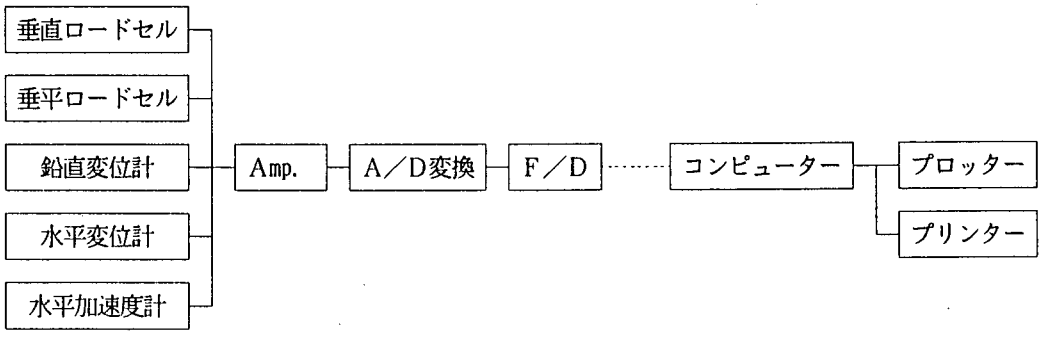
（1/4，1/3，2/3）

b．試験方法

① 特性試験

動的特性および静的特性試験に使用する試験装置の概要を図－1.1.1.10、表－1.1.1.8 、写真－1.1.1.6 ～7 に示す。今回行った試験内容をまとめて表－1.1.1.9 に示す。

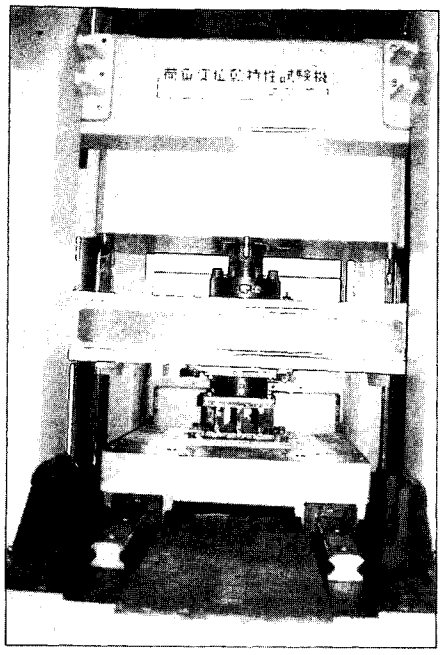
また測定温度条件を極力同じにするため恒温槽に入れ20℃に調整した供試体を室温で間隔を一定（せん断ひずみ1条件　30分）にして測定する事にした。



図－1.1.1.10　データ計測ブロック線図

表－1.1.1.8　試験機能力

	荷　重	ストローク	速　度
水平方向	10 tf	±300mm	MAX 33 cm/s
垂直方向	30 tf	± 30mm	MAX 3.5cm/s
面板寸法	800mm×800mm		
面間距離	MAX 600mm		



写真－1.1.1.6　積層ゴム動特性試験機

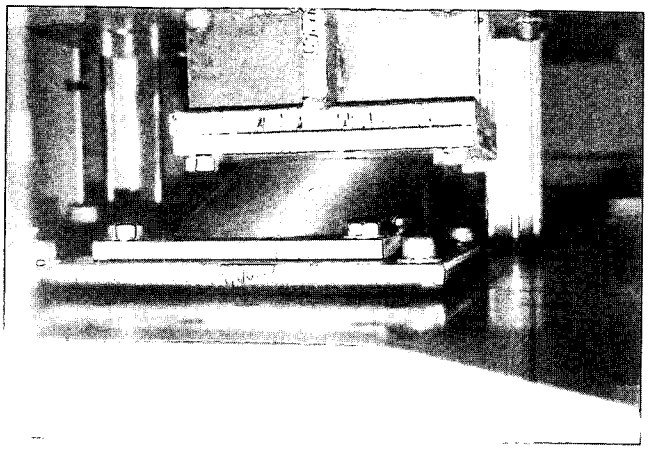


図1.1.1.7　高減衰ゴム支承　圧縮せん断試験

表－1.1.1.9　特性試験内容

項　　目	試　験　条　件			加振条件　その他
	面圧 kgf/cm²	振動数　Hz	せん断ひずみ　%	
基本水平特性試験 ・ひずみ依存性 ・繰返し依存性 ・履歴依存性	60	0．5	±　25 ±　50 ±100 ±150 ±200	第1波25～200 %　各10回 第2波　24時間後繰返す。
振動数依存性試験	60	0．01 0．1 0．5 1．0 （4条件）	±　25 ±　50 ±100 ±150	予備変形　± 150%　10回 翌日より振動数1条件1日 で0.01Hz より行う なお±150%は 0.7Hzで行う
面圧依存性試験	30 60 80 100 （4条件）	0．5	↑	予備変形　± 150%　10回 翌日より面圧1条件　1日 で30 kgf/cm²より行う
予変位依存性	60	0．5	50 ±25～150	面圧依存性試験の翌日（24時間後）実施する。
動的疲労試験	60	0．5	±150	第1波　40回 第2波　24時間後繰返す。
圧縮特性試験	0 ⟷ 80 60±20	静的試験	0	せん断試験前測定 加力回数　各3回

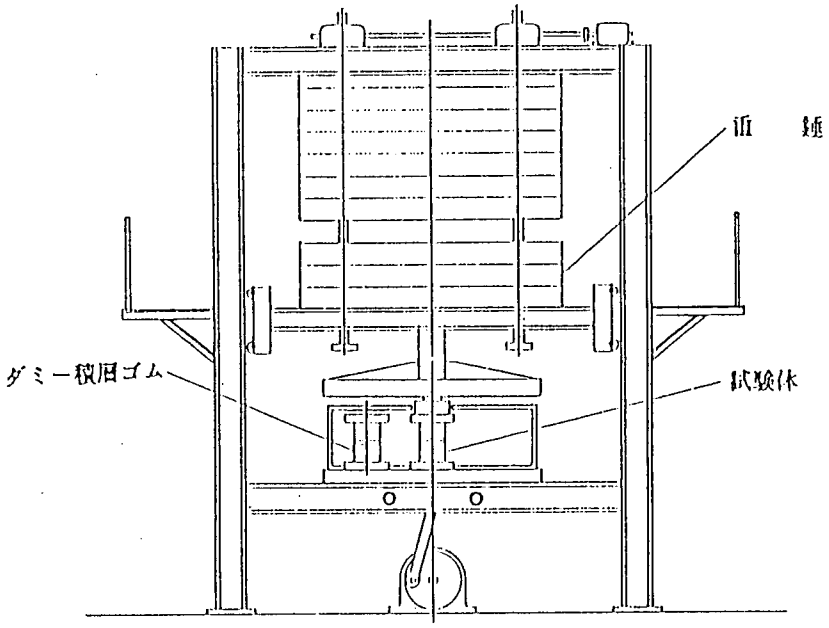
注）本試験の供試体は前掲の1／3モデルを使用した。

② クリープ試験

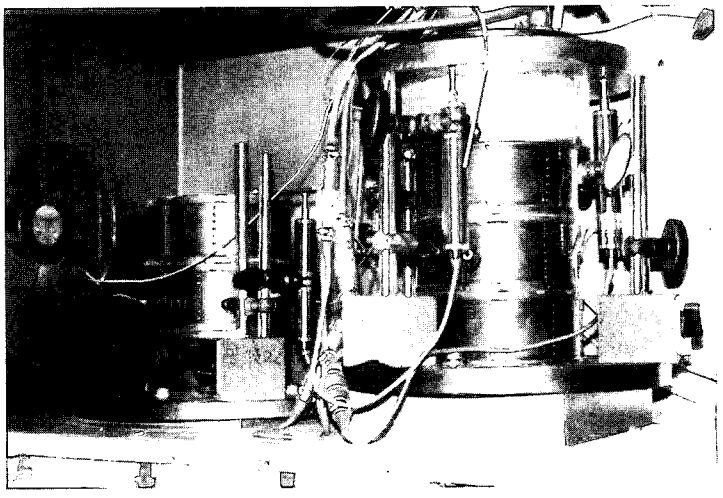
上部構造重量による長期クリープ量を推定するため、1／4モデルに定荷重を載荷しクリープ量を測定する。本試験に使用した試験装置を図－1.1.1.11、写真－1.1.1.8 に示す。

試験条件

- 鉛直荷重　：　11 tf （面圧 80 kgf/cm²）
- 温度　　：　40℃
- 温度補正　：　ダミー積層ゴム（無負荷）の高さ変化により補正



図－1.1.1.11　クリープ試験装置



写真－1.1.1.8　高減衰ゴム支承　クリープ試験

iv）試験結果

a．特性試験

① 基本水平特性試験

図－1.1.1.12に25～200 %ひずみ振幅における各10回の履歴ループを重ねて示す。

図－1.1.1.13、図－1.1.1.14にGeq、Heqの10回の繰返し載荷の中での変化を示す。

・繰返し安定性

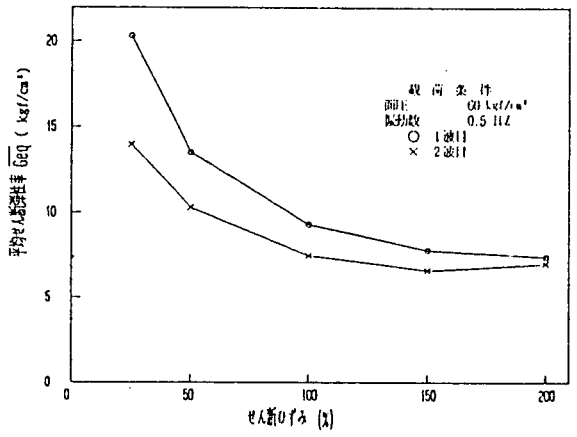
Geq、Heqとも加振回数が増加するにともない徐々に減少する傾向がみられるが、3回目加振以降の変化は少ない。

またHeqは、繰返しによる変化が少なく安定した性能を示す。

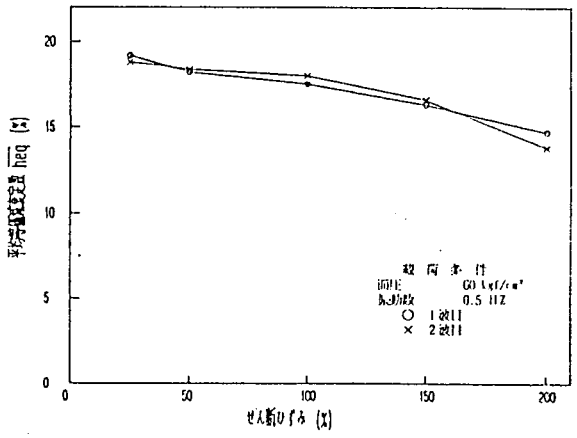
・ひずみ依存性

図－1.1.1.15～16に$\overline{Geq}$、$\overline{Heq}$とせん断ひずみの関係について示した。

$\overline{Geq}$、$\overline{Heq}$ともせん断ひずみが大きくなるにつれ減少する傾向を示すが、最大ひずみの 200%ではGeqが大きくなり逆にHeqは小さくなる傾向を示す。



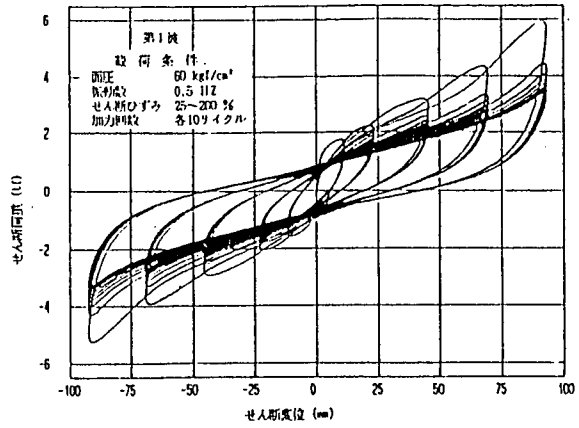
図－1.1.1.15 $\overline{Geq}$のせん断ひずみ依存性



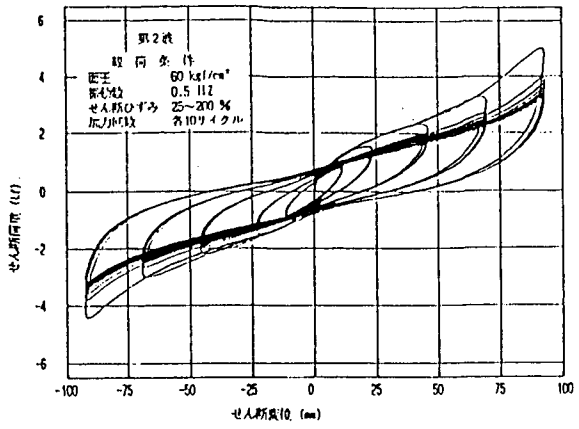
図－1.1.1.16 $\overline{Heq}$のせん断ひずみ依存性

・履歴依存性

$\overline{Geq}$の履歴依存性は小ひずみ程大きく、ひずみ率が大きくなるにつれ少なくなる傾向を示し最大ひずみの200 %ではほぼ一致した。また$\overline{Heq}$は履歴依存性は少なく安定している。

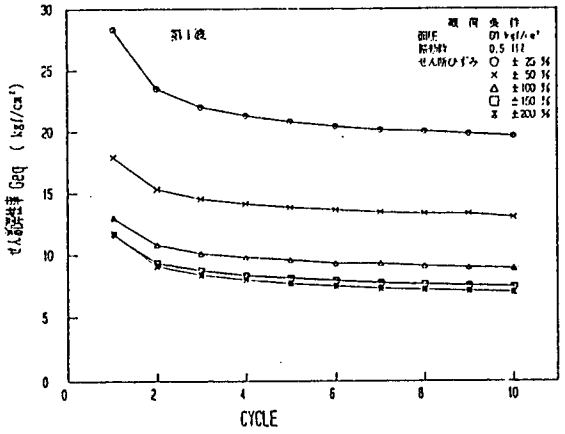


a）第1波

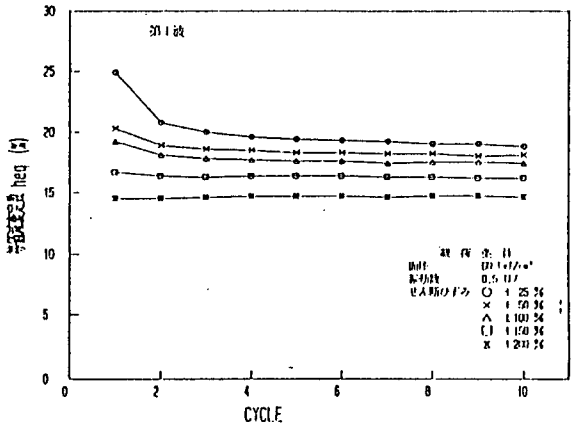


b）第2波

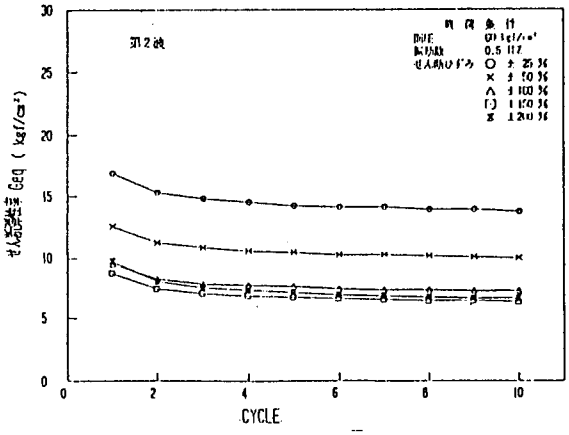
図－1.1.1.12　25～200％　各10サイクルの履歴曲線



a）第1波

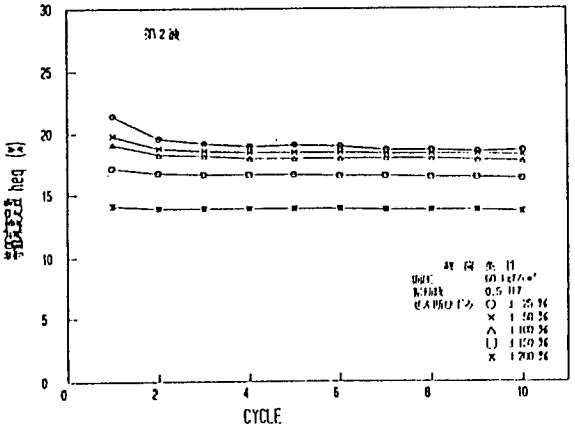


b）第1波



a）第2波

図－1.1.1.13　せん断弾性率の繰返し安定性



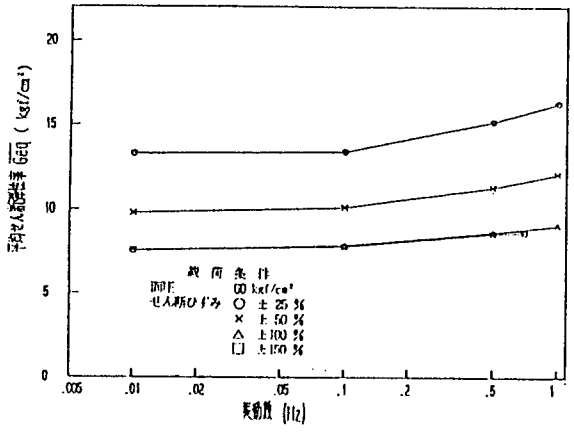
b）第2波

図－1.1.1.14　等価減衰の繰返し安定性

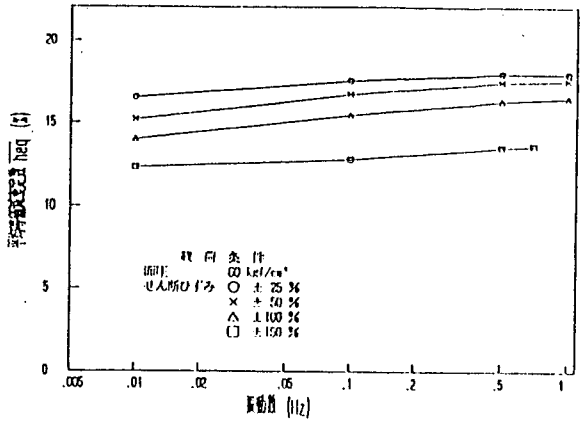
② 振動数依存性

測定結果をまとめて図1.1.1.17～18に示す。

振動数が大きくなると$\overline{Geq}$、$\overline{Heq}$とも大きくなる傾向を示す。また 100%せん断ひずみにおける$\overline{Geq}$、$\overline{Heq}$を 0.1Hz ／ 1.0Hz で比較するとそれぞれ0.91、0.94となりほぼ同程度の振動数依存性を有している。



図－1.1.1.17 Geqの振動数依存性

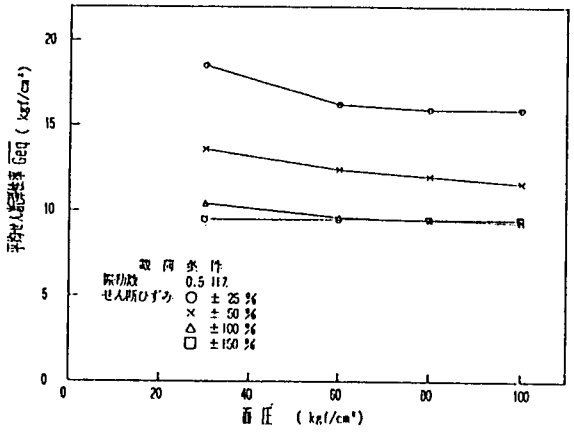


図－1.1.1.18 Heqの振動数依存性

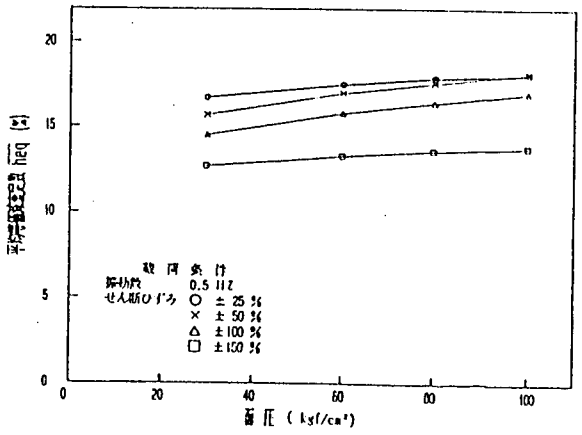
③ 面圧依存性

測定結果をまとめて図－1.1.1.19および20に示す。また表－1.1.1.10にひずみ振幅 100%の場合で、面圧が30、60、80、100 kgf/cm²の時の特性値を、面圧60kgf/cm²時を 1.0として示した。

これらの結果は面圧が大きくなるに伴い$\overline{Geq}$は小さく、逆に$\overline{Heq}$は大きくなる傾向を示している。



図－1.1.1.19 $\overline{Geq}$の面圧依存性



図－1.1.1.20 $\overline{Heq}$の面圧依存性

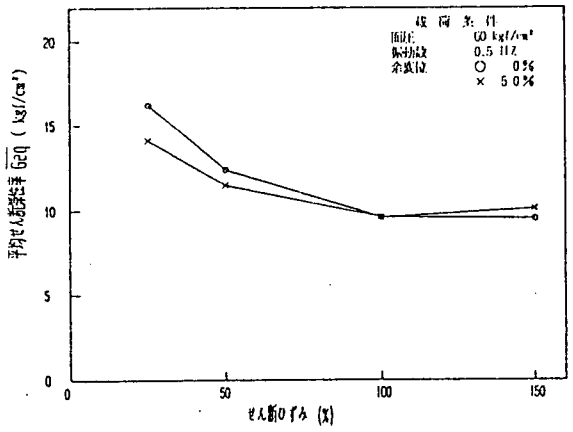
表－1.1.1.10　面圧依存性

	面　圧　kgf/cm²			
	30	60	80	100
Geqの比	1.08	1.00	0.98	0.97
Heqの比	0.92	1.00	1.04	1.08

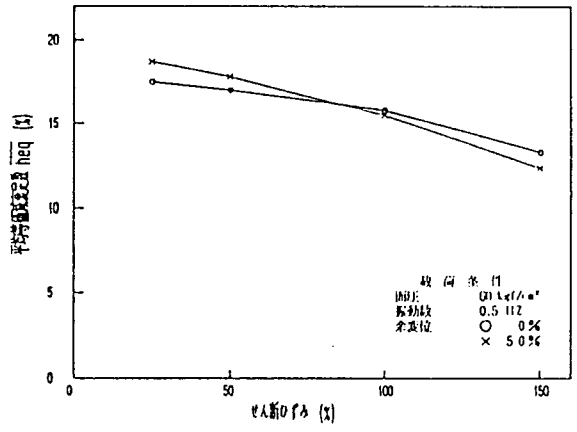
注）面圧 60 kgf/cm²の場合を 1.0としている

④　予変位依存性

50％予変位を与えた場合の特性について予変位のない場合と比較して図－1.1.1.21および22に示したが、ひずみ振幅 100％以下の領域では予変位を与える事により$\overline{Geq}$は小さく$\overline{Heq}$は大きくなり、100％以上の領域では逆転する傾向を示している。しかし予変位の影響の最も大きい25％ひずみ時でも、予変位有無による特性値の差は20％以内であり、この影響は比較的小さい。



図－1.1.1.21　$\overline{Geq}$の予変位依存性



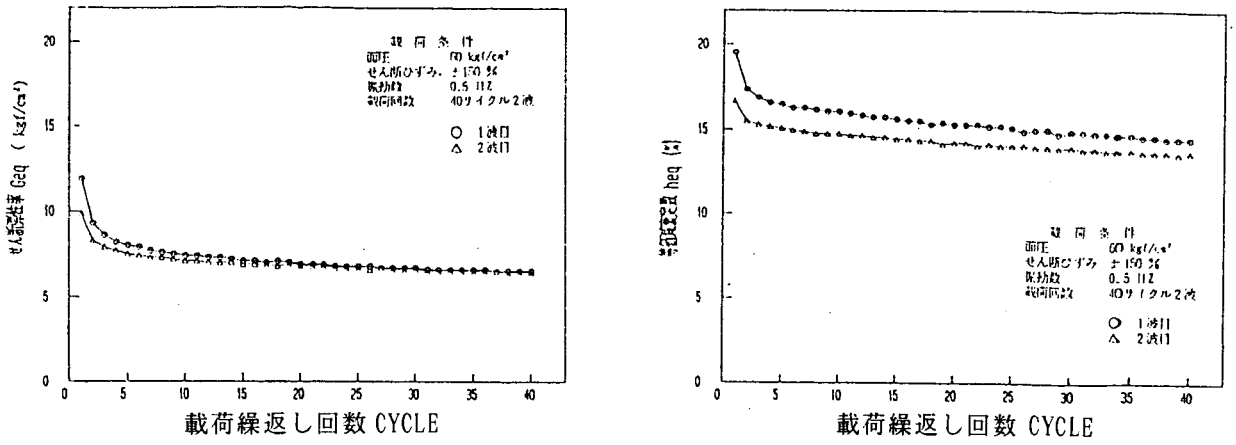
図－1.1.1.22　$\overline{Heq}$の余変位依存性

⑤　動的疲労特性

振動数 0.5Hz 、ひずみ振幅±150 ％で40回の加振を24時間の休止時間をはさんで２度与えた時の特性値の変化を図－1.1.1.23に示す。

加力回数の増加に伴い、Geq、Heqとも減少する傾向が見られるが、これは温度上昇の影響と考えられる。各40回加振後の温度上昇は約15℃であった。

高減衰ゴム支承の疲労に対する安定性をみるため前40回を基準にして後40回を比較すると、$\overline{Geq}$は0.95倍、$\overline{Heq}$は0.92倍程度で特性への影響は少なく十分な耐久性を有しているものと考えられる。



a）せん断弾性率　　b）等価減衰定数

図－1.1.1.23　動的繰返し試験結果

⑥　基本特性試験結果と一斉共通実験結果の比較

試験機能力の関係から基本特性試験では1／3モデル、一斉共通実験では2／3モデルを使用した。共通の載荷条件における測定結果を比較して表1.1.1.11に示す。これより両者の特性値の差はほぼ±10%の範囲にあり、供試体の履歴条件、測定温度条件などの違いを考えると良く一致していると考えられる。

表－1.1.1.11　基本特性試験と一斉共通実験の結果比較

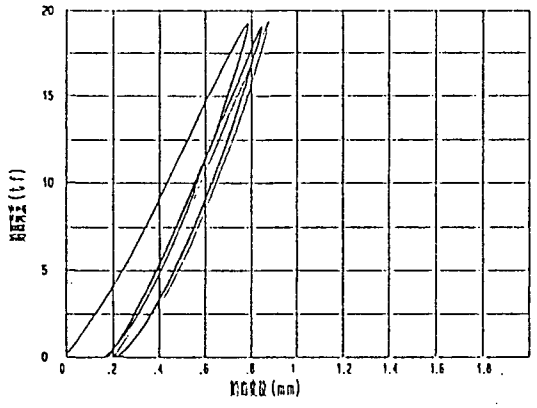
試験条件			平均せん断弾性率　kgf/cm²			等価減衰定数　%			備　考
面　圧	振動数	せん断ひずみ	①1/3モデル	①2/3モデル	①／②	①1/3モデル	①1/3モデル	①／②	
60 kgf/cm²	0.1 Hz	25%	13.4	14.4	0.93	17.5	17.5	1.00	履歴経験後の供試体
		50%	10.1	10.6	0.95	16.7	16.9	0.99	
		100%	7.9	8.3	0.95	15.5	15.8	0.98	
		150%	7.8	7.9	0.99	12.8	14.0	0.91	
	1.0 Hz	25%	16.3	14.9	1.09	17.9	18.9	0.95	同　上
		50%	12.1	11.3	1.07	17.5	18.4	0.95	
		100%	9.1	8.6	1.06	16.5	17.9	0.92	
	0.5 Hz	150%	7.8	9.0	0.87	16.2	15.9	1.02	履歴未経験
			7.4	8.6	0.86	14.9	14.6	1.02	履歴経験後

⑦　圧縮剛性

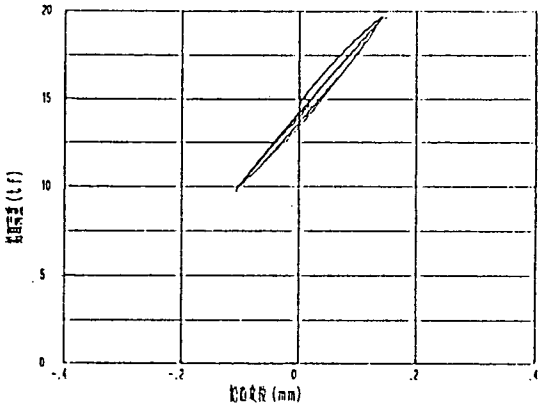
面圧0～80kgf/cm²、40～80kgf/cm²間の履歴曲線を図－1.1.1.24～25に示す。又圧縮剛性を表1.1.1.12に示す。

表－1.1.1.12　圧縮剛性

加振回数	圧　縮　剛　性　tf/cm	
	面圧0～80kgf/cm² 間	面圧40～80kgf/cm² 間
1	244.9	395.3
2	283.7	393.4
3	288.5	391.3
平　均	272.4	393.3



図－1.1.1.24　鉛直履歴曲線
（面圧0～80kgf/cm²）



図－1.1.1.25　鉛直履歴曲線
（面圧60±20kgf/cm²）

b．クリープ試験

図－1.1.1.26は、両対数表示した3000時間のクリープ試験の結果である。ほぼ直線的に変化する。100時間以上について回帰式を求め50年後のクリープ量を推定すると以下の通りである。

回帰式　log C　＝　－0.469 ＋ 0.130 log t　（重相関係数　0.9961）

ここで、Cはクリープ量（%）、tは時間（hr's）である。

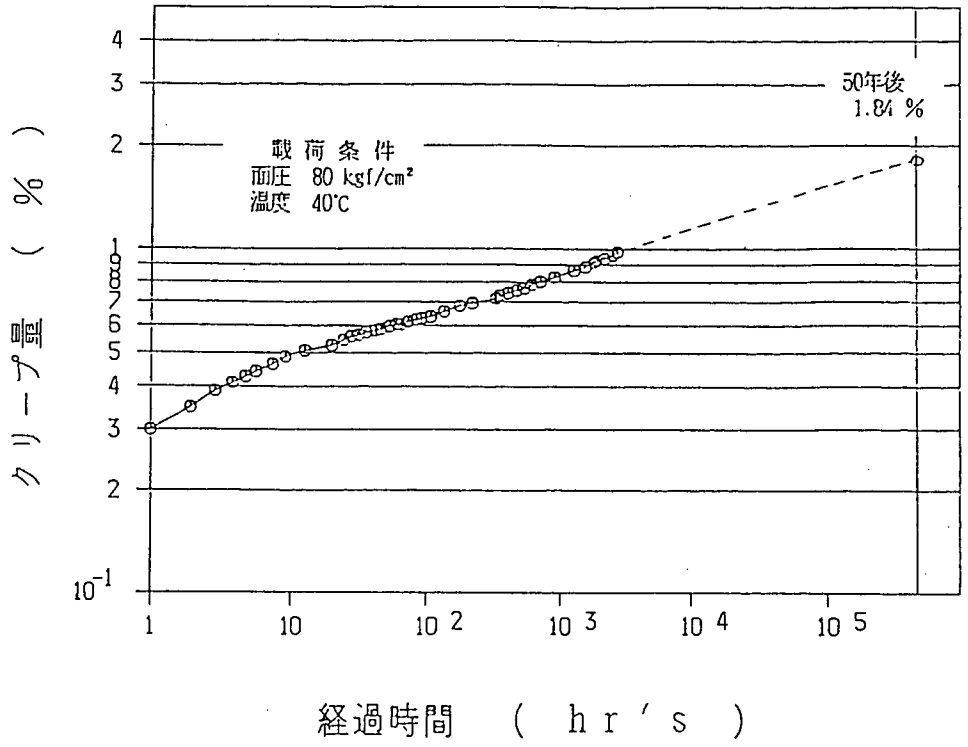
50年後のクリープ量

条件　　：　面圧80kgf/cm²　温度40℃

クリープ量：　1.84%

v）平成3年度の研究計画

平成3年度は、主として免震装置の耐久試験と設計方法の開発を行う。開発の概要を表－1.1.1.13に示す。



図－1.1.1.26　クリープ試験結果

表－1.1.1.13　今後の研究計画

項目		供試体	実用内容
耐久試験	経年変化	スケールモデル	促進劣化試験後の特性変化を測定する
	破断試験	スケールモデル	破断に至るまで変形を与え、大変形安定性、終局強度、終局ひずみを確認する
実大特性試験		1／1モデル	実大モデルの静的せん断試験による特性を測定する
設計方法の開発		———	今回得られた諸特性を基に免震装置の具体的設計方法を開発する

＜民側担当会社＞　横浜ゴム株式会社

1.1.2　高減衰ゴム支承（その２）

(1) 開発の概要

特殊配合のゴムを使用して減衰効果を持たせる高減衰ゴム支承（ＨＤＲ）の開発および天然ゴム系配合ゴムを使用しながらも特殊構造（従来の支承がゴムと内部鋼板との交互積層構造であるのに対し、タイヤコードを交互積層させたもの）により減衰効果を持たせるＴＲ－ＲＢ（繊維補強ゴム支承）の開発を行った。

道路橋用支承はコンパクトな設計が要求されるため高減衰ゴム支承はせん断弾性率Ｇ＝10kgf/㎠と比較的高いゴム材料を開発した。

一方、ＴＲ－ＲＢは構造により減衰を持たせることをねらいとしているので、温度依存性が小さく耐候性が良好な天然ゴム系の材料（Ｇ＝5.2 kgf/㎠）で開発を行った。

また免震装置としての基本性能を把握するため、スケールモデルによる、基本特性実験を行った。次に実大品に近いモデル（反力100tf,□400㎜)により一斉共通実験を実施した。

２種の実験により、スケールモデルと実大モデルとの差異、および今後の開発課題が明確になった。

(2) 免震装置の構造

ｉ）高減衰ゴム支承（ＨＤＲ）

高減衰ゴム支承の構造は、材料自身に減衰を持たせた高減衰ゴム層と内部鋼板を交互に積層し、さらにその上下にフランジプレートを積層して加流接着により一体成形したものである。ここで想定する支承構造を図－1.1.2.1 に示す。

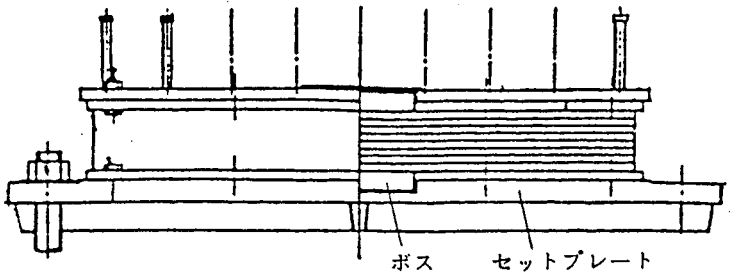
積層体は角形で、上下部構造とはセットプレートにて固定し、セットプレートと積層体はボルトおよびフランジに設けられたボスで固定する（この時せん断力はボルトではなく主にボスで受ける）。

ii）ＴＲ－ＲＢ（繊維補強ゴム支承）

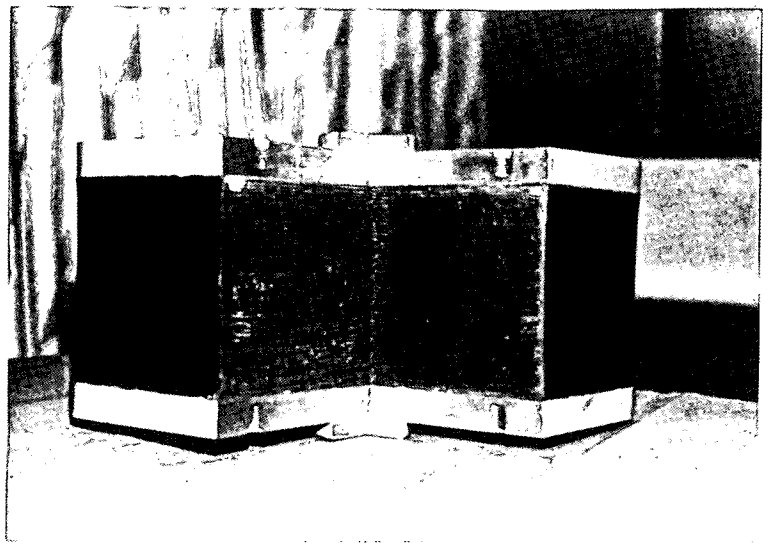
ＴＲ－ＲＢ構造はタイヤコード（ポリエステル系繊維にゴムをトッピングして厚さ 1.0～1.3 ㎜にしたもの、繊維はスダレ織で一方向織のもの）を１プライ毎に交互に直交させて積層し、その上下にフランジプレートを積層して加流接着により一体成形したものである。

その他は基本的にはｉ）と同様の構造である。

ＴＲ－ＲＢのカット断面を写真－1.1.2.1 に示す。



図－1.1.2.1　高減衰ゴム支承概略図



写真－1.1.2.1　ＴＲ－ＲＢ（繊維補強ゴム支承）

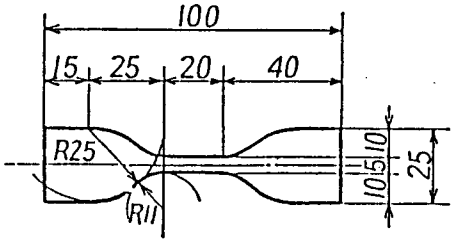
(3)　ゴム材料の基本物性試験

高減衰ゴム支承のゴム素材についてＪＩＳK6301「加流ゴムの物理試験方法」に基づき引張試験、硬さ試験およびオゾン劣化試験を行った。

ｉ）高減衰ゴム

ａ．引張試験

①　方法　・試験片　　厚さ3㎜以下の3号型ダンベル状試験片
（図－1.1.2.2）
・試験機　　島津製作所製オートグラフ
・温度　　23℃
・引張速度　500mm/min

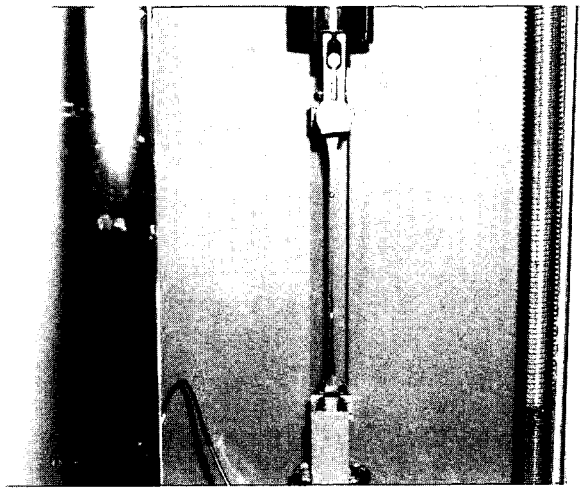


図－1.1.2.2　3号型ダンベル

②　結果

表－1.1.2.1 引張強さ

100%モジュラス（kgf/㎠）	引張強さ（kgf/㎠）	切断時伸び（%）
28	162	510



写真－1.1.2.2　引張試験状況

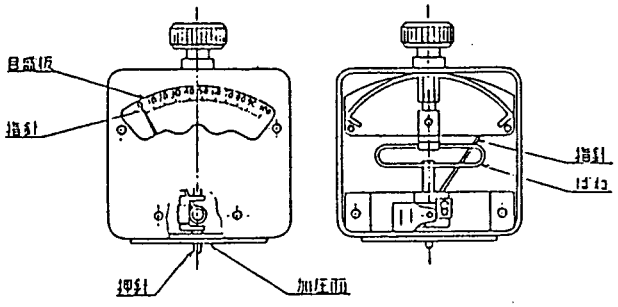
b．硬さ試験

① 方法　・試験片　　厚さ2㎜の試験片を6枚重ねる。

・試験器　　スプリング式硬さ試験機A型

（図－1.1.2.3 ）

・温度　　23℃



図－1.1.2.3　スプリング式硬さ試験機A型

② 結果　　Hs（JISA）63

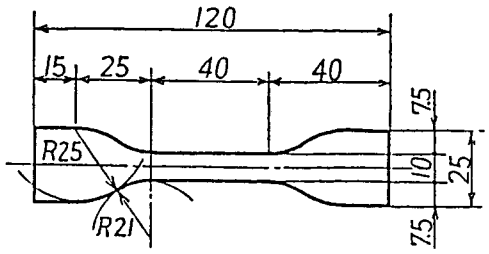
ii）被覆ゴム

c．オゾン劣化試験

① 方法　・試験片　　1号型ダンベル状試験片

（図－1.1.2.4 ）

・試験機　　スガ試験機製オゾンウェザーメーター



図－1.1.2.4　1号型ダンベル

② 結果　試験条件及び結果を表－1.1.2.2 に示す。

表－1.1.2.2　オゾン劣化試験結果

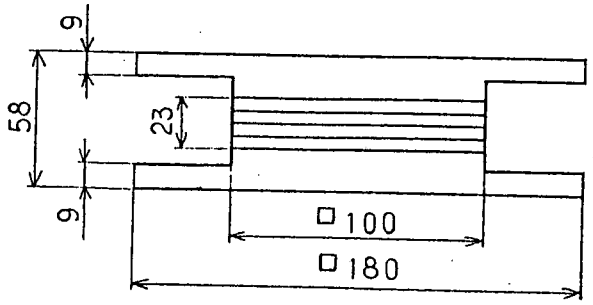
温　度　(%)	40		
オゾン濃度 (ppm)	100		
伸長率　(%)	20		
時　間　(hrs)	12	24	36
亀裂状態	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし

(4) 基体特性実験

スケールモデル（□100㎜)に対して、図－1.1.2.7 に示す様な装置で鉛直載荷した状態で水平変位を与え、表－1.1.2.4 に示す様に、各条件下で、特性実験を行い、特性に対する実験条件による依存性を確認した。この時「荷重－変位履歴曲線」から等価剛性、等価粘性減衰定数を求めた。

i）供試体

a．高減衰ゴム支承（HDR）



① 目標反力　6 tonf（面圧60kgf/㎠)
② 形状　□100 ×23H
③ ゴム層　5㎜×4層
④ 内部鋼板　1㎜×3枚

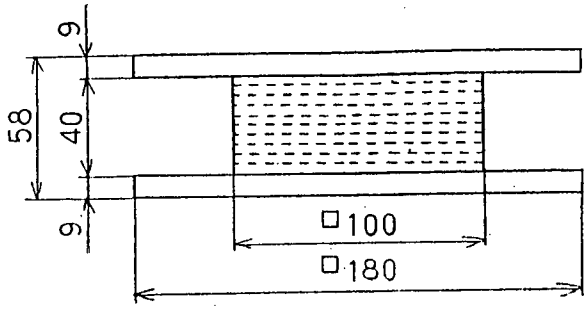
図－1.1.2.5　高減衰ゴム支承供試体

b．ＴＲ－ＲＢ（繊維補強ゴム支承）

① 目標反力　6 tonf（面圧60kgf/cm²）

② 形状　　□100 ×40H

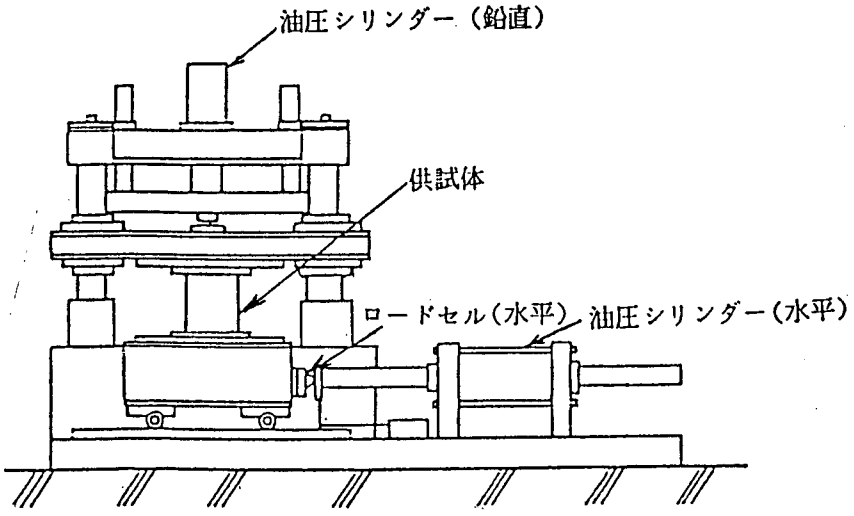
③ ﾀｲﾔｺｰﾄﾞ ﾌﾟﾗｲ数　40プライ



図－1.1.2.6　ＴＲ－ＲＢ供試体

ii）試験装置（二軸試験機）

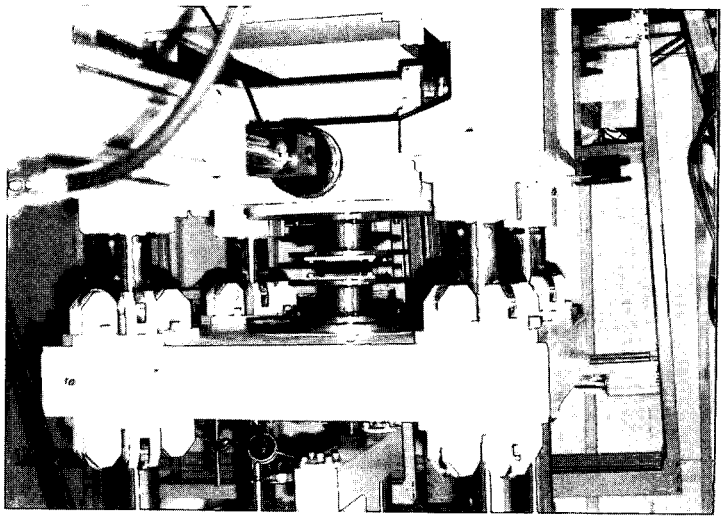
図－1.1.2.7 に示す様に供試体に油圧シリンダー（鉛直）により鉛直荷重を加えながら油圧シリンダー（水平）により、供試体にせん断変形を与える構造となっている。水平方向、鉛直方向の荷重は各加力装置に取り付けたロードセルによって計測し、水平変位は基盤に取り付けた変位計により計測し、鉛直変位は、取付板に取り付けたダイヤルゲージにより計測した。加力能力を表－1.1.2.3 に、試験装置及び供試体加力状況を写真－1.1.2.3 、写真－1.1.2.4 に示す。



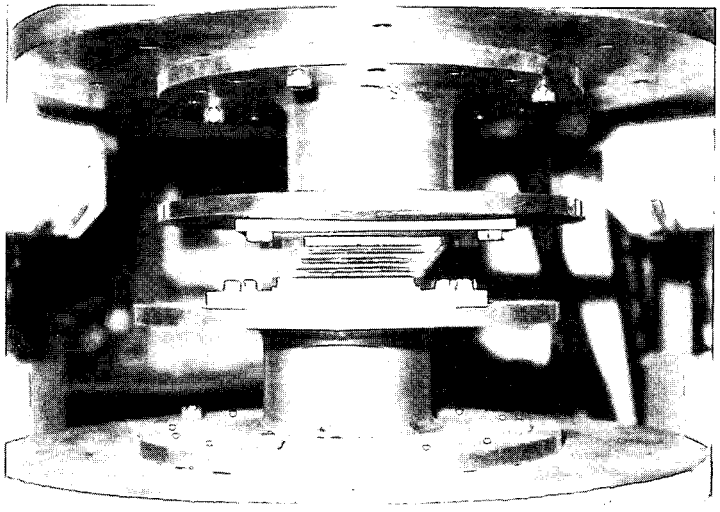
図－1.1.2.7　二軸試験機

表－1.1.2.3　試験装置の加力能力

加力方向	荷重容量	ストローク
鉛直方向	20 tf	±200 mm
水平方向	±5 tf	±200 mm



写真－1.1.2.3　二軸試験機



写真－1.1.2.4　供試体加力状況

iii）基本特性実験項目と条件

表－1.1.2.4 に各実験項目と実験条件を示す。

表－1.1.2.4　基本特性実験項目と条件　　気温18℃

実験項目	面圧（kgf/㎠）	振動数（Hz）	せん断ひずみ　（%）
a．ひずみ依存性確認実験	60	0.05	±25, 50, 75, 100, 125, 150
b．面圧依存性確認実験	30, 60, 90	0.05	±100
c．振動数依存性確認実験	60	0.01, 0.05 0.1, 0.5	±100

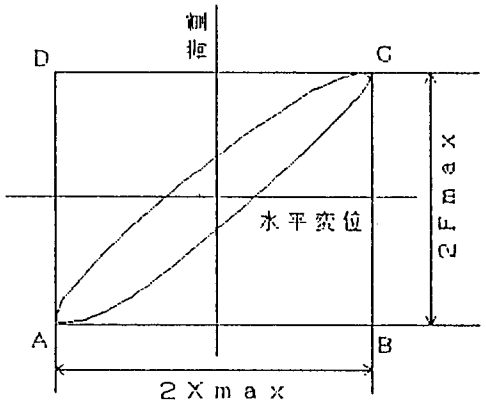
水平加力は各条件下でそれぞれ3回行い、3回目の履歴曲線から特性値を（等価剛性Keq、等価粘性減衰定数 heq）を以下の方法により算定する。

図－1.1.2.8 の履歴曲線において、最大変位をXmax 、この時の荷重をFmax としたとき、

Keq＝2 Fmax ／2 Xmax

で表される。

履歴曲線で囲まれる面積を△W、△ＡＢＣの面積をWとすると heq＝(１／π)・(△W／W)で表される。



図－1.1.2.8　履歴曲線

iv）基本特性実験結果

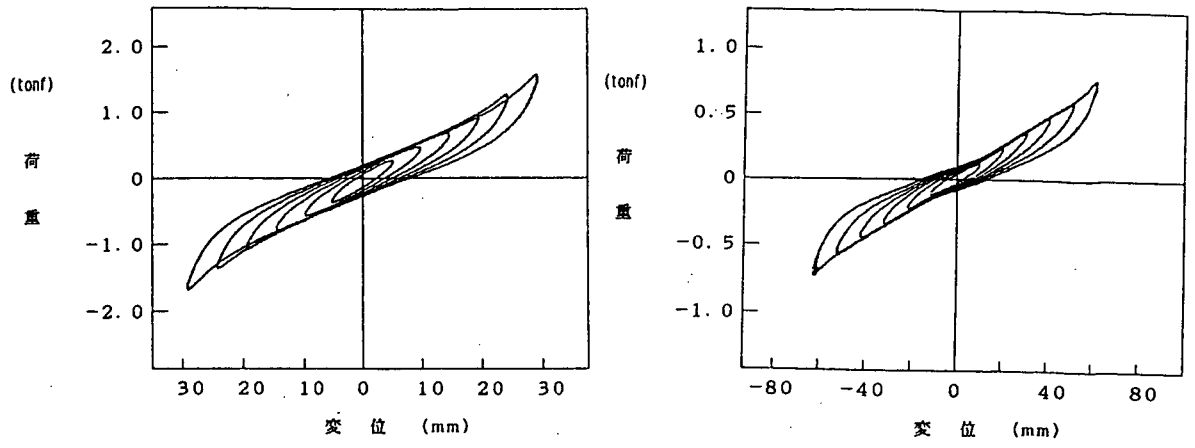
a．ひずみ依存性確認実験

ＨＤＲおよびＴＲ－ＲＢについての実験結果を表－1.1.2.5 および図1.1.2.9 （履歴曲線）に示す。また、等価粘性減衰定数 heqとせん断ひずみγとの関係を図－1.1.2.10に、等価剛性Keqから求めたせん断弾性率Geqとγとの関係を図－1.1.2.11に示した。

等価粘性減衰定数はＨＤＲはひずみが大きくなるに従って減少する傾向にあるが、ＴＲ－ＲＢはほとんど変化が見られない（ひずみ100 %の時の値を1とするとひずみ25～150 %の時の値はＨＤＲで1.3 ～0.8 、ＴＲ－ＲＢで1.05～0.95程度）。一方、せん断弾性率（または等価剛性）はＨＤＲ、ＴＲ－ＲＢともにひずみが大きくなるに従って減少するが、ＨＤＲはひずみ150 %よりハードニング発生傾向が見られる（ひずみ100 %の時の値を1とするとひずみ25～150 %の時の値はＨＤＲで1.4 ～1.05、ＴＲ－ＲＢで1.2 ～1程度）。

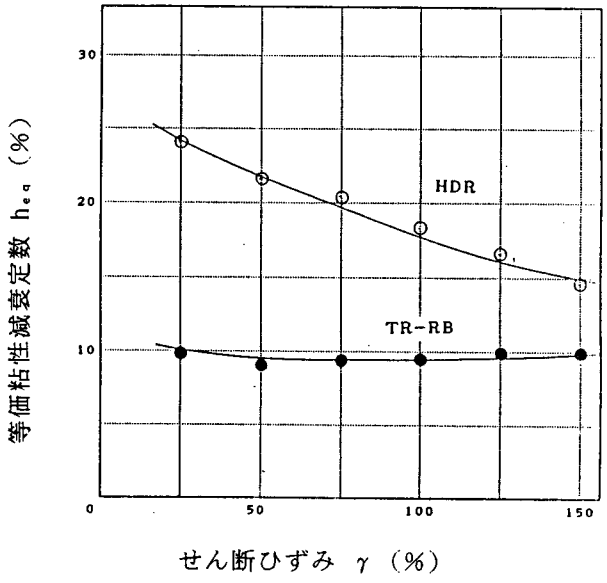
表－1.1.2.5　ひずみ依存性確認実験測定結果　　面圧　60kgf/cm²
振動数　0.05Hz

	γ　(%)	25	50	75	100	125	150
HDR	Keq (kgf/cm)	790	669	617	572	572	599
	heq　(%)	24.3	21.7	20.6	18.4	16.6	14.5
TR－RB	Keq (kgf/cm)	156	140	137	131	132	131
	heq　(%)	9.8	9.0	9.4	9.5	9.9	9.9

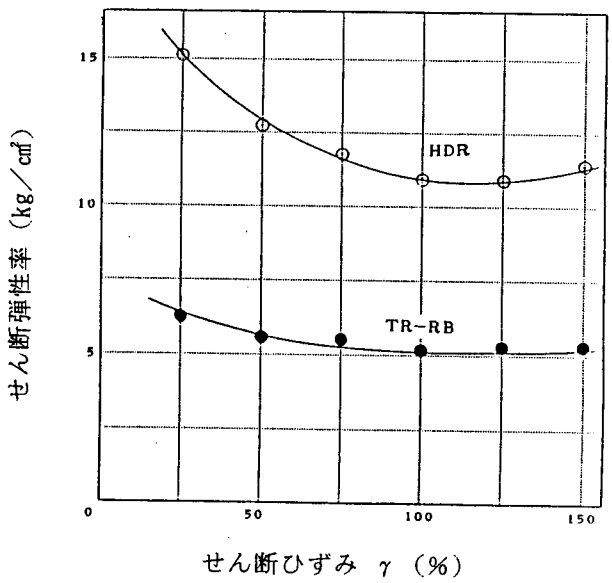


a) HDR　　b) TR－RB

図－1.1.2.9　履歴曲線



図－1.1.2.10　等価粘性減衰定数のひずみ依存性



図－1.1.2.11　せん断弾性率のひずみ依存性

b．面圧依存性確認実験

表1.1.2.6 および図－1.1.2.13, 14に、面圧の変化が特性値に与える影響を示す。

等価粘性減衰定数はＨＤＲ、ＴＲ－ＲＢともに面圧が高くなるに従って増加する傾向が見られる（面圧60kgf/cm²の時の値を１とすると面圧30～90kgf/cm²の時の値はＨＤＲで0.8 ～1.2 、ＴＲ－ＲＢで0.6 ～2.5 となる）。一方せん断弾性率（または等価剛性）はＨＤＲ、ＴＲ－ＲＢともに面圧変化による影響は微小である（面圧60kgf/cm²の時の値を１とすると面圧30～90kgf/cm²の時の値はＨＤＲで0.9 ～1 、ＴＲ－ＲＢで0.8 ～１程度）。

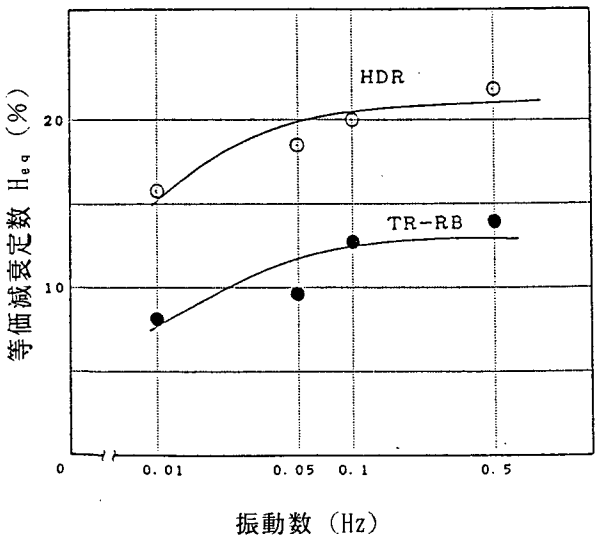
c．振動数依存性確認実験

表－1.1.2.7 および図－1.1.2.14, 15に、振動数変化が特性値に与える影響を示す。

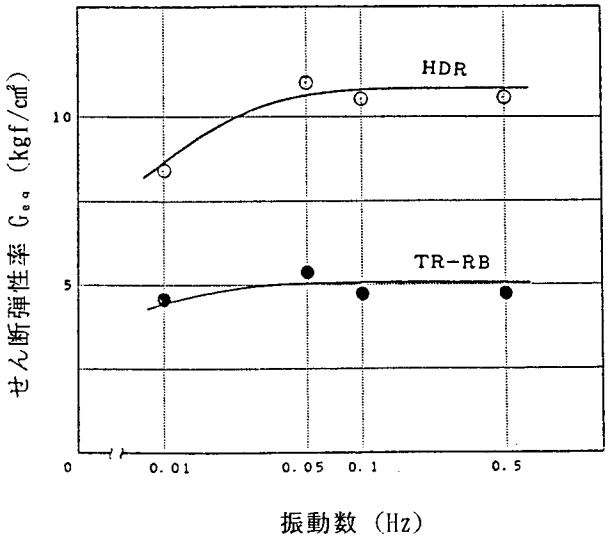
等価粘性減衰定数はＨＤＲ、ＴＲ－ＲＢともに振動数が高くなるに従って増加する傾向が見られる（振動数0.05Hz の時の値を１とすると振動数0.01～ 0.5Hz の時の値はＨＤＲで0.85～1.2 、ＴＲ－ＲＢで0.85～1.45程度）。一方、せん断弾性率（または等価剛性）はＨＤＲ、ＴＲ－ＲＢともに振動数が高くなるに従って増加するが、ＴＲ－ＲＢは振動数変化による影響が比較的小さい（振動数0.05Hz の時の値を１とすると振動数0.01～ 0.5Hz の時の値はＨＤＲで0.75～１、ＴＲ－ＲＢで0.85～１程度）。

表－1.1.2.7　振動数依存性確認実験測定結果（面圧60kgf/cm², ひずみ振幅 100％）

	f　(Hz)	0.01	0.05	0.1	0.5
HDR	Keq (kgf/cm)	435	572	547	546
	heq　(%)	15.7	18.4	20.0	21.8
TR－RB	Keq (kgf/cm)	113	131	116	116
	heq　(%)	8.0	9.5	12.7	13.8



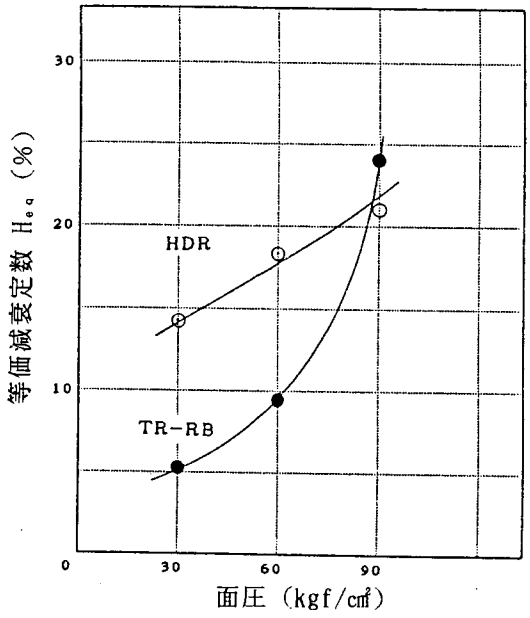
図－1.1.2.14　等価粘性減衰定数の振動数依存性



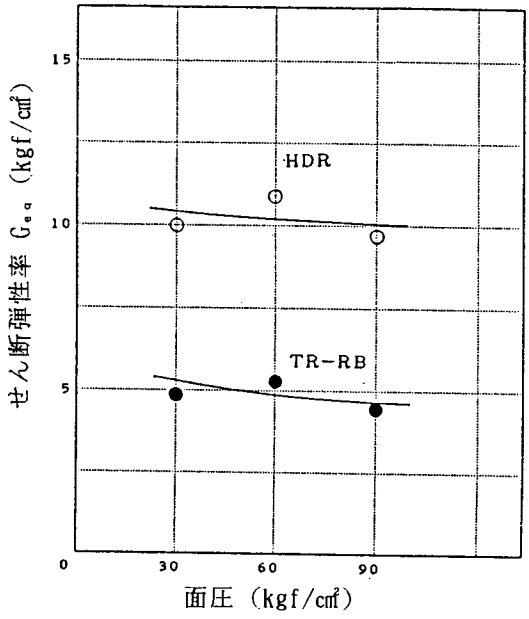
図－1.1.2.15　せん断弾性率の振動数依存性

表－1.1.2.6　面圧依存性確認実験測定結果　（f＝0.05Hz，r＝100%）

	σ (kgf/cm²)	30	60	90
HDR	Keq (kgf/cm)	521	572	505
	heq (%)	14.2	18.4	21.1
TR－RB	Keq (kgf/cm)	119	131	108
	heq (%)	5.2	9.5	24.1



図－1.1.2.12　等価粘性減衰定数の面圧依存性



図－1.1.2.13　せん断弾性率の面圧依存性

(5)　減衰の支承形状及び等価剛性（及びせん断弾性率）依存性の検討

スケールモデル（□100 mm）による特性試験において、ＨＤＲの等価粘性減衰定数は目標値の15%を満足しているのに対し、ＴＲ－ＲＢのそれは約10%であった。一方、一斉共通実験から得られた等価粘性減衰定数は、さらに低い値であった（詳細は1.3.3.（２）を参照）。これは主に支承の形状及び等価剛性（及びせん断弾性率）が高いことによる影響と考えられる。

これらの現象を定量的に検証するため、以下の検討を行った。

ｉ）高減衰ゴム支承の形状と減衰定数との相関性について

高減衰ゴム支承の形状と減衰定数との相関性を検討するため、以下の試験を行った。

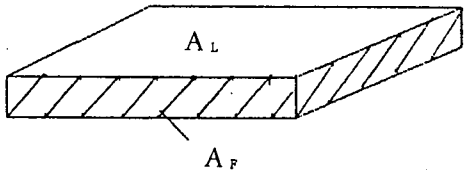
ａ．供試体形状

使用した供試体の形状と定数を表－1.1.2.8 に示す。供試体No.8 は一斉共通実験のそれと共通である。

表－1.1.2.8　供試体形状と形状係数

	形　状		係　数		備　考
No.	平面形状	ゴム層 (te×n)	一次形状係数 (S_1)	受圧面積/ゴム総厚 ($\frac{AL}{te \times n}$)	
1	□100	5㎜×4層	5.0	50	新らたに用意した供試体
2	□250	12㎜×3層	5.2	174	
3	□250	12㎜×4層	5.2	130	
4	□250	12㎜×9層	5.2	58	
5	外径φ135 内径φ105	1㎜×30層	7.5	19	
6	外径φ135 内径φ 95	1㎜×30層	10.0	24	
7	外径φ135 内径φ 55	1㎜×30層	20.0	40	
8	□400	7㎜×12層	15.1	183	一斉共通実験供試体

ここで一次形状係数S_1は受圧面積A_Lとゴム一層の自由面積A_Fとの比$S_1 = A_L / A_F$で定義される定数である。



図－1.1.2.16　受圧面積と自由面積

b．HDRの配合

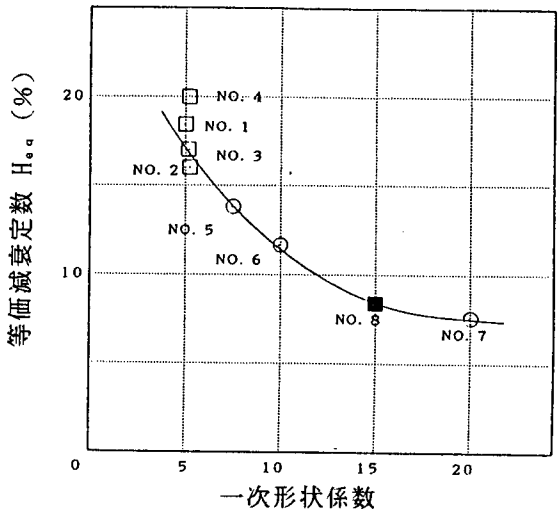
基本配合は同じであるが、せん断弾性率が異なる2種類のゴム（A，B）を用意した。供試体と2種のゴムの関係を表－1.1.2.9に示す。

表－1.1.2.9　配合と供試体

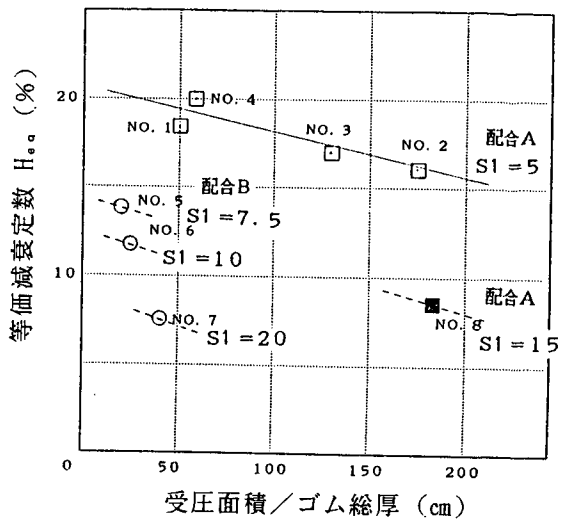
配　合	せん断弾性率 (kgf/㎠)	供試体　No.
A	10	1，2，3，4，8
B	5	5，6，7

c．形状依存性

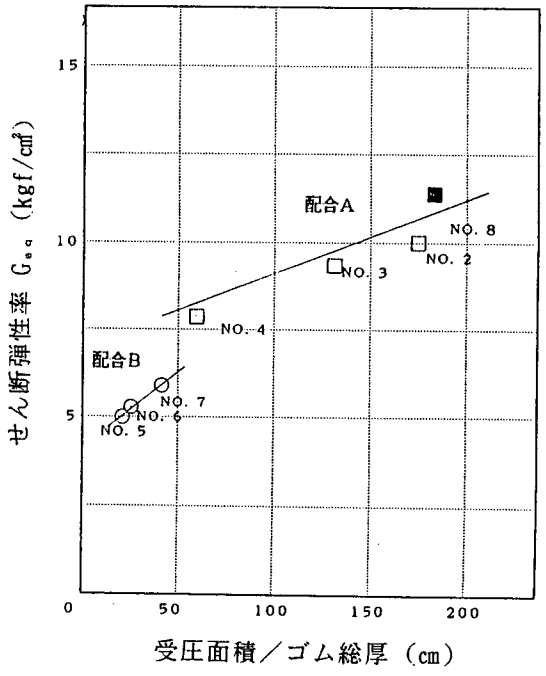
等価粘性減衰定数およびせん断弾性率と各係数との関係を図－1.1.2.17～19に示す（ただし面圧60 kgf/cm²、振動数0.05Hz、ひずみ100％時の特性値）。



図－1.1.2.17　一次形状係数依存性
（等価粘性減衰定数）



図－1.1.2.18　受圧面積／ゴム総厚依存性
（等価粘性減衰定数）



図－1.1.2.19　受圧面積／ゴム総厚依存性　（せん断弾性率）

試験結果から以下のことが考えられる。

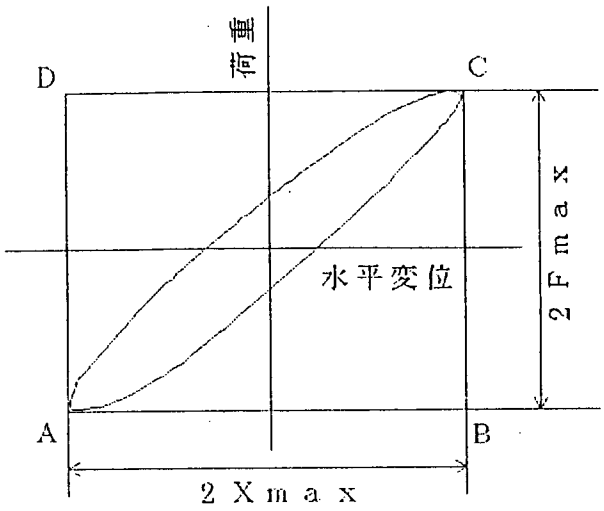
① 等価粘性減衰定数 heqは一次形状係数S_1が大きくなるに従って下がる傾向にある

② 同一材料でS_1が同じである場合、 heqは受圧面積とゴム総厚との比 Al／te×nが大きくなるに従って下がる傾向にある

③ Al／te×nが大きくなるに従って（見かけの）せん断弾性率Geqは大きくなる傾向にある

④ S_1 及びAl／te×nを小さくすることにより heqは大きくなるものと考えられる

ii）等価剛性（およびせん断弾性率）による影響



図－1.1.2.20において同一ひずみで吸収エネルギー△W（履歴曲線で囲まれた面積）が等しい場合、等価剛性Keqが高い程△ＡＢＣの面積は大きくなり heq＝（１／π）・（△W／W）は小さくなる。よって以下のことが考えられる。

図－1.1.2.20　履歴曲線

① 一斉共通実験の供試体はゴムのせん断弾性率Geqが比較的大きいため heqが小さくなったものと考えられる。

② 吸収エネルギーを変えずにゴム材料のGeqを下げることによりKeqは下がり、 heqは上がるものと考えられる。

③ 形状によりKeqを低くすることによっても heqを上げることは可能と考えられる。

(6) 平成３年度の研究計画

平成３年度は本共同研究における基本特性実験および一斉共通実験における結果の差異の原因を究明し、実橋を想定したさらに大型のモデルでの特性試験を行う予定である。試験項目は以下の通りである。

① 形状依存性の確認

スケールモデルによって、形状による減衰および剛性への依存性を調べる

② 高減衰ゴムの開発

減衰性をさらに高めたゴムの開発を行う

③ 温度依存性の小さいゴムの開発および確認実験

温度依存性の小さいゴムを開発しスケールモデルによる確認実験を行う

④ 実大特性試験

実大モデルによる特性試験を行う

＜民側担当会社＞　東洋ゴム工業株式会社

1.1.3　高減衰ゴム支承（その３）

(1) 開発の概要

道路橋用免震装置に最も適した高減衰ゴム支承として、従来の高減衰ゴムと同等の減衰性能を持ち、せん断弾性率の比較的高いゴム材料による高減衰ゴム支承を開発した。

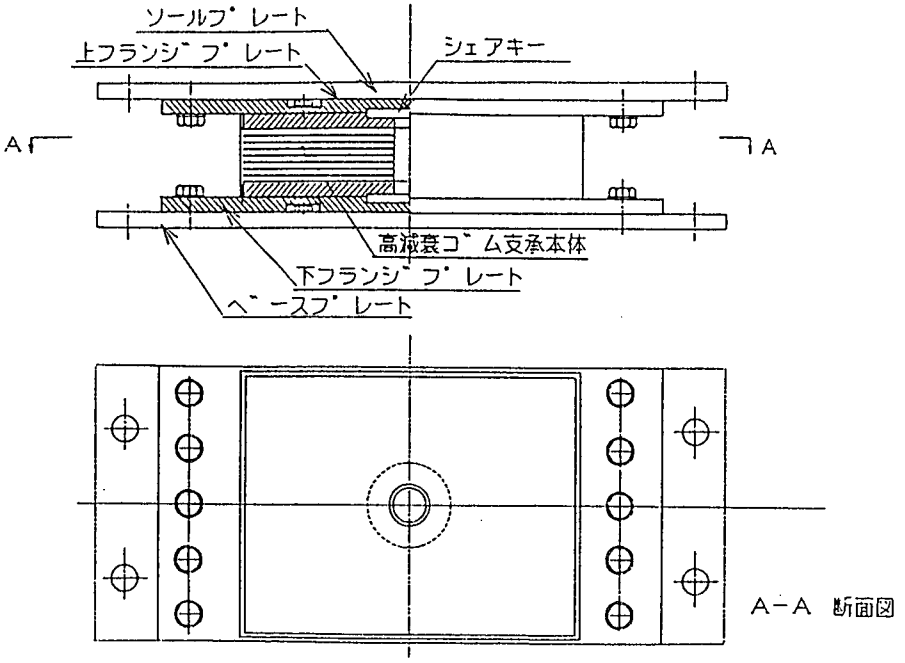
これは、道路橋では伸縮装置の性能上等から過大な応答変位は許されず、また地震時に橋梁は免震支承と橋脚との合成ばねによって応答するため、支承単体での水平剛性は建築などに比べ比較的剛なものが要求されるためである。また、免震装置の設置される橋脚上のスペースも限られたものであり、これに対しよりコンパクトな支承を設計するためにも、弾性率の高い高減衰ゴム支承が有利と考えられる。

今年度は、このためにせん断弾性率Ｇ＝13（kgf/cm²）、減衰定数ｈ＝0.15程度を目標とした高減衰ゴム材料を開発し、これによる免震装置のスケールモデルを試作して、基本特性実験を実施した。

この結果、想定した使用条件においてほぼ目標通りの諸特性が得られ、安定した挙動を示すことが確認された。

(2) 免震装置の構造

開発した免震装置は、本体に材料自体がばね性能と減衰性能を持つ高減衰ゴムを用い、これによるゴム層と鋼板を交互にはり合わせて一体成型した積層構造になっている。この積層体を上部構造側に固定されるソールプレートに対し上フランジプレートで取り付け、下部構造側に固定されるベースプレートに対しては下フランジプレートで取り付ける構造となっている。積層体は橋梁の状態等に合わせ、円形または矩形の形状がとられる。また、上下フランジプレートも積層体と一体構造としたものと、積層体に埋め込まれた鋼材にボルトで取り付ける構造のものがある。図－1.1.3.1 に高減衰ゴム支承の一例を示す。



図－1.1.3.1　高減衰ゴム支承の概略図

(3) ゴム素材の開発と材料の基本特性試験

免震装置に用いる加流ゴム素材を開発し、材料試験によりその基本特性を明らかにした。

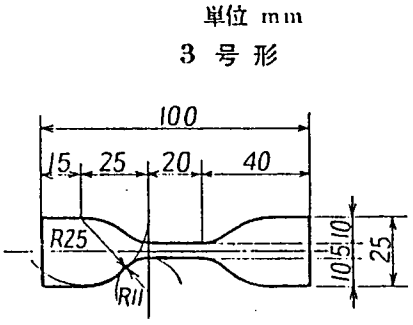
i）試験項目と方法

支承本体に用いる高減衰ゴムに対して、ＪＩＳ－K6301「加流ゴム物理試験方法」に基づく引張り試験により引張り強さ、伸びおよび引張り応力を、また硬さ試験によりゴム硬度を求める。また、免震装置として外気に接する部分の被覆ゴム材料の耐久特性をみるため、オゾン劣化試験を実施する。

a）高減衰ゴム素材の引張り試験

① 試験片

試験片は、ゴム支承と同一条件により加流したゴム板から、打ち抜き型により打ち抜いて製作した。試験片の形状はＪＩＳダンベル状試験片３号形とした。試験片の形状及び基準寸法を図－1.1.3.2 、写真－1.1.3.1 、表－1.1.3.1 に示す。



図－1.1.3.2　ＪＩＳ３号試験片形状



写真－1.1.3.1 試験に用いた引張試験片

表－1.1.3.1　試験片の基準寸法

形　状	形　別	主要部分の寸法　(mm)			
		行部分の幅	平行部分の長さ	平行部分の厚さ	標線距離
ダンベル状	３号形	5	２０	３以下	２０

② 試験装置

試験装置はダンベル試験片をくわえ込み、一定の速さで引張ったときの荷重と変位を測定できるものとした。写真－1.1.3.2

万能引張り試験機：島津オートグラフIS－5000（最大荷重５tf）

③ 試験方法

ｲ)引張り強さおよび伸びの測定

引張り強さは、試験片の切断に至るまでの荷重を読み取り、伸びは切断時の標点間の長さを測定する。

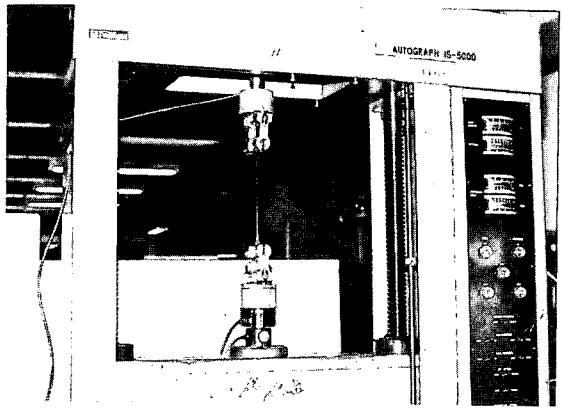
引張り速度：500 ㎜／分

ﾛ)引張り応力の測定

標点間の距離が所定のひずみに相当する長さに達したときの荷重を読み取る。

引張り速度：500 ㎜／分

測定ひずみ：100, 200, 300 %



写真－1.1.3.2　引張り試験装置

④ 特性値の計算方法

引張り強さ、伸びおよび引張り応力は次式によって計算した。

ｲ)引張り強さ

$$T_B = F_B / A$$

ここに、T_B ：引張り強さ（kgf/㎠）

F_B ：最大荷重（kgf）

A ：試験片の断面積（㎠）

ﾛ)伸び

$$E_B = 100 \times (L_1 - L_0) / L_0$$

ここに、E_B ：伸び（%）

L_0 ：評点距離（㎜）

L_1 ：切断時の標点間の長さ（㎜）

ﾊ)引張り応力

$$M_n = F_n / A$$

ここに、M_n ：n%伸び時の引張応力（kgf/㎠）

F_n ：n%伸びにおける荷重（kgf）

A ：試験片の断面積（㎠）

試験片数は4個とし、引張り強さおよび伸びは測定値の大きいものから順に並べて、それぞれ $S_1 \geqq S_2 \geqq S_3 \geqq S_4$ とし、次式を用いて算定する。

$$T_B \text{または} E_B = 0.5S_1 + 0.3S_2 + 0.1(S_3 + S_4)$$

引張り応力は測定値の平均値で示す。

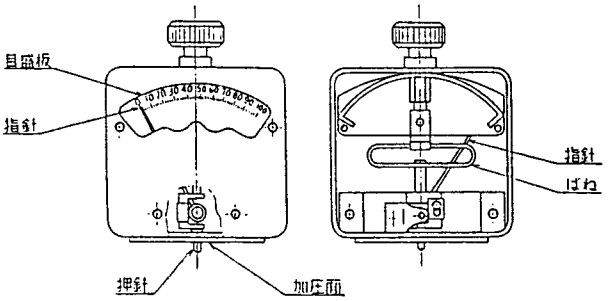
b）高減衰ゴム素材の硬さ試験

① 試験片

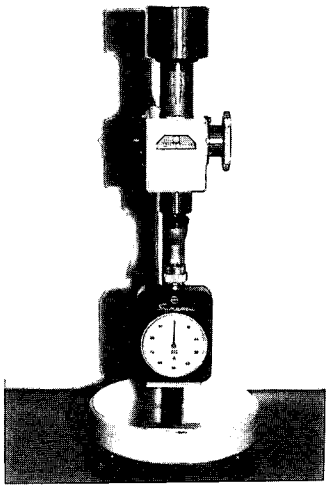
試験片は、ゴム支承と同一条件により加流した40㎜×40㎜×２㎜厚のゴム板を７枚重ねて用いた。

② 試験装置

試験装置は図－1.1.3.3 に示すスプリング式硬さ試験機A形を用いた。この試験機は、試験片片面に加圧面を接触させたとき、加圧面の中心の穴からばね圧力により突き出ている押針がゴム面によって押し戻される距離を硬さとして目盛りに示すようになっている（写真－1.1.3.3.）。



図－1.1.3.3 ｽﾌﾟﾘﾝｸﾞ 式硬さ試験機A形



写真－1.1.3.3 試験に用いた ｽﾌﾟﾘﾝｸﾞ式硬さ試験機A型

③ 試験方法

試験機を垂直に保ち、押針が試験片の測定面に垂直になるように加圧面を接触させてこの時の目盛りを読んで試験片の硬さをも求める。接触直後の値は変動が大きいため、参考に３秒後、15秒後の値も求める。測定は、資料の新しい接触点の５箇所を行い、その平均値を求める。

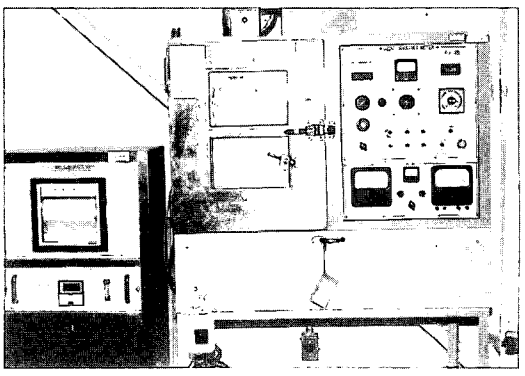
c）被覆ゴム素材のオゾン劣化試験

① 試験片

試験片は、ゴム支承と同一条件により加流した100㎜ ×10㎜× ２㎜厚の表面の平滑なたんざく状のものを用いた。

② 試験装置

写真－1.1.3.4 に示すオゾン発生装置を用いた。試験槽内は、温度40± ２℃、オゾン濃度90± ５ppm に保たれた。



写真－1.1.3.4 オゾン発生装置

③ 試験方法

50％の伸びを保持した状態で試験片を試験槽内に暴露し、定期的に観察して試験片に亀裂のはいるまでの時間と、亀裂の程度を記録する。

ii）試験結果

a）高減衰ゴム素材の引張り試験

引張り強度、伸びおよび引張り応力の測定結果を表－1.1.3.2 に示す。

表－1.1.3.2　高減衰ゴム素材の引張り試験結果　　測定時気温24℃

項　　目　　試験片 No.	1	2	3	4	X
試験片厚さ　：t (cm)	0.198	0.196	0.202	0.201	
試験片の断面積　：A (cm²)	0.099	0.098	0.101	0.1005	
最大荷重　：F_B (kgf)	11.98	12.05	12.12	12.06	
100 %伸びにおける荷重：F100 (kgf)	2.58	2.57	2.57	2.63	
200 %伸びにおける荷重：F200 (kgf)	4.06	3.92	4.24	4.12	
300 %伸びにおける荷重：F300 (kgf)	5.94	5.98	6.16	6.13	
引張り強さ　：T_B (kgf/cm²)	121	123	120	120	122
伸び　：E_B (%)	670	670	650	650	666
100 %伸び時の引張応力：M100 (kgf/cm²)	26.1	26.2	26.4	26.2	26.2
200 %伸び時の引張応力：M200 (kgf/cm²)	41.0	40	42	41	41.0
300 %伸び時の引張応力：M300 (kgf/cm²)	60	61	61	61	61.0

b）高減衰ゴム素材の硬さ試験

硬さ試験の結果を表－1.1.3.3 に示す。

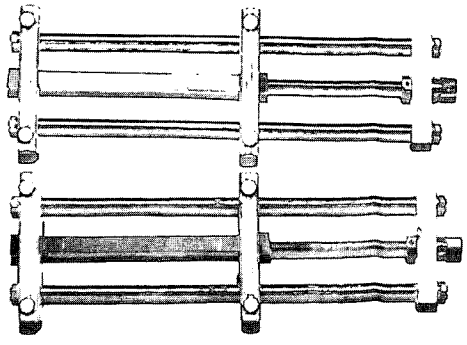
表－1.1.3.3　高減衰ゴム素材の硬さ試験結果　　測定時気温：24℃

項　　目　　試験片 No.	1	2	3	4	5	平均
加圧面接触直後硬度	79	80	79	79	80	79
加圧面接触3秒後硬度	76	77	76	76	77	76
加圧面接触15秒後硬度	73	73	73	72	73	73

c）被覆ゴム素材のオゾン劣化試験結果

オゾン環境に暴露後3400時間経過した試験片を取り出し観察したが、亀裂の発生は見られなかった。

写真－1.1.3.5 にオゾン環境暴露前後の試験片を示す。



写真－1.1.3.5　オゾン環境試験

(4) 免震装置縮尺モデル実験供試体

特性実験に用いた供試体は、常時設計反力23.9tf（支承応力度60kgf/㎠）、等価減衰比 heqが15%程度となることを目標とした縮尺モデルである。これは、下記に想定した実大の道路橋に用いる免震装置の1／5スケールモデルである。

i）想定した道路橋の仕様

o橋の形式、規模：6径間連続ＰＣボックスガーター　40.86 ×6m

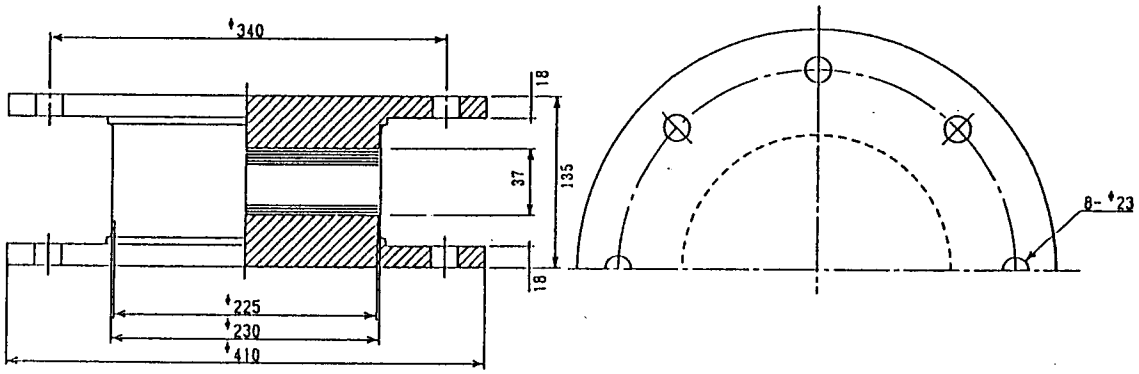
o免震装置設計目標　反力：520tf　固有周期：1.34sec　減衰定数:0.15

ii）供試体の仕様

ゴム厚　3.75mm×8層＝30mm

内部鋼板　1mm　×7枚＝7mm

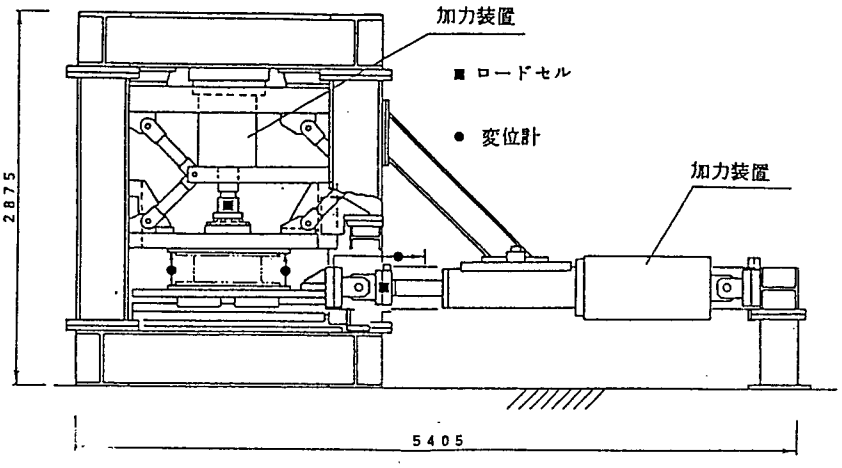
供試体数　5体（No1, No2, No3, No4, No5）



図－1.1.3.4　高減衰ゴム支承供試体

(5) 免震装置縮尺モデル実験装置（構造物二軸試験機）

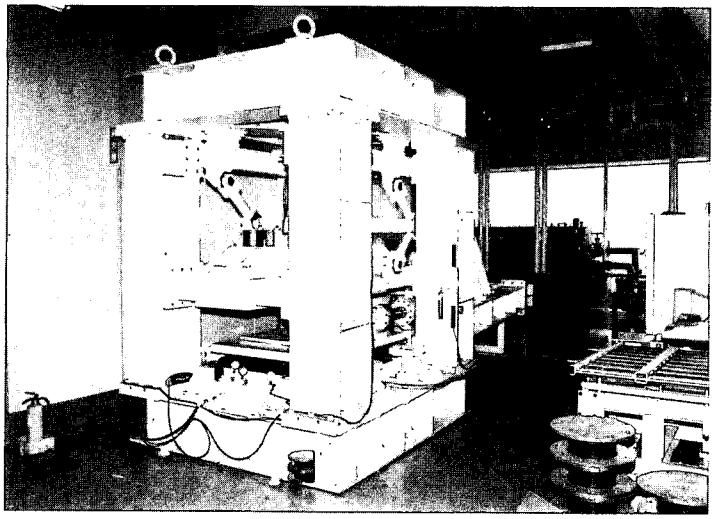
実験装置は図－1.1.3.5 に示すように、鉛直方向加力装置により鉛直荷重を加えながら、供試体を取り付けた基盤部分を加力装置により水平方向に押し引きして供試体にせん断変形を与える構造となっている。



図－1.1.3.5　構造物二軸試験機

この試験機では水平加力にかかる摩擦を最小にするために、基盤をリニアベアリングで支持し、また圧縮力が鉛直に加わるように上部加力板はリンク機構を持っている。またこの試験では、供試体に水平変形を加えるとこれにより鉛直方向に沈み込みを生ずる。そこでこの沈み込み量に追従して鉛直加力装置が働き、鉛直力を所定の値に保つようになっている。試験機の写真を写真－1.1.3.6 に、制御装置を写真－1.1.3.7 に、供試体の取り付け状況を写真－1.1.3.8 に示す。

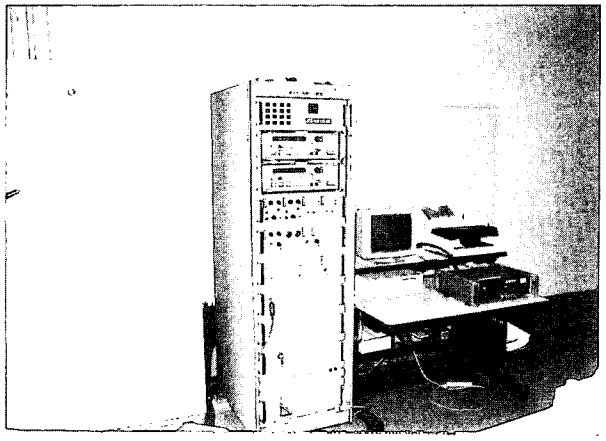
供試体の水平復元力および鉛直荷重の計測は、水平、鉛直それぞれの加力装置に取り付けられたロードセルによって行った。水平変位は、基盤のリニアベアリングに取り付けられた変位計により測定し、鉛直変位については、上下取り付け板の移動量をダイヤルゲージ型変位計により2ヵ所測定し、その平均値を用いた。表－1.1.3.4 に試験機の加力装置の仕様を示す。



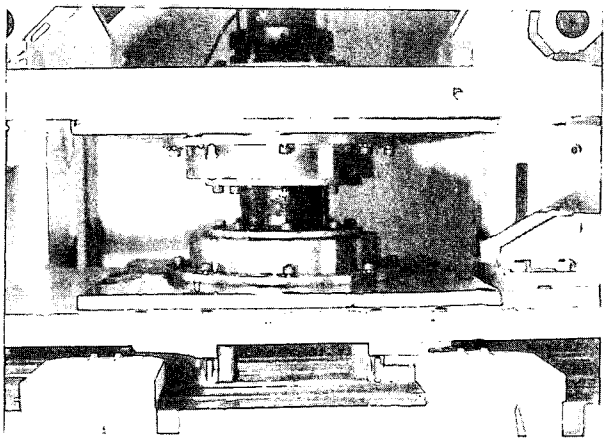
写真－1.1.3.6　構造物二軸試験機

表－1.1.3.4　試験装置の加力能力

加力方向	荷重容量	ｽﾄﾛｰｸ
鉛直方向	100 tf	±100 mm
水平方向	±20 tf	±300 mm



写真－1.1.3.7　試験機制御装置



写真－1.1.3.8　供試体取り付け状況

(6) 免震装置縮尺モデル試験項目と方法

i）水平復元力特性

鉛直荷重載荷状態において、試験体にせん断変位を与え「荷重－変位履歴曲線」により、等価剛性Keq、等価減衰定数 heqを求める。

水平加力は設定したひずみにおいて各3サイクル行い、3サイクル目の値から特性値を算出する。

また、高減衰ゴム支承は、過去に経験した最大ひずみの大きさにより以後に発揮する特性が変化する「荷重履歴依存性」を持っている。そのため、試験の実施においてはその順番を慎重に考慮した。

a）基本水平復元力特性

設計支圧応力下において、標準振動数での水平加力を行い、各ひずみに対する特性値の依存性を測定する（① ひずみ依存性実験）。

また供試体はひずみ未経験のものを用い、せん断ひずみを200 %まで漸増させる試験において、初回と次回の特性値を比較する（② 荷重履歴依存性実験）。

2回目の加力では最大300 %までのせん断ひずみを与え、大ひずみ領域での特性も測定する。供試体はNo.1，No.2，No.3の3体を用い、特性値のばらつきを検討する。

実験条件

- 使用供試体No. ：No.1，No.2，No.3
- 支圧応力 ：60（kgf/cm²）
- 鉛直荷重 ：23.9（tf）
- 振動数 ：0.5 （Hz）
- 加力波形 ：正弦波（SIN）
- 加力サイクル数：各変位において3サイクル
- 水平変位 ：表－1.1.3.5 基本水平復元力特性実験手順による

表－1.1.3.5 基本水平復元力特性実験手順

手順	1	2	3	4	5	6	7	8				
1回目	変位 ±9 ひずみ±30	15 50	21 70	30 100	36 120	45 150	51 170	60 200	(mm) (%)			
手順	9	10	11	12	13	14	15	16	17'＊	18'	19'	20'
2回目	変位 ±9 ひずみ±30	15 50	21 70	30 100	36 120	45 150	51 170	60 200	66 220	75 250	81 270	90 300

＊:17'～20' は②③⑦実験後実施

b）振動数依存性実験

地震動に含まれる広域の振動成分に対する応答性をみるため、各種振動数下で特性を測定する。また、入力波形に正弦波および三角波を用い、これによる影響を検討する。

供試体は実験ａにおいて１回目の200 %ひずみを経験したものを用い、荷重履歴の影響を排除する。

実験条件

- 使用供試体No. : No.2
- 支圧応力 : 60 (kgf/cm²)
- 鉛直荷重 : 23.9 (tf)
- 振動数 : 0.01 , 0.03 , 0.1 , 0.3 , 0.5 , 1.0 Hz
- 加力波形 : 正弦波 (SIN)および三角波 (TRI)
- 加力サイクル数 : 各変位において３サイクル
- 水平変位 : 各振動数において ±9, ±30, ±51 (mm)
  (30% , 100%, 170%)

ｃ）支圧応力度依存性実験

設計条件により、免震装置にとって支圧応力度が変化する場合が考えられ、この時の装置の挙動を把握するために、異なる面圧下での特性を測定する。

供試体は実験ａにおいて２回目の200 %ひずみを経験したものを用い、荷重履歴の影響を排除する。

実験条件

- 使用供試体No. : No.3
- 振動数 : 0.5 Hz
- 加力波形 : 正弦波 (SIN)
- 加力サイクル数 : 各変位において３サイクル
- 水平変位 : 各支圧応力下において
  ±9, ±21, ±30, ±45, ±51, ±60 (mm)
  (30%, 70%, 100%, 150%, 170%, 200%)
- 支圧応力度 : 表－1.1.3.6 による

表－1.1.3.6 支圧応力条件

・支圧応力 (kgf/cm²)	20	40	60	100
・鉛直荷重 (tf)	8.0	15.9	23.9	39.8

ｄ）予変形後復元力特性実験

高減衰ゴム支承では、常時の橋梁の伸縮により、静的予ひずみのかかった状態で地震動を受けた場合の特性を予測する必要がある。ここでは、50%の予変位を与えた状態での特性を測定する。

また、予変形によるひずみを動的水平変位によるひずみと分離するために、予変形後一定時間放置してから、水平復元力実験を実施した。

実験条件

- 使用供試体No. ：No.4 （ひずみ未経験供試体）
- 支圧応力 ：60 (kgf/cm²)
- 鉛直荷重 ：23.9 (tf)
- 振動数 ：0.5 (Hz)
- 加力波形 ：正弦波 (SIN)
- 加力サイクル数：各変位において3サイクル
- 水平変位 ：表－1.1.3.7 予変形の影響試験手順による
- 予変形量 ：＋15 (mm) （＋50％）
- 予変形後放置時間：6時間

表－1.1.3.7　予変形の影響試験手順

手順	1	2	3	4	5	6	7	8	
1 回目	変位 ±9 ひずみ±30	15 50	21 70	30 100	36 120	45 150	51 170	60 200	(mm) (%)
手順	9	10	11	12	13	14	15	16	
2 回目	変位 ±9 ひずみ±30	15 50	21 70	30 100	36 120	45 150	51 170	60 200	

e）繰り返し耐久特性

大地震の主要動を想定した0.5Hz ± 150％のひずみを 200サイクル連続して加力し、その時の特性の変化を測定した。ひずみ経験の蓄積による変化を見るため、供試体はひずみ未経験のものを用いた。

実験条件

- 使用供試体No. ：No.5 （ひずみ未経験供試体）
- 支圧応力 ：60 (kgf/cm²)
- 鉛直荷重 ：23.9 (tf)
- 振動数 ：0.5 (Hz)
- 水平変位 ：±45 (mm) （±150 ％）
- 繰り返しサイクル数：200 サイクル
- 測定サイクル ：1, 3, 5, 10, 20, 40, …… 20サイクルごと ……180, 200

ii）鉛直特性

高減衰ゴム支承の鉛直荷重に対する特性として、無負荷から最大荷重までの沈み込みと、死荷重を中心とした範囲での鉛直剛性を測定する。

a）基本鉛直特性

水平変位の無い状態で供試体に鉛直荷重を加え、この時の荷重の沈み込み量を測定する。

鉛直特性の測定は、水平加力によるひずみ経験の影響を見るため、供試体No.1，No.2，No.3に対し実験i）－a）の前後で測定した。

実験条件

- 使用供試体No.　：No.1，No.2，No.3
- 鉛直荷重変動　：表－1.1.3.8 鉛直荷重条件による

表－1.1.3.8　鉛直荷重条件

沈み込み特性	荷重 面圧	0 0	→ 31.8 → 80	0 0	(tf) (kgf/cm²)	3サイクル
鉛直剛性	荷重 面圧	31.8 80	→ 15.9 → 40	31.8 80	(tf) (kgf/cm²)	3サイクル

b）予変形後鉛直特性

高減衰積層ゴム支承に水平変位が加わり、実支圧面積が変化した状態での鉛直特性を検討するために供試体に予変位を与えた状態での、鉛直特性実験を実施する。

供試体はd）による予変形実験終了後のひずみ経験のあるものを用いた。

実験条件

- 使用供試体No.：No.4
- 予変形量　：0（mm）（0%），＋15（mm）（+50%），＋21（mm）（+70%），＋45（mm）（+150%）
- 鉛直荷重変動：表－1.1.3.9 予変形時鉛直荷重条件による

表－1.1.3.9　予変形時鉛直荷重条件

沈み込み特性	荷重 面圧	0 0	→ 31.8 → 80	0 0	(tf) (kgf/cm²)	3サイクル
鉛直剛性	荷重 面圧	31.8 80	→ 15.9 → 40	31.8 80	(tf) (kgf/cm²)	3サイクル

iii）等価剛性、等価減衰定数の算出方法

得られた履歴曲線から等価剛性Keq、等価減衰 heq を以下の方法で算出した。

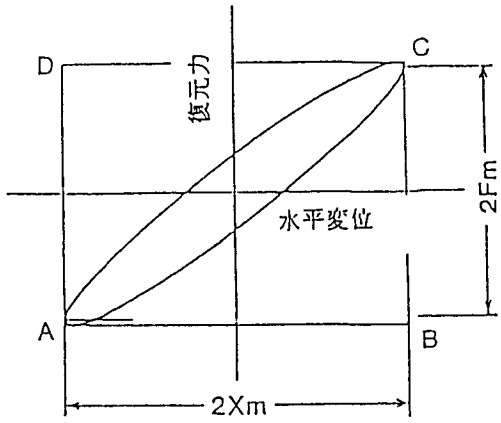
図－1.1.3.6 において、最大変位Xmにおける荷重をFmとすると等価剛性Keqは

$$Keq = Fm / Xm$$

鉛直剛性の算出も、沈み込み量と圧縮荷重から同様の取扱いをした。

履歴曲線に外接する長方形の各頂点をA，B，C，Dとし、三角形ABCの面積をW、履歴曲線で囲まれた面積をΔWとすると、等価減衰比 heqは

$$heq = \Delta W / (\pi \cdot W)$$



図－1.1.3.6　履歴ループに対する等価剛性、等価減衰の算出

(7) 免震装置縮尺モデル実験結果

i）水平復元力特性

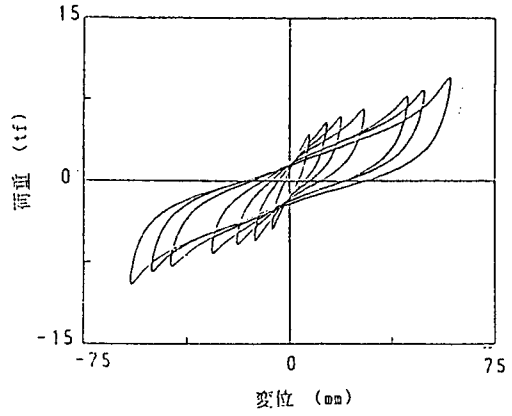
a）基本水平復元力特性

圧縮－せん断加実験により得られた荷重－変位の履歴曲線から求めた等価剛性Keq、等価減衰定数 heq を表－1.1.3.10に示す。履歴曲線は供試体No.1のものを例として示す。図－1.1.3.7 は初回の200 %ひずみまでのものであり、図－1.1.3.8 は2回目のそれである。また、図－1.1.3.9 には200 %から300 %までのひずみ時のものを示した。

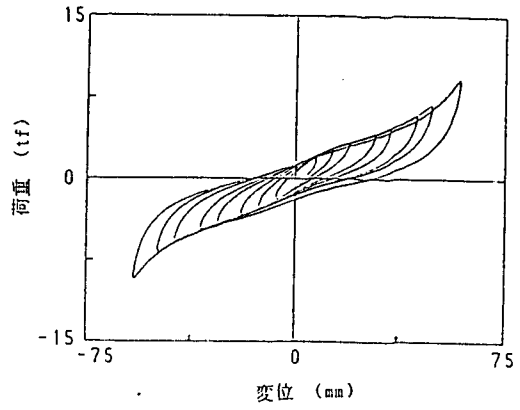
表－1.1.3.10　基本水平復元力特性測定結果

・面圧　：　60 (kgf/cm²)
・振動数：　0.5 (Hz).SIN
・実験時気温：18℃

供試体NO	ひずみ %		変位(mm)	等価剛性Keq(tf/mm)		等価減衰定数 heq	
	計画	実績		1回目	2回目	1回目	2回目
1	30	23	7	0.60	0.24	0.15	0.18
2				0.42	0.21	0.15	0.18
3				0.61	0.22	0.14	0.18
1	50	44	13	0.40	0.19	0.15	0.17
2				0.36	0.20	0.14	0.16
3				0.42	0.19	0.15	0.17
1	70	64	19	0.31	0.16	0.16	0.17
2				0.30	0.17	0.15	0.16
3					0.16		0.17
1	100	93	28	0.22	0.14	0.15	0.17
2			29	0.26	0.14	0.15	0.16
3			29	0.22	0.14	0.15	0.17
1	120	114	34		0.13		0.16
2				0.21	0.14	0.13	0.15
3				0.20	0.13	0.14	0.16
1	150	145	43	0.19	0.13	0.14	0.15
2				0.19	0.14	0.13	0.14
3				0.19	0.13	0.14	0.15
1	170	166	50	0.16	0.13	0.13	0.14
2			49	0.17	0.14	0.12	0.12
3			49	0.18		0.13	
1	200	195	59	0.16	0.15	0.12	0.12
2			58	0.17	0.17	0.11	0.10
3			58	0.17	0.15	0.12	0.11
1	220	215	64		0.16		0.12
2					0.18		0.09
3					0.16		0.11
1	250	244	73		0.15		0.11
2			74		0.18		0.09
3			74		0.16		0.11
1	270	264	79		0.15		0.11
2					0.18		0.09
3					0.16		0.10
1	300	296	89		0.15		0.09
2			88		0.18		0.09
3			88		0.16		1.0



図－1.1.3.7　履歴曲線（1回目：供試体No.1）

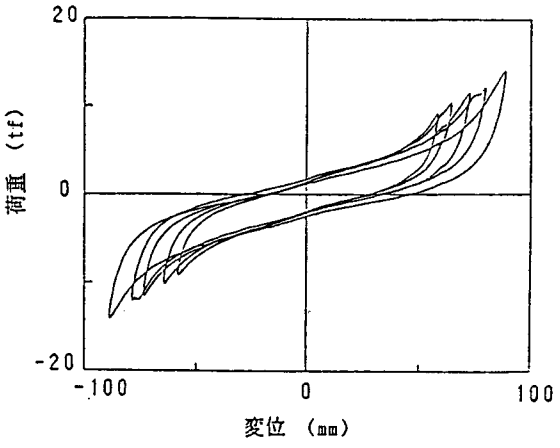


図－1.1.3.8　履歴曲線（2回目：供試体No.1）

① ひずみ依存性

等価剛性から求めたせん断弾性係数Gとせん断ひずみγの関係を図－1.1.10に示した。せん断弾性係数は、ひずみが小さいほど大きく、ひずみが大きくなるにしたがって低下し1回目の履歴ではその割合は最大で 1/3～1/4 になるが、ひずみが120 %を越えるとほぼ一定となる。

また等価減衰定数 heqとせん断ひずみγの関係を図－1.1.3.11に示した。等価減衰定数もひずみが大きくなるに従って低下するが、その割合は20～60%程度の低下である。

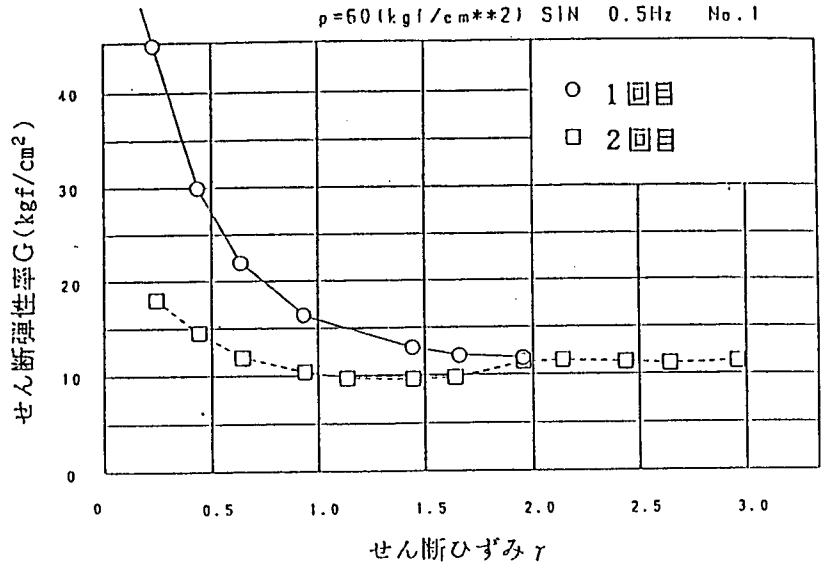


図－1.1.3.9　200%～300%履歴曲線（供試体No.1）

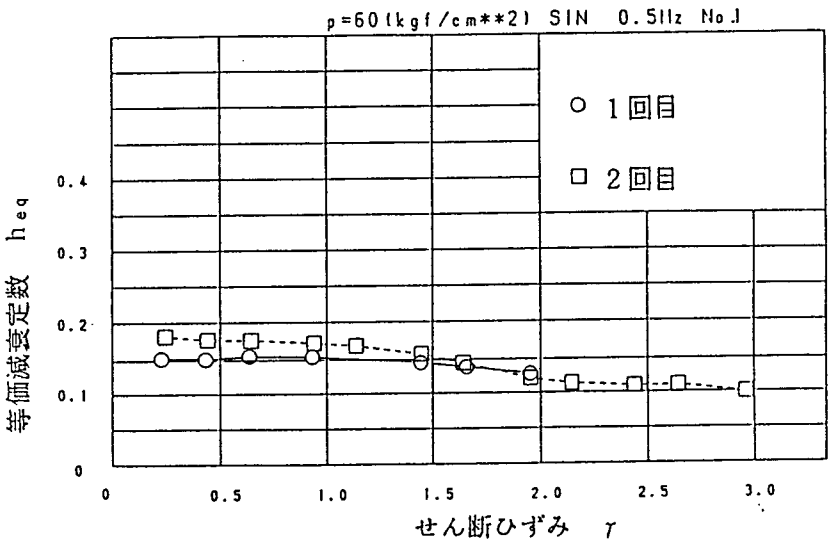
200 %を越える大ひずみでは、履歴曲線から剛性の増加が見られるが、等価剛性とした場合はほぼ一定の値となっている。減衰についてみると200 %を越えるひずみでも履歴曲線の面積によって示される減衰力は一様に増加しているが、剛性の増加のため外接四角形の面積も急増し、等価減衰は見かけ上減少して0.1 程度となる。

② 荷重履歴依存性

高減衰ゴム支承は、過去に経験した最大ひずみの大きさにより以後に発揮する特性が変化する「荷重履歴依存性」を持っている。ここでは200 %を最大ひずみとして、このひずみを経験する前後の状態での装置の特性を観測した（図－1.1.3.10）。この結果、ひずみ経験後の等価剛性はそれ以前に比べ低下することが明らかになった。この割合はせん断ひずみ30%の小ひずみではひずみ経験後の値が初回に対し 1/2～1/2.5 ほどであり、200 %の最大ひずみでは両者ともほぼ同一の値である。等価減衰は、ひずみ経験後逆に増加するが、その割合は20%程度である。



図－1.1.3.10　せん断弾性係数のひずみ依存性と荷重履歴依存性（供試体No.1）



図－1.1.3.11　等価減衰定数のひずみ依存性と荷重履歴依存性（供試体No.1）

b）振動数依存性

圧縮－せん断試験において、波形と振動数を変えた加振により得られた荷重－変位の履歴曲線から求めた等価剛性（Keq）、等価減衰定数（heq)を表－1.1.3.11、表－1.1.3.12に示す。

この時得られた履歴曲線として三角波による0.01Hz、0.5Hz 、1Hzのものを図－1.1.3.12、図－1.1.3.13、図－1.1.3.14に、正弦波による0.5Hz のものを図－1.1.3.15に示した。

表－1.1.3.11　等価剛性（Keq）の振動数依存測定結果　・面圧　：　60（kgf/cm²）
・実験時気温：18℃
（tf／cm²）

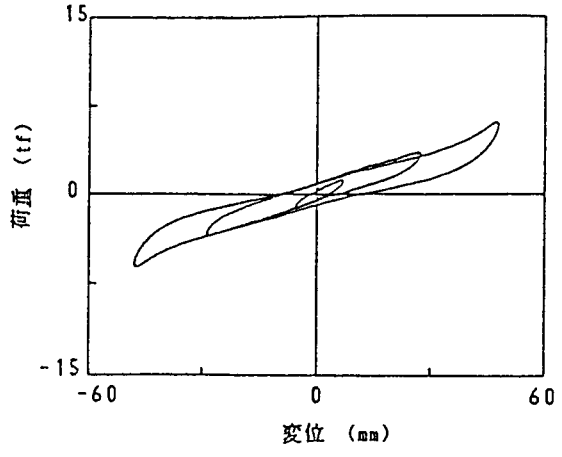
加振波形	ひずみ%		変位（mm）	加力振動数　（Hz）					
	計画	実績		0.01	0.03	0.1	0.3	0.5	1.0
TRI SIN	30	23	7	0.16 —	0.16 —	0.14 —	0.15 0.16	0.15 0.18	0.14 0.15
TRI SIN	100	93	28	0.13 —	0.13 —	0.13 0.15	0.13 0.16	0.14 0.16	0.14 0.15
TRI SIN	170	163	49	0.10 —	0.11 —	0.11 0.13	0.11 0.13	0.12 0.12	0.13 0.13

TRI:三角波，　SIN:正弦波

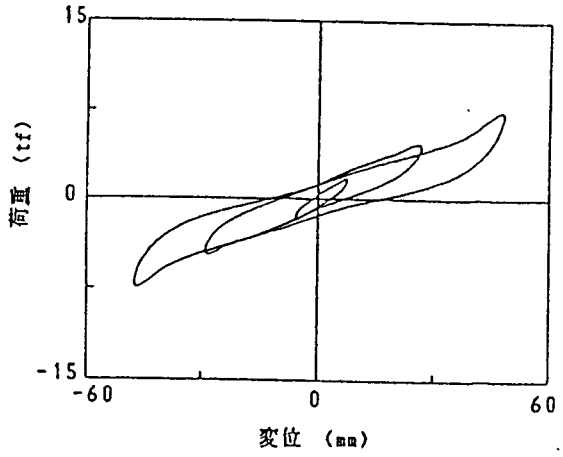
表－1.1.3.11　等価減衰定数(heq）の振動数依存測定結果　・面圧　：　60（kgf/cm²）
・実験時気温：18℃

加振波形	ひずみ%		変位（mm）	加力振動数　（Hz）					
	計画	実績		0.01	0.03	0.1	0.3	0.5	1.0
TRI SIN	30	23	7	0.18 —	0.19 —	0.23 —	0.24 0.23	0.23 0.21	0.29 0.27
TRI SIN	100	93	28	0.12 —	0.13 —	0.14 0.13	0.15 0.14	0.15 0.15	0.16 0.16
TRI SIN	170	163	49	0.12 —	0.13 —	0.14 0.12	0.14 0.13	0.15 0.14	0.15 0.14

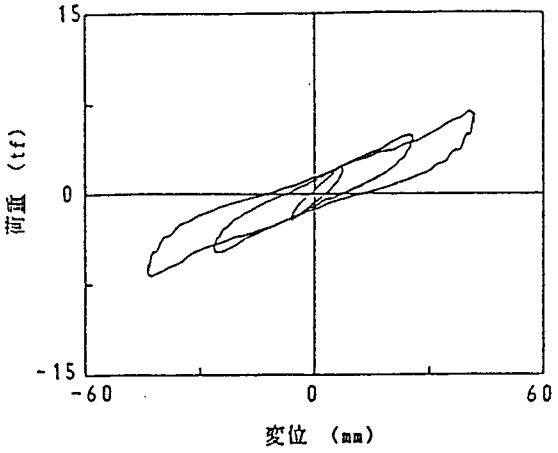
TRI:三角波，　SIN:正弦波



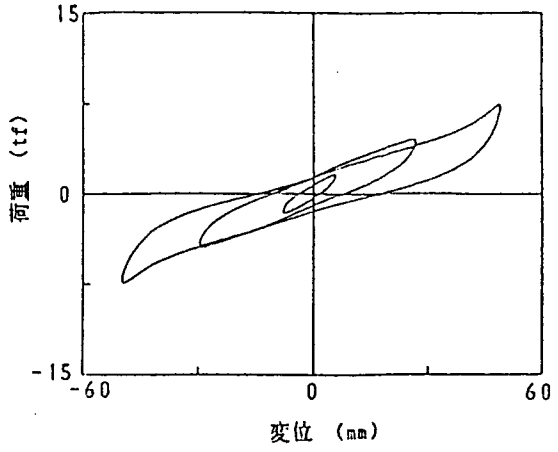
図－1.1.3.12　履歴曲線：0.01Hz，三角波



図－1.1.3.13　履歴曲線：0.5Hz，三角波

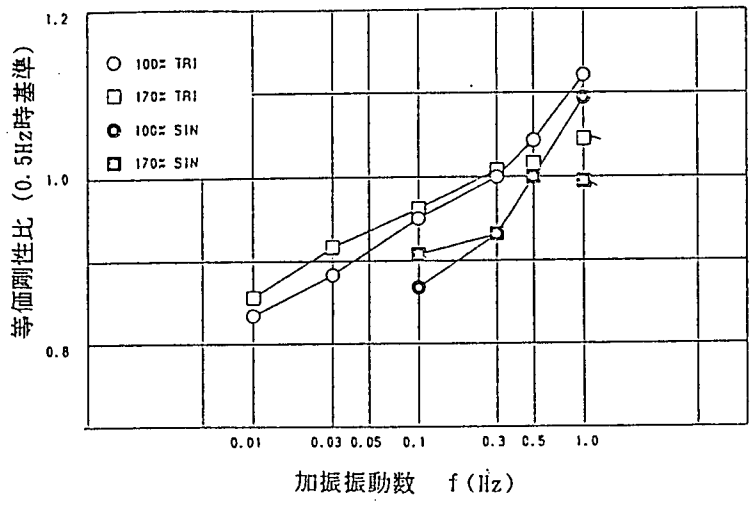


図－1.1.3.14　履歴曲線：1Hz，三角波



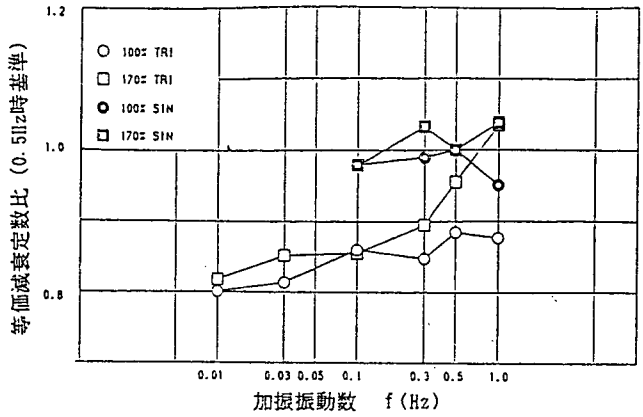
図－1.1.3.15　履歴曲線：0.5Hz，正弦波

図－1.1.3.16に 100％と 170％ひずみにおける等価剛性と振動数の関係を示した。図において正弦波での100 ％ひずみ、振動数0.5Hz での値を基準として示した。これよりせん断ひずみ 100％、 170％とも振動数が増えると剛性も増加する傾向がみられた。また、三角波と正弦波とでは三角波が10％程度高くなる傾向がみられた。



図－1.1.3.16　等価剛性の振動数依存性

図－1.1.3.17には同様に振動数と等価減衰の関係を示した。これより三角波では振動数の増加により等価減衰も増加する傾向がみられた。また、三角波に対し正弦波の方が15％程度大きな減衰を示している。



図－1.1.3.17　等価減衰定数の振動数依存性

c）支圧応力度依存性

圧縮－せん断試験において、支圧応力度を変えた場合の等価剛性（Keq）、等価減衰定数(heq）を表－1.1.3.13、表－1.1.3.14に示す。

この時得られた履歴曲線として支圧応力度が20kgf/cm²のものと100 kgf/cm²のものを図－1.1.3.18と図－1.1.3.19に示した。

また各支圧応力度による剛性－ひずみ、減衰－ひずみの関係を図－1.1.3.20と図－1.1.3.21に示した。この結果、支圧応力度が20～100 kgf/cm²においては、剛性、減衰および履歴曲線の形状に顕著な差は見られなかった。

表－1.1.3.13　等価剛性（Keq）の支圧応力度依存測定結果

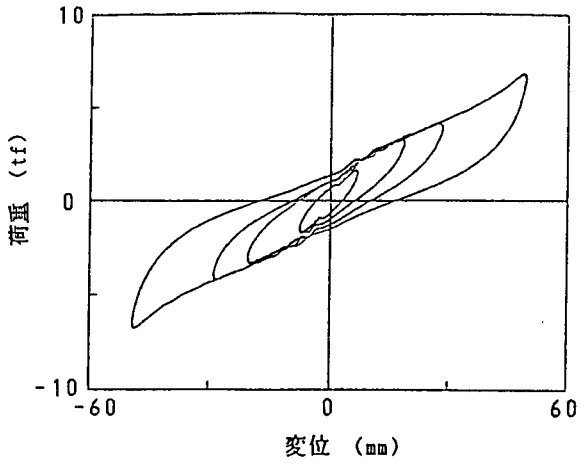
・振動数：　0.5(Hz), SIN
・試験時気温：18℃
(tf/mm)

ひずみ%		変位（mm）	支圧応力度　(kgf/cm²)			
計画	実績		20	40	60	40
30	23	7	0.21	0.25	0.22	0.21
70	63	19	0.16	0.16	0.16	0.16
100	93	28	0.13	0.14	0.13	0.12
170	166	49	0.13	0.13	——	0.11

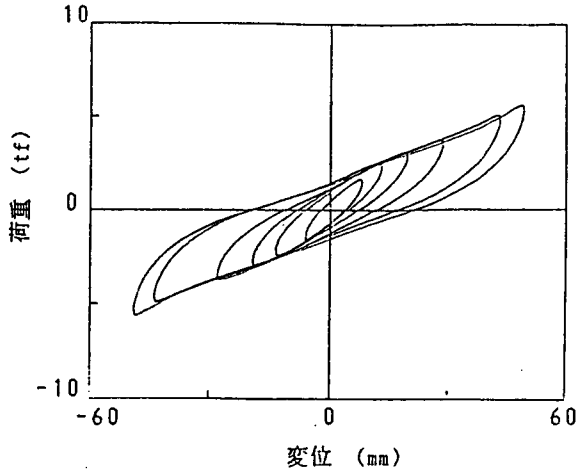
表－1.1.3.14　等価減衰定数(heq）の支圧応力度依存測定結果

・振動数：　0.5(Hz), SIN
・試験時気温：18℃

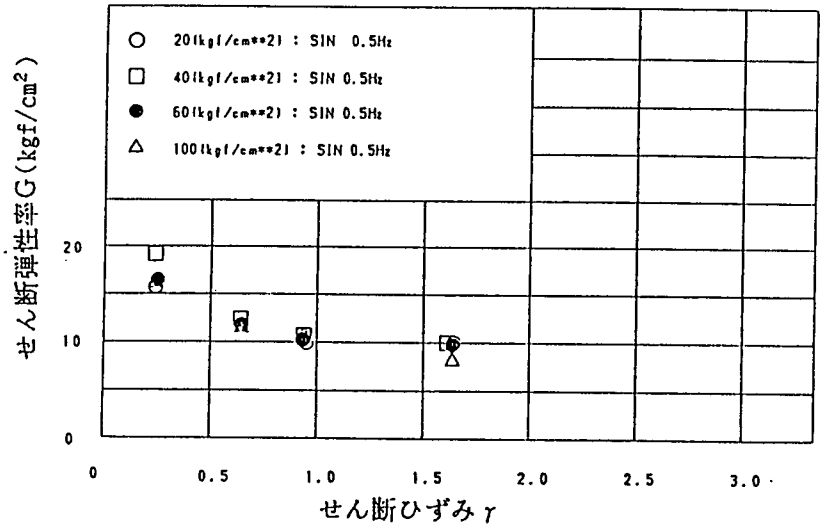
ひずみ%		変位（mm）	支圧応力度　(kgf/cm²)			
計画	実績		20	40	60	40
30	23	7	0.19	0.17	0.18	0.19
70	63	19	0.17	0.16	0.17	0.18
100	93	28	0.16	0.16	0.14	0.18
170	166	49	0.14	0.14	——	0.16



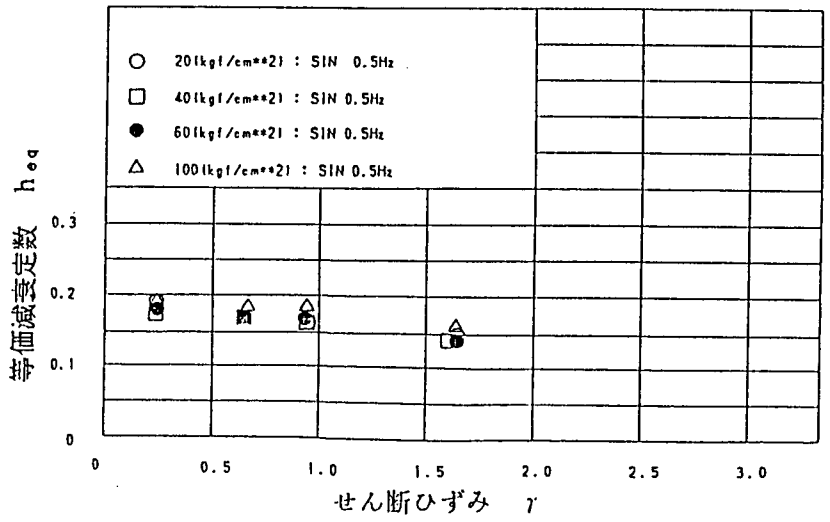
図－1.1.3.18　履歴曲線：支圧応力20kgf/㎠



図－1.1.3.19　履歴曲線：支圧応力100 kgf/㎠



図－1.1.3.20　支圧応力による剛性－ひずみ



図－1.1.3.21　支圧応力による減衰－ひずみ

d）予変形後復元力特性

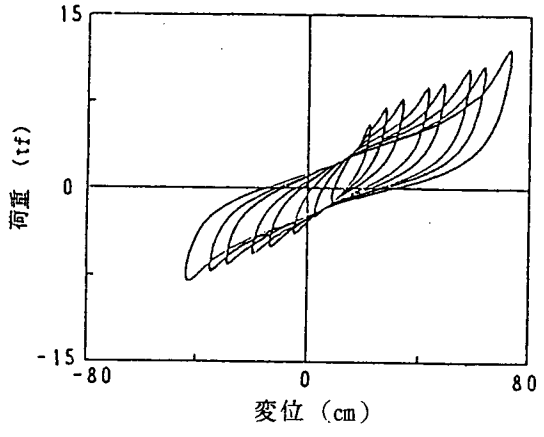
圧縮－せん断試験において、50％の予変形を与えた場合の等価剛性（Keq）、等価減衰定数(heq）を表－1.1.3.15に示す。

この時得られた履歴曲線として最大ひずみ200 ％までの初回のものを図－1.1.3.22に、200 ％ひずみ経験後の２回目のものを図－1.1.3.23に示した。この結果、履歴曲線において大ひずみ時に、実ひずみ領域の大きくなる予変位側で荷重の立ち上がるハードニングの傾向がみられた。またせん断弾性係数Gとひずみとの関係、および減衰とひずみとの関係を予変形を与えずに試験したもの（供試体№1）と比較して図－1.1.3.24、図－1.1.3.25に示した。この結果、せん断弾性係数は30％の小ひずみでは予変形をかけたものがかけないものに比べ25～35％高いが、100 ％以上のひずみ域では同等の値を示していることがわかった。減衰定数は、30％の小ひずみでは予変形をかけたものがかけないものに比べ10～15％高い値を示すが、同じく100 ％以上のひずみ域では同等の値を示していることがわかった。

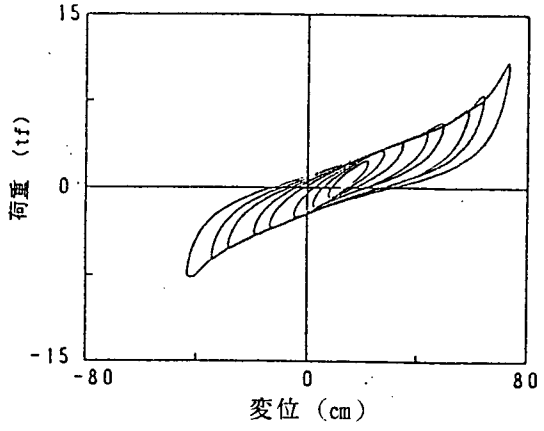
表－1.1.3.15　予変形後の水平復元力特性測定結果

・振動数：　0.5(Hz), SIN
・試験時気温：18℃

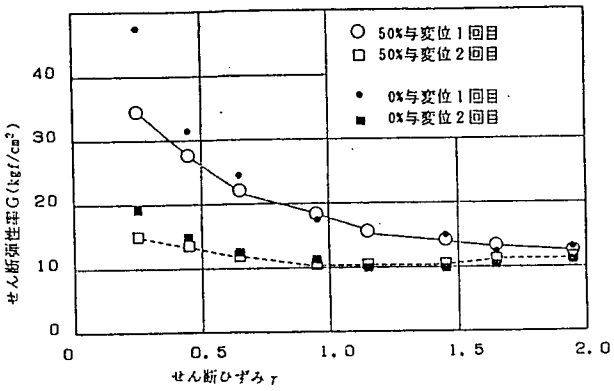
ひずみ　％		実ひずみ領域 ％	等価剛性 K_{eq}(tf/mm)		等価減衰定数 h_{eq}	
計画	実績		1回目	2回目	1回目	2回目
30	23	+ 73～+ 27	0.44	0.19	0.17	0.20
50	43	+ 93～+ 7	0.35	0.17	0.16	0.18
70	63	+113～- 13	0.28	0.15	0.15	0.18
100	93	+143～- 43	0.23	0.13	0.15	0.17
120	113	+163～- 63	0.20	0.13	0.14	0.16
150	147	+197～- 97	0.18	0.13	0.13	0.15
170	163	+213～-113	0.17	0.14	0.13	0.13
200	193	+243～-143	0.16	0.15	0.12	0.12



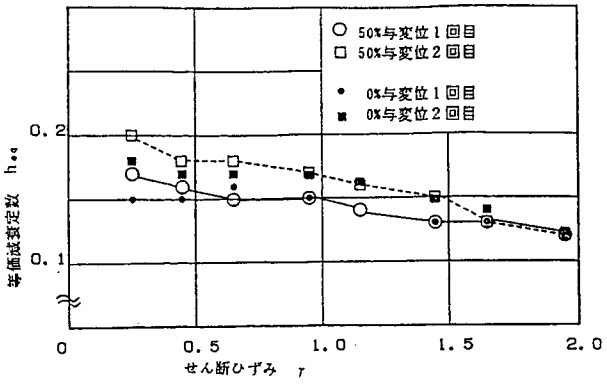
図－1.1.3.22　予変形履歴曲線（1回目）



図－1.1.3.23　予変形履歴曲線（2回目）



図－1.1.3.24　予変形時弾性係数のひずみ依存



図－1.1.3.25　予変形時減衰のひずみ依存

e）繰り返し耐久特性

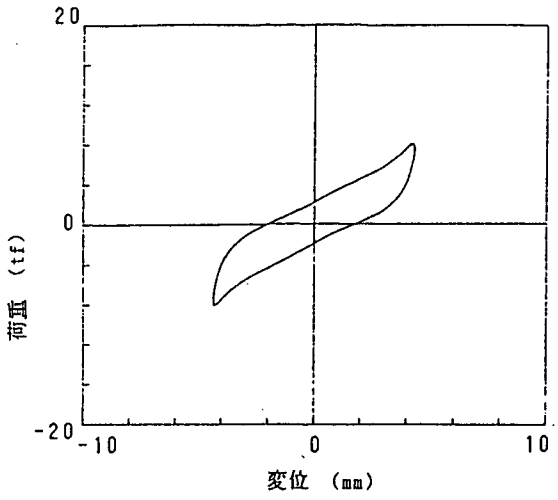
150 %のせん断ひずみにでの連続 200サイクルの繰り返し変形による等価剛性（Keq）、等価減衰定数(heq) の変化を表－1.1.3.16に示す。

この時得られた履歴曲線と1サイクル目、10サイクル目、 100サイクル目、 200サイクル目のものを図－1.1.3.26～図－1.1.3.29に示した。また 200サイクルの間の等価剛性と等価減衰定数の変化の様子を1サイクル目の値を基準として図－1.1.3.30、図－1.1.3.31に示した。等価剛性は 200サイクル目が1サイクル目に対し40%程度減少し、同じく等価減衰は30%程度減少している。

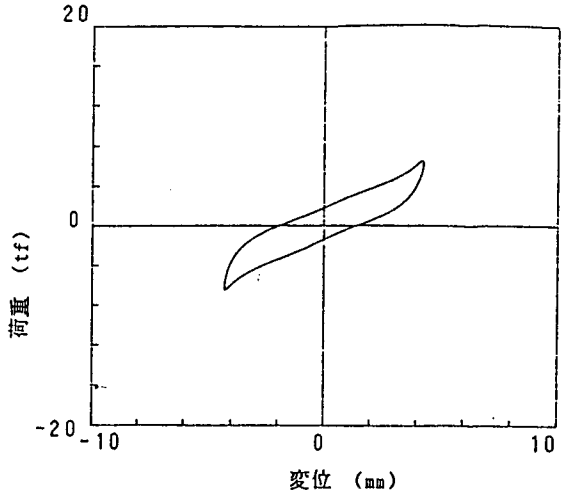
表－1.1.3.16　水平復元力の繰り返し耐久特性

- 振動数：　0.5(Hz), SIN
- 試験時気温：19℃
- 面圧：60 (kgf/cm²)
- せん断ひずみ：150(%)

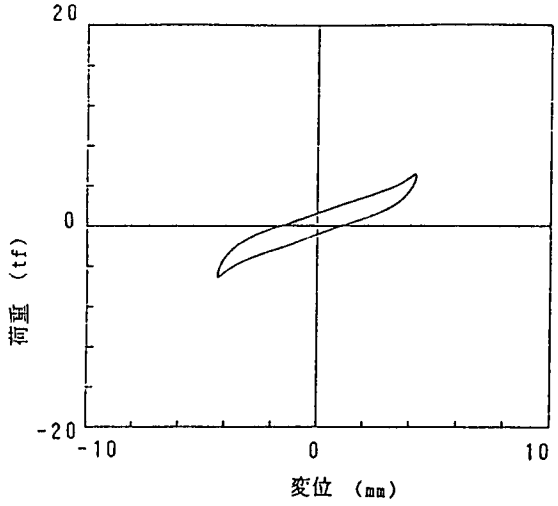
サイクル数	等価剛性Keq (tf/mm)	等価減衰定数 heq
1	0.18	0.17
3	0.16	0.16
5	0.16	0.16
10	0.15	0.15
20	0.14	0.15
40	0.13	0.14
60	0.12	0.13
80	0.12	0.13
100	0.12	0.13
120	0.12	0.12
140	0.11	0.12
160	0.11	0.12
180	0.11	0.12
200	0.10	0.12



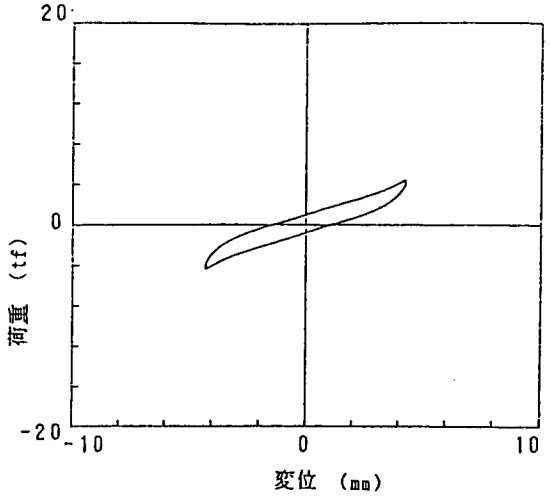
図－1.1.3.26　履歴曲線：1サイクル目



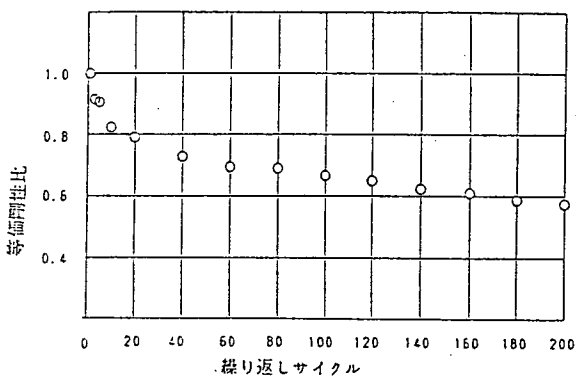
図－1.1.3.27　履歴曲線：10サイクル目



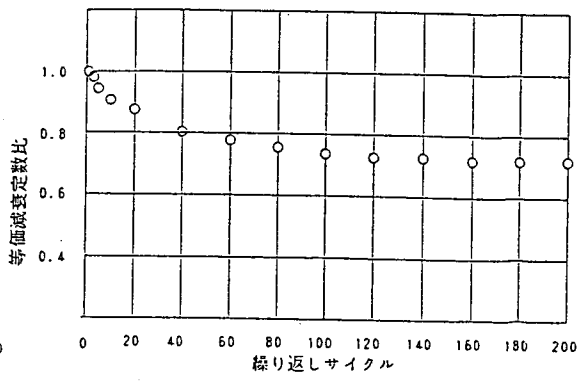
図－1.1.3.28　履歴曲線：100サイクル目



図－1.1.3.29　履歴曲線：200サイクル目



図－1.1.3.30　繰り返しによる等価剛性変化



図－1.1.3.31　繰り返しによる等価減衰の変化

i）鉛直特性

a）基本鉛直特性

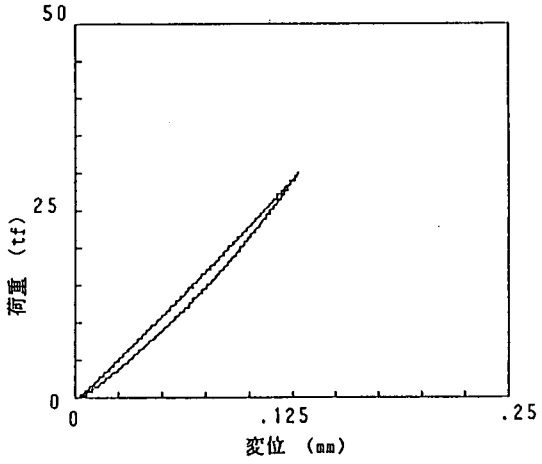
最大鉛直荷重をかけた時の沈み込みに対する剛性として、水平加力によるひずみ経験前後の値を測定し表－1.1.3.17に示す。また、死荷重を中心とした範囲での鉛直剛性も同様にひずみ経験の前後で測定し表－1.1.3.18に示す。この時得られた供試体No.1の荷重－変位履歴を図－1.1.3.32～図－1.1.3.35に示す。

表－1.1.3.17　最大荷重沈み込み剛性
鉛直荷重範囲:0～80kgf/cm²

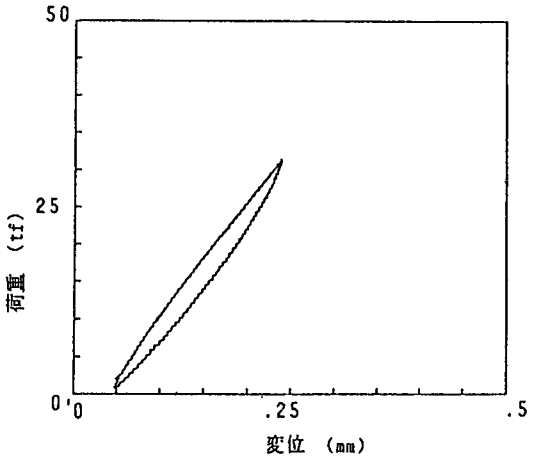
供試体No.	Kv （tf/mm）	
	水平加力前	水平加力後
No.1	238.5	161.5
No.2	214.0	187.9
No.3	238.0	202.7

図－1.1.3.18　死荷重中心鉛直剛性
鉛直荷重範囲: 40～80kgf/cm²

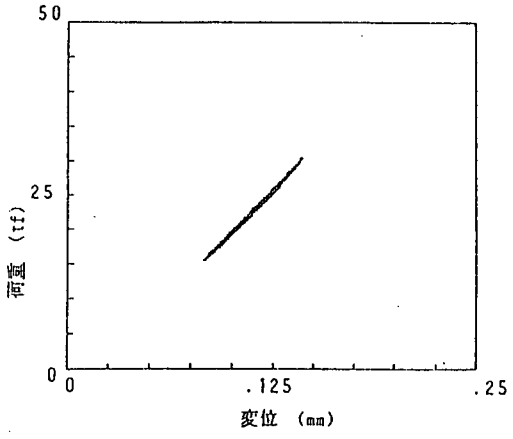
供試体No.	Kv （tf/mm）	
	水平加力前	水平加力後
No.1	253.6	198.1
No.2	265.5	234.7
No.3	296.9	239.7



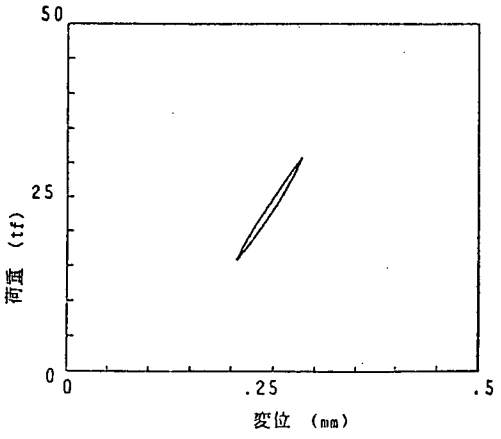
図－1.1.3.32　水平ひずみ経験前の
最大荷重時沈み込み



図－1.1.3.33　水平ひずみ経験後の
最大荷重時沈み込み



図－1.1.3.34　水平ひずみ経験前の鉛直剛性



図－1.1.3.35　水平ひずみ経験後の鉛直剛性

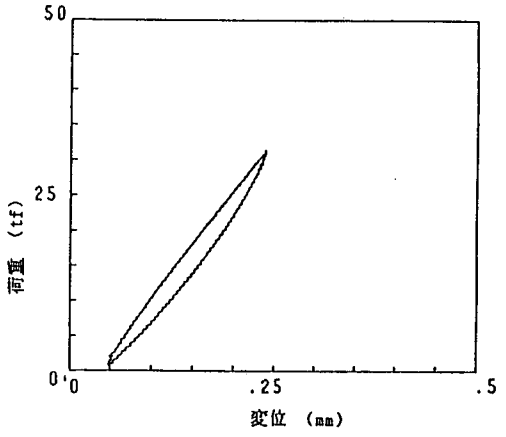
b）予変形後鉛直特性

予変形を0～ 150%かけた状態での最大荷重時沈み込み剛性と、死荷重を中心とした範囲での鉛直剛性を測定し表－1.1.3.19に示した。予変位のない場合の最大荷重－変位履歴と死荷重中心の荷重－変位履歴を図－1.1.3.36、図－1.1.3.37に、予変形 150%でのそれを図－1.1.3.38、図－1.1.3.39に示す。

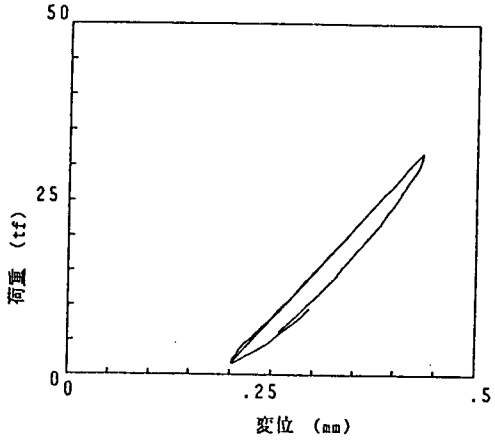
予変形と沈み込み剛性の関係を図－1.1.3.40に、予変形と鉛直剛性の関係を図－1.1.3.41に示す。これにより予変形が増加し、実支圧面積が減少するにともなって沈み込み剛性、鉛直剛性とも減少する傾向がみられた。

表－1.1.3.19　最大荷重沈み込み剛性　　(tf/mm)

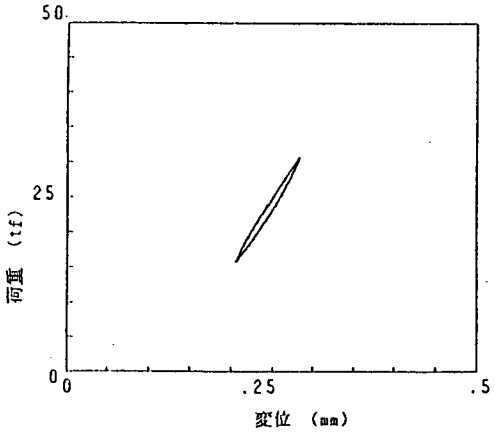
予変位量 %	沈み込み剛性Kv (0～80kgf/cm²)	鉛直剛性　Kv (40～80kgf/cm²)
0	161.5	198.1
50	139.5	181.4
70	131.7	177.7
100	129.6	160.1



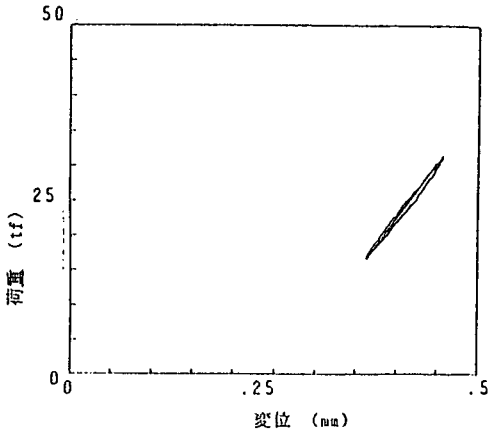
図－1.1.3.36　予変位のない場合の最大荷重時沈み込み



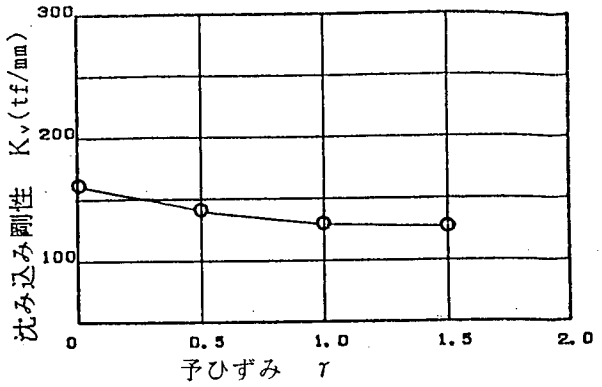
図－1.1.3.37　予変位 150%での最大荷重時沈み込み



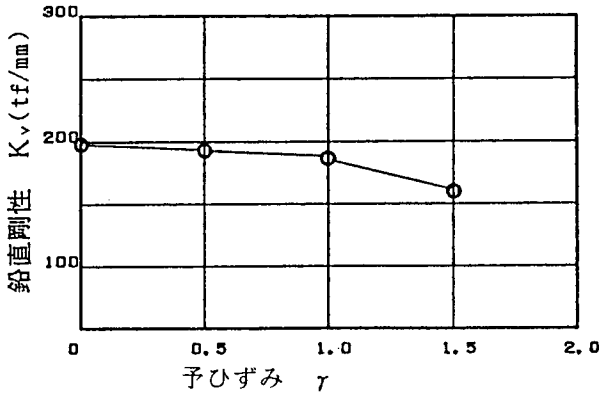
図－1.1.3.38　予変位のない場合の鉛直剛性



図－1.1.3.39　予変位 150%での鉛直剛性



図－1.1.3.40　予変位による最大荷重沈み込み剛性の変化



図－1.1.3.41　予変位による鉛直剛性の変化

(8) 平成3年度の研究計画

平成3年度は、ここで開発された免震装置の具体的設計方法の開発を行う一方、クリープ等長期耐久性の検討および実大の免震装置による特性確認を行う。

① 設計方法の開発

今回得られた諸特性を基に、具体的な免震橋を想定して、免震装置の設計手法および動的解析のための装置のモデル化の開発を行う。

② 長期耐久性試験

載荷状態での長期間における沈み込み量を、クリープ促進により試験評価する。

③ 終局強度、終局ひずみの確認

スケールモデルによる破断実験を行い、終局強度、終局ひずみを確認する。

④ 実大免震装置の特性実験

実橋を想定した大型供試体による実験を行い、その特性を確認する。

＜民側担当会社＞　株式会社ブリヂストン

1.1.4 高減衰ゴム支承（その４）

(1) 開発の概要

道路橋用免震装置に適した減衰性能を有する高減衰ゴム支承の開発を行なった。

高減衰ゴム支承の主要特性は使用するゴムの特性に大きく依存する。本体ゴムについては、昨年度設定した開発目標に基づく材料開発を行なった。さらに支承体ミニチュアモデルによる基本特性試験を行ない、ほぼ目標通りの性能を有することが確認できた。本装置に使用される高減衰ゴムの特徴は以下の通りである。

① ひずみ振幅 200％までの広い範囲において安定した高減衰性能を有する

② 滑らかで安定した復元力特性を有する

③ 疲労による特性変化が小さい

(2) ゴム材料の開発

以下に示す方法により、高減衰ゴム支承に使用するゴム材料の開発を行なった。

ｉ）基本物性試験

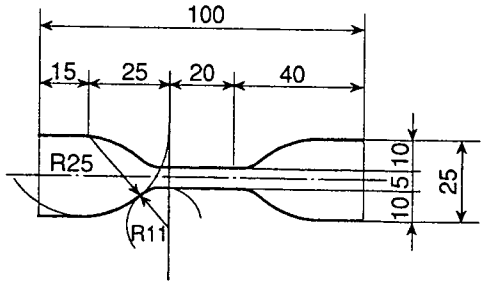
ＪＩＳ－K6301加流ゴム物理試験方法に基づき引張試験、硬さ試験を実施し、高減衰ゴム材料の基本特性を明らかにした。試験の詳細を以下に示す。

a．引張試験

① 目的　この試験は、加流ゴムの切断に至る最大応力（引張強さ）、切断時の伸び（伸び）および特定の伸びに対する弾性係数（モジュラス）を測定するものである。なお、モジュラスについては 100％および 200％伸び時のモジュラスを測定した。

② 試験条件　試験片　ダンベル状３号形試験片（図－1.1.4.1）
引張速さ　500㎜/min
試験温度　23℃

③ 試験機　クイック・リーダー　ｍｘ（上島製作所）
試験概要を写真－1.1.4.1 に示す



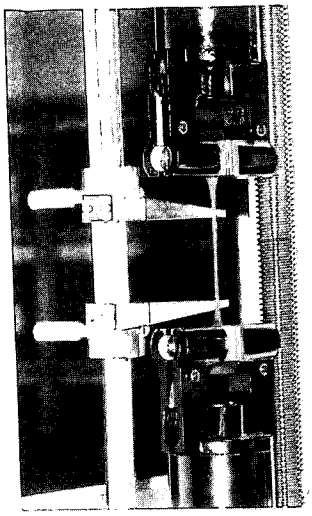
図－1.1.4.1　ダンベル状３号形試験片

b．硬さ試験

① 目的　この試験は加流ゴムの硬さを測定するものである。

② 試験条件　試験片　２㎜厚加流ゴムシート６枚重ね
試験温度　23℃

③ 試験機　デジタル式硬度形　ＤＤ２－ＪＡ型（高分子計器）
写真－1.1.4.2



写真－1.1.4.1　引張試験



写真－1.1.4.2　デジタル式硬度計

ii）減衰性能およびその温度依存性

高減衰ゴムの最も重要な特性のひとつは減衰性能である。以下に示す方法で減衰性能の評価を行ない、材料のスクリーニングを行なった。また、減衰性能の温度依存性についても同時に評価している。

a．DMTA試験

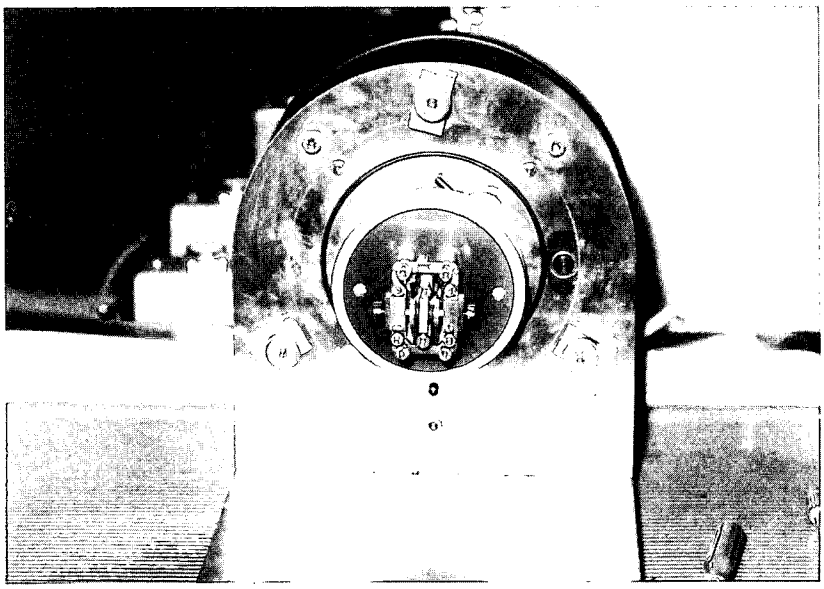
① 試験片　厚さ2㎜、直径8㎜の円板

② 試験条件　測定モード　せん断モード　　周波数　　0.3Hz

設定変形量　256 μm　　測定温度範囲　－30℃～50℃

③ 試験機　Dynamic Mechanical Thermal Analyzer (Polymer Laboratories 社)

写真－1.1.4.3



写真－1.1.4.3　DMTA試験機

④ 試験概要　所定サイズの試験片２枚を写真－1.1.4.3 に示したように装着する。試験片２枚の間のプレートをせん断方向に設定条件にて動的加振した時の変位・応力の関係から tan δを算出する。この tanδは、粘弾性体の粘性と弾性の割合を示すもので、 tanδの大きいもの程、粘性的特性すなわち減衰が大きい。

b．ヒステリシス試験

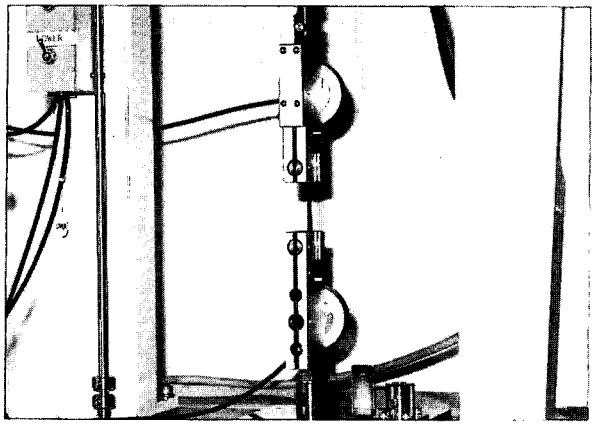
① 試験片　ダンベル状３号形試験片（図－1.1.4.1 ）

② 試験条件　変化速度　200mm/min

変形ひずみ量　0　100％

くり返し数　試験開始後５回目のヒステリシス曲線よりヒステリシス損失を算出

③ 試験機　ストログラフM－２型（東洋精機製作所・写真－1.1.4.4 ）

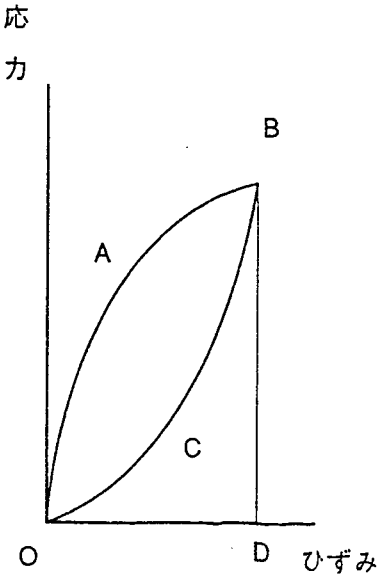


写真－1.1.4.4

④ 試験概要　試験片を写真－1.1.4.4 に示すように装着する。引張方向へ所定の条件で変形させた時に得られるヒステリシス曲線（図－1.1.4.2 ）から以下の値を算定する。

$$\text{ヒステリシス損失} = \frac{\overset{\frown}{OABCO}}{\overset{\frown}{OABDO}}$$

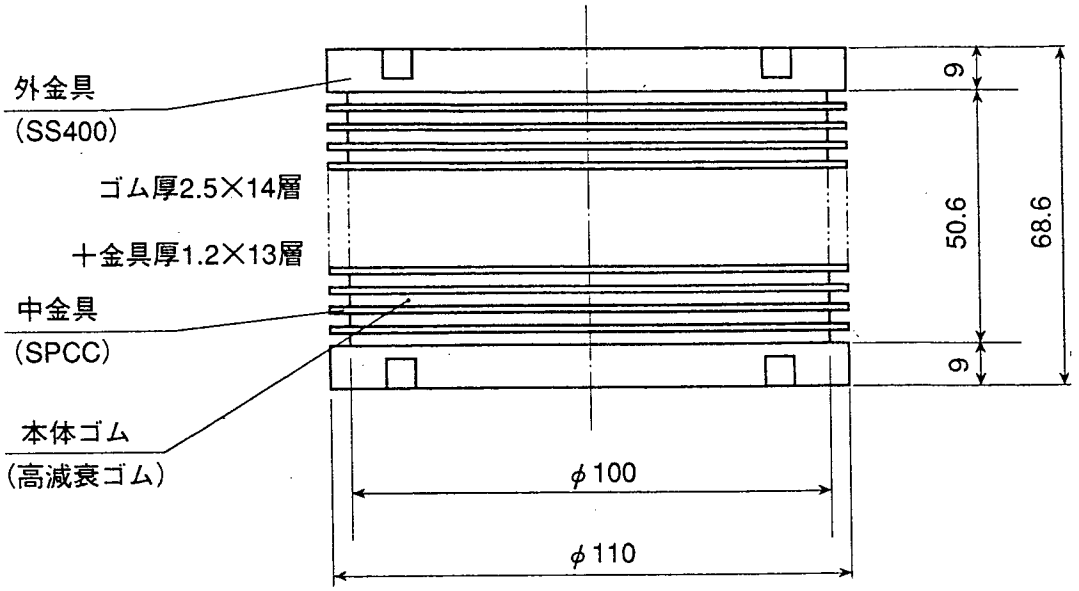
先述のDMTA試験は、本来非常に微小な変形における減衰を評価する試験である。そこで、本来静的条件下での粘弾性測定法であるが大変形での減衰を評価することが可能なヒステリシス試験を併せて実施した。



図－1.1.4.2　ヒステリシス曲線

ⅲ）免震装置のミニチュアモデルによる基本特性試験

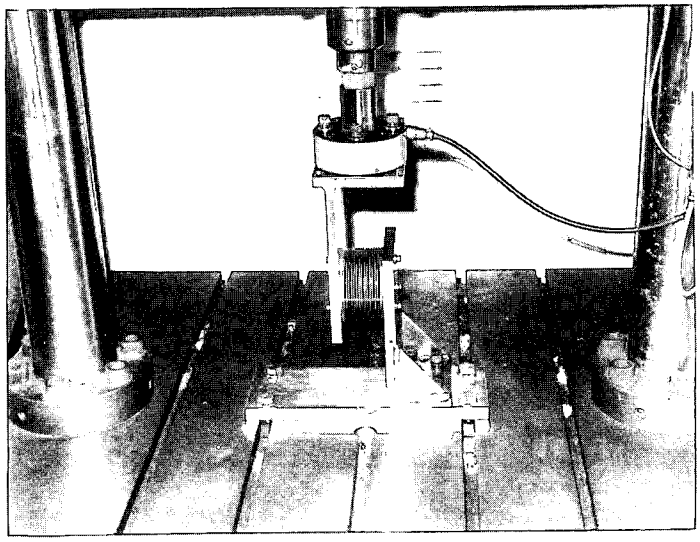
これまでの試験によりスクリーニングされた材料について、図－1.1.4.3 に示す構造の高減衰ゴム支承体ミニチュアモデルを製作し、免震装置としての基本特性を評価するための試験を行った。



図－1.1.4.3　高減衰ゴム支承体ミニチュアモデル

使用した試験装置を写真－1.1.4.5 に示す。また、具体的な測定条件を表－1.1.4.1 に示す。

写真に示したように支承体を装着し、周波数、振幅を変えて動的加振試験を行い、等価減衰定数および等価剛性を求めた。



試験機　サーボパルサー
EHF－U5特形
（島津製作所）

写真－1.1.4.5　免震支承体ミニチュアモデル試験装置

表－1.1.4.1　免震装置ミニチュアモデルの基本性能試験

面　圧	0　kgf/cm²
周波数依存性	0.1Hz　0.5Hz　1.0Hz せん断歪率 100%において評価
せん断ひずみ率 依存性	支承体ゴム総厚に対し　± 50% ± 100% ± 150% ± 200% 周波数0.5Hz において評価
試験概要	支承体1体を写真1.1.4.5 に示したように装着。 せん断方向へ所定の条件で加振し、10回目における等価減衰定数、等価剛性を算定。

本試験により求められた減衰定数を前項のゴム試験片による結果（DMTA試験およびヒステリシス試験）と対比し、その相関性を検討することにより、試験片による結果から、実際の免震装置の減衰定数を推定することが可能になった。

(3)　ゴム材料の開発

i）ゴム材料の基本特性および減衰特性

道路橋の場合、支承の特性が温度変化に対して安定していることが非常に重要である。そこで、平成2年度は温度変化の影響を十分考慮したゴム材料の開発目標を設定し、ゴムの配合設計を行なってきた。

現在までに得られた高減衰ゴム材料の中の代表例3種類について、(2)に示した方法にしたがい評価した結果を表－1.1.4.2（基本物性）および表－1.1.4.3（減衰特性）に示す。

3種類各々のゴムの配合上の特徴は以下に示す通りである。ゴムAはこれら3種類の中では若干減衰性能は劣るが、特性の温度変化による変化が小さくなるような配合設計となっている。これに対し、ゴムCは温度変化に対する安定性は若干犠牲にしてもより高い減衰性能を追求した配合設計となっている。ゴムBは、これらの中間的特性を有する配合設計となっている。

以上のように、配合設計により使用環境に適した特徴のある高減衰ゴム支承の設計が可能である。

表－1.1.4.2　ゴム材料の基本物性

ゴム種	A	B	C
硬さ　(JIS-A)	48	48	44
100%ﾓｼﾞｭﾗｽ(kgf/cm²)	13	12	11
200%ﾓｼﾞｭﾗｽ(kgf/cm²)	31	25	19
引張強さ (kgf/cm²)	150	110	110
伸び　(%)	680	650	660
tanδ　(23℃) (DMTA)	0.24	0.27	0.29
ﾋｽﾃﾘｼｽ損失 (23℃)	0.28	0.38	0.44

表－1.1.4.3　減衰性能の温度依存性

ゴム種	A		B		C	
	tan δ	ﾋｽﾃﾘｼｽ損失	tan δ	ﾋｽﾃﾘｼｽ損失	tan δ	ﾋｽﾃﾘｼｽ損失
−20℃	0.25	0.40	0.12	0.50	0.14	0.59
23℃	0.24	0.28	0.27	0.38	0.29	0.44
40℃	0.23	0.26	0.26	0.35	0.28	0.40

減衰性能は、ゴムの種類、温度条件によって異なり、また試験方法の違いによっても評価が異なる。

tanδの場合ゴム材料の違いによる差は0.24～0.29（23℃）とわずかである。これに対しヒステリシス損失は0.28～0.44と大きくなっている。また温度依存性についてはゴム材料B，Cに関して tanδとヒステリシス損失の間で全く逆の傾向を示している。この試験片による減衰性能と免震装置における等価減衰定数との相関性については、次項のミニチュアモデルの結果で改らためて検討する。

ii）免震装置ミニチュアモデル試験結果

i）に示した3種類のゴム材料を使用したミニチュアモデルを製作し、性能試験を行った。その結果を表－1.1.4.4 ～1.1.4.6 および図－1.1.4.4 ～1 1.4.6 に示す。

表－1.1.4.4　ミニチュアモデルでの性能－支承体　A　（ゴムA使用）

	等価剛性（kgf/mm）			等価減衰定数（%）		
	0.1 Hz	0.5 Hz	1.0 Hz	0.1 Hz	0.5 Hz	1.0 Hz
ひずみ　50%		14.5			12.3	
ひずみ 100%	12.4	11.7	11.7	9.0	10.9	10.3
ひずみ 150%		11.3			9.1	
ひずみ 200%		14.0			7.4	

表－1.1.4.5　ミニチュアモデルでの性能－支承体　B　（ゴムB使用）

	等価剛性（kgf/mm）			等価減衰定数（%）		
	0.1 Hz	0.5 Hz	1.0 Hz	0.1 Hz	0.5 Hz	1.0 Hz
ひずみ　50%		10.6			15.4	
ひずみ 100%	12.5	8.6	8.5	11.0	14.2	13.6
ひずみ 150%		8.0			12.3	
ひずみ 200%		9.8			9.0	

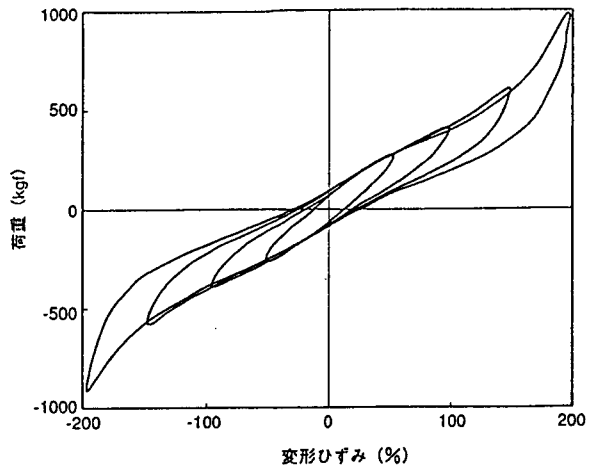
表－1.1.4.6　ミニチュアモデルでの性能－支承体　C　（ゴムC使用）

	等価剛性（kgf/mm）			等価減衰定数（%）		
	0.1 Hz	0.5 Hz	1.0 Hz	0.1 Hz	0.5 Hz	1.0 Hz
ひずみ　50%		7.9			19.6	
ひずみ 100%	9.1	6.2	6.1	13.9	18.4	18.8
ひずみ 150%		5.9			16.4	
ひずみ 200%		6.6			12.7	

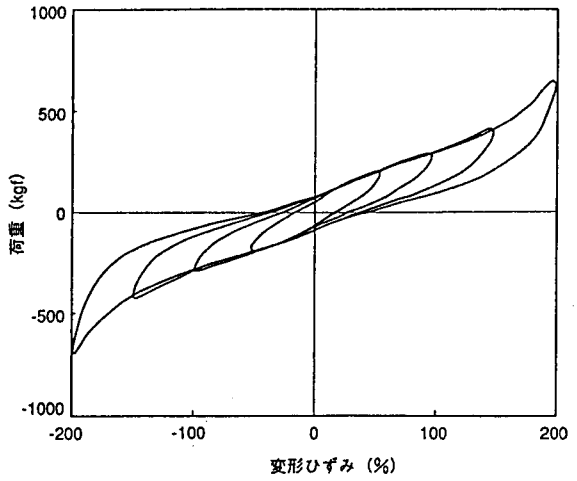
等価減衰定数は、ゴムの種類によって異なり、A－B－Cの順に大きくなる。この傾向は、試験片によるヒステリシス試験の結果と一致している。なお、ミニチュアモデルの試験では、基本特性の温度依存性については検討していないが、ヒステリシス試験と同様に、低温側では等価減衰定数は大きく、高温側では低下するものと考えられる。しかし、温度変化の影響は重要であり今後さらに確認してみる必要がある。同様にして等価剛性についても免震装置としては重要な特性であるので、その温度依存性に関して材料レベルから特性を確認することが今後の課題である。

また、それぞれのゴム材料の等価剛性、等価減衰定数の周波数依存性、ひずみ依存性についても明らかになった。この周波数依存性、ひずみ依存性はいずれのゴム材料においても同様な傾向が認められる。周波数依存性については、低周波数側で等価剛性は大きくなり、等価減衰定数は小さくなっている。しかし、0.5Hz 以上での変化は微小である。ひずみ依存性については、等価剛性、等価減衰定数ともにひずみが

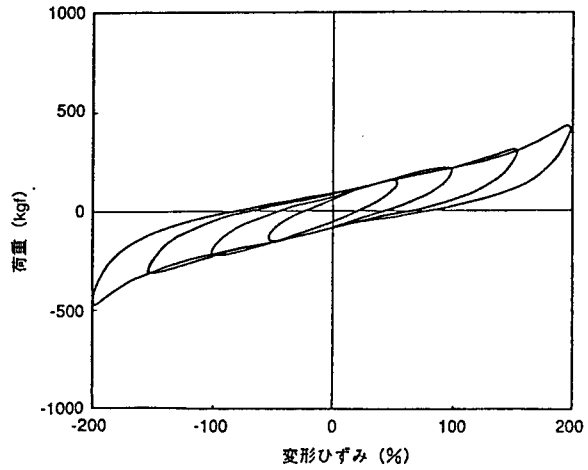
大きくなるほどその値は小さくなっている。 200%ひずみにおいて等価剛性が大きくなっているが、これは図－1.1.4.4 および図－1.1.4.5 に示す応力ひずみ曲線に見られるように線形性がなくなりハードニングを起こしていることによるものである。ハードニング現象は、A，B，Cいずれのゴム材料においても150～ 200%の間で起こっている。



図－1.1.4.4　高減衰ゴム支承体Aの復元力特性



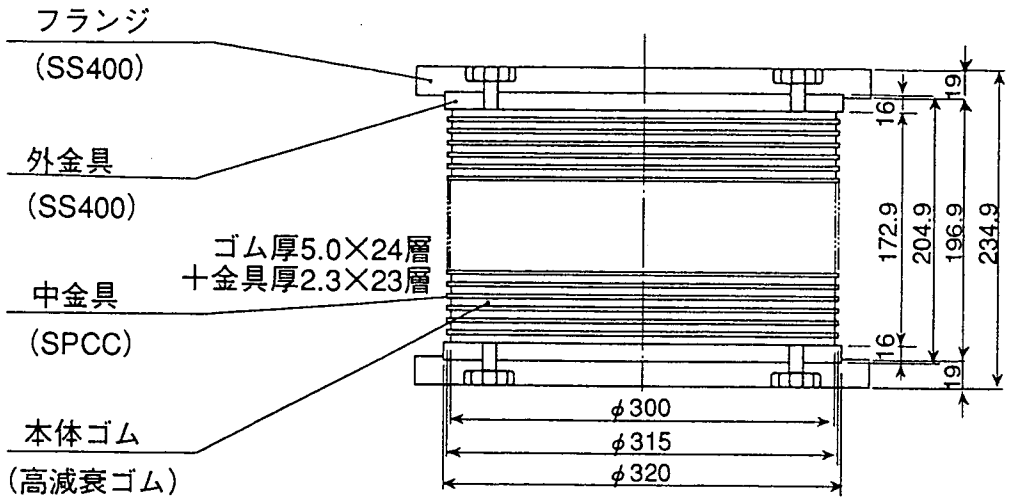
図－1.1.4.5　高減衰ゴム支承体Bの復元力特性



図－1.1.4.6　高減衰ゴム支承体Cの復元力特性

iii）免震装置大型モデル試験結果

ゴム材料Aについて実大に近い大型モデルまでスケールアップして、免震装置としての特性を評価した。その大型モデルの構造を図－1.1.4.7 に、試験条件の詳細を表－1.1.4.7 に示す。

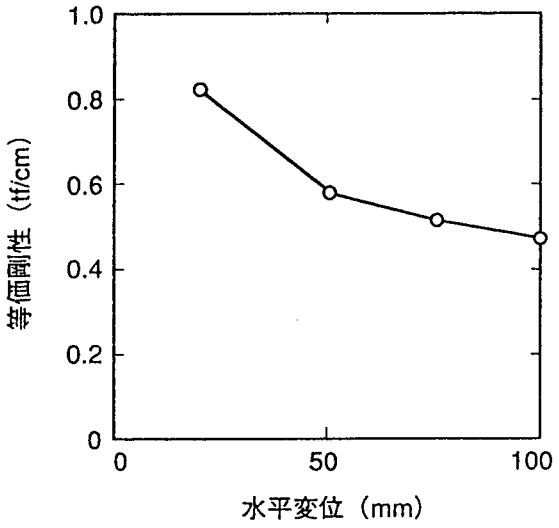


図－1.1.4.7　大型支承体の構造

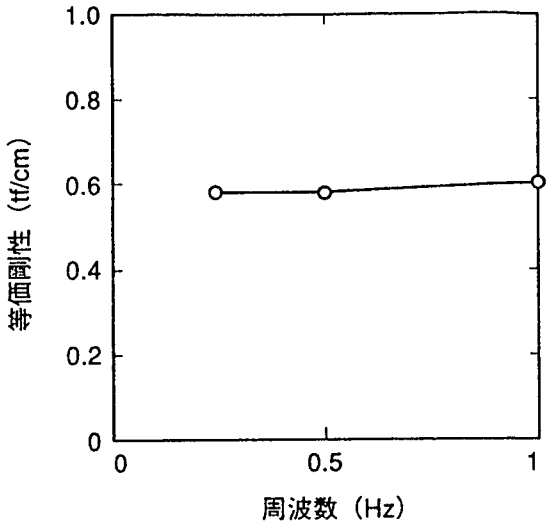
表－1.1.4.7　大型支承体の基本性能評価条件

支承体　No.	大型支承体　A （ゴム材料A使用）
水平変位依存性	±20mm　±50mm　±75mm　±100mm 周波数　0.5Hz 鉛直荷重　30tf　で評価
周波数依存性	静的および 0.25Hz 0.5Hz 1.0Hz 水平変位　±50mm 鉛直荷重　30tf　で評価
鉛直荷重依存性	0tf　15tf　30tf　60tf 周波数　0.5Hz 水平変位　±100mm で評価

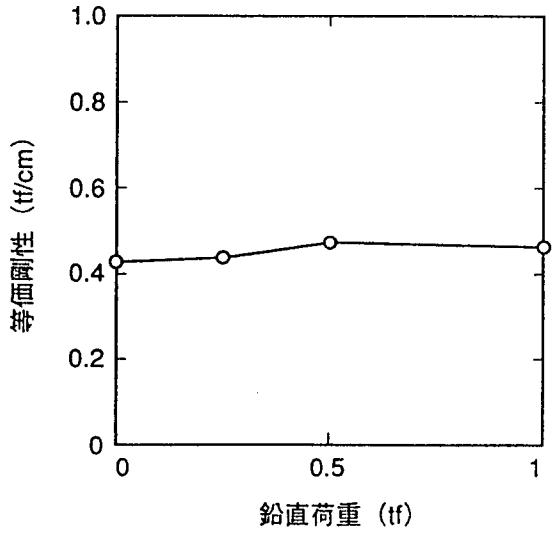
評価結果を以下に示す。図－1.1.4.8 には等価剛性、図－1.1.4.9 には等価減衰定数、図－1.1.4.10には復元力特性を示す。



（a）水平変位依存性

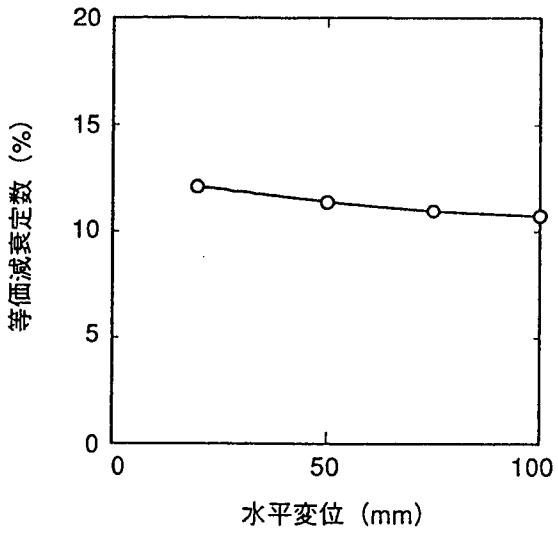


（b）周波数依存性

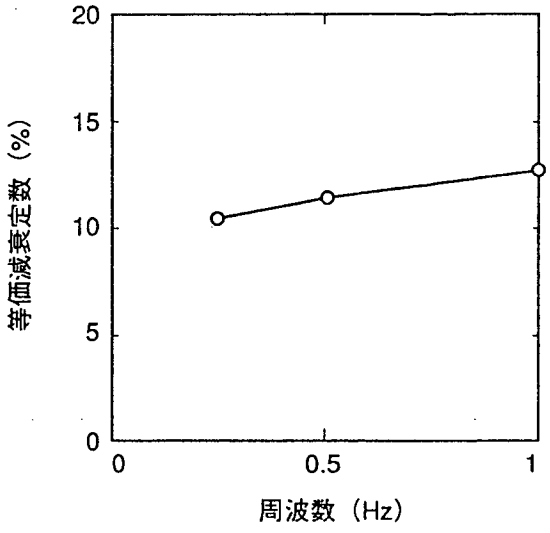


（c）鉛直荷重依存性

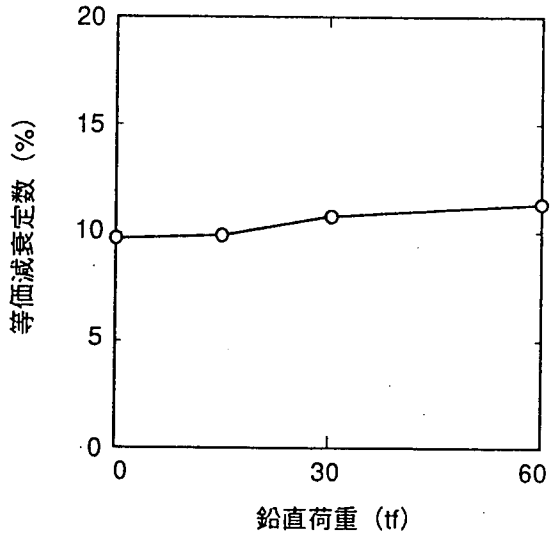
図－1.1.4.8　大型モデル評価結果－等価剛性



（a）水平変位依存性



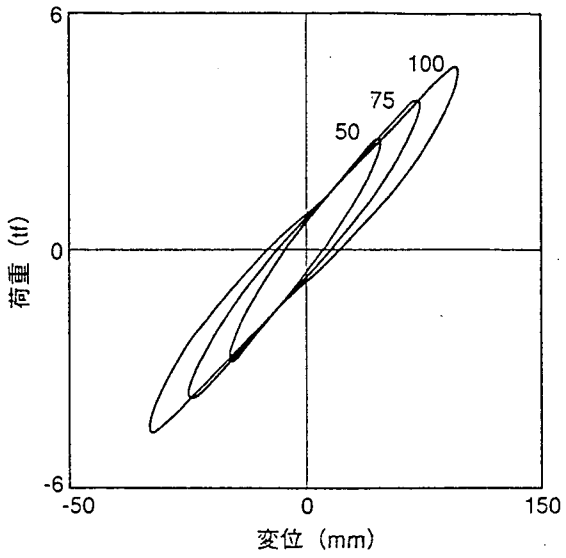
（b）周波数依存性



（c）鉛直荷重依存性

図－1.1.4.9　大型モデル評価結果－等価減衰定数

以上の結果から一斉共通実験では、減衰性能、特性の安定性を考慮して、ゴム材料Bによる供試体を使用した。



図－1.1.4.10　大型モデルの復元力特性

以上の検討から、実大に近い免震装置の特性が明らかになった。等価減衰定数はミニチュアモデルでの試験結果とよく一致している。一斉共通実験では、減衰性能の安定しているゴム材料Bによる供試体を使用した。

(4) 平成3年度の研究計画

平成3年度は、基本特性試験および一斉共通実験で得られたゴム材料の各種特性を基に高減衰ゴム支承の設計方法の検討と試設計を行う。なお今回の一連の試験では、供試体に被覆層を設けていないが、試設計は使用される環境等を考慮して被覆型で行う予定である。以下に平成3年度の研究の概要を示す。

① 設計方法の検討および試設計

② 温度依存性の確認

等価剛性、等価減衰定数等の温度依存性をミニチュアモデルまたは実大モデルで確認する。

③ ゴム素材自体の長期耐久性の確認

本体ゴムおよび被覆ゴム熱老化特性、耐候性、オゾン劣化等の長期耐久性について確認する。

④ 長期耐久性の確認

経年劣化によるクリープ、等価剛性、等価減衰定数の変化を、ミニチュアモデルまたは実大モデルを使用し、促進試験により確認する。

⑤ 破壊特性の確認

ミニチュアモデルまたは実大モデルで破壊特性を確認する。また、経年劣化による破壊特性の変化についても確認する。

＜民側担当会社＞　昭和電線電纜株式会社

1.1.5　摩擦（すべり）型ダンパー（その１）

(1)　開発の概要

装置は下部構造と上部構造との間に設置し、地震時において滑動させることにより、地震時水平力を低減しようとする免震装置である。すなわち鉛直荷重を支持しすべり機能を備えた弾性すべり支承と、水平変位量を制御し変位の復元機能を備えた水平ばねの二種類のパーツで構成されている。

この装置の特徴は、以下のとおりである。

① 本装置の復元力は、摩擦力以下の地震力に対しては弾性すべり支承の高減衰ゴムと水平バネ支承に依存し、摩擦力を超える地震力に対しては摩擦力と水平ばね支承に依存する。

② 摩擦力を超えるような大きな水平力が作用しても滑り面が滑動するため積層ゴム部に過大な変位が生じない。このため、大変形時でも鉛直支持力が極端に低下することがない。

③ 常時の大きな変位に対しても、積層ゴムには摩擦力による変位しか生じないので、常時の変位によって支承寸法が過大になることがない。

④ 水平ばねは鉛直荷重を負担しないため、上・下部構造間に設置する位置をある程度自由に設定できる。

⑤ 構造が簡単で、作動原理が明快である。

今年度は小型試験体による要素試験を行い、鉛直変位特性、水平復元力特性およびすべり機能の確認を行った。

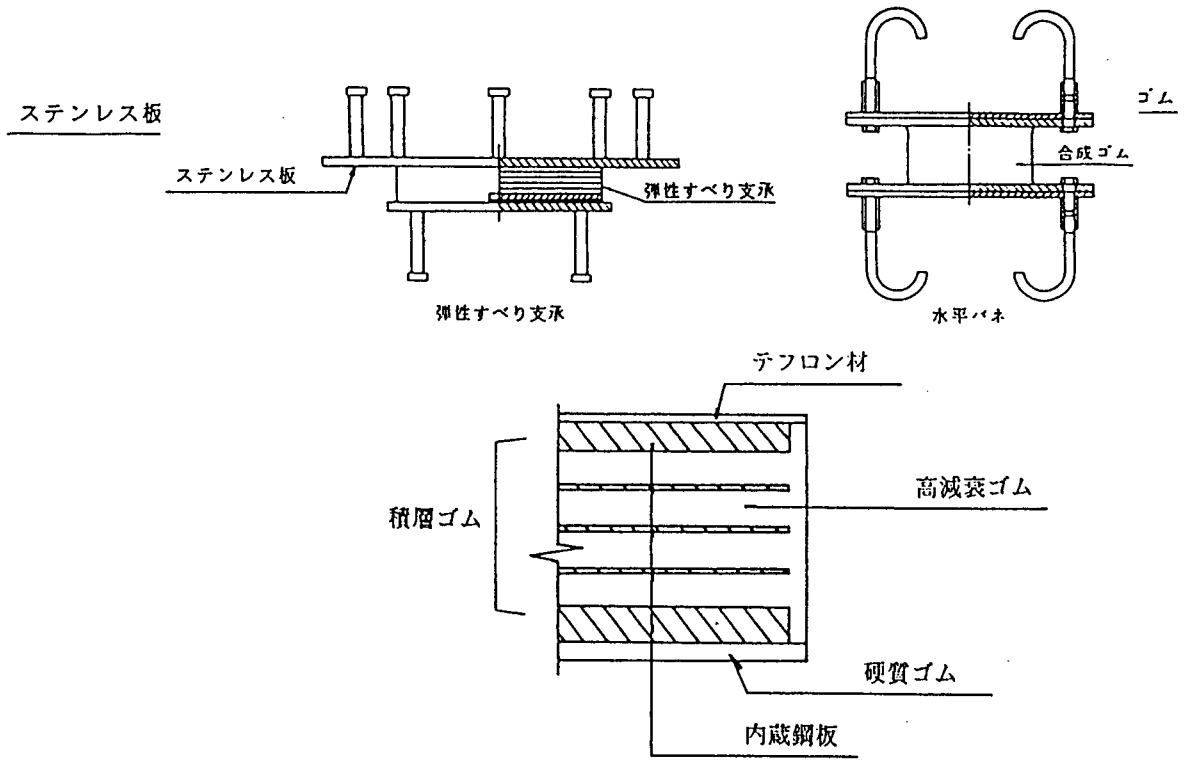
(2)　装置の開発

ｉ）構　　造

弾性すべり支承は、上部構造に固定される鋼板と下部構造に固定され上部構造荷重を支持する積層ゴム（高減衰ゴム）からなり、両部材の接合面が摺動する構造である。摺動部は鋼板下面のステンレス板と積層ゴム上面のテフロン板からなる（図－1.1.5.1参照）。

本装置は摩擦力によりエネルギー吸収を期待するものであり、この摩擦力から算定される摩擦係数を以後動摩擦係数と呼ぶ。また水平ばねは、上・下フランジプレートの間に合成ゴムが一体成型されており、合成ゴムの厚さと直径を適切に設定することにより、水平剛性を自由に設計することができる。

（図－1.1.5.1 参照）



弾性すべり支承断面図

図－1.1.5.1　摩擦ダンパー概要図

ii）使用材料の特性

a．ゴム材

弾性すべり支承には、それ自体が減衰性能を保有している高減衰ゴムと内蔵鋼板の防錆のための硬質ゴムを使用する。また水平ばねにはクロロプレン系の合成ゴムを使用するが、弾性率の違う２種類のゴム（A，B）について検討する。

ゴム材の基本物性の試験方法および測定値を以下に示す。

① 引張試験

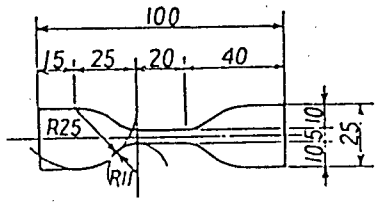
目的：加硫ゴムの切断に至る最大応力（引張強さ）および切断時の伸びを測定する。

条件：試験片　３号形ダンベル（図－1.1.5.2）

測定温度　22℃

引張速度　500 mm/min

試験結果：下記計算により求めた結果を表－1.1.5.1 に示す。



図－1.1.5.2　３号形ダンベル試験片

（イ）引張強さ

$$T_B = \frac{F_B}{A}$$

ここに　T_B ：引張強さ（kgf/cm²）

F_B ：最大荷重（kgf）

A　：試験片の断面積（cm²）

（ロ）伸　び

$$E_B = \frac{L_1 - L_0}{L_0} \times 100$$

ここにE_B ：伸　び（%）

L_0 ：標線距離（mm）

L_1 ：切断時の標線間の長さ（mm）

表－1.1.5.1　引張試験結果

項　　目	単　位	弾性すべり支承		水　平　ば　ね	
		高減衰ゴム	硬質ゴム	合成ゴムA	合成ゴムB
引張強さ	kgf/cm²	155	204	195	199
切断時伸び	%	780	2.0	500	490

② 低伸長応力試験

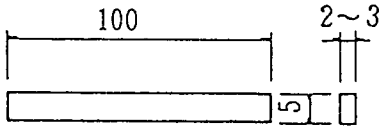
目的：加硫ゴムの25%時の伸長応力を測定し、その値から計算により静的せん断弾性率を求める。

条件：試験片　たんざく状　1号形（図－1.1.5.3）

測定温度　22℃

引張速度　45mm/min

試験結果：下記計算により求めた結果を表－1.1.5.2に示す。



図－1.1.5.3

（イ）25%伸長応力

$$\sigma_{25} = \frac{F_{25}}{A}$$

ここに　σ_{25}：25%伸長応力（kgf/cm²）

F_{25}：25%伸長時の荷重（kgf）

A　：試験片の断面積（cm²）

表－1.1.5.2　低伸長応力試験結果

項　目	単 位	弾性すべり支承	水 平 ば ね	
		高減衰ゴム	合成ゴムA	合成ゴムB
25％伸長応力	kgf/cm²	3.6	4.8	6.2
静的せん断弾性率	kgf/cm²	5.9	7.9	10.2

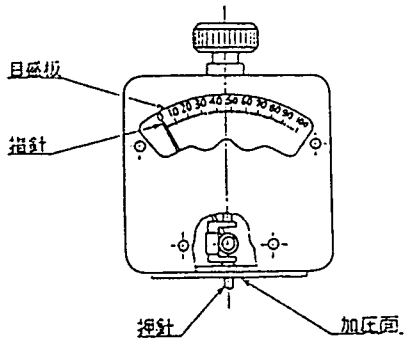
③ 硬さ試験

目的：スプリング式硬さ試験器A形（図－1.1.5.4）により加硫ゴムの硬さを測定する。

条件：試験片　2㎜厚さの加硫シート6枚重ね

測定温度22℃

試験結果：測定結果を表－1.1.5.3に示す。



図－1.1.5.4　硬さ計A形

表－1.1.5.3　硬さ試験結果

項　目	単 位	弾性すべり支承	水 平 ば ね	
		高減衰ゴム	合成ゴムA	合成ゴムB
硬　さ	度	51	51	62

b．すべり材（テフロン材）

四フッ化エチレン樹脂に耐圧強化剤を加えて、圧縮強度を高めたもので低摩擦性に優れている。またテフロン材は不活性な材料であり、耐候性・耐薬品性に優れており、橋梁支承で長年の実績を有するものである。

c．ステンレス板

JIS G4304 又はJIS G4305 に準じた規格品を使用する。

(3) 要素試験

弾性すべり支承の鉛直、せん断特性および水平ばねのせん断特性の確認試験を行った。

i）試験方法

a．弾性すべり支承

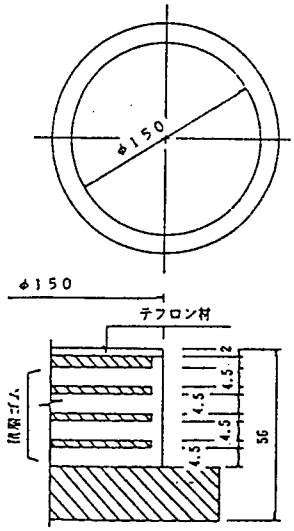
① 鉛直加力試験

小型試験体での静的鉛直加力試験により、鉛直荷重と鉛直変位を測定し積層ゴム部の鉛直剛性およ

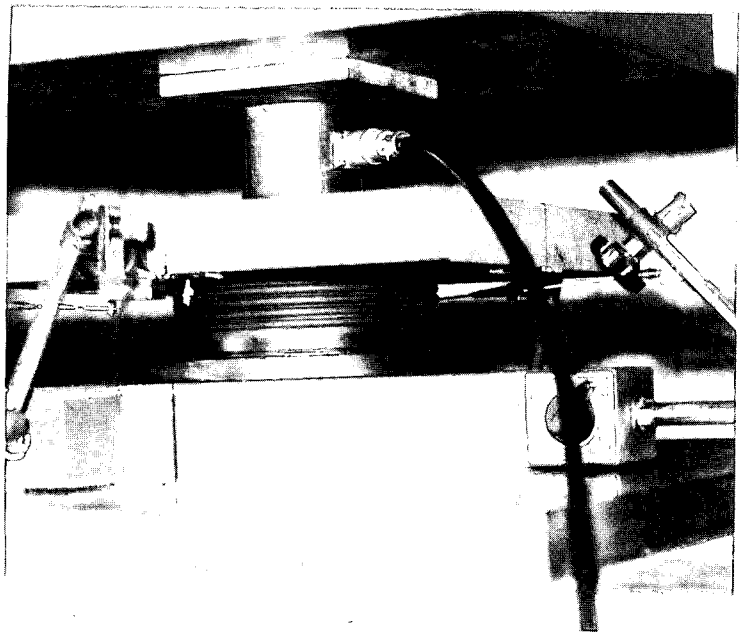
び破壊強度を求めた。試験体の形状寸法を図－1.1.5.5 に試験条件を表－1.1.5.4 に、試験状況を写真－1.1.5.1 に示す。

表－1.1.5.4　弾性すべり支承静的鉛直加力試験条件

	試　験　体	載 荷 荷 重	測 定 項 目
鉛直剛性試験	φ 150mm Σte＝4.5 × 4 ＝18mm	面　圧 σ＝60kgf/cm²±20kgf/cm²	繰り返し載荷5回行い 荷重－変位を測定
鉛直破壊試験	〃	荷重の上昇がなくなるまで	荷重－変位を測定



図－1.1.5.5　弾性すべり支承試験体



写真－1.1.5.1　鉛直加力試験状況

② せん断加力試験

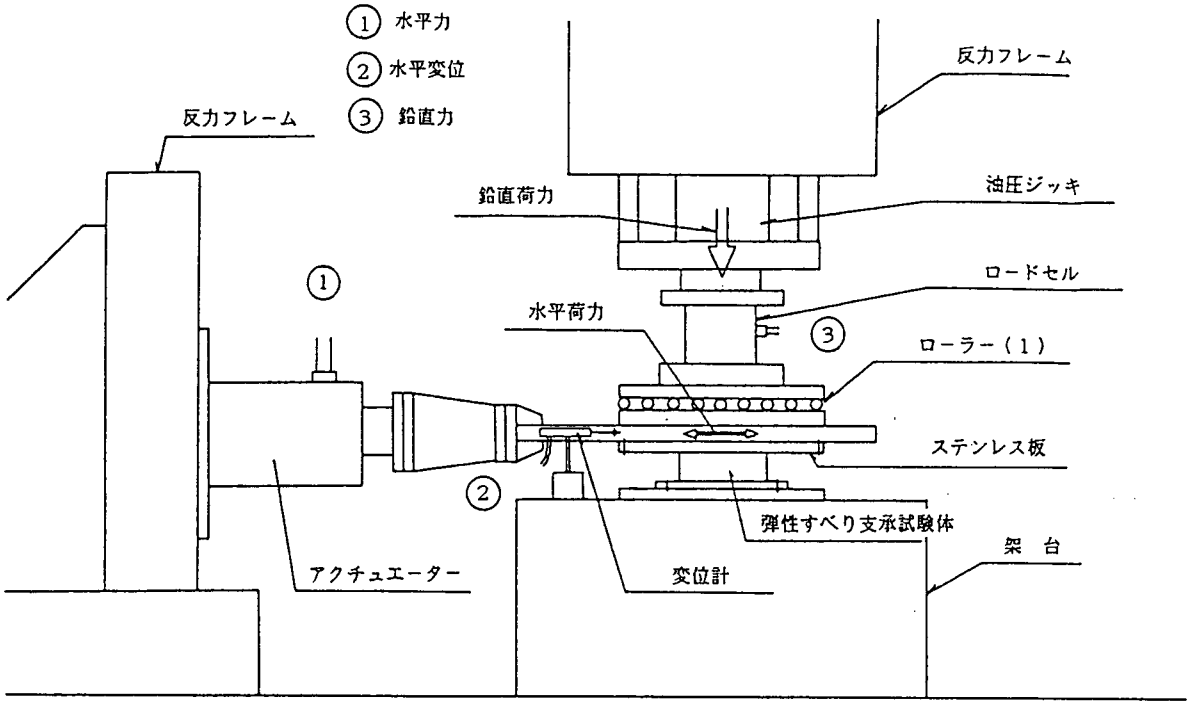
小型試験体での静的、動的せん断加力試験により、テフロン材とステンレス板の動摩擦係数および積層ゴム部の剛性、減衰定数を測定した。試験装置は図－1.1.5.6 に示すように、鉛直加力には油圧ジャッキを使用し、水平加力には5 t のアクチュエーターを使用した。

積層ゴムの特性試験を行う際は、積層ゴム部のみに変位が生じるように、テフロン材とステンレス板の間のすべり面を固定した。

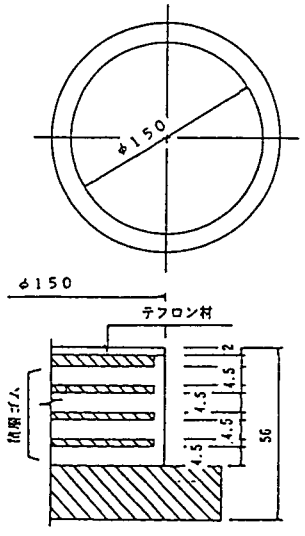
試験体の形状寸法を図－1.1.5.7 に、試験条件を表－1.1.5.5に、試験状況の写真を写真－1.1.5.2 に示す。

表－1.1.5.5　弾性すべり支承せん断加力試験条件

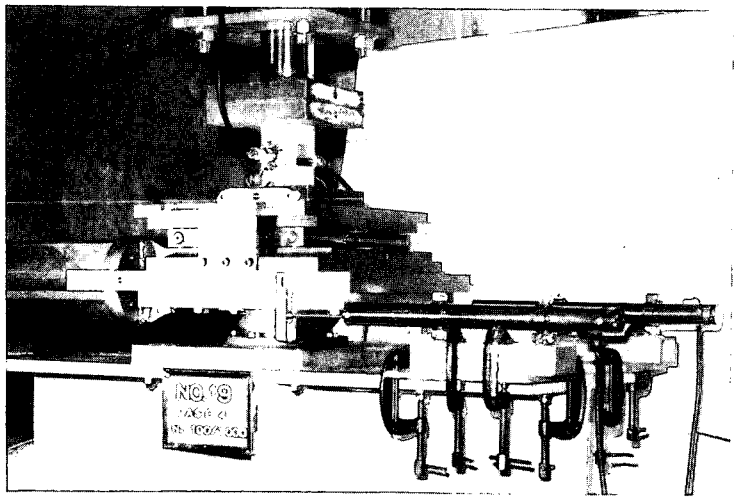
	試験体	加力波形	面圧（kgf/cm²）	速度（cm/sec）	測定項目
動的せん断加力試験	・弾性すべり支承 φ150 mm Σte＝4.5 × 4 ＝18mm ・すべり板 標準仕上げ ステンレス	正弦波 振幅5 cm一定	σ＝ 30 ＝ 60 ＝ 120	V＝ 20	各30回行い、安定した位置での動摩擦係数、減衰定数を測定
			σ＝ 60	V＝ 10 20 30	〃
			σ＝ 60	V＝ 15.7	n＝1～40回後、18時間放置して、n＝41～80回水平加力し、動摩擦係数減衰定数の変化を測定
	・弾性すべり支承のみ φ150 mm Σte＝4.5 × 4 ＝18mm （すべり面固定）	正弦波 変位 Σte× 30% ｜ Σte×150%	σ＝ 30 ＝ 60 ＝ 120	V＝ 1.7 ｜ 50	積層ゴムの等価剛性、減衰定数の測定
静的せん断加力試験	・弾性すべり支承 φ150 mm Σte＝4.5 × 4 ＝18mm ・すべり板 標準仕上げ ステンレス	―――	σ＝ 30 ＝ 60 ＝ 120	―――	動摩擦係数の測定
	・弾性すべり支承のみ φ150 mm Σte＝4.5 × 4 ＝18mm （すべり面固定）	変位 Σte×300%	σ＝ 60	―――	水平荷重－水平変位



図－1.1.5.6　せん断加力試験装置



図－1.1.5.7　弾性すべり支承試験体



写真－1.1.5.2　弾性すべり支承動的せん断加力試験状況

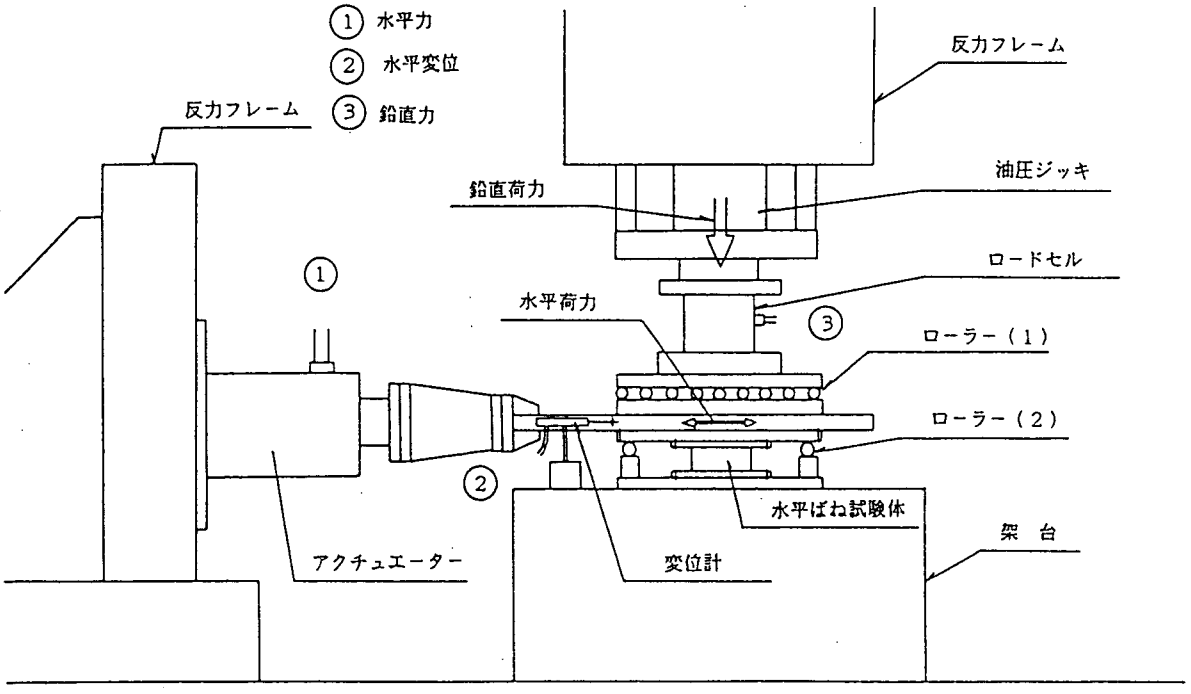
b．水平ばね

① せん断加力試験

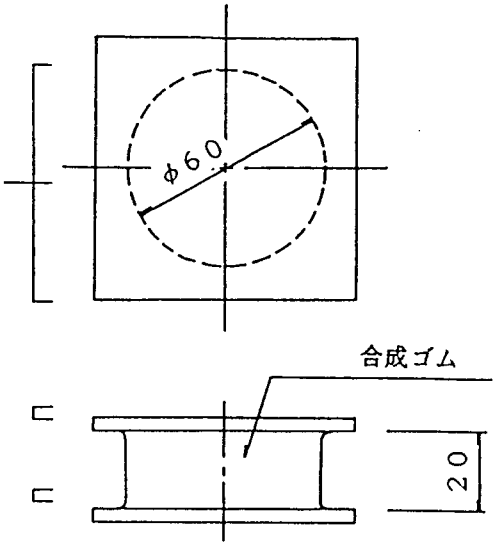
水平ばねは鉛直力を支持しない構造であるため、鉛直荷重を載荷しない状態でせん断特性試験を行った。静的なせん断特性はすでに確認しているので、今回は動的特性の確認試験を行った。試験方法は、図－1.1.5.8 に示すように、鉛直荷重を試験体と同じ高さのローラ(2)で支持した状態で、5 tのアクチュエーターで水平加力する。試験体の形状寸法を図－1.1.5.9 に、試験条件を表－1.1.5.6 に試験の状況を写真－1.1.5.3 に示す。

表－1.1.5.6　水平ばねせん断加力試験条件

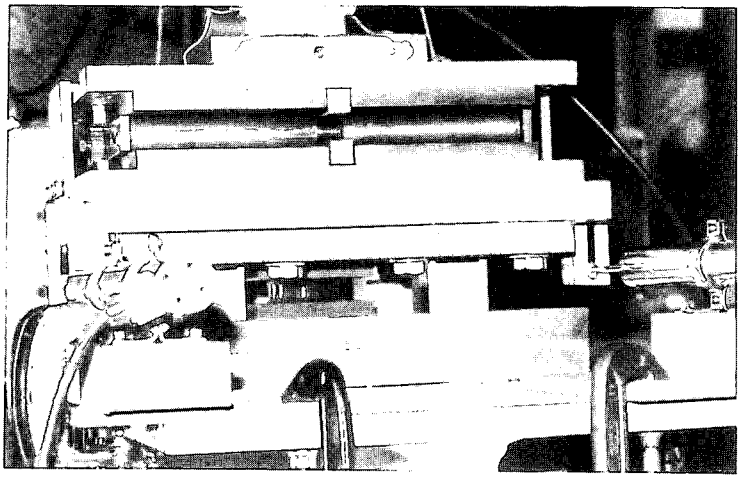
試　験　体	加力波形	面圧（kgf/cm²）	水平変位率	周 波 数	測 定 項 目
φ60mm Σte＝20mm 材料特性 合成ゴムA 〃　B	正弦波	0	δ＝ 30 % ＝ 50 % ＝100 % ＝150 % ＝200 % ＝250 %	0.5Hz	等価剛性 等価減衰定数



図－1.1.5.8　水平ばねせん断加力試験装置



図－1.1.5.9　水平ばね試験体



写真－1.1.5.3　水平ばねせん断加力試験状況

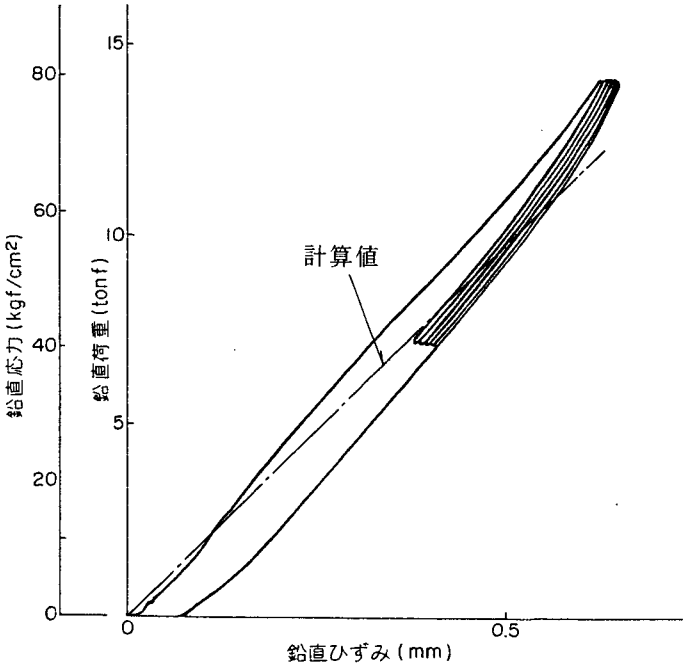
ii）試験結果

a．弾性すべり支承

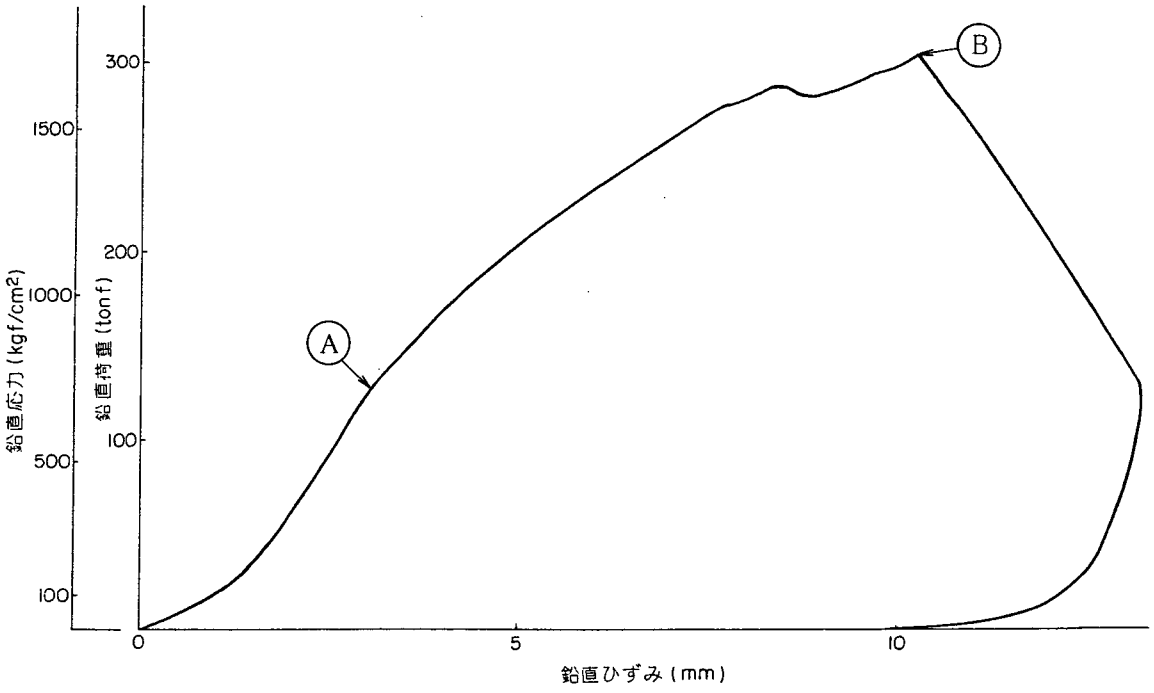
①　鉛直性能

図－1.1.5.10に荷重～変位曲線を示す。鉛直ばねは、低面圧域では計算値に比べやや低いが、実使用域（40～80kgf/cm²）ではほぼ一致し、かつ線形である。鉛直ひずみは面圧σ＝80kgf/cm²で4％程度であり、設計面圧での鉛直支持性能は十分あると考えられる。

鉛直破壊試験の結果を図－1.1.5.11に示す。この結果より圧縮終局応力度は、内蔵鋼板の降伏時（図中A点）で600kgf/cm²以上あり、鋼板破断時（図中B点）で1500kgf/cm²以上あることが確認できた。



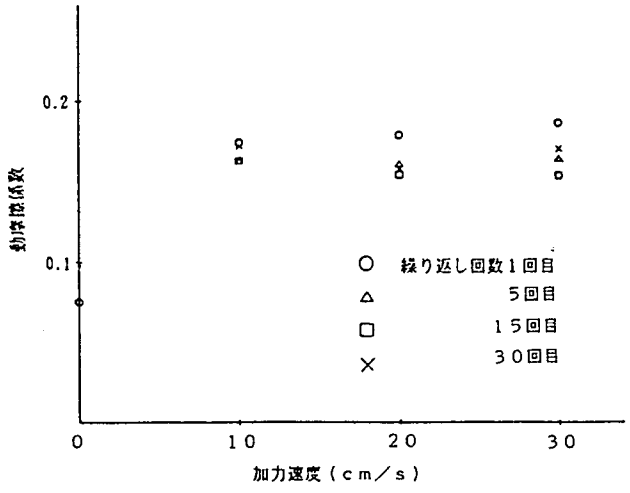
図－1.1.5.10　弾性すべり支承の鉛直荷重と鉛直変位の関係



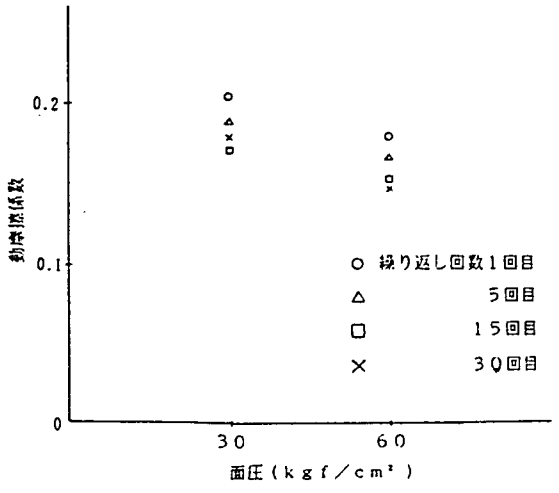
図－1.1.5.11　弾性すべり支承の鉛直破壊試験

② 水平復元力特性

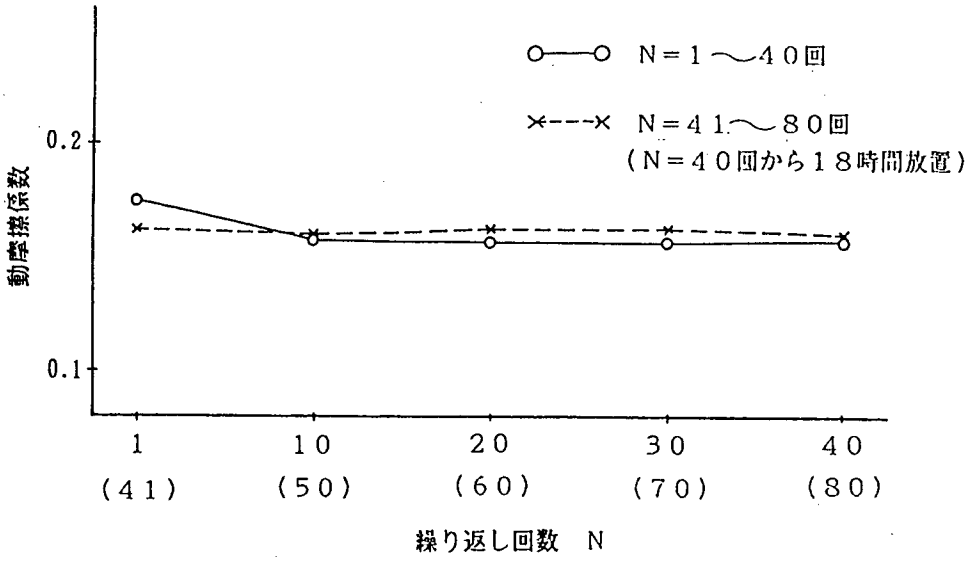
面圧σ＝60kgf/cm²（死荷重反力相当）時の動摩擦係数と速度の関係を図－1.1.5.12に、速度V＝20cm/sの動摩擦係数と面圧の関係を図－1.1.5.13に、動摩擦係数と繰り返し回数の関係を図－1.1.5.14に、代表的履歴曲線を図－1.1.5.15に示す。



図－1.1.5.12　動摩擦係数と速度の関係
面圧　σ＝60kgf/cm²



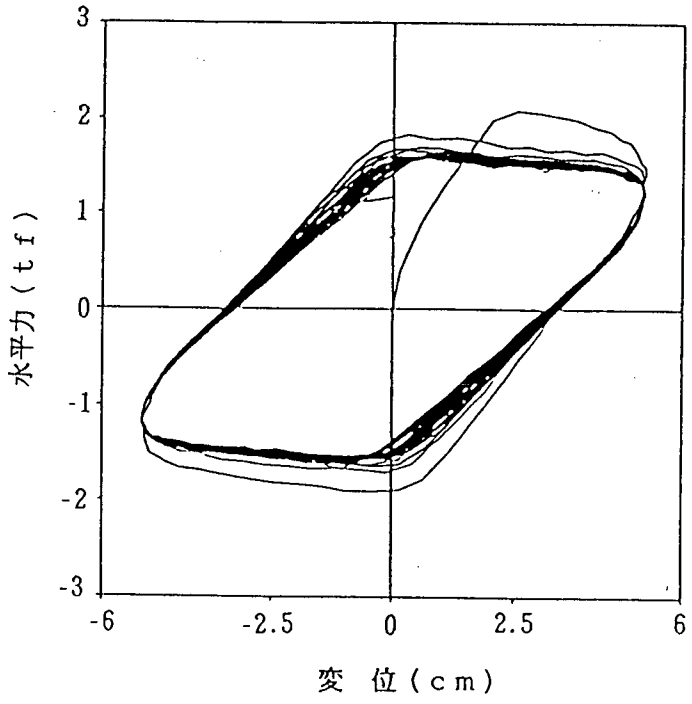
図－1.1.5.13　動摩擦係数と面圧の関係
速度V＝20cm/s



図－1.1.5.14　動摩擦と繰り返しの関係

面　圧　　σ＝60kgf/cm²

振動数　　0.5 Hz

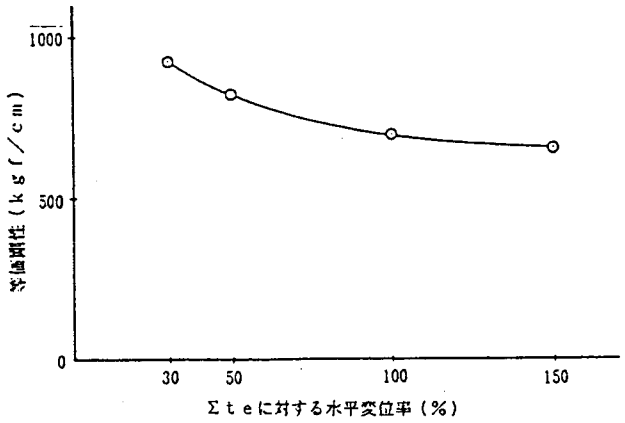


図－1.1.5.15　弾性すべり支承の履歴曲線

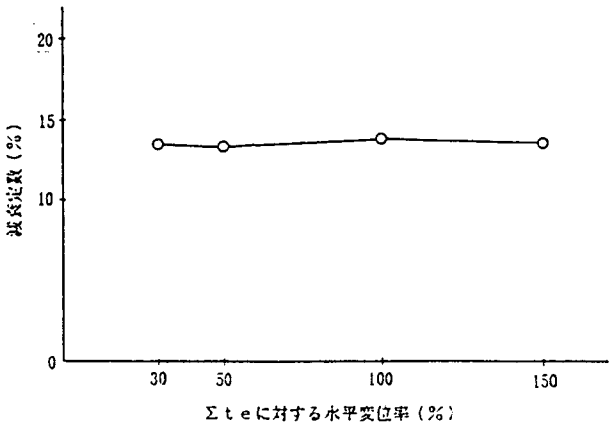
面　圧　　σ＝60kgf/cm²

速　度　　V＝20cm/s

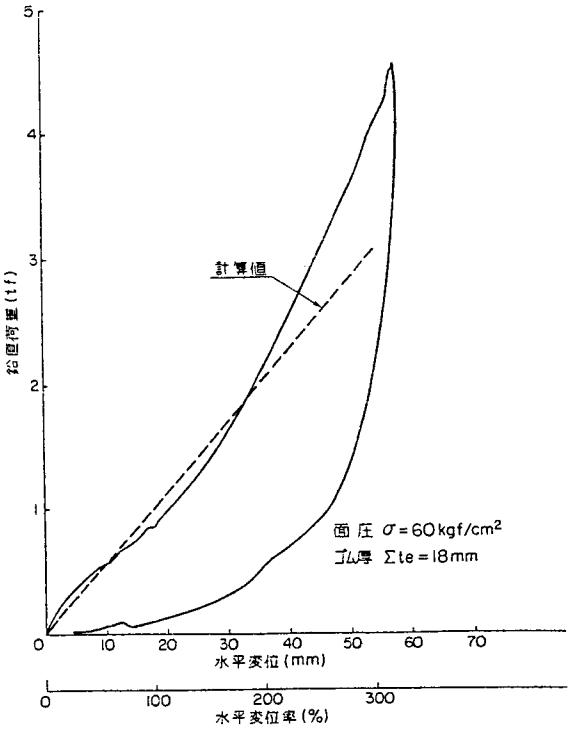
図－1.1.5.16および図－1.1.5.17に、積層ゴム部の（すべり面が滑動しない状態での）等価剛性および減衰定数を示す。



図－1.1.5.16　すべりが生じるまでの
積層ゴム部の等価剛性
と水平変位の関係
面　圧　σ＝60kgf/cm²
振動数　　0.5 Hz



図－1.1.5.16　すべりが生じるまでの
積層ゴム部の減衰定数
と水平変位の関係
面　圧　σ＝60kgf/cm²
振動数　　0.5 Hz



図－1.1.5.18　積層ゴム部の水平荷重
と水平変位の関係

すべり面を固定した積層ゴム部分のみの静的せん断加力試験結果を図－1.1.5.18に示す。

実験結果より、弾性すべり支承の水平復元力特性について以下のことが確認できた。

1)　標準仕上げステンレス板に対する動摩擦係数は、面圧σ＝30kgf/cm²～σ＝60kgf/cm²、速度10cm/s～30cm/sの範囲で、0.15～0.2 であった。
(図－1.1.5.12)(図－1.1.5.13)(図－1.1.5.14)

2)　動摩擦係数は、速度の増加に伴い大きくなる傾向があるが、10cm/s以上ではほぼ一定となる。
(図－1.1.5.12)

3) 動摩擦係数は、面圧の増加に伴い減少する（図－1.1.5.13）。

4) 動摩擦係数は、1回目載荷では2回目以後より6～7％ぐらい高いが、また2回目以後は、安定する。

繰り返し回数N＝40回後18時間放置後も、2回目～40回目とほぼ一致した値である（図－1.1.5.14）。

5) 摩擦による減衰定数は、積層ゴム部の初期剛性、動摩擦係数、水平変位により異なるが、概ね30～50％程度である。また積層ゴム部の減衰定数は、ほぼ13％で、ひずみ振幅 150％以内でほぼ一定であった（図－1.1.5.17）。

6) 滑動直前の積層ゴムのせん断ひずみは約 130％である（図－1.1.5.15）。

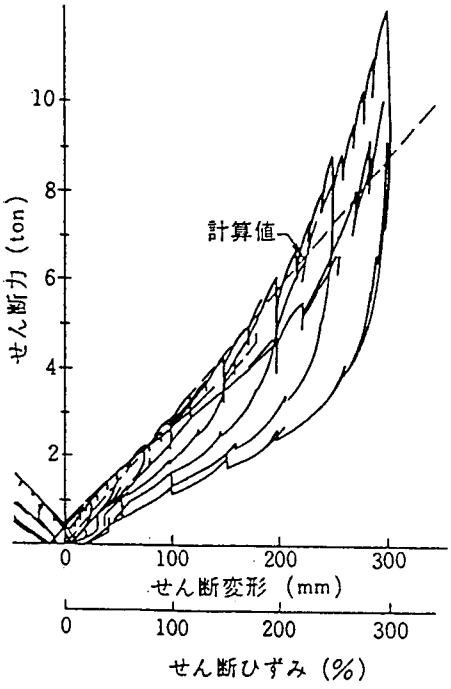
7) 積層ゴムのせん断ばね定数は、せん断ひずみ200％以内で概ね計算値と一致する(図－1.1.5.18)。

B．水平ばね

① せん断特性

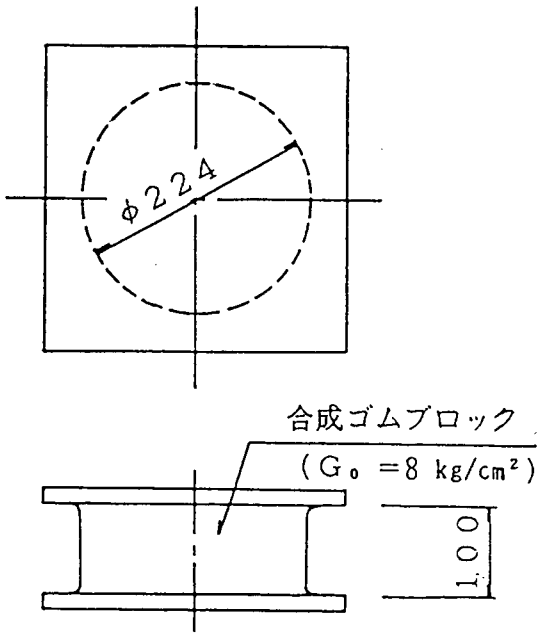
静的なせん断特性に関しては、既存のデータより以下の1)～3)の事項が確認できている。

1) ゴム材（合成ゴムA）は、せん断ひずみ 250％まではほぼ線形であり、せん断ばね定数も概ね計算値と一致する。しかし、ひずみが 250％を超える領域では、ハードスプリング特性を示す（図－1.1.5.19、写真－1.1.5.4)。

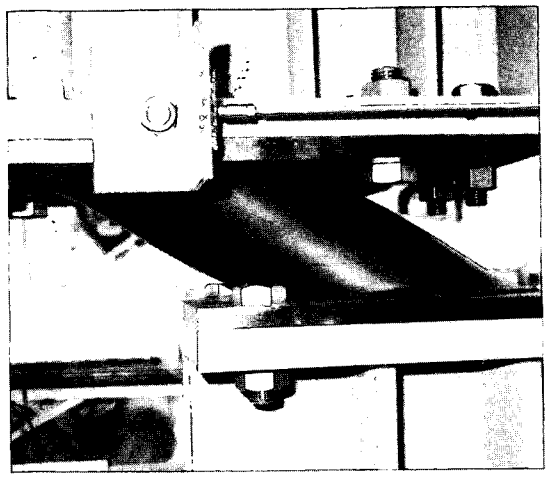


図－1.1.5.19 ゴムブロックのせん断力と変形関係

（大成建設技術研究所報 第20号より）



図－1.2.5.19の水平ばね試験体

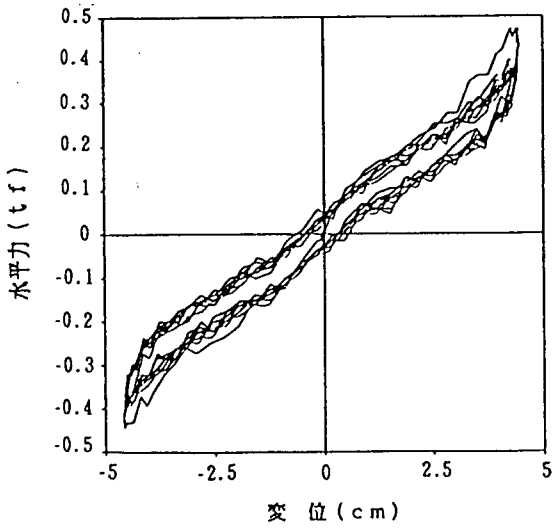


写真－1.1.5.4　ゴムブロックのせん断加力試験
（大成建設技術研究所報　第20号より）

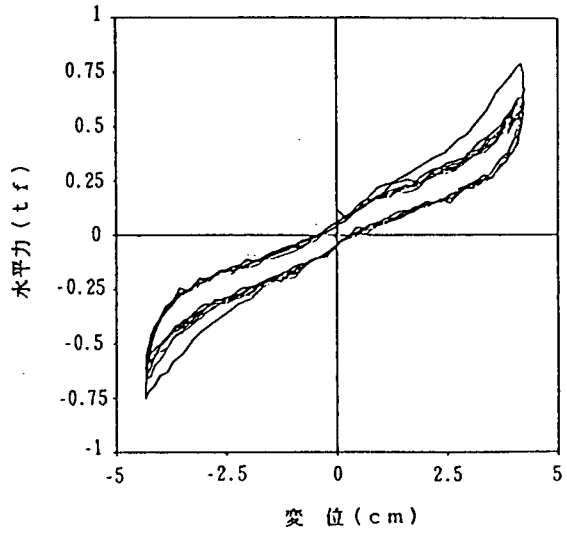
2）ゴムブロックの終局せん断ひずみは、少なくとも300 %以上期待できる。

3）ゴムブロックの引張破壊は、ゴムと鋼材の接着部で生じ、その大きさは40kg/cm²（3体の平均）であった。

動的せん断特性試験より得られたせん断ひずみ 200%時の履歴曲線を図－1.1.5.20および図－1.1.5.21に示す。合成ゴムA（G_0 ＝8 kgf/cm²）は 200%ひずみでもハードスプリング特性を示さないが、合成ゴムB（G_0 ＝10kgf/cm²）は、 200%ひずみで多少その傾向を示す。ゴム材の減衰定数は、6～8％ぐらいである。



図－1.1.5.20　動的水平加力試験
合成ゴムA　G_0 ＝8 kgf/cm²
せん断ひずみ 200%



図－1.1.5.21　動的水平加力試験
合成ゴムB　G_0 ＝10kgf/cm²
せん断ひずみ 200%

ii）まとめ

今回行った要素試験により、弾性すべり支承および水平ばねの基本的な特性をほぼ確認することができた。しかし、動摩擦係数は期待していた値より少し高めであったため、平成3年度に引き続きこの点の

検討を行う。

(4) 平成3年度の研究計画

平成3年度は、今年度の要素試験結果をふまえて実橋を想定して試設計を行う。また低摩擦係数の検討および疲労試験による耐久性の確認を行う。

① 低摩擦係数の検討

低摩擦材料の検討および試験による確認

② 疲労試験による耐久性の確認

一定鉛直荷重下での、動的せん断繰り返し試験による特性値の変化および耐久性の確認

③ 実橋を想定した試設計

要素試験から確認できた諸特性に基づき、免震装置の設計手法を確立し、実橋を想定して装置の設計と施工方法の検討を行う。

〈民側担当会社〉大成建設株式会社、東京ファブリック工業株式会社

1.1.6　摩擦（すべり）型ダンパー（その２）

(1) 開発の概要

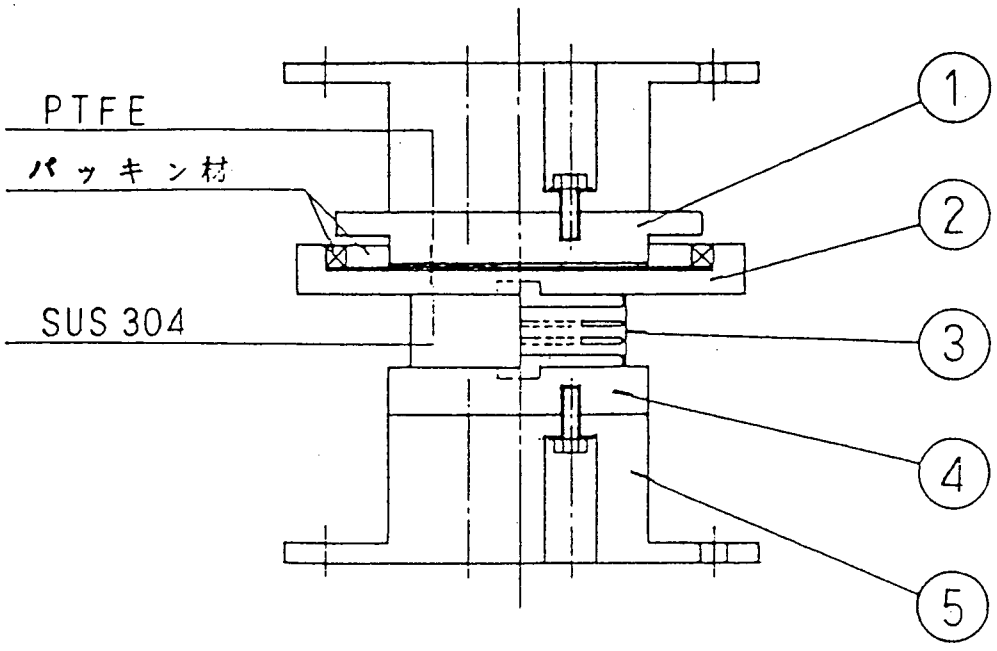
すべり型ゴム支承の減衰効果を確認するための基礎実験を実施するとともに、免震装置としての摩擦（すべり）型ダンパーの構造および構成部材の開発を行った。

(2) 摩擦（すべり）型ダンパー支承の開発

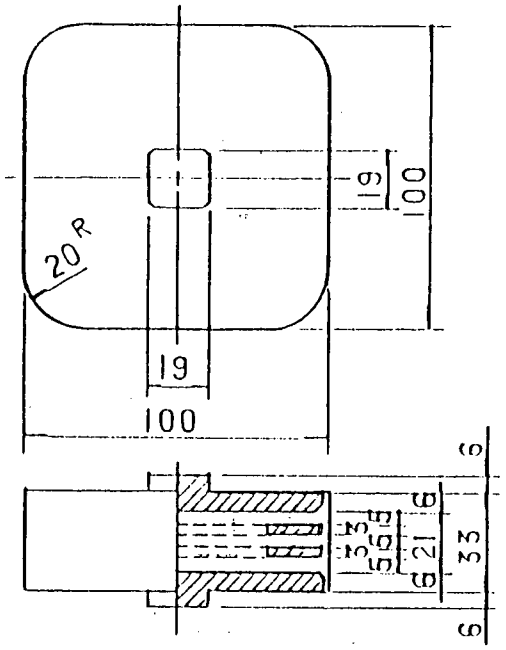
i）ゴム支承には支承便覧に示される材質規格を満足するゴム材料を使用する。また各種の疲労試験、暴露試験および室内の促進試験等により長期耐久性もすでに確認されているリング沓をゴム支承として使用する（施工実績としても、すでに17年間を経年し現在や異常なく機能している）。

ii）免震装置のスケールモデル（基本特性試験用）

図－1.1.6.1 に摩擦（すべり）型ダンパーの概念図を、図－1.1.6.2 にゴム支承部の構造図を示す。



図－1.1.6.1　摩擦（すべり）型ダンパー概念図



① ソールプレートⅠ
② ソールプレートⅡ
③ ゴム支承（リング沓）
④ ベットプレート
⑤ 試験機支持台

使用ゴム材
静的せん断弾性率
G＝10.5kg・f/cm²

図−1.1.6.2　ゴム支承（リング沓）構造

注）スケールモデルは試験機能力（動的）より設計した。

鉛直　±10tf　　水平　±10tf　　ストローク　±75mm

繰り返し速度 0.01 ～3 Hz　　指示精度　± 0.1%以下

ⅲ）スケールモデルによる確認試験

a．摩擦（すべり）型ゴム支承としての履歴曲線を確認する

b．摩擦係数の確認（面圧，速度，変位依存性）

c．試験条件による等価減衰と挙動の確認

d．ＰＴＦＥ材の種類別摩擦抵抗力および耐摩耗性の確認

e．緩衝部のパッキン材（すべり遊間に配置する）の諸検討と履歴曲線に与える影響

f．以上の基礎実験の結果を考察し、一斉共通実験用装置の設計の基礎資料とする

ⅳ）試験条件の設定

ケース1．鉛直荷重　；　2.9tf, 5.8tf, 7.7tf

（面圧 30, 60, 80 kg・f/cm²）

振動数　；　0.3, 0.4, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 Hz

ひずみ　；　±100 %, ± 150%相当変位

テフロン材　；　純テフロン（ＰＴＦＥ）

ケース2．鉛直荷重　；　5.8tf　(面圧60kg・f/㎠)

振　動　数　；　0.1Hz

ひ　ず　み　；　± 100%, ± 150%　相当変位

テフロン材　；　グラスファイバー入り

グラファイト入り

ケース3．鉛直荷重　；　2.9tf, 5.8tf, 7.7tf

(面圧　30, 60, 80kg・f/㎠)

振　動　数　；　0.1 Hz

ひ　ず　み　；　± 100%　相当変位

テフロン材　；　グラスファイバー入り

グラファイト入り

v）実験結果に基づく特性の評価

a．摩擦（すべり）型支承としての基本的な履歴曲線が確認された。

b．摩擦係数は、ほぼ一定の結果を得た。

μ=0.09（静的）　μ=0.09～0.12（動的）

c．等価減衰については、加流ゴムの動的性質試験方法（JIS K 6394－1976）の評価方法に基づき算定される損失係数（ι）から約28%を得た。

d．速度依存性として、振動数が1Hz以下では、基本的な履歴曲線を示したが1.5Hz になるとすべり面が縁切れの傾向となり、ゴム支承のみのせん断変形が支配的となる（ソールプレートが余り動かなくなる）。さらに速度を上げ、2Hzではすべり面はほぼ静止状態（ソールプレート側はほとんど動かず）に近い状態となり、ゴム沓のみのせん断変形の繰り返しとなることが確認された。

e．ＰＴＦＥ材の充填材補強の耐摩耗性は、グラファイト入りがグラスファイバーに比較して優れていることが確認された。

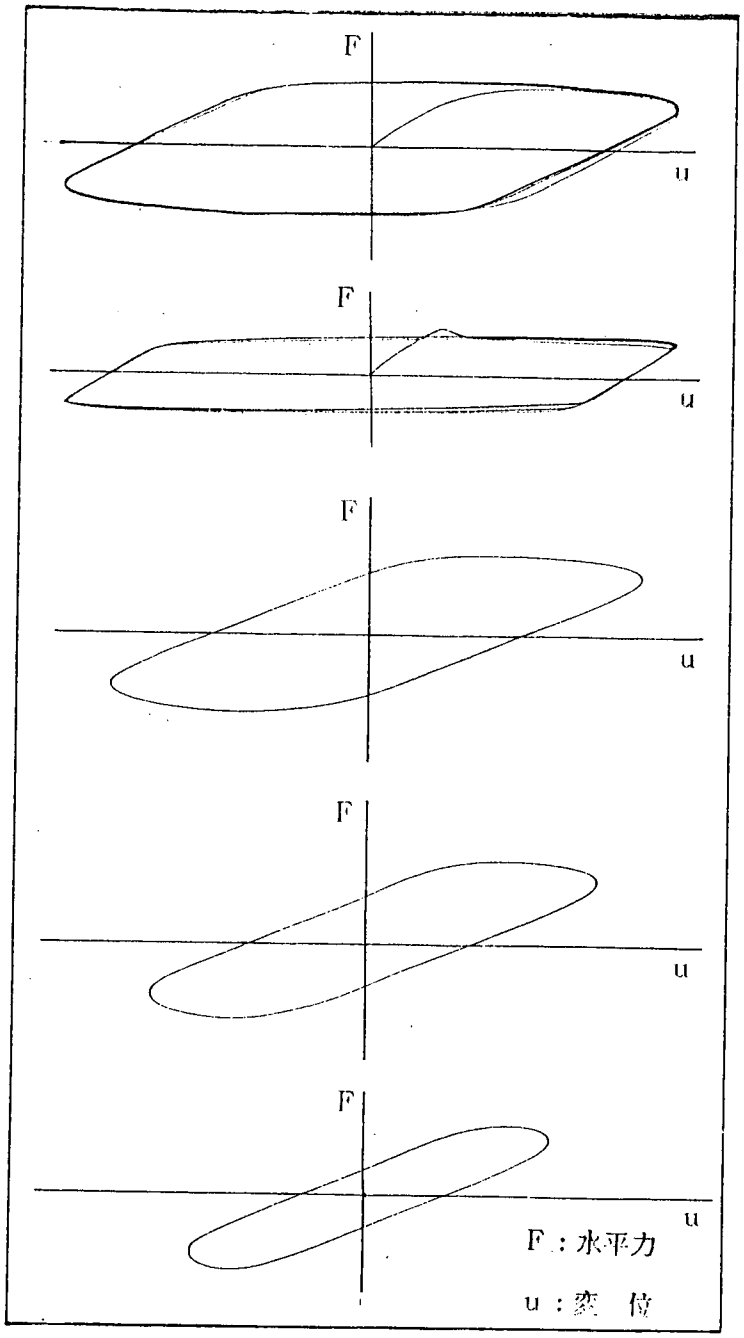
なお、両者の摩擦係数には顕著な差はなかった。

f．グラファイト入りＰＴＦＥ材の耐摩性を確認するため、面圧（30, 60, 80kg・f/㎠）を変えて振動数 0.1Hzで±100 %相当変位による80回の連続水平載荷を行ったが、ＰＴＦＥ材の摩耗は認められなかった。

g．すべり遊間のパッキン材については、スケールモデルが小さすぎ定量的な効果の把握はできなかった。

h．当初の計画では、パッキン部を超低弾性ゴムと耐圧パッキンの複合を考え、超低弾性ゴム（ノルボーネン系，ウレタン系）の材料の特性は評価ができたが、実際にスケールモデルでの高耐力パッキンとの複合効果の検証は難しいと判断し、パッキン部の考え方を修正してゴム材のみの形状効果による特性の効果を期待する実験とした。

vi）特性試験による履歴曲線（一部）



静摩擦係数

面　圧　80kg・f/cm²,

μ＝0.09

面　圧　50kg・f/cm²,

μ＝0.10

水平載荷物試験

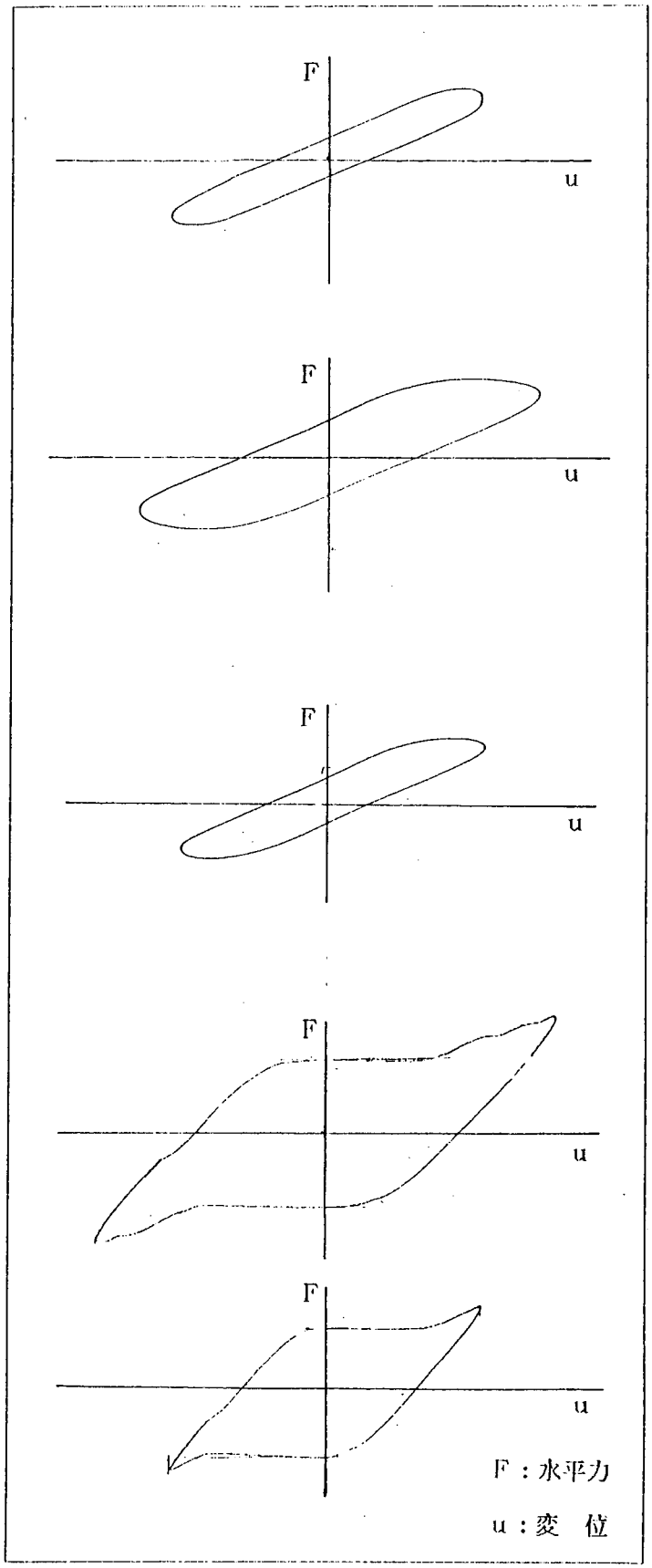
面　圧；80kg・f/cm²

振動数；0.4Hz

変　位；100～150 %

相当変位

図－1.1.6.3　特性試験による履歴曲線（その１）



面　圧；80kg・f/cm²
振動数；0.7Hz
変　位；100%
相当変位

同　；150%
相当変位

面　圧；80kg・f/cm²
振動数；1.0Hz
変　位；100%
相当変位

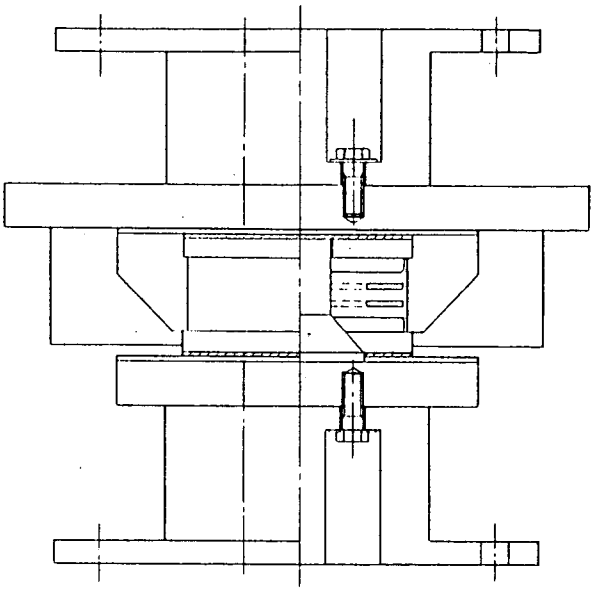
面　圧；30kg・f/cm²
振動数；0.1Hz
変　位；150%
相当変位

同　；100%
相当変位

図－1.1.6.4　特性試験による履歴曲線（その２）

vii）特殊型すべり沓の装置と試験結果

a．装置図



図－1.1.6.5　特性型すべり沓の組立図

b．共同研究と並行して、将来の開発実験として両面すべり型タイプの可能性を確認した

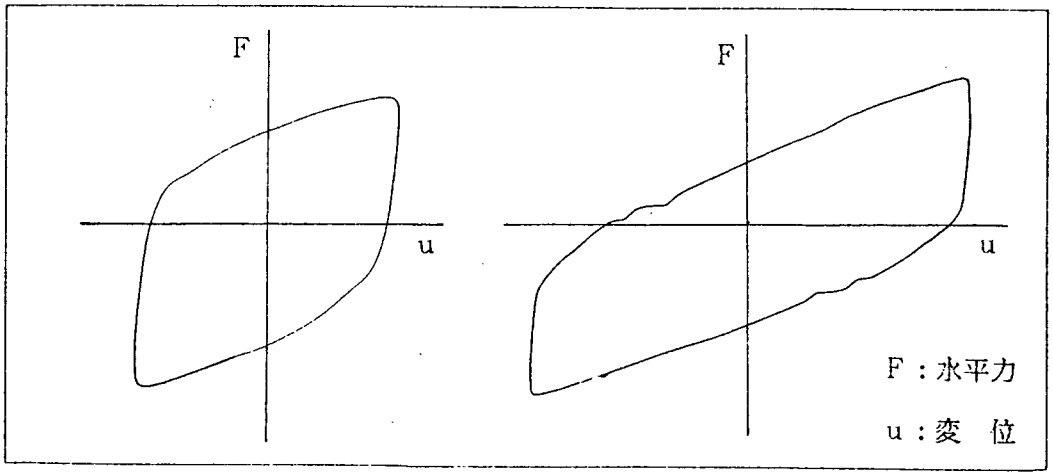
c．すべり面が完全に元の位置に復元できる装置の開発・実験を実施した

d．試験結果としては、滑動時の二次勾配が明確な履歴曲線が確認された

e．摩擦係数の面圧依存性は、装置の構造特性から顕著であった

0.1Hz	；	$\mu \fallingdotseq 0.17$	70～100 %相当変位
1.0Hz	；	$\mu \fallingdotseq 0.25$	70～100 %相当変位

f．減衰効果も充分に期待されることが明らかになった。実橋設計をふまえさらに研究を進める



面　圧	；	50kg・f/cm²	面　圧	；	50kg・f/cm²
振動数	；	1.0Hz	振動数	；	0.1Hz
変　位	；	70%　相当変位	変　位	；	120%　相当変位

図－1.1.6.6　特殊型すべり沓の一般的な履歴曲線

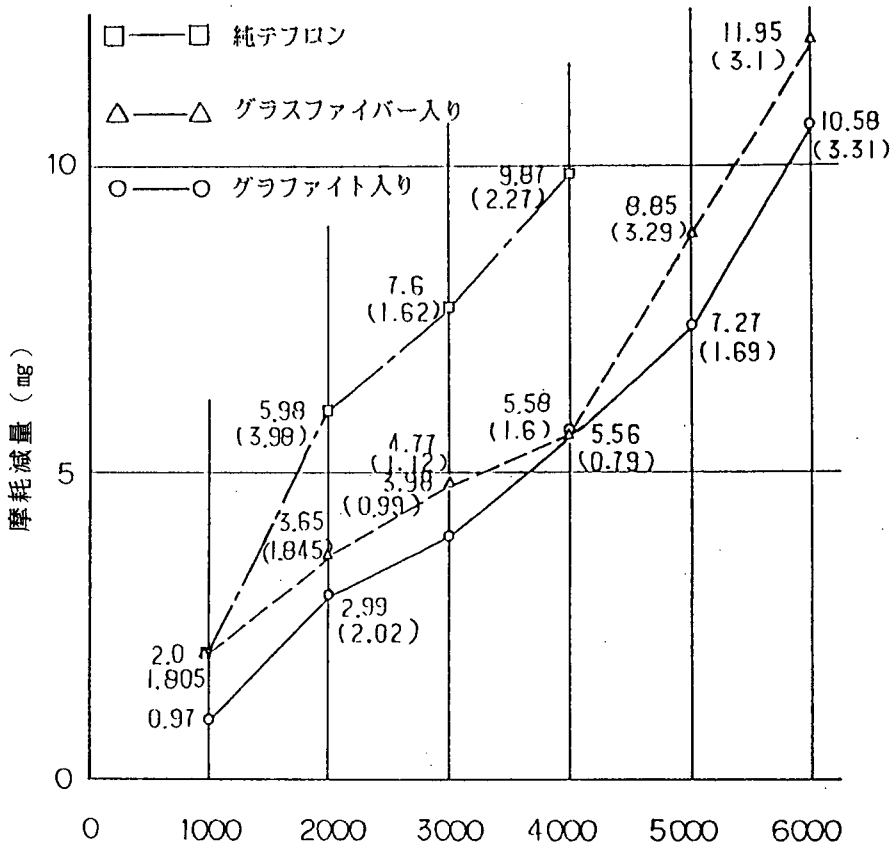
(3) ＰＴＦＥ材の耐摩耗性の基礎試験

ＰＴＦＥ材の種類　；　純テクロン，グラスファイバー入り，グラファイト入り

試験機　；　ロータリーアブレーションテスター（テーパー磨摩試験）

載　荷　；　1000 g・f

磨耗輪　；　H22



図－1.1.6.7　ＰＴＦＥ材の耐摩耗性の基礎試験結果

(　)内は1000回当りの摩耗減量

1000回当の平均摩耗量

グラファイト入り　1.76mg

グラスファイバー入り　1.99mg

純テフロン　2.47mg

(4) 緩衝パッキンの基礎試験

i）特性の評価

a．パッキン材の形状は、設計すべり遊間内におさまるように検討した

b．試作したパッキン材の圧縮変形特性を確認した

c．理想のパッキン材の適正なばね定数の選択基準は、一斉共通実験の試験結果から推定することとし、実験には高ばね域のE＝30タイプのパッキン材を選択した

d．パッキン材としての要求される機能から、初期ひずみの低反力域はキャンセルして比較的直線域のばね効果を期待するために、20mmの初期ひずみを与えた

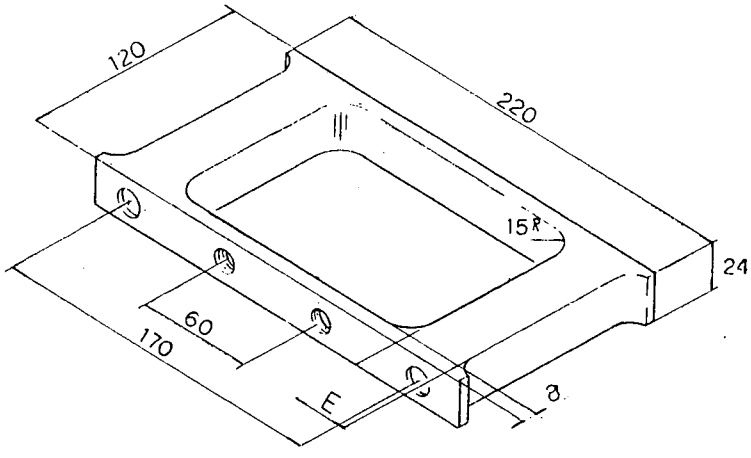
（この設計遊間の設計上の考え方は平成3年度の研究テーマである）

e．使用したゴム材料

表－1.1.6.1　ゴム材料の特性値

硬　　度	48°（JIS A）
静的せん断弾性率	8 kg・f/cm²
引張り力	280kg・f/cm²
伸　　び	620%

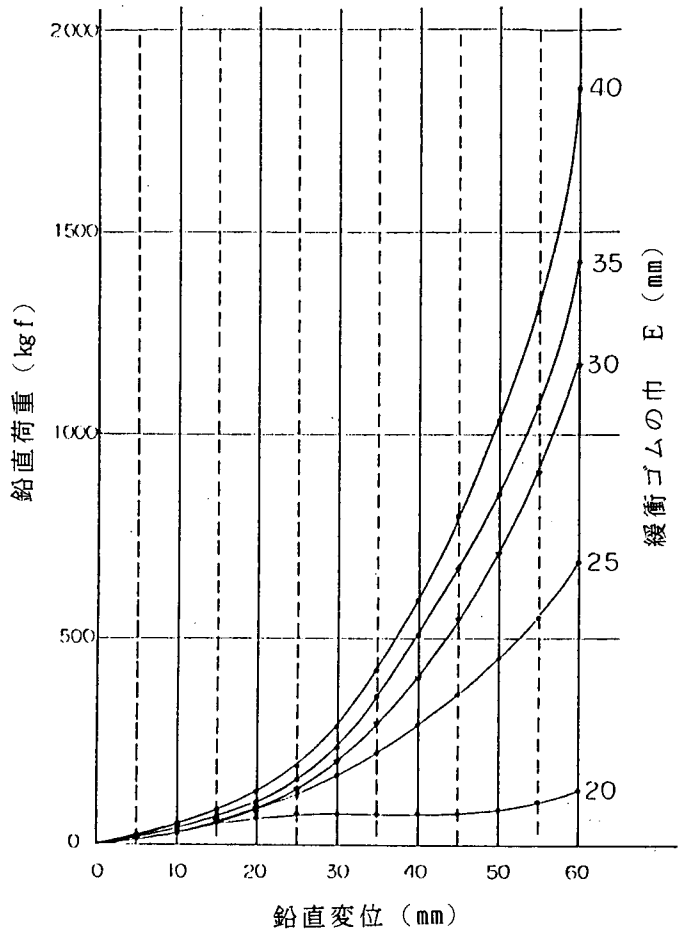
その他の物性はゴム支承材の基準を満足している



mm

No.	1	2	3	4	5
E	20	25	30	35	40

図－1.1.6.8　緩衝ゴムパッキン



図－1.1.6.9　緩衝ゴムパッキン図及び圧縮試験結果

(5) 平成3年度の研究計画

平成3年度は、一斉共通実験から得られた諸特性を分析し、摩擦型ダンパーおよび各部材の設計方法を開発するとともに免震支承としての経済性の確認を行う。

i）摩擦（すべり）型ダンパーとして、すべり部の遊間の設計基準を開発する。

すなわち、免震装置としての最適なすべり部の遊間と、そこに介在させる弾性パッキンの設計基準を開発する（すべり型ダンパーとしての安全性を考慮した理想の履歴曲線を明示する）。

ii）長期耐久性については、ゴム支承部はすでに各種の疲労試験を含め、すでに施工例も多く（17年間の実績を有す）問題はないので、すべり部の繰り返し耐力（耐摩耗性）の終極回数を確認する。

iii）装置としての完成度を高めるために、防塵対策、施工性等の検討を加える。

iv）希望的な実験項目として、振動台での実際の地震波を入れての特性を確認する。

〈民側担当会社〉　㈱ビー・ビー・エム

1.1.7　鋼製ダンパー

(1) 開発の概要

鋼製ダンパーは、アイソレーターとしての積層ゴムとの組み合せで使用される。鋼製ダンパーは、鋼製材の塑性変形により地震エネルギーを吸収する。

開発目標の基本は以下の通りである。

① 橋の固有周期が非免震の2倍程度以上であるもの

② $1 \leqq T_B \leqq 2\,\mathrm{sec}$　　T_B：免震装置の等価固有周期

③ $0.05 < \frac{Q}{W} < 0.1$　　$\frac{Q}{W}$：降伏荷重比　　Q：降伏荷重　W：上部荷重

④ ダンパーの特性が、設計変位による50回の正負繰返し載荷に対して安定していること

⑤ 50回の設計変位による載荷後の等価粘性減衰定数がh_{eq}＝15～20％を確保されること

⑥ 可能最大変位による正負連続2回以上の繰返し載荷を受けても著しい損傷が生じないこと

鋼製ダンパーの特徴は以下の通りである。

① 方向性を持たせることができる

② 耐久性および防錆を考慮しステンレス鋼材を使用する

③ 鋼製リングの幅・外径・厚さを変化させることにより任意の剛性を選択することができる

④ 取り替えが容易な構造である

(2) 鋼製ダンパーの概要

i）試験体形状

鋼製ダンパーには、ステンレス鋼材（ＳＵＳ３０４）を使用している。

このステンレス鋼材を選択した理由は以下の通りである。

・ステンレスの防錆性

・鉄と同等以上の強度

・大きな伸び量

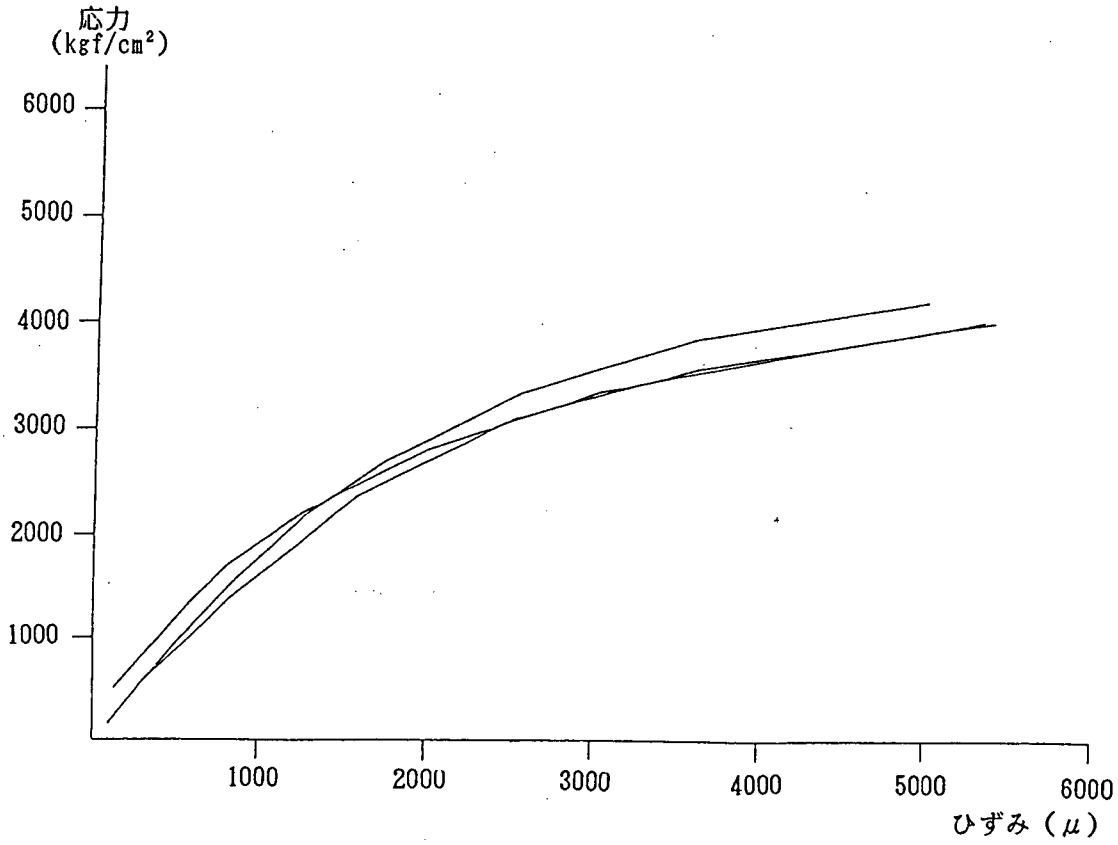
ステンレス鋼材（ＳＵＳ３０４）の材料特性を表－1.1.7.1 および図－1.1.7.1 に示す。また基本的な鋼製ダンパーの形状を図1.1.7.2 に示す。実験に使用した鋼製ダンパーは、長方形断面のステンレス帯鋼を半円形に曲げたものを2つ溶接したものである。この両端には、ダンパー固定用のピンを設けている。試験体形状のパラメータとして、幅のパラメータ（断面形状を30×30㎜、50×30㎜、75×30㎜）および径のパラメータ（直径を600 ㎜、800 ㎜、長円形）を考慮した。ここで、長円形ダンパーとは、固定端間の間隔を600 ㎜とし、その間の道のり長さを800 ㎜の長さとほぼ同じ長さにしたものである。

表－1.1.7.1　ステンレス鋼材の材料特性

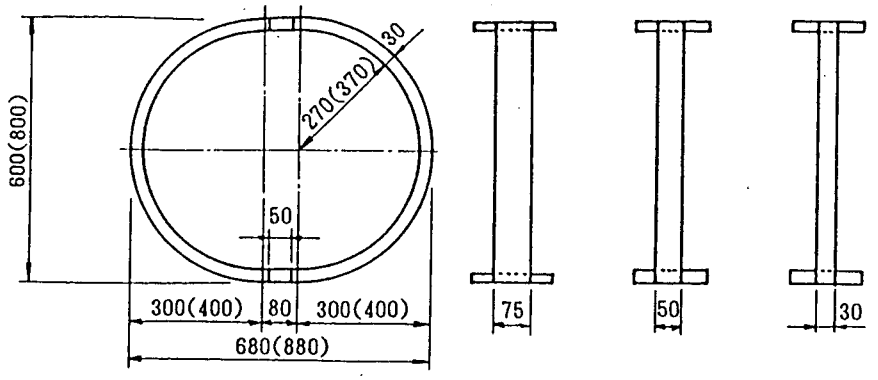
機械的性質		機械的性質	
耐　　力（kgf/cm²）	21以上	HB	187以下
引張強さ（kgf/cm²）	53以上	HRB	90以下
伸　　び（%）	40以上	HV	200以下
絞　　り（%）	60以上		

引張試験結果

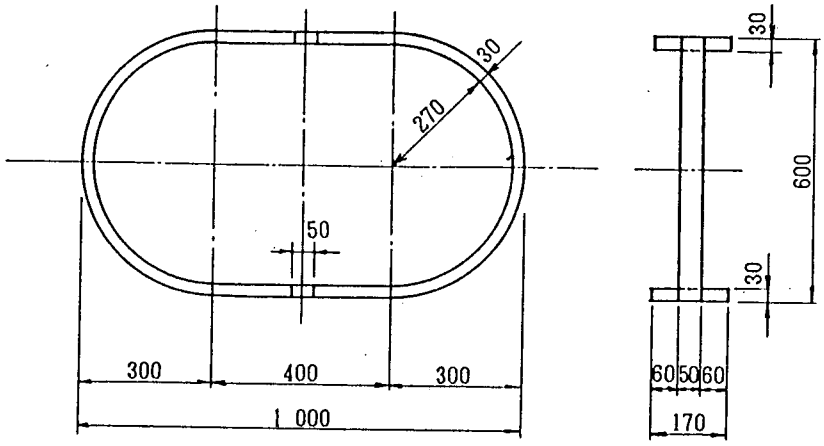
	降伏強度 (kg/cm²)	引張り強度 (kg/cm²)	伸び率 (%)	ヤング係数 (10^6kg/cm²)
生　　材	2673	6843	64.3	1.84
曲げ戻し材	2906	7244	57.0	1.82



図－1.1.7.1　ステンレス鋼材の応力－ひずみ関係



（ａ）円形



（ｂ）長円形

図－1.1.7.2　鋼製ダンパー形状

ii）設置方法

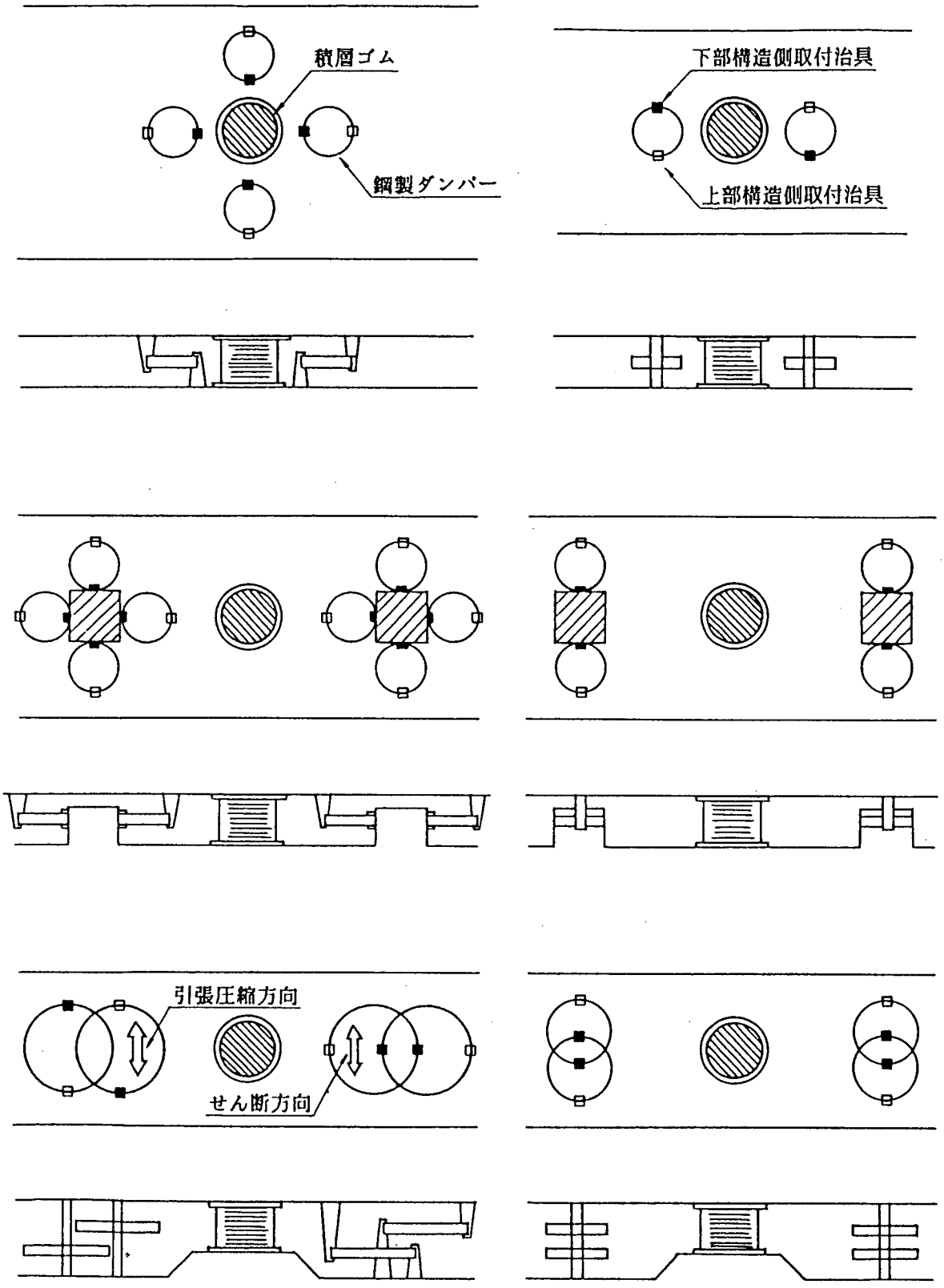
図－1.1.7.3 に鋼製ダンパーの設置概要図を示す。

鋼製ダンパーは、水平方向に設置されるが、単独では加力方向によって方向性を持つダンパーとなってしまう。

そこでダンパーを４個１組または２個１組で使用する。この方法により無方向性のダンパーとして取扱うことができる。

ダンパーは積層ゴムの周りや、積層ゴムの付近に独立して設置することができる。

ダンパーの取付は、ダンパーを固定しているホルダーを上・下部構造にボルト締めで固定する機械的な方法による。



図－1.1.7.3　設置概要

(3) 実験概要

i）実験計画

実験では、1セットの4個または2個のダンパーを同時に加力することはせず、1個ずつの加力を行い、それぞれの測定結果を重ね合わせることにより1セットのリングダンパーとしての荷重－変形関係を求めることとした。

加力は、せん断方向および引張圧縮方向の2方向に対して行った（実験におけるせん断方向、引張圧縮方向とは、図－1.1.7.3 に示すような加力方向を言う）。実験は、時期的に前期、後期の2回に分けて行った。実験装置を図－1.1.7.4 に示す。

加力は、静的加力を100tf アクチュエータ（ストローク± 300mm）、動的加力を50tfアクチュエータ（ストローク± 150mm、30cm/sec）による変位制御により行った。

静的加力では、20mm、40mm、60mm、100mm、150mm、200mm を各3回ずつ正負繰返し加力を行った（前期実験においては、40、60mmの代わりに50mm変位で行った。また、250 、300mm まで加力したものもある）。

動的加力は sin波により、変位振幅20m ～90mm、周期 1.0秒～ 5.0秒で行った。

静的実験についての実験パラメータ一覧を表1.1.7.2 に、動的実験についての実験パラメータ一覧を表－1.1.7.3 に示す。

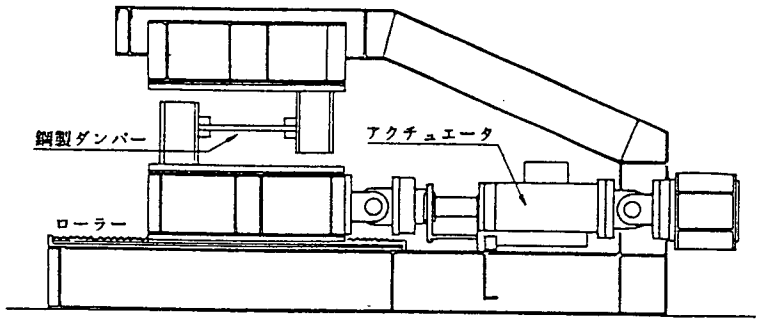
一斉共通実験には、本試験体の内の代表的な、断面形状が50×30mm、直径が 600mmのものと長円形のものを使用した。

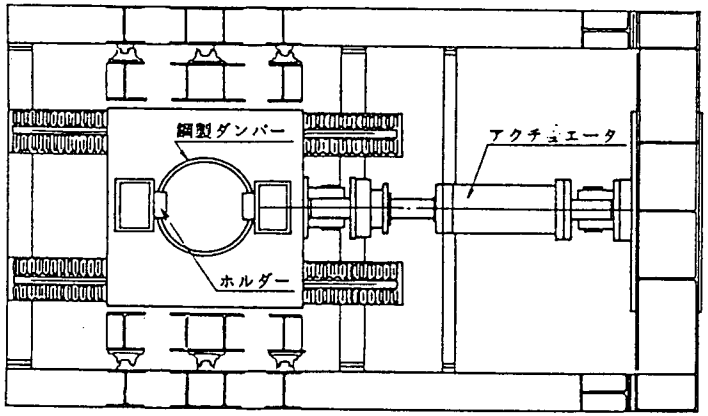
ii）計測計画

加力は、前述したように、アクチュエータによる変位制御により行い、荷重はアクチュエータのロードセルにより計測し、変位は加力治具に取付けた変位計により計測した。

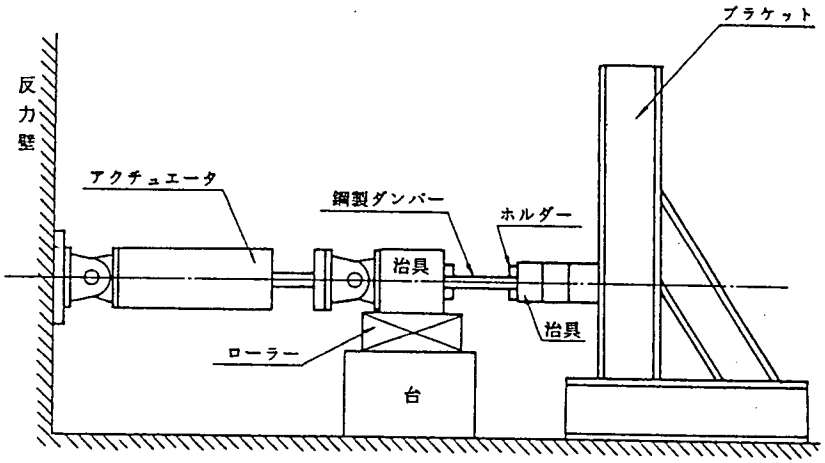
静的実験では、ひずみゲージでひずみ量を計測した。また、動的実験では、貼り付けた熱電対で、一定時間毎に温度上昇を計測した。

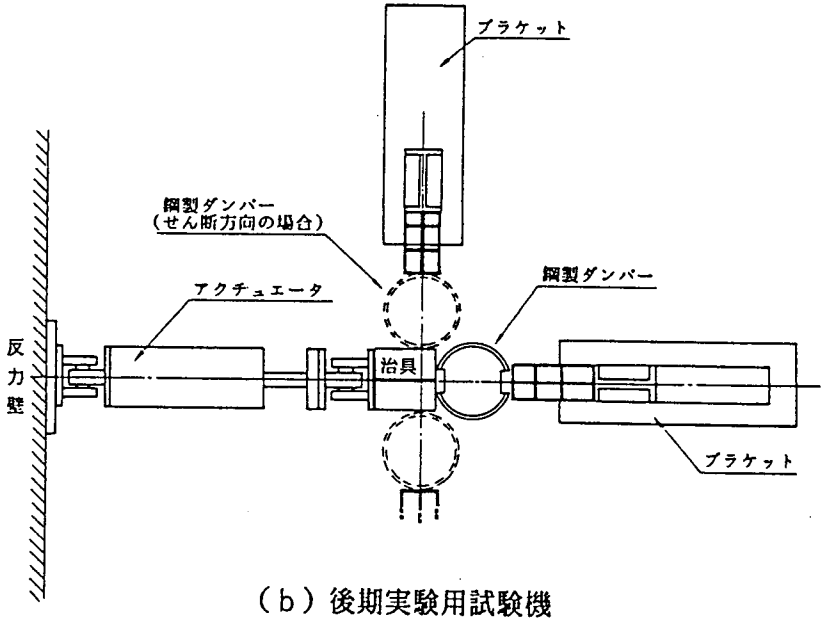
ひずみゲージ貼付け位置および熱電対貼付け位置を図－1.1.7.6 に示す。





（ａ）前期実験用試験機





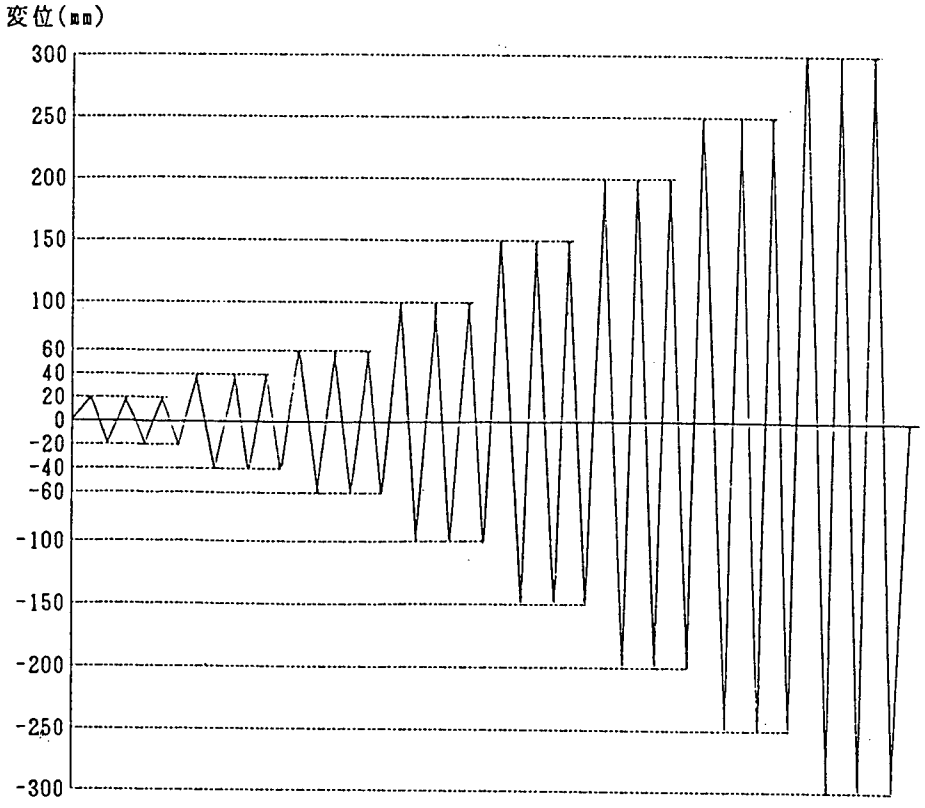
（ｂ）後期実験用試験機

図－1.1.7.4　実験装置

表−1.1.7.2　実験パラメータ（静的実験）

試験名	加力方向	径(mm)	幅(mm)
TC8030	引張圧縮	800	30
SS8030	せん断		
TC8050	引張圧縮		50
SS8050	せん断		
TC8075	引張圧縮		75
SS8075	せん断		

試験名	加力方向	径(mm)	幅(mm)
TC850	引張圧縮	800	50
SS850	せん断		
TC650	引張圧縮	600	50
SS650	せん断		
TC675	引張圧縮		75
SS675	せん断		
TC630	引張圧縮		30
SS630	せん断		
TCL50	引張圧縮	長円	50
SSL50	せん断		

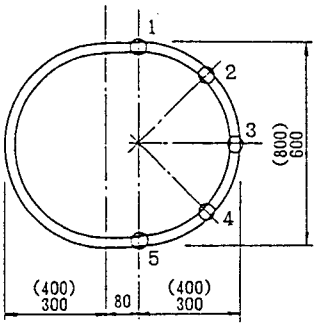


図−1.1.7.5　加力スケジュール（静的実験）

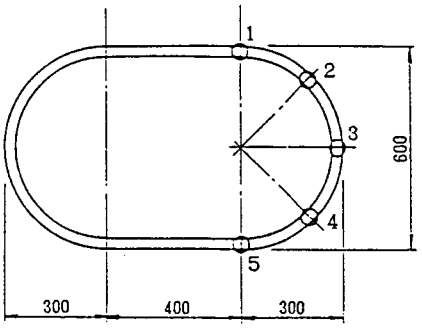
表－1.1.7.3　実験パラメータ（動的実験）

試験名	加力方向	径(mm)	幅(mm)	周期(秒)	振幅(mm)
80-TC1	引張圧縮	800	30	1	±40
80-SS1	せん断				
80-TC2	引張圧縮			2	±40
80-SS2	せん断				
80-TC3	引張圧縮			2	±90
80-SS3	せん断				
80-TC4	引張圧縮			5	±90
80-SS4	せん断				
80-TC5	引張圧縮			5	±130
80-SS5	せん断				
60-TC1	引張圧縮	600	50	1	±20
60-SS1	せん断				
60-TC2	引張圧縮			1	±40
60-SS2	せん断				
60-TC3	引張圧縮			2	±40
60-SS3	せん断				
60-TC4	引張圧縮			2	±60
60-SS4	せん断				
60-TC5	引張圧縮			5	±60
60-SS5	せん断				
L-TC1	引張圧縮	長円	50	2	±60
L-SS1	せん断				

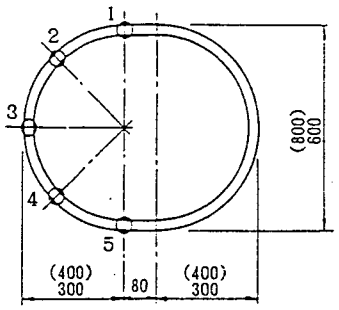
※動的加力では正弦波（SIN 波）を使用した



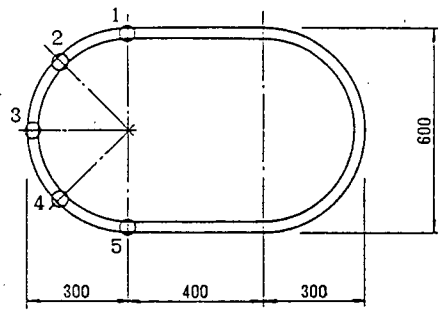
（a）ひずみゲージ取付位置（円形）



（b）ひずみゲージ取付位置（長円形）



（c）熱電対取付位置（円形）



（d）熱電対取付位置（長円形）

図－1.1.7.6　ひずみゲージおよび熱電対取付位置

(4) 実験結果

i) 静的実験

a. 荷重－変形関係

静的実験における荷重－変形の代表的履歴曲線を図－1.1.7.7 ～9 に示す。また、試験体の各変位における強度を表－1.1.7.4 に示す。

せん断方向加力については、各試験体共、正負対称の挙動を示した。一方、引張圧縮方向加力については、引張側と圧縮側とで履歴曲線の性状が異なっていた。

引張圧縮方向加力における正負の履歴の違いを相殺するため、試験体を2個1組とし、この状態での荷重－変位関係を求める（図－1.1.7.7）。2個1組の場合では履歴は正負対称の挙動となる。

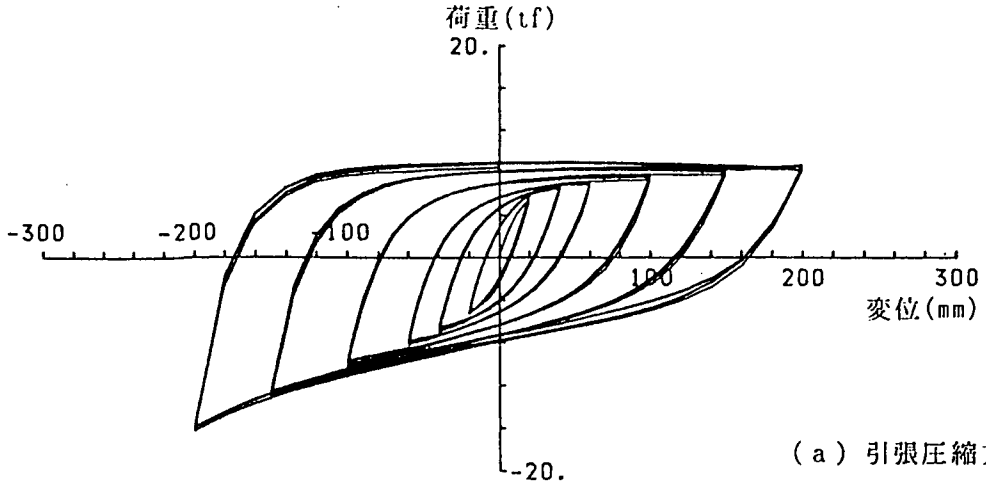
試験体断面の違い（幅の大きさ）は、同一方向加力では強度の違いに現れる。強度は幅の大きさとほぼ比例する（図－1.1.7.8）。

一方、外径の違い(600mm、 800mm、長円形）は、強度および変形性能に影響する。特に、変形性能の違いが大きい（図－1.1.7.9）。

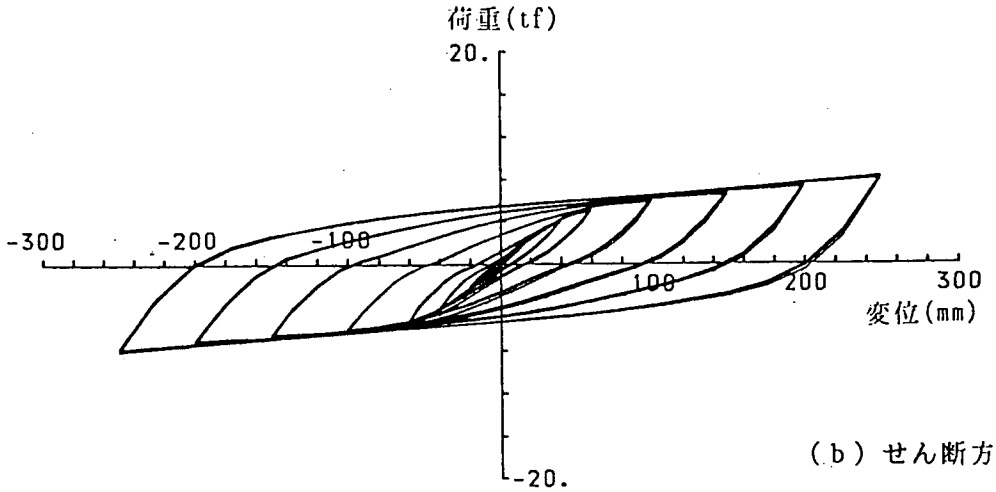
表－1.1.7.4　変位段階における荷重値（単位：tf）

変位(mm)		TC850	TCL50	TC650	TC675	TC630
20	+	3.02	4.32	5.70	8.25	2.98
	−	-3.19	-2.59	-5.12	-8.27	-3.35
40	+	4.18	5.52	6.57	9.76	3.73
	−	-4.21	-3.56	-6.76	-10.75	-4.14
60	+	4.49	5.80	7.00	10.61	4.04
	−	-4.95	-4.19	-8.03	-12.56	-4.82
100	+	4.78	6.02	7.48	11.50	4.37
	−	-5.95	-4.95	-9.99	-15.56	-5.92
150	+	5.14	6.24	8.13	12.45	4.82
	−	-7.28	-5.74	-12.82	-19.89	-7.58
200	+	5.55	6.35	8.80	12.96	5.32
	−	-8.80	-6.56	-16.14	-24.92	-9.66
250	+	5.97	6.42			5.52
	−	-10.58	-7.32			-12.19
300	+	6.29				
	−	-12.17				

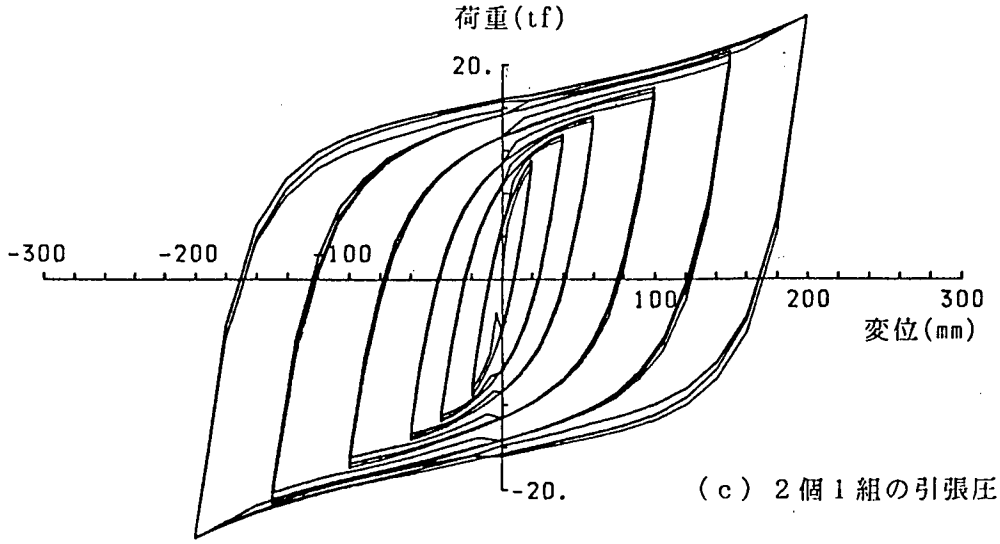
変位(cm)		SS850	SSL50	SS650	SS675	SS630
20	+	3.02	2.74	2.53	3.37	1.35
	−	-3.19	-2.55	-2.14	-2.74	-1.83
40	+	4.18	4.41	4.13	5.85	2.69
	−	-4.21	-4.34	-4.12	-5.45	-2.84
60	+	4.49	5.25	5.11	7.70	3.39
	−	-4.95	-5.13	-5.23	-7.65	-3.29
100	+	4.78	5.86	5.99	9.37	3.87
	−	-5.95	-5.73	-6.03	-9.31	-3.67
150	+	5.14	6.27	6.67	10.38	4.31
	−	-7.28	-6.12	-6.61	-10.17	-3.95
200	+	5.55	6.59	7.37	11.68	4.74
	−	-8.80	-6.44	-7.20	-10.80	-4.28
250	+	5.97	6.94	8.20		5.24
	−	-10.58	-6.78	-7.95		-4.71
300	+	6.29				
	−	-12.17				



（ａ）引張圧縮方向

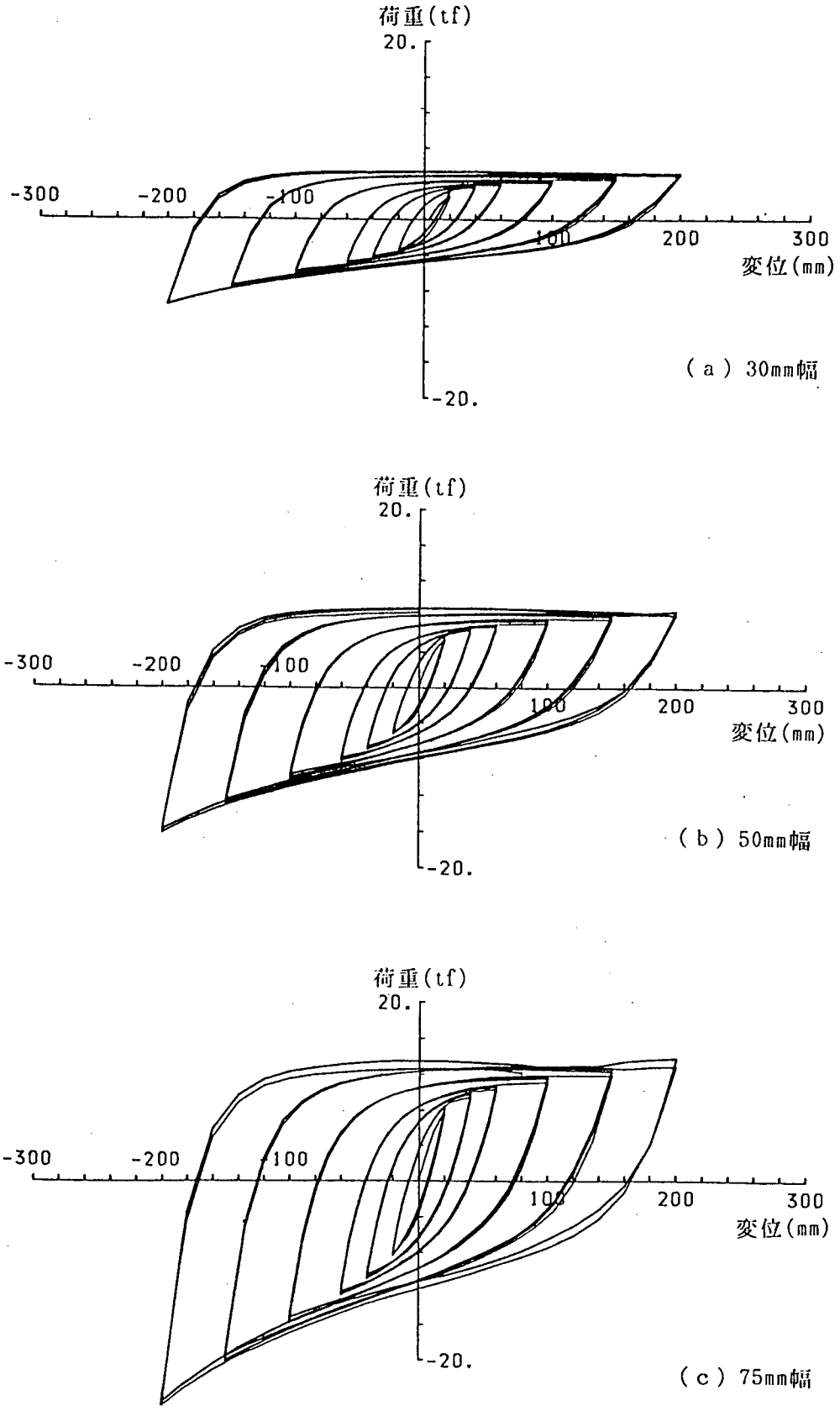


（ｂ）せん断方向

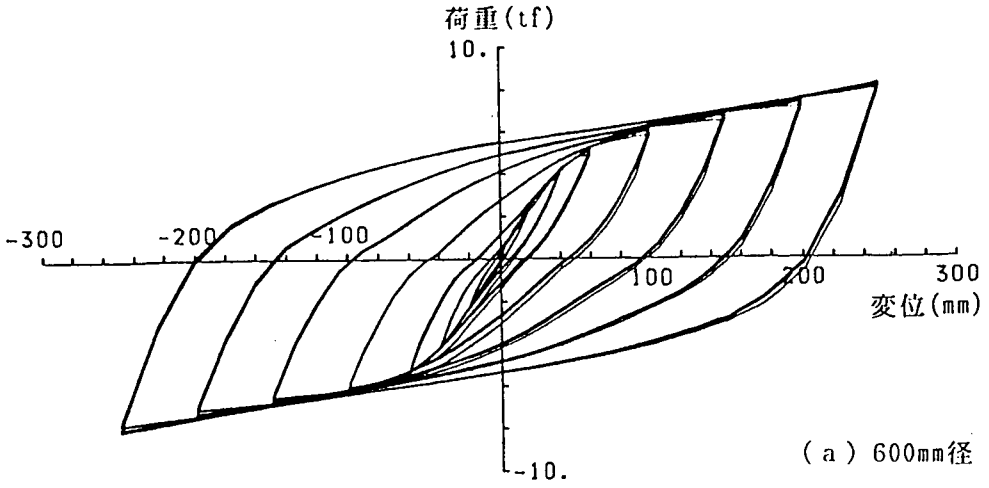


（ｃ）２個１組の引張圧縮方向

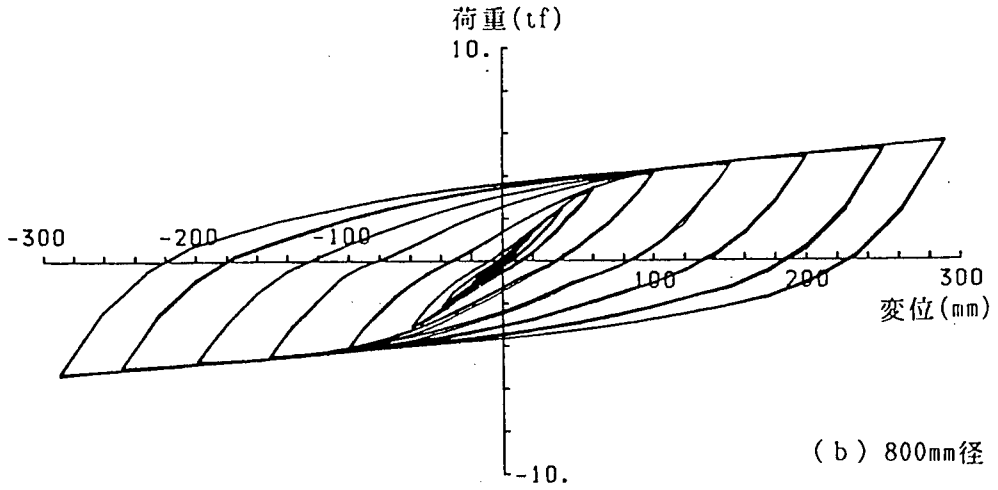
図－1.1.7.7　荷重－変形関係（加力方向の比較）



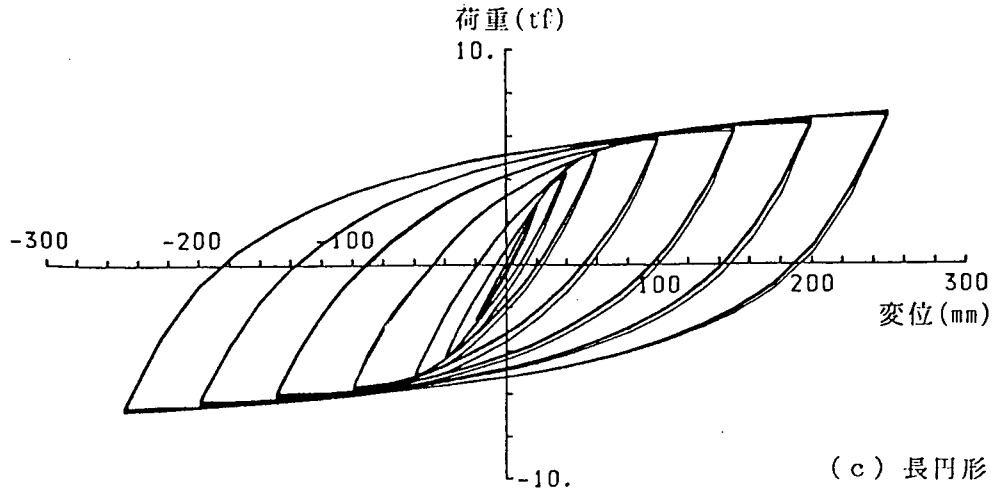
図－1.1.7.8　荷重－変形関係（幅の比較）



（ａ）600mm径



（ｂ）800mm径



（ｃ）長円形

図－1.1.7.9　荷重－変形関係（径の比較）

b．等価粘性減衰定数

各供試体および載荷方向の等価粘性減衰定数を表－1.1.7.5 および図－1.1.7.10に示す。

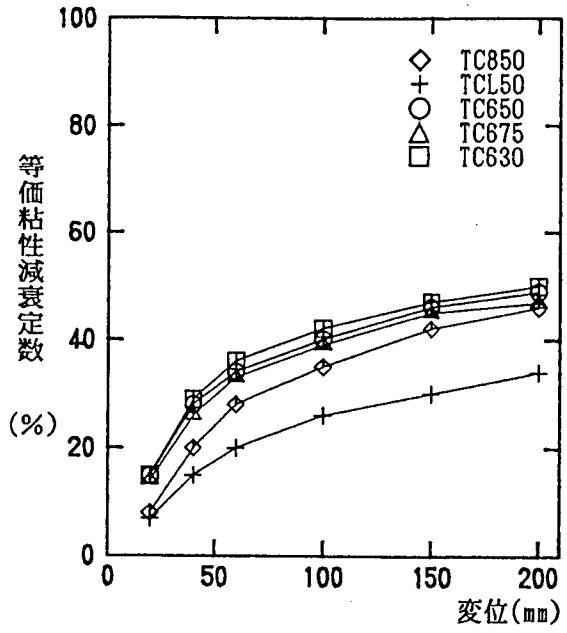
せん断方向と引張圧縮方向とでは、等価粘性減衰定数の値が異なり、引張圧縮方向の等価粘性減衰定数の方がより大きなものとなっている。

等価粘性減衰定数の断面（幅の大きさ）の違いによる影響はほとんどみられなかった。

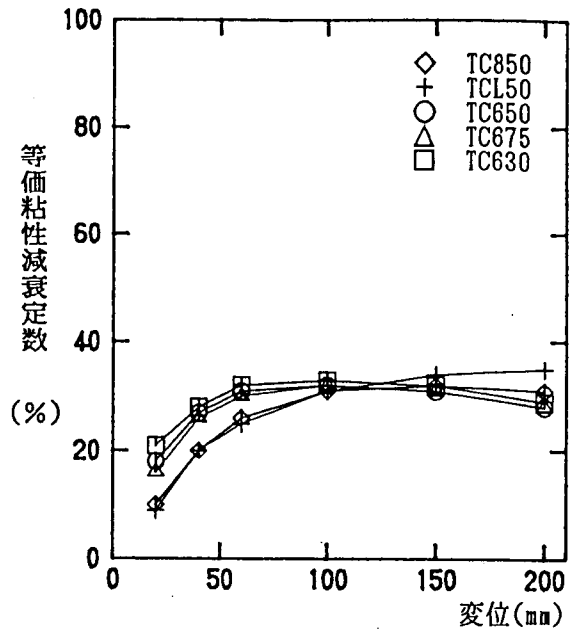
表－1.1.7.5　等価粘性減衰定数

変位(mm)		TC850	TCL50	TC650	TC675	TC630
20	+	0.08	0.07	0.15	0.14	0.15
	−	0.10	0.09	0.18	0.16	0.21
40	+	0.20	0.15	0.28	0.26	0.29
	−	0.20	0.20	0.27	0.26	0.28
60	+	0.28	0.20	0.34	0.33	0.36
	−	0.26	0.25	0.31	0.30	0.32
100	+	0.35	0.26	0.40	0.39	0.42
	−	0.31	0.31	0.32	0.32	0.33
150	+	0.42	0.30	0.46	0.45	0.47
	−	0.32	0.34	0.31	0.31	0.32
200	+	0.46	0.34	0.49	0.47	0.50
	−	0.31	0.35	0.28	0.28	0.29

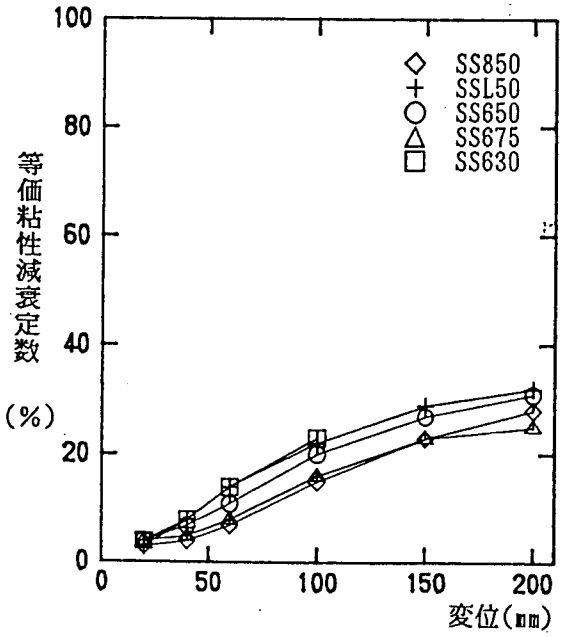
変位(mm)		SS850	SSL50	SS650	SS675	SS630
20	+	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04
	−	0.04	0.03	0.04	0.05	0.06
40	+	0.04	0.08	0.07	0.05	0.08
	−	0.05	0.09	0.07	0.05	0.09
60	+	0.07	0.14	0.11	0.08	0.14
	−	0.08	0.16	0.12	0.08	0.15
100	+	0.15	0.22	0.20	0.16	0.23
	−	0.16	0.25	0.22	0.17	0.26
150	+	0.23	0.29	0.27	0.23	-----
	−	0.25	0.31	0.29	0.25	-----
200	+	0.28	0.32	0.31	0.25	-----
	−	0.30	0.35	0.33	0.31	-----



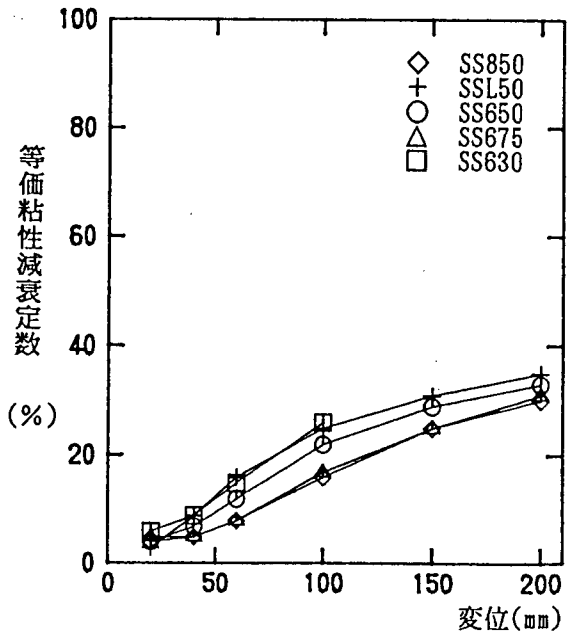
（ａ）引張圧縮方向（圧縮側）



（ｂ）引張圧縮方向（引張側）



（ｃ）せん断方向（正側）



（ｄ）せん断方向（負側）

図－1.1.7.10　等価粘性減衰定数

c．ひずみ分布

静的実験では、試験体にひずみゲージを貼り、変形時のひずみ量を計測した。

ひずみ分布を図－1.1.7.11に示す。

せん断方向加力と引張圧縮方向加力でひずみ分布の性状が異なっている。

せん断方向加力では、固定端近傍のひずみが大きくなるのに比べて、引張圧縮方向加力では、固定端近傍と中央部分のひずみが大きくなっている。

ステンレスは明確な降伏点のない鋼材であり、降伏ひずみの定義がむずかしいが、本実験においては加力方向に無関係に、固定端付近はかなり小変位の所で塑性化していると思われる。

ii）動的実験

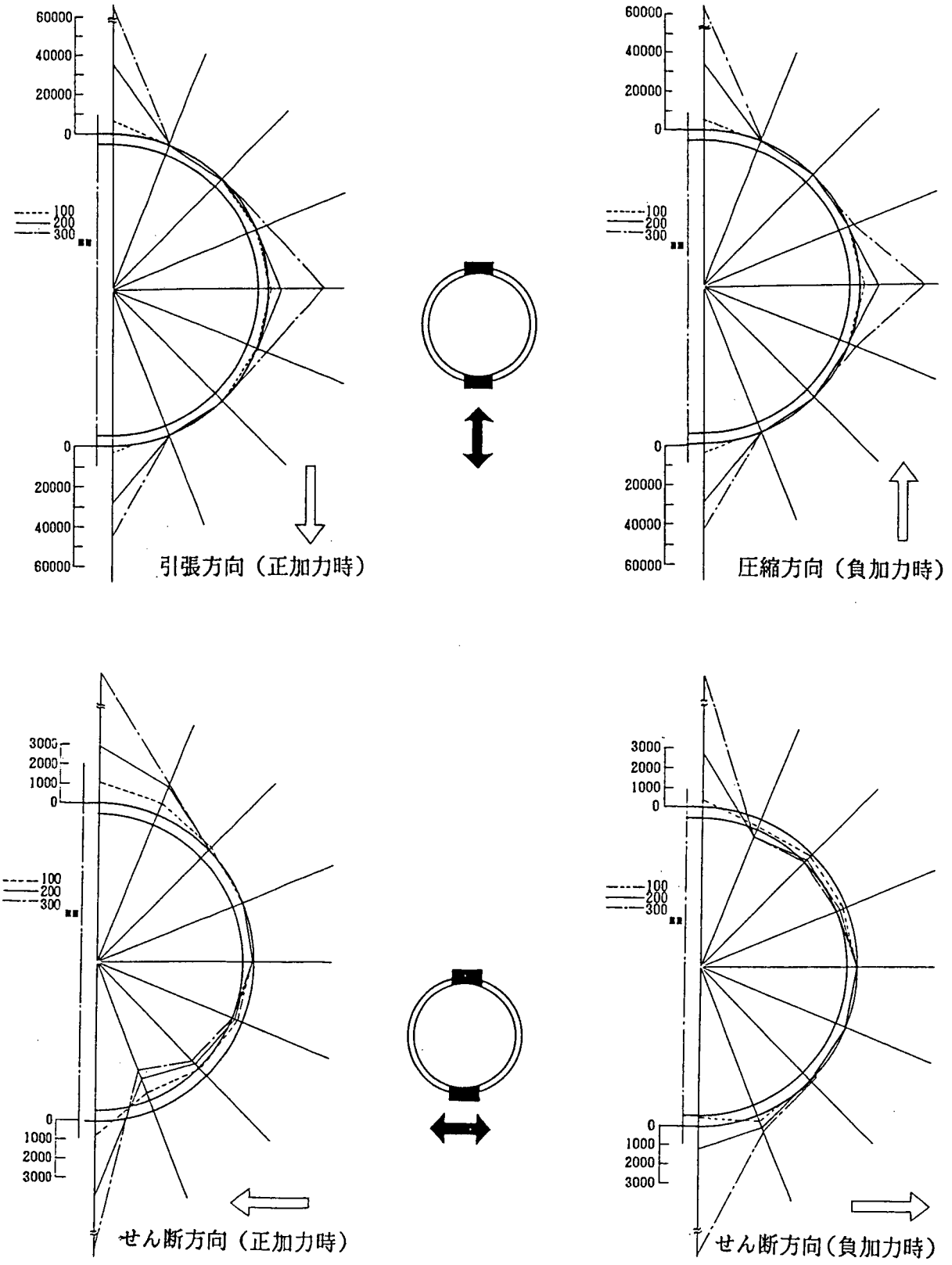
a．荷重－変形関係

振動数と振幅をパラメータとして行った動的加力実験のせん断方向加力、引張圧縮方向加力における荷重－変形の代表例を図－1.1.7.12に示す。また、動的実験の結果一覧を表－1.1.7.6 ～8 に示す。

加振は、試験機の能力により静的実験より小さい変位のみの試験であったが、その挙動は、ほぼ静的実験と対応したものとなっている。

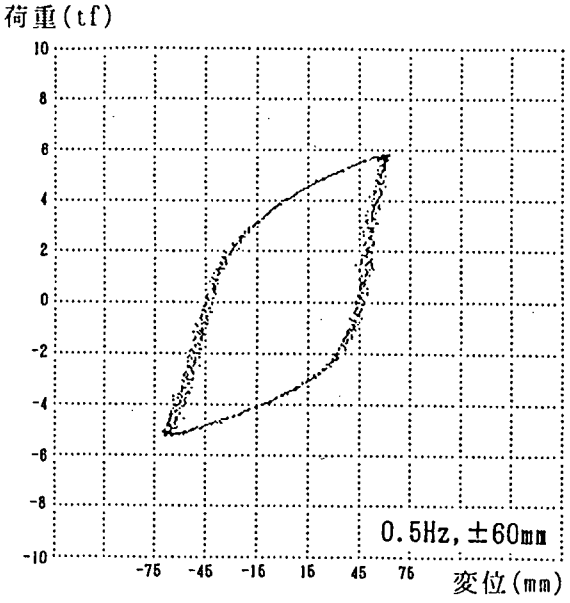
動的実験結果から以下のことが言える。

- 振幅が大きいものほど、破断までの繰返し数は少ない
- 同一振幅の加力であれば、周期が変化しても、ほぼ同程度の繰返し数で破断する
- せん断方向加力と引張圧縮方向加力では、せん断方向加力の方が破断までの繰返し数が多い
- 破断までの履歴面積の合計は、加力方向による差はあるが、同一加力方向については振動数、速度、振幅等の影響は無い

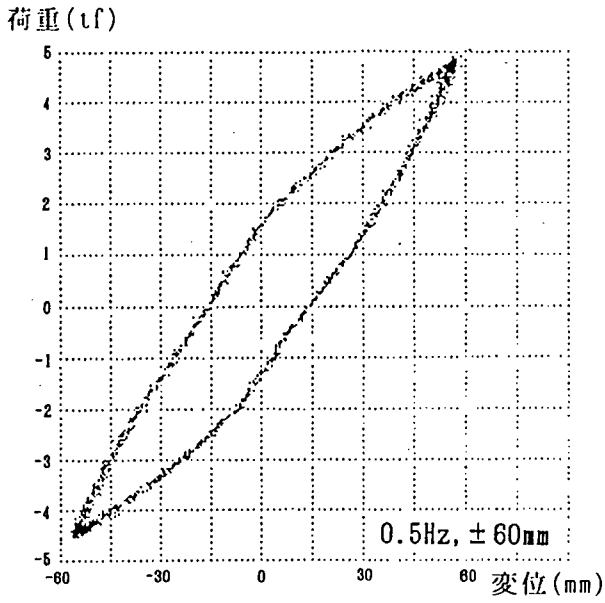


（ｂ）せん断方向

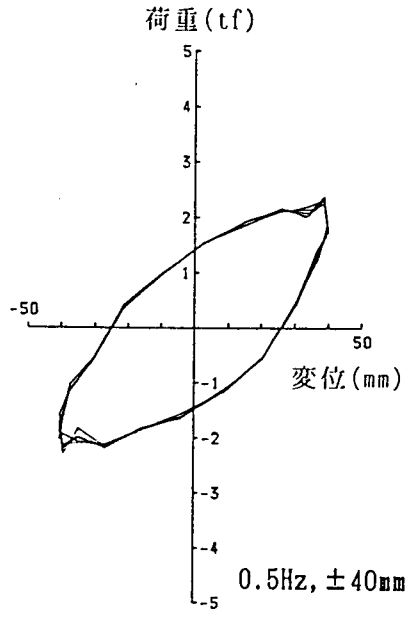
図－1.1.7.11　ひずみ分布状況



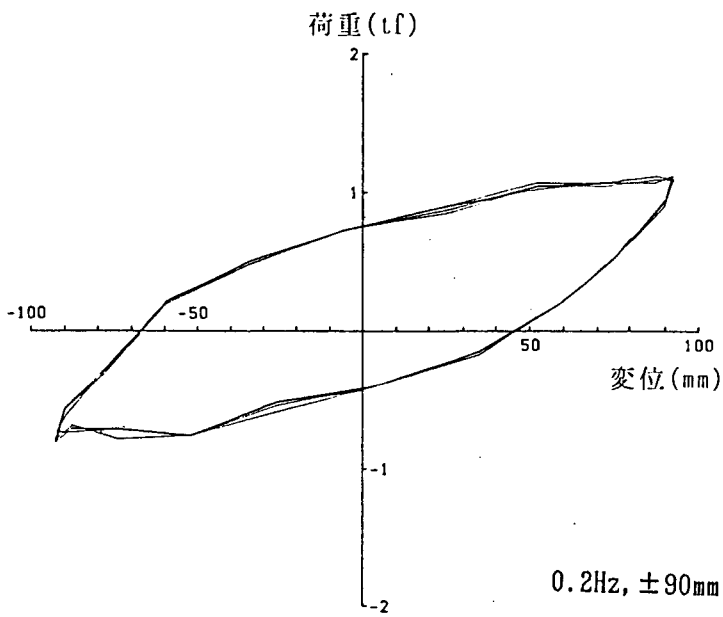
（ａ）引張圧縮方向 600mm径



（ｂ）せん断方向 600mm径



（ｃ）引張圧縮方向 800mm径



（ｄ）せん断方向 800mm径

図−1.1.7.12　荷重−変形関係（動的実験）

表－1.1.7.6　動的実験結果（径800 、幅30㎜）

試験体名	周期（秒）	振幅(cm)	破断時ｻｲｸﾙ（回）	1ﾙｰﾌﾟ 面積（tf・cm）	累積ｴﾈﾙｷﾞｰ(tf・cm)
80-TC1	1	4	498	約 20	約 9,960
80-TC2	2	4	579	約 17	約 9,843
80-TC3	2	9	121	約 77	約 9,317
80-TC4	5	9	125	約 70	約 8,750
80-TC5	5	13	67	約 124	約 8,308
80-SS1	1	4	10,000*	約 2	約 20,000
80-SS2	2	4	10,000*	約 2	約 20,000
80-SS3	2	9	1,120	約 19	約 21,280
80-SS4	5	9	1,320	約 16	約 21,120
80-SS5	5	13	579	約 37	約 21,423

表－1.1.7.7　動的実験結果（径600 、幅50㎜）

試験体名	周期（秒）	振幅(cm)	破断時ｻｲｸﾙ（回）	1ﾙｰﾌﾟ 面積（tf・cm）	累積ｴﾈﾙｷﾞｰ(tf・cm)
60-TC1	1	2	520	約 15	約 7,800
60-TC2	1	4	160	約 45	約 7,200
60-TC3	2	4	190	約 43	約 8,170
60-TC4	2	6	105	約 91	約 9,555
60-TC5	5	6	110	約 89	約 9,790
60-SS1	1	2	1,000*	約 1	約 1,000
60-SS2	1	4	1,000*	約 7	約 7,000
60-SS3	2	4	1,000*	約 7	約 7,000
60-SS4	2	6	1,000*	約 23	約 23,000
60-SS5	5	6	500*	約 23	約 11,500

表－1.1.7.8　動的実験結果（長円形）

試験体名	周期（秒）	振幅(cm)	破断時ｻｲｸﾙ（回）	1ﾙｰﾌﾟ 面積（tf・cm）	累積ｴﾈﾙｷﾞｰ(tf・cm)
L-TC1	2	6	360	約 42	約 15,120
L-SS1	2	6	1,000*	約 28	約 28,000

*表中の回数まで加振しても破断しなかった

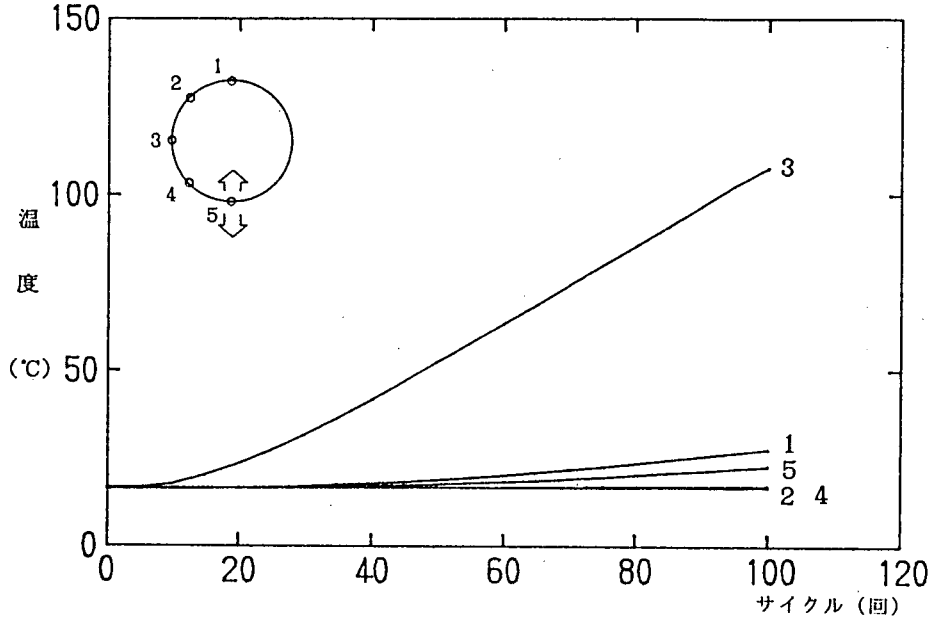
b．温度上昇

鋼製ダンパーの動的加力試験では、ダンパーにかなりの発熱がみられた。

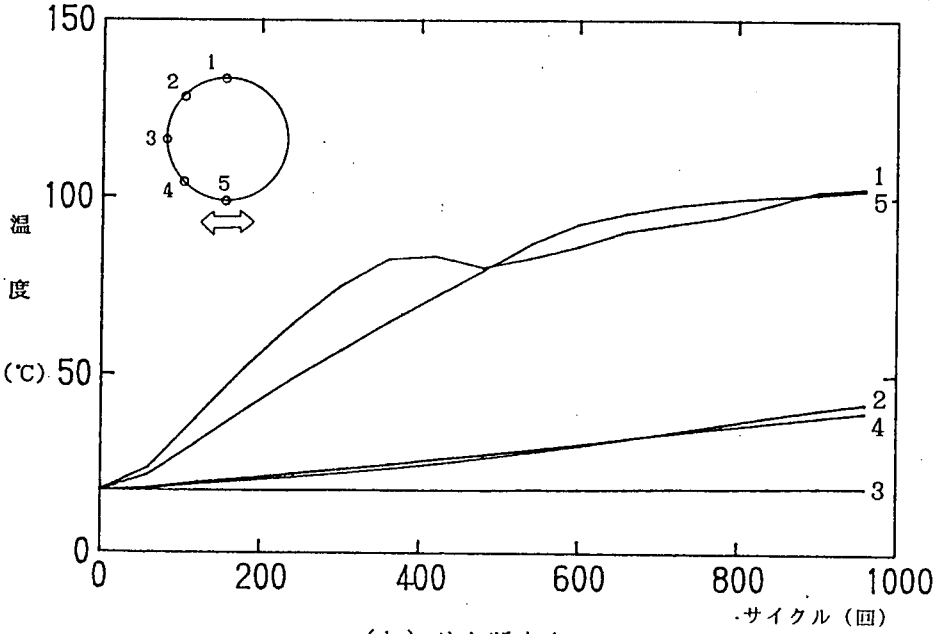
図－1.1.7.13，14に試験体の時間毎の温度上昇曲線を示す。発熱の分布は、ひずみ分布とほぼ対応し、せん断方向加力では固定端近傍が、引張圧縮方向加力では固定端近傍と中央部分の温度が高くなっている。

最高温度は、試験体によりやや異なるが約 150℃程度である。

しかし、ステンレス鋼材の変異点は約 300℃程度であり、この程度の温度では性能的に変わることはない。

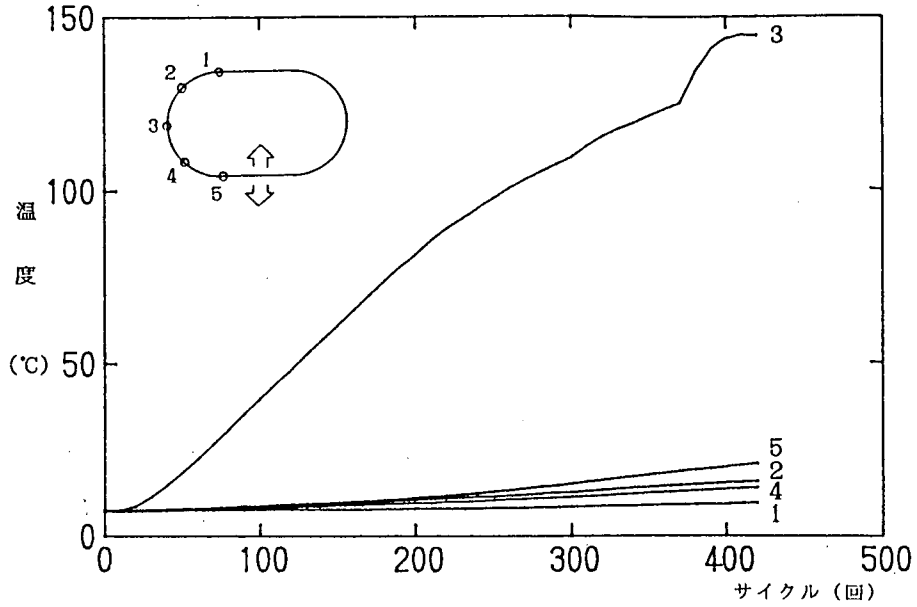


（ａ）引張圧縮方向

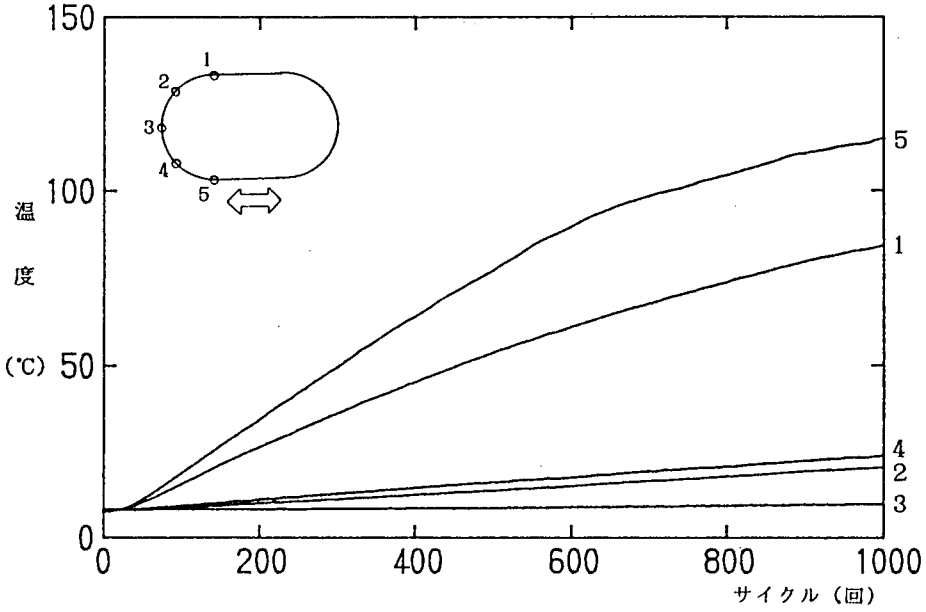


（ｂ）せん断方向

図－1.1.7.13　試験体の温度上昇（円形）



（a）引張圧縮方向



（b）せん断方向

図－1.1.7.14　試験体の温度上昇（長円形）

iii）変形能力

a．限界変形

今回の実験においては、静的破断実験は、試験機の性能上行うことができなかった。

荷重－変位の履歴曲線でみると、せん断方向加力の場合はハードニングが見られないが、引張圧縮方向加力では、直径 600mmの場合に、変位 200mm時でハードニングの傾向がみられた。また直径 800mmの場合は、変位 300mm時で引張側にハードニングの傾向がみられる。

開発した鋼製ダンパーは、外径を変化させることで変形性能を変えることができ、要求される変形性能に対して、必要に応じた外径を選択することで対応する。

b．累積エネルギー量

今回の実験においては、動的繰返し加力において、ダンパーの破断がみられた。

前述したように、鋼製ダンパーは、振動数、速度、振幅、温度等による依存性はみられない。

そこで、破断の評価は、履歴面積の和、すなわち累積エネルギー量による評価ができるものと考える。

動的解析から地震動による累積エネルギー量と鋼製ダンパーの持つ累積エネルギー量とを比較することで破断に対する検討を行うことができる。

(5) まとめ

道路橋用免震装置の開発を目的として、鋼製ダンパーの開発を行った。

開発した鋼製ダンパーは、ステンレス鋼材を用いた円形のダンパーである。今年度は各種の性能特性試験を行い、ダンパーの性能を把握した。

開発した鋼製ダンパーは、単体で用いると加力の方向によっては方向性のあるものとなるため、4個または2個を1組として方向性のないものとして用いる。

以下にダンパーの特性を整理する。

1．開発した鋼製ダンパーは、ステンレス製であり防錆性に優れ、鉄と同等以上の強度、伸び量がある。

2．ダンパーを独立して設置するため、構造体完成後でも免震装置の剛性、減衰性能を変更することが容易である。

3．ダンパーの幅を変えることで剛性の調節を比較的自由に行うことができる。また、変形性能の調節は、ダンパーの径を変化させることで行うことができる。

4．鋼製ダンパーの特性は、振動数、速度、環境等によりほとんど影響を受けないため、設計が容易である。

5．ダンパーの破断は、履歴ループから求まる累積エネルギーと考えることで評価できる。

(6) 平成3年度の研究計画

今年度は、実験を主体に鋼製ダンパーの開発を行ってきた。

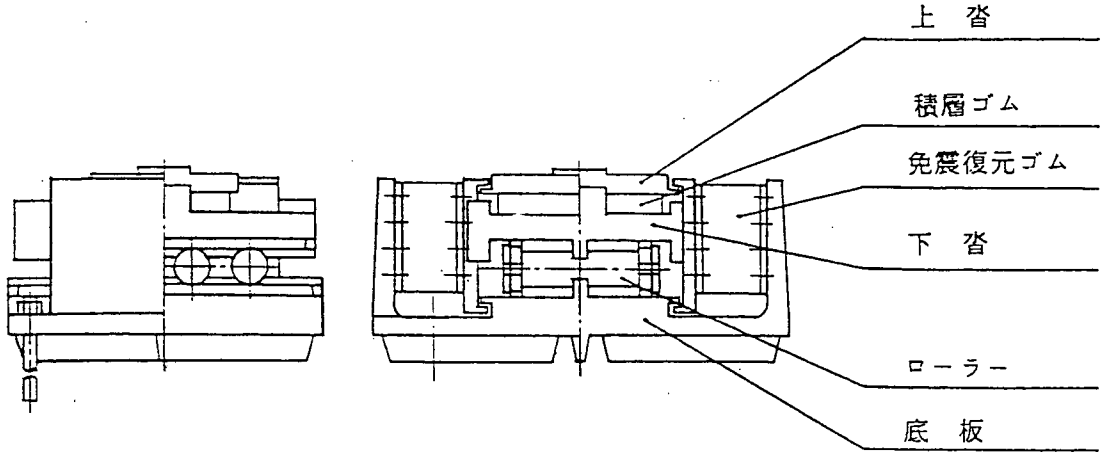
平成3年度は、実験の結果をふまえて、ダンパーの方向性改善のためのダンパーの組み合わせの検討、および復元力特性のモデル化について検討していく予定である。

〈民側担当会社〉　西松建設㈱

1.1.8　ローラー型免震支承

(1) 開発の概要

ローラー型免震支承とは、図－1.1.8.1 に示すように、アイソレータとしてローラーを用い、復元力と減衰力を、下沓と底板の間に取り付けた高減衰ゴム(以下、復元ゴムと称する) のせん断変形によって得ようとするものである。けたの回転は、支承の全高を抑えるために上沓と下沓間のゴムで吸収する。



図－1.1.8.1　ローラー型免震支承の概要

この装置の利点としては、

① 支承としての常時の機能は、実績のある高硬度ローラーで保証される

② 鉛直支持力と無関係に復元力を定められるので設計の自由度が高い

③ 既設橋への適用が比較的容易である

などが挙げられ、免震を橋軸方向に限定すれば寸法的にも従来のローラー支承と大差がなく、十分実用化が可能であると判断して開発に着手した。

昨年度は、配合の異なるゴムのコンパウンドについて要素試験を行ない、材料の選定にあたって必要となるデータを得るとともに、鉛直全反応75tfの免震支承を試設計して各構造要素の形状、寸法等を特定している。

本年度の研究では、復元ゴムとして採用する材料を決定し、その物理的性質、復元力特性、減衰特性および温度依存性を調べた。また、実橋を想定して設計した実大規模の免震支承を試作して確性実験（静的載荷実験）を行ない、免震支承としての復元力特性と減衰特性を検討した。試作した免震支承は、後述する一斉共通実験（動的載荷試験）においても供試体として使用し、静的載荷実験の結果と比較することにより周波数依存性に関するデータも得ることができた。

(2) ゴム材料の特性

免震支承に採用した高減衰ゴムについて要素試験を行ない、ゴム材料の物理的性質、復元力特性、減衰特性および温度依存性を調べた。

i）物理的性質

ＪＩＳ－Ｋ－６３０１「加硫ゴムの物理試験方法」に基づいて得られた高減衰ゴム材料の物理的性質を表－1.1.8.1 に示す。

表－1.1.8.1　復元ゴムの物理的性質

種　類	試験片	試験条件	物理的性質
引張試験	3号型ダンベル	測定温度23℃ 引張り速度 500 mm/min	引張強さ　210 kgf/cm² 切断時伸び　680 % 100 %モジュラス　20 kgf/cm²
引裂試験	A 型	同 上	引裂強さ　122 kgf/cm²
硬さ試験	2 mm厚6枚重ね	測定温度23℃	硬 さ　68 度

ii）復元力特性と減衰特性

ゴム材料の復元力特性と減衰特性は、図－1.1.8.2 に示す供試体の動的せん断試験によって求めた。試験条件は、

ひずみ振幅：　±10～200 %

加振周波数：　0.5 Hz

試験温度：　室 温

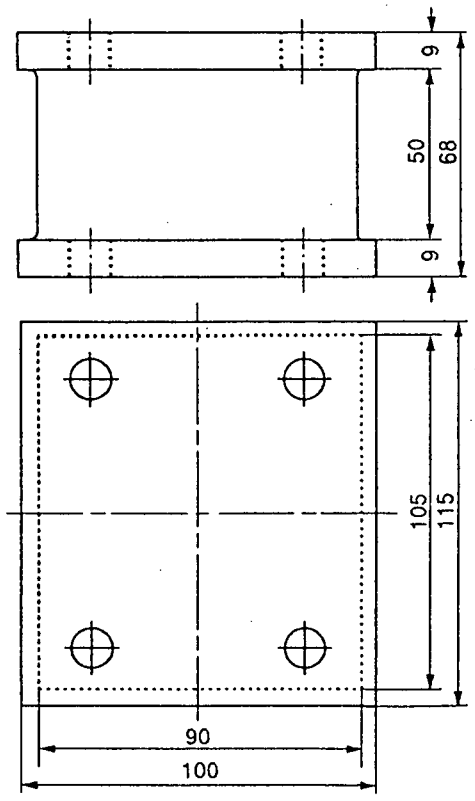
とし、3サイクル目のデータをもって特性値とした。得られた結果を表－1.1.8.2 と図－1.1.8.3 に示す。ここで、見かけのせん断弾性率Geqは、次式によって算出している。

$$Geq = \frac{Kh}{A} \quad \cdots\cdots\cdots (1.1.8.1)$$

ここに、K：せん断ばね定数

h：供試体高さ

A：供試体断面積



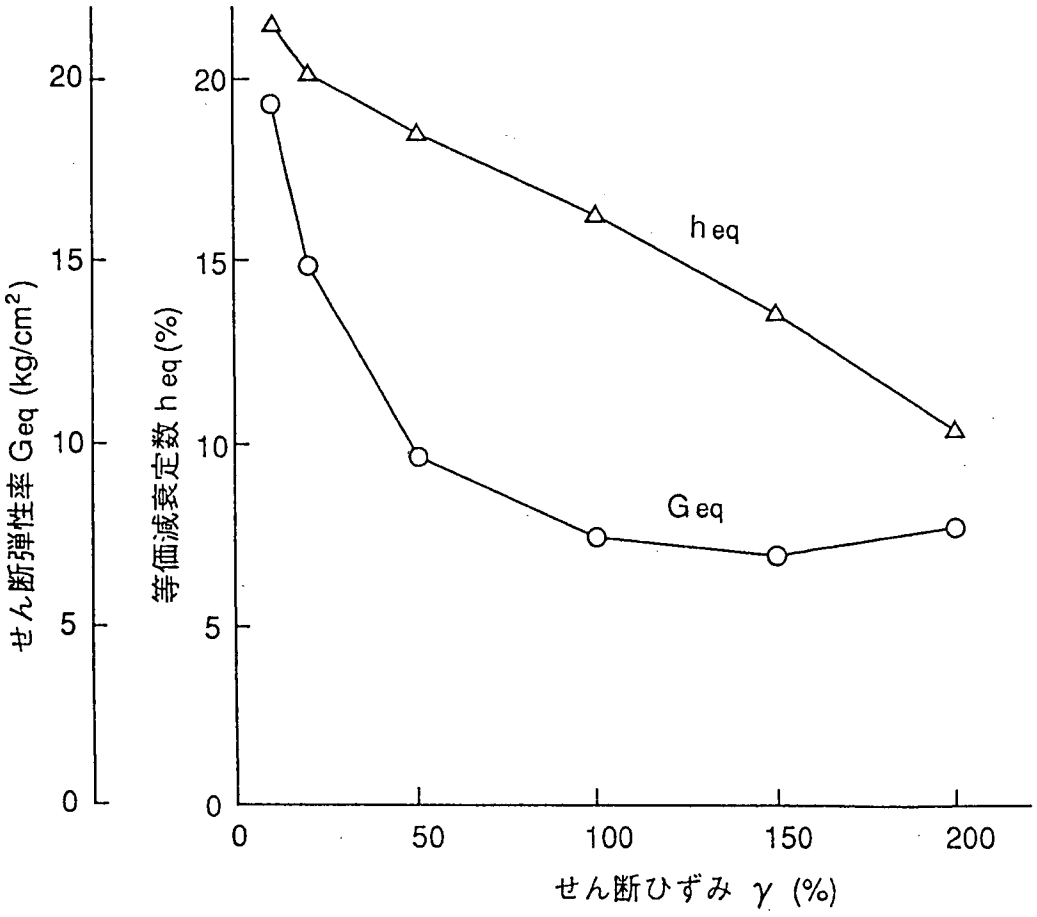
図－1.1.8.2　要素試験の供試体
（復元力特性と減衰特性）

表－1.1.8.2　要素試験の結果

ひずみ振幅 γ（%）	見かけの せん断弾性率 Geq（kgf/cm²）	せん断弾性率 の補正値 G'（kgf/cm²）	等価減衰定数 heq
10	19.35	20.82	0.215
20	14.88	16.00	0.201
50	9.77	10.51	0.186
100	7.41	7.97	0.163
150	6.87	7.39	0.136
200	7.69	8.27	0.104

注）　$G' = \{1 + 1/3 \cdot (h/a)^2\} \cdot Geq$

h：供試体高さ，a：供試体長さ



図－1.1.8.3　ゴム要素試験の結果

iii）温度依存性

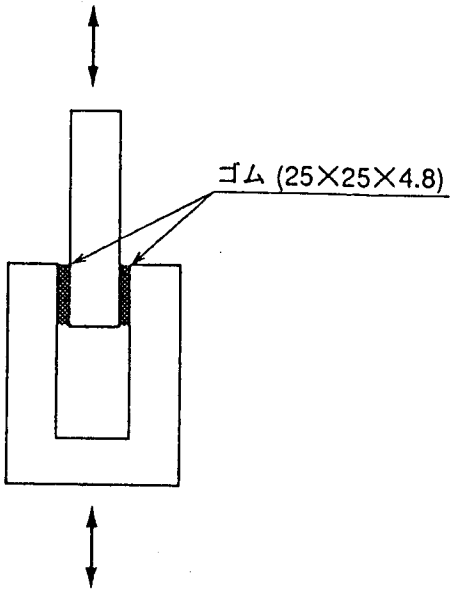
ゴム材料の温度依存性は、図－1.1.8.4 に示す供試体の動的引張り試験によって求めた。試験条件は、

ひずみ振幅：　±100 %

加振周波数：　0.5 Hz

試験温度：　－10, 20, 40℃

とし、3サイクル目のデータをもって特性値とした。得られた結果を表－1.1.8.3 に示す。



図－1.1.8.4　要素試験の供試体（温度依存性）

表－1.1.8.3　高減衰ゴムの温度依存性

温　度	$G_{eq}/\overline{G}$	$h_{eq}/\overline{h}$
－10℃	1.33	1.26
40℃	0.87	0.96

注）　$\overline{G}$, $\overline{h}$は20℃における値

(3) 免震支承の試作

i）設計条件

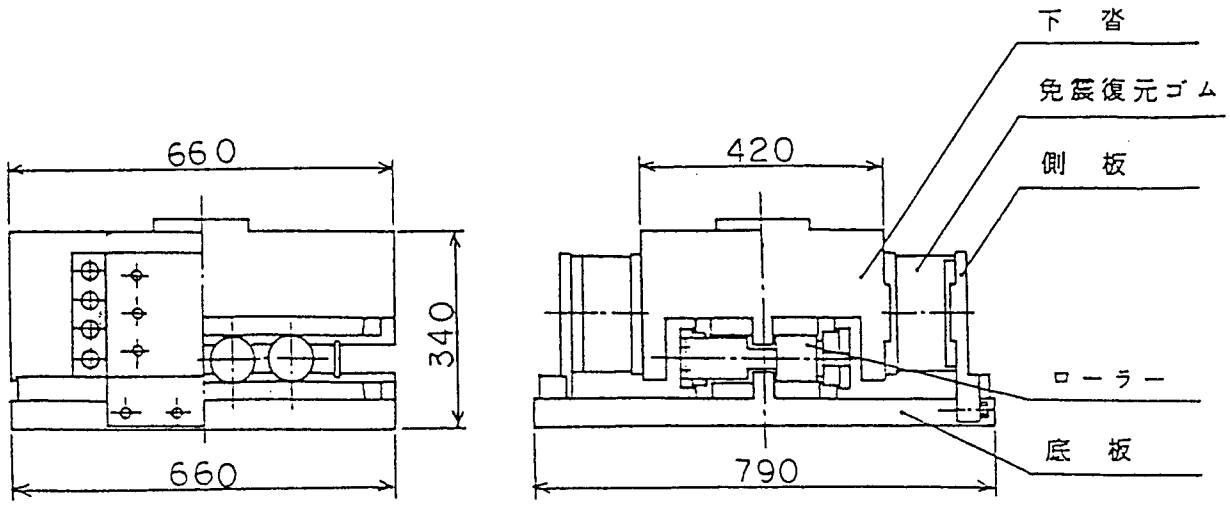
免震支承の試作にあたっては、橋長 100m程度の3径間連続非合成鈑桁橋の端支点支承を想定して設計を行なった。支承のおもな設計条件を、表－1.1.8.4 に示す。

表－1.1.8.4　免震支承の設計条件

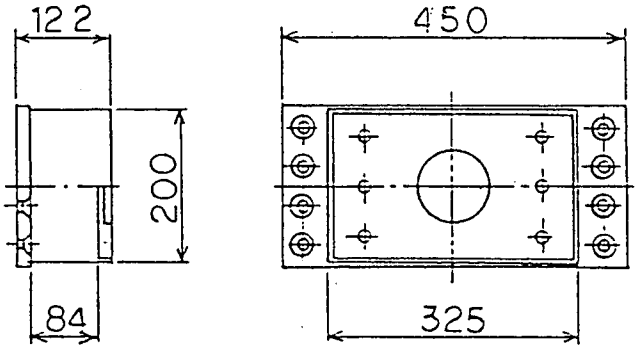
全　反　力　R	59.0 tf
死荷重反力　R_d	30.5 tf
支承の等価剛性　K_B	123　tf/m　（Geq=8.0 と仮定）
支承の減衰定数　h_B	0.15　（heq=0.15と仮定）
橋の固有周期　T	1.0 sec
設計水平震度　K_{hc}	0.5 (1.0 ×1.0 ×0.7 ×0.714 ×1.0)
設計相対変位　Y_B	125 mm

ii）構造・寸法

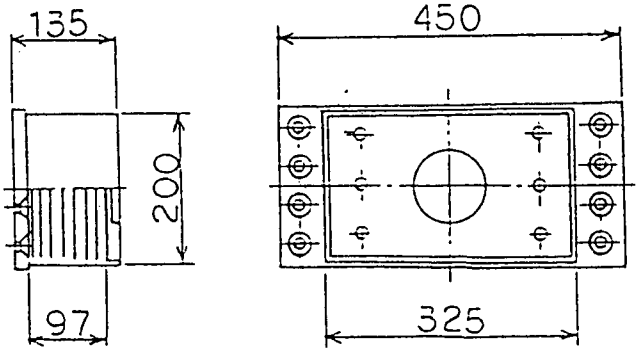
試作した免震支承の構造・寸法を図－1.1.8.5に示す。ゴム厚は設計相対変位時のせん断ひずみ150%として定めている。復元ゴムは、ソリッド型と積層型の2種類を製作した。積層型は、橋軸直角方向の地震力を復元ゴムで伝達する場合を想定している。



図－1.1.8.5 (a)　免震支承供試体（措置全体図）



図－1.1.8.5 (b)　免震支承供試体（ソリッド型復元ゴム要素）



図－1.1.8.5 (c)　免震支承供試体(積層型復元ゴム要素)

(4) 免震支承の確性実験

i）実験方法

実験は、図－1.1.8.6 に示すように、剛な梁を介して死荷重相当の鉛直力（30.5tf）を支承に積荷しつつ、複動ジャッキによって下沓を水平方向に移動させることによって行なった。測定項目は、水平変位、水平反力、鉛直力、上沓の浮上がりおよび復元ゴムの温度である。実験の状況を写真－1.1.8.1 に示す。

実験を行なったケースは表－1.1.8.5 に示すとおりである。同表におけるゴムの予ひずみとひずみ振幅は、復元ゴムの厚さ84mmより表－1.1.8.6 のように変位量に換算される。各ケースでは水平載荷を10回繰返し、各サイクルのヒステリシスループから等価剛性と等価減衰定数を求めた。これらの計算については共通性能試験に準じている。なお実験結果では、等価剛性を式(1.1.8.1）によって見かけのせん断弾性率に換算している。

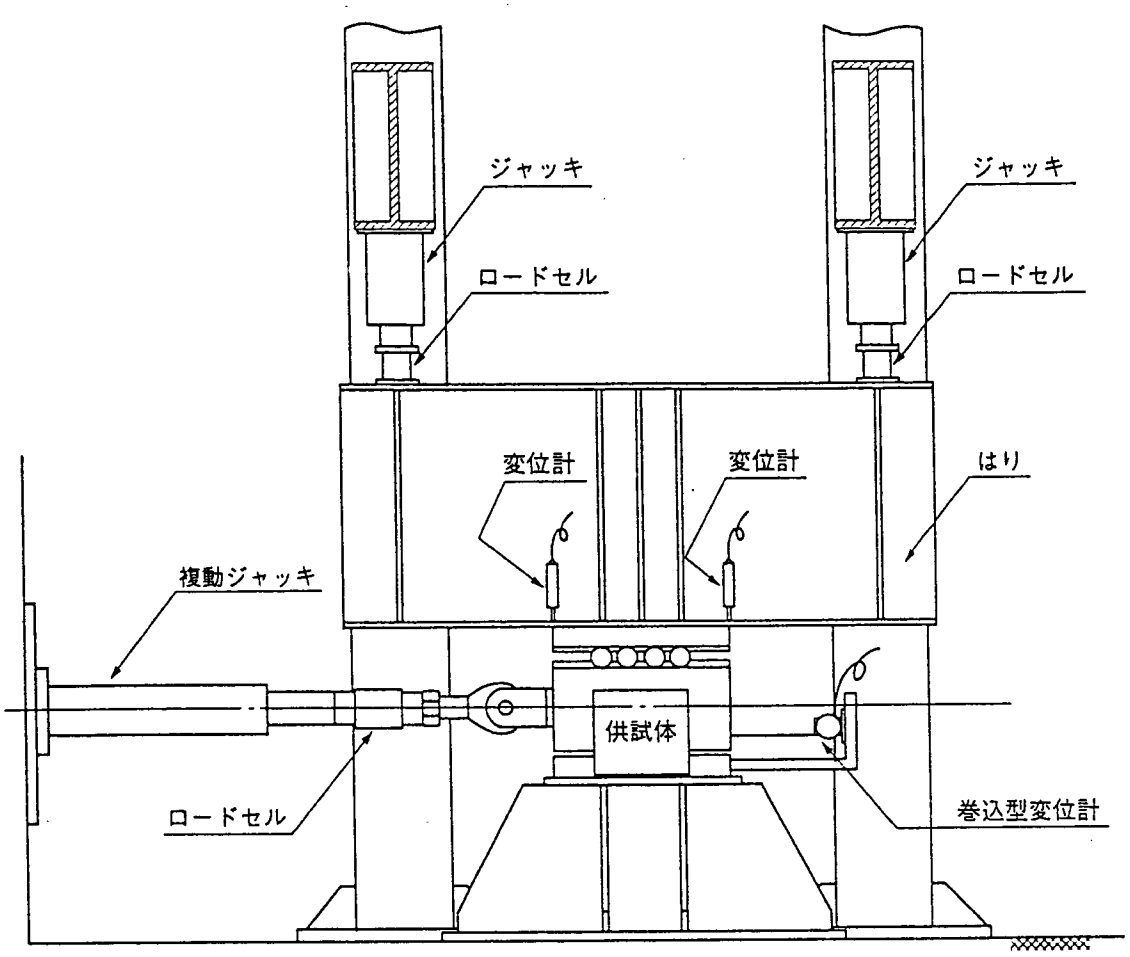
実験に使用した計測器を表－1.1.8.7 に示す。

ii）実験結果

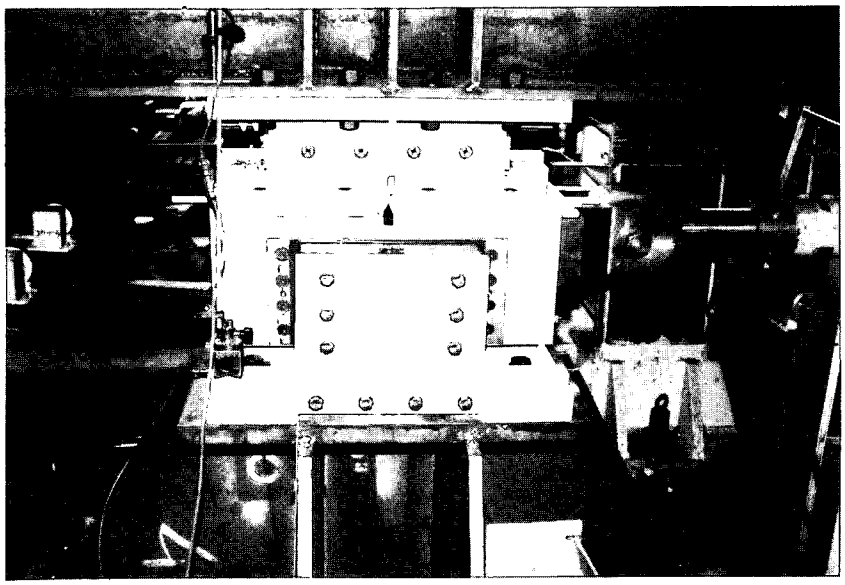
実験では、各載荷サイクルにおいてせん断弾性率Ｇｅｑと減衰定数ｈｅｑが得られる。この関係の一例を図－1.1.8.7 に示す。全実験ケースについてこれらの結果をまとめたものを表－1.1.8.8 に示す。

図－1.1.8.8は、３サイクル目のデータを特性値とした時のソリッド型の結果である。設計ひずみ150％におけるせん断弾性率と減衰定数は、それぞれＧｅｑ＝7.5 kgf/㎠, ｈｅｑ＝9.8 ％である。図中には、復元ゴム単体の静的セン断試験結果と、前述した要素試験の結果も示してある。これらを比較するとまず免震支承の特性（○印）と復元ゴム単体の特性（□印）は良く一致しており、ローラーなどアイソレータ部分の影響はほとんどないことがわかる。要素試験（破線）との比較では、せん断弾性率が若干増加し、減衰定数はかなり低下している。このような結果の原因としては、せん断弾性率については形状効果（ゴムの曲げ変形など）と履歴依存性、減衰定数については周波数依存性が挙げられるが、定量的な評価を行なうためにはさらにデータを蓄積する必要がある。予ひずみの影響については、せん断弾性率が若干低下しているが、この場合載荷履歴の影響も重畳しているので、むしろ影響は小さいと見るべきであろう。

図－1.1.8.9 は、ソリッド型と積層型の結果を比較したものであるが、両者の間にはほとんど違いが認められない。図－1.1.8.10は、復元ゴムをとりはずした時の水平反力と水平変位の波形である。ロードセルの容量が大きいため精度は乏しいものの、水平反力は 200kgｆ未満で摩擦係数は0.01以下と見込まれ、免震支承の特性が復元ゴムの特性だけで定まるという結果を裏付けている。



図－1.1.8.6　実験方法



写真－1.1.8.1　載荷状況

表－1.1.8.5　実験ケース

復元ゴム		ソリッド型		積層型		なし
予ひずみ（%）		0	50	0	50	——
ひずみ振幅（%）	25	○	○	○	○	×
	50	○	○	○	○	×
	100	○	○	○	○	×
	150	○	○	○	○	×
	200	○	△*	○	×	×
	220	○	×	×	×	○

＊ひずみ振幅 170%

表－1.1.8.6 (a)　予ひずみ０％（予変位０mm）の場合の変位振幅

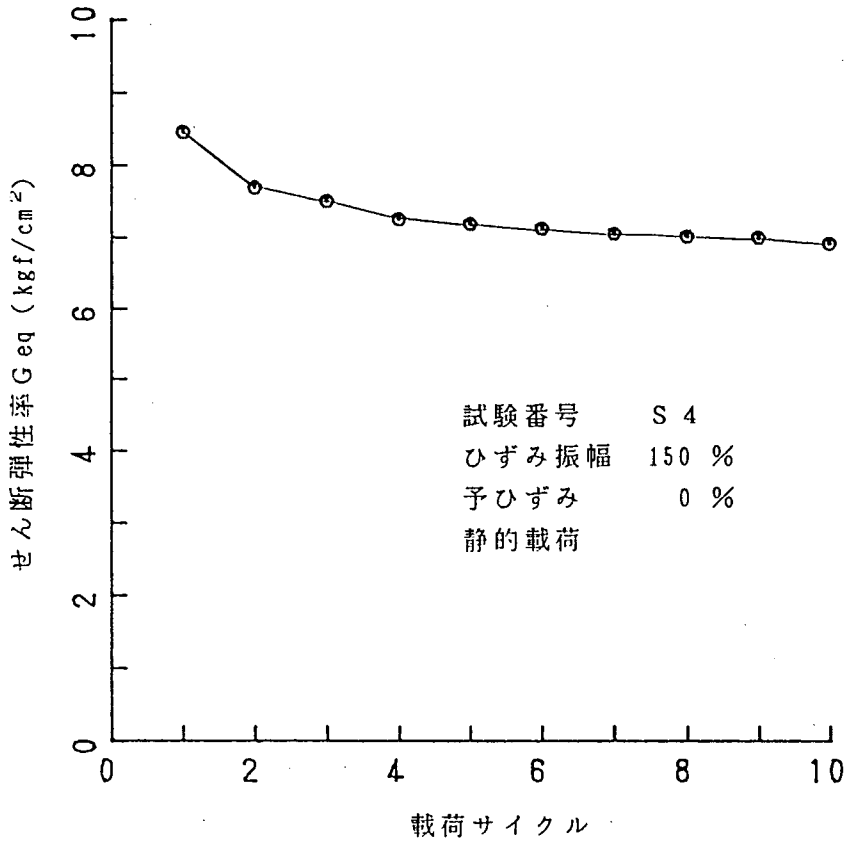
ひずみ振幅　（%）	25	50	100	150	200	220
変位振幅　（mm）	21	42	84	126	168	185

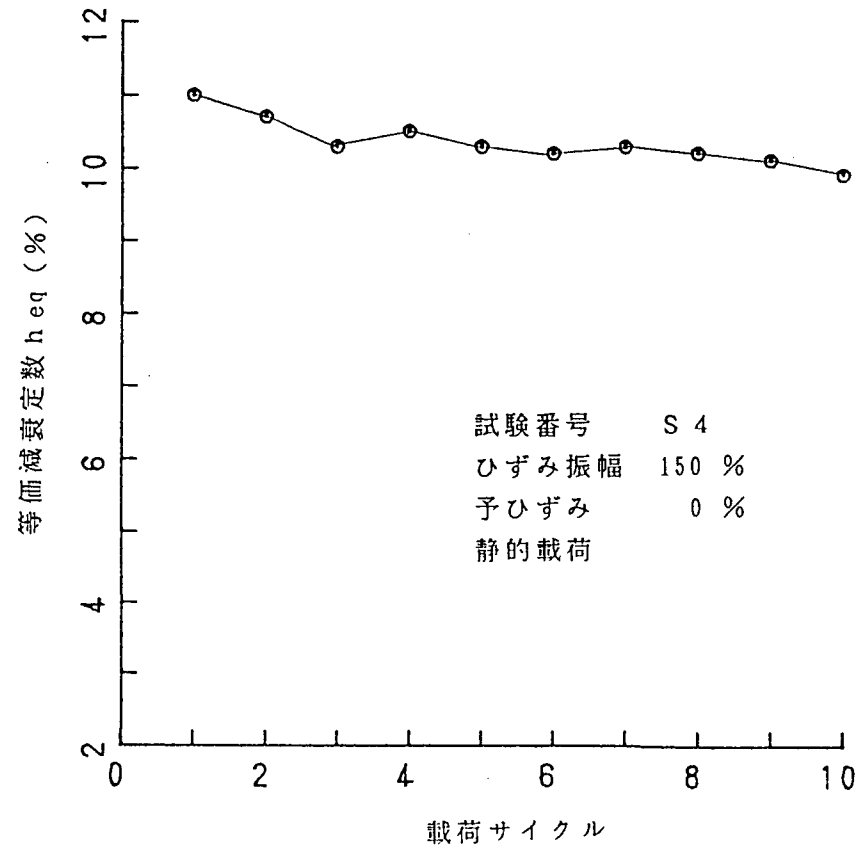
表－1.1.8.6 (b)　予ひずみ50％（予変位42mm）の場合の変位振幅

ひずみ振幅　（%）	25	50	100	150	170
最小変位　（mm）	21	0	－42	－84	-101
最大変位　（mm）	63	84	126	168	185

表－1.1.8.7　使用計測器

名　称	メーカー・型番	台数	備　考
ロードセル	東京測器　TCLP-50B	1	水平反力
〃	東京測器　CLC-30A	2	鉛直力
巻込型変位計	東京測器　DP-1000B	1	水平変位
変位計	東京測器　CDP-10	2	上沓の浮上り
データレコーダ	ＴＥＡＣ　XR-5000	1	
波形解析装置	横河電機　3655E	1	
温度記録計	東京測器　TDS-301	1	CC熱電対使用





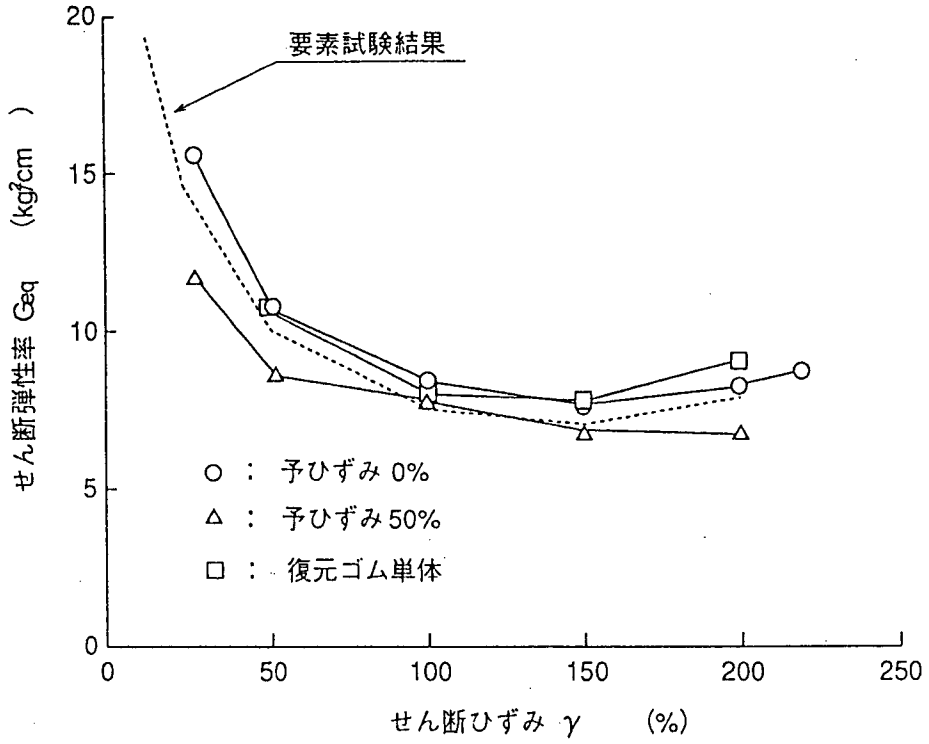
図－1.1.8.7　載荷サイクルに伴うGeqとHeqの変化の例

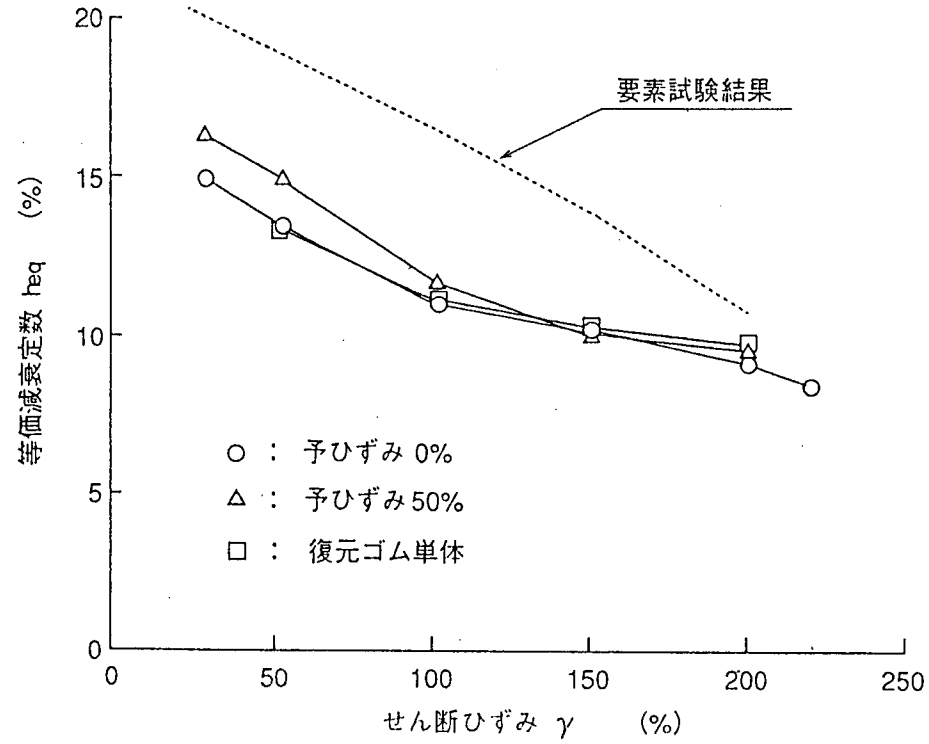
表－1.1.8.8 (a) 実験結果一覧（ソリッド型）

ひずみ振幅（%）	せん断弾性率 Geq（kgf/cm²）				等価減衰定数 heq				ゴム温度(℃)	
	1ｻｲｸﾙ	3ｻｲｸﾙ	10ｻｲｸﾙ	4～10	1ｻｲｸﾙ	3ｻｲｸﾙ	10ｻｲｸﾙ	4～10	開始	終了
0± 25	17.32	15.51	14.86	15.00	0.185	0.147	0.140	0.142	9.5	9.5
0± 50	11.57	10.66	10.21	10.32	0.152	0.132	0.126	0.127	9.5	10.4
0±100	9.18	8.27	7.62	7.85	0.126	0.107	0.105	0.106	9.9	11.8
0±150	8.21	7.50	6.78	7.02	0.109	0.098	0.095	0.095	9.9	12.0
0±200	8.66	8.08	7.37	7.62	0.090	0.087	0.083	0.085	9.3	12.8
0±220	9.24	8.53	7.56	7.90	0.084	0.080	0.076	0.078	9.8	14.3
50± 25	12.08	11.57	11.05	11.08	0.182	0.161	0.151	0.155	5.9	6.2
50± 50	9.05	8.53	8.27	8.37	0.162	0.147	0.140	0.143	6.3	6.8
50±100	8.08	7.69	7.37	7.44	0.128	0.114	0.108	0.110	7.0	8.3
50±150	6.53	6.66	6.53	6.55	0.116	0.096	0.095	0.096	12.8.	14.2
50±170	6.91	6.59	6.53	6.54	0.095	0.092	0.086	0.088	13.0	14.7

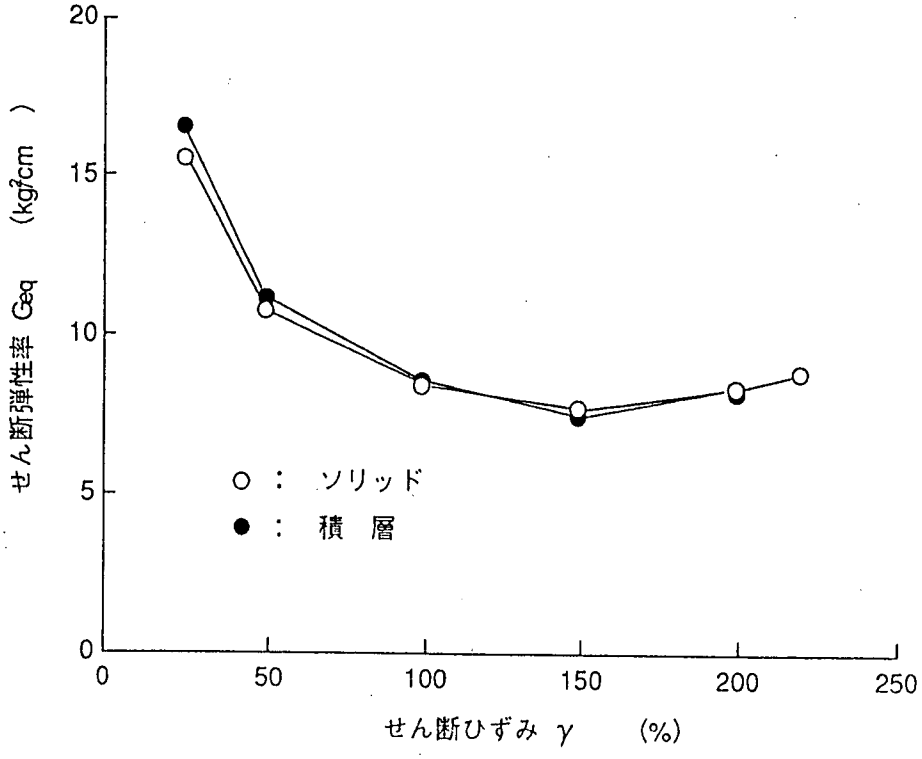
表－1.1.8.8 (b) 実験結果一覧（積層型）

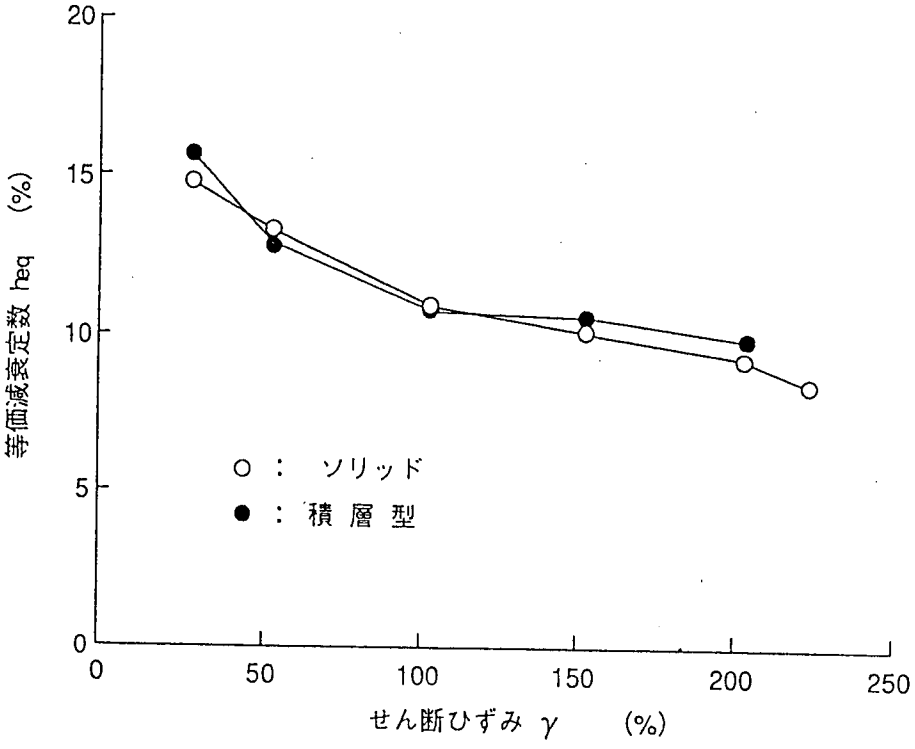
ひずみ振幅（%）	せん断弾性率 Geq（kgf/cm²）				等価減衰定数 heq				ゴム温度(℃)	
	1ｻｲｸﾙ	3ｻｲｸﾙ	10ｻｲｸﾙ	4～10	1ｻｲｸﾙ	3ｻｲｸﾙ	10ｻｲｸﾙ	4～10	開始	終了
0± 25	19.32	16.48	15.31	15.66	0.194	0.156	0.144	0.148	6.6	6.7
0± 50	11.76	11.11	10.60	10.79	0.137	0.127	0.124	0.125	7.0	7.7
0±100	9.30	8.40	7.75	7.96	0.132	0.115	0.113	0.112	7.7	9.1
0±150	8.46	7.50	6.91	7.06	0.110	0.103	0.099	0.102	9.2	11.3
0±200	9.43	8.08	7.04	7.48	0.101	0.095	0.092	0.092	8.6	12.4
50± 25	9.95	9.50	9.50	9.54	0.176	0.158	0.153	0.153	11.9	12.1
50± 50	8.08	7.56	7.50	7.48	0.147	0.142	0.142	0.144	12.0	12.4
50±100	7.70	7.29	6.98	7.11	0.138	0.125	0.118	0.122	10.7	11.4
50±150	6.91	6.66	6.53	6.58	0.112	0.106	0.101	0.102	11.4	13.2



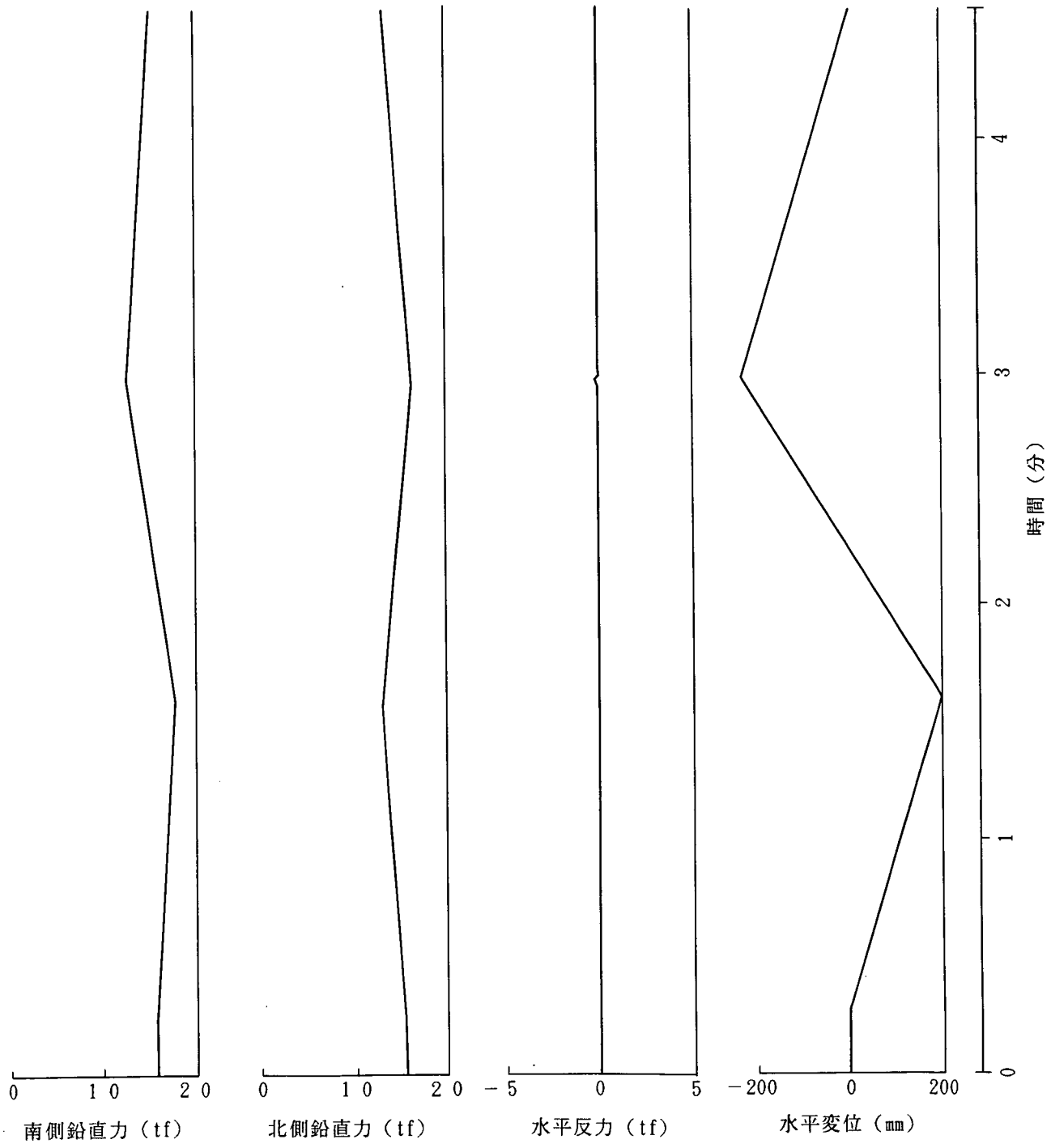


図－1.1.8.8　免震支承の静特性（ソリッド型）





図－1.1.8.9　ソリッド型と積層型の比較



図−1.1.8.10　ローラーのころがり性状（復元ゴムがない場合の波形）

(5) 性能の評価

① ローラー部分のメカニカルな抵抗の影響はほとんどなく、免震支承の特性は復元ゴム単体の復元力特性と減衰特性で評価できる。このことから、免震支承の性能はゴム単体の試験によって保証できると考えられる。

② 特性においてソリッド型と積層型の違いはほとんど認められず、基本的にソリッド型のデータに基づいて復元ゴムの設計を行なって差し支えない。

③ 復元ゴムに保証できるせん断弾性率と減衰定数は、静的試験の結果による限り、Ｇｅｑ＝8 kgf/㎠, ｈｅｑ＝10%程度が目安と考えられる。減衰定数については、周波数依存性を考慮するともう少し大きい値が期待できるが、この点については一斉共通実験の結果を待って評価する。

④ 静的実験の結果では、試作した装置は免震支承としての機能をほぼ満足するものであり、実用化において特に大きな問題はないと結論された。

(6) 平成3年度の研究計画

① 死荷重レベルの範囲を定めて標準的な免震支承を数例設計し、これらに必要となる復元ゴムの形状・大きさを特定する。その結果に基づいて、ゴム単体の標準的な供試体の大きさ、試験方法等について検討する。

② 設計において、復元ゴムの温度依存性と周波数依存性を考慮する方法を検討する。

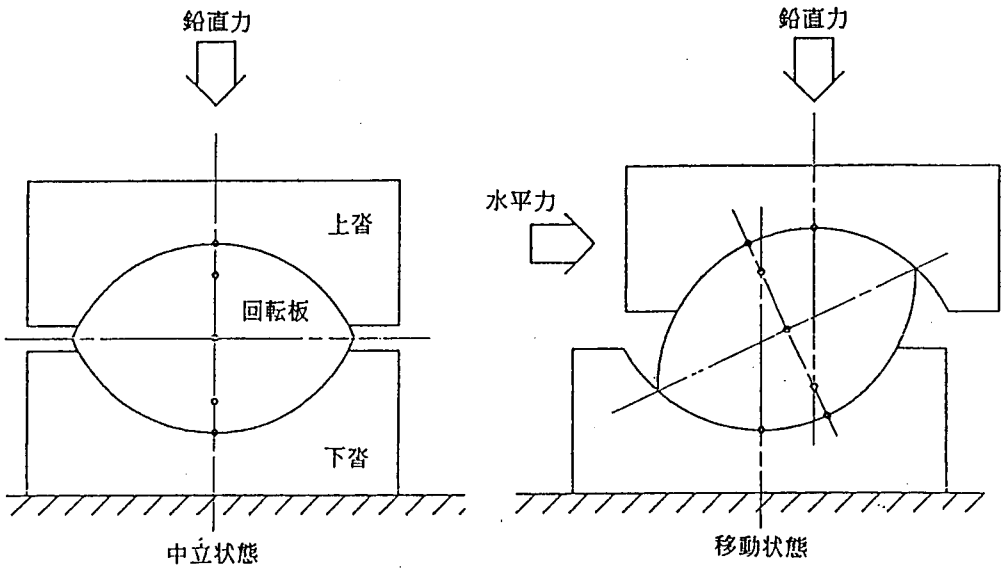
〈民側担当会社〉　日本鋼管㈱・日本鋳造㈱

1.1.9　リンク支承

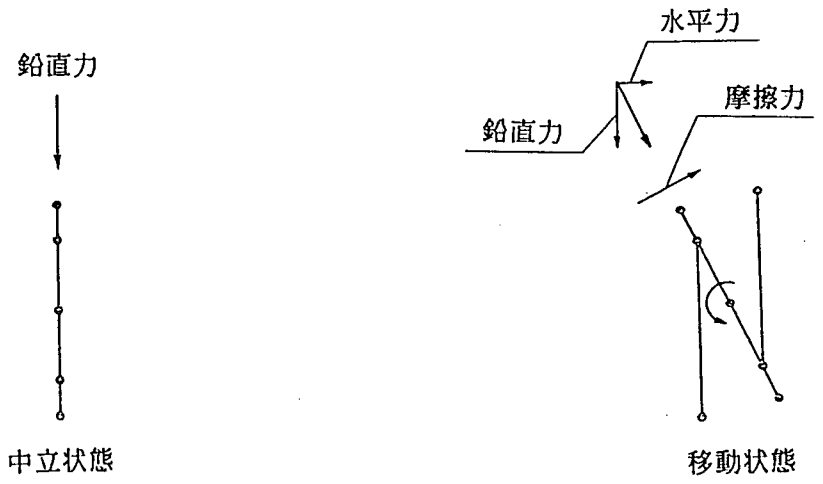
(1) 開発の概要

リンク支承は、図－1.1.9.1 に示すように、上沓と下沓との間に回転板をはさみ込んだ構造で、上沓と下沓の相対移動は回転板の滑りによる回転で行っている。

機能面では、相対移動に伴い、図－1.1.9.2 に示すように、回転板の回転角による復元力と、回転板の回転を妨げる摩擦による減衰力とを有している。



図－1.1.9.1　リンク支承の構造



図－1.1.9.2　リンク支承の機能

今年度の研究では、滑り面に使用する材料を選定し、摩擦係数を推定することによって装置の原理を解析し、理論的な特性を調査した。

調査の結果は下記の通りである。

a）滑り面に使用する材料はＰＴＦＥ成型品が適する。

b）回転板に生じる摩擦力は、作用する荷重の分布状態にほとんど左右されない。この事は、荷重の載荷範囲（接触範囲）を変化させても、滑り面に使用する材料の許容圧縮応力度を満足する範囲で可能と言うことであり、水平移動可能量を決定する上での自由度となる。

c）回転板に生じる摩擦力は、二面摩擦が基本となっているため、平面の一面摩擦に比べ 2.4～3.1 倍となる。

d）装置の固有円振動数は回転板の曲率半径に依存し、鉛直力に無関係である。

e）装置の固有円振動数は回転板の曲率半径を25～45cmと仮定すると、2.19～4.90 rad/secが予想される。

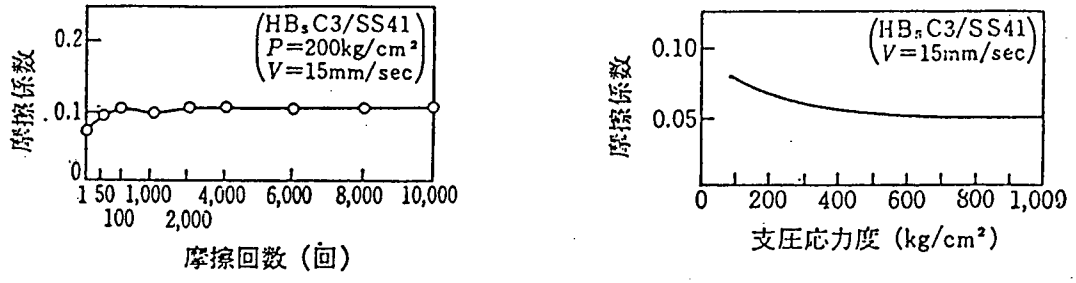
f）水平移動可能量についても、回転板の回転角の制限から曲率半径の影響を大きく受ける。
回転角は、荷重の載荷範囲が広い程小さくなる。

(2) 滑り面材料の選定

滑り面の材料は、回転板の可動性から摩擦係数の低いものを選ぶと、以下に示す3種類となる。

i）高力黄銅鋳物（固体潤滑材入）

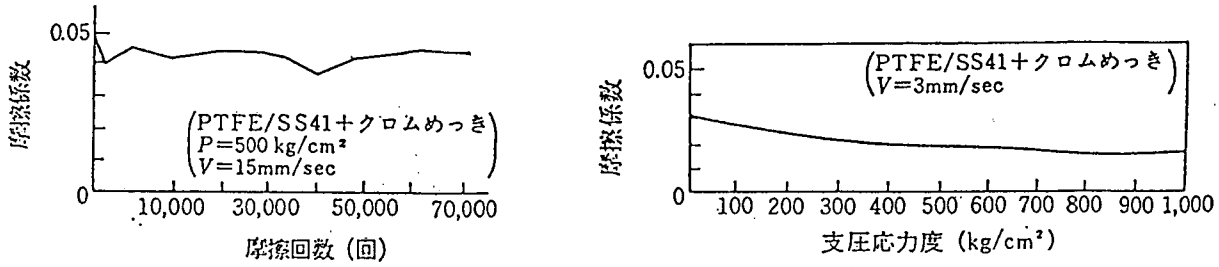
ＢＰ－Ａ支承（高力黄銅支承板支承）のベアリングプレートとして使用されている材料で、高力黄銅鋳物の表面に埋めこまれた固体潤滑材によって滑り面に潤滑膜を形成する無給油型のものである。摩擦特性は、図－1.1.9.3 に示すように摩擦係数を0.05～0.10の範囲で使用できる。また、材料の許容圧縮応力度は、300kg/㎠である。



図－1.1.9.3　ベアリングプレートの摩擦特性（出典：支承便覧）

ii）ＰＴＦＥ成型品

ＢＰ－Ｂ支承（密閉ゴム支承板支承）の滑り板として使用されている材料で、ＰＴＦＥ板（四フッ化エチレン樹脂）単体で使用するが、滑り面の相手材料はステンレスまたは、クロムメッキとして表面の発錆を防止するのが一般的である。摩擦特性は、図－1.1.9.4 に示すように摩擦係数を0.02～0.05の範囲で使用できる。また、材料の許容圧縮応力度は、300kg/cm²である。



図－1.1.9.4　ＰＴＦＥ成型品の摩擦特性（出典：支承便覧）

iii）転がり軸受

球、円柱形状の転がり材を介して相対移動させる方式で、軸受としては最も一般的であるが、本装置のように完全円形とならないものに適用する場合には、工夫が必要で複雑化する。

摩擦特性は、前記の２種類のものとは異なり、転がり摩擦のため摩擦係数は0.01以下となる。

支承の性能を考えると、摩擦係数を低くすることは、可動性を向上させる点では意味があるが、係数の極端な低下は、装置の機能の一つである減衰性の低下につながり逆に不向きとなる。

前記の３種類のものを比較して、ii）のＰＴＦＥ成型品によるものを最適と判断した。摩擦係数の設定は0.05および0.10とし、多少高めで考えることとした。

(3) 回転板の性能

装置の免震方向を一方向とし、回転板の両曲面を円筒面として扱う。

解析に使用する記号は下記の通りとする。

記　号

r：回転板円筒面曲率半径	V：鉛直荷重（装置分担力）
T：回転板厚	H：水平力
L：端部回転板厚（＝0.1 r程度）	Q：円筒面法線力
s：回転板円筒面長さ	Q'：円筒面接線力（摩擦力成分）

記　号

C：形状定数（＝T／r）

Φ：荷重載荷範囲角度

θ：荷重載荷範囲内任意角度

P：円筒面圧力

Pmax：最大円筒面圧力

β：回転板付加角度（移動、摩擦角吸収）

μ：摩擦係数

ρ：摩擦角

ζ：付加摩擦角（TAN $\zeta=\mu$）

α：回転板回転角

αmax：回転板最大回転角

X：上沓、下沓の相対水平移動量

$X=r\cdot(2-C)\cdot SIN\ \alpha$

Xmax：上沓、下沓の最大相対水平移動量

$X=r\cdot(2-C)\cdot SIN\ \alpha max$

B：移動定数（＝X／r）

Bmax：可能移動定数（＝Xmax ／r）

Mfr：摩擦力による回転板回転モーメント

Mtq：法線力による回転板回転モーメント

Keq：等価剛性

heq：等価減衰定数

F：中立位置摩擦力

M：上部構造物全死荷重

g：重力加速度

γ：摩擦倍率

U：強制変位（＝a・SIN ωt）

a：振　幅

ω：円振動数

t：時　間

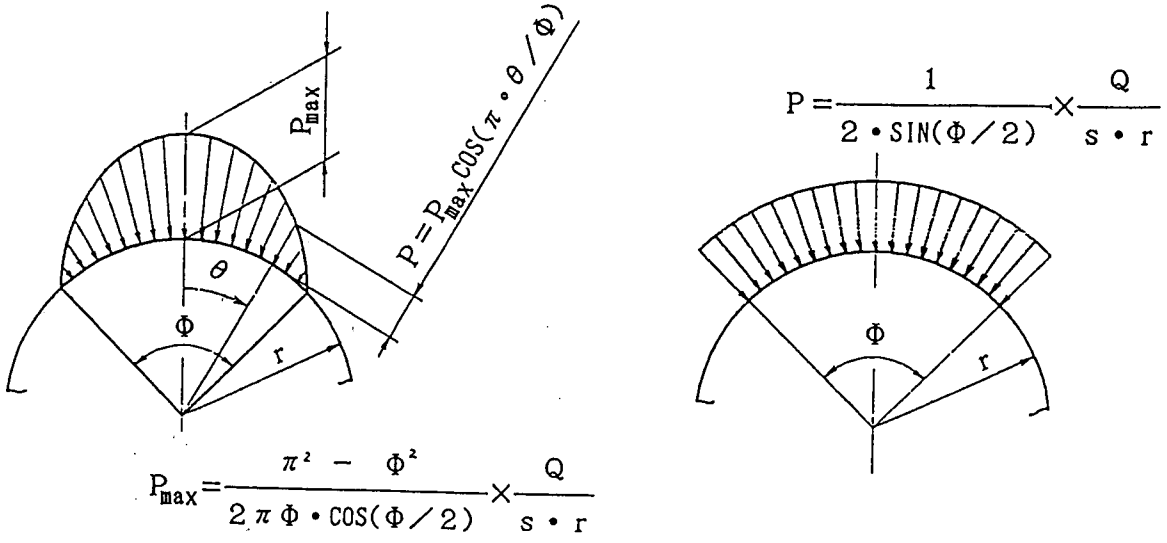
Xs：上部構造物変位

f：装置荷重分担比（＝V／M）

Ω：装置の固有円振動数

i）荷重分布の仮定

荷重分布としては、図－1.1.9.5 に示すように、余弦分布と等圧分布について扱い、荷重の載荷範囲はπ／2，π／3の2種類で検討した。



図－1.1.9.5　荷重分布

各々の場合について、圧力をまとめて表−1.1.9.1 に示す。

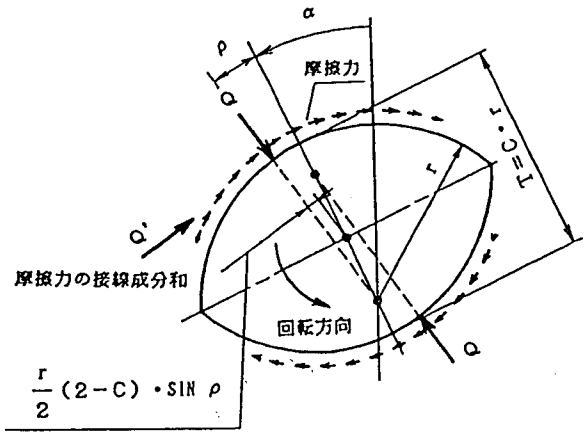
表−1.1.9.1　分布荷重量

接触角Φ	余弦分布		等圧分布
	P	Pmax	P
$\frac{\pi}{2}$	$P = P_{max}\ COS2\theta$	$P_{max} = \frac{3\sqrt{2}}{4} \times \frac{Q}{r \cdot s}$	$P = \frac{\sqrt{2}}{2} \times \frac{Q}{r \cdot s}$
$\frac{\pi}{3}$	$P = P_{max}\ COS3\theta$	$P_{max} = \frac{8\sqrt{3}}{4} \times \frac{Q}{r \cdot s}$	$P = \frac{Q}{r \cdot s}$

s：回転板円筒面長さ

ii）摩擦力を考慮した力の釣り合い

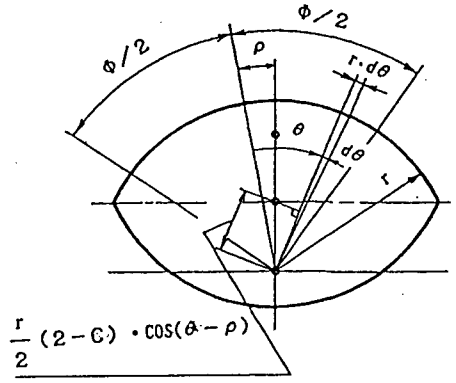
回転板は、前述のように、上沓、下沓の水平相対移動に伴って回転を生じるが、摩擦によって回転を妨げられている。この摩擦力による回転板中心回りの拘束モーメントは、円筒面に作用する法線力Qの芯を変化させることとなる。この芯のずれ角ρを摩擦角と呼ぶ。以上の様子を図−1.1.9.6 に示す。また、以降の計算において、図に示す回転板の板厚Tは、形状定数C（＝T／r）を用いて表現する。



図−1.1.9.6　荷重作用状態

ii−1）回転モーメントの釣り合い

摩擦力による回転モーメントMfrは、図−1.1.9.7 に示すよう、任意角度θを用いて荷重載荷範囲で積分する。



図−1.1.9.7　計算モデル

$$Mfr=\mu \cdot s\int_{-\Phi/2}^{\Phi/2} P\times \left\{r-\frac{r}{2}(2-C)\cos(\theta-\rho)\right\}\times r\cdot d\theta$$

$$=\mu \cdot r^2 \cdot s\int_{-\Phi/2}^{\Phi/2} P\times \left\{1-\frac{r}{2}(2-C)\cos\rho\cdot COS\,\theta\right\}d\theta \quad \cdots \quad (1.1.9.1)$$

また、荷重芯の移動による回転モーメントMtqは

$$Mtq=\frac{Q}{2}r(2-C)SIN\,\rho \quad \cdots\cdots \quad (1.1.9.2)$$

となる。

釣合状態では次の関係が成立する。

$$Mfr-Mtq=0 \quad \cdots\cdots \quad (1.1.9.3)$$

各ケースについて面圧Pを代入して（式－1）のMfrを解くと

$$Mfr=\mu r\{B_1-(2-C)\times B_2\times\cos\rho\}Q \quad \cdots\cdots \quad (1.1.9.4)$$

と一般化して表すことができる。各ケースにおけるB_1、B_2の値は表－1.1.9.2 に示す。

表－1.1.9.2　係数表

接触角	余弦分布		等圧分布	
Φ	B_1	B_2	B_1	B_2
$\frac{\pi}{2}$	1.060660	0.5	1.110721	0.5
$\frac{\pi}{3}$	1.026400	0.5	1.047198	0.5

式(1.1.9.3) の釣合式によって摩擦角ρを求める。式(1.1.9.2) および式(1.1.9.4) を代入すると、

$$(2-C)SIN\,\rho+\mu(2-C)COS\,\rho=2B_1\mu \quad \cdots\cdots \quad (1.1.9.5)$$

となる。ここで、付加摩擦角をζと置くと

$$\zeta=TAN^{-1}(\mu) \quad \cdots\cdots \quad (1.1.9.6)$$

となり、式(1.1.9.5) を整理して次の式を得る。

$$\rho+\zeta=\mathrm{SIN}^{-1}\left\{\frac{2B_1\mu}{(2-C)\sqrt{1+\mu^2}}\right\}=\mathrm{SIN}^{-1}\left\{\frac{2\mu}{(2-C)\sqrt{1+\mu^2}}\right\}\cdots(1.1.9.7)$$

式(1.1.9.7) の近似式は、B_1 の値を1として扱うことで、荷重載荷状態によらない式としている。

ii－2）水平力、鉛直力の釣合

摩擦力の接線成分の和をQ’とすると

$$Q'=\mu\cdot s\int_{-\Phi/2}^{\Phi/2}P\times\cos\theta\times r\,d\theta=\mu\cdot r\cdot s\int_{-\Phi/2}^{\Phi/2}P\cos\theta\,d\theta$$

$$=2\mu\times B_2\times Q\quad\cdots\cdots(1.1.9.8)$$

外力として鉛直荷重V，水平力Hが作用すると回転角αを用いて力の釣合式が成立する。

$$V=Q\cos(\alpha+\rho)-Q'\,\mathrm{SIN}(\alpha+\rho)=Q\{\cos(\alpha+\rho)-2\mu B_2\,\mathrm{SIN}(\alpha+\rho)\}$$

$$\cdots\cdots(1.1.9.9)$$

$$H=Q\mathrm{SIN}(\alpha+\rho)+Q'\cos(\alpha+\rho)=Q\{\mathrm{SIN}(\alpha+\rho)+2\mu B_2\cos(\alpha+\rho)\}$$

$$\cdots\cdots(1.1.9.10)$$

摩擦が逆向となると、上式についてQ’の符号を入れ換えて扱う。

ii－3）移動時の力の関係式

前項の力の釣合により式（1.1.9.9）、式（1.1.9.10)を用いて移動時の鉛直力、水平力の関係を導く。

i）正移動（αが増加する場合）

$$H=V\times\mathrm{TAN}(\alpha+\rho+\zeta)\quad\cdots\cdots(1.1.9.11)$$

ii）負移動（αが減少する場合）

$$H=V\times\mathrm{TAN}(\alpha-\rho-\zeta)\quad\cdots\cdots(1.1.9.12)$$

また水平移動量をXとすると回転角αとの関係は下式のようになる。

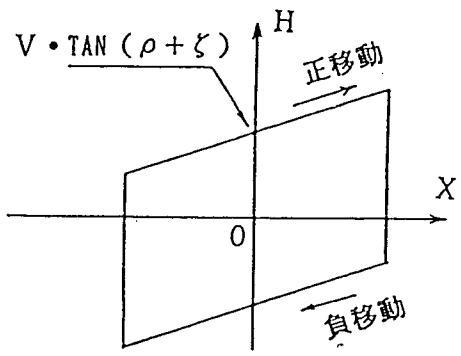
$$X=r(2-C)\,\mathrm{SIN}\alpha\quad\cdots\cdots(1.1.9.13)$$

中立位置での摩擦力Fは、$\alpha=0$と置いて

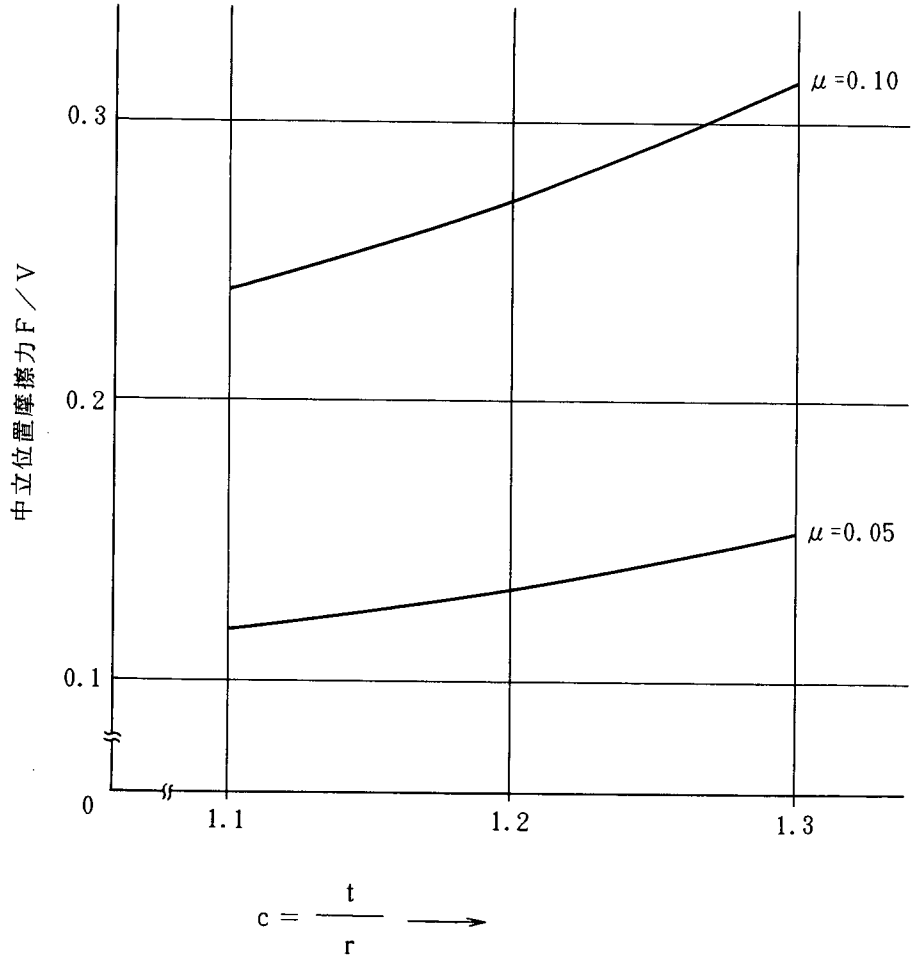
$$F=V\times\mathrm{TAN}(\rho+\zeta)\quad\cdots\cdots(1.1.9.14)$$

となる。図－1.1.9.11に中立位置での摩擦力のパラメーター（F／V）と形状定数Cの関係示す。

移動量－水平力の関係は概略、図－1.1.9.8 のようになり、式（1.1.9.11）～式（1.1.9.13）を用いて、水平力のパラメーター（H／V）と水平移動のパラメーター（X／r）の関係を図－1.1.9.9 、図－1.1.9.10に摩擦係数毎に示す。



図－1.1.9.8　移動量－水平力の概略図

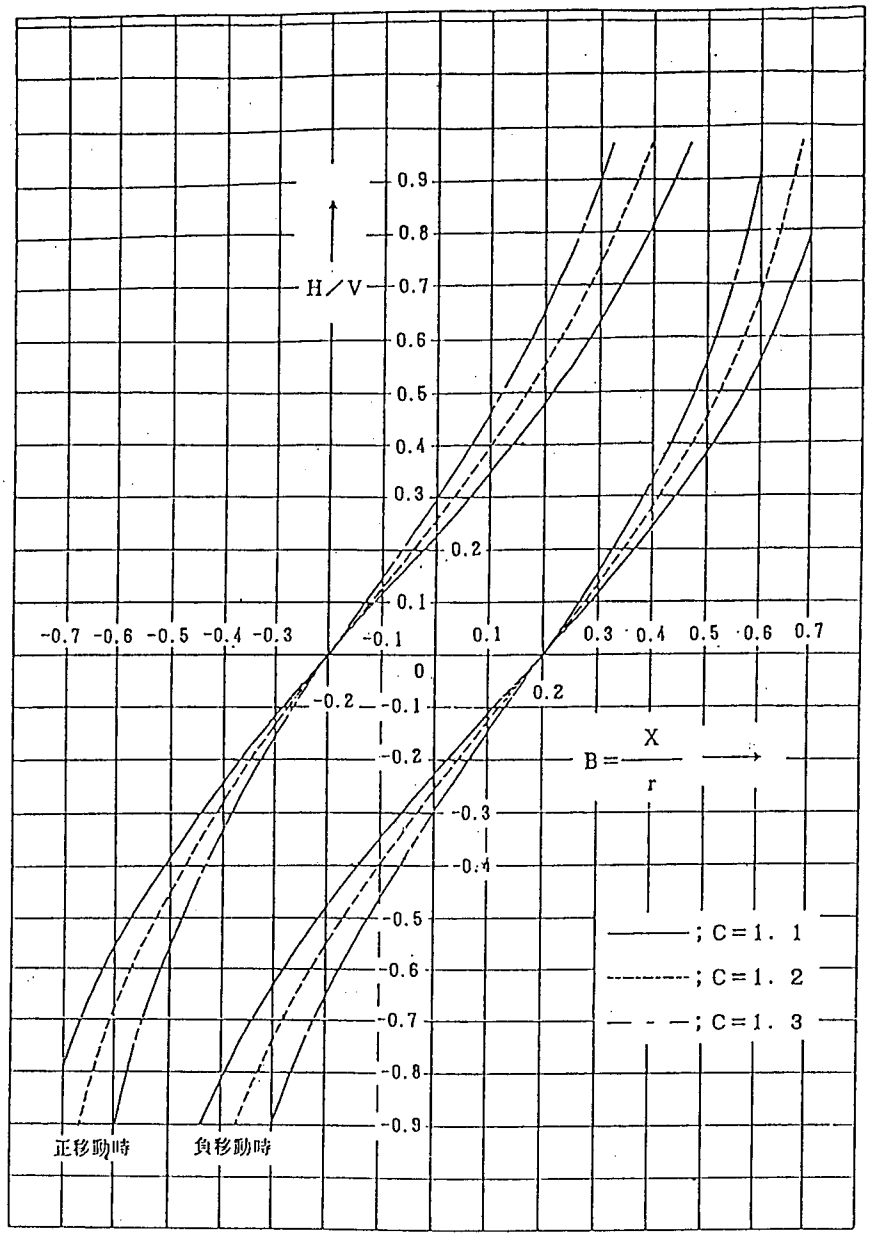


図－1.1.9.11　形状定数－中立位置摩擦力

ii－4）等価剛正、等価減衰定数

等価剛性Keqは

$$Keq = \frac{V}{2X} \times \{TAN(\alpha+\rho+\zeta) + TAN(\alpha-\rho-\zeta)\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1.1.9.15)$$



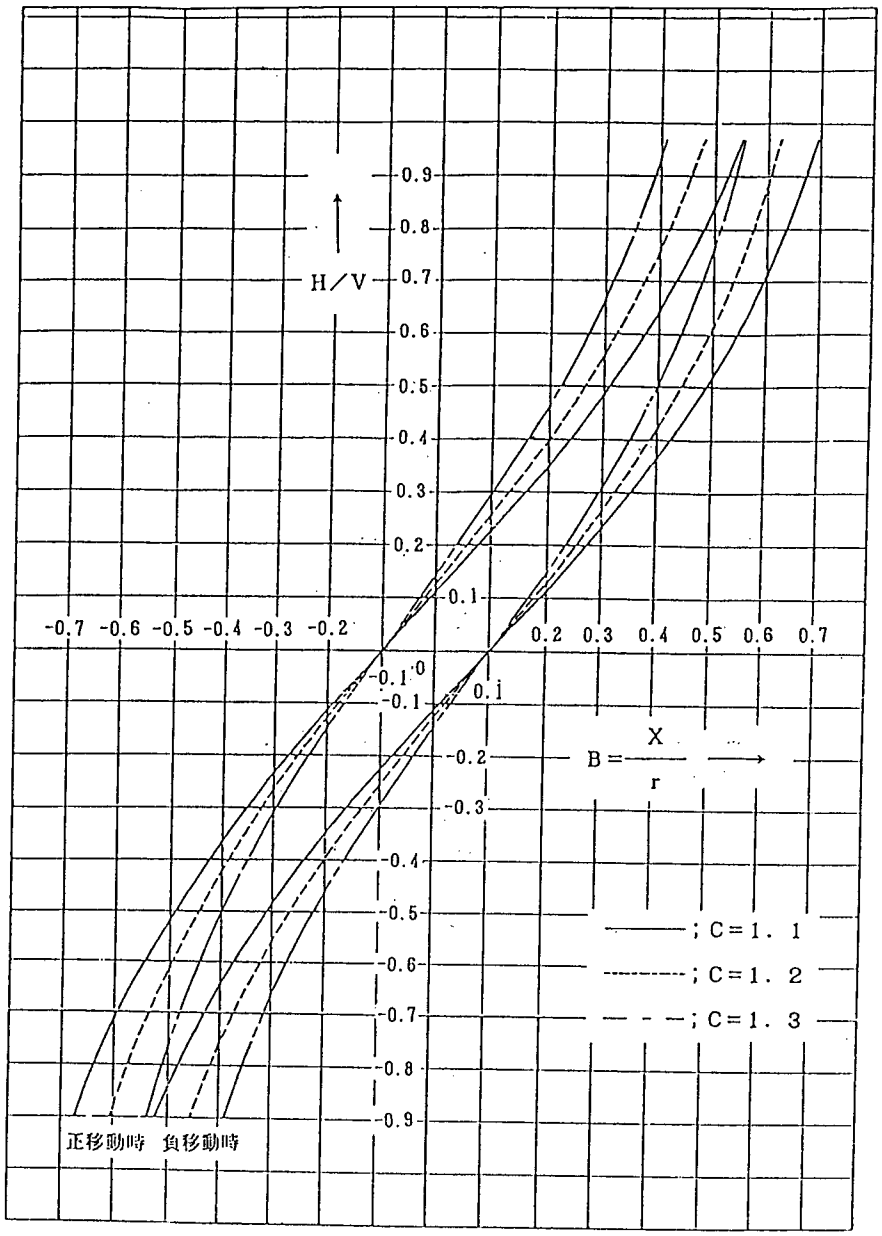
図－1.1.9.9　水平移動－水平力（μ＝0.10）

で表わされ、正移動、負移動の平均水平力と移動距離によって決まる。

（式－7）を使って整理すると下式のようになる。

$$Keq\times\frac{r}{V}=\frac{(2-C)(1+\mu^2)\cos\alpha}{(2-C)^2(1+\mu^2)\cos^2\alpha-4\mu^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1.1.9.16)$$

この式の右片は、C，α，μの増加関数となり特にCの変化による影響が大きく、αによる影響は非常に小さい。図－1.1.9.12に等価剛性のパラメーター（Keq・r／V）と水平移動のパラメーター（Xmax ／r）の関係を示す。



図－1.1.9.10 水平移動－水平力（$\mu=0.05$）

等価減衰定数heqは

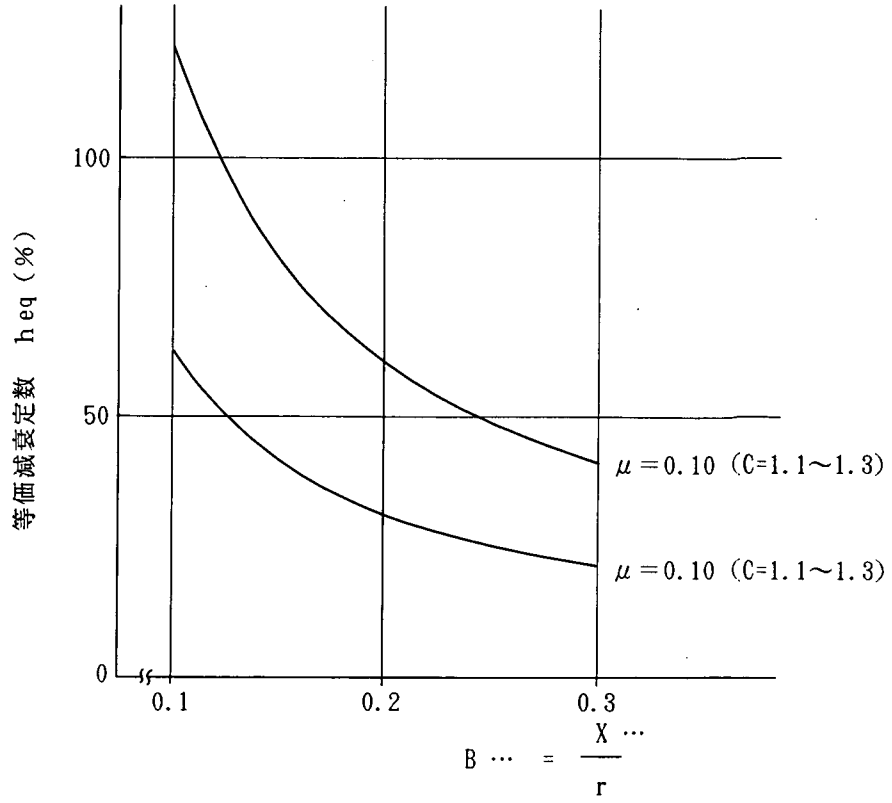
$$heq=\frac{2\{\mathrm{TAN}(\alpha+\rho+\zeta)-\mathrm{TAN}(\alpha-\rho-\zeta)\}}{\pi\{\mathrm{TAN}(\alpha+\rho+\zeta)+\mathrm{TAN}(\alpha-\rho-\zeta)\}}\times 100\ \%\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\ (1.1.9.17)$$

Keqと同様に（式－7）を使って整理して

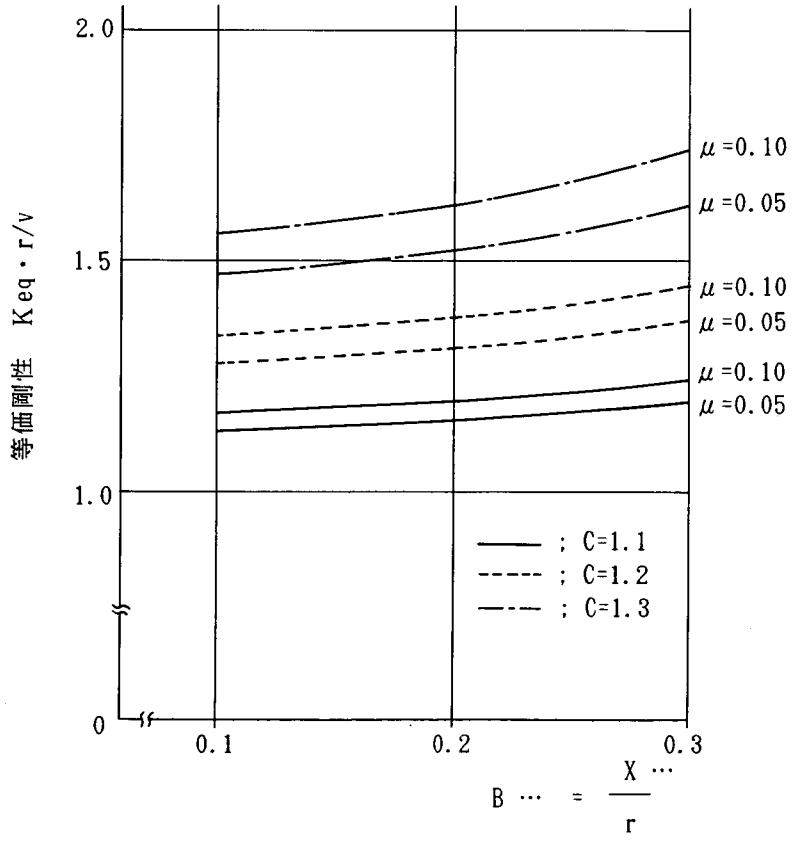
$$heq=\frac{8\mu\sqrt{(2-C)^2(1+\mu^2)-4\mu^2}}{\pi(2-C)^2(1+\mu^2)\,\mathrm{SIN}\,2\alpha}\times 100\ \%\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\ (1.1.9.18)$$

この式の右辺は、C，α、μの減少関数となりαによる影響が大きく、Cによる影響は微小である。

図－1.1.9.13に等価減衰定数と水平移動のパラメーター（Xmax ／r）の関係を示す。



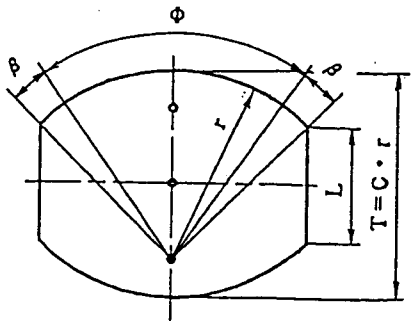
図－1.1.9.12　水平移動－等価剛性



図－1.1.9.13　水平移動－等価減衰定数

iii）回転板の形状制限

回転板には荷重の載荷領域を確保して所定の回転を可能とするために図－1.1.9.14に示すように付加角度βをつける。水平移動の最大値Xmax に対応する回転角αmax は、次の関係を満足しなければならない。



図－1.1.9.14　回転板の形状

$$\beta > \alpha max + \rho \quad \text{よって、} Bmax = \frac{Xmax}{r} < (2 - C)\ SIN(\beta - \rho) \cdots (1.1.9.19)$$

また、端部の円筒面長さLを0.1 rとすれば、下式の制限も加わる。

$$\beta < \cos^{-1} \left(\frac{2.1 - C}{2} \right) - \frac{\Phi}{2} \cdots (1.1.9.20)$$

式（1.1.9.19）および式(1.1.9.20) により、形状定数Cと可能移動定数Bmax の関係を図－1.1.9.15に示す。

iv）振動状態

装置の形状を決定すると等価剛性Keqは相対移動量に大きな影響を受けないので定数扱いとすると上部構造物を単質点とする運動は、下式のようになる。

強制変位を　u＝a・SIN ωt　として

$$M \cdot \ddot{X}s + g \cdot Keq\ (Xs - u) \pm \mu \cdot \gamma \cdot g \cdot V = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} +Xs - u > 0 \\ -Xs - u < 0 \end{array} \right\} \cdots (1.1.9.21)$$

M　：全死荷重（上部構造物質量）

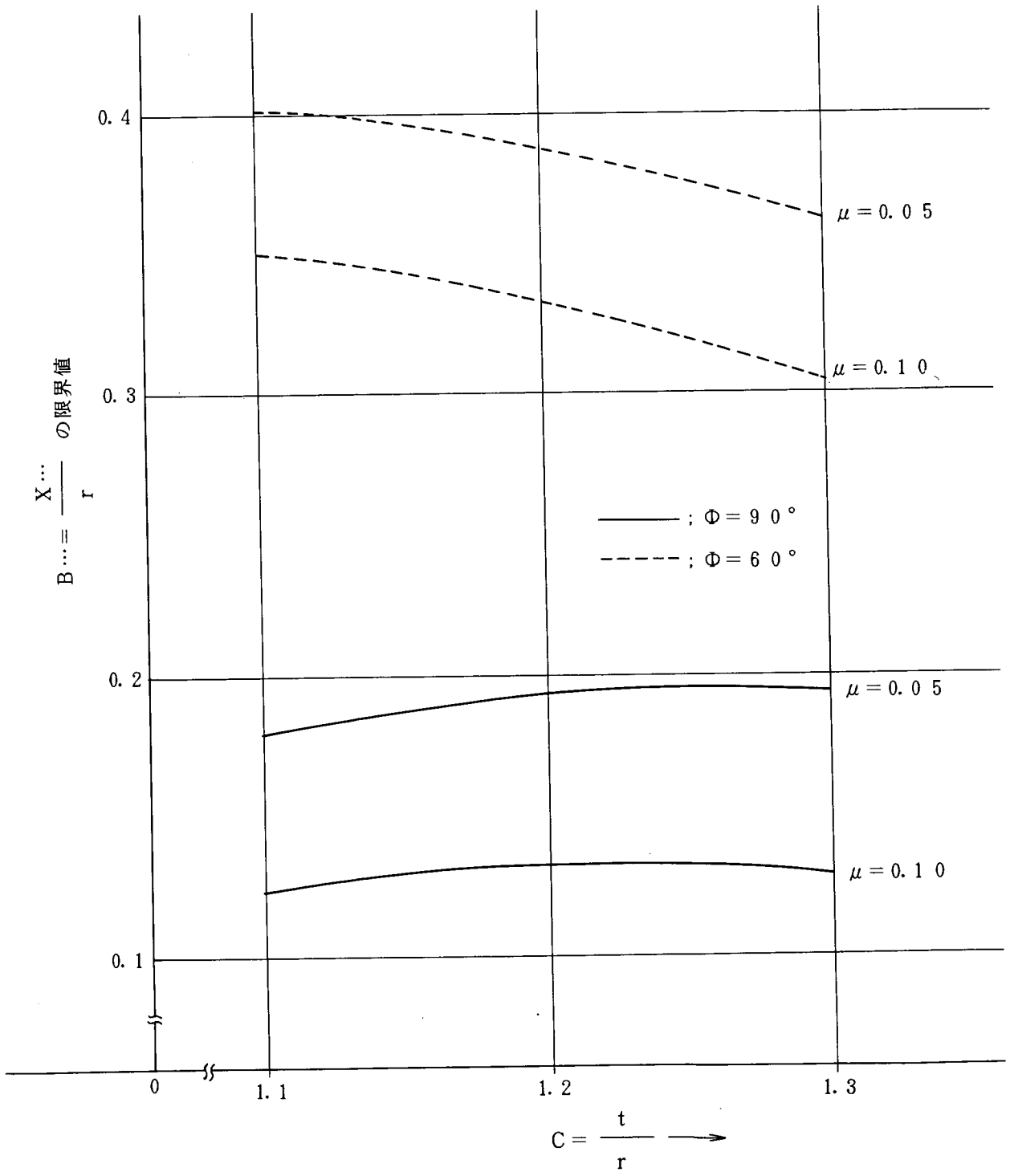
g　：重力加速度

γ　：摩擦倍数

μ　：摩擦係数

Xs：上部構造物変位

V　：装置分担力



図－1.1.9.15　形状定数－可能移動定数

相対変位量　X＝Xs－u　による式に変形すると

$$\overline{M}\cdot\ddot{X}+g\cdot Keq\cdot X\pm\mu\cdot\gamma\cdot g\cdot V=-M\cdot\ddot{u} \quad \cdots\cdots (1.1.9.22)$$

強制変位を代入して、$\Omega^2=g\cdot Keq/M$, $b=\mu\cdot\gamma\cdot V/Keq$を用いれば、

$$\ddot{X}+\Omega^2\ (X\pm b)=a\omega^2\cdot SIN\omega t \quad \cdots\cdots (1.1.9.23)$$

$\zeta=X\pm b$と置いて

$$\ddot{\zeta}+\Omega^2\cdot\zeta=a\omega^2\cdot SIN\omega t \quad \cdots\cdots (1.1.9.24)$$

よって、

$$\zeta=C_1\cdot SIN\ \Omega t+C_2\cdot COS\Omega\ \frac{a\omega^2}{\Omega^2-\omega^2}\ SIN\ \omega t \quad \cdots\cdots (1.1.9.25)$$

（C_1，C_2 は積分定数）

初期条件として、$(\zeta)_{t=0}=-b$　；　$(\dot{\zeta})=-a\omega$　を考慮すれば

$$\zeta=X\pm b=\frac{\Omega a\omega}{\omega^2-\Omega^2}\ SIN\ \Omega t-b\cdot COS\ \Omega t\ \frac{a\omega^2}{\Omega^2-\omega^2}\ SIN\omega t$$

$$=\frac{a\omega}{\Omega^2-\omega^2}(\Omega\cdot SIN\Omega t-\omega\cdot SIN\ \omega t)-b\cdot COS\ \Omega t \quad \cdots\cdots (1.1.9.26)$$

bの符号の入換により逐次C_1，C_2 を求め変位Xを決める。

式（1.1.9.16）の等価剛性は、図－1.1.9.12により

$$Keq=\frac{(2-C)\ (1+\mu^2)}{(2-C)^2\ (1+\mu^2)-4\mu^2}\times\frac{V}{r}=(1.1\sim1.75)\frac{V}{r} \quad \cdots\cdots (1.1.9.27)$$

であり、全死荷重に対する装置の分担力の比fを

$f=\dfrac{V}{M}$と表せば、装置の固有円振動数Ωは

$$\Omega^2=\frac{(2-C)\ (1+\mu^2)}{(2-C)^2\ (1+\mu^2)-4\mu^2}\times\frac{fg}{r}=(1.1\sim1.75)\frac{fg}{r}$$

$$=(10.78\sim17.15)\times\frac{f}{r}\times10^2 \quad \cdots\cdots (1.1.9.28)$$

また、f＝0.2 ～0.35（三～五径間）、r＝25～45cmを推定すると

Ω＝2.19～4.90 rad／sec が予想される。

さらに、図－1.1.9.11によれば、γ＝2.4 ～3.1 となり

$$b = \mu \cdot \gamma \cdot V / Keq \frac{2.4 \sim 3.1}{1.1 \sim 1.75} \times \mu \cdot r = (34.29 \sim 126.82)\ \mu \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1.1.9.29)$$

を得る。Ωおよびbをみると、装置の固有周期は、1.28～2.87秒をとることができ、摩擦力の範囲からも免震効果が期待できると考える。

(3) 平成3年度の研究計画

ⅰ）滑り面材料の取付方法の検討

回転板、上沓、下沓への滑り面材料の取付方と取付範囲を検討する。

ⅱ）装置全体の構造の検討

水平方向（面内、面外）及び鉛直方法のストッパー機能の構造検討を行なう。

ⅲ）装置の適用範囲の検討

〈民側担当会社〉　株式会社　日本製鋼所

1.1.10 粘性ダンパー

(1) 開発の概要

免震橋梁に用いるエネルギー吸収装置として高粘性材料を用いた粘性ダンパーの開発を目的としている。高粘性流体の粘性抵抗を利用したエネルギー吸収装置として、すでに鉄道橋に多く用いられている内圧型粘性ダンパーや、道路橋に主として用いられているせん断型粘性ダンパーなどがある。これら従来の装置は主として地震時の上部構想慣性力の分散を目的としており、減衰力の最小値を保証することで機能上十分であり、エネルギー吸収性能は期待していない。

本研究では、従来の内圧型粘性ダンパーの構造を基本とし、これに道路橋免震装置として機能するためのエネルギー吸収装置を有する粘性ダンパーの開発を行なっている。

平成元年度は、主として免震装置として要求性能の検討、開発目標の設定、開発目標に対する適合性の検討および実橋を想定した装置の試設計を行った。今年度はさらに、以下の研究を行なっている。

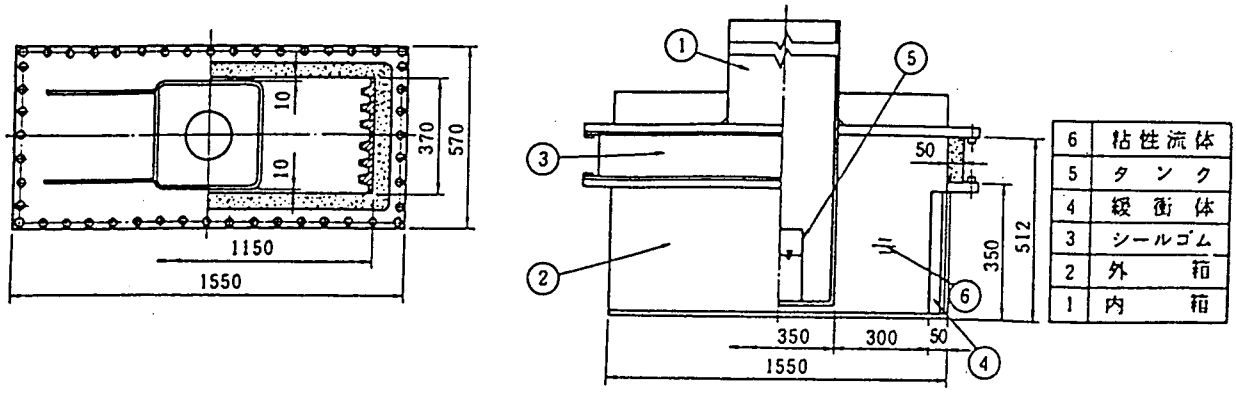
① 粘性体の選定および抵抗力特性の検討

② 実証実験（一斉共通実験）の実施

(2) 粘性ダンパーの構造

図－1.1.10.1に粘性ダンパーの構造図を示す。

上部構造側に固定される鋼製中箱と下部構造に埋め込まれて固定される鋼製外箱との間の空間に粘性体が充填され、シールゴム体により密封されている。地震時の上下部構造間の上下部構造間の相対変位により、中箱は外箱内を移動し、この時粘性流動抵抗を生じエネルギーを吸収する。



図－1.1.10.1 粘性ダンパーの構造図

(3) 粘性材料

従来の地震時慣性力の分散を目的としたダンパーでは、小さな相対速度で大きな抵抗力を得るために、（アスファルト＋炭化水素系高分子材料）、（ブタン系高分子材料）および（ポリオレフィン系ポリマー）などの粘度の高い粘性体が使用されている。しかし、（アスファルト＋炭化水素系高分子材料）と（ブタン系高分子材料）は常温では殆ど流動性がなく、本研究で目標とする装置には不適当である。（ブタン系高分子材料）は前者に比べ遙かに流動性が高いが、その特性が温度変化の影響を受け易いという難点がある。そこで、流動性が高く、かつ比較的温度変化による粘度変化の小さいジメチルシリコーンオイルに着目した。

一般に、粘度－温度特性は次式で表される。

$$\eta \propto e^{-ct} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1.1.10.1)$$

ここに、ηは回転粘度（poise），eは自然対数，cは粘性体により決まる定数、tは摂氏温度（℃）である。ここでbの値が大きいほど温度変化の影響を受け易いことになる。表－1.1.10.1に、既往の試験結果から得られた各粘性材料のcの値と標準温度（20℃）における回転粘度を示す。

表－1.1.10.1　粘性材料のbの値と標準温度（20℃）における回転粘度

粘性材料	c	回転粘度	
		Poise（20℃）	感触
アスファルト＋炭化水素系高分子材料	0.065	10,000	固形アスファルト状
ブタン系高分子材料	0.043	10,000	固形アスファルト状
ポリオレフィン系ポリマー	0.066	1,000	ポタージュスープ状
ジメチルシリコーンオイル	0.023	200	サラダオイル状

ジメチルシリコーンオイルは－10℃でも回転粘度は＋20℃の場合の2倍の400Poiseにしかならず、＋20℃のポリオレフィン系ポリマーよりも流動性が良い。

以上の理由から、粘性体としてジメチルシリコーンオイルを使用することとした。

(4) 抵抗力特性

一般に、内圧型性ダンパーの抵抗力は次式で表される。

$$F = k \cdot v^{d} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1.1.10.2)$$

ここに、F：　ダンパーの抵抗力

k：　粘性体の種類、ダンパーの形状および温度により決まる定数で式（1.1.10.3）で表される

v：　相対速度

d：　粘性体の種類により決まる定数

$$k = A\,(a\ell + b)\cdot(S/S_0)^2\cdot e^{-ct} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1.1.10.3)$$

ここに、A　：　粘性体の種類、ダンパーの形状により定まる定数

a、b：　ダンパーの形状

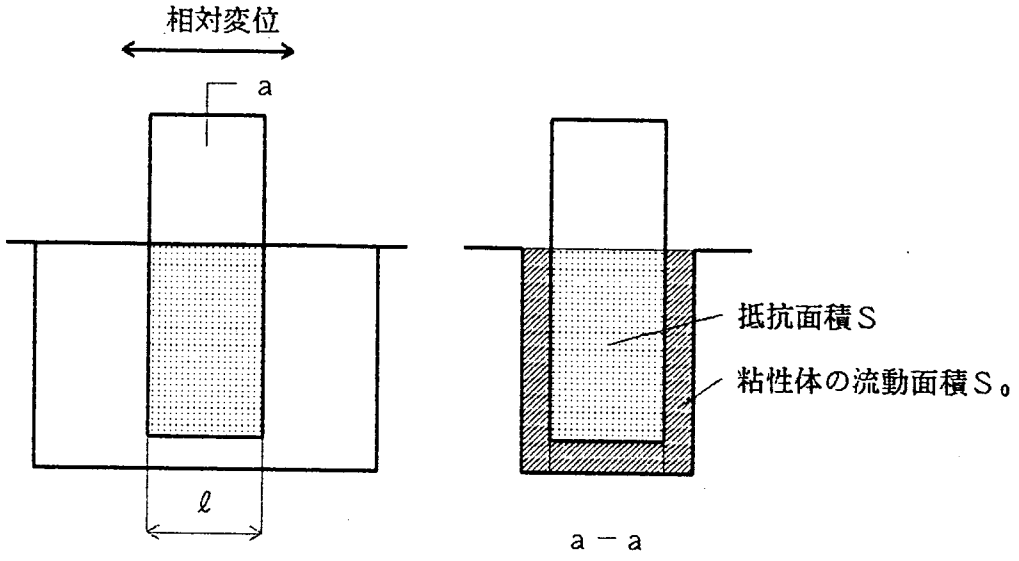
ℓ　：　抵抗板の橋軸方向（変位方向）幅

S　：　抵抗面積

S_0　：　粘性体の流動面積

（ℓ、S、S_0 ― 図－1.1.10.2参照）

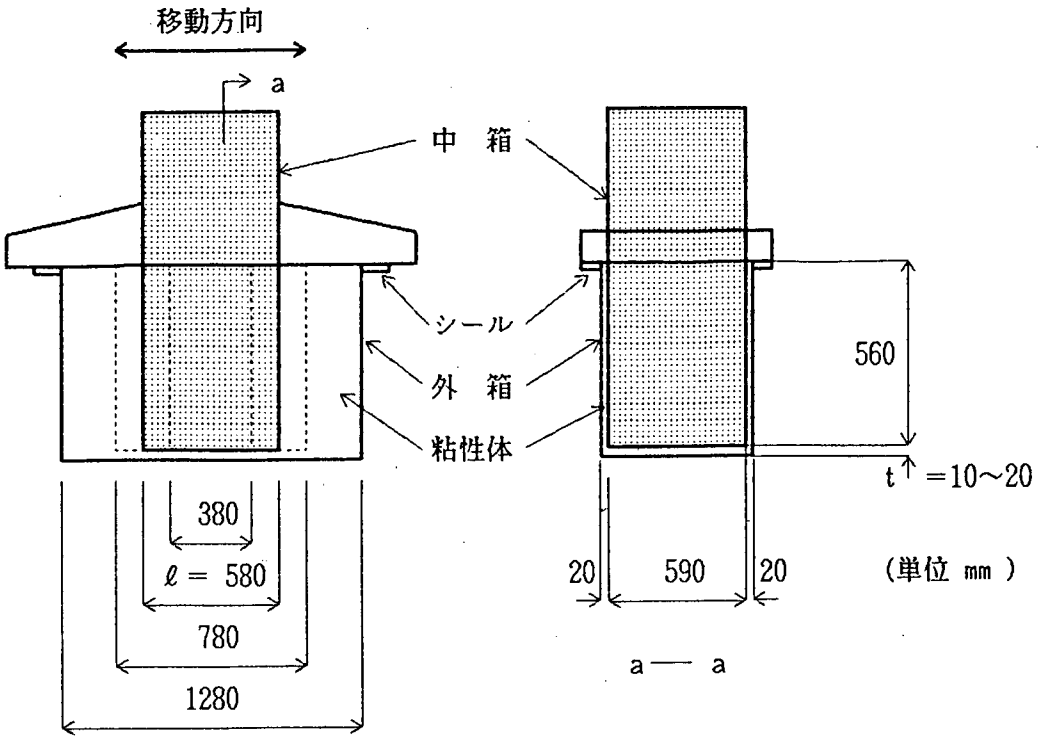
e^{-ct}　：　前出



図－1.1.10.2　粘性ダンパーの概念図

式（1.1.10.2）および式（1.1.10.3）の諸定数は実験により求められるものであるが、ジメチルシリコーンオイルを使用した内圧型ダンパーの事例が無いため、ポリオレフィン系ポタマーを使用した内圧型ダンパーの実験値から推定する。

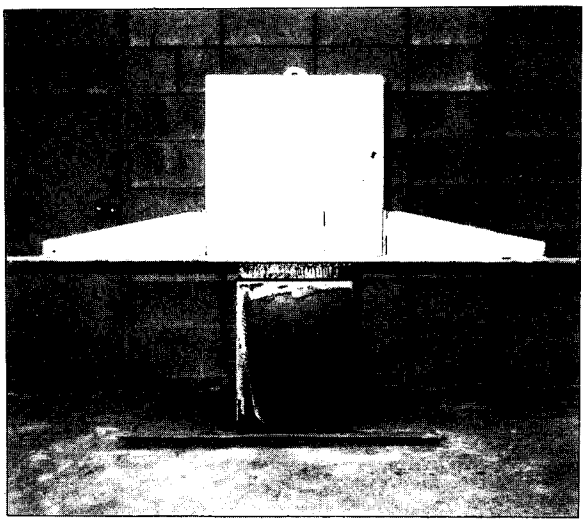
ポリオレフィン系ポリマーを使用した内圧型ダンパーは、地震時慣性力の分散を目的に本四連絡橋与島高架橋に使用されている。その特性値を求める実験は昭和59年オイレス工業㈱で行われた。図－1.1.10.3に供試体の概要図、表－1.1.10.2に試験条件を示す。この供試体の抵抗板の変位方向幅ℓは38cm、58cm、78cmの3段階に変えられるようになっている。



図－1.1.10.3　供試体概略図

表－1.1.10.2　試験条件

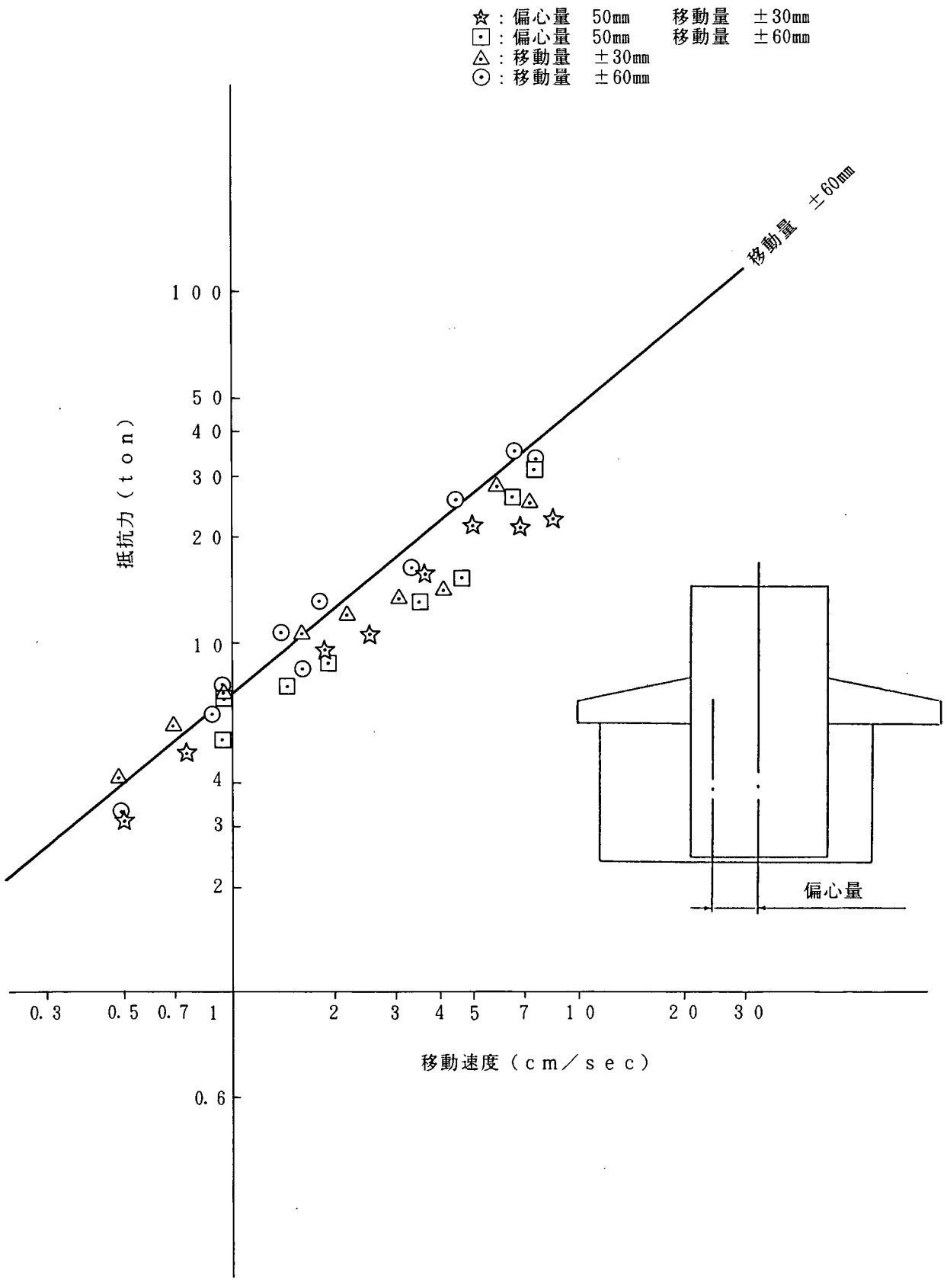
偏心量　0mm 移動量±30mm	偏心量　50mm 移動量±30mm	偏心量　50mm 移動量±60mm
速度　cm/sec	速度　cm/sec	速度　cm/sec
0.47 0.69 0.91 1.61 2.13 3.07 4.10 5.97 7.25	0.50 0.74 0.99 1.85 2.44 3.64 4.84 6.91 8.41	0.97 1.44 1.88 3.47 4.57 6.55 7.66
温度 20 ℃		



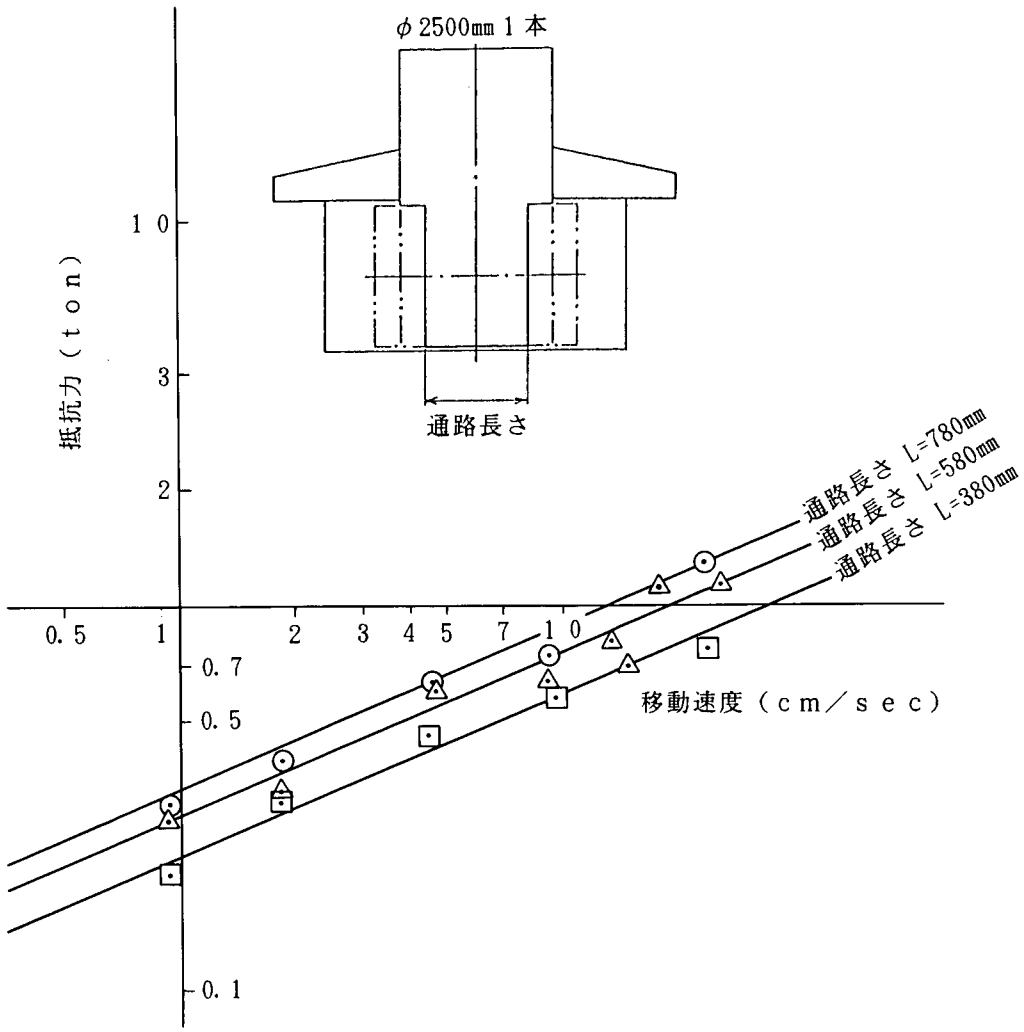
写真－1.1.10.1　供試体（中箱）

図－1.1.10.4および図－1.1.10.5は試験結果を抵抗力－速度の関係で示したものである。

Fをtf，ℓをcm，SおよびS₀をcm²として、試験結果から求められた諸定数は、A＝2.384 ×10⁻⁴，a＝0.91，b＝1.00，c＝0.066 である。すなわち、ポリオレフィン系ポリマーを使用した内圧型ダンパーの抵抗力式は次式のようになる。



図－1.1.10.4　試験結果（その１）



図－1.1.10.5　試験結果（その2）

$$F = \underbrace{8.925 \times 10^{-4}}_{①} \times \underbrace{(0.91\ell + 1.0) \times (S/S_0)^2}_{②} \times \underbrace{e^{-0.66t}}_{③} \times \underbrace{v^{0.8}}_{④} \quad \cdots\cdots \quad (1.1.10.4)$$

ここで、式（1.1.10.4）②項は装置の形状のみに関係する項である。③項の定数cは、使用する粘性体に応じて表－1.1.10.1に示す値を用いればよい。

すなわち、ポリオレフィン系ポリマーに替えてジメチルシリコーンオイルを使用した場合の抵抗力式は次式のようになる。

$$F = A \times (0.91\ell + 1.0) \times (S/S_0)^2 \times e^{-0.023t} \times v^n \quad \cdots\cdots \quad (1.1.10.5)$$

ここで、粘性体の種類に関係する定数のAとnは未知数であるが、これらは一斉共通実験の結果から求めることができる。以下にその計算を行なう。

式（1.1.10.5）に供試体の寸法，ℓ＝35.0cm，S＝1330cm²，S_0＝150 cm²および t＝＋20℃を代入すると次式になる。

$$F\ (tf) = A \times 32.85 \times 78.62 \times 0.6313 \times v^n = 1630 \times A \times v^n \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1.1.10.6)$$

実験により求めた抵抗力と速度の関係（図－1.1.10.6参照）から、次式が得られる。

$$11.0\ (tf) = 1630 \times A \times 50^n \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1.1.10.7)$$

$$2.3\ (tf) = 1630 \times A \times 10^n \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1.1.10.8)$$

この連立方程式を解くことにより、$A = 1.52 \times 10^{-4}$，$n = 0.97$が得られる。

したがって、ジメチルシリコーンオイル・ダンパーの抵抗力推定式は次式のようになる。

$$F\ (tf)) = 1.52 \times 10^{-4} \times (0.91\ell + 1.0) \times (S / S_0)^2 \times e^{-0.023t} \times v^{0.97} \cdots\cdots \quad (1.1.10.9)$$

(5) 平成３年度の研究計画

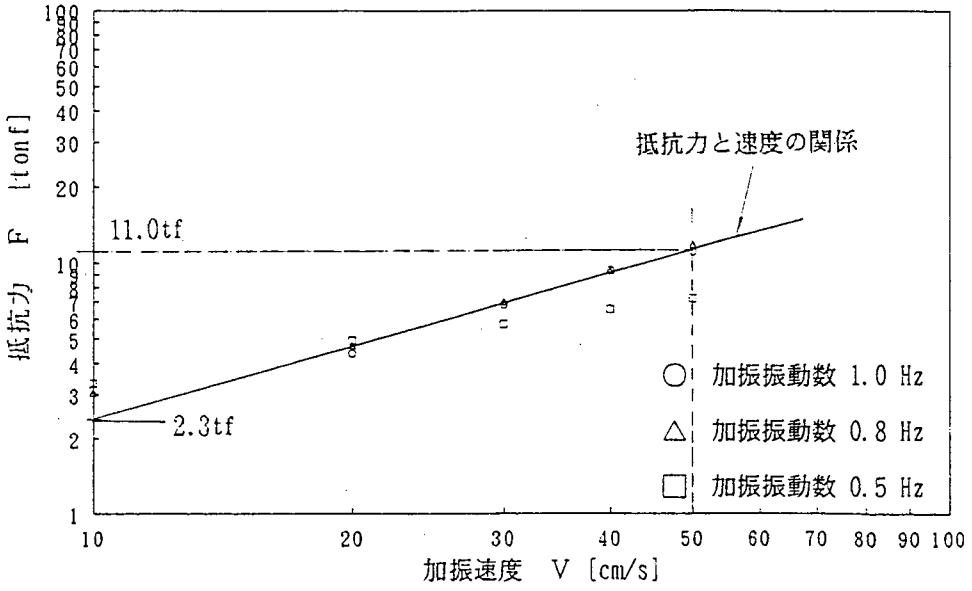
平成３年度の研究計画は以下の通りである。

① 粘性ダンパーの性能確認のための補足実験

平成２年度では、一斉共通試験によって装置の基本的な抵抗力特性を確認した。平成３年度は温度変化の影響など、平成２年度の実験で残された課題を重点的に研究するための補足実験を行なう。

② 設計方法の開発

実験により得られた諸特性を基に、装置の力学的モデル化を検討し、実際の設計に供するための設計方法の開発を行なう。



図－1.1.10.6 粘性ダンパーの抵抗力～速度の関係

（一斉共通実験結果）

〈民側担当会社〉 オイレス工業㈱

1.2　実証試験方法の開発

1.2.1　開発の概要

今年度は主として以下の研究を行なっている。

① 免震装置の性能を実証するための試験項目の検討

② 試験条件の検討

③ 試験結果の評価方法の検討

1.2.2　実証試験方法

(1) 免震装置の分類

免震装置はアイソレーターとダンパーから構成されるが、アイソレーターとダンパーを一体構造としたものと、別個の構造としたものとがある。ここでは一体構造とした装置は勿論、別個の構造の装置でも、アイソレーターとダンパーそれぞれの要素性能を別個に実証しうる試験項目を検討している。

アイソレーターには一般的に積層ゴム使用されるが、ダンパーは多種・多様でその抵抗力発生機構も異なっており、自ずと試験方法も異なったものとなる。そこで、対象とする免震装置を以下のように分類した。

表－1.2.1　免震装置の分類

免震装置の分類	代表的な装置	特　　徴
ゴム系アイソレーター	積層ゴム支承	上部構造の重量を支持するとともに、横方向には上部構造を柔らかく支持する
ゴム系免震支承	鉛入り積層ゴム支承 高減衰ゴム支承	積層ゴム支承と同様の機能に加えて、履歴減衰型のダンパー機能を有する
摩擦ダンパー	本共同研究での 摩擦ダンパー（その1） 摩擦ダンパー（その2）	摩擦減衰型のダンパー
弾塑性ダンパー	鋼製ダンパー	履歴減衰型のダンパーで一般的には積層ゴム支承との組合せで使用
粘性対ダンパー	本共同研究での 粘性ダンパー	減衰力は上下部構造の相対速度によって発生する。一般的には積層ゴム支承との組合せで使用

(2) 試験項目

試験項目および目的を表－1.2.2 に示す。

表－1.2.2　試験項目および目的

試験項目		試験の目的
支承機能	鉛直剛性	上部構造荷重の変動、温度変化等による水平変位を受けても、十分な耐力と剛性を有していることを確認する。
	回転ばね	上部構造のたわみ角に容易に追随することを確認する
水平復元力特性	繰返し載荷に対する安定性	数回の繰返し載荷における、特性値の①バラツキ、②安定性を確認する
	履歴経験に対する安定性	数回の履歴経験における特性値の変化を確認する
	振動数・速度変化に対する安定性	振動数・速度の変化に対する特性値の安定性を確認する
	面圧の変化に対する安定性	面圧の変化に対しても特性値が安定していることを確認する
	載荷方向に対する安定性	外力の作用方向の変化に対しても特性値が安定していることを確認する
	予変位の影響	温度変化の影響などによる静的変位を受けた状態でも動的特性値が安定していることを確認する
	温度変化に対する安定性	周辺温度に変化に対して特性値が安定していることを確認する
	大変形性能	予期しない大きな変位を受けても十分な抵抗力を有し、かつ有害な変状のないことを確認する
	耐久性	

(3) 試験条件

試験条件は以下の通りとする。

① 温度条件

試験温度は－10℃、＋20℃および＋40℃を原則とするが、温度変化にたいする特性が特に問題にならない場合は、＋20℃とする。ただし、温度変化特性が特に問題となる装置については－10℃から＋40℃の10℃刻みとする。

② 面　圧

面圧は、40kgf/㎠、60kgf/㎠および80kgf/㎠を原則とし、鉛直剛性の試験では60kgf/㎠～120 kgf/㎠の連続繰返し載荷を合わせて行なう。

面圧変動に対する特性値の変化が特に問題にならない場合は、60kgf/㎠とする。

③ 水平変位

ゴム系アイソレーターおよびゴム系免震支承に対しては、±25%、±50%、±100 %、±150 %および±200 %に相当する変位を原則とする。ただし、変位特性が特に問題にならない場合は±100 %に相当する変位とする。

ゴム系以外の装置に対しては、±100 %のせん断ひずみに±15cmの変位を対応させ上記と同様の変位を考慮する。

④ 振動数

振動数は 0.1Hz、 0.5Hzおよび 1.0Hzを原則とする。ただし、振動数特性が特に問題にならない場合は 0.5Hzとする。

⑤ 速 度

載荷速度は25cm/sec、50cm/sec、75cm/secおよび 100cm/secを原則とする。ただし、速度特性が特に問題にならない場合は50cm/secとする。

⑥ せん断予変位

せん断予変位は0 (予変位を与えない状態) および50%せん断ひずみ、または相当の変位を原則とし、鉛直剛性の試験では 100%せん断ひずみ、または相当の変位を追加する。ただし、せん断予変位の影響が特に問題にならない場合はせん断予変位を与えない状態で行なう。

⑦ 載荷方向

基準となる方向および基準となる方向に対して90度の2方向を原則とする。ただし載荷方向の影響が特に問題にならない場合は基準となる方向のみの載荷とする。

⑧ 繰返し載荷回数

同一条件下での繰返し載荷は鉛直方向に対しては5回、水平方向に対しては10回を原則とする。ただし、耐久性試験では同一条件下で40回の載荷を3時間程度の間隔をあけて2回行なうものとする。

⑨ 履歴経験

先の一連の水平変位の載荷を再度繰返して行なうことを言う。原則として1回の経験 (1シリーズ) でよいが、履歴経験が特に問題になる場合は2シリーズ行なう。

図−1.2.1 に試験項目と試験条件の関係を整理した。

表−1.2.3　試験項目と試験条件の関係　(1)

試験条件			実証項目	鉛直変位特性		水平復元力特性									
						繰り返し回数に対する安定性および履歴経験に対する安定性					振動数（速度）に対する安定性				
			対象装置	ゴム系支承		ゴムアイソレータ	ゴム系免震支承	弾塑性ダンパー	摩擦型ダンパー	粘性体ダンパー	ゴムアイソレータ	ゴム系免震支承	弾塑性ダンパー	摩擦型ダンパー	粘性体ダンパー
			特　性	鉛直剛性	回転ばね	水平剛性	等価剛性 等価減衰	降伏強度 エネルギ	等価剛性 等価減衰 摩擦係数	抵抗力	水平剛性	等価剛性 等価減衰	降伏強度 エネルギ	等価剛性 等価減衰 摩擦係数	抵抗力
温　度	t	℃	−　10 +　20 +　40	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
面　圧	σ	kgf/cm²	40 60 80 60↔120	最大●	●	●	●		●		●	●		●	
せん断ひずみ	γ	%	±　25 ±　50 ±　100 ±　150 ±　200			● ● ● ●	● ● ● ●	相当変位	相当変位		●	●	相当変位	相当変位	
振動数	f	Hz	0.1 0.5 1.0			●	●	●	●	●	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●
速　度	v	cm/s	25 50 75 100							● ● ● ●					●
せん断与変位	δ	%	0 50 100	● ●	● ●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
方　向	θ	度	0 90	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
繰り返し回数	i	回	5 10 40−　2波	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
履歴経験	j	シリーズ	1 2	●	●	● ●	● ●	● ●	● ●	● ●	●	●	●	●	●

表−1.2.3　試験項目と試験条件の関係　(2)

試験条件			実証項目	水平復元力特性											
				面圧に対する安定性			方向に対する安定性および予変位の影響				温度変化に対する安定性				
			対象装置	ゴムアイソレータ	ゴム系免震支承	摩擦型ダンパー	ゴムアイソレータ	ゴム系免震支承	弾塑性ダンパー	摩擦型ダンパー	ゴムアイソレータ	ゴム系免震支承	弾塑性ダンパー	摩擦型ダンパー	粘性体ダンパー
			特性	水平剛性	等価剛性 等価減衰	等価剛性 等価減衰 摩擦係数	水平剛性	等価剛性 等価減衰	降伏強度 エネルギ	等価剛性 等価減衰 摩擦係数	水平剛性	等価剛性 等価減衰	降伏強度 エネルギ	等価剛性 等価減衰 摩擦係数	抵抗力
温度	t	℃	−10 +20 +40	●	●	●	●	●	●	●	● ● ●	● ● ●	● ● ●	● ● ●	−10℃〜+50℃まで10℃刻
面圧	σ	kgf/cm²	40 60 80 60↔120	● ● ●	● ● ●	● ● ●	●	●		●	●	●		●	
せん断ひずみ	γ	%	±25 ±50 ±100 ±150 ±200	●	●	相当変位	●	●	相当変位	相当変位	●	●	相当変位	相当変位	相当変位
振動数	f	Hz	0.1 0.5 1.0	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	
速度	v	cm/s	25 50 75 100												● ● ●
せん断与変位	δ	%	0 50 100	●	●	●	● ●	● ●	● ●	● ●	●	●	●	●	●
方向	θ	度	0 90	●	●	●	● ●	● ●	● ●	● ●	●	●	●	●	●
繰り返し回数	i	回	5 10 40−2波	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
履歴経験	j	シリーズ	1 2	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●

表−1.2.3　試験項目と試験条件の関係　(3)

試験条件 ＼ 実証項目				大変形性能	耐久性
試験条件 ＼ 対象装置				全装置共通	全装置共通
試験条件 ＼ 特　性				抵抗力 変　状	等価剛性、等価減衰、摩擦係数、抵抗力
温　度	t	℃	−　10 ＋　20 ＋　40	●	●
面　圧	σ	kgf/cm²	40 60 80 60↔120	● （鉛直荷重支持タイプ）	● （鉛直荷重支持タイプ）
せん断ひずみ	γ	%	±　25 ±　50 ±　100 ±　150 ±　200	± 250%せん断ひずみ、または相当変位	●　相当変位
振動数	f	Hz	0.1 0.5 1.0	● 粘性Dを除く	● 粘性Dを除く
速　度	v	cm/s	25 50 75 100	粘性Dのみ ●	粘性Dのみ ●
せん断与変位	δ	%	0 50 100	●	●
方　向	θ	度	0 90	●	●
繰り返し回数	i	回	5 10 40−　2波	●	●
履　歴 経　験	j	シリーズ	1 2	●	●

1.2.3　特性の評価方法

免震装置の特性を評価する方法として、前述の試験項目に対する安定性指標を考慮する。この安定性指標に対して、好ましいと思われる基準値を提案しているが、今年度の研究では各免震装置の特性を十分に把握するところまでは至っていないので、今後の研究が進むにつれて、その見直し、変更が行われる性質のものである。

(1) 繰返し載荷に対する安定性指標

この指標は、同条件下での正負10回の水平繰返し載荷において、装置の特性値の、

① 式 (1.2.1)で定義される平均値に対するバラツキ

② 早期安定状態への収斂性

を評価するものである。

i) 特性の平均値

10回の水平繰返し載荷の平均値は次式により算定する。

$$\overline{L} = \frac{\sum_{4}^{10} L_j}{7} \quad \cdots\cdots (1.2.1)$$

ここに、$\overline{L}$ ： 10回の水平繰返し載荷より求められた特性値の平均値

L_j ： j回目の載荷より求められた特性値

ii) 安定性指標および基準値

繰返し載荷に対する安定性指標は式 (1.2.2)で定義し、式 (1.2.3)および式 (1.2.4)を満足する。

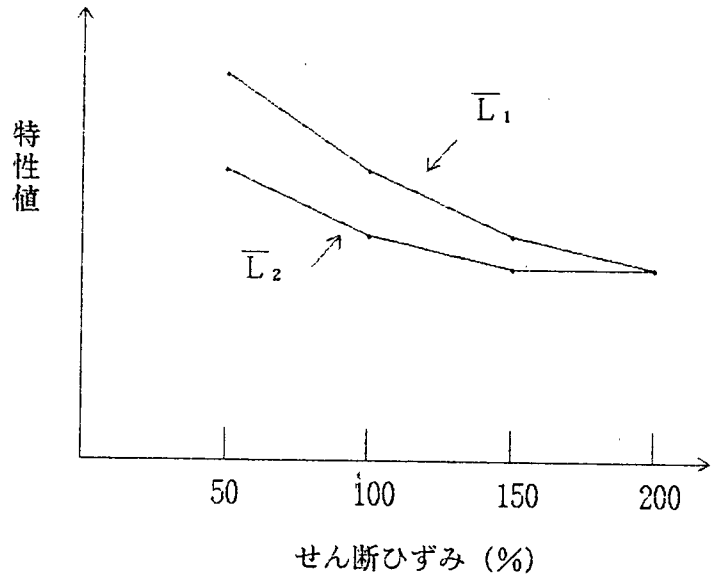
$$R_s = \frac{\left| \overline{L} - L_j \right|}{\overline{L}} \quad \cdots\cdots (1.2.2)$$

$$R_s \leqq 0.15 \quad (\text{ただし、} j = 1,\ 2,\ 3) \quad \cdots\cdots (1.2.3)$$

$$R_s \leqq 0.05 \quad (\text{ただし、} j = 4,\ 5,\ \cdots\cdots 10) \quad \cdots\cdots (1.2.4)$$

ここに、 R_s ： 繰返し載荷に対する安定性指標

この指標は本来、図－1.2.1 に示す①の状態が理想であるが、②の状態でも式 (1.2.3)および式 (1.2.4)を満足すれば安定と見做し得る。ただし③、④のような場合は「早期安定状態」とは見做し難い。基準値を後半7回の平均値とし、式 (1.2.4)の条件を設けたのは③、④のような場合を避けるためである。



図－1.2.1　繰返し載荷に対する安定性

(2)　履歴経験に対する安定性指標

同条件下での1シリーズ目と2シリーズ目の特性値のバラツキを評価する指標である。安定性指標は式(1.2.5)で定義し、式(1.2.6) を満足する。

$$R_R = \frac{\left| \overline{L}_1 - \overline{L}_2 \right|}{\overline{L}_1} \quad \cdots\cdots (1.2.5)$$

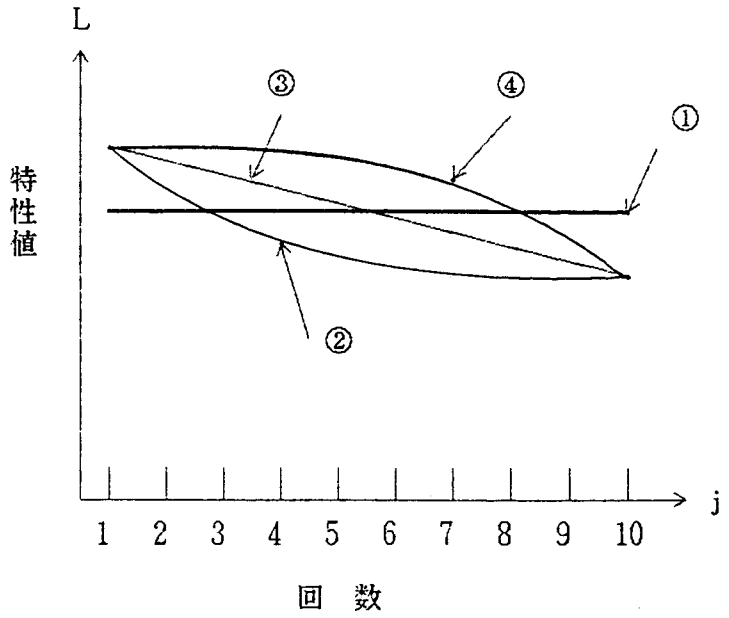
$$R_R \leqq 0.05 \quad \cdots\cdots (1.2.6)$$

ここに、　R_R ：　履歴経験に対する安定性指標

$\overline{L}_1$ ：　1シリーズ目の特性値の式 (1.2.1)で定義される平均値

$\overline{L}_2$ ：　2シリーズ目の特性値の式 (1.2.1)で定義される平均値

例えば、ゴム系免震支承は一般に図－1.2.2 に示すような傾向にある。



図－1.2.2　ゴム系免震支承の履歴経験特性の概念図

(3) 振動数に対する安定性指標

振動数に対する安定性指標は式（1.2.7)で定義し、式(1.2.8）を満足する。

$$R_f = \frac{\left| \overline{L}_{0.5} - \overline{L}_f \right|}{\overline{L}_1} \quad \cdots\cdots (1.2.7)$$

$$R_f \leqq 0.1 \quad \cdots\cdots (1.2.8)$$

ここに、 R_f ： 振動数に対する安定性指標

$\overline{L}_{0.5}$ ： f ＝ 0.5Hzでの載荷の特性値の平均値

$\overline{L}_f$ ： f ＝ 0.1Hzまたは 1.0Hzでの載荷の特性値の平均値

(4) 面圧変化に対する安定性指標

面圧変化に対する安定性指標は式（1.2.9)で定義し、式（1.2.10）を満足する。

$$R_v = \frac{\left| \overline{L}_{60} - \overline{L}_v \right|}{\overline{L}_{60}} \quad \cdots\cdots (1.2.9)$$

$$R_v \leqq 0.1 \quad \cdots\cdots (1.2.10)$$

ここに、 R_v ： 振動数に対する安定性指標

$\overline{L}_{60}$ ： 面圧60kgf/cm²での特性値の平均値

$\overline{L}_v$ ： 面圧40kgf/cm²または80kgf/cm²での特性値の平均値

(5) 方向性に対する安定性指標

方向性に対する安定性指標は式（1.2.11）で定義し、式(1.2.12)を満足する。

$$R_D = \frac{\left| \overline{L_0} - \overline{L_{90}} \right|}{\overline{L_0}} \quad \cdots\cdots (1.2.11)$$

$$R_D \leqq 0.05 \quad \cdots\cdots (1.2.12)$$

ここに、 R_D ： 方向性に対する安定性指標

$\overline{L_0}$ ： 基準となる方向での載荷による特性値の平均値

$\overline{L_{90}}$ ： 基準となる方向と90度の角度の方向での載荷による特性値の平均値

(6) 予変位に対する安定性指標

予変位に対する安定性指標は式（1.2.13）で定義し、式(1.2.14)を満足する。

$$R_u = \frac{\left| \overline{L_0} - \overline{L_{50}} \right|}{\overline{L_0}} \quad \cdots\cdots (1.2.13)$$

$$R_u \leqq 0.05 \quad \cdots\cdots (1.2.14)$$

ここに、 R_u ： 予変位に対する安定性指標

$\overline{L_0}$ ： 予変位を与えない状態での特性値の平均値

$\overline{L_{50}}$ ： せん断ひずみ50％相当の予変位での特性値の平均値

(7) 温度変化に対する安定性指標

温度変化に対する安定性指標は式(1.2.15)で定義し、式(1.2.16)を満足する。

$$R_t = \frac{\left| \overline{L_{20}} - \overline{L_t} \right|}{\overline{L_{20}}} \quad \cdots\cdots (1.2.15)$$

$$R_t \leqq 0.2 \quad \cdots\cdots (1.2.16)$$

ここに、 R_t ： 温度変化に対する安定性指標

$\overline{L_{20}}$ ： ＋20℃での特性値の平均値

$\overline{L_t}$ ： －10℃および＋40℃での特性値の平均値

1.2.4　平成3年度の研究計画

冒頭の概要にも述べたように、特性値の評価規準については今後の研究課題として残されている。平成3年度には、特性の評価規準の見直しを含め以下の研究を予定している。

① 供試体の標準化

② 試験装置の標準化

③ 試験実施方法の標準化

④ 特性評価方法の見直し

〈担当民間会社〉　西松建設㈱、大成建設㈱、東京ファブリック工業㈱、日本鋼管㈱、日本鋳造㈱、㈱日本製鋼所、オイレス工業㈱、横浜ゴム㈱、東洋ゴム工業㈱、㈱ブリヂストン、㈱ビー・ビー・エム、昭和電線電纜㈱

1.3　一斉共通実験

1.3.1　開発の概要

一斉共通実験は、本研究で提案された免震装置でリンク支承を除く９種の装置を対象に、各装置の性能の確認と特徴の把握を目的として行った。実験は表－1.3.1.1 に示すように平成３年１月21日から３月５日までのおよそ２か月半の工程で建設省土木研究所で行った。実験は共通の試験機を使用し、基本的に「１．２実証試験方法」の成果に基づいた共通の実験方法で行った。

表－1.3.1.1　免震装置と実験工程

免震装置	担当民間会社	実験工程
高減衰ゴム支承（その１）	横浜ゴム㈱	平成３年１月21日～23日
高減衰ゴム支承（その３）	㈱ブリヂストン	平成３年１月24日～26日
摩擦型ダンパー（その１）	大成建設㈱グループ	平成３年１月31日～２月２日
摩擦型ダンパー（その２）	㈱ビー・ビー・エム	平成３年２月４日～６日
ローラー型免震支承	日本鋼管㈱グループ	平成３年２月７日～10日
高減衰ゴム支承（その２）	東洋ゴム工業㈱	平成３年２月12日～16日
鋼製ダンパー	西松建設㈱	平成３年２月18日～20日
高減衰ゴム支承（その４）	昭和電線電纜㈱	平成３年２月25日～27日
粘性ダンパー	オイレス工業㈱	平成３年３月５日～６日

1.3.2　実験の方法

(1)　載荷条件

表－1.3.2.1 ～表－1.3.2.5 に実験方法を整理して示す。今回の一斉共通実験では温度条件は＋20℃と一定とした。また、大変形性能に関する実験は行っていない。

実験項目は大きく①水平基本特性、②耐久性および高減衰ゴムおよび摩擦型ダンパーを対象とした③鉛直変位特性の３項目に分けられている。

①　高減衰ゴムおよびローラー型免震支承

水平基本特性実験は、面圧60kgf/cm²を載荷した状態（死荷重反力による面圧を想定）で、せん断ひずみで±25%，±50%，± 100%，± 150%および± 200%に相当する５段階の変位振幅による各10回の繰り返し載荷を基本とし、この一連の載荷を１シリーズとし、条件を変えて４シリーズの実験を行っている（１シリーズと２シリーズの条件は全く同様である）。４シリーズ目の実験は温度変化の影響を想定し、水平方向に静的に50%せん断ひずみを与えた状態での動的載荷実験である（４シリーズ目の実験では± 200%載荷は行っていない）。

耐久性実験は、面圧60kgf/㎠を載荷した状態で± 150%の変位振幅による40回の繰荷を1シリーズとし、同条件で2シリーズ行う。なお、1シリーズ目の載荷の後3時間程度の休止時間を設けて1シリーズ目を行う。

鉛直変位特性実験は高減衰ゴムを対象とし、面圧80kgf/㎠相当荷重（最大反力を想定）に対する変位特性と面圧60kgf/㎠を載荷した状態で±20kgf/㎠の面圧変動（活荷重による荷重変動を想定）に対する変位特性を検証するためのものである。

② 摩擦型ダンパー

水平基本特性実験は、高減衰ゴムおよびローラー型免震支承と同様、せん断ひずみで±25%, ±50%, ± 100%, ± 150%および± 200%に相当する5段階の変位振幅による各10回の繰り返し載荷を基本としているが、摩擦型ダンパーの場合は面圧変動による摩擦係数の安定性が特に重要と考えられるので、1シリーズ目は30kgf/㎠, 2シリーズ目は60kgf/㎠, 3シリーズ目は 120kgf/㎠と面圧を変えている。

耐久性および鉛直変位特性に関する実験条件は高減衰ゴムの場合と同様である。

③ 鋼製ダンパー

鋼製ダンパーはそれ自身鉛直荷重を支持するものではないので鉛直載荷は行っていない。また、上記装置のように変位をせん断ひずみで定義できないので、変位量をそのまま与えている。

④ 粘性ダンパー

粘性ダンパーの場合もそれ自身鉛直荷重を支持するものではないので鉛直荷重は行っていない。粘性ダンパーは、高減衰ゴムなど他の装置の反力発生機構が変位振幅に依存しているのに対し、振動速度に依存しているため変位振幅を次式により振動速度に換算して速度レベルによる載荷を行っている。

$$v = 2\pi u f \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1.3.1)$$

ここに、vは振動速度（cm/sec）、uは変位振幅（cm）、fは振動数（Hz）である。

水平基本特性実験は、振動速度を10, 20, 30, 40および50cm/secの5段階で各10回の正負繰り返し載荷を基本に、振動数を変えて3シリーズ行う。さらに、4シリーズ目には速度を10cm/secに保ち、変位を2cm～20cmまで4段階に分けて各10回の正負繰り返し載荷を行う。5シリーズ目は、変位を一定（5cm）とし、振動数を 0.1Hz～ 0.5Hzまで5段階に分けて各10回の正負繰り返し載荷を行う。

耐久性実験は、振動数1Hz、変位振幅± 5.0cm、振動速度31.4cm/secで40回の繰り返し載荷を2シリーズ行う。

(2) 供試体

① 高減衰ゴム支承および摩擦型ダンパー

形状・特性が同じ供試体を2体用意し、1体は水平基本特性実験および鉛直変位特性実験に使用し、他の1体は耐久性実験に使用している。ただし、東洋ゴム工業が担当する供試体は高減衰ゴム支承と特殊ゴム支承（TR-RB)の2種ありそれぞれ2体用意されている。なお、供試体の形状・特性は各担当会社ごとに異なっている（詳細は 1.3.3項参照）。

② ローラー型免震支承

鋼製ローラー支承部は一体、減衰要素となる高減衰ゴムは2組あり、1組は水平基本特性実験、他の1組は耐久性実験に使用している（詳細は 1.3.3項参照）。

③ 鋼製ダンパー

円形タイプと長円形タイプの2種あり、それぞれに対して1～3シリーズの実験を行っている。2種のタイプの供試体はそれぞれ2組用意され、1組は水平基本特性実験に、他の1組は耐久性実験に使用されている（詳細は 1.3.3項参照）。

④ 粘性ダンパー

供試体は1体で、全ての実験に供している（詳細は 1.3.3項参照）。

表－1.3.2.1　基本特性に関する実験方法（その1）

対象装置		高減衰ゴム・ローラー型免震支承			摩擦型ダンパー		
実験項目	シリーズ	水平載荷方法		載荷条件	水平載荷方法		載荷条件
		変位振幅	回数		変位振幅	回数	
		%	回		%	回	
基本特性	1	± 25	10	面圧 60kgf/cm² 振動数 0.1 Hz 予変位 0	± 25	10	面圧 30kgf/cm² 振動数 0.1 Hz 予変位 0
		± 50	10		± 50	10	
		±100	10		±100	10	
		±150	10		±150	10	
		±200	10		±200	10	
	2	± 25	10	面圧 60kgf/cm² 振動数 0.1 Hz 予変位 0	± 25	10	面圧 60kgf/cm² 振動数 0.1 Hz 予変位 0
		± 50	10		± 50	10	
		±100	10		±100	10	
		±150	10		±150	10	
		±200	10		±200	10	
	3	± 25	10	面圧 60kgf/cm² 振動数 1.0 Hz 予変位 0	± 25	10	面圧 120kgf/cm² 振動数 0.1 Hz 予変位 0
		± 50	10		± 50	10	
		±100	10		±100	10	
		±150	10		±150	10	
		±200	10		±200	10	
	4	± 25	10	面圧 60kgf/cm² 振動数 0.1 Hz 予変位 50%ひずみ	± 25	10	面圧 60kgf/cm² 振動数 0.1 Hz 予変位 0
		± 50	10		± 50	10	
		±100	10		±100	10	
		±150	10		±150	10	
		±200	10		±200	10	

表－1.3.2.2　基本特性に関する実験方法（その２）

対象装置		鋼製ダンパー			粘性ダンパー			
実験項目	シリーズ	水平載荷方法・条件			水平載荷方法・条件			
		変位振幅	回数	振動数	速　度	変位振幅	回数	振動数
		cm	回	Hz	cm/sec	cm	回	Hz
基本特性	1	50	10	1.0	10		10	1.0
					20		10	
					30		10	
					40		10	
					50		10	
	2	100	10	0.5	10		10	0.8
					20		10	
					30		10	
					40		10	
					50		10	
	3	200	10	0.5	10		10	0.5
					20		10	
					30		10	
					40		10	
					50		10	
	4				10	20	10	
					10	50	10	
					10	100	10	
					10	200	10	
	5					50	10	0.1
						50	10	0.2
						50	10	0.3
						50	10	0.4
						50	10	0.5

表－1.3.2.3　耐久性に関する実験方法（その１）

対象装置		高減衰ゴム・摩擦型ダンパー ローラー型免震支承		
実験項目	シリーズ	水平載荷方法		載荷条件
		変位振幅	回数	
		%	回	
耐久性	1	150	40	面　圧　60kgf/cm²
	2	150	40	振動数　0.5 Hz 予変位　0

表－1.3.2.4　耐久性に関する実験方法（その２）

対象装置		鋼製ダンパー			粘性ダンパー			
実験項目	シリーズ	水平載荷方法・条件			水平載荷方法・条件			
		変位振幅	振動数	回数	速　度	変位振幅	振動数	回数
		cm	Hz	回	cm/sec	cm	Hz	回
耐久性	1	15.0	0.5	40	(31.4)	5.0	1.0	40
	2	15.0	0.5	40	(31.4)	5.0	1.0	40

表－1.3.2.5　鉛直変位性に関する実験方法

対象装置		高減衰ゴム・摩擦型ダンパー		
実験項目	シリーズ	水平載荷方法		載荷条件
		変位振幅	回数	
		kgf/cm²	回	
鉛直変位特性	1	0 －80	3	予変位　0
	2	60±20	5	

(3)　実験装置

①　試験機

使用した試験機の主なものは、建設省土木研究所所有の大型水平加振機および油圧式鉛直プレス（オイレス工業提供）である（図－1.3.2.1 参照）。各試験機の性能は表－1.3.2.6 および表－1.3.2.7 に示
す通りである。

表－1.3.2.6　大型水平加振機の性能

項　目	性　能
最大載荷重	± 125 tf （動的）
	± 150 tf （静的）
最大ストローク	± 500 mm
最大載荷速度	± 1 m/sec
振動数レンジ	DC～30 Hz
長さ	5 m
重量	4 t

表－1.3.2.7　鉛直プレスの性能

項　目	性　能
最大載荷量　（鉛直）	200 tf
最大載荷量　（水平）	± 300 tf
最大ストローク（水平）	± 200 mm
寸　法	1.5 ×1.5 ×2.5 m

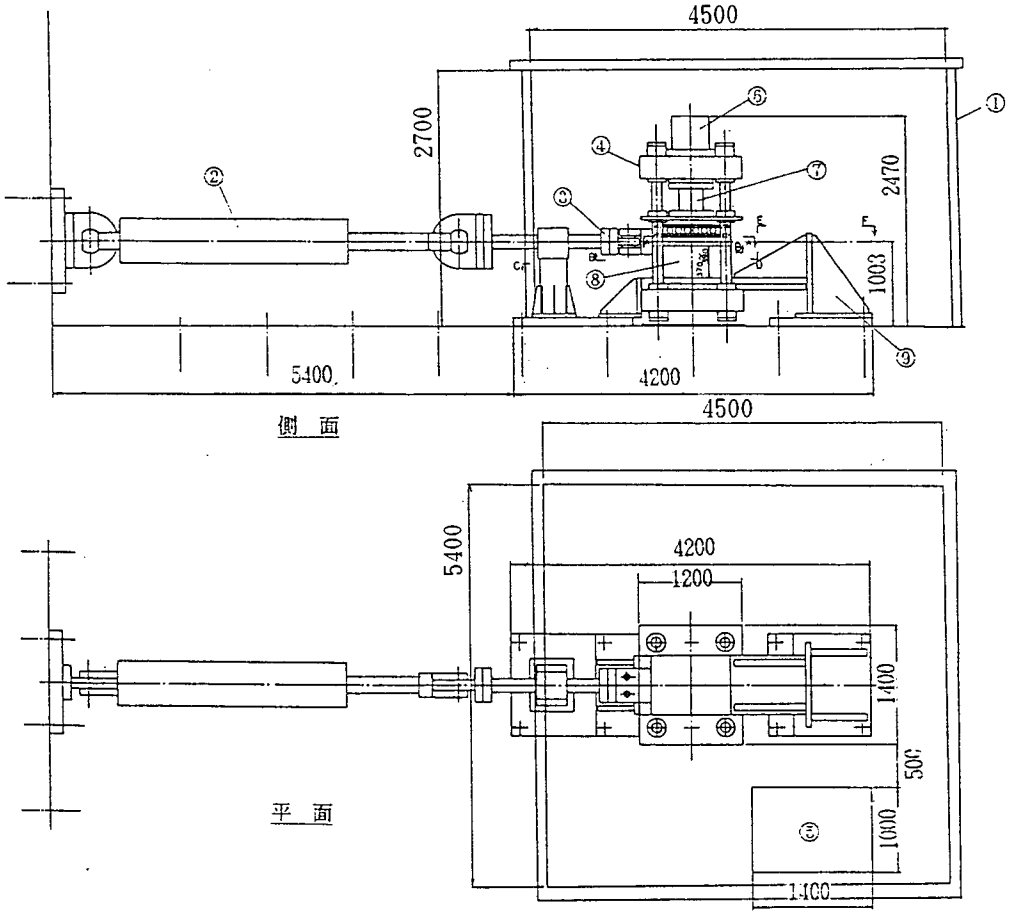
なお、試験機の稼働設備および動力の提供は土木研究所が担当した。

② 恒温設備

温度を+20℃に保つため、 5.4m× 4.5m× 2.7mの恒温室を製作し、図−1.3.2.1 に示すように設置した。恒温室の壁及び天井は2重構造となっており、恒温を保つため室内の床には断熱材を敷詰めている。恒温装置としては、大型のエアコン（業務用）を使用した。なお、恒温設備の製作は土木研究所が担当した。

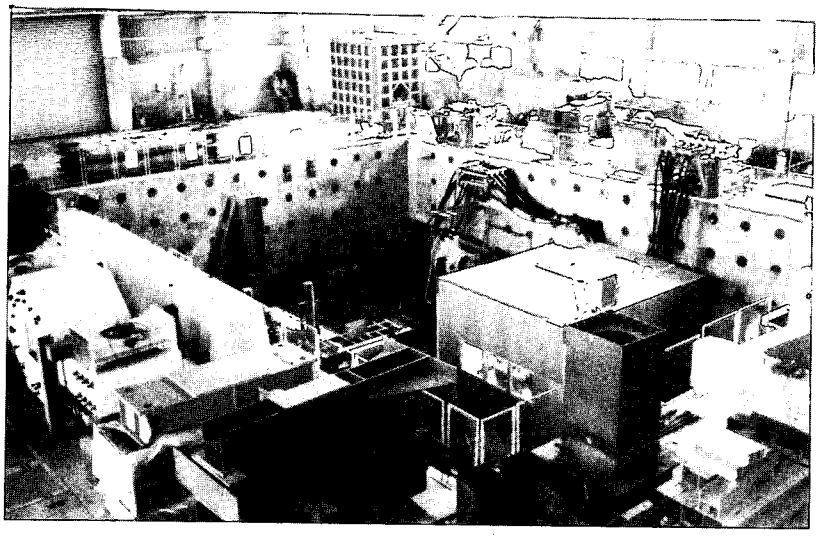
③ 制御装置

使用した制御装置は全て土木研究所所有のものである。

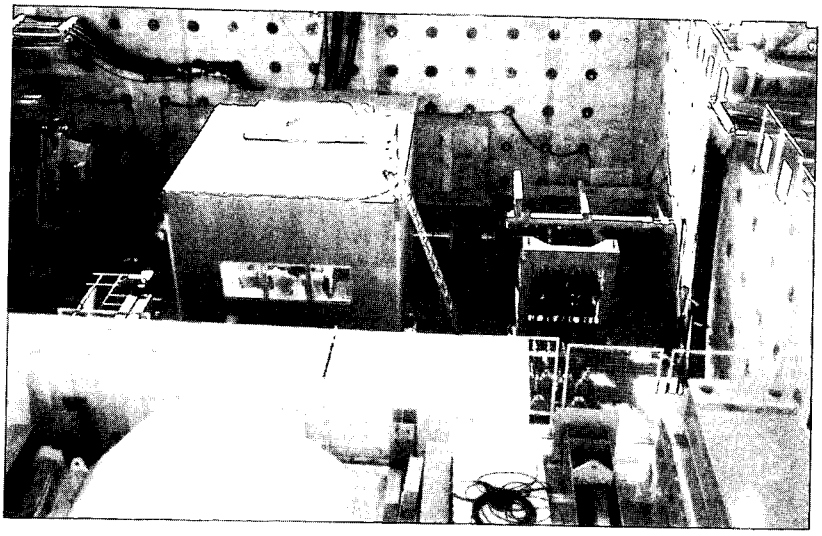


番号	名 称
①	恒温室
②	水平加振機
③	ロードセル
④	鉛直プレス
⑤	油圧ユニット
⑥	油圧計
⑦	ロードセル
⑧	供試体
⑨	反力台

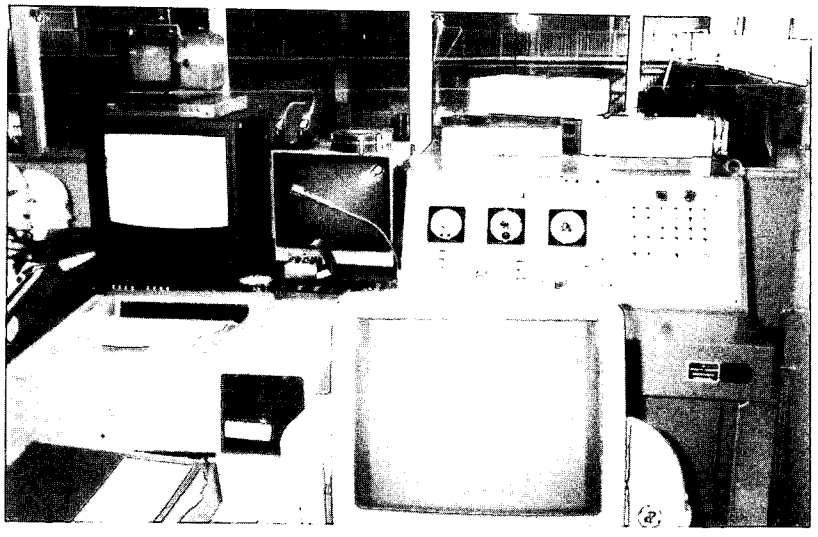
図−1.3.2.1 実 験 装 置



写真－1.3.2.1　試験室全景



写真－1.3.2.2　恒温室



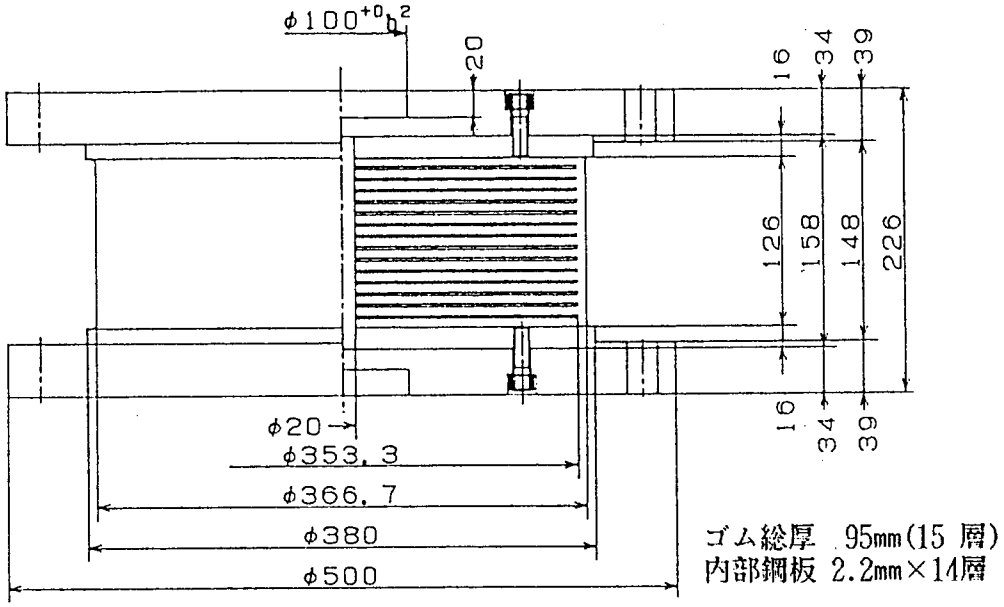
写真－1.3.2.3　制御室

1.3.3　実験結果および考察

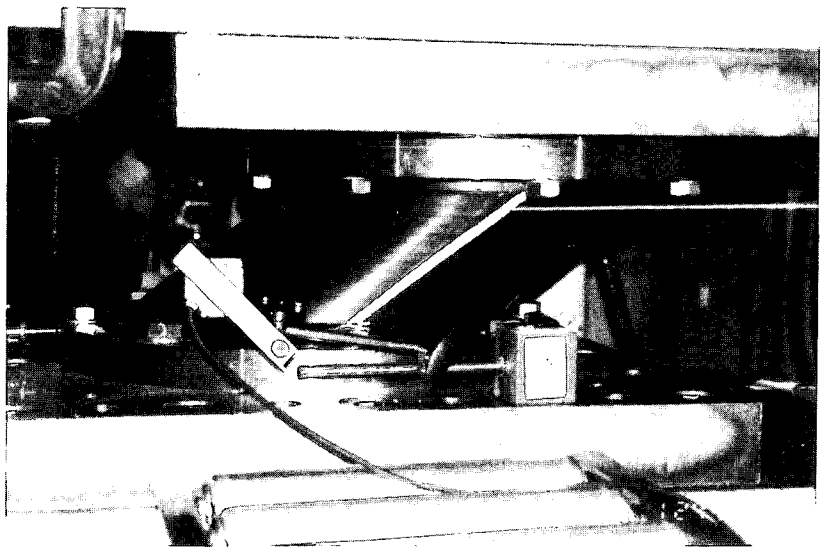
(1) 高減衰ゴム支承（その1）

i）供試体形状

本実験に使用した供試体を図－1.3.3.1 に示す。また水平加力実験におけるせん断ひずみ200 %時の載荷状況を写真－1.3.3.1 に示す。



図－1.3.3.1　供試体形状



写真－1.3.3.1　せん断加力試験

ii）実験結果

実験結果を表－1.3.3.1 ～表－1.3.3.3 および図－1.3.3.2 ～図－1.3.3.16に示す。図－1.3.3.2 ～図－1.3.3.9 までは代表的な履歴曲線である。なお、テストNo.21, 22で示すものは履歴の影響をみるために実施した追加実験の結果である。

表－1.3.3.1　せん断加力実験結果

（基本せん断特性）

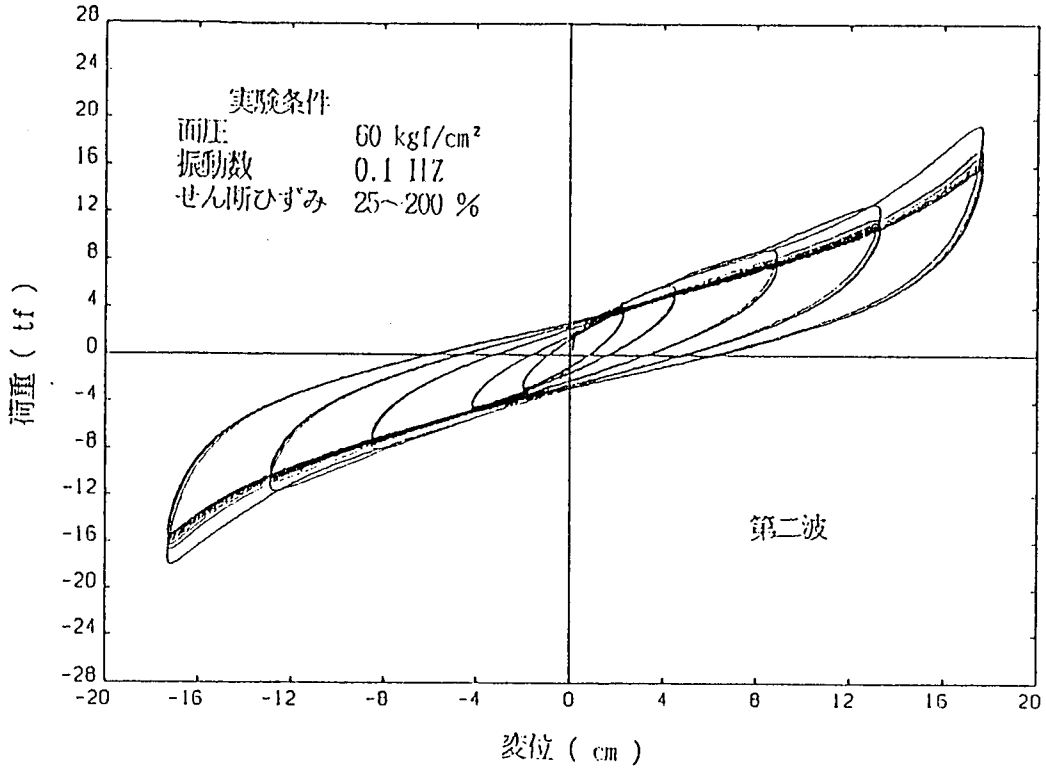
テストNo.	振動数 Hz	計画 面圧 kgf/cm²	計画 せん断ひずみ率 %	実験結果 平均面圧 kgf/cm²	平均せん断変位 ひずみ率 %	平均せん断変位 変位 mm	せん断特性(1) せん断弾性率 (Geq) kgf/cm² 1サイクル	3サイクル	10サイクル	4～10平均	等価減衰定数 (Heq)% 1サイクル	3サイクル	10サイクル	4～10平均
1	0.1	60	±25	71.9	22.6	21.5	28.4	23.2	20.9	21.5	23.7	18.8	17.6	18.0
				58.8			1.32	1.08	0.97	1.0	1.30	1.05	0.98	1.0
2			±50	73.4	45.5	43.2	17.9	15.4	14.2	14.6	18.1	16.8	16.4	16.5
				60.0			1.23	1.06	0.97	1.0	1.09	1.02	0.99	1.0
3			±100	74.0	90.9	86.4	13.1	11.1	10.2	10.5	16.7	15.4	15.1	15.3
				60.5			1.25	1.06	0.97	1.0	1.10	1.01	0.99	1.0
4			±150	76.6	136.7	129.9	11.7	9.9	9.0	9.3	14.4	14.0	13.9	13.9
				62.6			1.26	1.07	0.97	1.0	1.03	1.00	0.99	1.0
5			±200	75.7	182.7	173.6	11.8	9.8	8.8	9.1	12.4	12.3	12.2	12.3
				61.9			1.30	1.08	0.97	1.0	1.01	1.00	0.99	1.0
6	0.1	60	±25	71.2	22.8	21.7	16.3	14.9	14.2	14.4	19.2	17.8	17.4	17.5
				58.2			1.13	1.04	0.99	1.0	1.10	1.02	0.99	1.0
7			±50	72.4	45.8	43.5	12.0	11.0	10.5	10.6	17.3	16.9	16.9	16.9
				59.2			1.13	1.03	0.99	1.0	1.02	1.00	1.00	1.0
8			±100	73.3	91.8	87.2	9.4	8.6	8.2	8.3	16.5	15.9	15.7	15.8
				59.9			1.14	1.03	0.99	1.0	1.05	1.01	1.00	1.0
9			±150	73.2	138.0	131.1	9.0	8.2	7.8	7.9	14.6	14.1	13.9	14.0
				59.8			1.14	1.03	0.99	1.0	1.04	1.01	0.99	1.0
10			±200	72.9	184.2	175.0	10.4	9.2	8.6	8.8	11.7	11.5	11.4	11.5
				59.6			1.18	1.05	0.98	1.0	1.02	1.00	0.99	1.0
11	1.0	60	±25		20.8	19.8	17.0	15.3	14.6	14.9	20.2	19.5	18.1	18.9
				58.3			1.14	1.03	0.98	1.0	1.07	1.03	0.96	1.0
12			±50	71.3	41.3	39.2	13.1	11.8	11.1	11.3	19.3	18.4	17.6	18.4
				58.3			1.16	1.04	0.99	1.0	1.05	1.00	0.96	1.0
13			±100	71.3	79.4	75.4	10.1	8.9	8.4	8.6	18.9	18.1	17.0	17.9
				60.8			1.18	1.04	0.98	1.0	1.06	1.01	0.95	1.0
21	1.0	60	±100	73.5	92.0	87.4	8.5	7.9	7.7	7.8	15.5	15.0	15.0	15.0
							1.10	1.02	0.99	1.0	1.03	1.00	1.00	1.0
16	0.1	60	50±25	72.9	22.9	21.8	13.8	13.0	12.8	12.8	18.3	17.7	16.9	17.2
				59.6			1.08	1.02	1.00	1.0	1.07	1.03	0.98	1.0
17			50±50	73.8	46.1	43.8	11.3	10.4	10.1	10.2	16.3	16.4	16.4	16.4
				60.3			1.11	1.02	0.99	1.0	0.99	1.00	1.00	1.0
18			50±100	74.5	92.2	87.6	9.6	8.7	8.3	8.4	15.8	15.4	15.2	15.3
				60.9			1.14	1.03	0.99	1.0	1.04	1.01	1.00	1.0
19			50±150	73.5	138.2	131.3	10.0	9.0	8.5	8.7	12.9	12.6	12.6	12.6
				60.1			1.15	1.04	0.98	1.0	1.03	1.00	1.00	1.0
22	0.1	60	±100	74.3	92.1	87.5	8.4	7.9	7.7	7.7	15.0	14.8	14.6	14.7
							1.09	1.02	0.99	1.0	1.02	1.01	0.99	1.0

表－1.3.3.2　動的繰返し実験結果

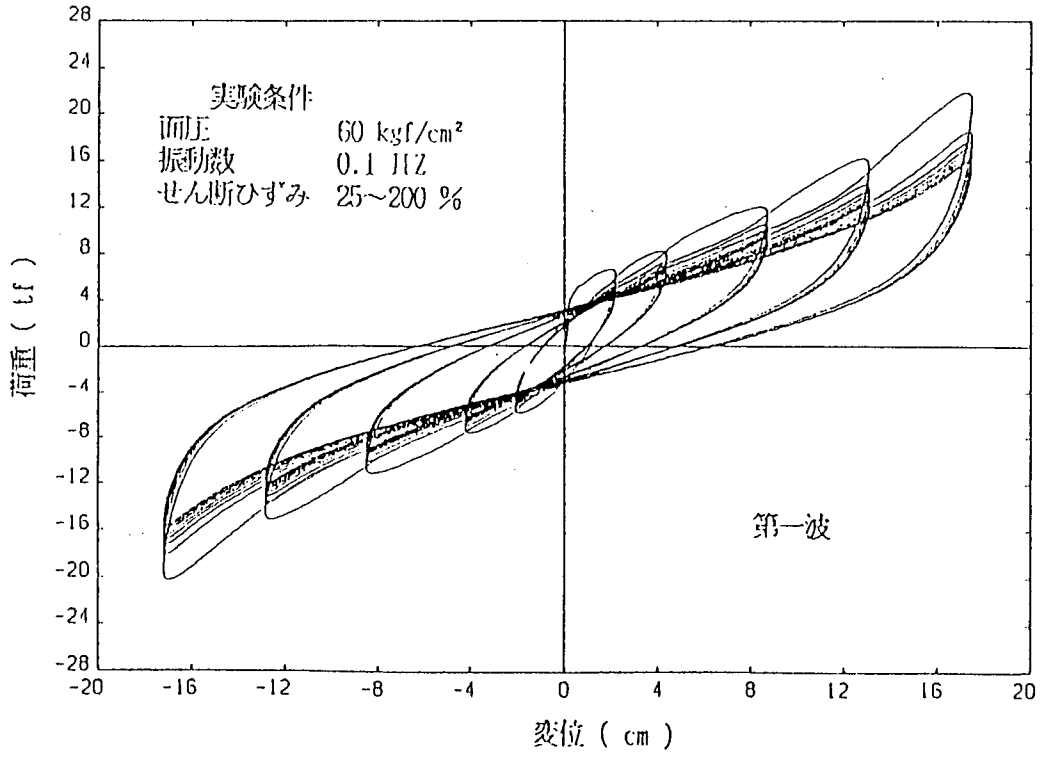
テストNo.	振動数 Hz	計画 面圧 kgf/cm²	計画 せん断ひずみ率 %	実験結果 平均面圧 kgf/cm²	平均せん断変位 ひずみ率 %	平均せん断変位 変位 mm	せん断特性 せん断弾性率 (Geq) kgf/cm² 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均	等価減衰定数 (Heq) % 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均
40－1	0.5	60	±150	79.3	137.2	130.3	12.9	9.9	8.6	8.2	7.9	7.6	9.0	19.3	16.5	15.7	15.2	14.8	14.3	15.9
				64.8			1.44	1.10	0.96	0.91	0.88	0.85	1.0	1.21	1.03	0.99	0.95	0.93	0.90	1.0
40－2	0.5	60	±150	82.1	137.7	130.8	10.8	9.1	8.3	8.0	7.8	7.5	8.6	16.3	14.8	14.6	14.3	14.1	13.8	14.6
				67.1			1.26	1.06	0.97	0.93	0.91	0.88	1.0	1.11	1.01	1.00	0.98	0.96	0.94	1.0

表－1.3.3.3　圧縮加力実験結果

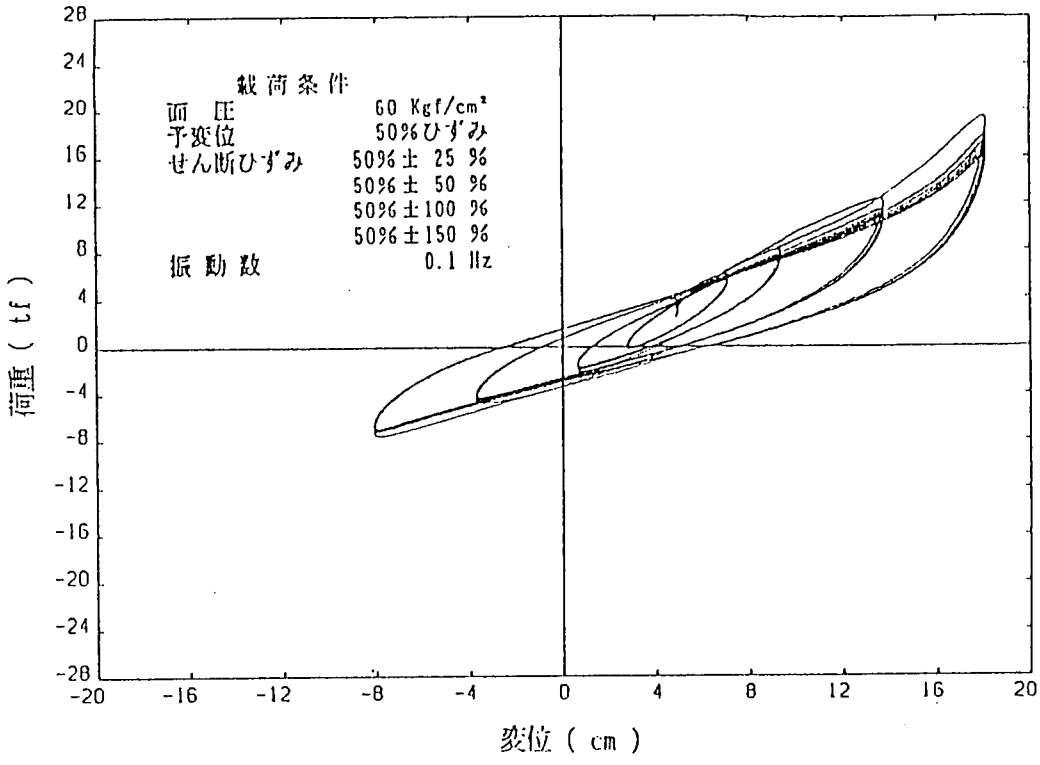
テストNo.	計画面圧 kgf/cm²	実験結果 面圧 kgf/cm² 最小	面圧 kgf/cm² 最大	圧縮変位 mm 最小	圧縮変位 mm 最大	圧縮剛性(KV) tf/mm
V 1	0⇔80	-0.4	80.0	0.0	1.35	58.2
V 2	0⇔80	-0.2	80.8	0.0	1.37	57.7
V 3	0⇔80	-0.3	79.9	0.0	1.33	58.9
V5－1	60±20	39.7	80.1	0.9	1.32	92.7
V5－2	60±20	39.4	81.3	1.0	1.42	91.9
V5－3	60±20	39.8	80.8	1.0	1.44	90.9
V5－4	60±20	39.3	80.0	1.0	1.45	85.4
V5－5	60±20	36.5	80.1	1.0	1.46	88.5



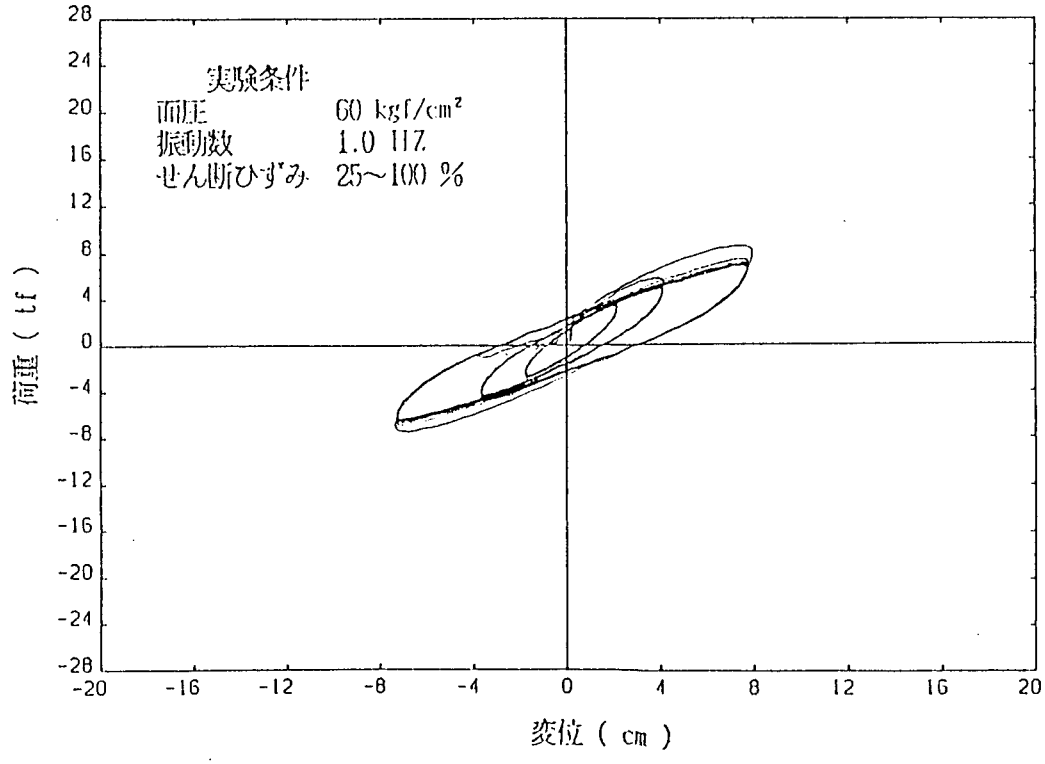
図－1.3.3.3　履歴曲線（シリーズ２）



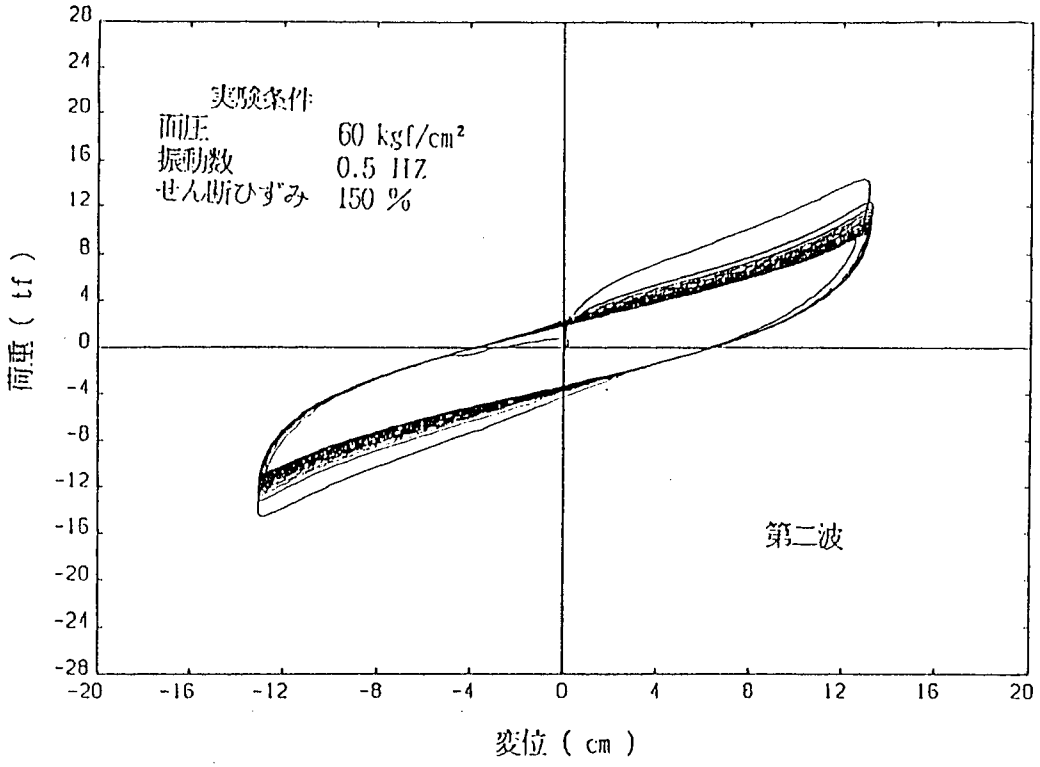
図－1.3.3.2　履歴曲線（シリーズ１）



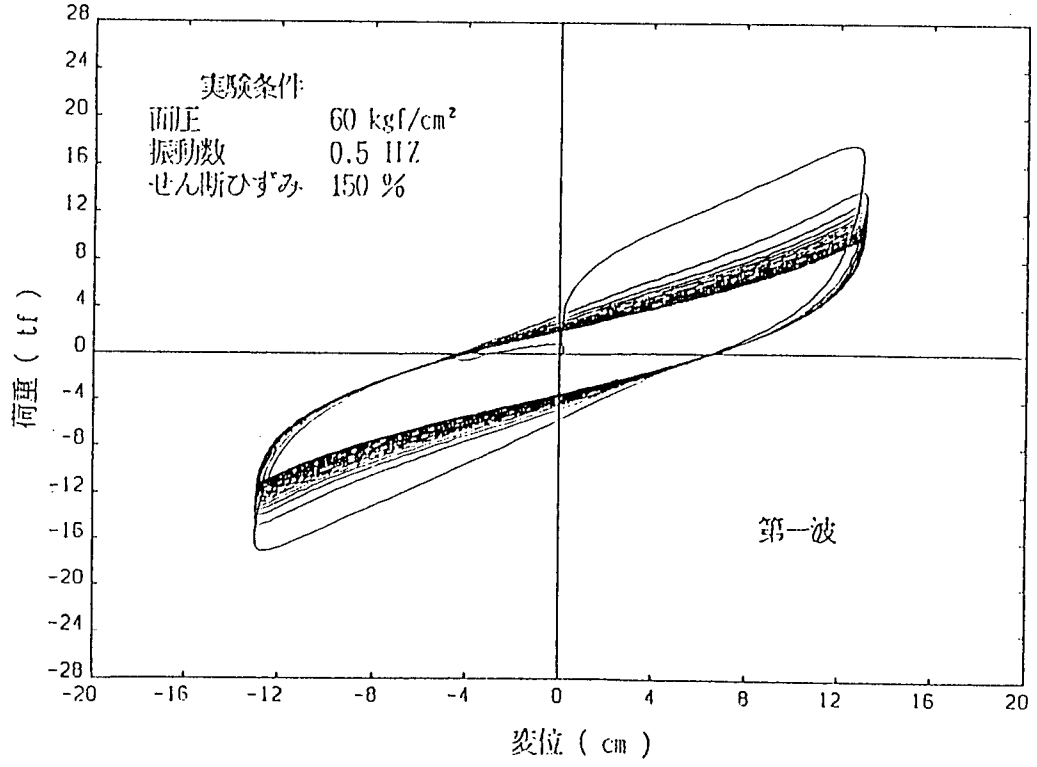
図－1.3.3.5　履歴曲線（シリーズ4）



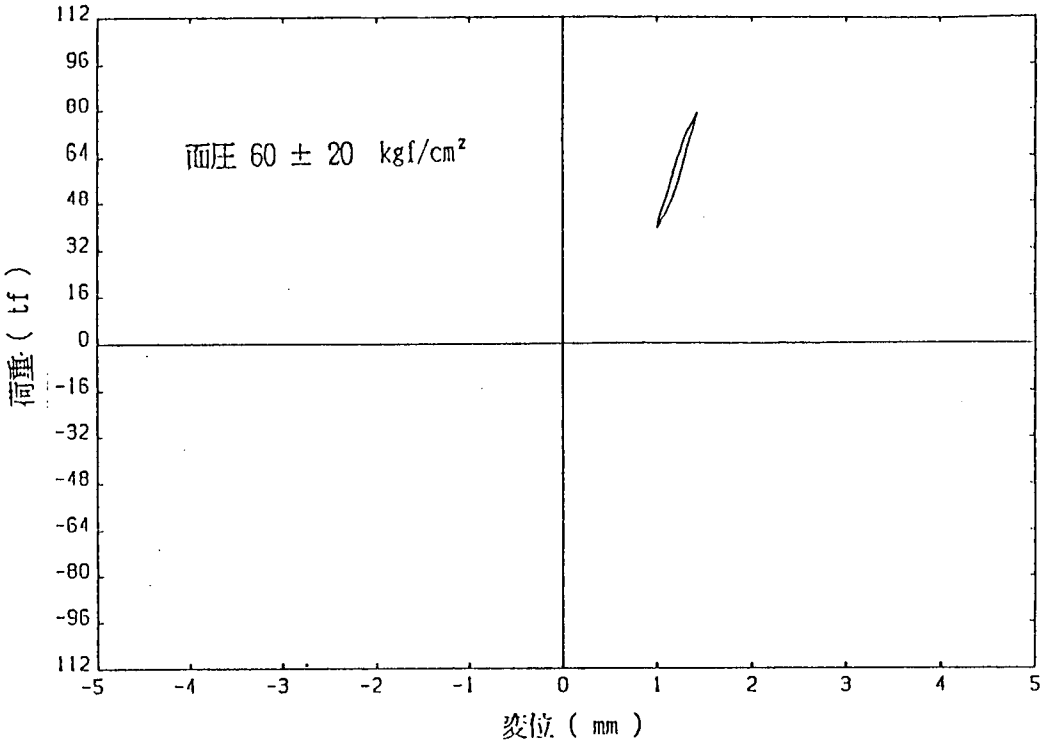
図－1.3.3.4　履歴曲線（シリーズ3）



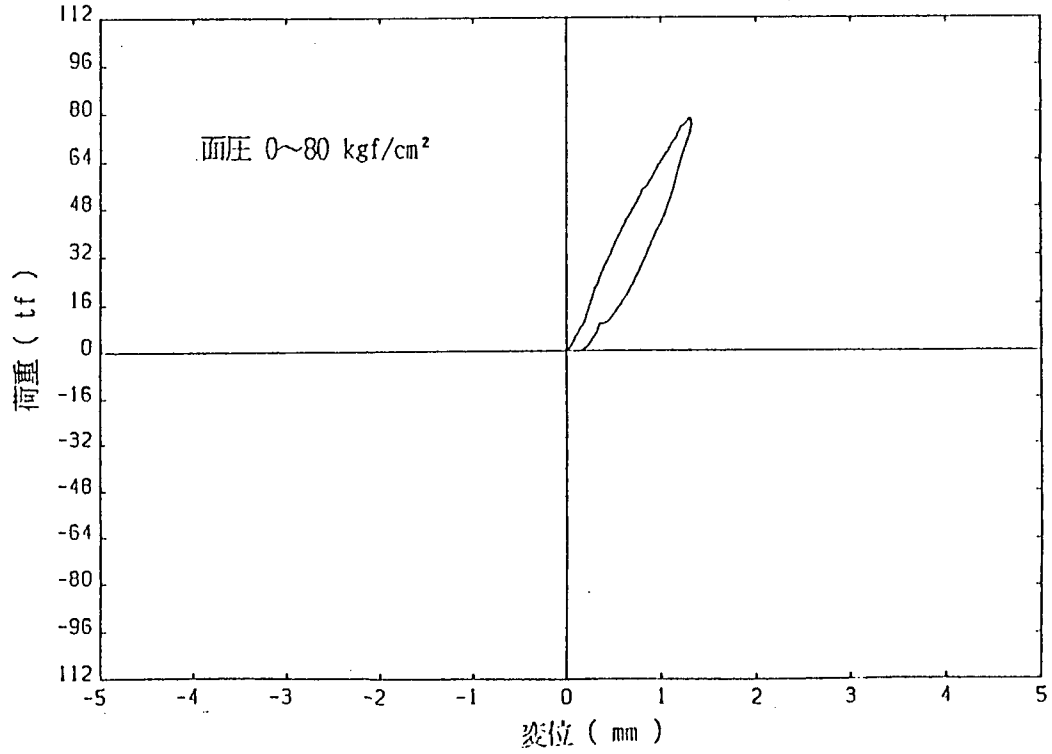
図－1.3.3.7　履歴曲線（40－2）



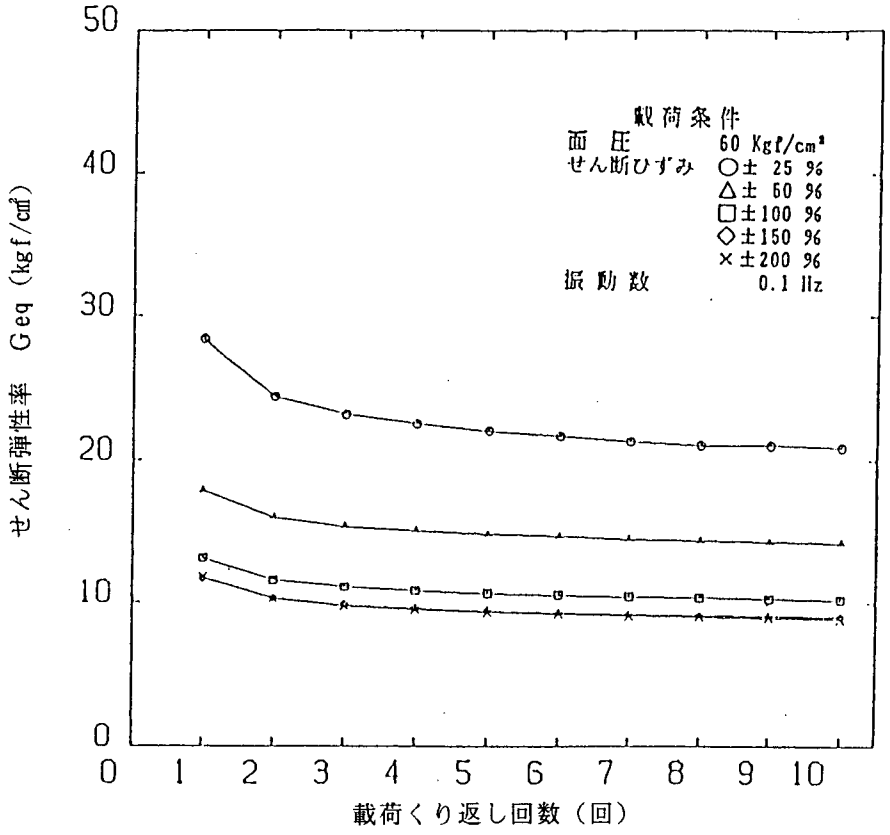
図－1.3.3.6　履歴曲線（40－1）



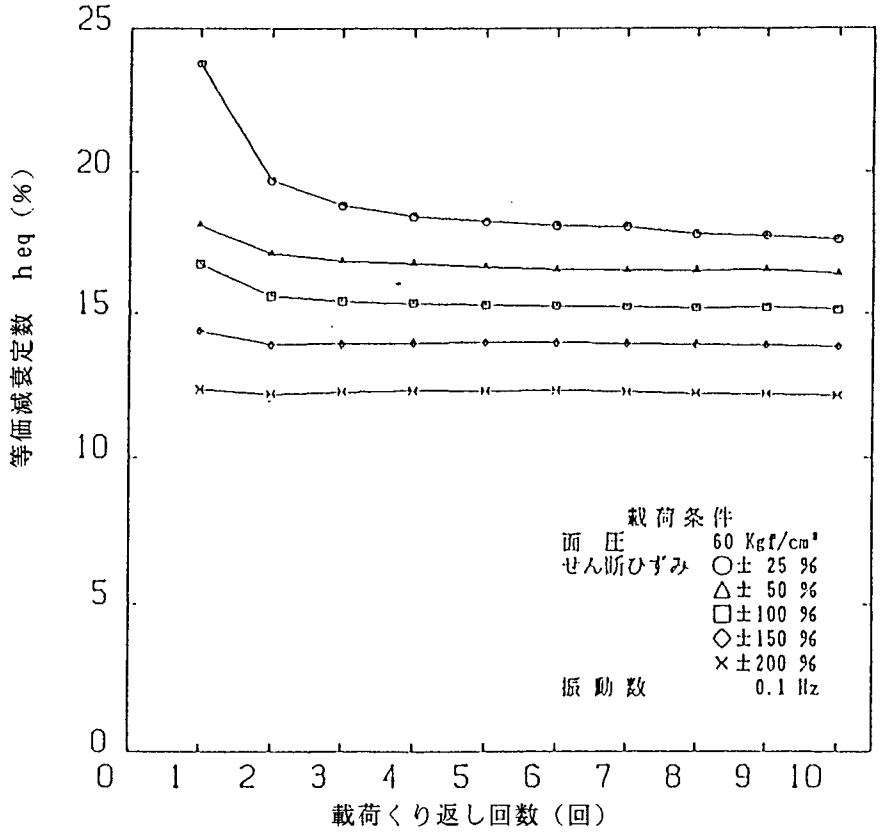
図－1.3.3.9　鉛直履歴曲線



図－1.3.3.8　鉛直履歴曲線

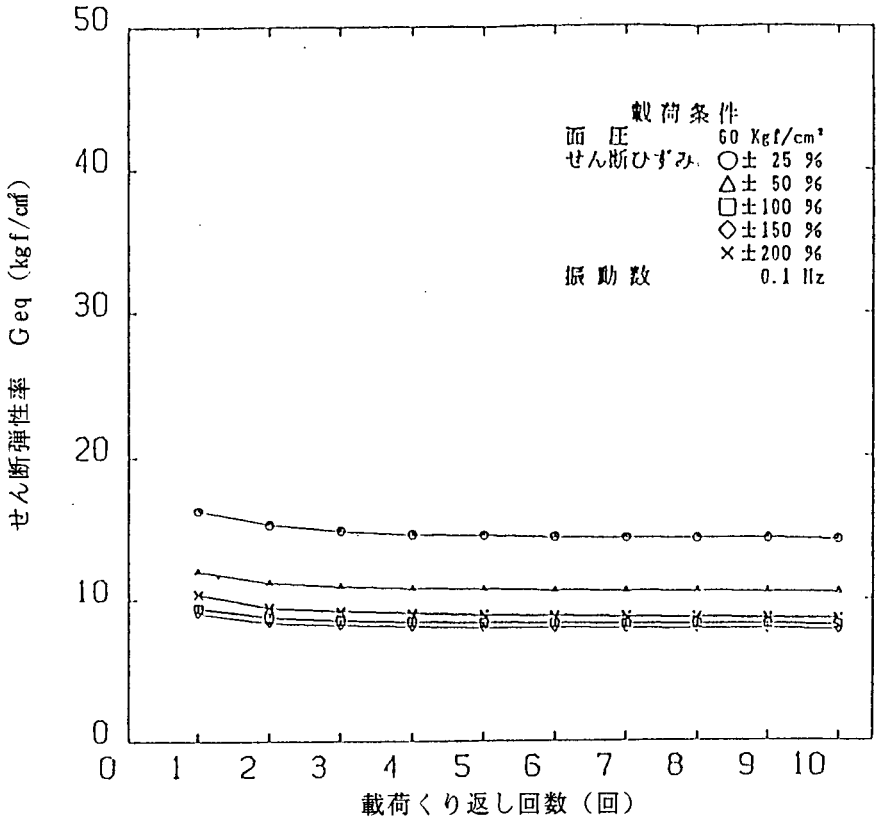


a）せん断弾性率

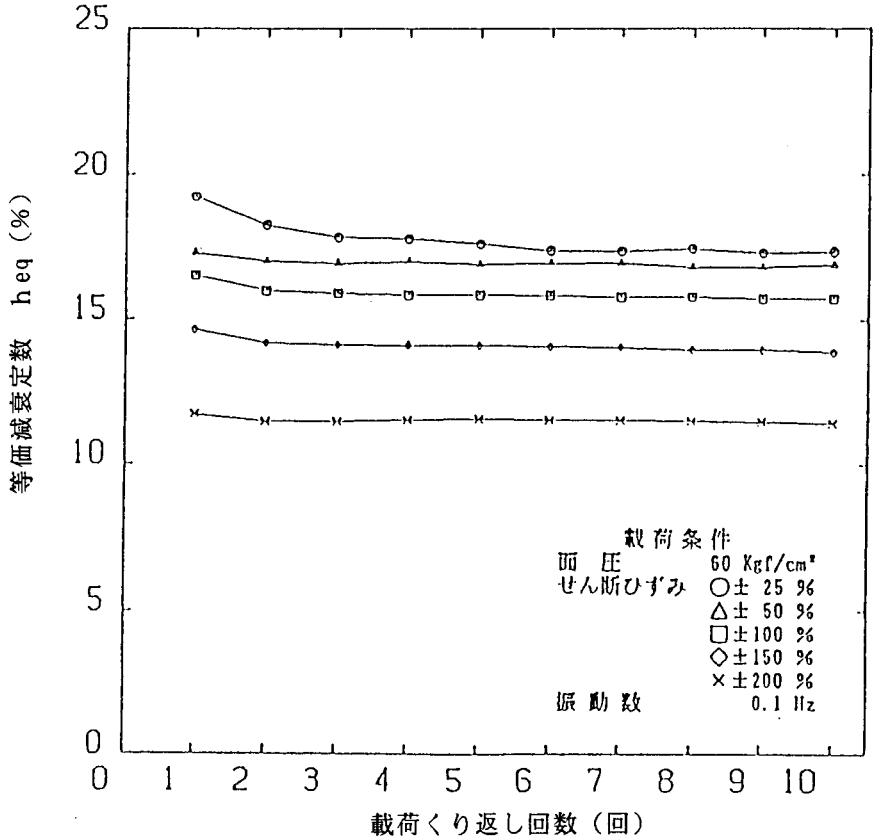


b）等価減衰定数

図－1.3.3.10　繰返し載荷による安定性試験結果　シリーズ1（試験No.1～5）

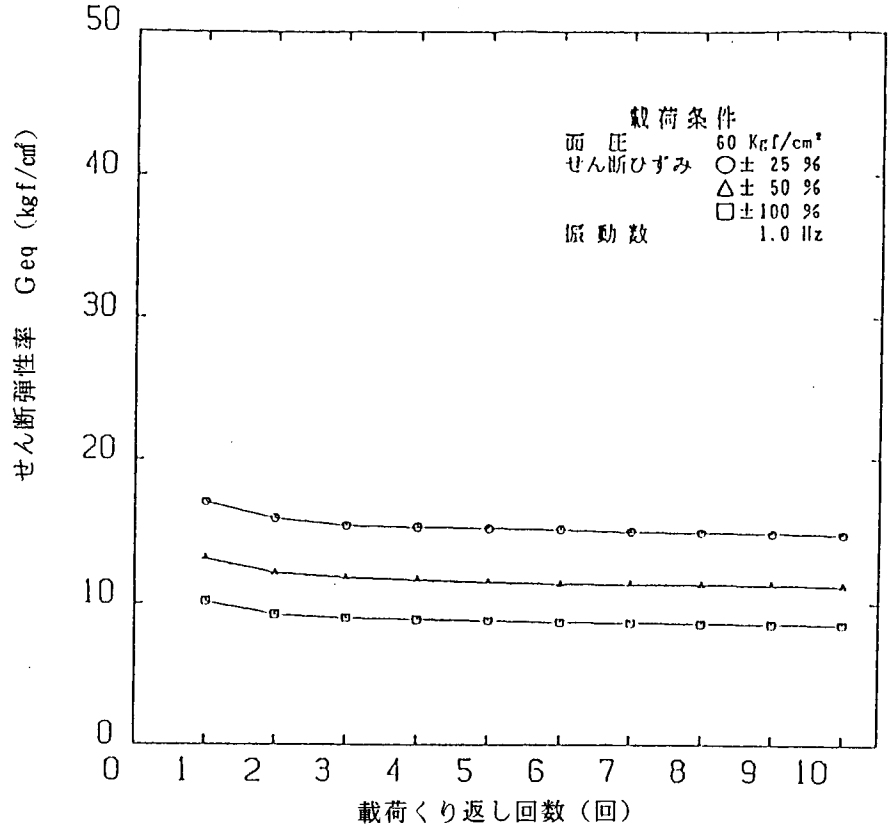


a）せん断弾性率

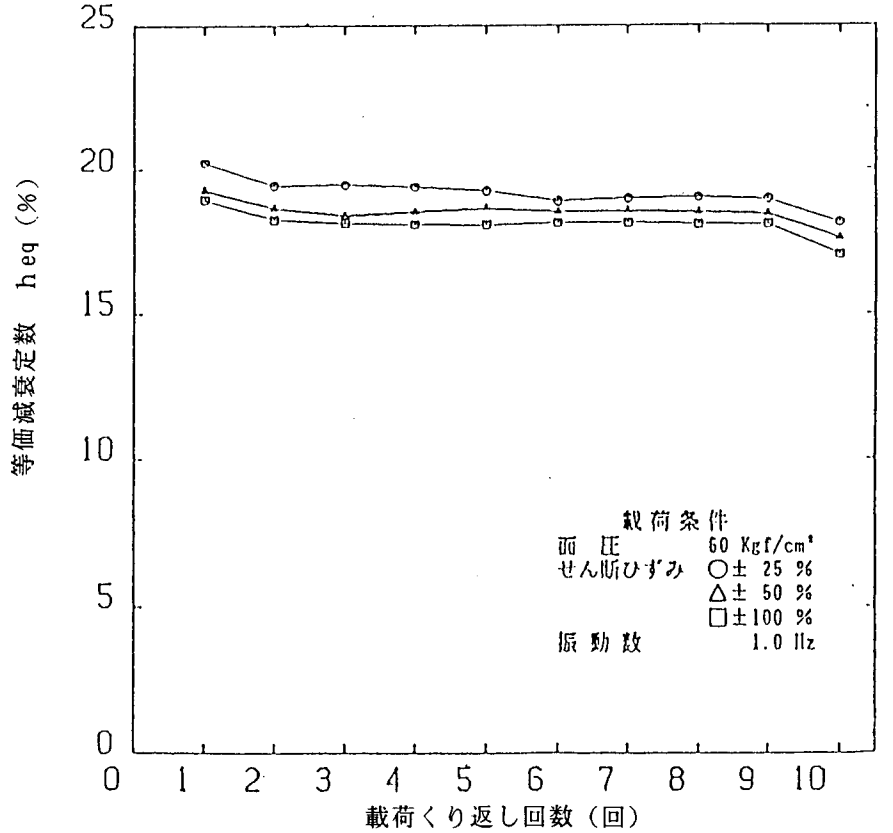


b）等価減衰定数

図－1.3.3.11　繰返し載荷による安定性試験結果　シリーズ2（試験No.6～10）

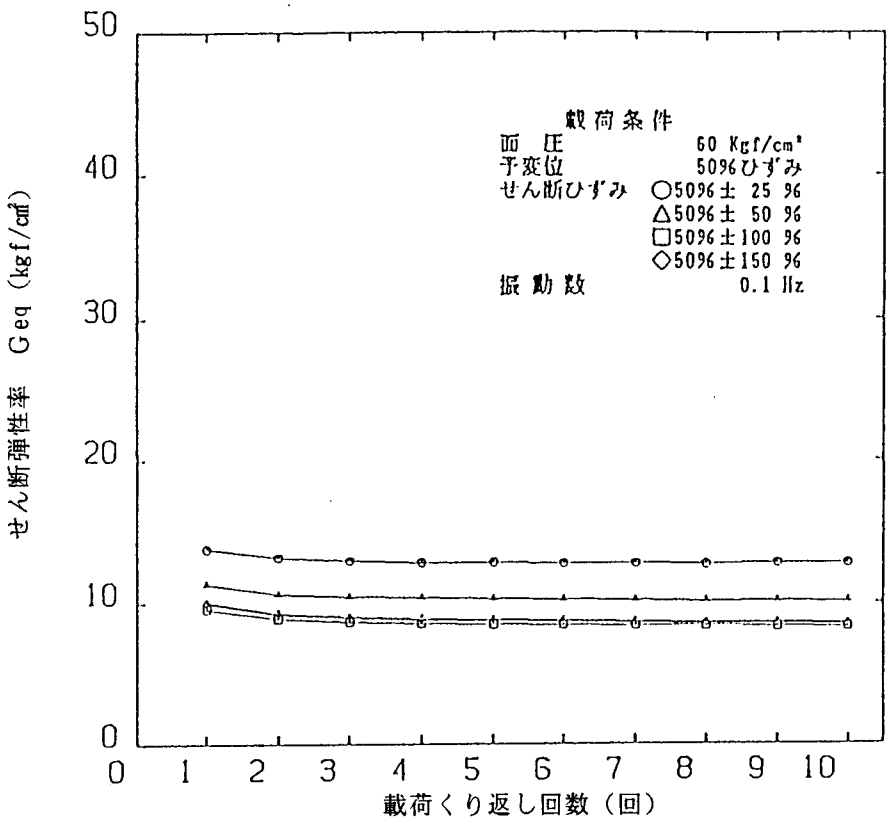


a）せん断弾性率

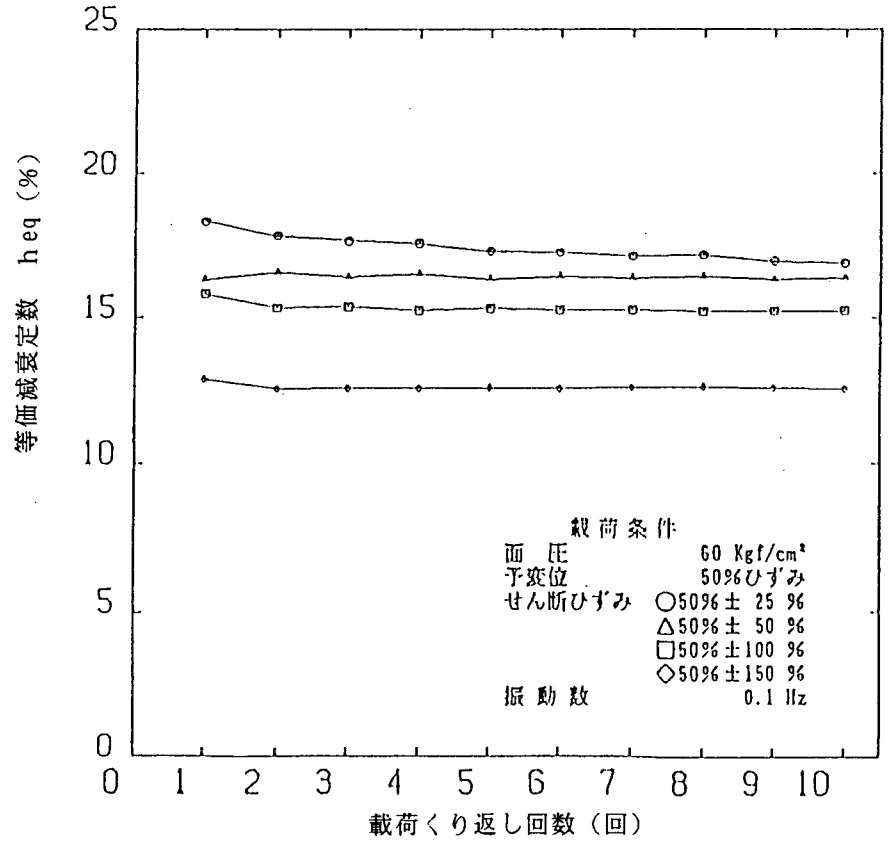


b）等価減衰定数

図－1.3.3.12 繰返し載荷による安定性試験結果 シリーズ3（試験No.11～13）

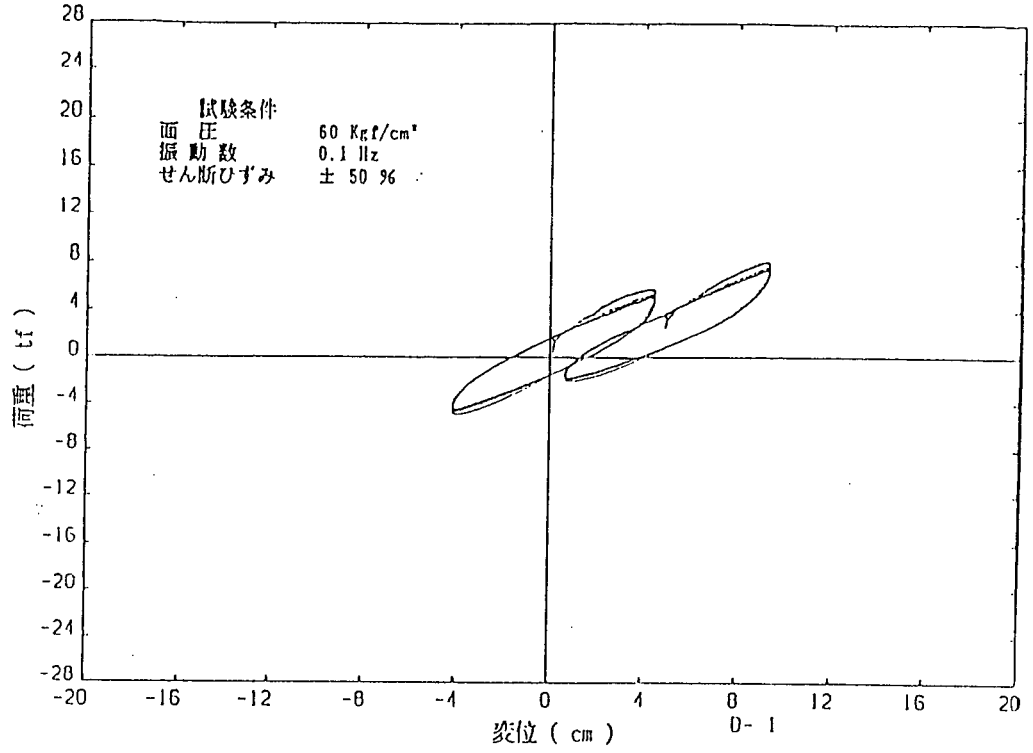


a）せん断弾性率

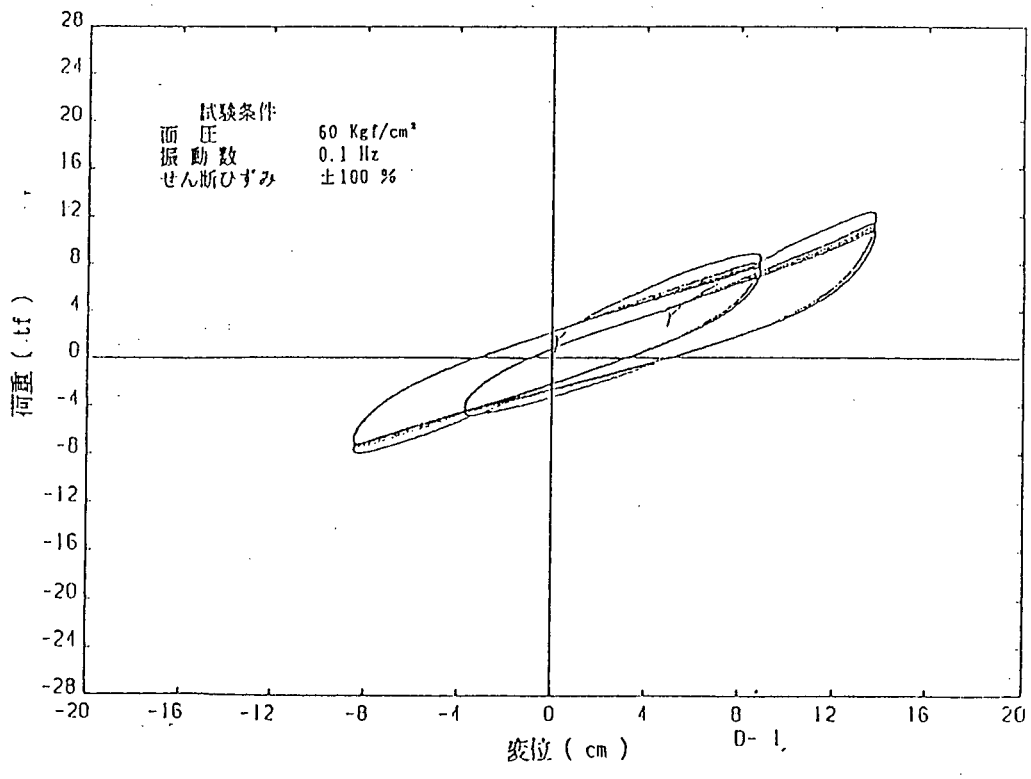


b）等価減衰定数

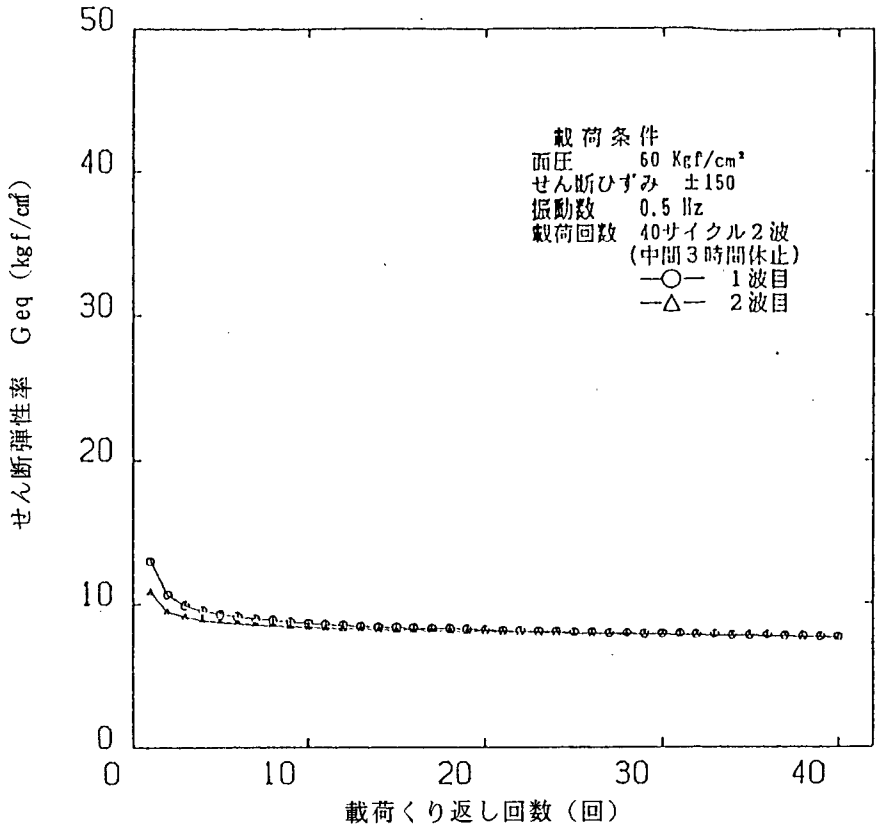
図－1.3.3.13　予変位下のせん断弾性率、等価減衰定数　シリーズ4（試験No.16～19）



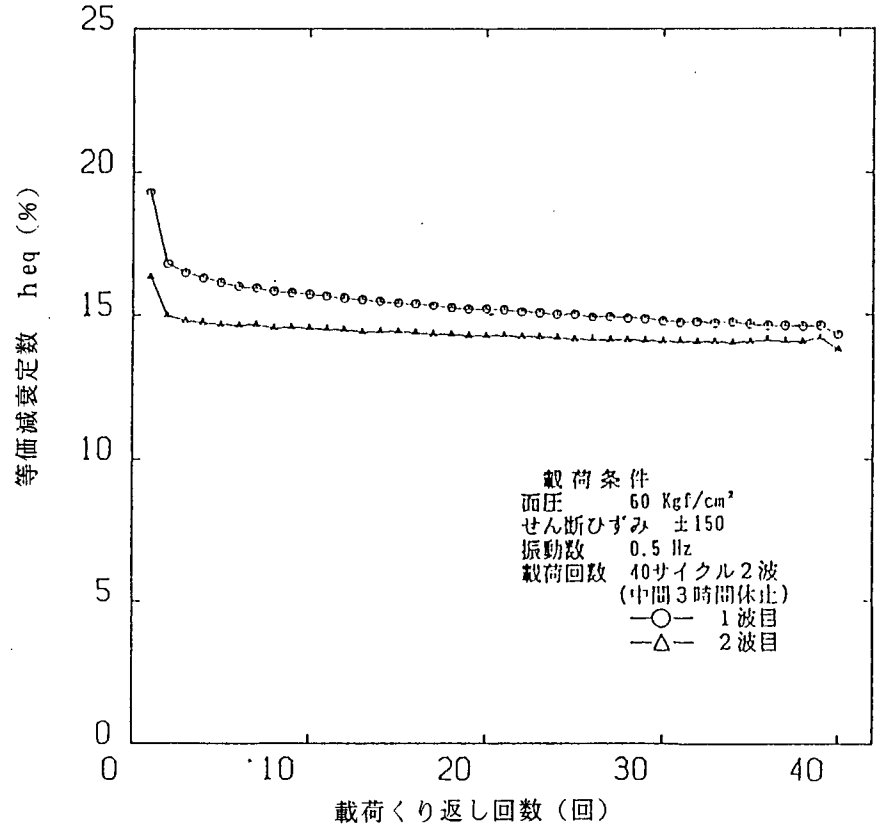
図－1.3.3.14　予変位0と予変位50％時の履歴曲線の対比



図－1.3.3.15　予変位0と予変位50％時の履歴曲線の対比



a）せん断弾性率



b）等価減衰定数

図－1.3.3.16　耐久性試験結果（試験No.40－1，40－2）

iii）まとめおよび考察

①せん断特性の繰返し安定性

特性と繰返しサイクルとの関係を図－1.3.3.10～13に示す。繰返しにより特性は徐々に低下する傾向を示すことがわかる。またこの傾向は履歴経験の有無で変化の様子が異なり（表－1.3.3.4 ）履歴経験後の方が特性の変化は少ない。

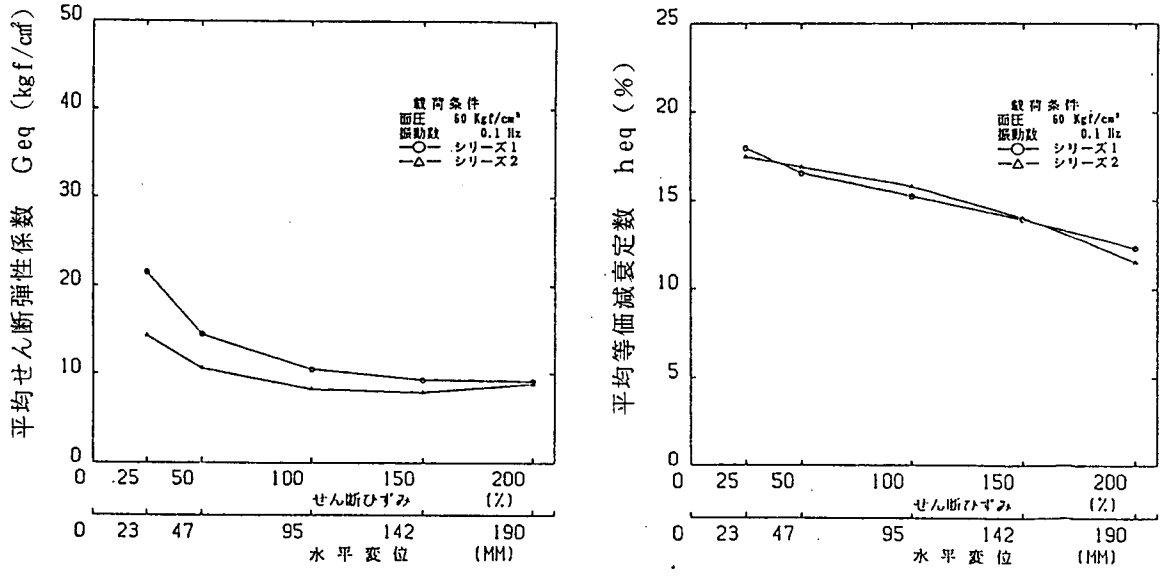
表－1.3.3.4　せん断特性の繰返し安定性

項　　目	せん断弾性率の比			等価減衰の比		
サイクル	1	3	10	1	3	10
履歴未経験時（テストNo.1～5）	1.23～1.32	1.06～1.08	0.97	1.01～1.30	1.00～1.05	0.98～0.99
履歴経験後（テストNo.6～10）	1.13～1.18	1.03～1.05	0.98～0.99	1.02～1.10	1.00～1.02	0.99～1.00

注）4～10サイクルの平均値を基準にした時の比を示す。

②ひずみ依存性、履歴依存性

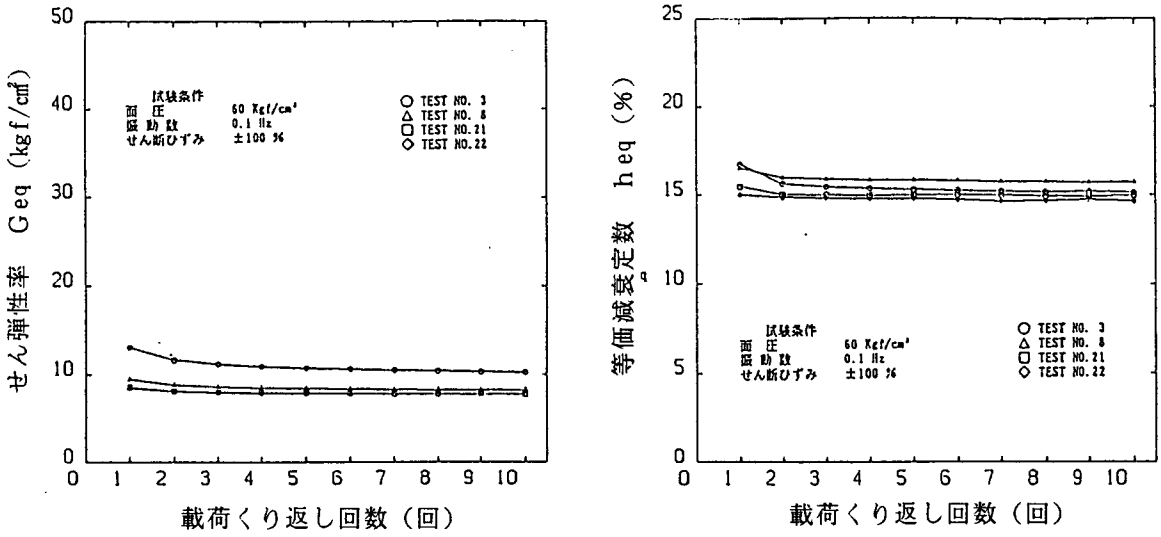
図－1.3.3.14にシリーズ1（テストNo.1～5）およびシリーズ2（テストNo.6～10）における特性とせん断ひずみの関係を重ねて示した。せん断弾性率、等価減衰ともに、ひずみが大きくなるに伴い減少する傾向を示している。またせん断弾性の履歴依存性は小ひずみで大きく、ひずみが大きくなるにつれ少なくなる傾向を示し、最大ひずみの200 %でほぼ一致した。等価減衰は履歴依存性が少なく安定している。



a）せん断弾性率　　b）等価減衰定数

図－1.3.3.17　平均せん断弾性率、平均等価減衰定数　～　変位（ひずみ）の関係

振動数0.1HZ、せん断ひずみ100 %の条件で4回（テストNo.3， 8，21，22）加力実験を行っている。これらを重ねて図－1.3.3.18に示す。これより2回目以降の特性は変化が少なく安定していると言える。



図－1.3.3.18　せん断弾性率、等価減衰定数～サイクルの関係

③振動数依存性

テストNo.6～8（0.1HZ）と11～13（1.0HZ）を比較することにより振動数変化が特性に及ぼす影響を見ることができる（表－1.3.3.5）。1.0HZを基準にすると0.1HZではせん断弾性率が3～6％小さくなり、等価減衰定数が7～12%小さくなる。

表－1.3.3.5　振動数依存性

条　　件	平均せん断弾性率 kgf/cm²			平均等価減衰定数　%		
	25%	50%	100%	25%	50%	100%
1.0HZ	14.9	11.3	8.6	18.9	18.4	17.9
0.1HZ	14.4	10.6	8.3	17.5	16.9	15.8
0.1HZ／1.0HZ	0.97	0.94	0.97	0.93	0.92	0.88

④予変位依存性

テストNo.6～9と16～19（予変位50%）を比較することにより予変位による影響がわかる（表－1.3.3.6）。図－1.3.3.16～17に予変位0の場合と50%の場合の履歴曲線を重ねて示す。図から両者の履歴曲線の相似性を見ることができるが、表－1.3.3.6では、両者の特性値を定量的に比較している。

表－1.3.3.6　予変位依存性

予　変　位	平均せん断弾性率 kgf/cm²				平均等価減衰定数　%			
	25%	50%	100%	150%	25%	50%	100%	150%
0%	14.4	10.6	8.3	7.9	17.5	16.9	15.8	14.0
50%	12.8	10.2	8.4	8.7	17.2	16.4	16.3	12.6
50%／0%	0.89	0.96	1.01	1.10	0.98	0.97	1.03	0.90

b．耐久性

振動数0.5HZ、せん断ひずみ±150 %で40回の繰返し載荷を3時間の休止時間をはさんで2シリーズ行ったが、この過程における特性の変化を図－1.3.3.18に示した。せん断弾性率、等価減衰とも繰返し回数とともに徐々に低下していく傾向を示している。また1シリーズ目と2シリーズ目を比較するとせん断弾性率は最初の数回までは1シリーズ目の方が大きいが以降は両者ともほぼ同じ値となっている。等価減衰は1シリーズ目、2シリーズ目とも同様の傾向を示し2シリーズ目の方が小さいが、この差は繰返し回数とともに少なくなっている。

c．鉛直変位特性

表－1.3.3.3 のテストNo.V 3とV5-3 の結果を比較すると、圧縮剛性は0～80kgf/cm² 間では58.9 tf／mm、60±20kgf/cm² では90.9tf/mm となり後者の方が50%程度大きい。

d．せん断加力実験における温度上昇

せん断加力前後の表面温度を測定し温度変化（上昇）を調べた。この結果をまとめて表－1.3.3.7に示す。

表－1.3.3.7　温度上昇一覧表

せん断ひずみ（%）	載荷くり返し回数	温度上昇（℃）
± 25	10	0.5
± 50	10	0.5
± 100	10	1.1
± 150	10	1.7
± 200	10	3.8
± 150	40	10.6

注）温度上昇は測定結果の平均で示した。

＜民側担当会社＞　横浜ゴム（株）

(2) 高減衰ゴム支承（その2）

i）供試体形状

一斉共通実験には高減衰ゴム支承（HDR）、TR－RB（繊維補強ゴム支承）の2種類を使用した。今回の供試体はHDR，TR－RBともに同一金型で加硫成形した同一形状のものを使用した。

図－1.3.3.19にHDRの形状を示す。

a．高減衰ゴム支承（HDR）仕様

① 目標反力　92tonf
（固有周期　1.4 sec ）

② 形状　□400 × 119mm

③ ゴム層　7㎜×12層

④ 内部鋼板　3.2㎜×１１枚

⑤ ゴム材料　高減衰ゴム
（G＝10kgf/cm² ）

b．TR－RB（繊維補強ゴム支承）仕様

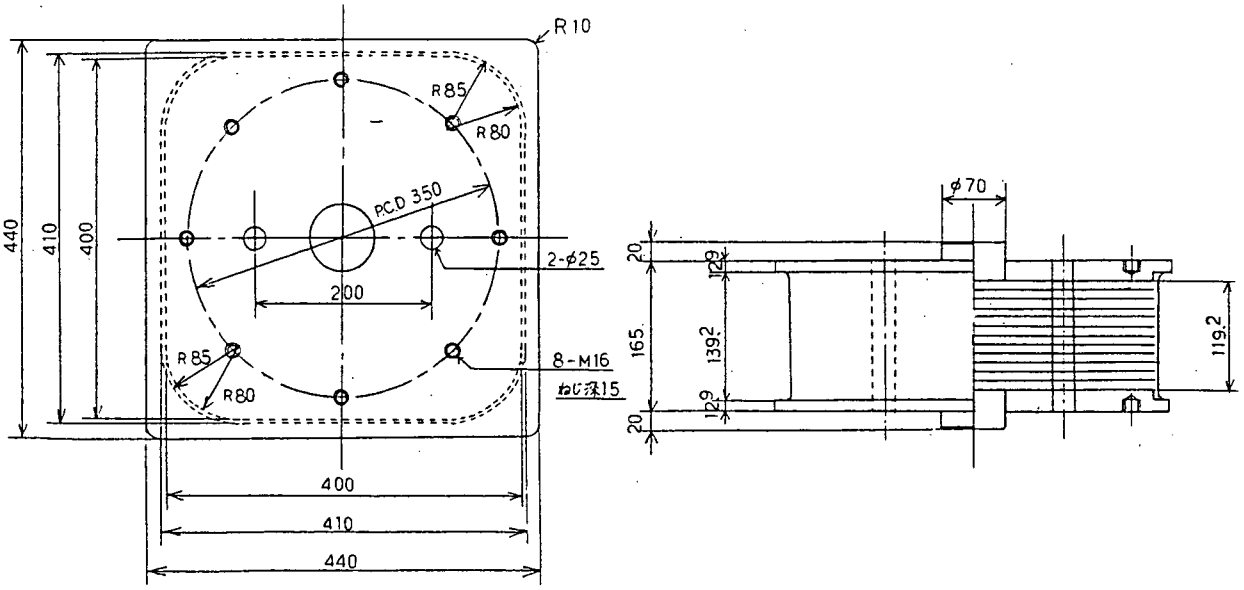
① 目標反力　92tonf

② 形状　□400 × 119mm

③ コードプライ数　100プライ

④ ゴム材料　天然ゴム（G＝5.2 kgf/cm² ）

⑤ コード　ポリエステル系繊維
（スダレ織、１方向織）



図－1.3.3.19　供試体形状　（HDR）

ii）実験結果

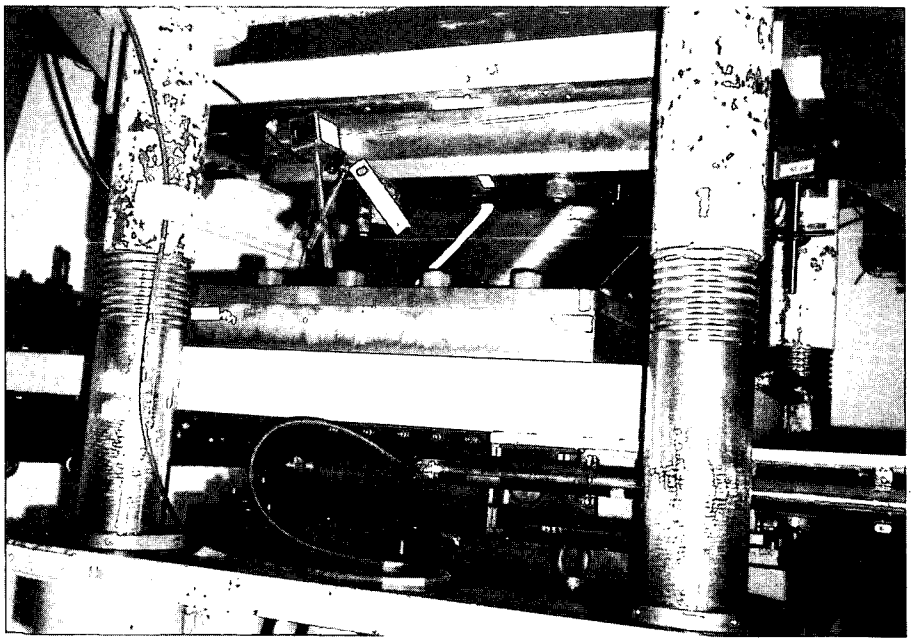
HDR，TR－RB共にA，B２体ずつの供試体を用いて各特性を調べた。

供試体No.及びテストNo.と結果一覧表（表－1.3.3.9 ～14）との対応を表－1.3.3.8 に示し、各履歴曲線を図－1.3.3.20～25に、各特性については図－1.3.3.26～32にまとめて示した。

また、HDRのせん断特性実験状況を写真－1.3.3.2 に示す。

表－1.3.3.8　結果対応表

供試体	No.	テ　ス　ト　No.	結果一覧表No.
HDR	A	せん断特性（基本特性）　1～19	表－1.3.3.9
		鉛直特性　V1～3．V5－1～5	表－1.3.3.10
	B	せん断特性（耐久特性）40－1～2	表－1.3.3.11
TR－RB	A	せん断特性（基本特性）　1～19	表－1.3.3.12
		鉛直特性　V1～3．V5－1～5	表－1.3.3.13
	B	せん断特性（耐久特性）40－1～2	表－1.3.3.14



写真－1.3.3.2　せん断特性実験状況

表－1.3.3.9　せん断特性（基本特性）結果一覧表　（HDR）

テストNo.	振動数 Hz	計画 面圧 kgf/cm²	計画 せん断ひずみ率 %	実験結果 平均面圧 kgf/cm²	平均せん断変位 ひずみ率 %	平均せん断変位 変位 mm	せん断特性(1) せん断弾性率 (Geq) kgf/cm² 1ｻｲｸﾙ	3ｻｲｸﾙ	10ｻｲｸﾙ	4～10平均	等価減衰定数 (Heq)% 1ｻｲｸﾙ	3ｻｲｸﾙ	10ｻｲｸﾙ	4～10平均
1	0.1	60	±25	71.9	22.5	18.9	22.4	21.3	20.6	20.8	13.8	12.2	12.0	12.0
				92.3			1.08	1.02	0.99	1.0	1.14	1.02	0.99	1.0
2			±50	71.8	45.4	38.1	17.9	17.1	16.5	16.7	10.6	10.2	10.0	10.0
				92.2			1.07	1.02	0.99	1.0	1.06	1.01	0.99	1.0
3			±100	71.7	91.2	76.6	16.1	14.8	14.1	14.3	8.8	8.0	7.8	7.9
				92.1			1.13	1.04	0.98	1.0	1.11	1.01	0.99	1.0
4			±150	71.7	137.3	115.3	17.0	14.8	13.6	14.0	7.5	6.8	6.8	6.8
				92.1			1.21	1.06	0.97	1.0	1.10	1.00	1.00	1.0
5			±200	71.6	183.3	154.0	18.5	15.2	13.5	14.0	6.8	6.2	6.2	6.2
				92.0			1.32	1.08	0.96	1.0	1.10	1.00	1.00	1.0
6	0.1	60	±25	72.4	22.7	19.1	16.8	16.5	16.3	16.4	10.9	10.8	10.7	10.8
				93.0			1.03	1.01	1.00	1.0	1.02	1.00	1.00	1.0
7			±50	72.5	45.7	38.4	14.2	13.8	13.5	13.6	9.4	9.5	9.4	9.5
				93.1			1.04	1.01	0.99	1.0	1.00	1.01	1.00	1.0
8			±100	72.3	91.8	77.1	12.1	11.5	11.2	11.3	8.7	8.4	8.3	8.4
				92.9			1.07	1.02	0.99	1.0	1.03	1.01	1.00	1.0
9			±150	72.4	138.2	116.1	12.0	11.2	10.8	10.9	8.1	7.8	7.7	7.8
				93.0			1.10	1.02	0.99	1.0	1.04	1.01	0.99	1.0
10			±200	72.7	184.5	155.0	15.4	13.9	12.9	13.2	6.4	6.1	6.1	6.1
				93.3			1.16	1.05	0.97	1.0	1.04	1.00	1.00	1.0
11	1.0	60	±25	72.2	21.4	18.0	18.9	18.4	18.1	18.1	13.0	12.5	11.8	12.4
				92.7			1.04	1.02	1.00	1.0	1.05	1.01	0.96	1.0
12			±50	72.2	42.9	36.0	15.9	15.4	15.1	15.1	11.8	11.5	10.7	11.3
				92.7			1.05	1.02	0.99	1.0	1.04	1.02	0.94	1.0
13			±100	72.2	83.8	70.4	13.7	12.9	12.4	12.6	11.1	10.6	9.6	10.3
				92.7			1.09	1.03	0.99	1.0	1.08	1.03	0.93	1.0
14			±150	72.2	121.7	102.2	13.2	12.1	11.4	11.6	10.2	9.8	8.7	9.4
				92.7			1.14	1.04	0.98	1.0	1.09	1.04	0.93	1.0
15			±200											
16	0.1	60	↑50±25	72.2	23.1	19.4	14.7	14.4	14.2	14.3	9.1	10.5	10.2	10.2
				92.7			1.03	1.01	1.00	1.0	0.89	1.03	1.00	1.0
17			↑ ±50	72.2	46.1	38.7	13.2	12.8	12.6	12.6	9.2	9.5	9.5	9.5
				92.7			1.04	1.01	0.99	1.0	0.97	1.00	1.00	1.0
18			↑ ±100	72.2	92.7	77.9	12.5	11.9	11.6	11.7	8.3	8.1	8.1	8.1
				92.7			1.07	1.02	0.99	1.0	1.02	1.00	0.99	1.0
19			↑ ±150	72.2	139.2	116.9	14.3	13.4	12.7	12.9	7.0	6.6	6.6	6.6
				92.7			1.11	1.04	0.98	1.0	1.06	1.00	1.00	1.0

表－1.3.3.10　せん断特性（耐久特性）結果一覧表　（HDR）

テストNo.	振動数 Hz	計画 面圧 kgf/cm²	計画 せん断ひずみ率 %	実験結果 平均面圧 kgf/cm²	平均せん断変位 ひずみ率 %	平均せん断変位 変位 mm	せん断特性 せん断弾性率 (Geq) kgf/cm² 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均	等価減衰定数 (Heq) % 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均
40－1	0.5	60	±150	71.8	137.0	115.1	18.6	15.8	14.3	13.5	13.0	12.6	14.8	10.0	8.4	7.6	7.1	6.7	6.3	7.9
				92.2			1.26	1.07	0.97	0.91	0.88	0.86	1.0	1.28	1.07	0.96	0.90	0.85	0.81	1.0
40－2	0.5	60	±150	72.0	138.5	116.3	15.9	14.5	13.6	13.0	12.6	12.3	13.9	8.2	7.6	7.1	6.7	6.4	6.1	7.3
				92.5			1.15	1.04	0.98	0.94	0.91	0.89	1.0	1.13	1.04	0.97	0.92	0.88	0.84	1.0

表－1.3.3.11　鉛直特性結果一覧表　（HDR）

テストNo.	計画面圧 kgf/cm²	実験結果 面圧 kgf/cm² 最小	面圧 kgf/cm² 最大	圧縮変位 mm 最小	圧縮変位 mm 最大	圧縮剛性(KV) tf/mm
V 1	0⇔80	-0.3	80.3	0.0	0.92	134.3
V 2	0⇔80	-0.2	81.7	0.0	0.94	133.6
V 3	0⇔80	-0.1	82.6	0.0	0.95	133.0
V5－1	60±20	38.7	81.0	0.60	0.92	200.7
V5－2	60±20	38.7	80.0	0.62	0.93	202.9
V5－3	60±20	38.8	79.9	0.63	0.95	197.3
V5－4	60±20	39.6	83.4	0.64	0.98	200.1
V5－5	60±20	38.4	83.0	0.64	0.98	199.5

表－1.3.3.12　せん断特性（基本特性）結果一覧表　（ＴＲ－ＲＢ）

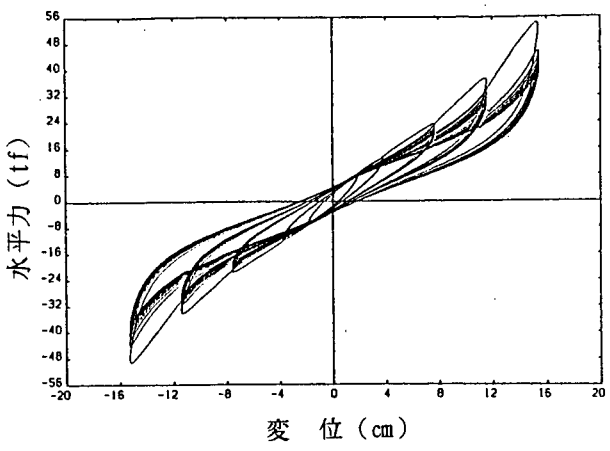
テストNo.	振動数 Hz	計画 面圧 kgf/cm²	計画 せん断ひずみ率 %	実験結果 平均面圧 kgf/cm²	平均せん断変位 ひずみ率 %	平均せん断変位 変位 mm	せん断特性(1) せん断剛性率 (Geq) kgf/cm² 1サイクル	3サイクル	10サイクル	4～10平均	等価減衰定数 (Heq)% 1サイクル	3サイクル	10サイクル	4～10平均
1	0.1	60	±25	71.6	22.6	19.0	5.6	5.53	5.4	5.5	4.5	4.2	4.2	4.2
				91.9			1.02	1.01	0.99	1.0	1.08	1.00	1.01	1.0
2			±50	71.7	45.5	38.2	5.3	5.2	5.1	5.1	3.8	3.7	3.7	3.7
				92.1			1.03	1.01	1.00	1.0	1.04	1.00	1.00	1.0
3			±100	71.6	91.3	76.7	5.1	5.0	4.9	4.9	3.6	3.3	3.3	3.3
				92.0			1.05	1.01	0.99	1.0	1.09	1.01	1.00	1.0
4			±150	71.3	137.4	115.4	5.2	4.9	4.7	4.8	3.7	3.3	3.3	3.3
				91.6			1.08	1.02	0.99	1.0	1.09	1.00	1.00	1.0
5			±200	71.1	183.5	154.1	5.4	4.9	4.7	4.8	3.9	3.6	3.6	3.6
				91.3			1.13	1.03	0.99	1.0	1.07	1.00	1.00	1.0
6	0.1	60	±25	71.6	22.6	19.0	4.9	4.9	4.9	4.9	4.9	4.8	4.8	4.8
				92.0			1.01	1.01	1.00	1.0	1.02	0.99	1.00	1.0
7			±50	71.6	45.5	38.2	4.7	4.6	4.6	4.6	4.3	4.3	4.3	4.3
				91.9			1.02	1.00	1.00	1.0	1.01	1.01	1.00	1.0
8			±100	71.5	91.5	76.9	4.5	4.4	4.4	4.4	3.9	3.9	3.8	3.8
				91.8			1.02	1.01	1.00	1.0	1.03	1.00	1.00	1.0
9			±150	71.3	137.7	115.7	4.5	4.4	4.4	4.4	3.8	3.7	3.6	3.7
				91.6			1.03	1.00	1.00	1.0	1.04	1.01	1.00	1.0
10			±200	71.2	183.9	154.5	4.9	4.7	4.6	4.6	3.8	3.7	3.6	3.6
				91.4			1.06	1.01	0.99	1.0	1.05	1.00	1.00	1.0
11	1.0	60	±25	71.5	21.4	18.0	5.0	5.0	4.9	4.9	6.3	5.9	5.3	5.8
				91.8			1.01	1.01	1.00	1.0	1.08	1.01	0.90	1.0
12			±50	71.4	43.0	36.1	4.7	4.6	4.5	4.5	6.0	5.4	4.6	5.3
				91.7			1.03	1.02	1.0	1.0	1.14	1.01	0.86	1.0
13			±100	71.3	84.2	70.7	4.4	4.2	4.2	4.2	5.6	5.0	4.2	4.9
				91.6			1.05	1.01	1.00	1.0	1.15	1.02	0.87	1.0
14			±150	71.0	122.7	103.1	4.2	4.1	4.0	4.0	5.4	4.7	4.0	4.6
				91.2			1.05	1.01	1.00	1.0	1.18	1.02	0.87	1.0
15			±200											
16	0.1	60	↑50±25	72.3	23.0	19.3	5.0	5.0	5.0	5.0	4.0	5.6	5.6	5.6
				92.9			1.01	1.00	1.00	1.0	0.72	1.01	1.00	1.0
17			↑ ±50	72.7	45.8	38.5	4.7	4.7	4.6	4.6	4.7	5.2	5.2	5.2
				93.4			1.02	1.01	1.00	1.0	0.90	1.01	1.01	1.0
18			↑ ±100	73.0	92.1	77.4	4.5	4.4	4.4	4.4	4.4	4.5	4.5	4.5
				93.7			1.02	1.01	1.00	1.0	0.98	1.00	1.00	1.0
19			↑ ±150	73.1	138.3	116.2	4.7	4.6	4.5	4.5	4.3	4.2	4.2	4.2
				93.9			1.03	1.01	1.00	1.0	1.01	0.99	1.00	1.0

表－1.3.3.13　せん断特性（耐久特性）結果一覧表　（ＴＲ－ＲＢ）

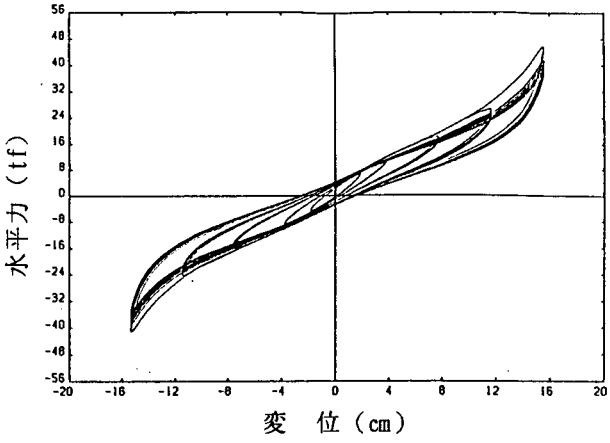
テスト No.	振動数 Hz	計画 面圧 kgf/cm²	計画 せん断ひずみ率 %	実験結果 平均面圧 kgf/cm²	平均せん断変位 ひずみ率 %	平均せん断変位 変位 mm	せん断特性 せん断弾性率 (Geq) kgf/cm² 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均	等価減衰定数 (Heq) % 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均
40－1	0.5	60	±150	71.8	137.3	115.3	5.2	4.8	4.7	4.6	4.5	4.5	4.7	4.8	4.0	3.9	3.9	3.9	3.7	3.9
				92.2			1.11	1.02	0.99	0.97	0.96	0.95	1.0	1.22	1.01	1.00	1.00	1.00	0.95	1.0
40－2	0.5	60	±150	72.0	139.0	116.8	4.8	4.6	4.5	4.5	4.5	4.4	4.6	4.4	4.0	3.9	3.9	3.9	3.7	3.9
				92.5			1.06	1.01	1.00	0.98	0.98	0.97	1.0	1.10	1.00	1.00	0.99	0.99	0.94	1.0

表－1.3.3.14　鉛直特性結果一覧表　（ＴＲ－ＲＢ）

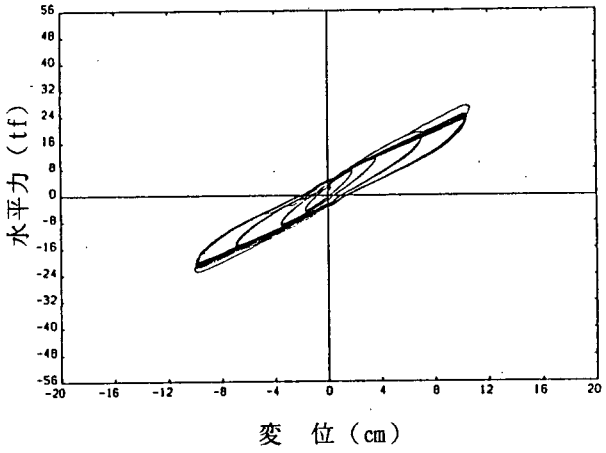
テスト No.	計画面圧 kgf/cm²	実験結果 面圧 kgf/cm² 最小	面圧 kgf/cm² 最大	圧縮変位 mm 最小	圧縮変位 mm 最大	圧縮剛性(KV) tf/mm
V 1	0⇔80	-0.2	81.7	0.0	2.97	42.4
V 2	0⇔80	-0.2	84.0	0.0	2.97	43.4
V 3	0⇔80	-0.1	80.9	0.0	2.90	42.8
V5－1	60±20	38.3	82.7	1.71	2.93	55.6
V5－2	60±20	39.3	82.2	1.76	2.94	55.8
V5－3	60±20	38.5	80.3	1.75	2.89	55.9
V5－4	60±20	40.1	80.6	1.80	2.91	56.1
V5－5	60±20	38.7	81.1	1.76	2.93	55.8



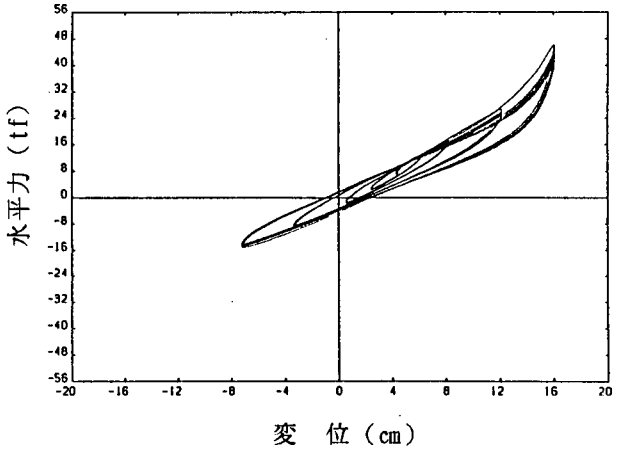
a）シリーズ1（テストNo.1～5）



b）シリーズ2（テストNo.6～10）

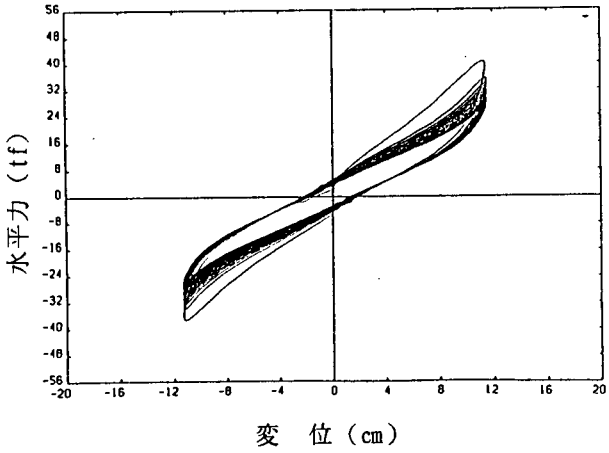


c）シリーズ3（テストNo.11～14）

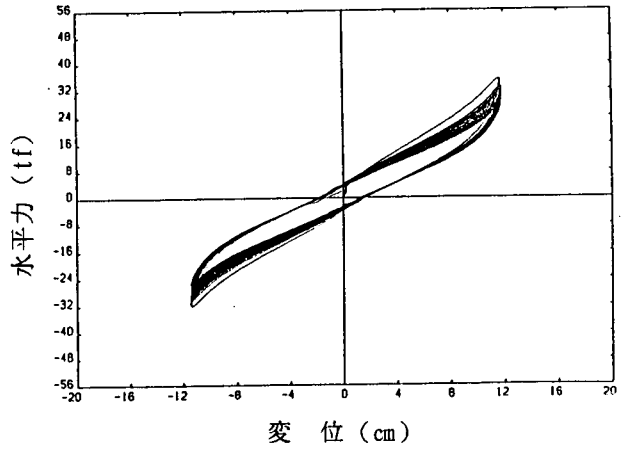


d）シリーズ4（テストNo.16～19）

図－1.3.3.20　せん断特性（基本特性）履歴曲線　（HDR）

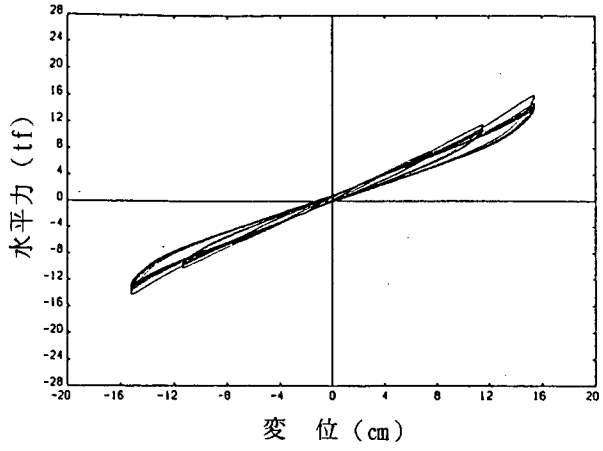


a）シリーズ1（テストNo.40-1）

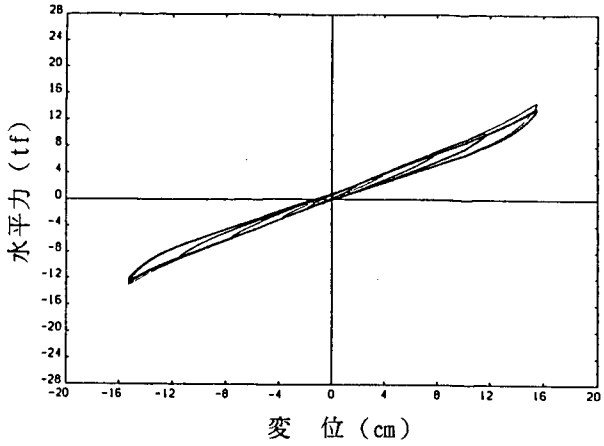


b）シリーズ2（テストNo.40-2）

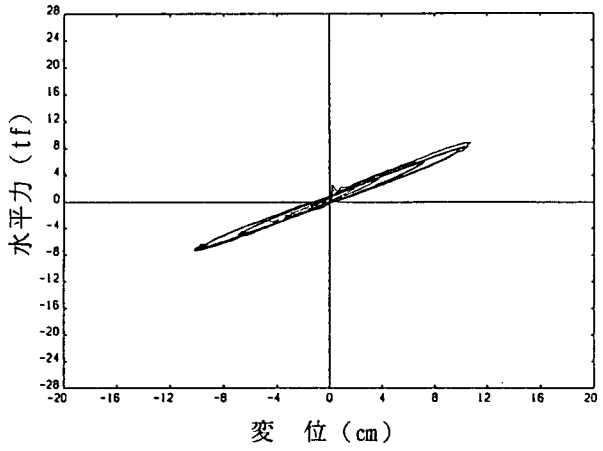
図－1.3.3.21　せん断特性（耐久特性）履歴曲線　（HDR）



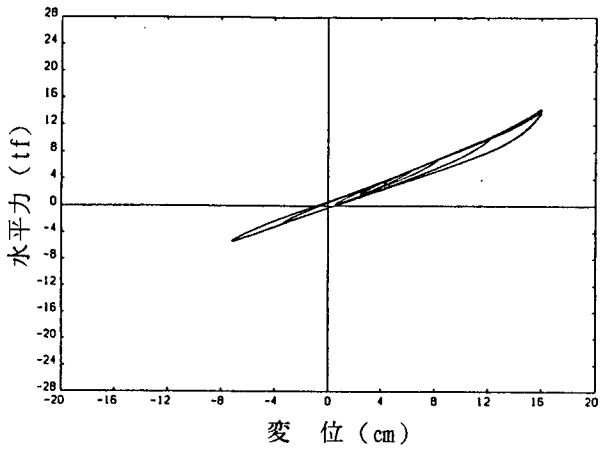
a）シリーズ1（テストNo. 1～5）



b）シリーズ2（テストNo. 6～10）

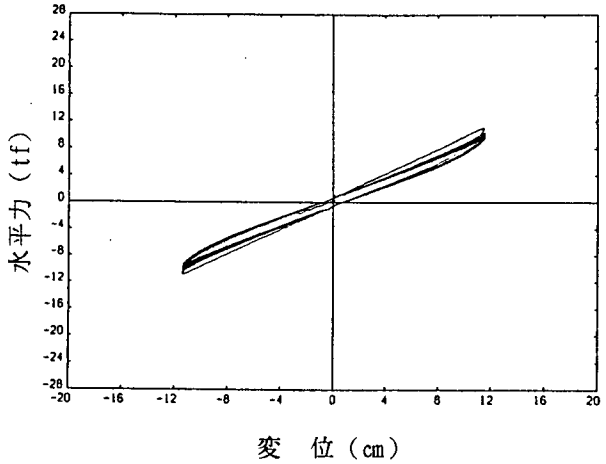


c）シリーズ3（テストNo. 11～14）

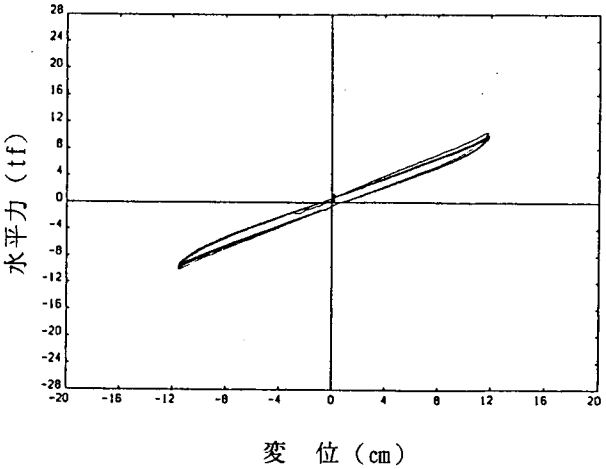


d）シリーズ4（テストNo. 16～19）

図－1. 3. 3. 22　せん断特性（基本特性）履歴曲線　（TR－RB）

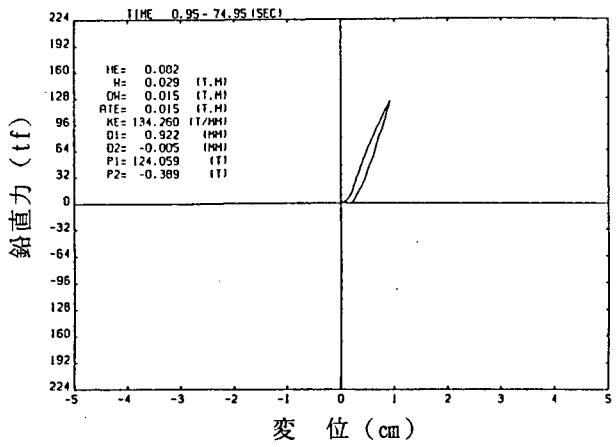


a）シリーズ1（テストNo. 40-1 ）

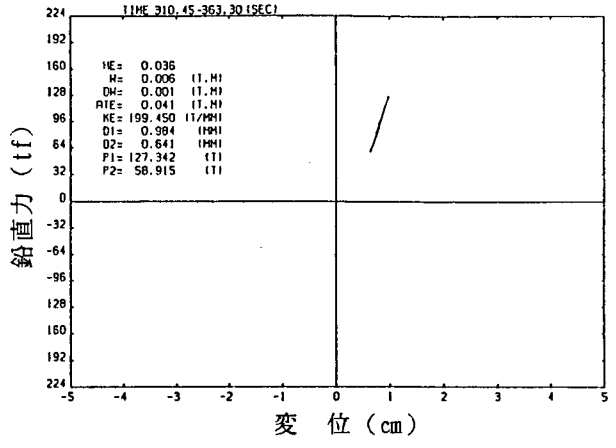


b）シリーズ2（テストNo. 40-2 ）

図－1. 3. 3. 23　せん断特性（耐久特性）履歴曲線　（TR－RB）

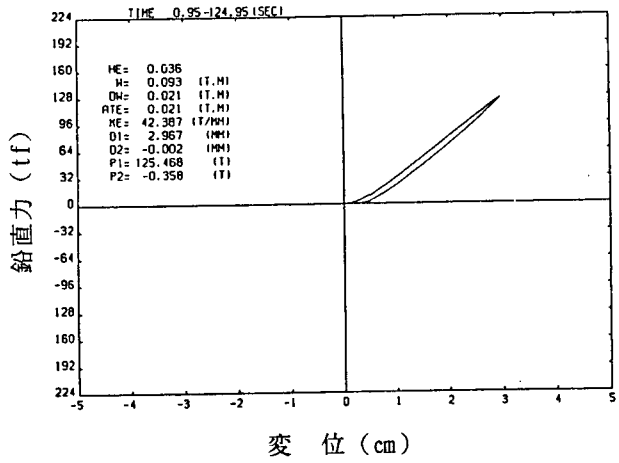


a） 面圧０～８０kgf/cm²

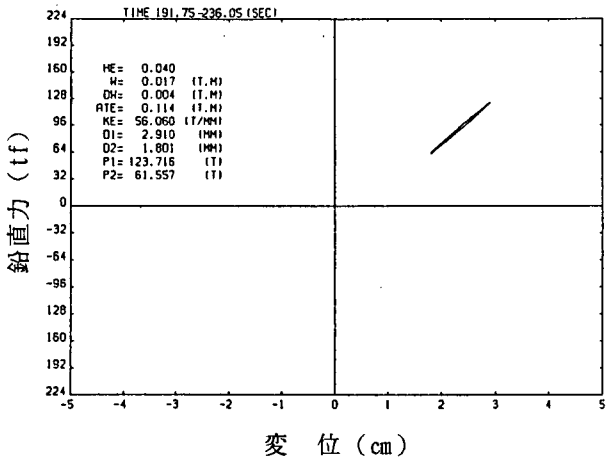


b） 面圧６０±２０kgf/cm²

図－1.3.3.24 鉛直特性履歴曲線 （HDR）

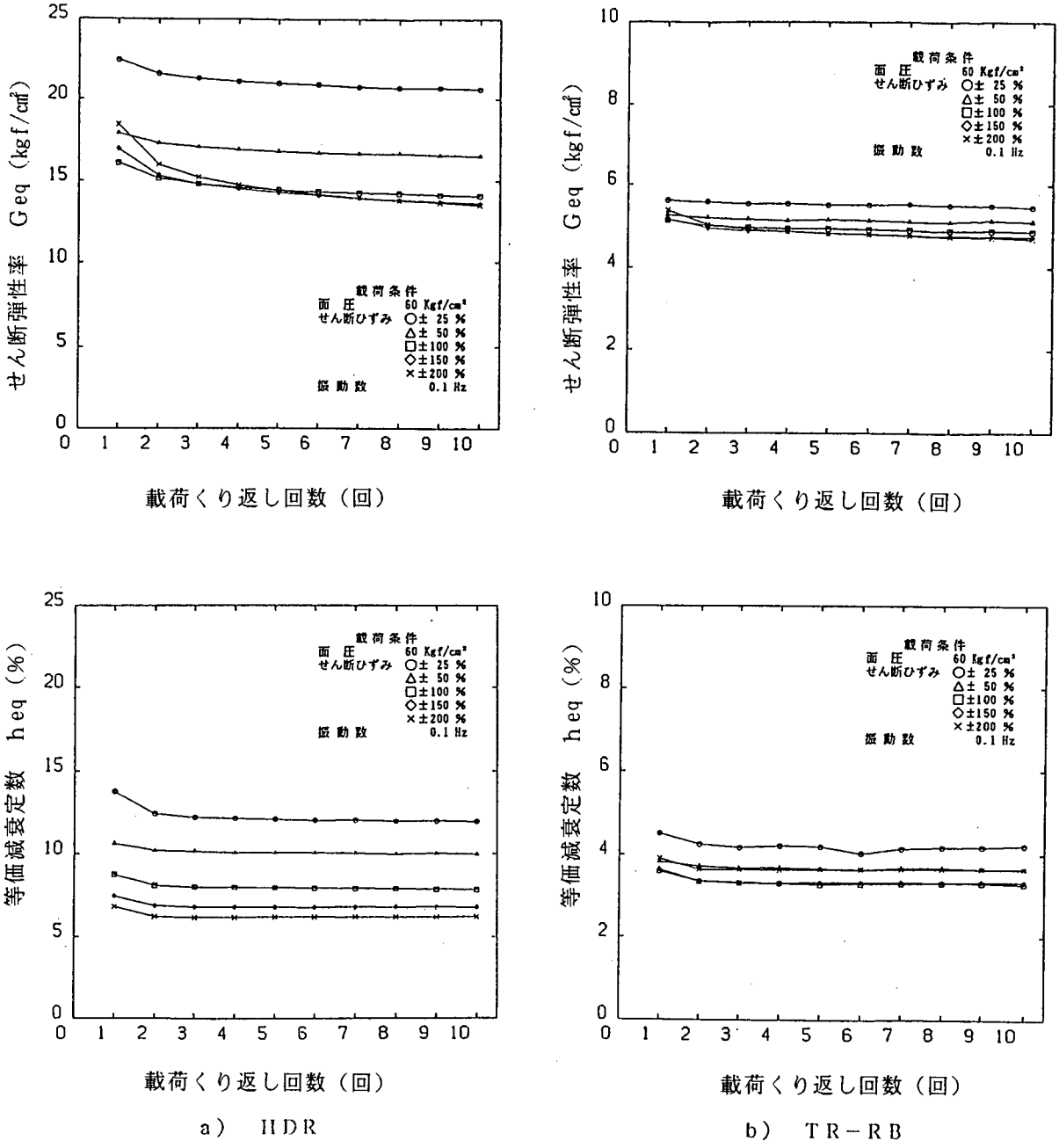


a） 面圧０～８０kgf/cm²

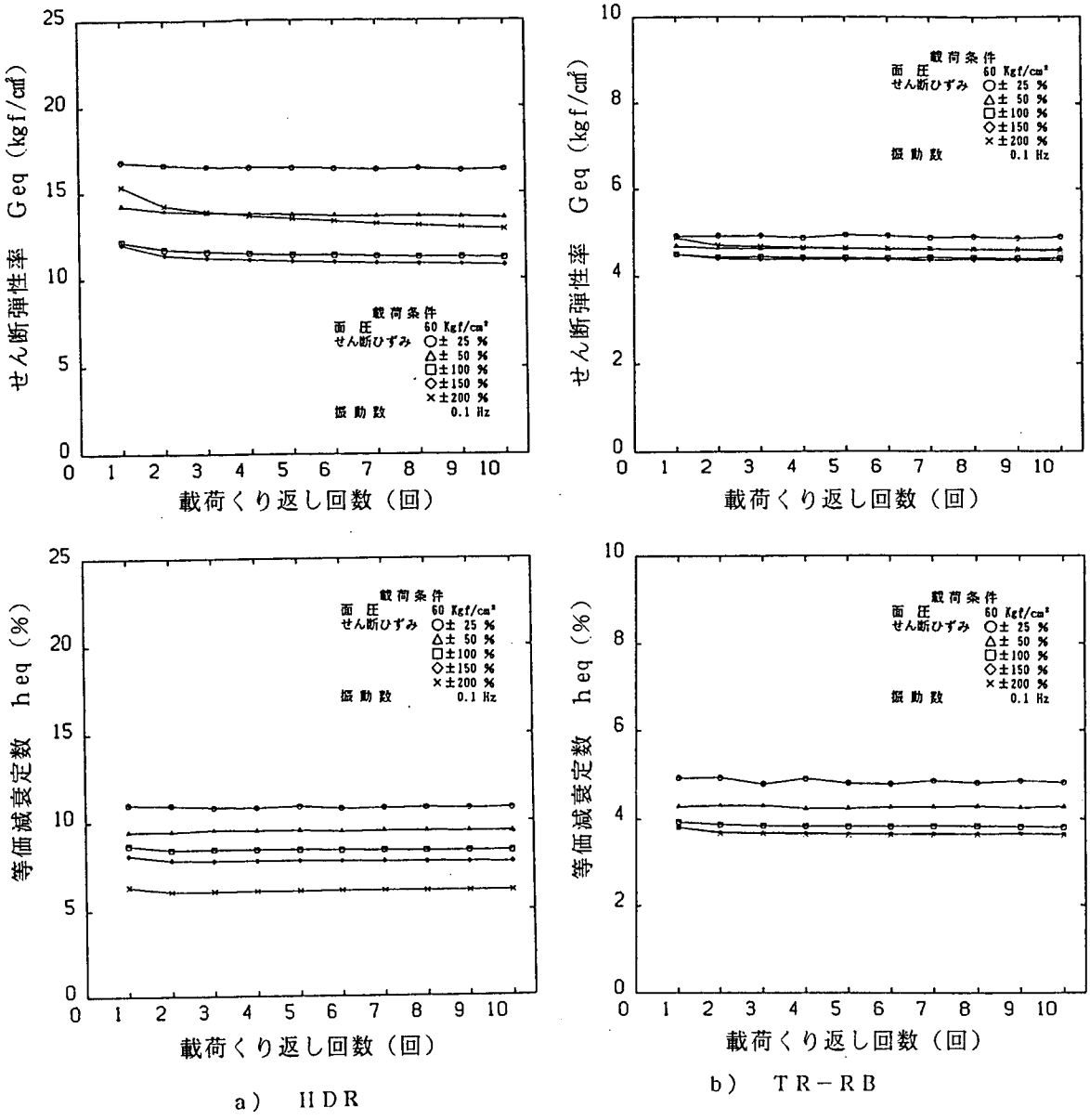


b） 面圧６０±２０kgf/cm²

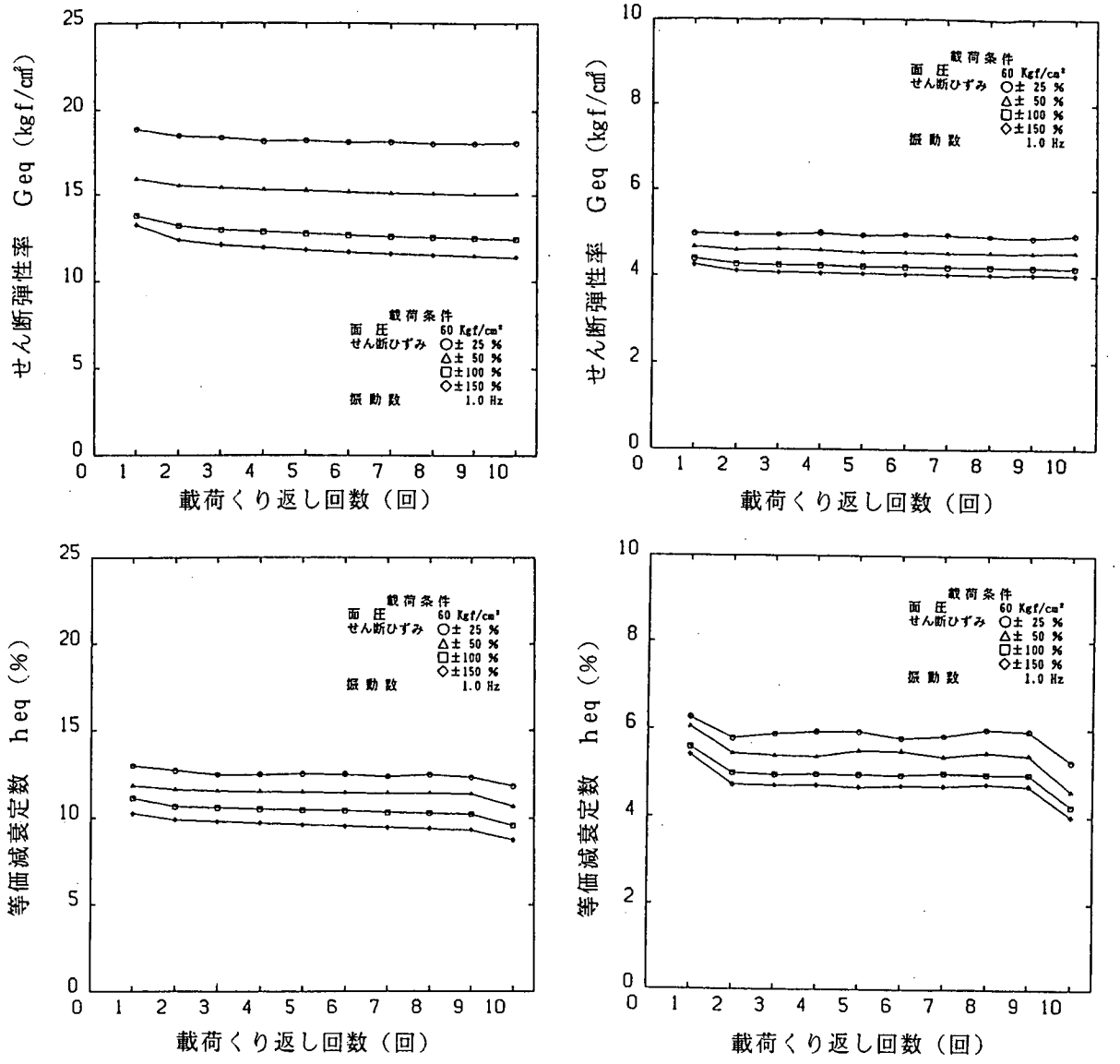
図－1.3.3.25 鉛直特性履歴曲線 （TR－RB）



図－1.3.3.26 繰返し載荷による安定性試験結果 シリーズ1（試験No.1～5）

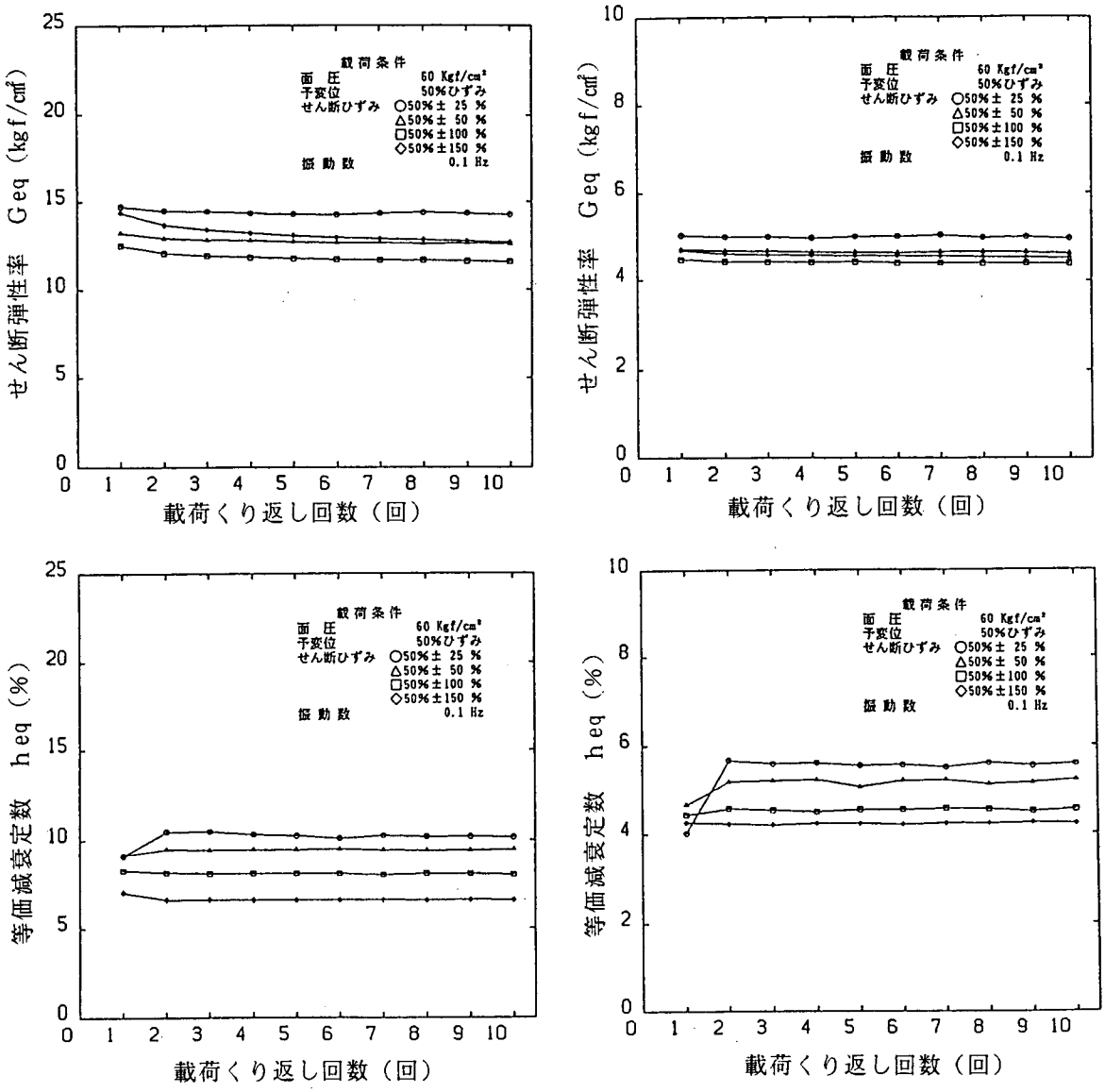


図－1.3.3.27 繰返し載荷による安定性試験結果 シリーズ2（試験No.6～10）



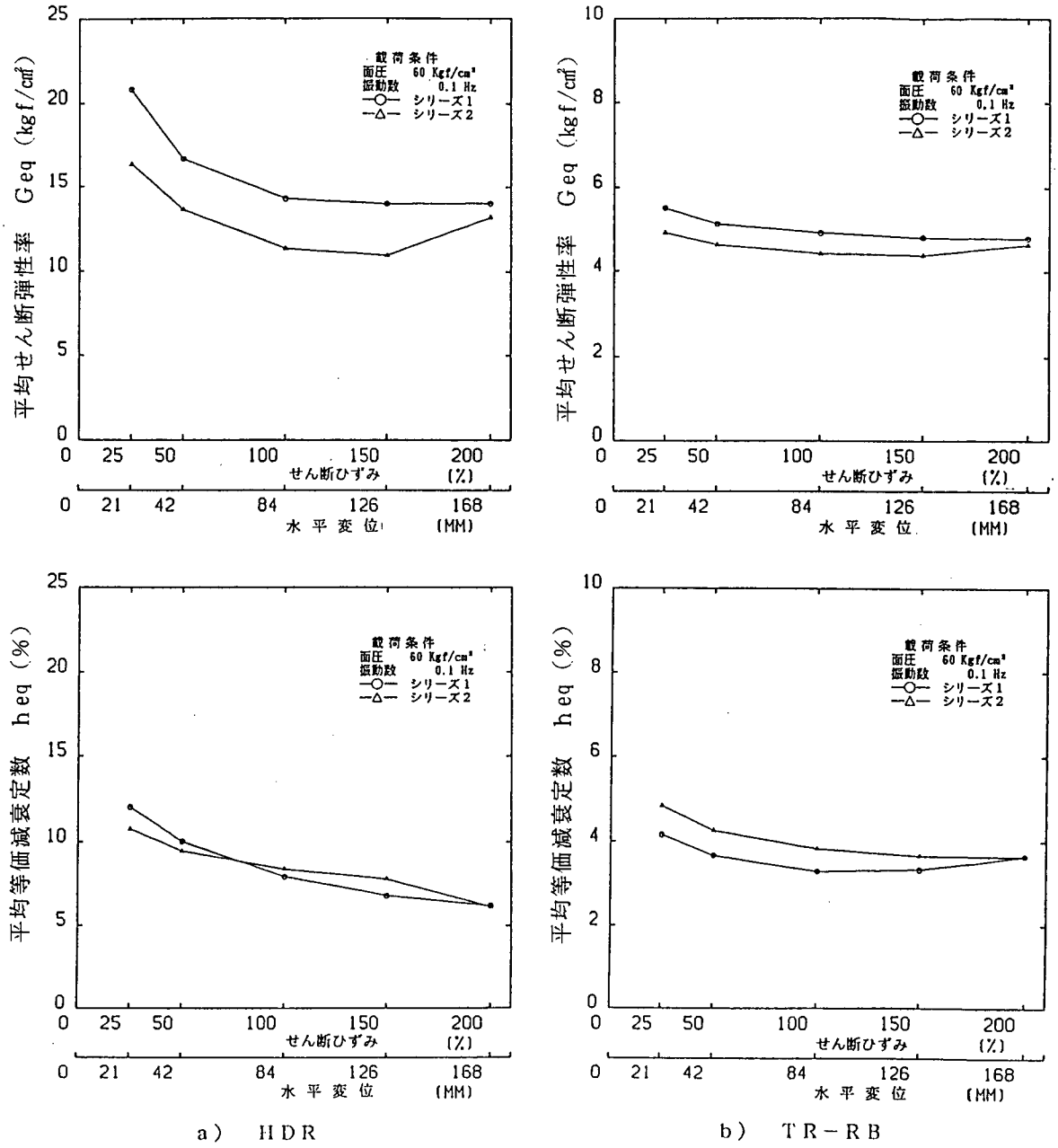
a） HDR　　b） TR－RB

図－1.3.3.28　繰返し載荷による安定性試験結果　シリーズ3（試験No.11～14）



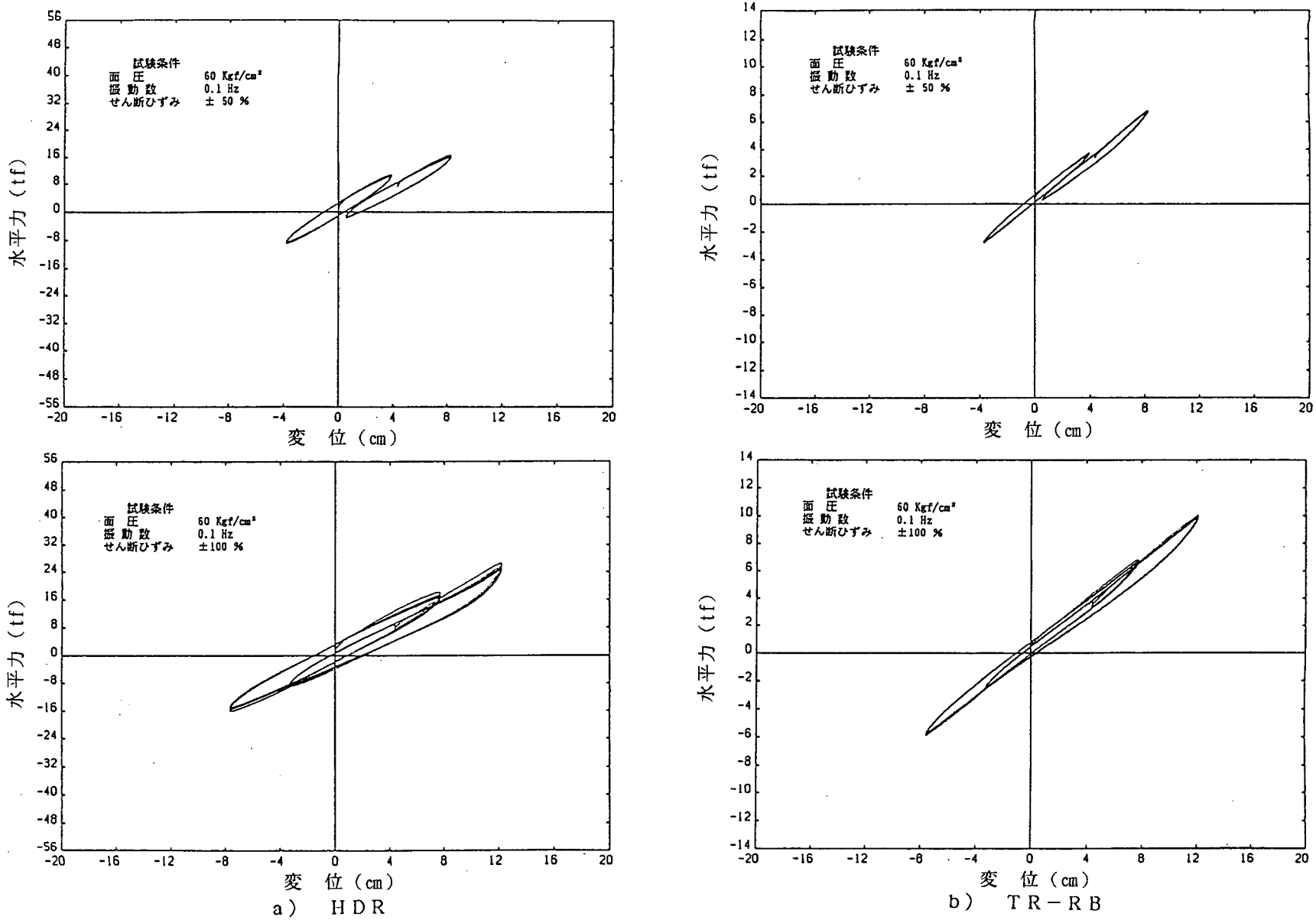
a） HDR　　b） TR－RB

図－1.3.3.29　繰返し載荷による安定性試験結果　シリーズ4（試験No.16～19）

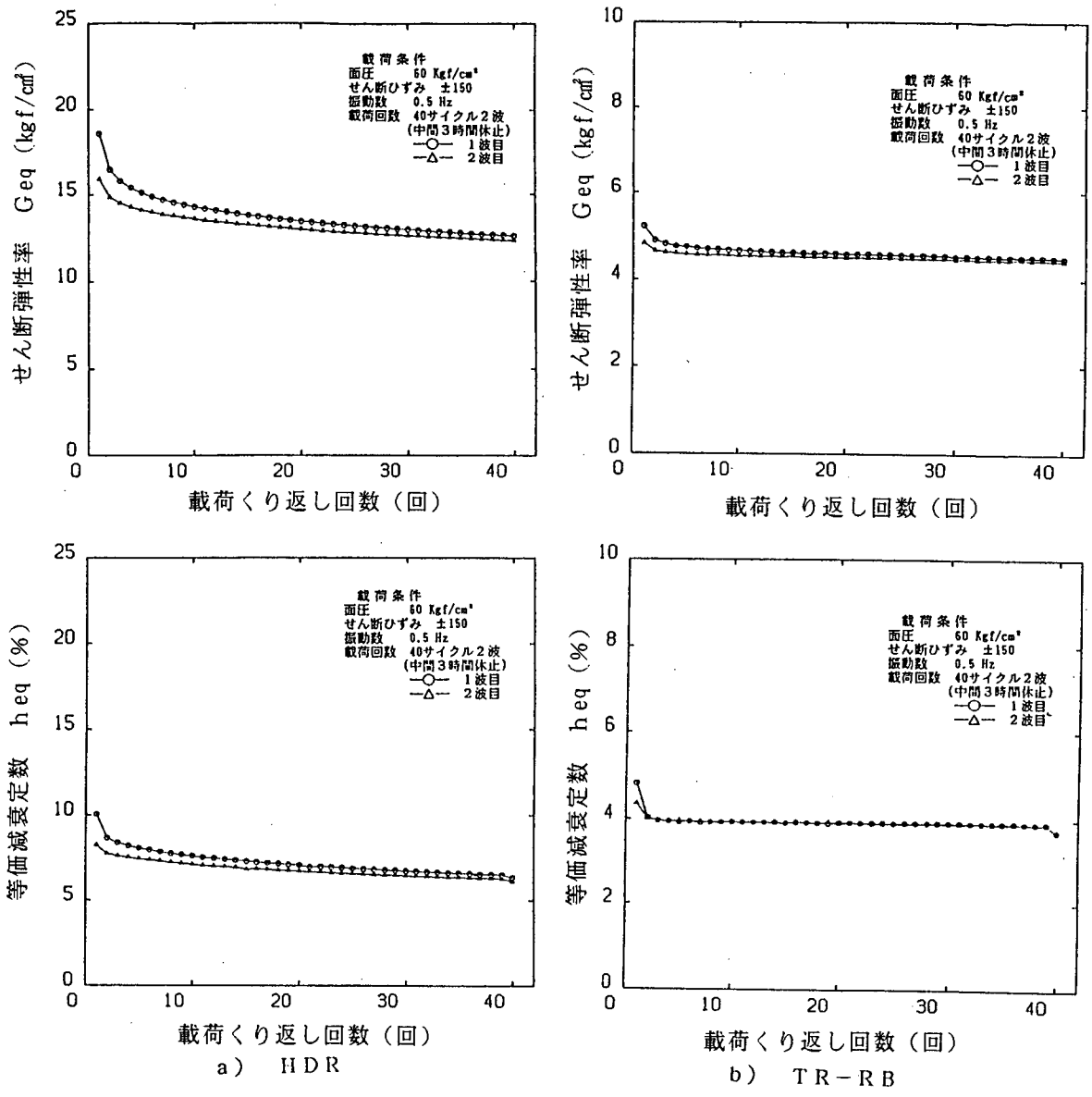


a) HDR　　b) TR－RB

図－1.3.3.30　平均せん断弾性率、平均等価減衰定数　～　変位（ひずみ）の関係



図－1.3.3.31 予変位0と予変位50％時の履歴曲線の対比



図－1.3.3.32 動的耐久特性実験結果（テストNo.40－1，40－2）

iii）考察

a．せん断特性実験（基本特性）

①繰り返し安定性

図－1.3.3.26～29に示すように、同一シリーズ内ではGeq，heq とも載荷回数の増加に伴い徐々に減少するが、3サイクル以降は安定してくる。この傾向は、シリーズ2でも同様であるが、特性の変化はシリーズ1の場合に比べて小さい。また、HDRに比べてTR－RBは非常に安定しており、10載荷の過程でほとんど変化がない。シリーズ1に比べて、シリーズ2はHDRの場合、全体的にGeq，heq が下がり履歴依存性が見られたが、TR－RBの場合ほとんど見られなかった。

②ひずみ依存性

図－1.3.3.30に示す様にＨＤＲはGeq，heq ともにひずみが大きくなるに従い減少する傾向にあるが、ひずみが 150％を超えるとハードニングが発生し始める傾向にある。ＴＲ－ＲＢはGeq，heq ともにひずみ依存性が小さくハードニングも小さい。

③履歴依存性

図－1.3.3.30に示す様にＨＤＲの場合、Geq は履歴依存性が見られるが（ただし、小ひずみでは大きく、大ひずみでは小さい。）heq は依存性が小さく安定している。ＴＲ－ＲＢの場合Geq，heq とも依存性が比較的小さく安定している。

④振動数依存性

ＨＤＲは振動数が大きくなるとGeq，heq ともに増大する傾向が見られる。ＴＲ－ＲＢはGeq はあまり変化しないがheq は大きくなる傾向が見られる。

表－1.3.3.15に0.1Hz（シリーズ２）と１Hz（シリーズ３）との各ひずみにおける比を示す。

表－1.3.3.15　振動数依存性（１Hz／0.1Hz）

ひずみ　（%）		25	50	100	150
HDR	Geq	1.10	1.11	1.12	1.06
	heq	1.10	1.14	1.16	1.13
TR－RB	Geq	1.00	0.98	0.95	0.91
	heq	1.10	1.07	1.11	1.11

⑤予変位依存性

ＨＤＲは 100％ひずみ内ではGeq，heq とも予変位依存性は見られないが、 150％ひずみでは予変位を与えた方がGeq は大きくなり、heq は小さくなる。ＴＲ－ＲＢはGeq は予変位依存性は見られないが、heq は予変位を与えた方が大きくなる。表－1.3.3.9 に予変位０（シリーズ２）と予変位50％（シリーズ４）との各ひずみにおける特性値の比を示す。

表－1.3.3.16　予変位依存性（予変位50％／予変位０）

ひずみ（%）		25	50	100	150
HDR	Geq	0.87	0.92	1.04	1.07
	heq	0.95	1.01	0.98	0.85
TR－RB	Geq	1.02	1.00	1.00	1.02
	heq	1.17	1.21	1.18	1.17

また図－1.3.3.31に予変位０と予変位50％の履歴曲線を対比させる。

b．せん断特性実験（耐久特性）

図－1.3.3.32に示すようにＨＤＲはGeq，heq ともに載荷回数が増えるに従って下がる傾向があるのに対しＴＲ－ＲＢは２載荷目以降ほとんど変化せず安定している。ＴＲ－ＲＢが表面温度で２～３℃しか上昇していないのに対しＨＤＲが８～10℃上昇していることが原因の一つとして考えられる。ＨＤＲの場合、シリーズ１に対しシリーズ２のGeq，heq が少し低下しているのに対し、ＴＲ－ＲＢはほとんど低下が見られないが、これは、履歴依存性およびＨＤＲが３時間放置中にＴＲ－ＲＢに比べて完全には放熱しなかったためと考えられる。

c．鉛直特性実験

表－1.3.3.11、表－1.3.3.14、図－1.3.3.24および図－1.3.3.25に示すように面圧０～80kgf/cm² の載荷では鉛直剛性はＨＤＲの場合133.0 ～134.3 tf/mm 、ＴＲ－ＲＢの場合42.4～43.4tf/mm である。これに対して面圧60±20kgf/cm² の載荷ではＨＤＲの場合197.3 ～202.9 tf/mm 、ＴＲ－ＲＢの場合55.6～56.1tf/mm となり、面圧60±20kgf/cm² の方が鉛直剛性は高くなる傾向にあるが、各領域ではばらつきが小さく安定した特性が得られた。

d．供試体形状による特性値への影響および等価剛性Keq （およびせん断弾性率Geq ）による減衰への影響

一斉共通実験の結果はＨＤＲ，ＴＲ－ＲＢともに社内におけるスケールモデル実験結果よりもGeq は高く、heq は低い値が出た。材料はスケールモデルと同一であることから主に形状による影響と考えられる。詳細は１．１．２高減衰ゴム支承（その２）の(5)において述べているが、以下の様な考察をした。

① heq は１次形状係数（Ｓ１）が大きくなるに従って下がる傾向にある。（図－1.1.3.33）

② 同一材料でＳ１が同じである場合、heq は受圧面積とゴム総厚との比AL／te×ｎが大きくなるに従って下がる傾向にある。（図－1.1.3.34）

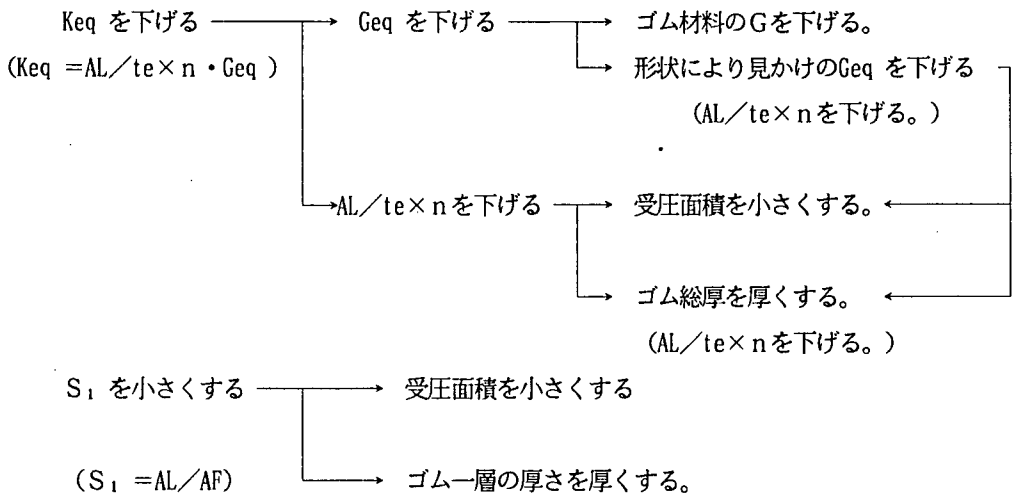
③ （見かけの）せん断弾性率Geq はAL／te×ｎが大きくなるに従って上がる傾向にある。（図－1.1.3.35）

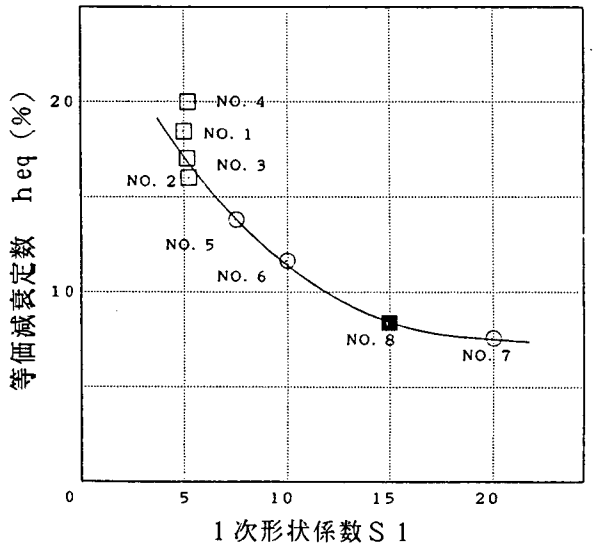
④ 図－1.1.3.36において同一ひずみで吸収エネルギーΔW（履歴曲線で囲まれた面積）が等しい場合、Keq が高い程ΔＡＢＣの面積は大きくなりheq ＝１／π・ΔW／Wは小さくなる。

今回は吸収エネルギーに対しKeq が高すぎるためheq が低くなったと考えられる。

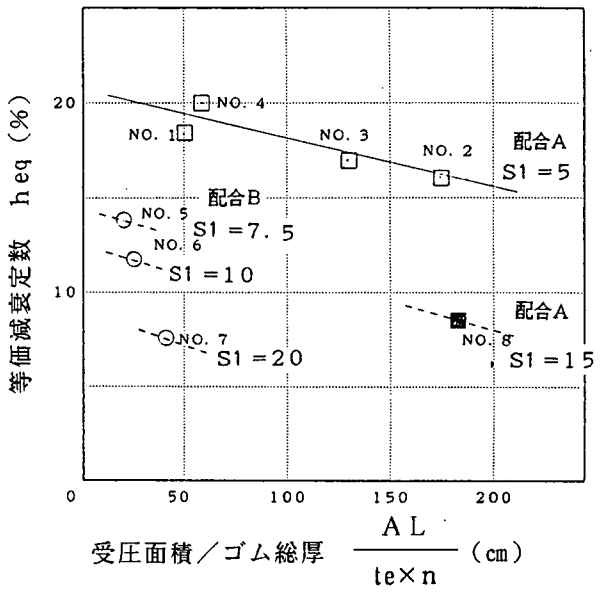
①～④に対してheq を上げるための方策を表－1.1.3.17に示す。

表－1.1.3.17　減衰を上げるための方策

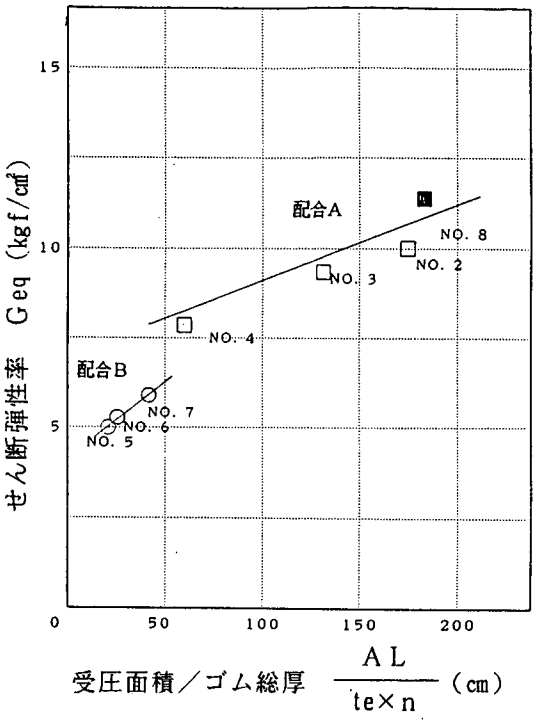




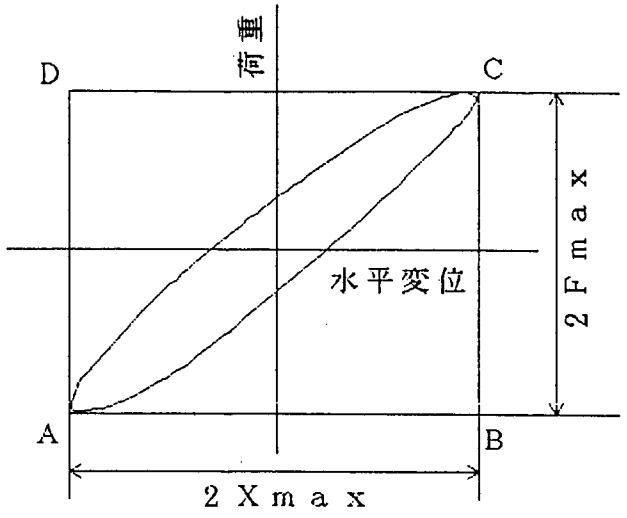
図－1.3.3.33　1次形状係数依存性
（等価粘性減衰定数）



図－1.3.3.34　受圧面積／ゴム総厚依存性
（等価粘性減衰定数）



図－1.3.3.35 受圧面積／ゴム総厚依存性
(せん断弾性率)



図－1.3.3.36 履歴曲線

以上の考察について平成3年度はＨＤＲはスケールモデルにて確認実験を行う予定である。ＴＲ－ＲＢについてもスケールモデルにて形状の影響およびスケールによる影響を調べる予定である。

今回の実験では、目標に対し、Geq が高く、heq が低いという結果が出たが、角形の大型品で、静的に200％、動的に 150％せん断ひずみを与えても十分変形に耐え得ることが確認できた。

＜民側担当会社＞　　東洋ゴム工業株式会社

(3) 高減衰ゴム支承（その３）

ｉ）供試体形状

共通テストに用いた供試体は、常時設計反力23.9tf（支圧応力度60kgf/cm² ），等価減衰比が15％程度となることを目標とした高減衰ゴム積層体である。これは、下記条件の橋に用いることを想定した免震装置の1/5 スケールモデルである。

①想定した道路橋の仕様

ｏ橋の形式、規模６径間連続ＰＣボックスガーター　ｏ免震装置設計目標　反　　力：520tf

40.86×６m　　固有周期：1.34sec

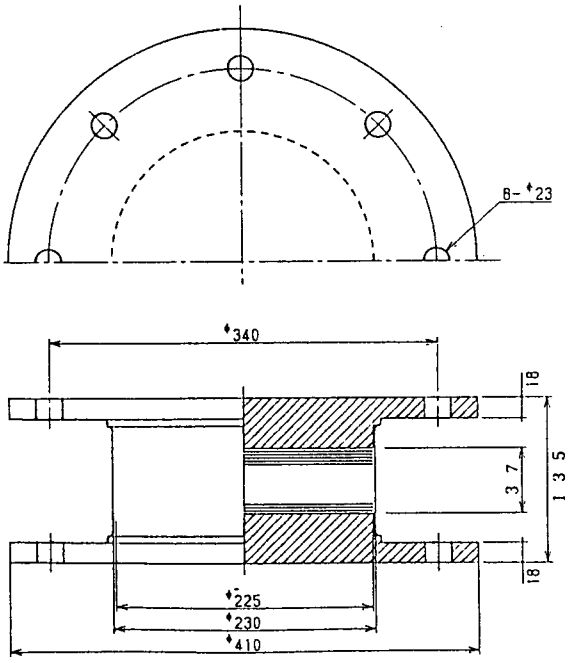
減衰定数：0.15

②供試体の仕様

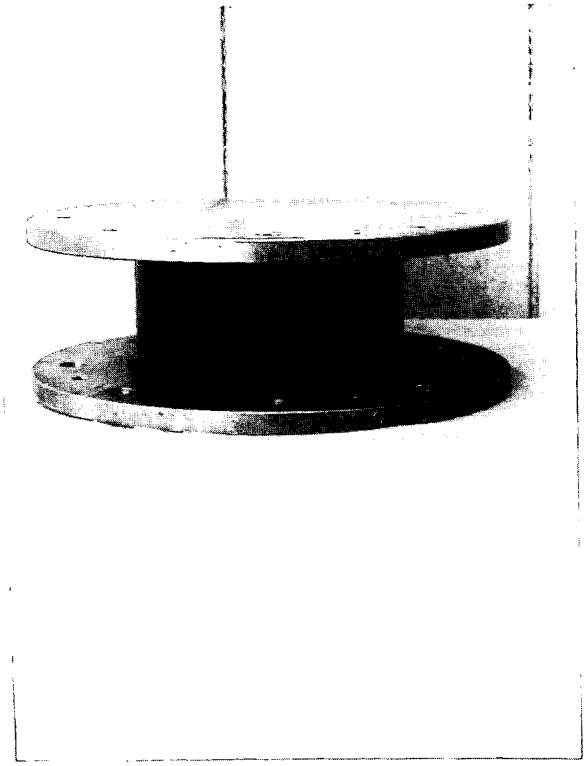
ゴム厚　　3.75mm×８層＝30mm

内部鋼板　　１mm×７枚＝７mm　　供試体数　２体　（A，B）

供試体の高減衰ゴム支承を図－1.3.3.37と写真－1.3.3.3 に示す。



図－1.3.3.37　高減衰ゴム支承供試体



写真－1.3.3.3　高減衰ゴム支承供試体

ii）試験結果

①予変位による影響

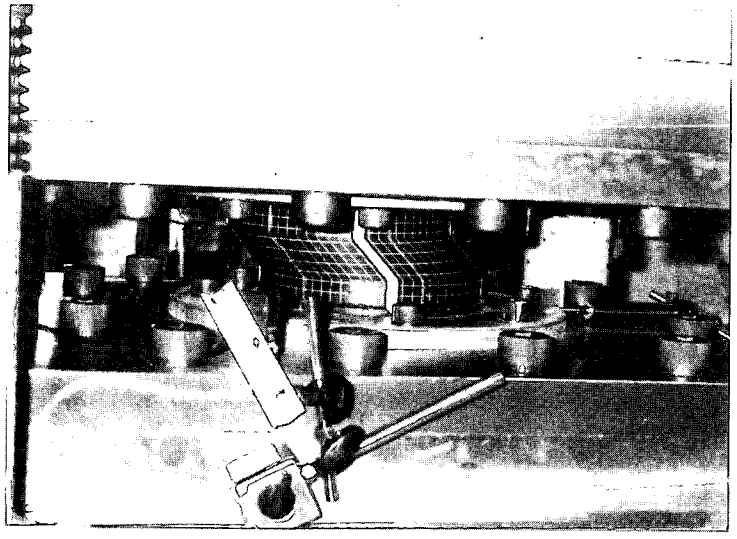
静的に50％のせん断ひずみをかけた状態で、せん断ひずみ±25～150 ％で加振したときのせん断特性を測定した。図－1.3.3.46, 図－1.3.3.47にせん断ひずみ50％と 100％における履歴曲線を予変位の無いものと比較して示す。また、予変位を与えた状態で得られたせん断弾性率と等価減衰定数を3～10回目載荷の平均値で図－1.3.3.48に示す。この結果、履歴曲線は 100％振幅の試験で予変位との合成ひずみが大きくなる側で、多少のハードニングが見られるが、全体に同形状のものが得られた。せん断弾性率と等価減衰定数のせん断ひずみと載荷回数に対する傾向も、図1-3-3 と比較してみると同様な傾向を示しており、せん断弾性率の値は、予変位の有無による差が平均3％程度であり、等価減衰定数もその差は4％程度である。

②耐久性

せん断ひずみを経験していない供試体に、± 150％のせん断ひずみを40回づつ2シリーズ計80回の繰り返し加力を与え、せん断弾性率と等価減衰定数の変化を測定した。この結果、図－1.3.3.49に示すようにせん断弾性率、等価減衰定数ともに繰り返し回数が増えるに従いその値は減少する傾向を示した。また、40回載荷後3時間休止して再開した2シリーズ目の試験では、せん断弾性率、等価減衰定数とも41回目の値が初期の4～10回の平均値程度に回復していることが観測された。前半の40回載荷で得られた履歴曲線を図－1.3.3.50に、後半の40回載荷で得られた履歴曲線を図－1.3.3.51に示す。

③圧縮特性

無負荷から最大荷重時支圧応力（0～80kgf/cm² ）までの鉛直繰り返し載荷による圧縮剛性と、死荷重による面圧を中心に最大荷重を振幅上限とする支圧応力（60±20kgf/cm² ）による鉛直繰り返し載荷での圧縮剛性を測定した。この結果、それぞれ 135.3～140.0tf/mmおよび 138.0～141.7tf/mmの圧縮剛性が得られた。（表－1.3.3.21）



写真－1.3.3.4　試験状況

表－1.3.3.19　基本特性結果

テストNo.	振動数 Hz	計画 面圧 kgf/cm²	計画 せん断ひずみ率 %	実験結果 平均面圧 kgf/cm²	平均せん断変位 ひずみ率 %	平均せん断変位 変位 mm	せん断特性(1) せん断弾性率 (Geq) kgf/cm² 1サイクル	3サイクル	10サイクル	4～10平均	等価減衰定数 (Heq)% 1サイクル	3サイクル	10サイクル	4～10平均
1	0.1	60	±25	63.7	22.3	6.7	71.0	57.0	51.0	52.7	19.7	14.4	13.0	13.4
				21.2			1.35	1.08	0.97	1.0	1.47	1.07	0.97	1.0
2			±25	59.5	45.7	13.7	39.6	32.2	28.5	29.5	17.2	14.3	13.4	13.6
				19.8			1.34	1.09	0.96	1.0	1.26	1.05	0.98	1.0
3			±100	72.5	92.0	27.6	24.4	19.0	16.6	17.3	17.3	14.6	13.5	13.9
				24.1			1.42	1.10	0.96	1.0	1.25	1.06	0.98	1.0
4			±150	74.0	139.0	41.7	18.8	14.9	13.1	13.6	14.4	13.4	12.7	12.9
				24.6			1.39	1.10	0.96	1.0	1.12	1.04	0.98	1.0
5			±200	75.2	185.3	55.6	16.8	13.4	11.7	12.2	12.4	11.9	11.4	11.7
				25.0			1.38	1.10	0.96	1.0	1.06	1.02	0.98	1.0
6	0.1	60	±25	73.7		6.9	19.0	18.4	18.3	18.5	17.7	16.9	15.8	16.1
				24.5	23.0		1.03	1.00	0.99	1.0	1.10	1.05	0.99	1.0
7			±25	71.9		13.8	16.2	14.7	14.1	14.4	15.7	15.9	15.9	15.6
				23.9	46.0		1.12	1.02	0.98	1.0	1.01	1.02	1.00	1.0
8			±100	73.7		27.8	12.0	11.1	10.7	10.8	16.4	15.8	15.2	15.4
				24.5	92.7		1.11	1.02	0.99	1.0	1.06	1.02	0.99	1.0
9			±150	75.2		41.8	11.4	10.4	10.0	10.1	14.5	14.0	13.6	13.8
				25.0	139.3		1.12	1.03	0.99	1.0	1.05	1.02	0.99	1.0
10			±200	76.1		55.7	13.9	12.3	11.5	11.8	11.3	10.8	10.6	10.7
				25.3	185.7		1.18	1.05	0.98	1.0	1.06	1.01	0.99	1.0
11	1.0	60	±25	74.6		6.6	22.4	21.3	21.1	21.1	17.1	16.5	16.0	16.4
				24.8	22.0		1.06	1.01	1.00	1.0	1.04	1.01	0.97	1.0
12			±25	72.5		13.3	18.5	16.6	16.4	16.3	17.0	16.6	15.3	16.3
				24.1	44.3		1.14	1.01	1.00	1.0	1.04	1.02	0.94	1.0
13			±100	74.0		26.9	13.7	12.2	11.6	11.8	18.2	17.0	16.0	17.0
				24.6	89.7		1.17	1.04	0.99	1.0	1.07	1.00	0.95	1.0
14			±150	75.8		40.3	12.4	11.0	10.4	10.6	17.1	15.9	14.8	15.6
				25.2	134.3		1.17	1.04	0.98	1.0	1.10	1.02	0.95	1.0
15			±200											
16	0.1	60	50±25	72.8		7.0	18.8	17.9	17.6	17.8	15.4	16.7	15.8	16.0
				24.2	23.3		1.06	1.01	0.99	1.0	0.97	1.04	0.99	1.0
17			±50	74.3		13.9	14.8	13.9	13.6	13.7	16.0	16.4	16.4	16.4
				24.7	46.3		1.08	1.02	0.99	1.0	0.98	1.00	1.00	1.0
18			±100	75.8		27.9	12.9	11.9	11.6	11.6	14.8	14.6	14.4	14.6
				25.2	93.0		1.11	1.03	0.99	1.0	1.01	1.00	0.98	1.0
19			±150	76.1		41.9	14.0	12.6	12.0	12.2	12.2	11.8	11.6	11.7
				25.3	139.7		1.15	1.04	0.98	1.0	1.05	1.01	1.00	1.0

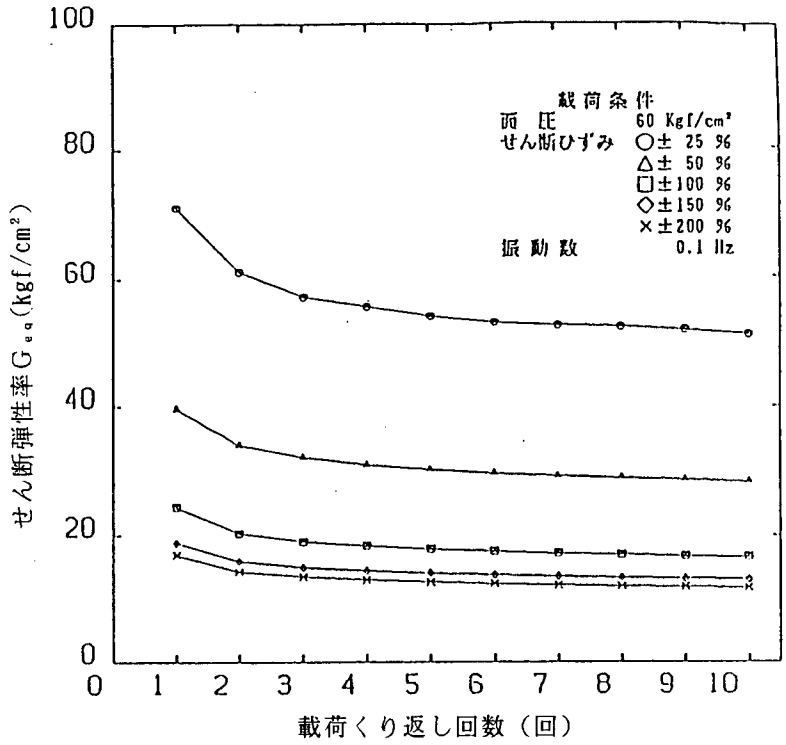
表－1.3.3.20　耐久性実験結果

テストNo.	振動数 Hz	計画 面圧 kgf/cm²	計画 せん断ひずみ率 %	実験結果 平均面圧 kgf/cm²	平均せん断変位 ひずみ率 %	平均せん断変位 変位 mm	せん断特性 せん断弾性率 (Geq) kgf/cm² 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均	等価減衰定数 (Heq) % 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均
40－1	0.5	60	±150	78.8		41.6	22.3	15.4	13.1	12.3	11.9	11.6	13.7	22.3	15.9	14.3	13.5	13.2	12.6	14.8
				64.8			1.63	1.13	0.95	0.90	0.87	0.85	1.0	1.50	1.08	0.97	0.91	0.89	0.85	1.0
40－2	0.5	60	±150	78.2		42.0	15.6	13.5	12.6	12.1	11.8	11.6	12.8	14.6	13.3	13.0	12.7	12.5	12.2	13.0
				67.1			1.22	1.05	0.98	0.94	0.92	0.90	1.0	1.12	1.02	0.99	0.97	0.96	0.94	1.0

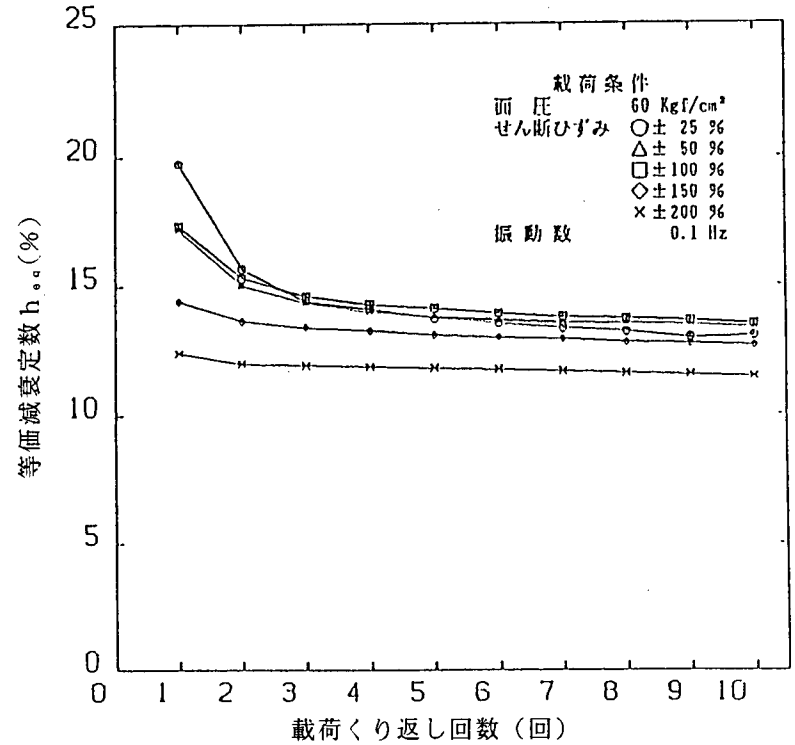
表－1.3.3.21　鉛直変位特性結果

テストNo.	計画面圧 kgf/cm²	実験結果 面圧 kgf/cm² 最小	面圧 kgf/cm² 最大	圧縮変位 mm 最小	圧縮変位 mm 最大	圧縮剛性(KV) tf/mm
V 1	0⇔80	-0.3	80.2	0.0	0.24	135.3
V 2	0⇔80	-0.2	82.7	0.0	0.23	140.0
V 3	0⇔80	-0.2	80.3	0.0	0.23	138.6
V5－1	60±20	44.3	80.0	0.14	0.24	141.7
V5－2	60±20	44.6	80.3	0.14	0.24	138.0
V5－3	60±20	44.6	80.0	0.15	0.25	141.5
V5－4	60±20	44.7	80.8	0.15	0.25	139.1
V5－5	60±20	44.0	80.0	0.15	0.25	140.3

A＝397.6cm²



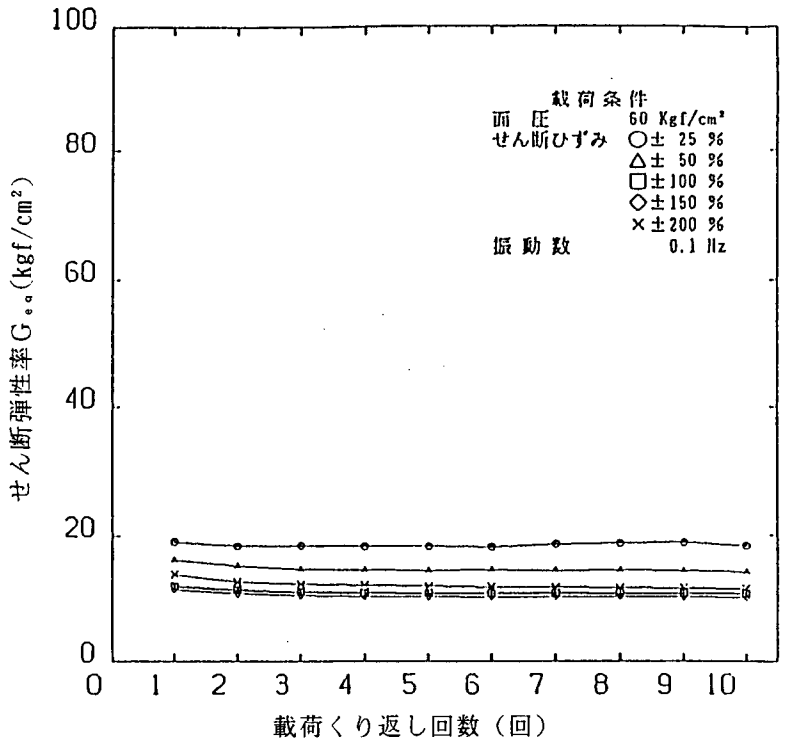
（a）せん断弾性率－繰り返しサイクル



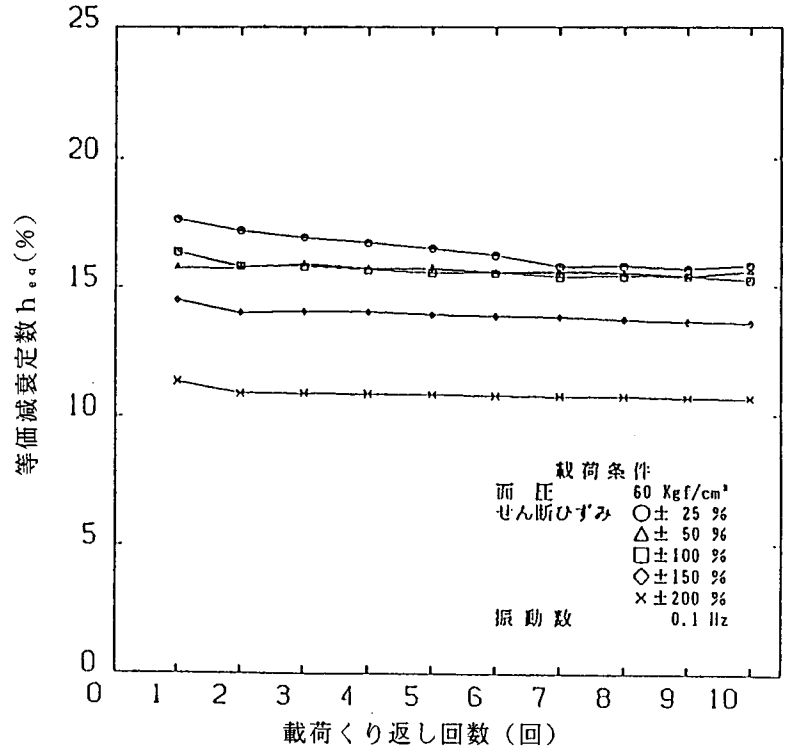
（b）等価減衰定数－繰り返しサイクル

図－1.3.3.39 繰り返し載荷による安定性試験結果　シリーズ1（試験No.1～5）

（ひずみ未経験）

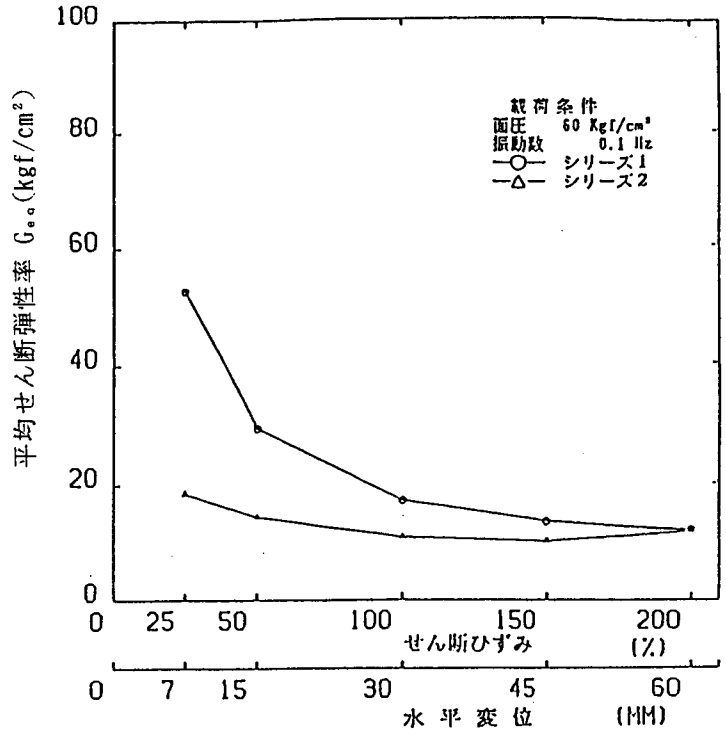


（a）せん断弾性率－繰り返しサイクル

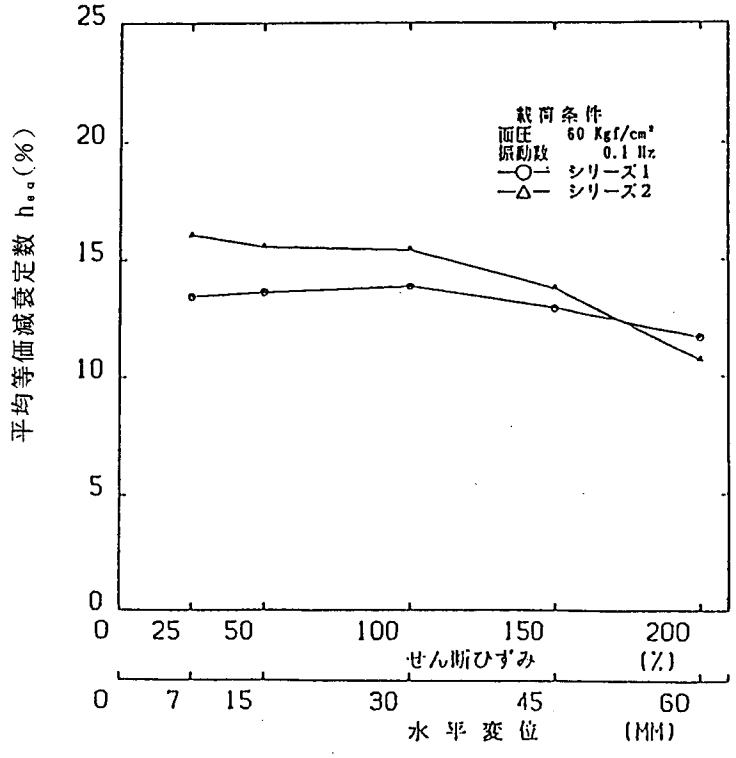


（b）等価減衰定数－繰り返しサイクル

図－1.3.3.40 繰り返し載荷による安定性試験結果 シリーズ2（試験No.6～10）
（200%ひずみ経験後）

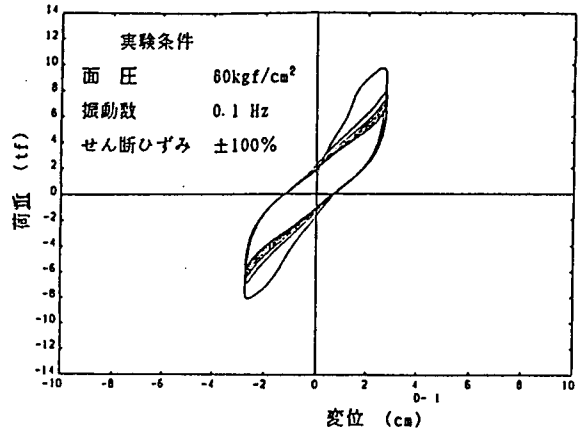


（a）平均せん断弾性率－せん断ひずみ

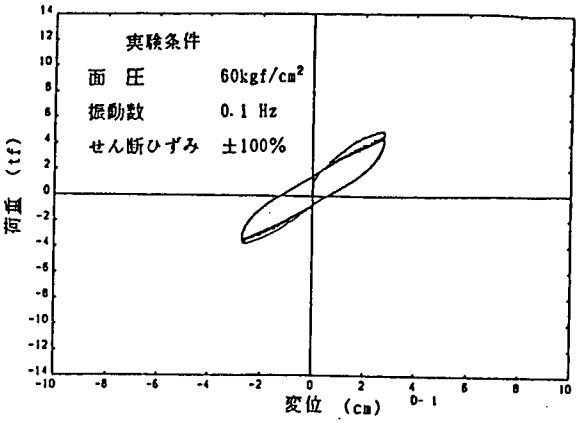


（b）平均等価減衰定数－せん断ひずみ

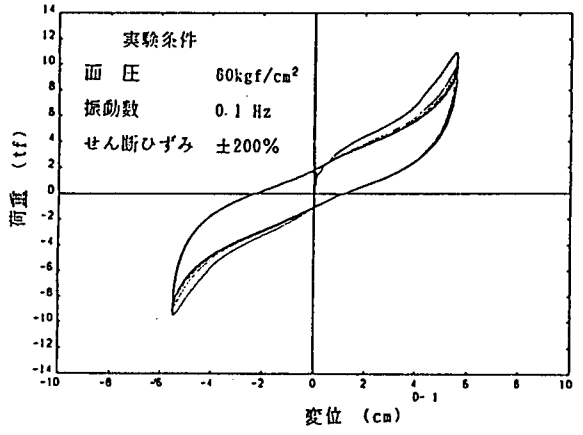
図－1.3.3.41　平均せん断弾性率、平均等価減衰定数の変位（ひずみ）依存と荷重履歴依存



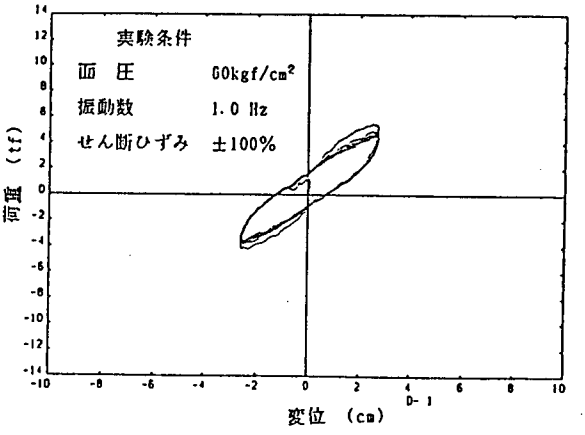
図－1.3.3.42　100%ひずみ履歴曲線
（ひずみ経験前）



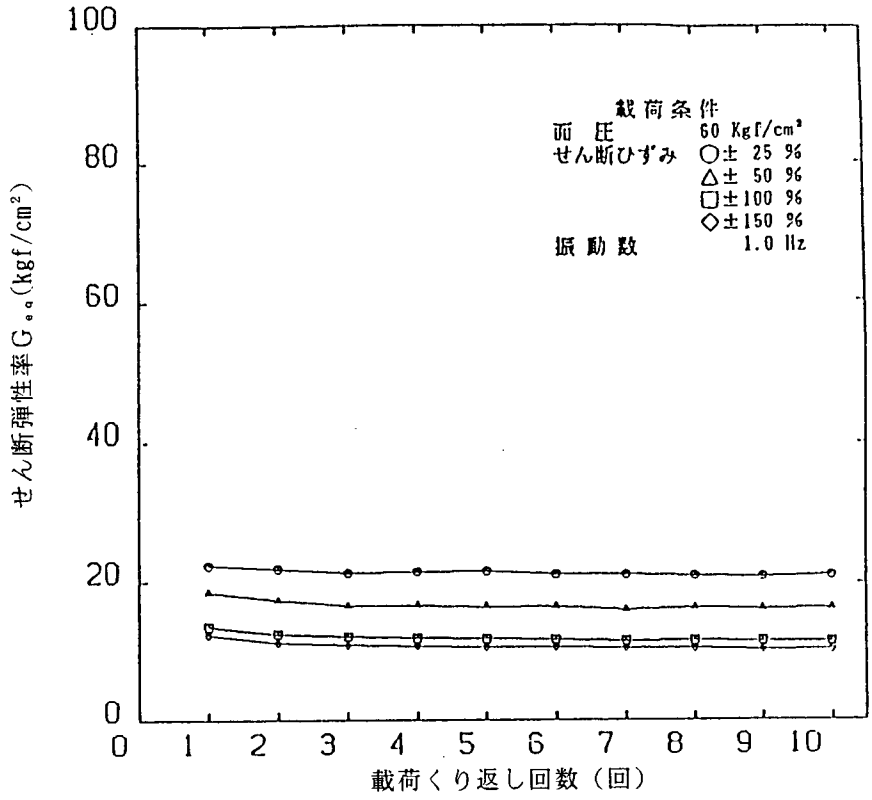
図－1.3.3.43　100%ひずみ履歴曲線
（ひずみ経験後）



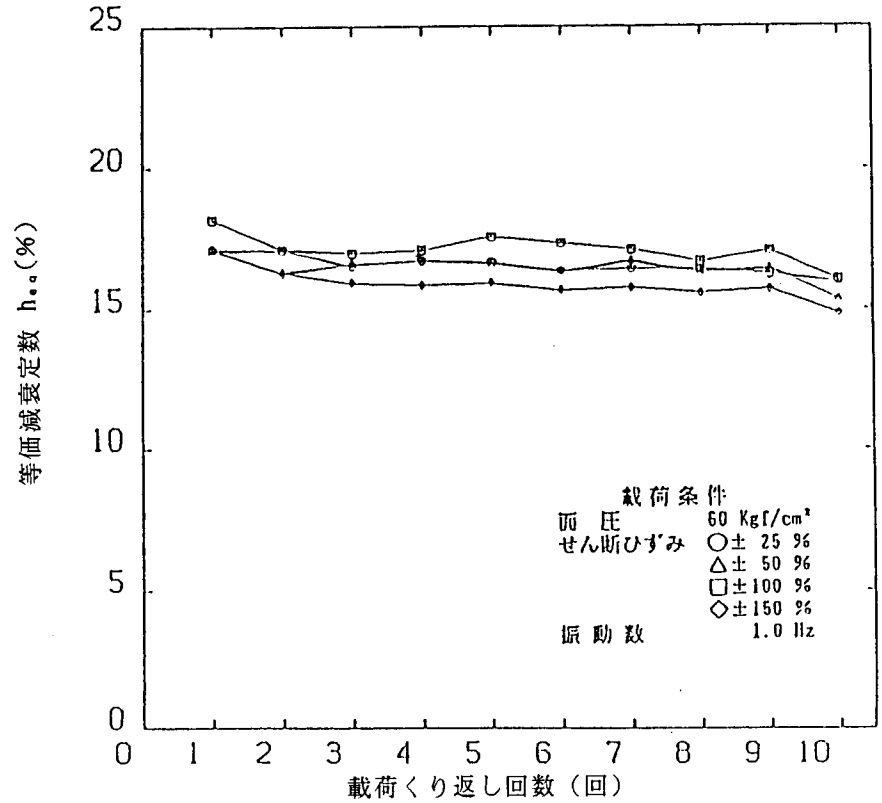
図－1.3.3.44　200%ひずみ履歴曲線



図－1.3.3.46　100%ひずみ履歴曲線
（1 Hz加力）

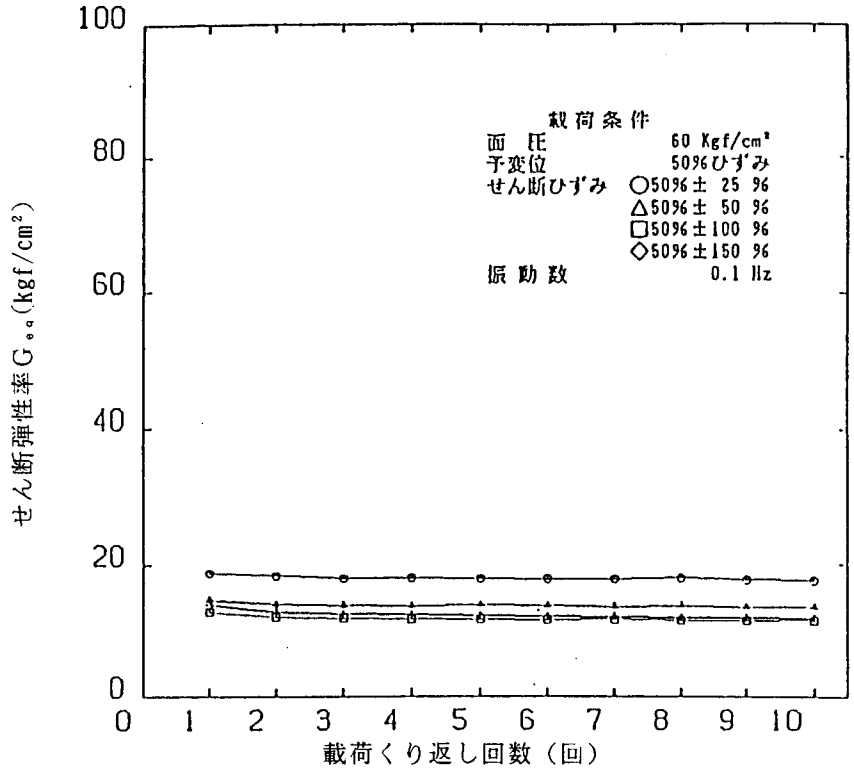


（a）せん断弾性率－繰り返しサイクル

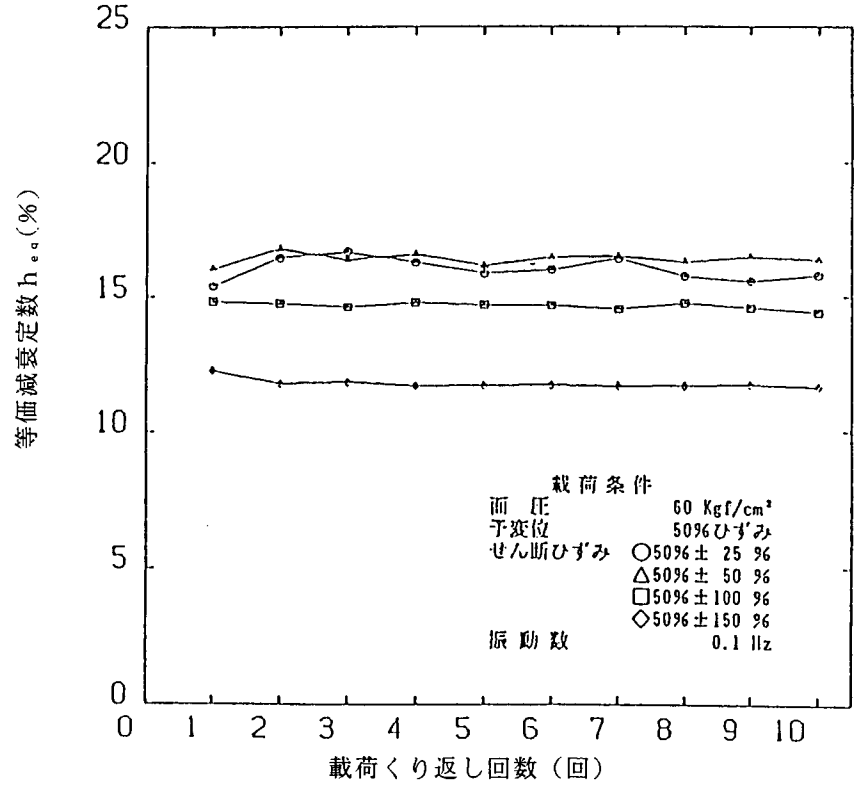


（b）等価減衰定数－繰り返しサイクル

図－1.3.3.45 繰り返し載荷による安定性試験結果　シリーズ3（試験No.11～14）

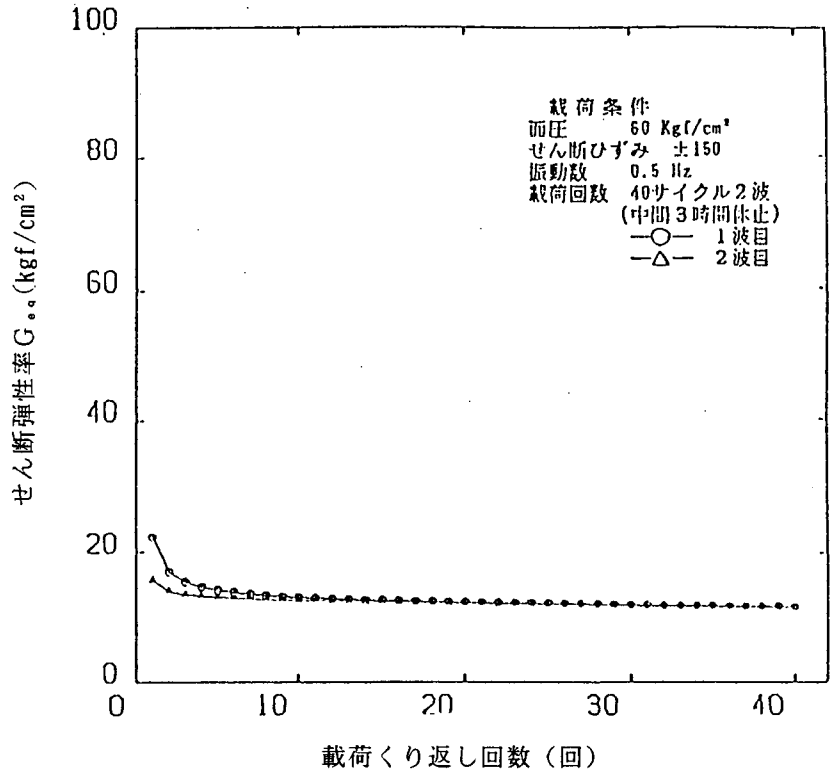


（a）せん断弾性率－繰り返しサイクル

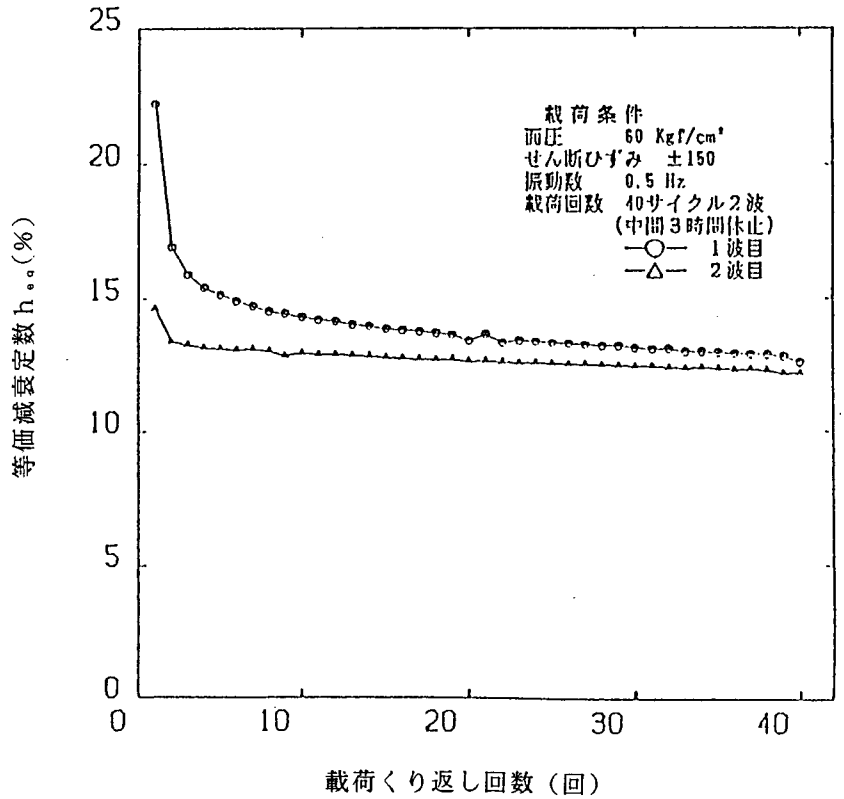


（b）等価減衰定数－繰り返しサイクル

図－1.3.3.48 予変位下のせん断弾性率、等価減衰定数　シリーズ4（試験No.16～19）

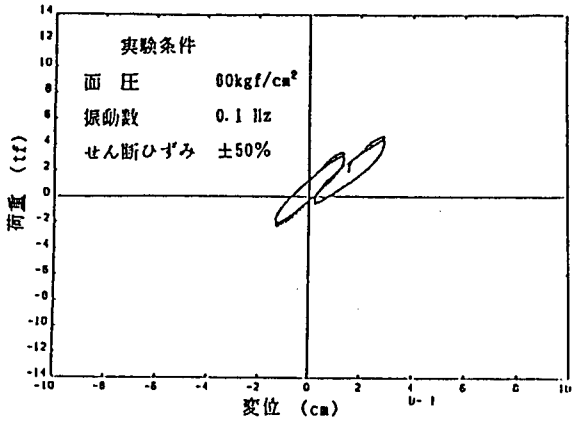


（a）せん断弾性率－繰り返しサイクル

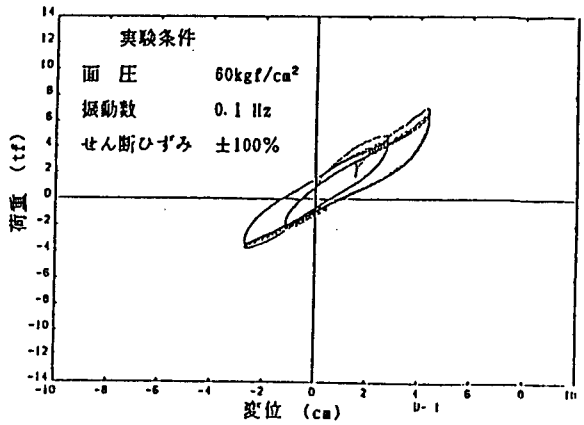


（b）等価減衰定数－繰り返しサイクル

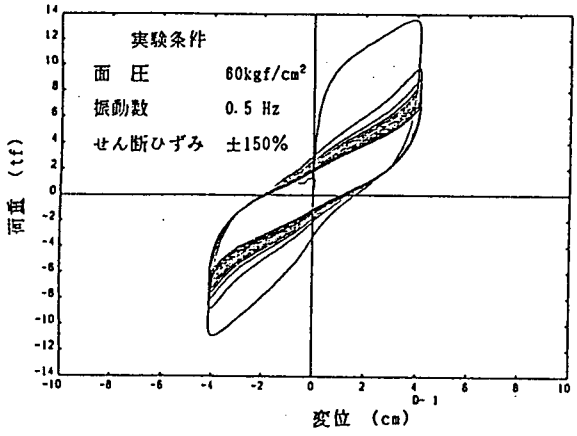
図－1.3.3.49 動的繰り返しせん断試験結果（試験No.40－1，40－2）



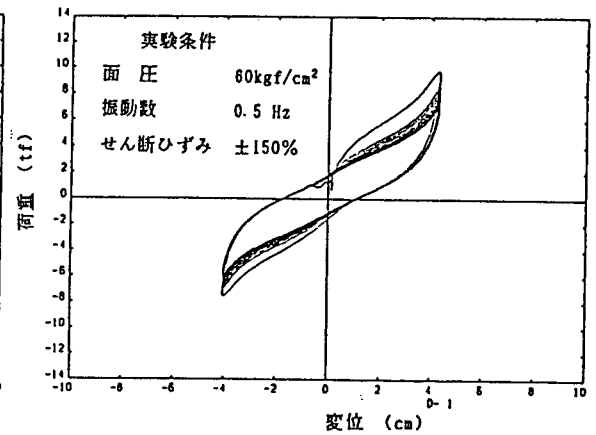
図－1.3.3.50　予変位0と予変位50%時の履歴曲線の対比
（ひずみ±50%）



図－1.3.3.51　予変位0と予変位50%時の履歴曲線の対比
（ひずみ± 100%）



図－1.3.3.52　150%ひずみ履歴曲線
（0～40サイクル）



図－1.3.3.53　150%ひずみ履歴曲線
(41～80サイクル)

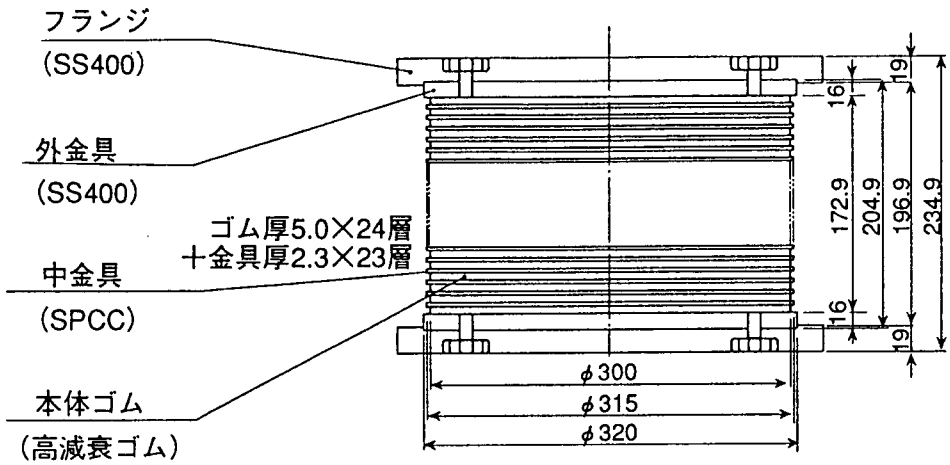
＜民側担当会社＞　株式会社ブリヂストン

(4) 高減衰ゴム支承（その4）

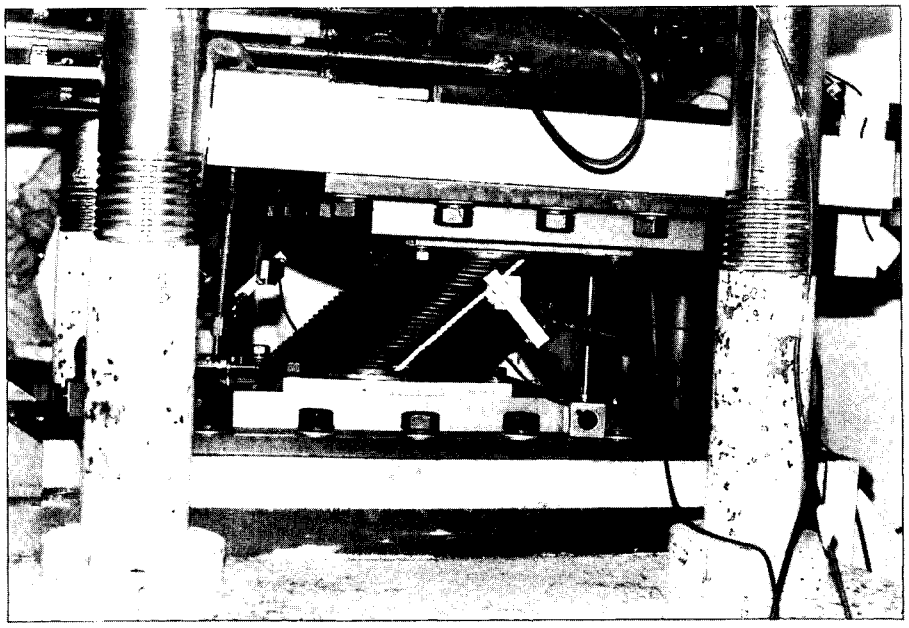
i）高減衰ゴム支承の概要

平成2年度の計画として、φ400 スケールモデルによる実験を計画したが、共通試験機能力の関係および開発研究段階であるため本体ゴムのせん断変形が確認できる非被覆型のφ300 スケールモデルにて試験を実施した。

φ300 高減衰ゴム支承の本体ゴムには、道路橋用積層ゴム支承に適した減衰性能を有するゴムを使用し、その概要図を図－1.3.3.52に、水平復元力試験における 200%変形状況を写真－1.3.3.5 に示す。



図－1.3.3.52　φ300 高減衰ゴム支承



写真－1.3.3.5　水平復元力特性 200%変形状況

ii）試験結果

建設省土木研究所において実施された一斉共通実験にて下記特性が確認された。

結果図表一覧を表－1.3.3.22に示す。

表－1.3.3.22　高減衰ゴム支承共通試験結果

		表	図
水平復元力特性	基本特性	表－1.3.3.23	図－1.3.3.53 図－1.3.3.56～62
	疲労特性	表－1.3.3.24	図－1.3.3.54 図－1.3.3.63
鉛直特性	圧縮特性	表－1.3.3.25	図－1.3.3.55
高減衰ゴム支承の温度上昇		表－1.3.3.26	―――

a．水平復元力特性　基本特性試験

①繰り返し載荷による影響

図－1.3.3.53および図－1.3.3.56～59にせん断ひずみ率±25～200 %を10サイクル繰り返した時の水平復元力特性を示す。

3サイクル以降は安定した特性を示すことがわかる。

②ひずみ依存性および履歴依存性

図－1.3.3.62に平均せん断弾性率および平均等価減衰定数と変位（ひずみ）の関係を示す。

図から、せん断弾性率Geq はせん断ひずみ率（%）が大きくなるほど減少しせん断ひずみ率100 %～ 200%でほぼ安定する。等価減衰定数heq もせん断ひずみ率が大きくなるほど減少する傾向にある。

また、繰り返し履歴では、せん断弾性率Geq はせん断ひずみ率が小さくなるほどその依存性が大きく、せん断ひずみ率 200%でほぼ一致し、等価減衰定数heq は履歴依存性が少なく安定し、せん断ひずみ率 200%でほぼ一致することがわかる。

③振動数依存性

表－1.3.3.23のテストNo.6～10およびテストNo.11～13より振動数0.1Hzと1.0Hzを比較すると、せん断弾性率Geq 、等価減衰定数heq ともに1.0Hzの方が大きくなる傾向を示す。

④予変位による影響

表－1.3.3.23および図－1.3.3.59～61の予変位50%からの水平復元力特性と予変位無しでの水平復元力特性を比較すると、履歴曲線では予変位50%からの特性に多少のハードニングがみられるが、せん断弾性率Geq ，等価減衰定数heq 等の傾向は予変位無しでの試験と同様であり、予変位の特性への影響は少ないことがわかる。

b．水平復元力特性（耐久性試験）

表－1.3.3.24、図－1.3.3.54および図－1.3.3.63に耐久性実験結果を示す。

せん断弾性率Geq，等価減衰定数heq ともに2シリーズ目が低下しているが、1，2シリーズ目ともに3回目載荷以降安定した特性を示している。

c．鉛直特性　圧縮特性試験

表－1.3.3.25および図－1.3.3.55に圧縮特性を示す。

面圧0～80kgf/cm² と面圧60±20kgf/cm² を比較すると、面圧60±20kgf/cm² での鉛直剛性が20～30%大きい結果となった。

d．供試体表面温度上昇測定

表－1.3.3.26に水平復元力特性試験での供試体表面温度上昇結果を写真－1.3.3.6 に測定風景を示す。

本高減衰ゴムは温度依存性が小さいため特性への影響は小さいと思われるが、試験には非被覆型で供試したため、正確な供試体表面温度が測定できず参考値とする。



写真－1.3.3.6　高減衰ゴム支承　表面温度上昇測定風景

表－1.3.3.23　水平復元力特性　基本特性試験結果

テストNo.	振動数 Hz	計画 面圧 kgf/cm²	計画 せん断ひずみ率 %	実験結果 平均面圧 kgf/cm²	平均せん断変位 ひずみ率 %	平均せん断変位 変位 mm	せん断特性(1) せん断弾性率 (Geq) kgf/cm² 1サイクル	3サイクル	10サイクル	4～10平均	等価減衰定数 (Heq)% 1サイクル	3サイクル	10サイクル	4～10平均
1	0.1	60	±25	71.7	22.7	27.2	13.9	12.9	12.4	12.5	14.1	13.1	12.8	12.9
				42.2			1.11	1.03	0.99	1.0	1.09	1.01	1.00	1.0
2			±50	71.7	45.5	54.6	10.7	9.8	9.4	9.5	12.9	12.2	12.1	12.1
				42.2			1.12	1.03	0.98	1.0	1.06	1.00	0.97	1.0
3			±100	71.3	91.4	109.7	8.8	7.8	7.4	7.5	12.4	11.5	11.4	11.4
				42.0			1.17	1.04	0.98	1.0	1.09	1.01	1.0	1.0
4			±150	70.3	137.5	165.0	8.7	7.5	6.8	7.0	11.2	10.5	10.6	10.6
				41.4			1.23	1.06	0.97	1.0	1.05	0.99	1.00	1.0
5			±200	69.4	152.8	183.4	8.2	7.2	6.6	6.8	10.4	10.1	10.3	10.3
				40.9			1.19	1.06	0.97	1.0	1.01	0.98	1.01	1.0
6	0.1	60	±25	71.5	22.8	27.3	9.5	9.3	9.2	9.2	15.4	14.6	14.1	14.2
				42.1			1.03	1.01	0.99	1.0	1.08	1.02	1.0	1.0
7			±50	71.5	45.7	54.8	7.9	7.5	7.3	7.4	13.7	13.5	13.3	13.4
				42.1			1.08	1.02	0.99	1.0	1.03	1.01	0.99	1.0
8			±100	70.8	91.6	109.9	6.6	6.1	5.9	6.0	13.2	12.7	12.5	12.6
				41.7			1.10	1.02	0.99	1.0	1.04	1.01	0.99	1.0
9			±150	69.8	137.8	165.4	6.8	6.2	5.9	6.0	11.5	11.1	11.0	11.0
				41.1			1.13	1.03	0.99	1.0	1.04	1.00	0.99	1.0
10			±200	68.9	153.3	183.9	7.2	6.6	6.2	6.4	10.4	10.0	10.1	10.1
				40.6			1.03	1.04	0.98	1.0	1.03	0.99	1.00	1.0
11	1.0	60	±25	72.0	21.5	25.8	11.6	10.8	10.3	10.5	16.3	15.4	14.4	15.2
				42.4			1.10	1.03	0.99	1.0	1.07	1.01	0.94	1.0
12			±50	72.0	42.8	51.3	8.9	8.0	7.7	7.8	16.3	15.5	14.3	15.3
				42.4			1.14	1.03	0.99	1.0	1.06	1.01	0.93	1.0
13			±100	71.5	82.4	98.9	7.0	6.0	5.7	5.8	16.8	15.6	14.1	15.5
				42.1			1.20	1.04	0.99	1.0	1.08	1.01	0.91	1.0
14			±150											
15			±200											
16	0.1	60	50±25	72.0	23.3	27.9	9.1	8.8	8.7	8.7	16.8	15.6	15.0	15.1
				42.4			1.05	1.01	1.00	1.0	1.11	1.03	0.99	1.0
17			50±50	71.8	46.2	55.4	7.8	7.3	7.1	7.2	14.5	14.8	14.7	14.8
				42.3			1.09	1.02	0.99	1.0	0.98	1.01	0.99	1.0
18			50±100	71.3	92.5	111.0	7.3	6.6	6.4	6.5	13.0	12.7	12.7	12.8
				42.0			1.13	1.03	0.99	1.0	1.02	1.00	1.00	1.0
19			50±117	70.8	108.0	129.6	7.4	6.8	6.5	6.6	11.7	11.5	11.8	11.7
				41.7			1.12	1.04	0.99	1.0	1.00	0.98	1.00	1.0

表－1.3.3.24　水平復元力特性　動的疲労特性試験結果

テスト No.	振動数 Hz	計画 面圧 kgf/cm²	計画 せん断ひずみ率 %	平均面圧 kgf/cm²	平均せん断変位 ひずみ率 %	平均せん断変位 変位 mm	実験結果 せん断特性 せん断弾性率 (Geq) kgf/cm² 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均	等価減衰定数 (Heq) % 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均
40－1	0.5	60	±150	75.0	131.5	163.8	9.7	7.9	7.0	6.7	6.4	6.2	7.3	13.7	12.1	11.9	11.7	11.6	11.0	12.0
							1.33	1.08	0.96	0.91	0.88	0.86	1.0	1.14	1.01	1.00	0.98	0.97	0.92	1.0
40－2	0.5	60	±150	73.2	138.2	165.8	8.4	7.2	6.7	6.4	6.2	6.1	6.8	12.4	11.4	11.3	11.3	11.3	10.7	11.4
							1.23	1.05	0.98	0.93	0.90	0.89	1.0	1.09	1.00	1.00	0.99	0.99	0.94	1.0

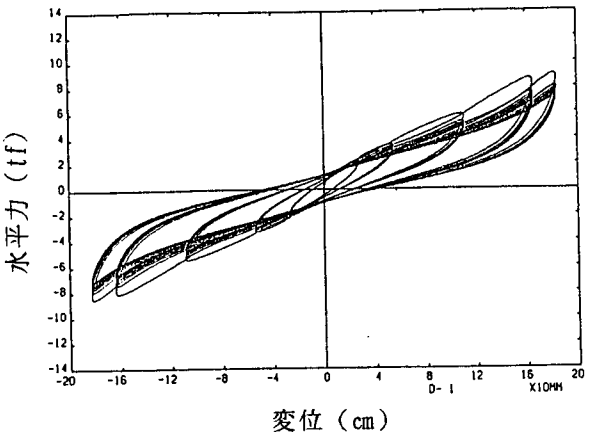
表－1.3.3.25　鉛直特性　圧縮特性試験結果

テスト No.	計画面圧 kgf/cm²	実験結果 面圧 kgf/cm² 最小	面圧 kgf/cm² 最大	圧縮変位 mm 最小	圧縮変位 mm 最大	圧縮剛性(KV) tf/mm
V 1	0⇔80	-0.1	56.7	0.0	1.24	45.8
V 2	0⇔80	-0.7	57.0	0.0	1.22	47.3
V 3	0⇔80	-0.1	56.7	0.0	1.21	46.7
V5－1	60±20	28.0	56.9	0.7	1.22	60.0
V5－2	60±20	28.0	56.8	0.8	1.28	57.3
V5－3	60±20	27.8	56.6	0.8	1.30	58.5
V5－4	60±20	27.9	56.5	0.8	1.32	57.1
V5－5	60±20	27.9	56.6	0.8	1.33	57.5

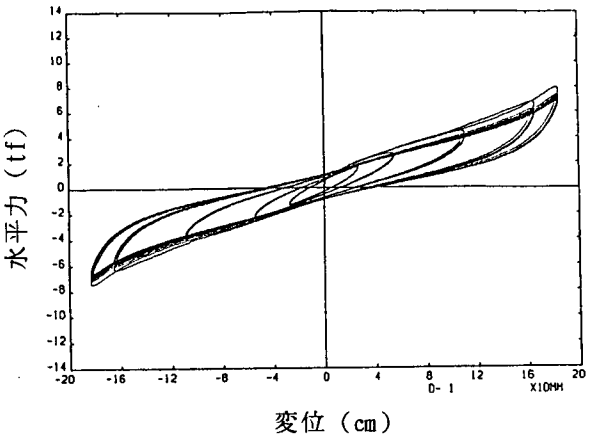
A＝ 704 cm²

表－1.3.3.26　高減衰ゴム支承　表面温度上昇結果（参考）

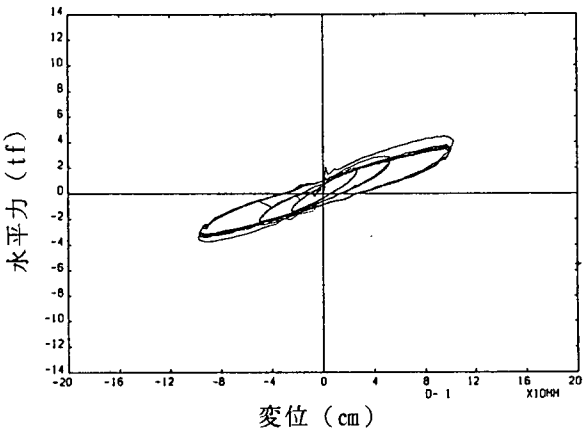
テスト No.	振動数 Hz	計画 面圧 kgf/cm²	計画 せん断ひずみ率 %	積層ゴム支承表面温度 試験前 ℃	試験後 ℃	上昇温度 ℃
1	0.1	60	±25	17	18	1
2			±50		20	3
3			±100		20	3
4			±150		22	5
5			±200		24	7
6	0.1	60	±25	17	23	6
7			±50		23	6
8			±100		25	8
9			±150		26	9
10			±200		27	10
11	1.0	60	±25	23	23	0
12			±50		23	0
13			±100		24	1
14			±150		－	－
15			±200		－	－
16	0.1	60	50±25	23	24	1
17			50±50		24	1
18			50±100		26	3
19			50±150		26	3
40－1	0.5	60	±150	20	24	4
40－2				21	25	4



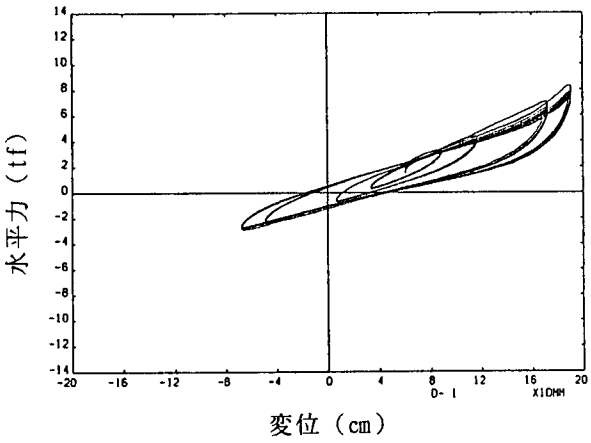
a．テストNo.１～５



b．テストNo.６～１０

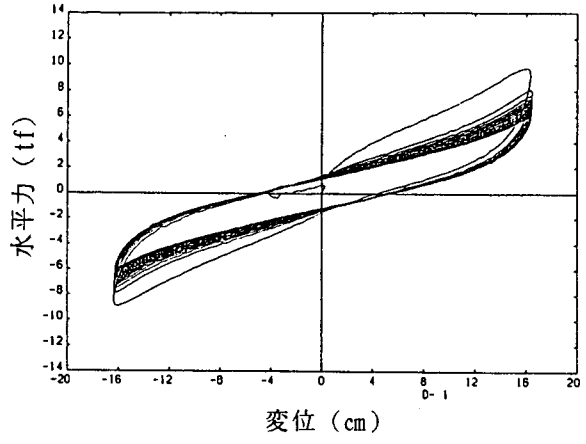


c．テストNo.１１～１３

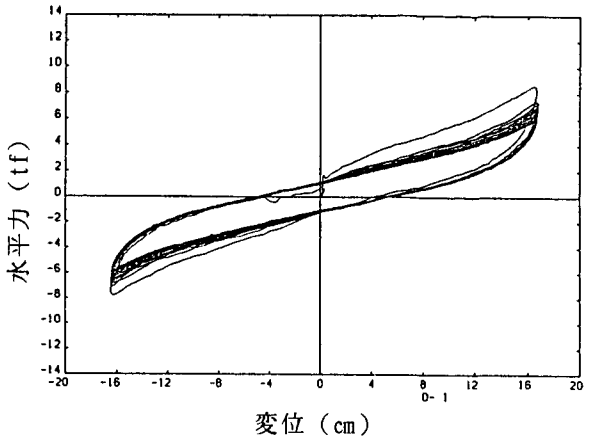


d．テストNo.１６～１９

図－1.3.3.53　水平復元力特性　基本特性履歴曲線

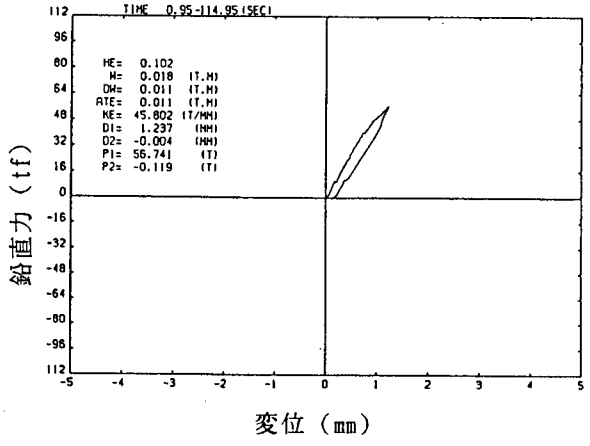


a．テストNo.４０－１

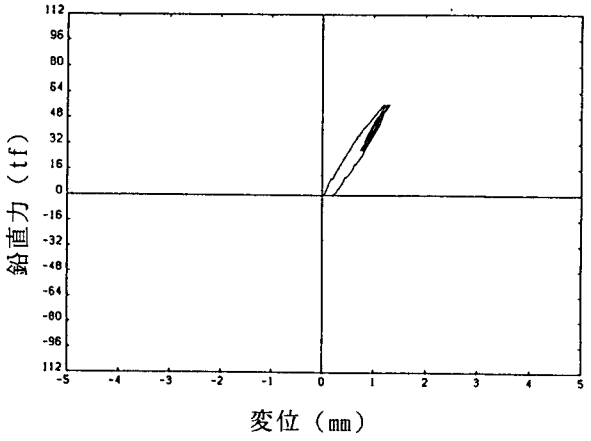


b．テストNo.４０－２

図－1.3.3.54　水平復元力特性　動的疲労特性履歴曲線

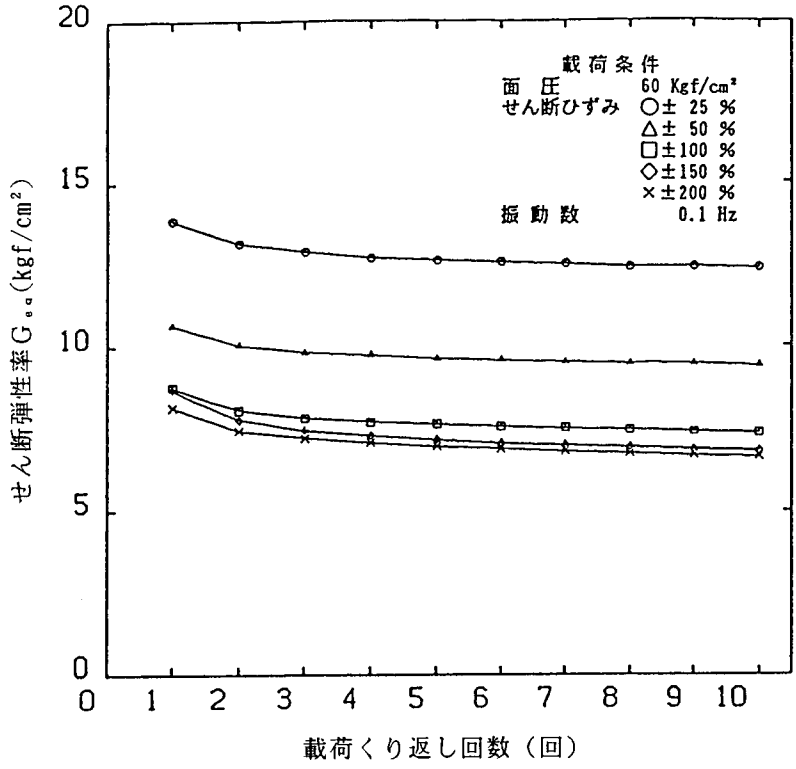


a．テストNo.Ｖ１

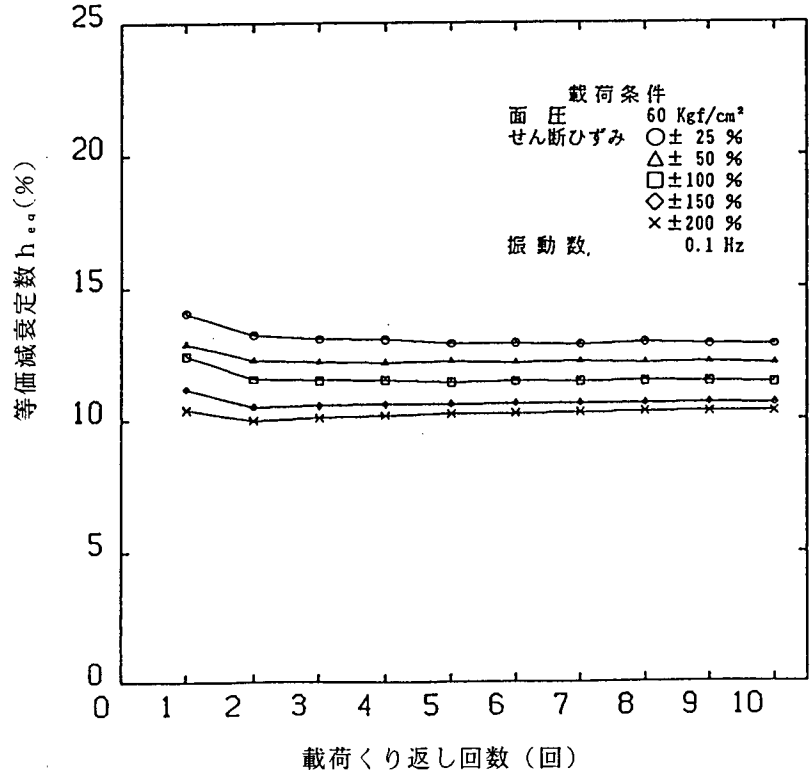


b．テストNo.Ｖ５－１

図－1.3.3.55　鉛直特性　圧縮特性履歴曲線

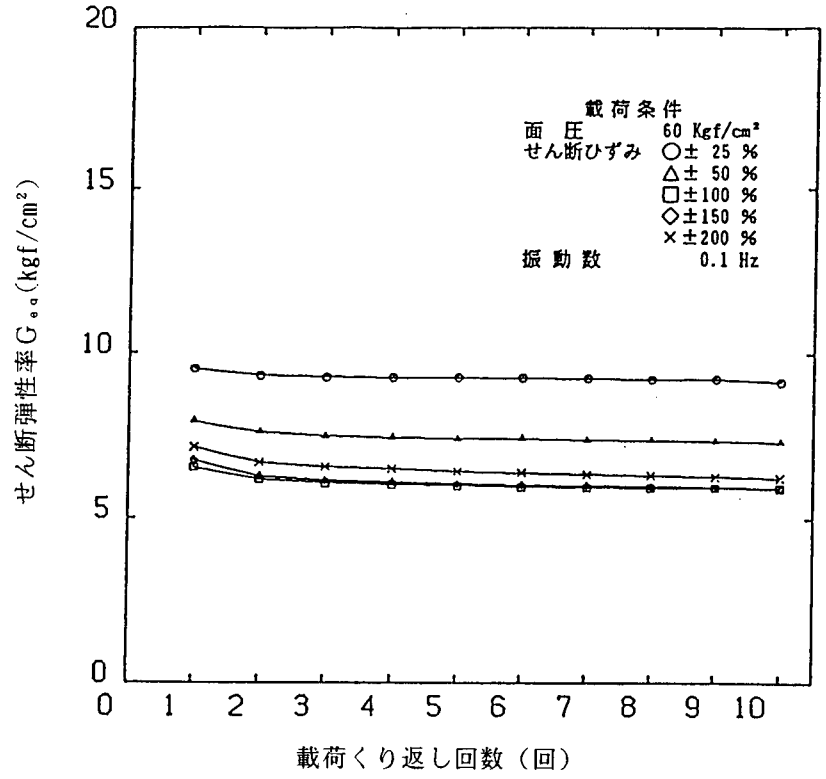


（a）せん断弾性率 G_{eq}－繰り返し載荷

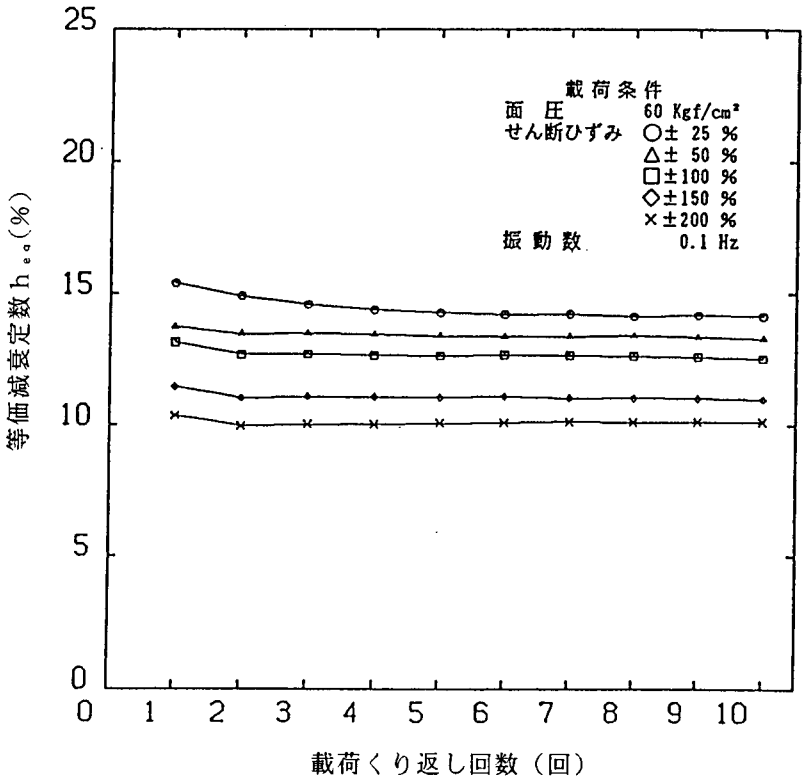


（b）等価減衰定数 h_{eq}－繰り返し載荷

図－1.3.3.56 繰返し載荷による安定性試験結果　シリーズ1（試験No.1～5）

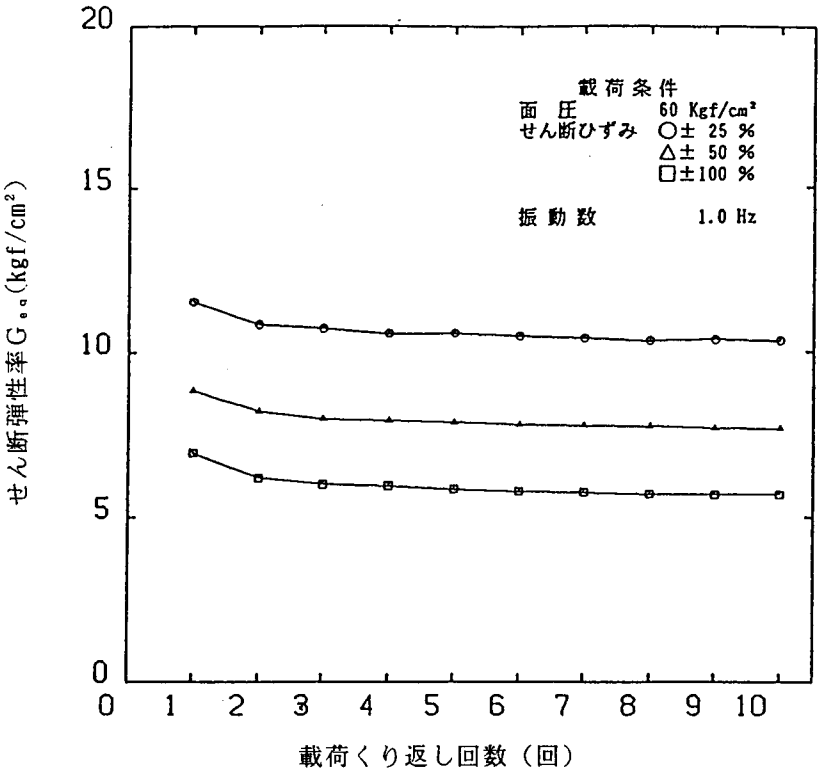


（ａ）せん断弾性率G_{eq}－繰り返し載荷

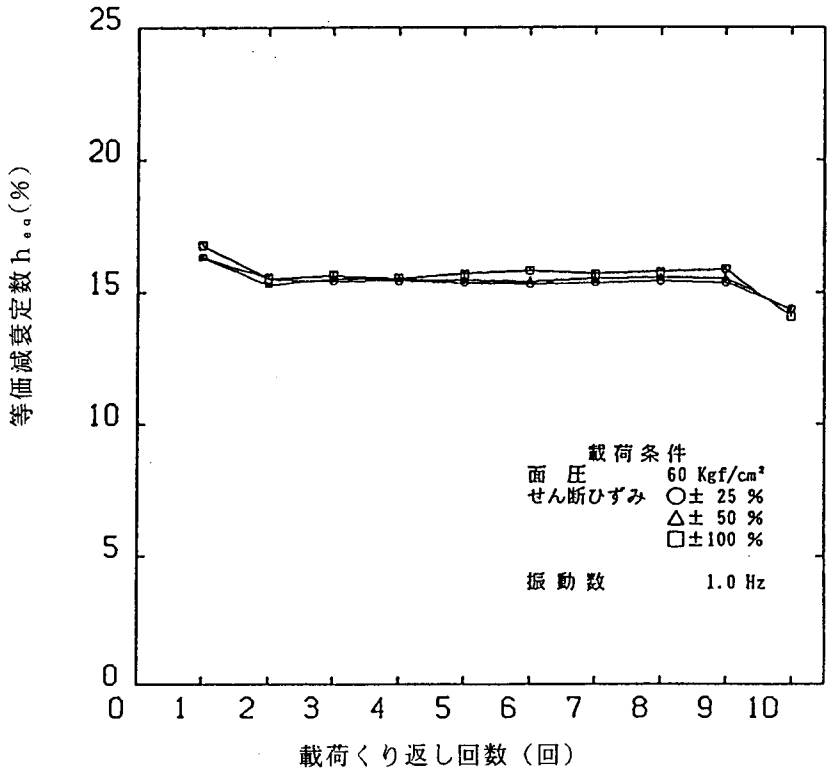


（ｂ）等価減衰定数h_{eq}－繰り返し載荷

図－1.3.3.57　繰返し載荷による安定性試験結果　シリーズ２（試験No.６～10）

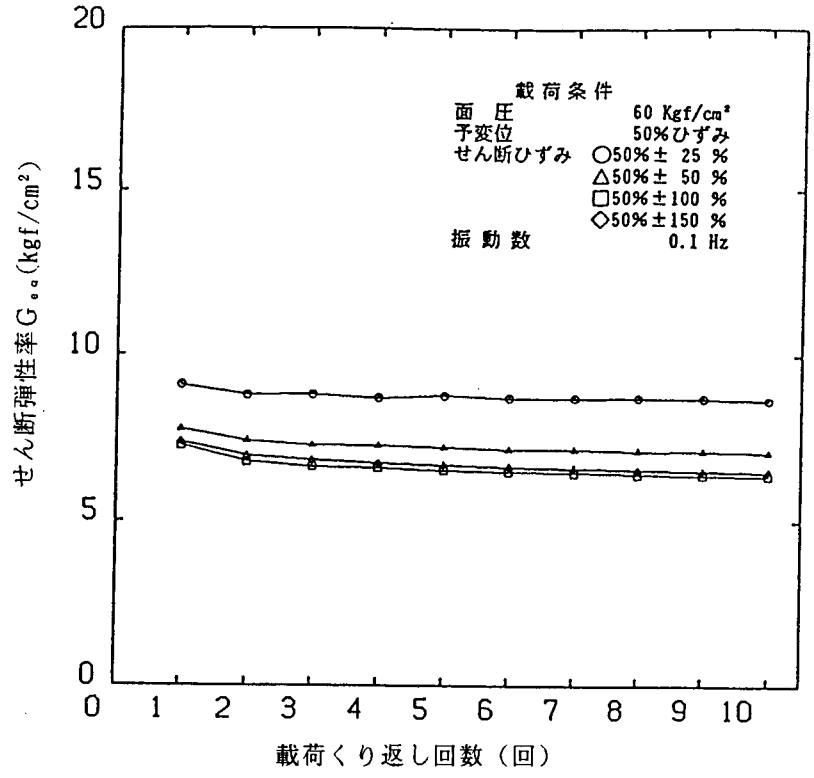


（a）せん断弾性率 G_{eq} －繰り返し載荷

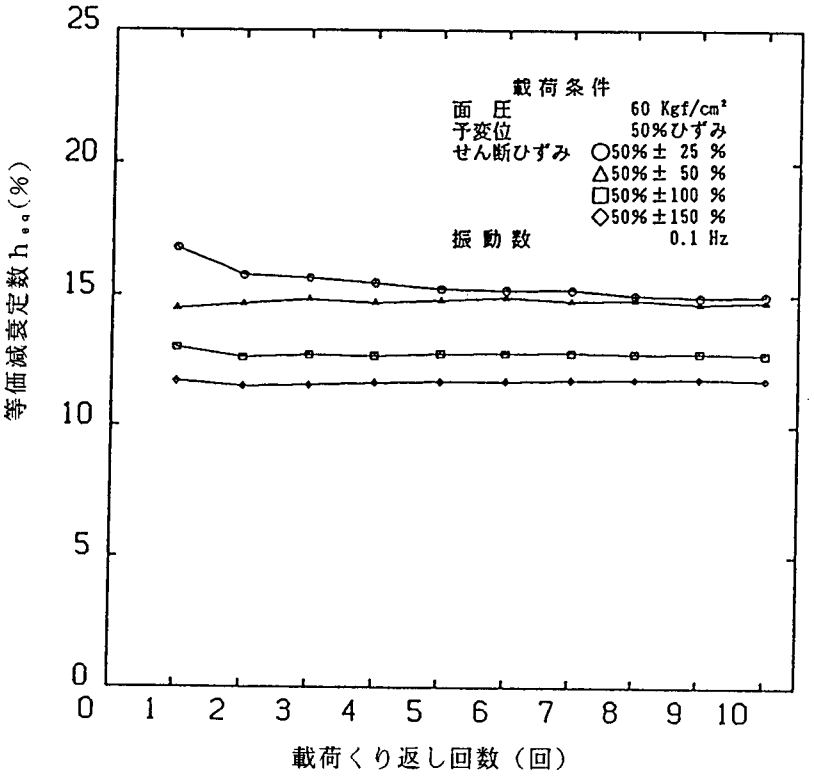


（b）等価減衰定数 h_{eq} －繰り返し載荷

図－1.3.3.58 繰返し載荷による安定性試験結果　シリーズ3（試験No.11～13）

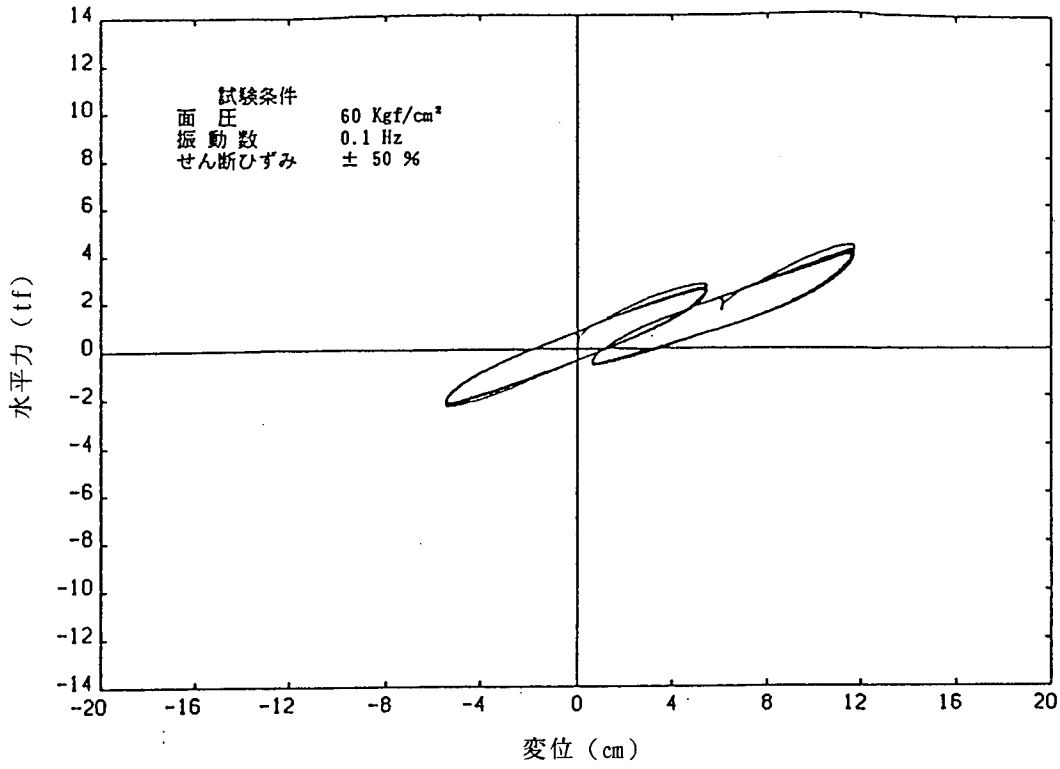


（a）予変位下のせん断弾性率G_{eq}－繰り返し載荷

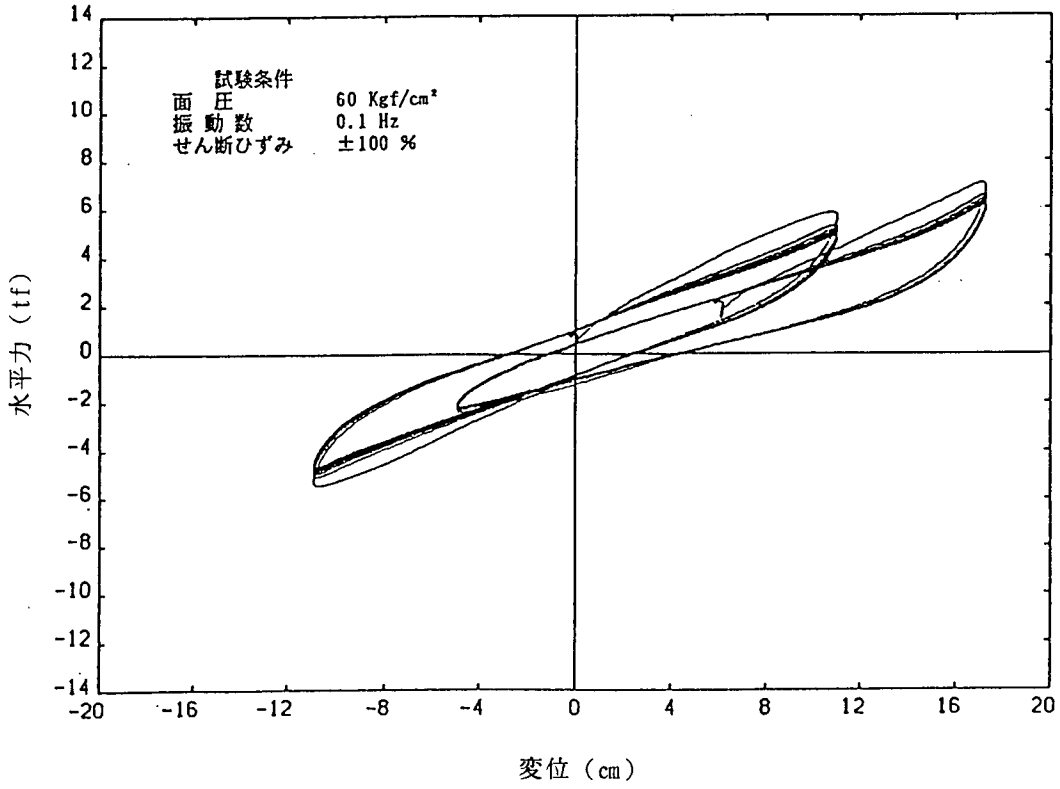


（b）予変位下の等価減衰定数h_{eq}－繰り返し載荷

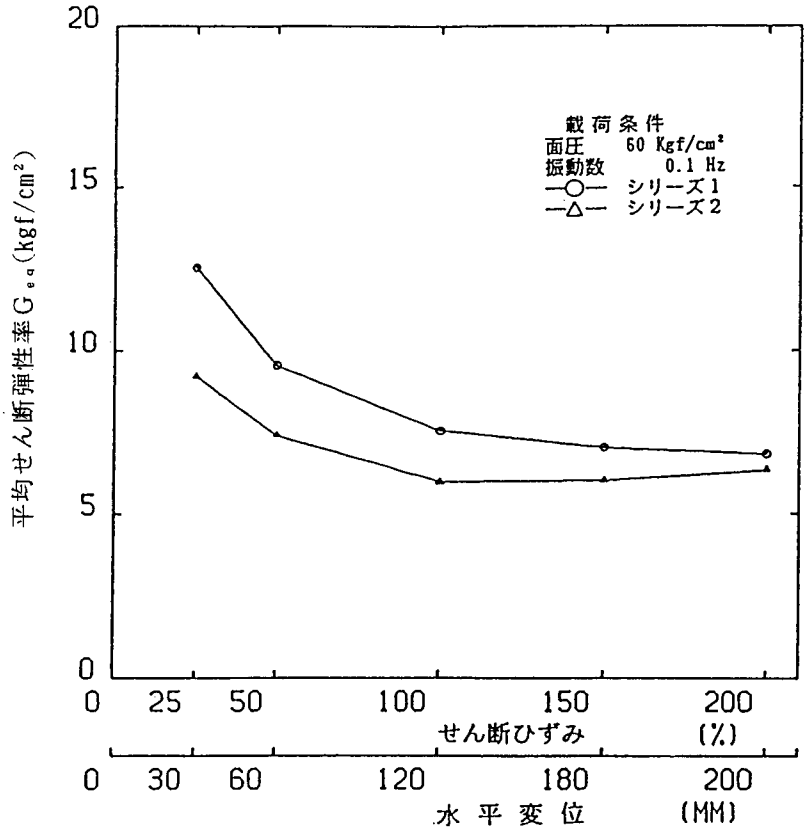
図－1.3.3.59　予変位下のせん断弾性率、等価減衰定数　シリーズ4（試験No.16～19）



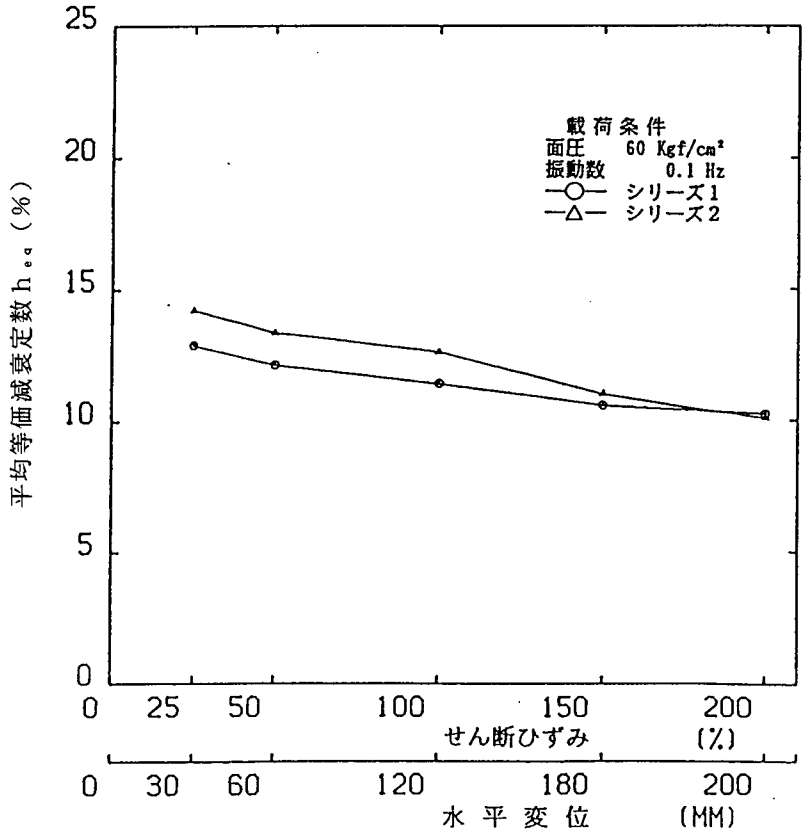
図－1.3.3.60　予変位0と予変位50%時の履歴曲線の対比



図－1.3.3.61　予変位0と予変位50%時の履歴曲線の対比

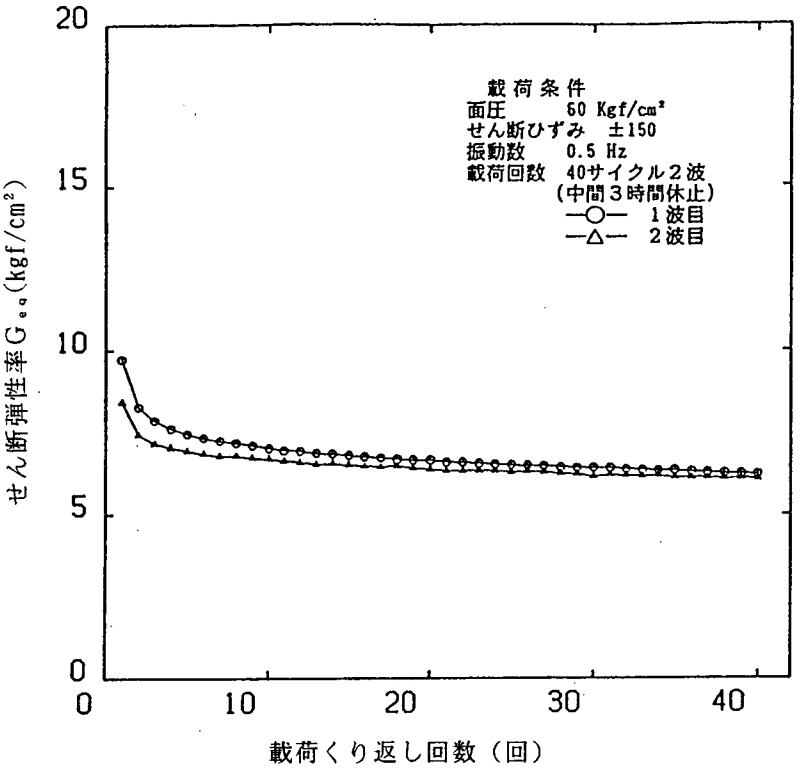


（a）平均せん断弾性率－変位（ひずみ）の関係

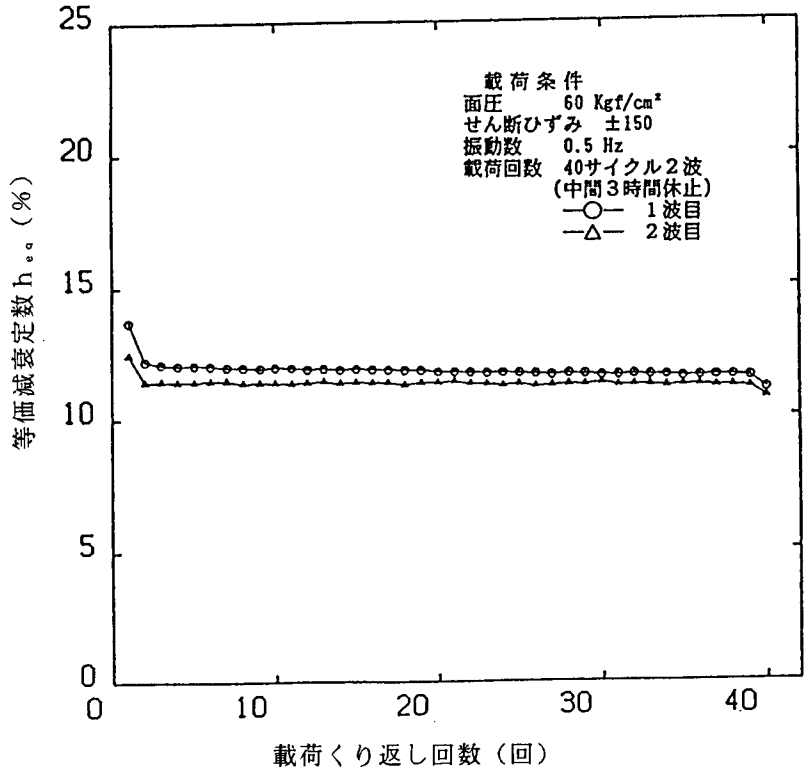


（b）平均等価減衰定数－変位（ひずみ）の関係

図－1.3.3.62　平均せん断弾性率、平均等価減衰定数　～　変位（ひずみ）の関係



（a）せん断弾性率 G_{eq}－繰り返し載荷



（b）等価減衰定数 h_{eq}－繰り返し載荷

図－1.3.3.63 動的疲労特性試験結果（試験No.40－1，40－2）

iii）考察

今回の一斉共通実験では、せん断ひずみ率 200%までの等価減衰定数Heq が10%以上という結果が得られた。

この結果を基に等価剛性および等価減衰定数をさらに検討し、高減衰ゴム支承の構造設計を行い、高減衰ゴム支承の特性・温度依存性・長期耐久性の確認を行う。

＜民側担当会社＞　昭和電線電纜株式会社

(5) 摩擦（すべり）型ダンパー（その1）

i）供試体

免震装置としては、弾性すべり支承と水平ばねの二種類のパーツで構成されているが、今回の一斉共通実験では弾性すべり支承のみを対象とした実験を行った。

供試体の設計反力は、「ガイドライン」の3径間連続合成けた橋連続部の支承反力の1/6 とした。その値を表－1.3.3.27に示す。

表－1.3.3.27　1/6 縮小供試体の設計反力

	死荷重反力	活荷重反力	合　　計
連　続　部	35	13	48

①弾性すべり支承の設計仕様

許容圧縮応力度：$\sigma max = 80 kgf/cm^2$

積層ゴムの許容せん断変形量：$\delta max = \Sigma te \times 70\%$（常時）

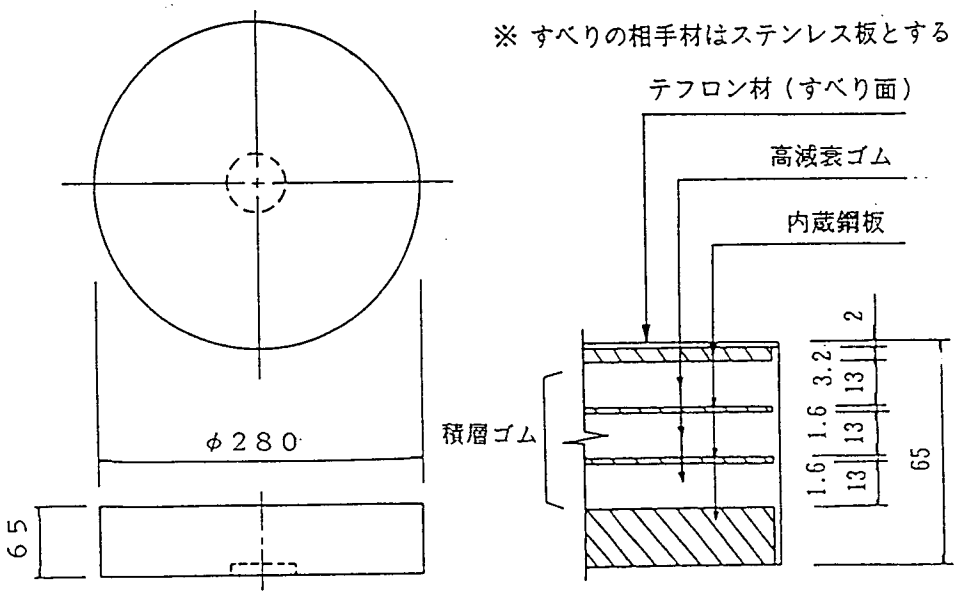
：$\delta imax = \Sigma te \times 150\%$（$L_1$ 地震時）

ゴム材の静的せん断弾性率　：　$G_0 = 6.0\ kgf/cm^2$

積層ゴムの固有周期　　：　$T = 1.2$ 秒

②形状寸法

弾性すべり支承の形状寸法を図－1.3.3.64に示す。



平面図および側面図　　断　面　図

図－1.3.3.64　弾性すべり支承供試体

ii）試験結果

①すべり特性

動摩擦係数と速度の関係を図－1.3.3.65及び図－1.3.3.66に示す。

面圧30kgf/cm² （実面圧37kgf/cm² ）で速度2cm／s，6cm／s，10cm／sの時の動摩擦係数、等価減衰定数を図－1.3.3.65に示す。動摩擦係数は 0.140～0.193 で等価減衰定数は20%～50%であった。動摩擦係数は2cm／sの時10サイクルの平均が0.133 ， 6cm／sで0.173 ， 10cm／sで0.171 であり、速度が早くなると動摩擦係数も大きくなっていることがわかる。また10回の繰り返し載荷でみると、1回目が高く2回目～10回目までは安定した値を示している。またすべり始めまでの積層ゴムのせん断変形率を履歴曲線からみると80%程度であった。

面圧60kgf/cm² （実面圧71～74kgf/cm² ）で速度2cm／s，6cm／s，10cm／s，30cm／s，50cm／sの時の動摩擦係数、等価減衰定数を図－1.3.3.66に示す。動摩擦係数は 0.149～0.215 で等価減衰定数は10%～40%であった。ここで、2cm／sの時は履歴曲線でみるとまだすべりは生じてないため動摩擦係数の評価からは除いた。動摩擦係数は10回載荷の平均でみると、6cm／sで0.154 ， 10cm／sで0.156 ， 30cm／sで0.174 ， 50cm／sで0.146 であり、30cm／sを除いては安定した値を示している。10回の繰り返しでみると1回目が高く2回～10回までは安定した値を示している。またすべり始めるまでの積層ゴムのせん断変形率を履歴曲線からみると最大で 150 %程度であった。

面圧 120kgf/cm² では実質平均面圧 143kgf/cm² も載荷されており、当初想定した面圧よりも20%大きくなっている状態での水平加力となったため、積層ゴムのせん断変形が大きくなるのみですべりが生じなかった。このために面圧 120kgf/cm² での動摩擦係数の評価はできなかった。

動摩擦係数と面圧の関係を図－1.3.3.67～69に示す。

速度2cm／sの時は面圧60kgf/cm² ですべりが生じていないので評価できないが、速度6cm／s，10cm／sでみると面圧が大きくなると動摩擦係数は低くなっていることがわかる。

②耐久性

動摩擦係数と繰り返しの関係を図－1.3.3.72に示す。

面圧60kgf/cm² （実面圧71.7～74.9kgf/cm² ）で繰り返し速度24.5cm／sで行った。

ここではすべり面に潤滑剤（シリコン系）を使用して繰り返しによるすべり特性をみた。

1シリーズ目は40回繰り返しによる動摩擦係数の平均値は4～10回平均で0.038 であり1回目も特に高い値は示してない。3時間休止したのちの2シリーズ目では、1～4回が高い値を示したが5～40回は安定した値を示しており、4～10回平均で0.066 であった。2シリーズ目は1シリーズ目とくらべると2倍程度高い値を示した。

③鉛直変位特性

鉛直変位特性は計画面圧0～80kgf/cm² の場合3回平均値で179tf/cmであり、60±20kgf/cmの場合5回平均値で286tf/cmであった。また最大応力時80kgf/cm² で圧縮変位量は2.8mmであった。

圧縮剛性の理論計算値はKv＝138.1tf/cmであるので、0～80kgf/cm² の場合と比較すると実測値が多少高めにでている。

iii）考　察

すべり特性については、面圧30kgf/cm² , 60kgf/cm² の場合についての評価になったが、動摩擦係数は社内の要素試験結果とほぼ同じ値を示していること、面圧及び速度についての依存性も同じ傾向にあったのである程度特性がつかめた。履歴曲線からみた積層ゴムのせん断変形率が面圧60kgf/cm² で150 %程度と大きく、ゴム材の剛性を大きくする必要がある。

繰り返し載荷によるすべり特性の変化について、潤滑剤を使用しない場合は予備要素試験により18時間放置してもほとんど動摩擦係数の変化はなく一定である（第1章, 1.1.5 項参照）ことが確認できていたため、今回は潤滑剤を使用した場合の特性の変化をみた。

潤滑剤を使用すると動摩擦係数が、使用しない場合の1/2 以下になり、1シリーズ目40回載荷では繰り返しによる変化はほとんどないが、3時間放置後は、動摩擦係数は1シリーズ目の2倍となることがわかった。ただし潤滑剤の長期経年変化についてはさらに検討を要する。

表−1.3.3.28 基 本 特 性

テストNo.	振動数 Hz	計画 面圧 kgf/cm²	計画 速度 cm/s	実験結果 平均面圧 kgf/cm²	平均せん断変位 平均速度 cm/s	平均せん断変位 変位 mm	せん断特性(1) 動摩擦係数(μ) 1サイクル	3サイクル	10サイクル	4〜10平均	等価減衰定数(Heq)% 1サイクル	3サイクル	10サイクル	4〜10平均
1	0.1	30	2.0	37.1	1.8	29.3	0.140	0.132	0.133	0.133	20.6	20.9	16.8	18.0
							1.06	0.99	1.00	1.0	1.14	1.16	0.93	1.0
2			6.0	37.1	5.6	88.8	0.187	0.180	0.169	0.173	40.7	41.7	41.6	41.6
							1.08	1.04	0.98	1.0	0.98	1.00	1.00	1.0
3			10.0	37.9	9.3	147.9	0.193	0.176	0.168	0.171	47.5	48.9	49.0	49.0
							1.12	1.03	0.98	1.0	0.97	1.00	1.00	1.0
6	0.1	60	2.0	71.9	1.8	29.4	0.070	0.068	0.066	0.067	9.4	9.0	8.9	9.0
							1.05	1.02	0.99	1.0	1.05	1.01	1.00	1.0
7			6.0	74.1	5.6	88.8	0.166	0.164	0.149	0.154	23.2	22.8	23.2	23.0
							1.08	1.06	0.97	1.0	1.01	0.99	1.01	1.0
8			10.0	73.9	9.3	148.0	0.195	0.165	0.151	0.156	32.6	35.9	36.8	36.5
							1.25	1.06	0.97	1.0	0.89	0.98	1.01	1.0
11	0.1	120	2.0	143.4	1.8	29.3	0.030	0.028	0.028	0.028	13.9	13.6	13.4	13.4
							1.07	1.02	0.99	1.0	1.04	1.01	1.00	1.0
12			6.0	143.2	5.6	88.7	0.113	0.104	0.097	0.099	12.5	10.1	9.4	9.6
							1.14	1.05	0.98	1.0	1.31	1.05	0.98	1.0
13			10.0	142.3	9.3	148.4	0.149	0.139	0.128	0.132	21.5	22.7	21.9	22.0
							1.13	1.05	0.97	1.0	0.98	1.03	1.00	1.0
16	1.0	60	19.98	71.9	17.4	27.7	0.061	0.058	0.055	0.056	13.0	13.1	12.4	13.2
							1.10	1.03	0.99	1.0	0.99	1.00	0.95	1.0
17			60.0	72.5	51.0	81.1	0.164	0.154	0.146	0.148	15.8	13.0	11.1	12.1
							1.11	1.04	0.98	1.0	1.30	1.07	0.91	1.0
21	0.5	60	10.0	71.9	9.2	29.4	0.064	0.060	0.058	0.059	12.1	12.4	12.1	12.4
							1.09	1.02	0.99	1.0	0.98	1.00	0.98	1.0
22			30.0	71.7	28.0	89.0	0.183	0.179	0.171	0.174	15.6	13.6	12.7	13.0
							1.05	1.03	0.98	1.0	1.20	1.05	0.97	1.0
23			50.0	71.7	46.7	148.5	0.215	0.165	0.139	0.146	27.9	34.7	36.8	36.6
							1.47	1.13	0.95	1.0	0.76	0.95	1.01	1.0

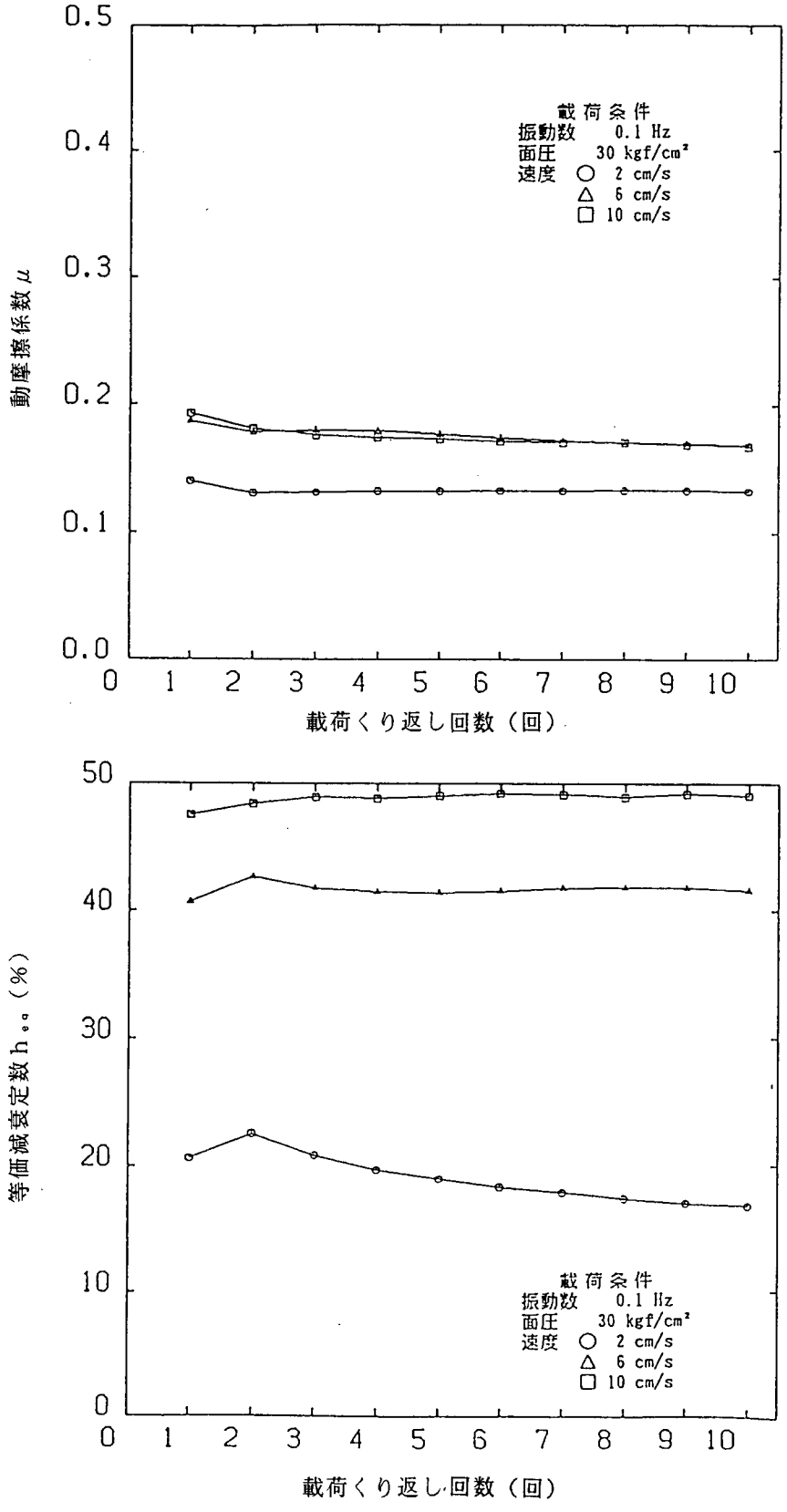
表－1.3.3.29　耐久性

テスト No.	振動数 Hz	計画 面圧 kgf/cm²	計画 速度 cm／s	平均面圧 kgf/cm²	実験結果 平均せん断変位 平均速度 cm／s	平均せん断変位 変位 mm	せん断特性 動摩擦係数 (μ) 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均	等価減衰定数 (Heq) % 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均
40－1	0.5	60	24.5	71.7	22.3	71.2	0.048	0.042	0.037	0.040	0.044	0.048	0.038	52.9	52.7	53.2	53.5	53.0	50.9	53.3
							1.26	1.12	0.98	1.05	1.16	1.26	1.0	0.99	0.99	1.00	1.00	0.99	0.95	1.00
40－2	0.5	60	24.5	74.9	22.6	71.9	0.094	0.076	0.062	0.060	0.062	0.064	0.066	43.3	47.1	49.3	49.8	49.0	47.8	48.8
							1.44	1.16	0.95	0.92	0.94	0.98	1.0	0.89	0.97	1.01	1.02	1.00	0.98	1.00

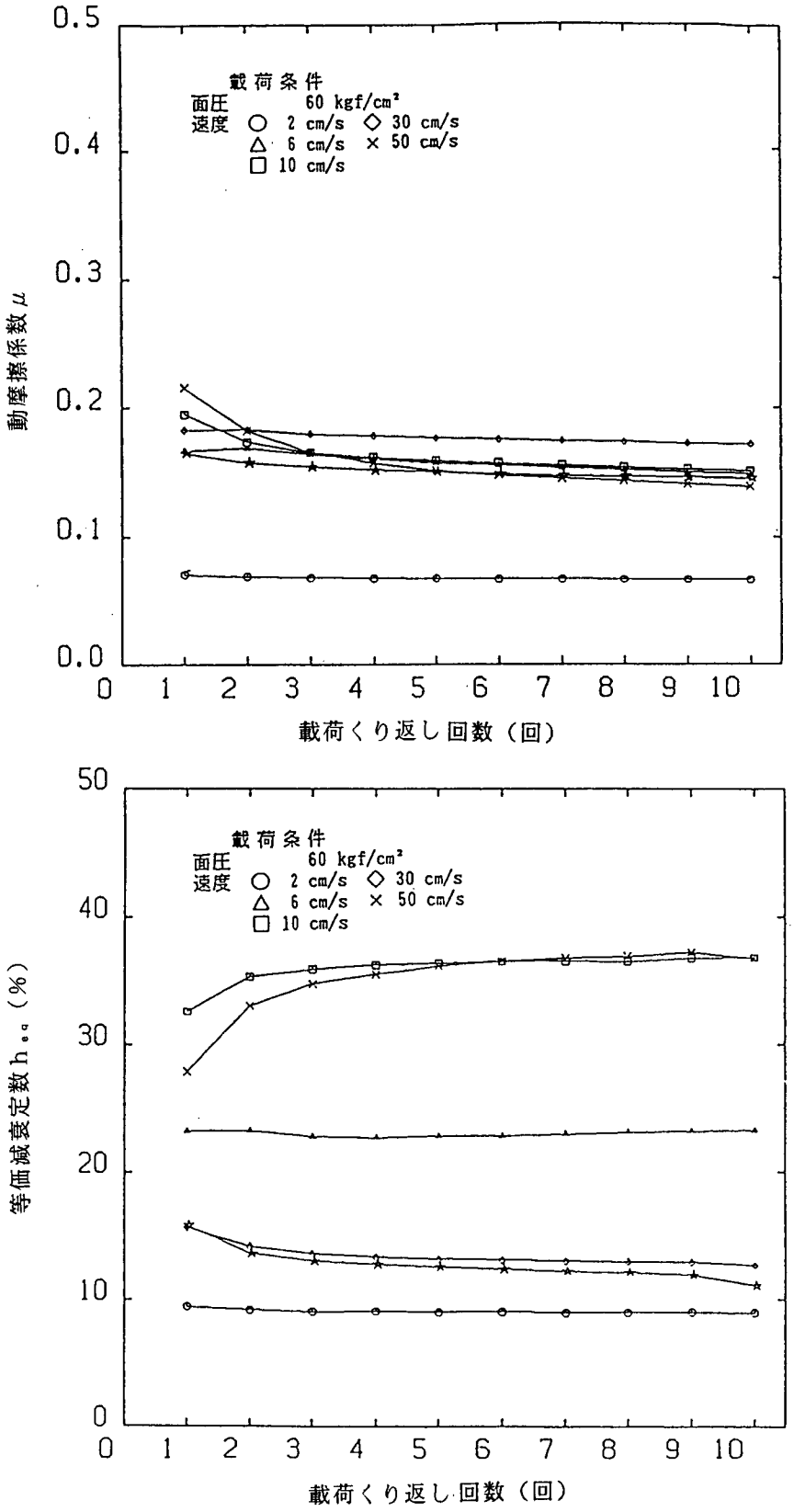
表－1.3.3.30　鉛直変位特性

テスト No.	計画面圧 kgf/cm²	実験結果 面圧 kgf/cm² 最小	面圧 kgf/cm² 最大	圧縮変位 mm 最小	圧縮変位 mm 最大	圧縮剛性(KV) tf/mm
V 1	0⇔80	-0.2	80.4	0.0	2.79	17.7
V 2	0⇔80	-0.2	80.6	0.0	2.76	17.9
V 3	0⇔80	-0.2	80.8	0.0	2.73	18.1
V5－1	60±20	38.9	80.9	0.0	2.79	27.9
V5－2	60±20	35.7	81.2	0.0	2.85	27.9
V5－3	60±20	39.0	80.6	0.0	2.87	28.5
V5－4	60±20	39.2	82.6	0.0	2.90	29.5
V5－5	60±20	39.3	80.5	0.0	2.89	29.3

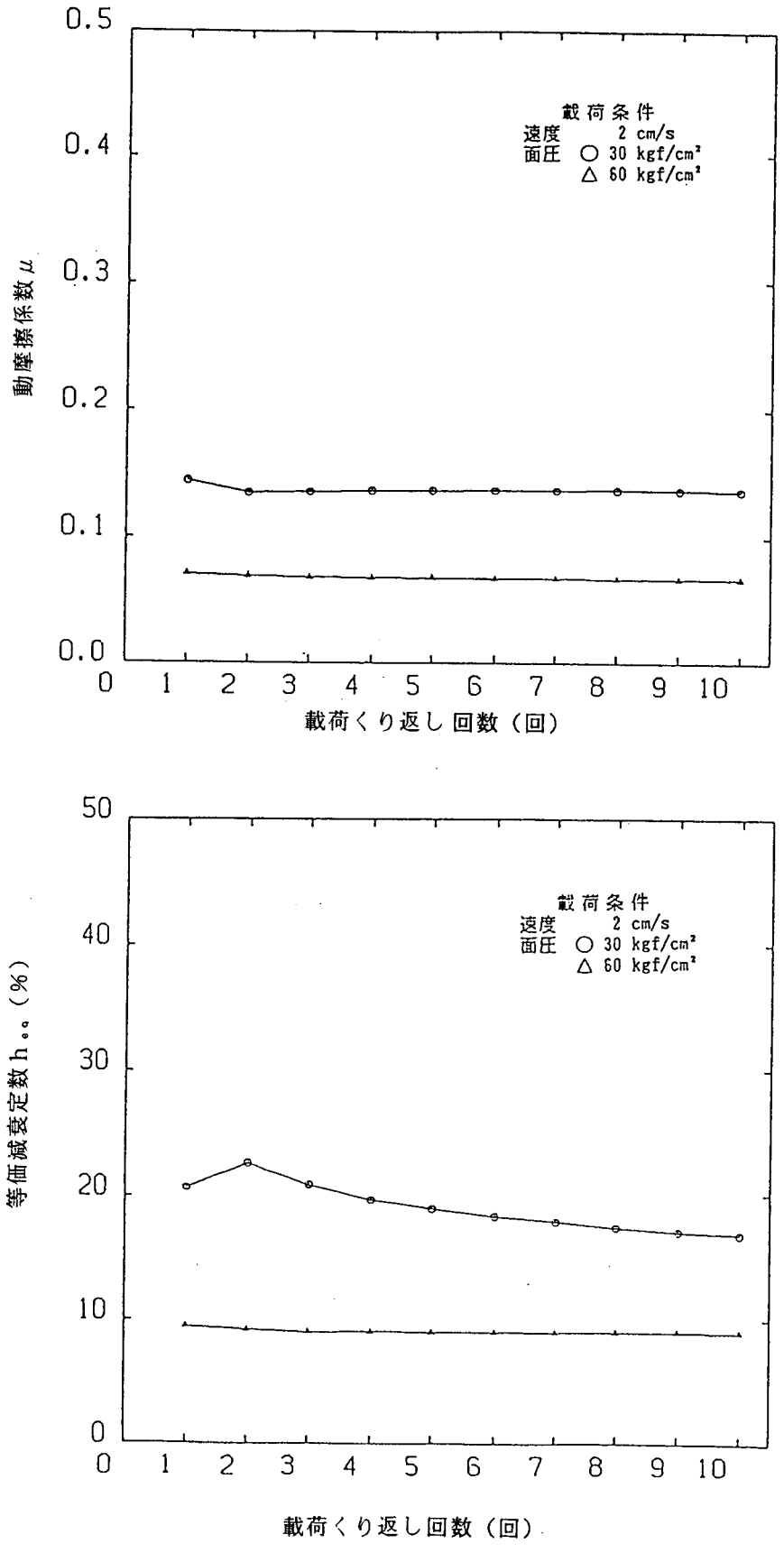
A＝ 615 cm²



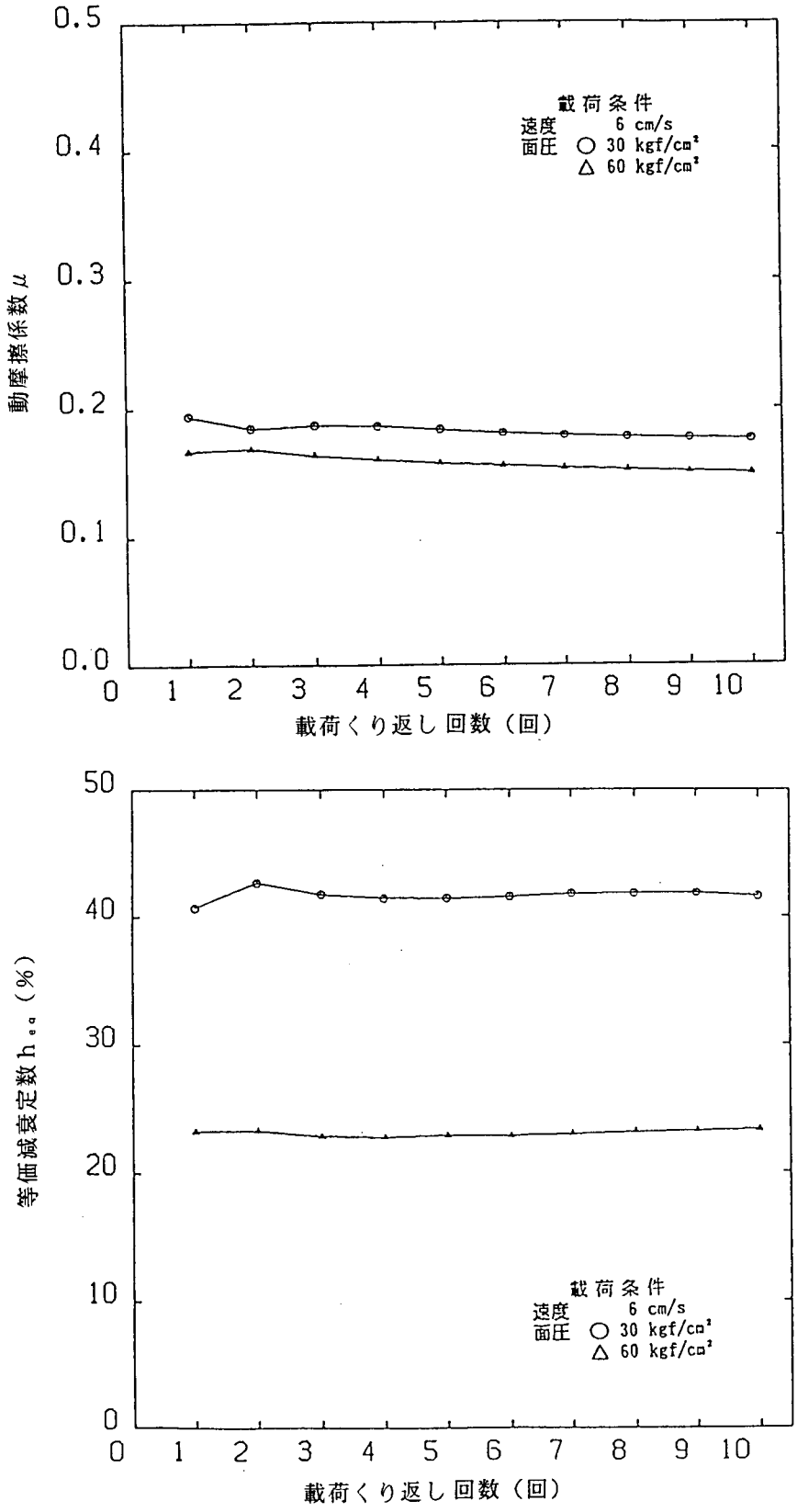
図－1.3.3.65　繰返し載荷による安定性試験結果　シリーズ1（試験No.1～5）



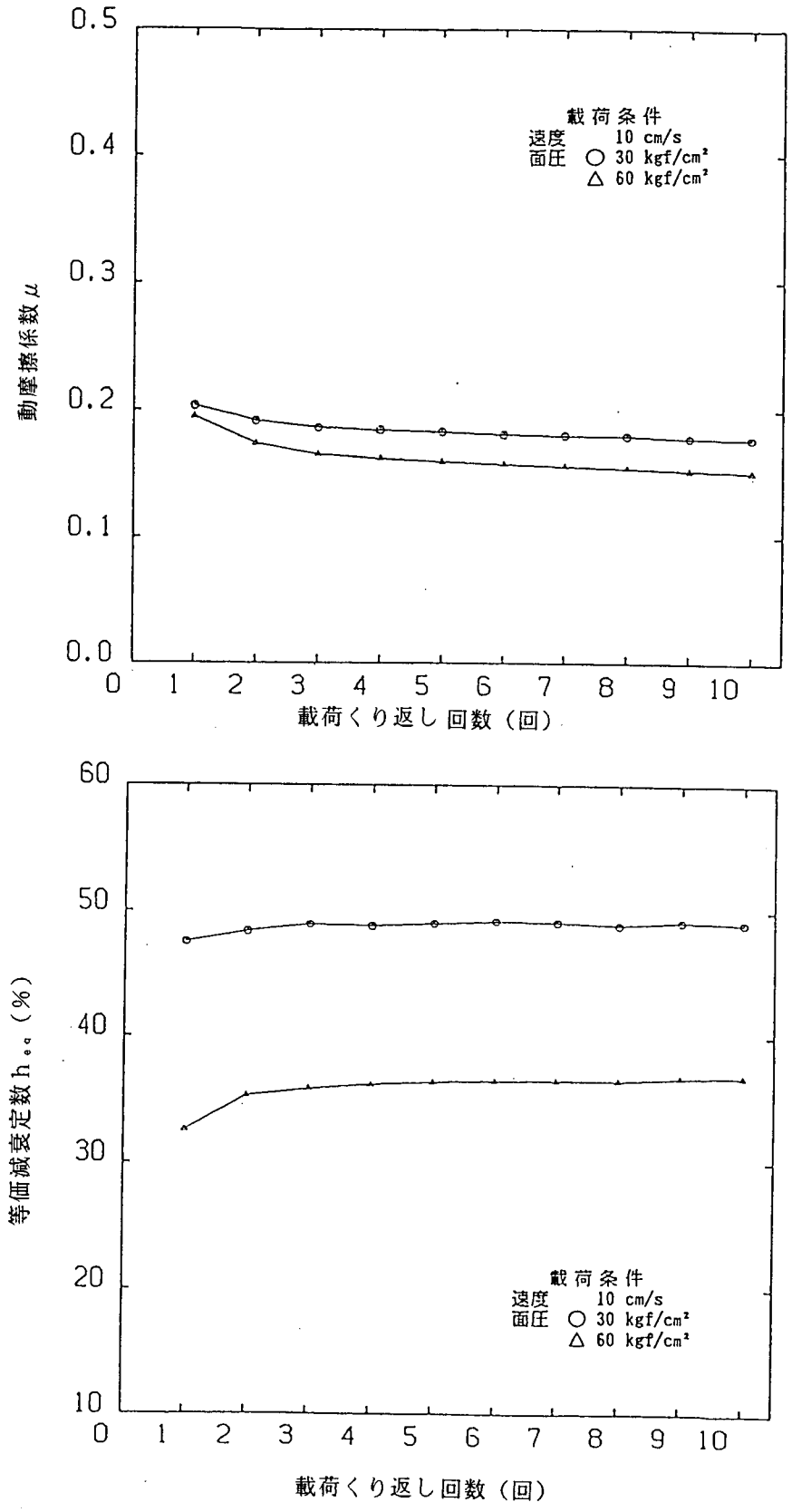
図－1.3.3.66　繰返し載荷による安定性試験結果（試験No.6, 7, 8, 22, 23, 17）



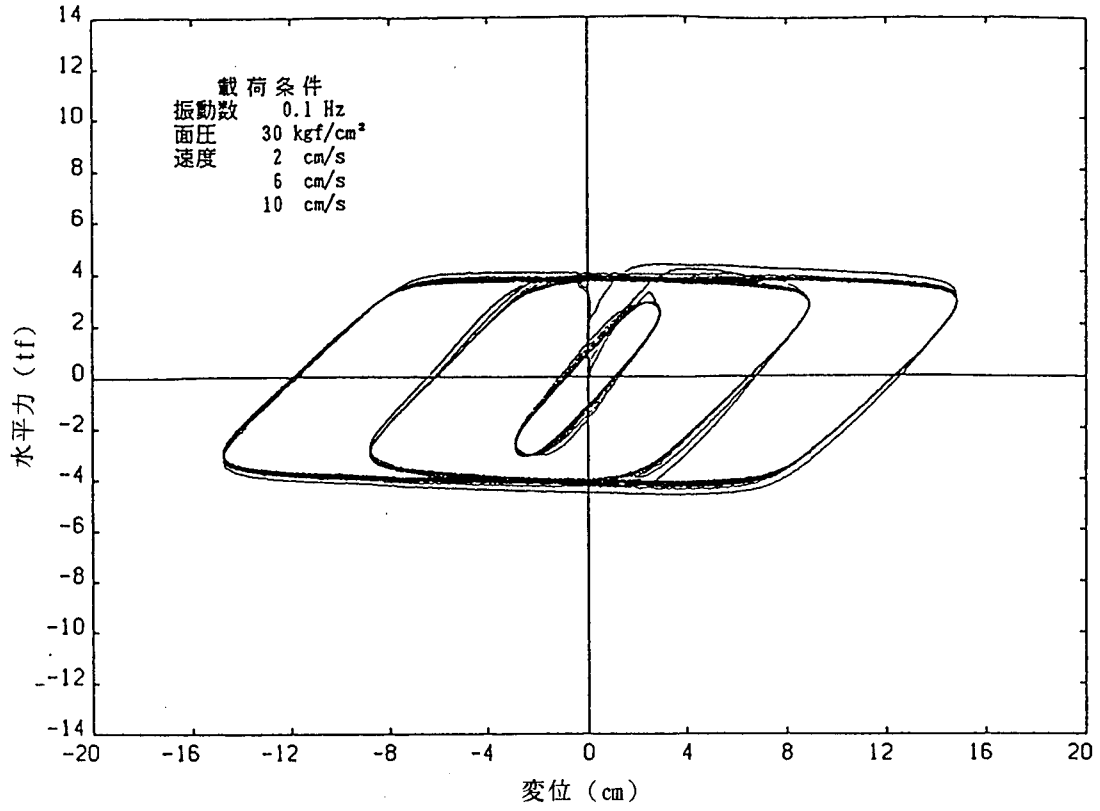
図－1.3.3.67　動摩擦係数、等価減衰定数の面圧依存性（試験No.1，6）



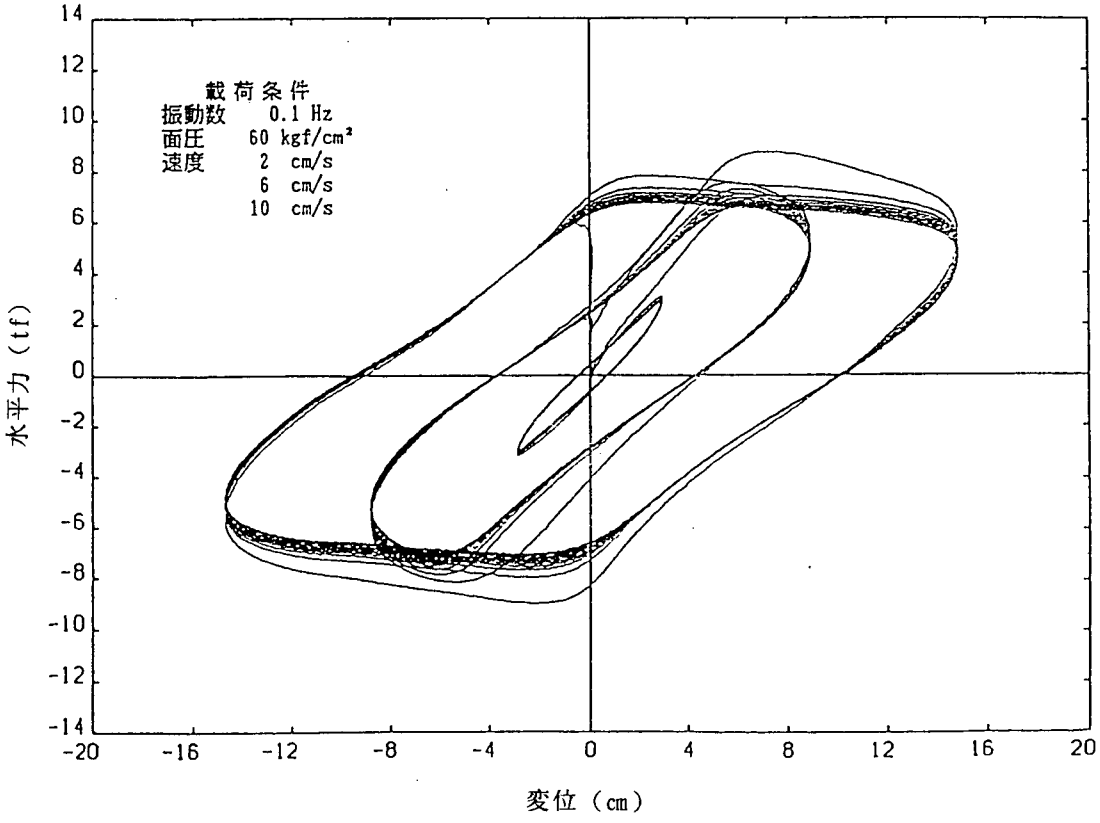
図－1.3.3.68 動摩擦係数、等価減衰定数の面圧依存性（試験No.2，7）



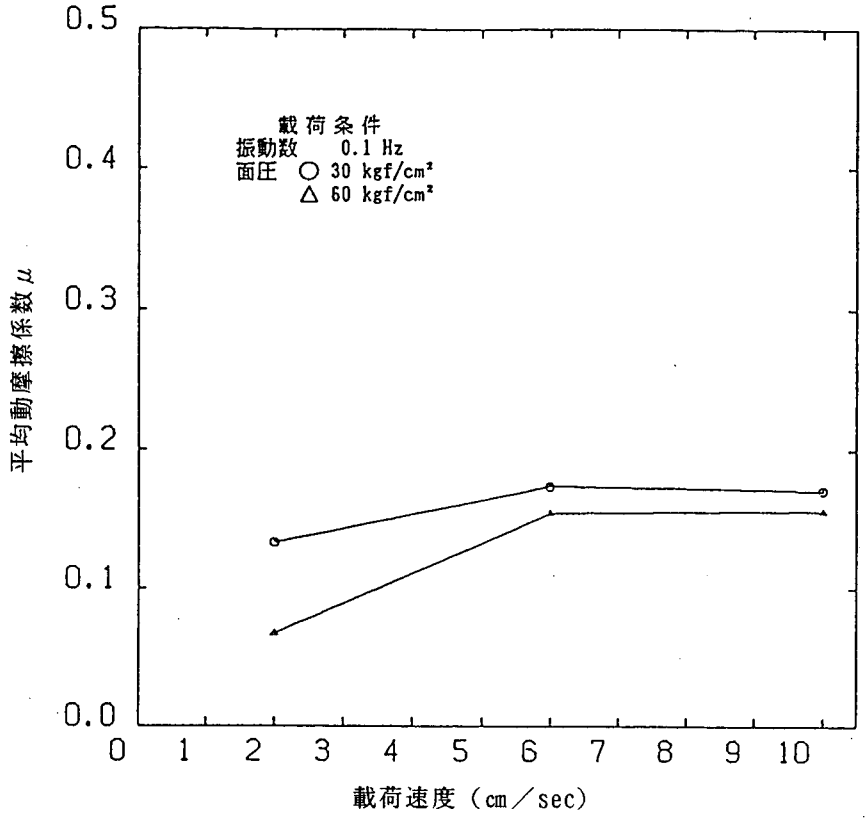
図－1.3.3.69　動摩擦係数、等価減衰定数の面圧依存性（試験No.3，8）

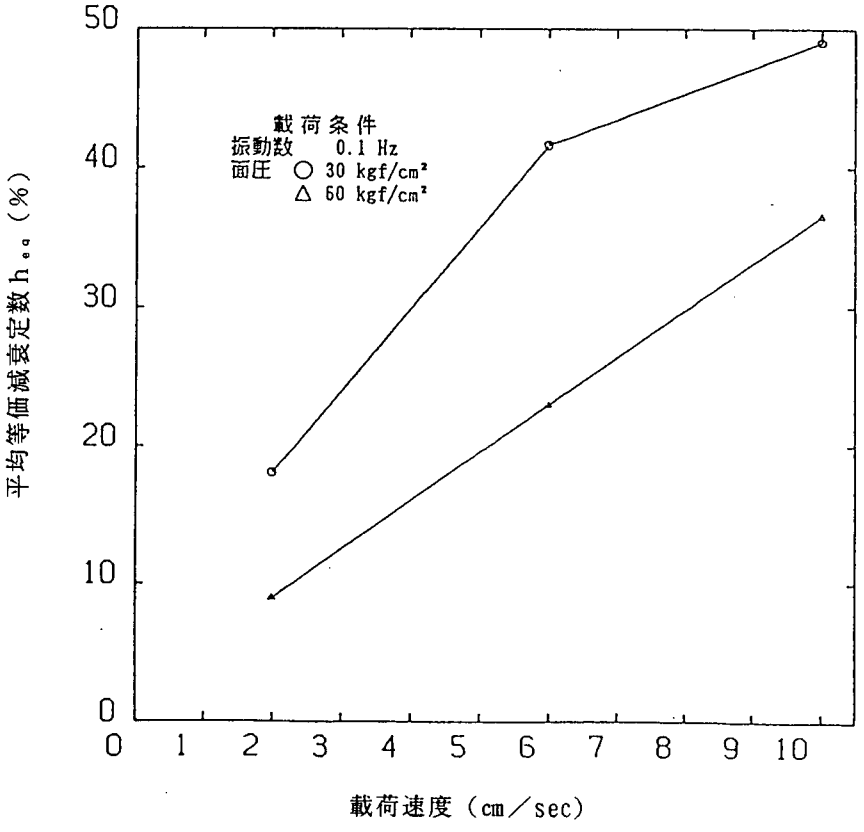


図－1.3.3.70-1　速度（振幅）変化による履歴曲線の対比　シリーズ1

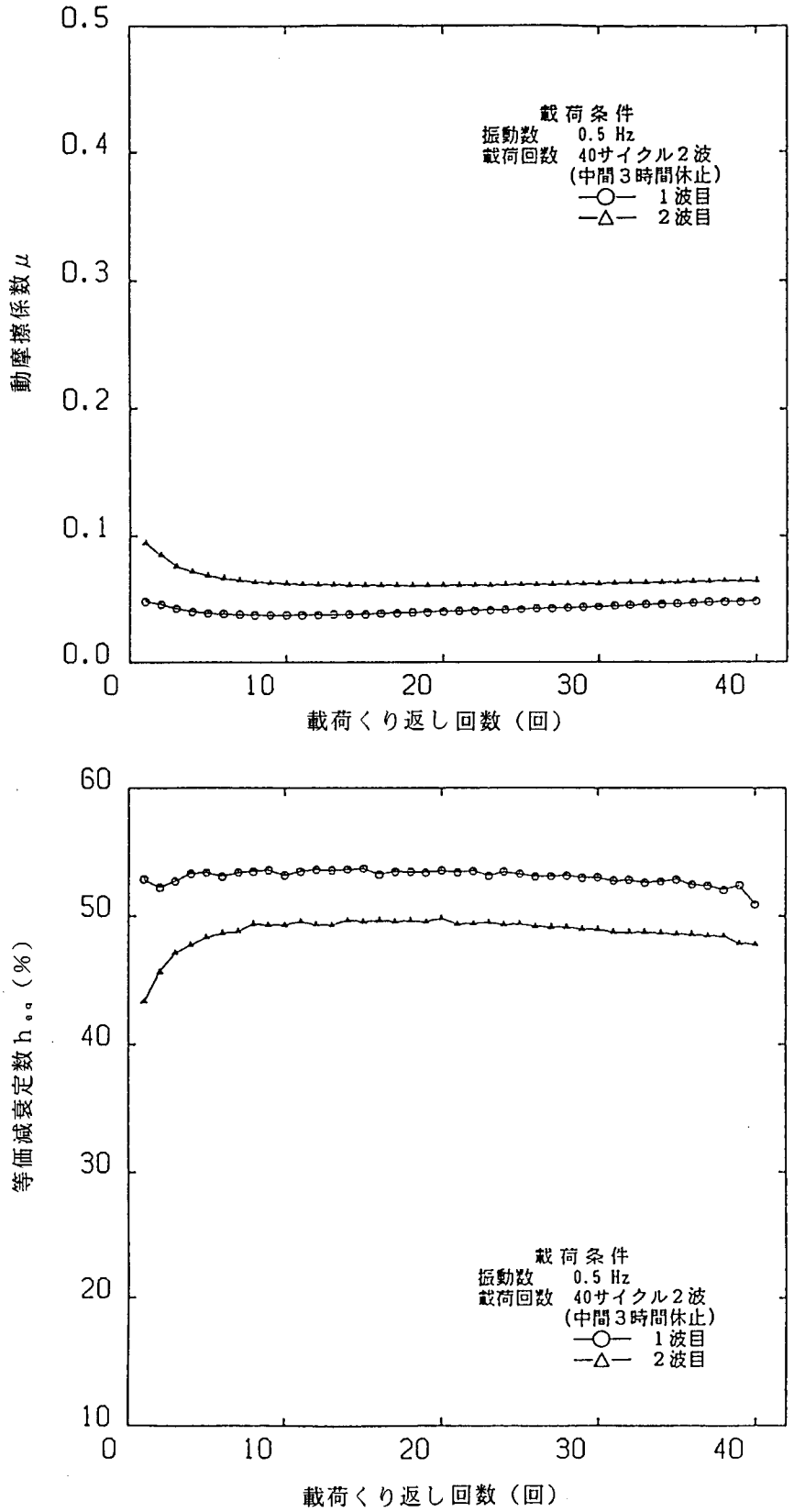


図－1.3.3.70-2　速度（振幅）変化による履歴曲線の対比　シリーズ2

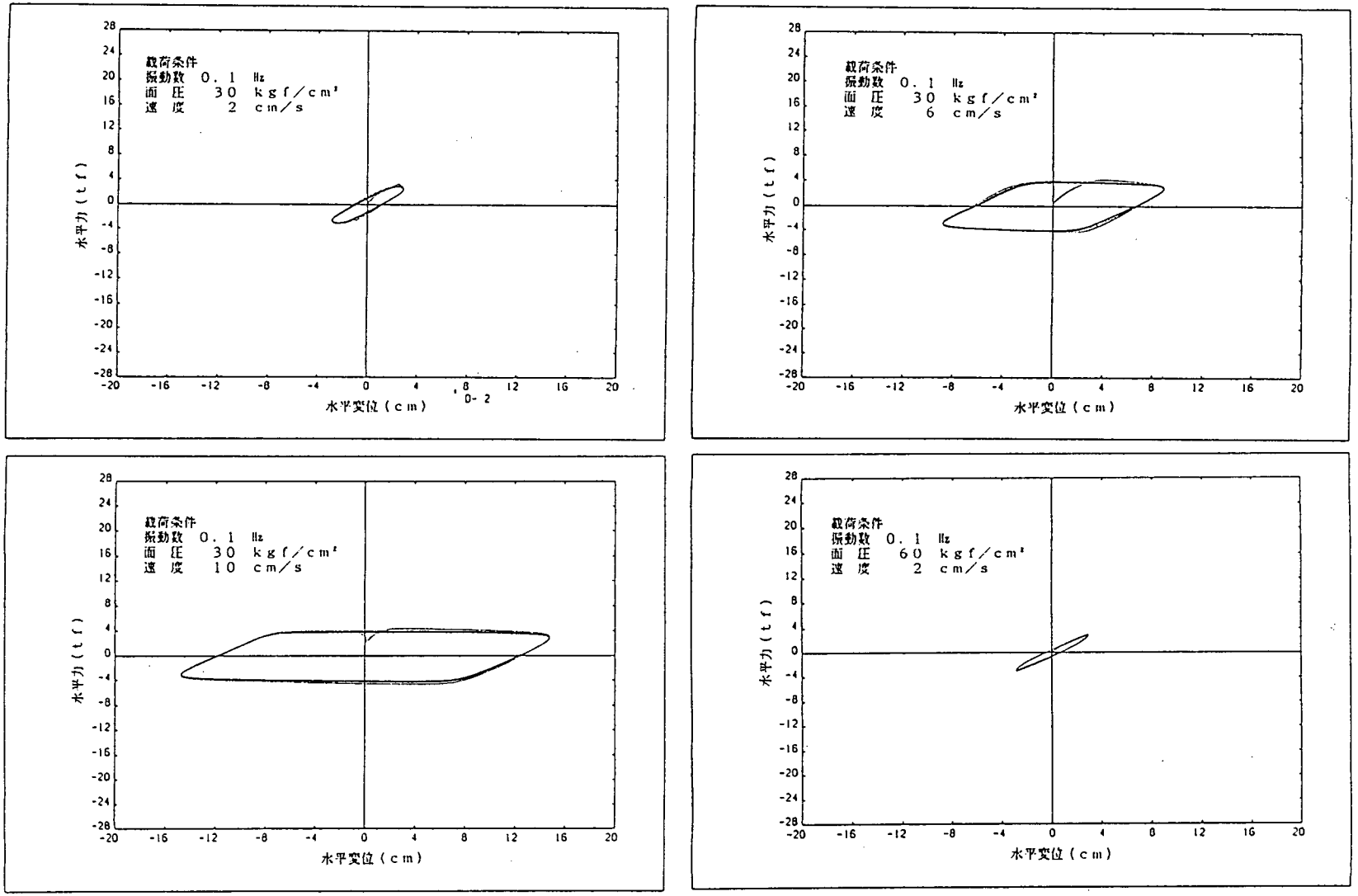




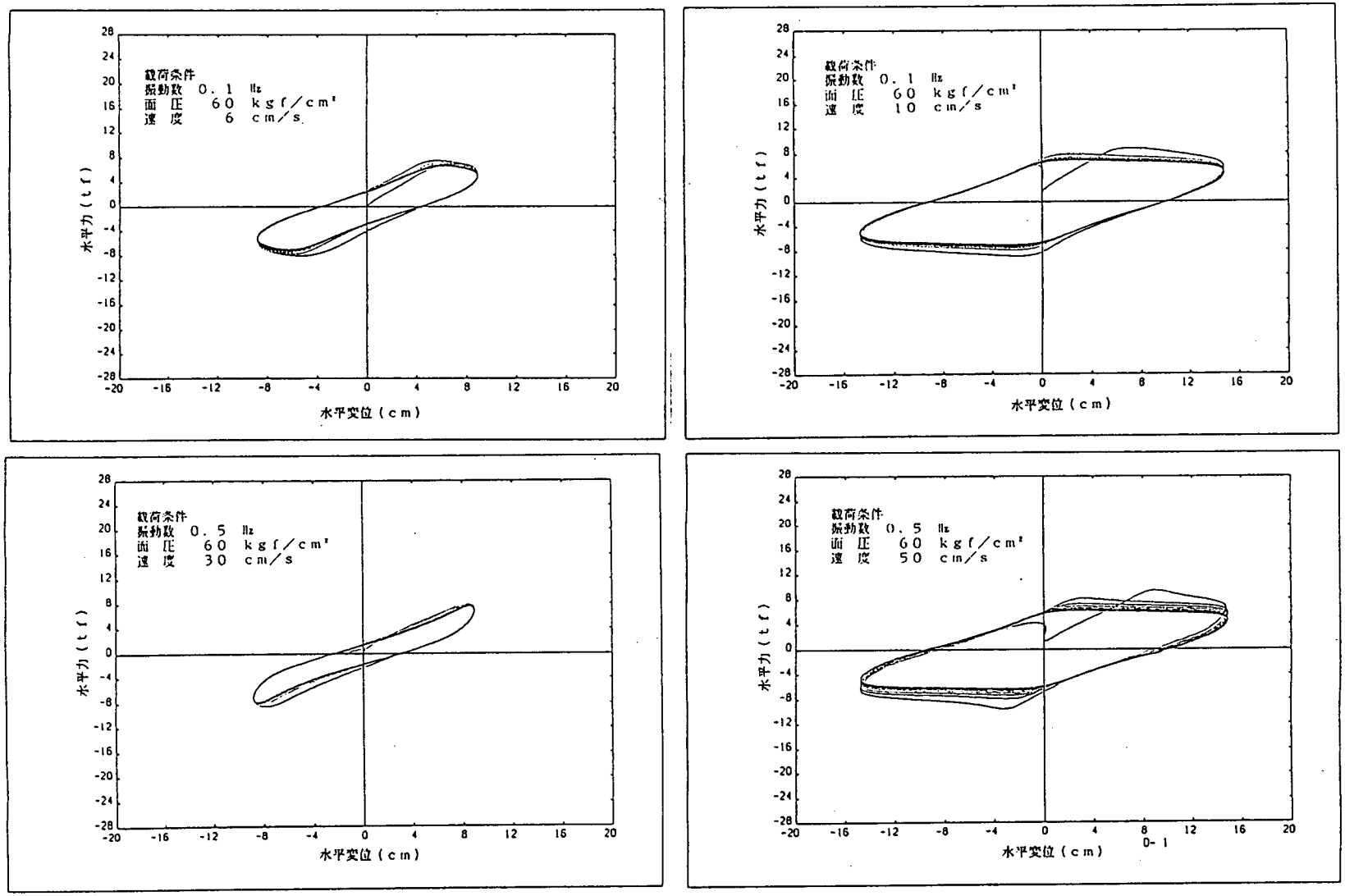
図－1.3.3.71　動摩擦係数、等価減衰定数の速度特性



図－1.3.3.72　動的疲労特性試験結果（試験No.40－1，40－2）


載荷条件
振動数 0.1 Hz
面 圧 30 kgf/cm²
速 度 2 cm/s
載荷条件
振動数 0.1 Hz
面 圧 30 kgf/cm²
速 度 6 cm/s
載荷条件
振動数 0.1 Hz
面 圧 30 kgf/cm²
速 度 10 cm/s
載荷条件
振動数 0.1 Hz
面 圧 60 kgf/cm²
速 度 2 cm/s
水平力（tf）
水平変位（cm）
D-2

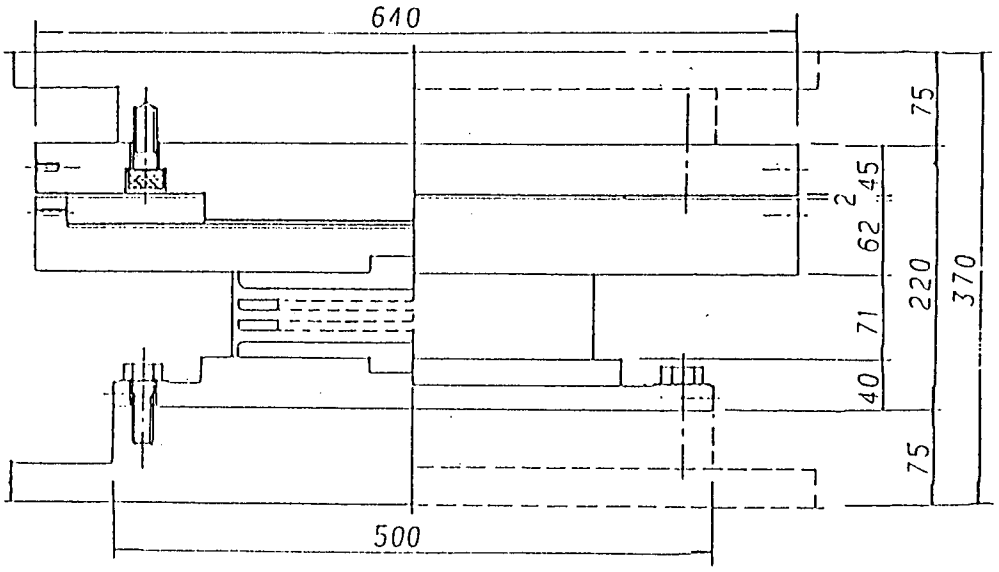
図－1.3.3.73　履歴曲線


載荷条件
振動数　0．1　Hz
面　圧　60　kgf／cm²
速　度　6　cm／s
水平力（tf）
水平変位（cm）
載荷条件
振動数　0．1　Hz
面　圧　60　kgf／cm²
速　度　10　cm／s
水平力（tf）
水平変位（cm）
載荷条件
振動数　0．5　Hz
面　圧　60　kgf／cm²
速　度　30　cm／s
水平力（tf）
水平変位（cm）
載荷条件
振動数　0．5　Hz
面　圧　60　kgf／cm²
速　度　50　cm／s
水平力（tf）
水平変位（cm）
D-1

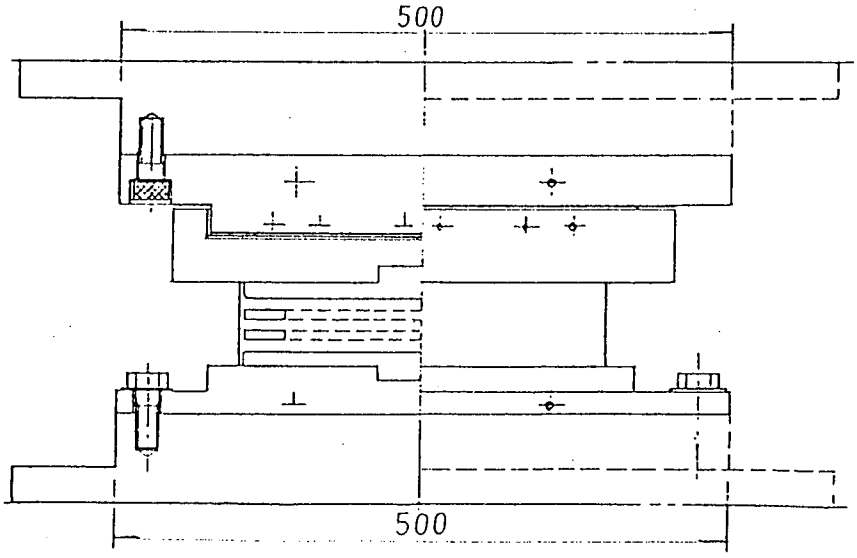
図－1.3.3.74　履歴曲線

(6) 摩擦（すべり）型ダンパー（その2）

i）供試体形状および基本特性

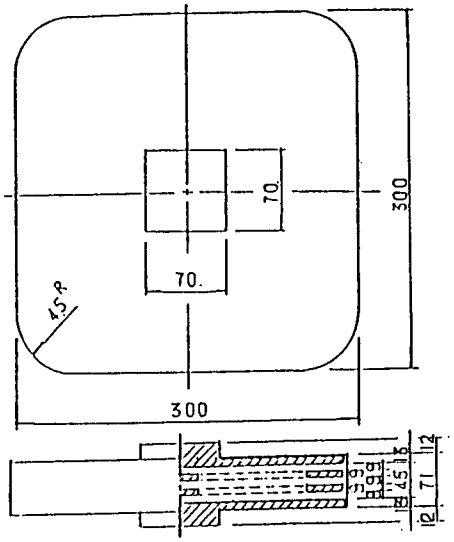


（b）橋軸方向



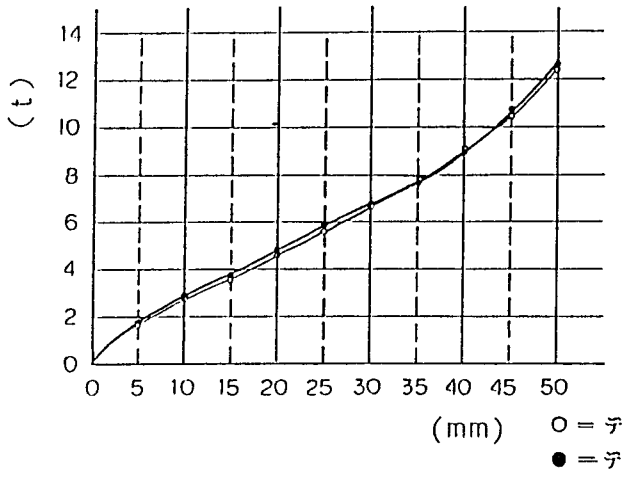
（a）橋軸直角方向

図－1.3.3.75　摩擦（すべり）型ダンパー全体図



図－1.3.3.76　ゴム支承（リング沓）

ゴム支承　圧縮せん断試験　鉛直荷重　３６．９ｔ・ｆ（σ_c＝６０kg･f/cm²）



T･P ＼ δ	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
テスト Ⅰ	1.7	2.7	3.6	4.6	5.6	6.6	7.7	9.0	10.4	12.5
テスト Ⅱ	1.8	2.8	3.8	4.8	5.8	6.7	7.6	8.9	10.7	12.7

テストⅠ(１～２０川)　　；K_s＝２．３１ｔ／ｃ　　（１００%せん断変位での直接ばね）

テストⅡ(N＝４０回×２川)；K_s＝２．３８ｔ／ｃ

図－1.3.3.77　ゴム支承の鉛直変位特性

ii）実験結果

表－1.3.3.31　基本特性

テストNo.	振動数 Hz	計画 面圧 kgf/cm²	計画 せん断ひずみ率 %	実験結果 平均面圧 kgf/cm²	平均せん断変位 ひずみ率 %	平均せん断変位 変位 mm	せん断特性(1) 等価剛性(Keq) tf/mm 1サイクル	3サイクル	10サイクル	4～10平均	等価減衰定数(Heq)% 1サイクル	3サイクル	10サイクル	4～10平均
1	0.1	30	±25	35.5	22.7	10.2	1.62	1.12	1.05	1.07	32.6	45.2	46.0	45.8
							1.51	1.05	0.98	1.0	0.71	0.99	1.00	1.0
2			±50	35.3	45.1	20.3	0.67	0.62	0.58	0.59	47.2	50.4	51.1	51.0
							1.13	1.05	0.98	1.0	0.93	0.99	1.00	1.0
3			±100	36.1	90.9	40.9	0.38	0.35	0.33	0.34	48.9	51.2	52.0	51.7
							1.15	1.04	0.98	1.0	0.95	0.99	1.01	1.0
4			±150	35.7	136.0	61.2	0.27	0.26	0.25	0.25	48.5	49.1	49.6	49.6
							1.07	1.02	1.00	1.0	0.98	0.99	1.00	1.0
5			±200	36.1	182.2	82.0	0.52	0.49	0.46	0.46	19.1	19.9	20.9	20.6
							1.13	1.05	0.99	1.0	0.93	0.96	1.01	1.0
6	0.1	60	±25	72.3	22.4	10.1	1.52	1.34	1.38	1.36	35.5	40.6	39.9	40.3
							1.12	0.98	1.01	1.0	0.88	1.01	0.99	1.0
7			±50	72.2	45.1	20.3	0.86	0.84	0.87	0.86	47.7	48.7	47.8	48.4
							1.00	0.99	1.02	1.0	0.99	1.01	0.99	1.0
8			±100	72.3	90.9	40.9	0.54	0.52	0.52	0.52	50.2	51.8	51.7	52.0
							1.05	1.01	1.01	1.0	0.96	1.00	0.99	1.0
9			±150	72.2	136.4	61.4	0.42	0.40	0.40	0.40	50.0	51.1	51.5	51.4
							1.06	1.01	1.01	1.0	0.97	0.99	1.00	1.0
10			±200	72.8	182.4	82.1	0.49	0.47	0.46	0.47	33.5	33.7	34.6	34.1
							1.04	1.01	0.99	1.0	0.98	0.99	1.01	1.0
11	0.1	120	±25	144.4	22.4	10.1	2.77	2.62	2.62	2.61	14.5	12.0	11.6	11.8
							1.06	1.00	1.00	1.0	1.23	1.02	0.98	1.0
12			±50	144.3	45.3	20.4	1.75	1.90	1.98	1.96	27.4	27.8	25.2	26.2
							0.89	0.97	1.01	1.0	1.05	1.06	0.96	1.0
13			±100	144.1	91.8	41.3	1.16	1.22	1.29	1.26	40.5	40.6	38.7	39.4
							0.92	0.97	1.02	1.0	1.03	1.03	0.98	1.0
14			±150	144.1	137.8	62.0	0.92	0.95	0.99	0.98	43.8	44.2	43.3	43.7
							0.95	0.98	1.02	1.0	1.00	1.01	0.99	1.0
15			±200	144.3	184.4	83.0	0.79	0.81	0.85	0.83	43.3	43.6	43.1	43.4
							0.95	0.98	1.02	1.0	1.00	1.01	0.99	1.0
16	1.0	60	50±25	72.5	21.1	9.5	2.83	2.76	2.77	2.76	17.7	13.8	12.5	13.0
							1.03	1.00	1.00	1.0	1.36	1.06	0.96	1.0
17			50±50	72.6	42.9	19.3	2.04	2.14	2.02	2.07	26.8	28.5	29.7	29.6
							0.99	1.03	0.98	1.0	0.90	0.96	1.00	1.0
18			50±100	73.2	86.0	38.7	1.28	1.22	1.05	1.10	41.4	43.9	44.9	45.5
							1.17	1.11	0.96	1.0	0.91	0.97	0.99	1.0
19			50±150	73.5	128.0	57.6	0.96	0.86	0.73	0.76	45.3	47.4	47.3	48.4
							1.25	1.13	0.95	1.0	0.94	0.98	0.98	1.0
20			50±200	73.9	168.4	75.8	0.79	0.70	0.61	0.62	44.2	46.2	45.0	46.6
							1.27	1.11	0.97	1.0	0.95	0.99	0.97	1.0

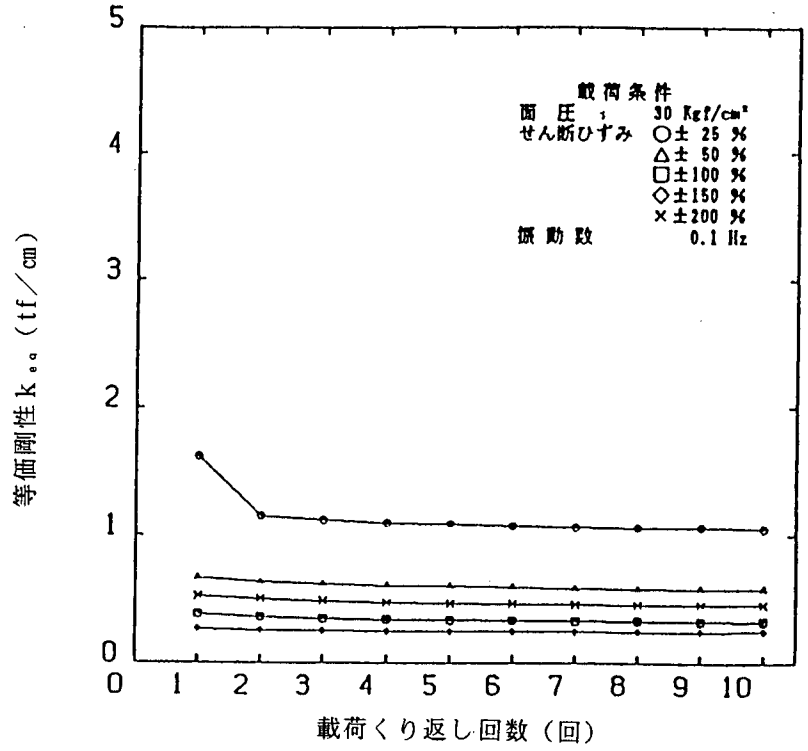
表－1.3.3.32　耐久性

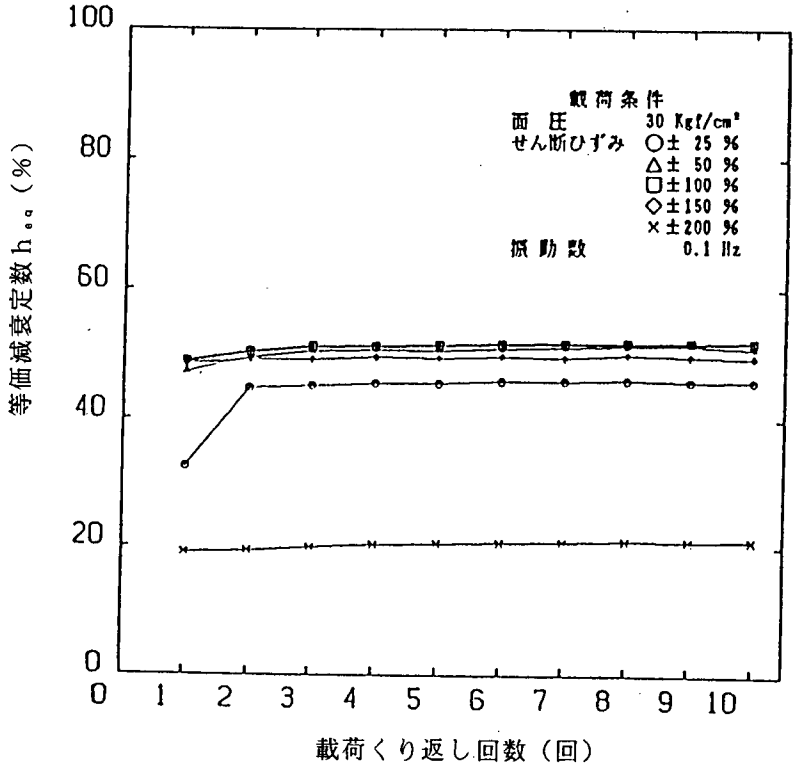
テストNo.	振動数 Hz	計画 面圧 kgf/cm²	計画 せん断ひずみ率 %	実験結果 平均面圧 kgf/cm²	平均せん断変位 ひずみ率 %	平均せん断変位 変位 mm	せん断特性 せん断弾性率 (Geq) kgf/cm² 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均	等価減衰定数 (Heq) % 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均
40－1	0.5	60	± 150	71.8		61.5	0.69	0.37	0.31	0.31	0.32	0.34	0.32	33.0	48.0	52.0	52.6	52.5	51.0	51.9
							2.17	1.14	0.98	0.97	1.01	1.05	1.0	0.64	0.93	1.00	1.01	1.01	0.98	1.0
40－2	0.5	60	± 150	71.9		62.1	0.55	0.42	0.37	0.37	0.38	0.39	0.39	43.7	49.9	51.7	51.5	51.6	50.2	51.3
							1.42	1.10	0.97	0.96	0.97	1.00	1.0	0.85	0.97	1.01	1.00	1.01	0.98	1.0

表－1.3.3.33　鉛直変位特性

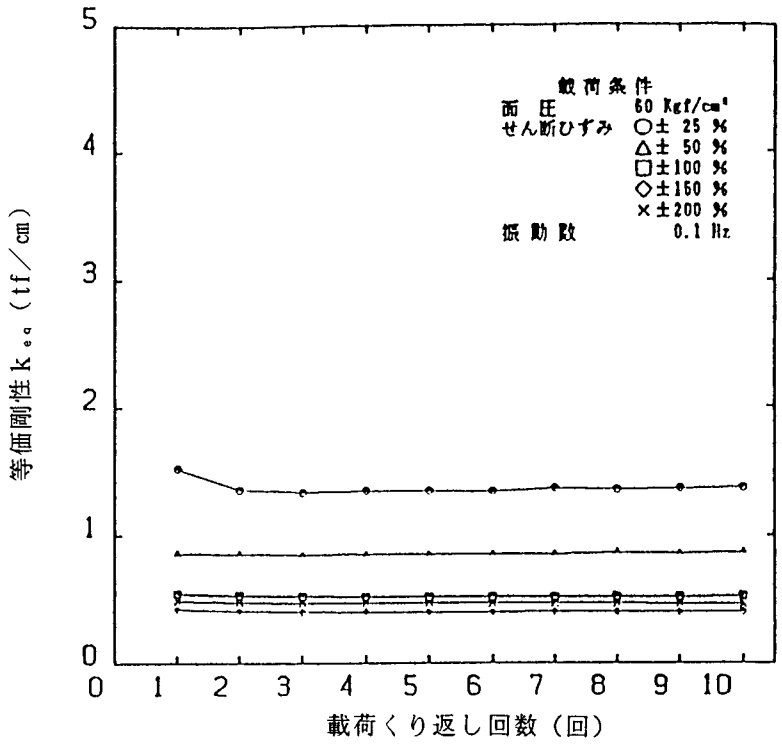
テストNo.	計画面圧 kgf/cm²	実験結果 面圧 kgf/cm² 最小	面圧 kgf/cm² 最大	圧縮変位 mm 最小	圧縮変位 mm 最大	圧縮剛性(KV) tf/mm
V 1	0⇔80	-0.3	80.3	0.0	1.16	61.3
V 2	0⇔80	-0.2	82.6	0.0	1.16	61.4
V 3	0⇔80	-0.2	80.7	0.0	1.16	61.4
V5－1	60±20	39.0	80.1	0.70	1.16	77.6
V5－2	60±20	39.5	80.6	0.70	1.16	78.7
V5－3	60±20	39.6	80.3	0.70	1.15	78.8
V5－4	60±20	38.7	80.1	0.69	1.15	78.9
V5－5	60±20	39.1	80.6	0.69	1.16	78.5

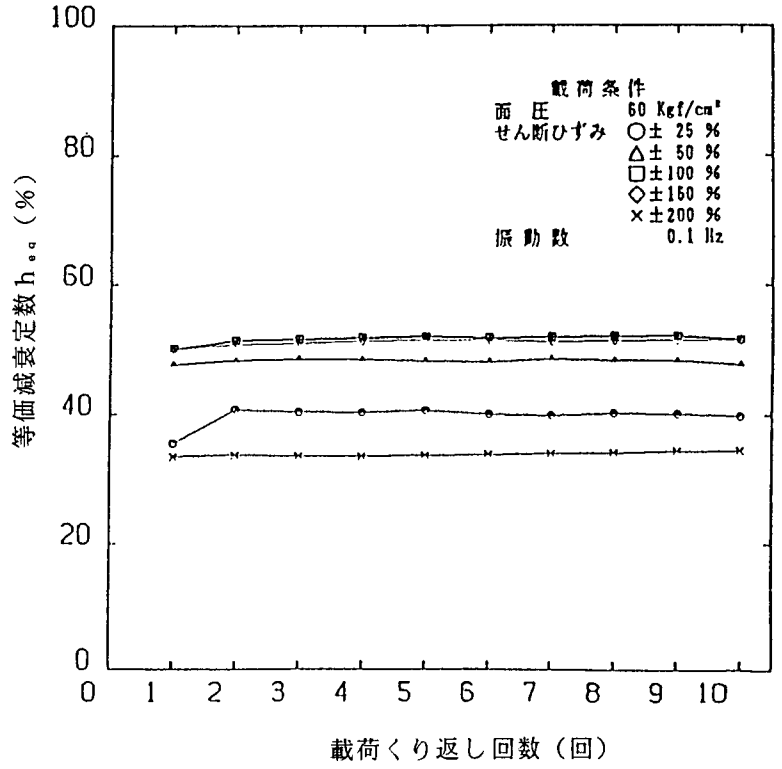
A＝ 880 cm²



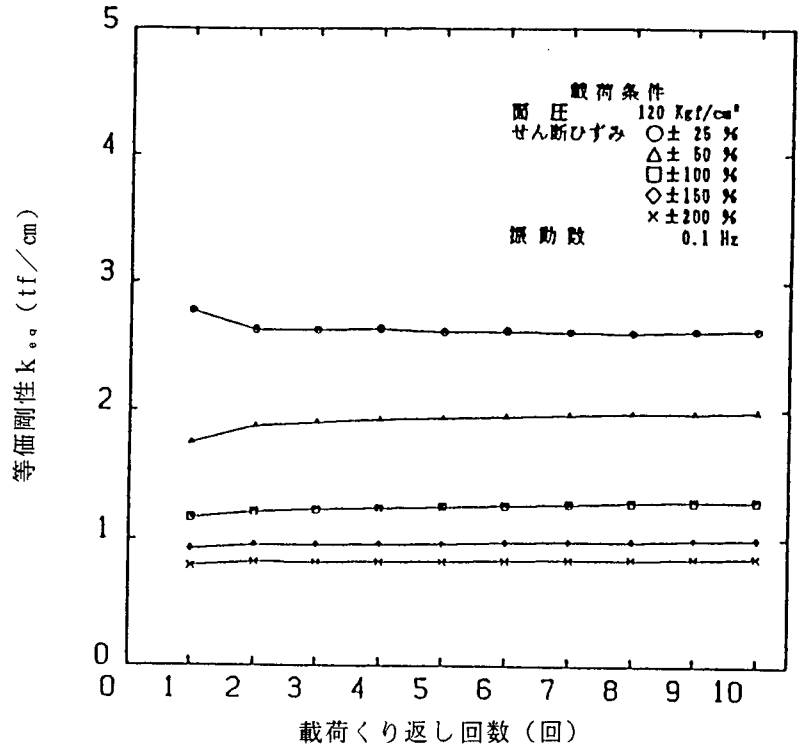


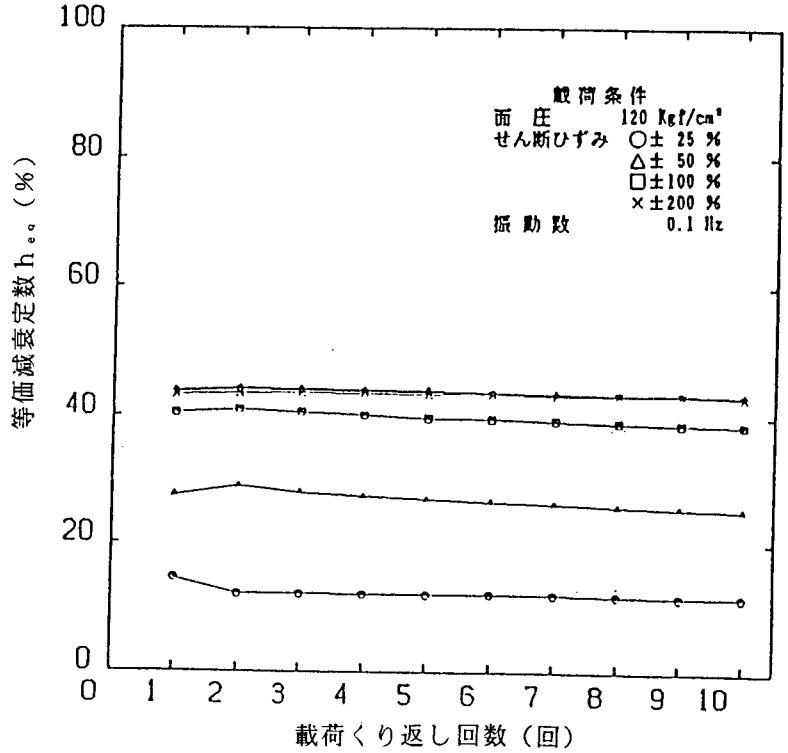
図－1.3.3.78　繰返し載荷による安定性　シリーズ1（試験No.1～5）



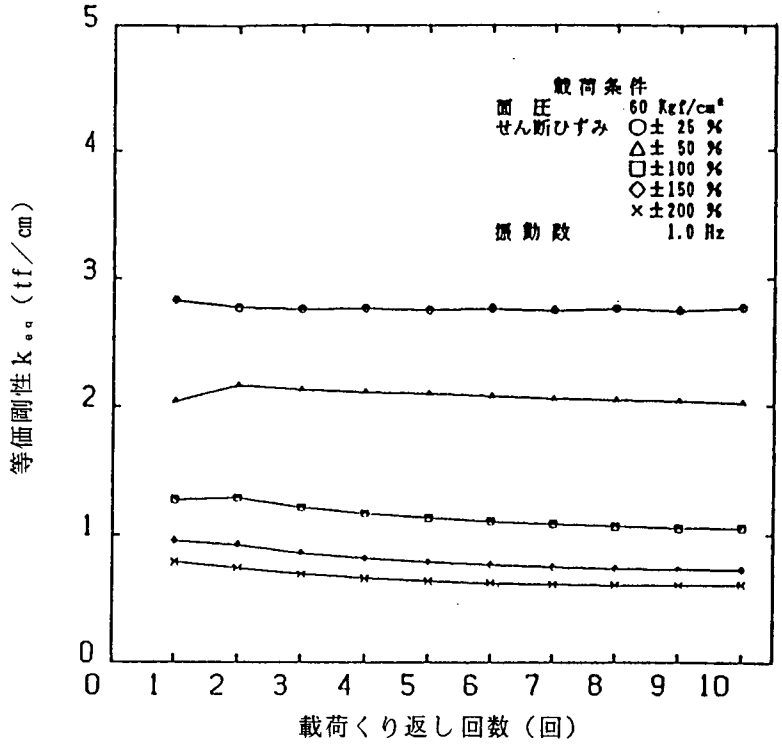


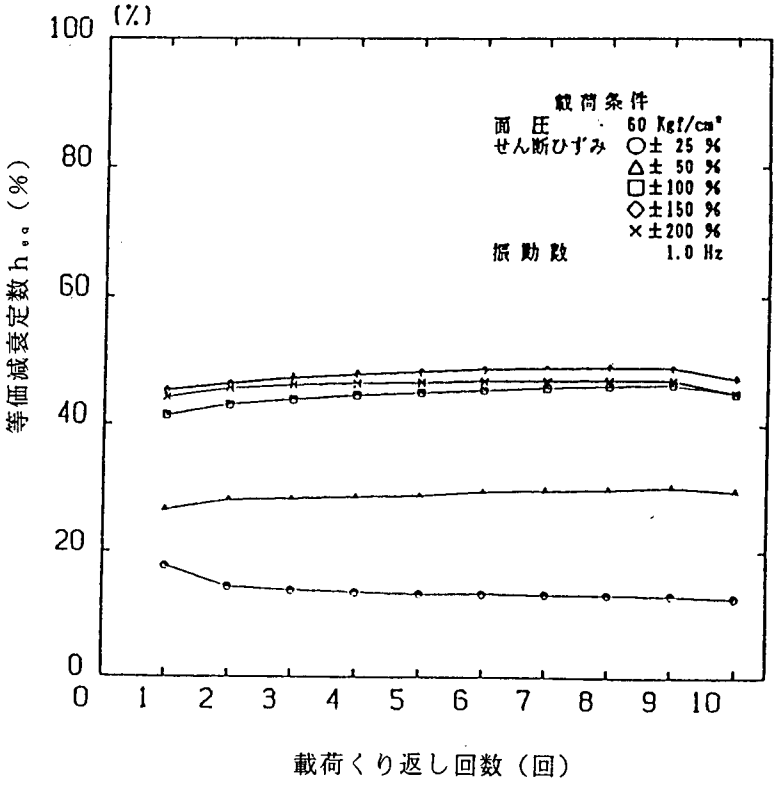
図－1.3.3.79　繰返し載荷による安定性　シリーズ2（試験No.6～10）



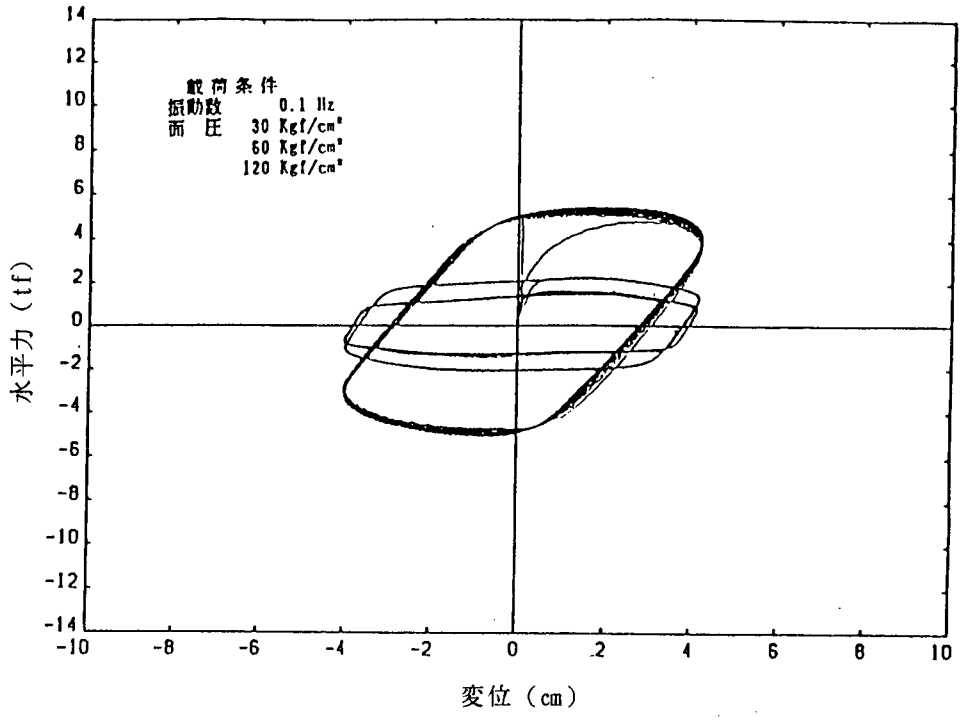


図－1.3.3.80　繰返し載荷による安定性　シリーズ3（試験No.11～15）

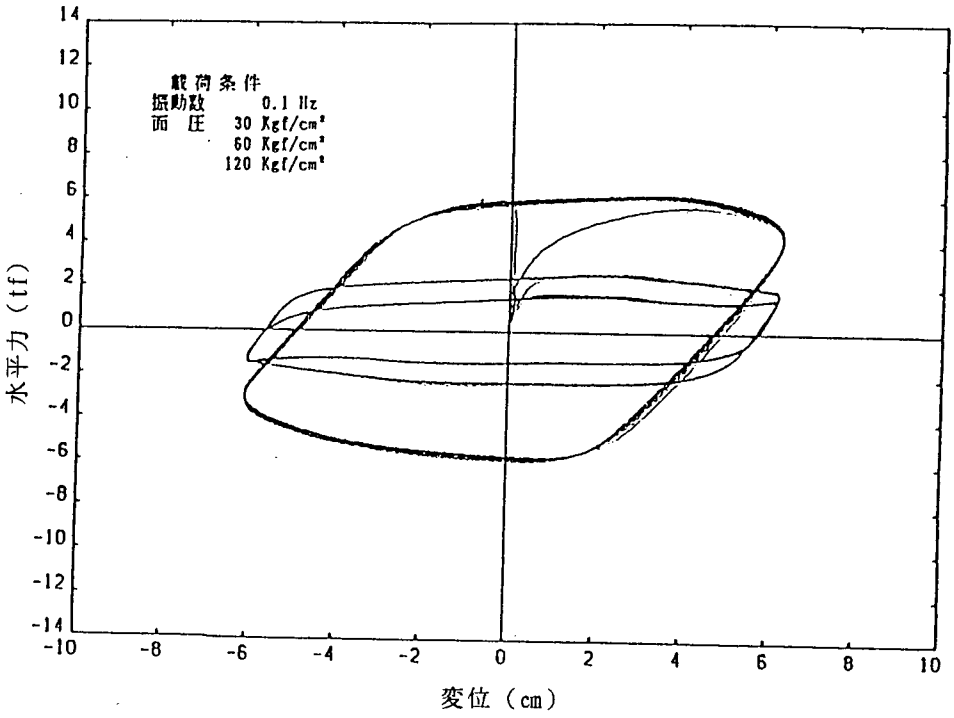




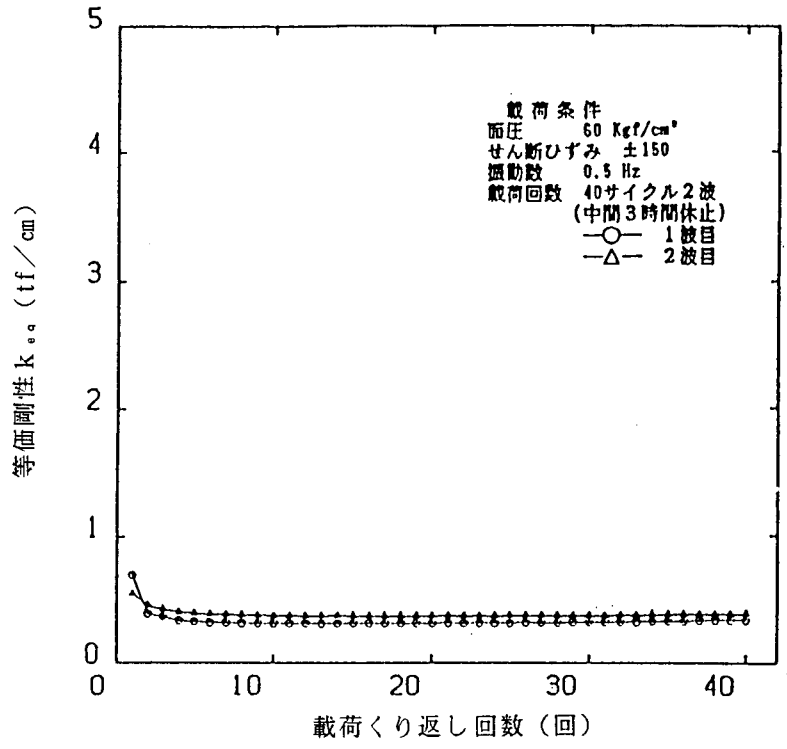
図－1.3.3.81　繰返し載荷による安定性　シリーズ4（試験No.16～20）

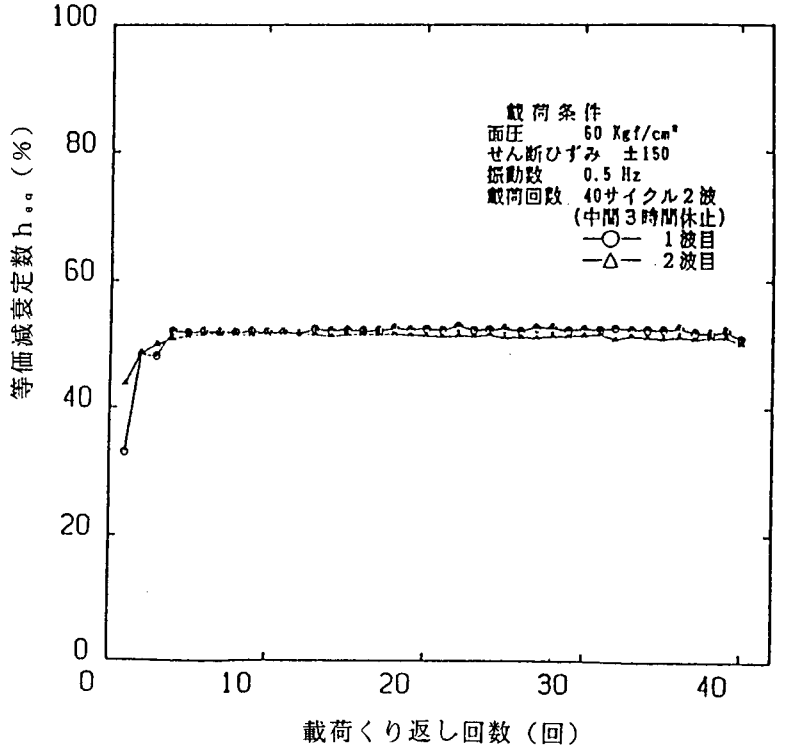


図－1.3.3.82　面圧変化による履歴曲線の対比

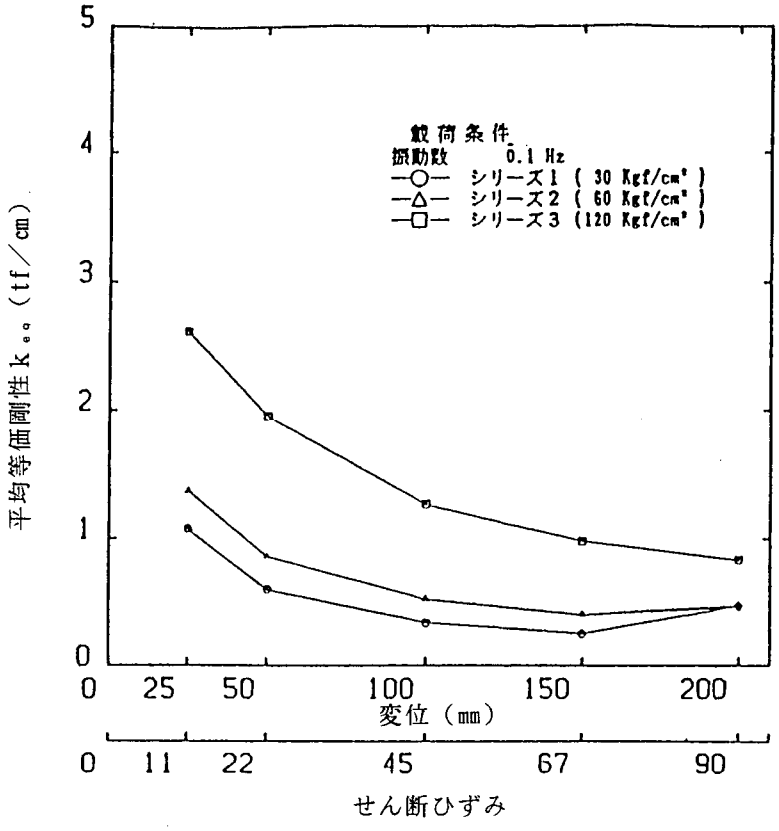


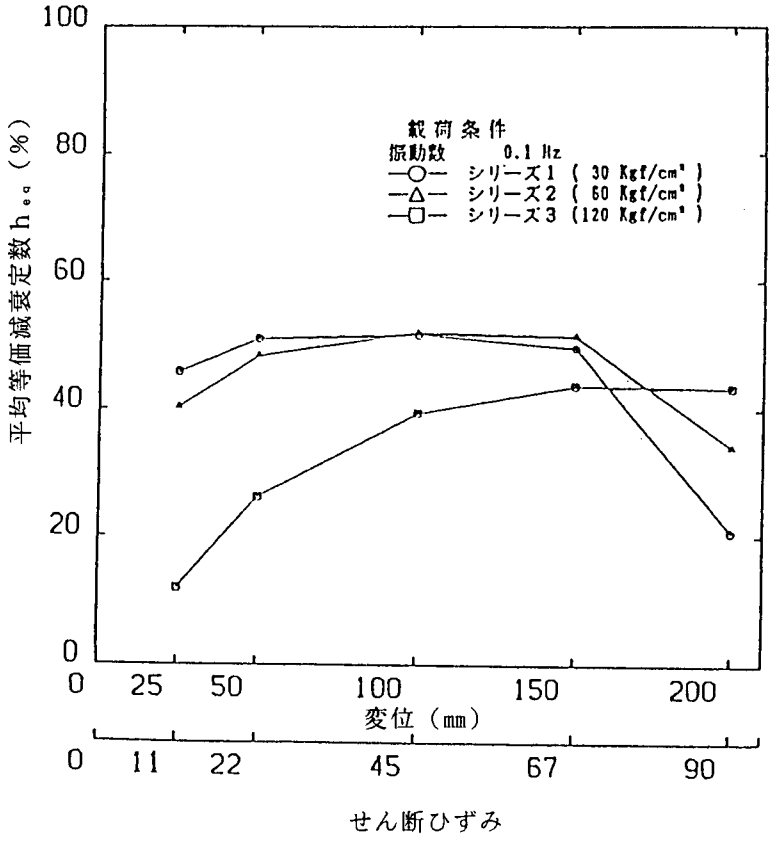
図－1.3.3.83　面圧変化による履歴曲線の対比



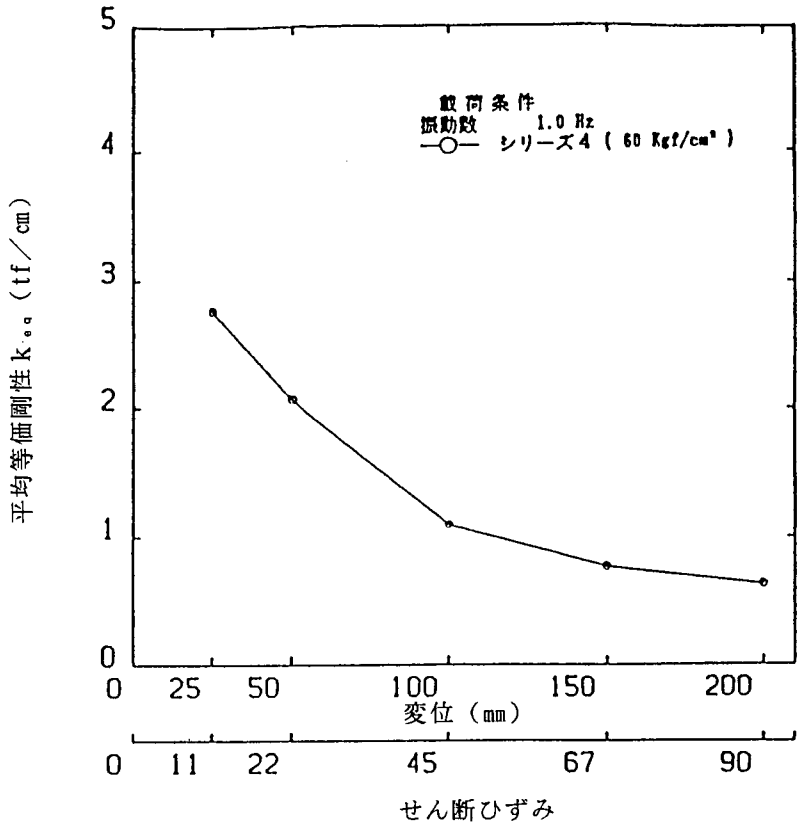


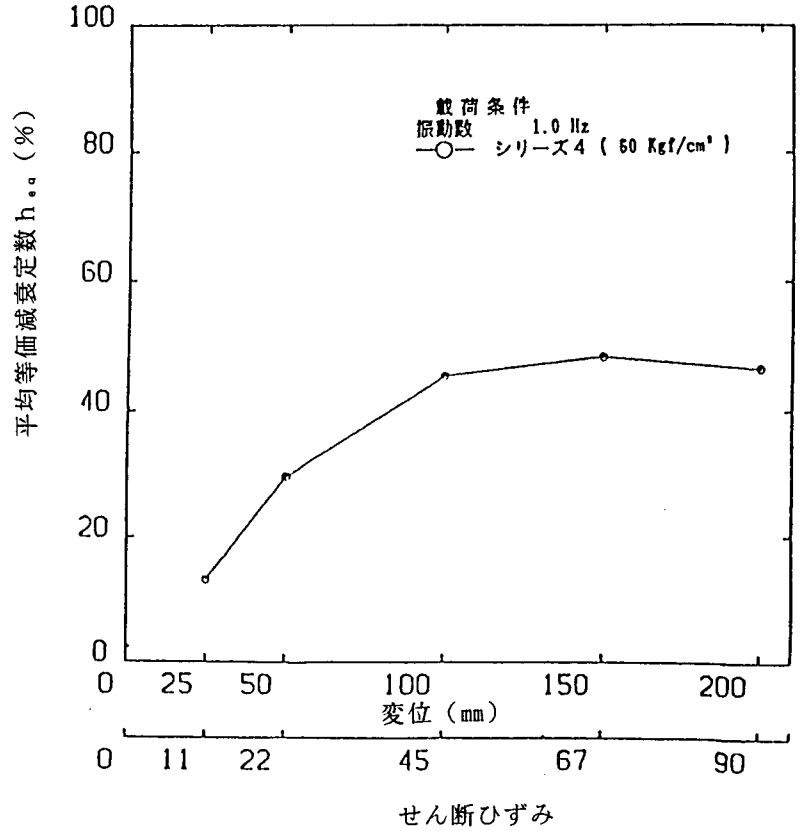
図－1.3.3.84　耐久性（試験No.40－1，40－2）





図－1.3.3.85 平均等価剛性、平均等価減衰定数 ～ 変位（ひずみ）の関係

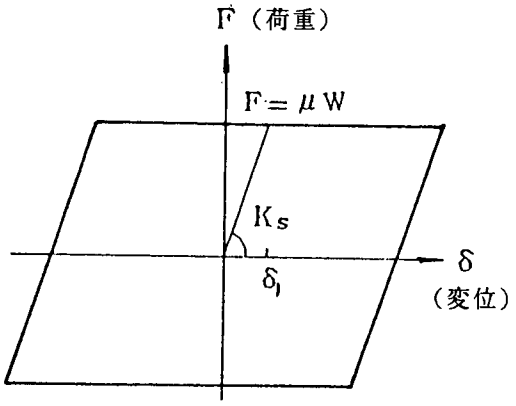




図－1.3.3.86　平均等価剛性、平均等価減衰定数　～　変位（ひずみ）の関係

iii）実験結果に対する考察

(a)履歴曲線



W；鉛直荷重

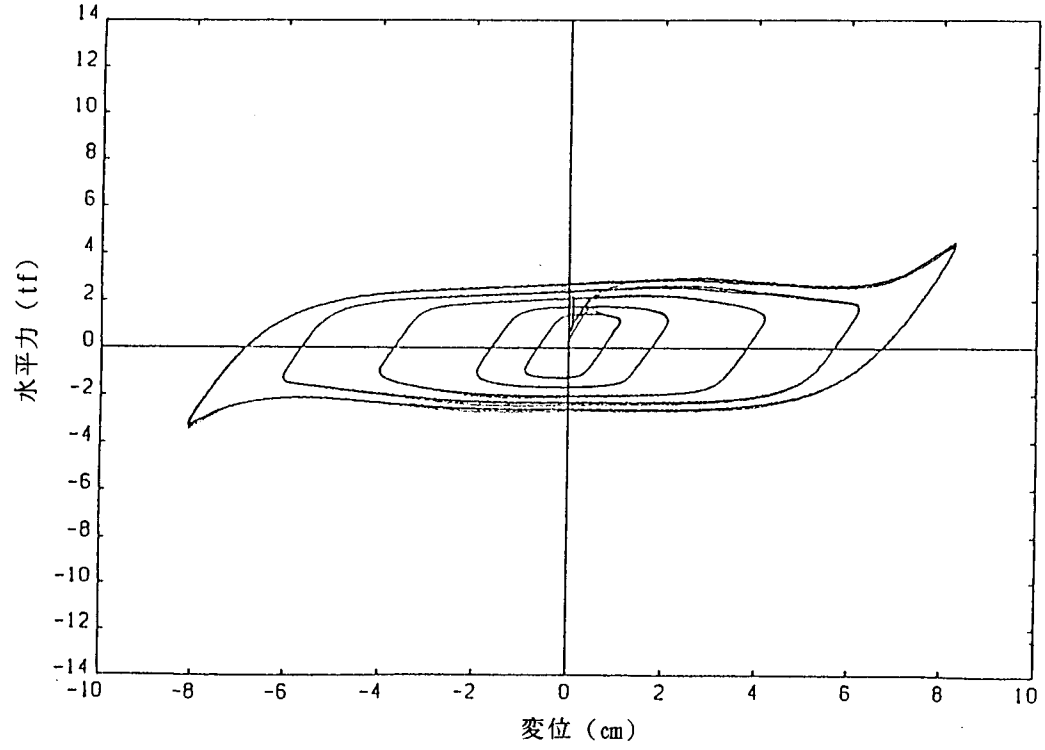
μ；摩擦係数

F；摩擦抵抗力

Ks；ゴム沓のせん断ばね

$$\delta = \frac{F}{K_s}$$

図－1.3.3.87　理想した履歴曲線



TEST 6～10（σ_c ＝60kg・f/cm²，f＝0.1HZ）

変位＝25→50→ 100→ 150→ 200%

相当変位

図－1.3.3.88　実験で得られた代表的な履歴曲線

(b)摩擦係数

表－1.3.3.34　摩擦係数

テストNo.	振動数 HZ	計画 面圧 kg・f/cm²	計画 せん断ひずみ率%	実験結果 鉛直荷重 t	摩擦抵抗力（μ） 1サイクル	3サイクル	10サイクル
1	0.1	30	25	26.4	0.06	0.04	0.04
2			50		0.05	0.05	0.04
3			100		0.06	0.05	0.05
4			150		0.06	0.06	0.06
5			200		※ 0.16	0.15	0.14
6	0.1	60	25	52.8	0.03	0.03	0.03
7			50		0.03	0.03	0.03
8			100		0.04	0.04	0.04
9			150		0.05	0.05	0.05
10			200		※ 0.08	0.07	0.07
11	0.1	120	25	105.5	0.03	0.03	0.03
12			50		0.03	0.04	0.04
13			100		0.06	0.05	0.05
14			150		0.05	0.06	0.06
15			200		0.06	0.06	0.07
16	1.0	60	25	52.8	0.05	0.05	0.05
17			50		0.07	0.08	0.07
18			100		0.09	0.09	0.08
19			150		0.10	0.09	0.08
20			200		0.11	0.10	0.09

$$\mu = \frac{Pmax - Pmin}{2} \times \frac{1}{Pv}$$

※δ＝ 200%域は履歴曲線に突出部（ゴム沓のせん断ばね）の荷重最大価に相当するμである。

①ＰＴＦＥ材とＳＵＳ材との安定した摩擦係数が検証された。

②通常のゴム沓の25%～50%の小ひずみ域でも、μ値として0.03～0.04と安定した摩擦係数を示した。

③通常のゴム沓の設計上の地震時最大変位の 150%域でもμmax ＝0.06であった。

④面圧依存性についても、設計応力σ_c ＝80kg・f/cm²×1.5 の 120kg・f/cm²の面圧下でもμの値として、0.03～0.06の範囲であることが確認された。

⑤すべり速度依存性として、0.1 HZと1.0 HZとを対比すると、速くなると0.02～0.03ほどμ値が上昇する傾向を示した。

⑥ひずみ依存性として、表に示したように摩擦係数は 100%～ 150%のひずみ相当変位で0.02～0.03ほど大きくなる傾向を示した。

（すべり遊間に配置した弾性パッキンの効果として）

(c)等価減衰定数

各条件下での10回の繰り返し載荷内の観察

①全体的な傾向として2回目～10回目までの等価減衰定数は安定し、一定の値を示している。（試験データ参照）

代表例としてテスト2の条件（σ_c =60kg・f/cm², f =0.1 HZ）の試験結果を示す。

表－1.3.3.35 等価減衰定数

等価減衰定数 HE					
N \ %	25	50	100	150	200
1	0.355	0.477	0.502	0.500	0.355
2	0.408	0.484	0.515	0.509	0.338
3	0.406	0.487	0.518	0.511	0.337
4	0.405	0.486	0.520	0.514	0.337
5	0.408	0.484	0.521	0.515	0.338
6	0.402	0.483	0.519	0.515	0.340
7	0.400	0.487	0.521	0.513	0.341
8	0.403	0.484	0.522	0.514	0.342
9	0.402	0.484	0.522	0.516	0.345
10	0.399	0.478	0.517	0.515	0.346

(d)等価剛性

すべり型の当支承は、基本のモデル履歴曲線に示されるように、摩擦抵抗力としてのF＝μwとしてのF値の安定性が目標となる。

したがって、荷重最大と変位最大の勾配での等価剛性は基本的には意味はない。

しかし、履歴曲線の安定性を示す指標として評価すると、表－1.3.3.36に示すように10回載荷で一定した結果を得た。

また、各試験条件におけるK_s 値（ゴムのせん断ばねとしての勾配）の安定性と、25～150 %の相当変位域でも安定したばね定数が確認された。

代表例としてテスト2の条件（σ_c =60kg・f/cm², f =0.1 HZ）の試験結果を示す。

表－1.3.3.36　等価剛性

N ＼ %	等価剛性　KE　tf／cm				
	25	50	100	150	200
1	1.52	0.86	0.54	0.42	0.49
2	1.36	0.85	0.53	0.41	0.47
3	1.34	0.84	0.52	0.40	0.47
4	1.35	0.85	0.52	0.40	0.47
5	1.35	0.85	0.51	0.40	0.47
6	1.35	0.85	0.52	0.40	0.47
7	1.37	0.85	0.52	0.40	0.47
8	1.36	0.86	0.52	0.40	0.47
9	1.37	0.86	0.52	0.40	0.46
10	1.38	0.87	0.52	0.40	0.46

(e)等価減衰定数の、ひずみおよび振動数変化による影響

実験結果よりσ_c ＝60kg・f/cm²の速度依存性をf＝0.1 HZとf＝1.0 HZとを対比する。

表－1.3.3.37　等価減衰定数－ひずみおよび振動数の関係

σ_c ＼ HE(f) ／ %	60kg・f/cm²	
	HE（f＝0.1）	HE（f＝1.0）
25	0.40	0.12～0.13
50	0.48	0.28～0.29
100	0.51～0.52	0.45～0.46
150	0.51	0.47～0.48
200	0.34	0.46～0.47

注）HEの値はN＝1～10の平均的な代表値として示す。

①小変位域（25～50％）での等価減衰の速度依存性が観察された。

②大変位域（ 100～150 ％）ではその差は僅小となる。

(f)繰り返し水平載荷による特性

死荷重反力を想定した面圧（σ_c ＝60kg・f/cm²）、相当変位（δ＝±150 ％）、速度（f＝0.5 HZ）で、40回の繰り返し載荷を2シリーズ反復し、計80回の繰り返し載荷過程における特性値の変化を観察した。

次頁に示したように、1回目を除けば2回目～40回目まで安定した等価減衰定数（he）および等価剛性（Ke）を得た。

したがって、80回載荷過程における摩擦係数μの変化はほとんどないものと評価された。

なお、すべり面が密閉状態であるため、80回載荷過程におけるＰＴＦＥの摩耗現象は観察することができなかった。ゴム部の温度上昇は特に認められなかった。

(g)耐久性

表－1.3.3.38　40回くり返し載荷における等価減衰定数および等価剛性の変化

N＼N=40	等価減衰（ＨＥ）		（参）等価剛性（ＫＥ）	
	1回目	2回目	1回目	2回目
1	0.330	0.370	0.69	0.55
2	0.483	0.486	0.39	0.46
3	0.480	0.499	0.37	0.42
4	0.520	0.507	0.33	0.40
5	0.518	0.512	0.33	0.39
6	0.520	0.515	0.32	0.39
7 ∫ 34	0.51 ∫ 0.52	∫ 0.51 ∫	0.31 ∫ 0.33	0.37 ∫ 0.38
35	0.524	0.510	0.33	0.38
36	0.526	0.513	0.33	0.38
37	0.520	0.510	0.33	0.38
38	0.518	0.511	0.34	0.38
39	0.522	0.512	0.33	0.38
40	0.510	0.502	0.34	0.39

(h)鉛直変位特性

ゴム沓の鉛直ばね定数の確認として、支圧応力０～80kg・ｆ/cm²の圧縮試験結果

1回目	611.77 t/c
2回目	611.80 t/c
3回目	610.75 t/c

ゴム沓の設計ばね

$$K_c = \frac{(3+6.58\times S^2)\ G\cdot A}{\eta\cdot te\cdot r}$$

$$= \frac{(3+6.58\times 8.3^2)\times 10.5\times 879}{3\times 0.9\times 2.0}$$

$$= 780\ t/c$$

同じくσ_c ＝30kg・ｆ/cm²～70kg・ｆ/cm²の圧縮ばね

1回目	772.01 t/c
2回目	785.17 t/c
3回目	788.18 t/c
4回目	788.73 t/c
5回目	784.90 t/c

いずれも安定した鉛直ばね特性が確認された。

＜民側担当会社＞　　(株) ビー・ビー・エム

(7) 鋼製ダンパー

i）供試体

供試体形状を図－1.3.3.89に示す。供試体は外径 600㎜の円形タイプおよび長円形タイプの２種類である。また、全供試体共、断面は同一である（幅50㎜、厚さ30㎜）。供試体の試験装置への設置状況を図－1.3.3.90に示す。また、試験状況を写真－1.3.3.7 に示す。

ii）実験結果（せん断特性）

a）基本特性実験

実験は、振動数を0.5Hzと一定にし、水平振幅を50㎜、 100㎜、 150㎜として、各10回の繰返し加振を行った。鋼製ダンパーは鉛直方向の力を受持たないので、鉛直方向には無載荷の状態で加力を行った。

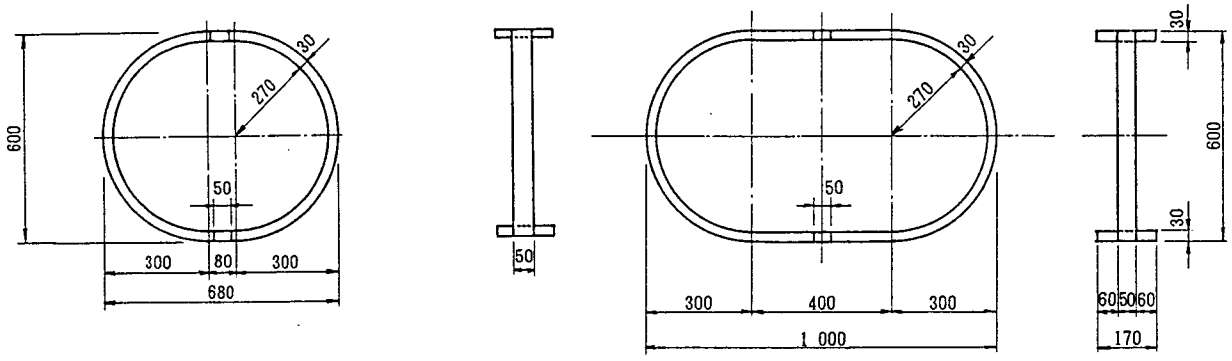
実験結果を表－1.3.3.39および図－1.3.3.91～図－1.3.3.100 に示す。テストNo.1～No.3は円形タイプ、テストNo.4～No.6は長円形タイプの実験結果である。

・結果の評価

鋼製ダンパーは、繰返しによる等価剛性、等価粘性減衰定数等の変化がほとんどない。また、温度、周波数および速度変化が特性に及ぼす影響もほとんどない。

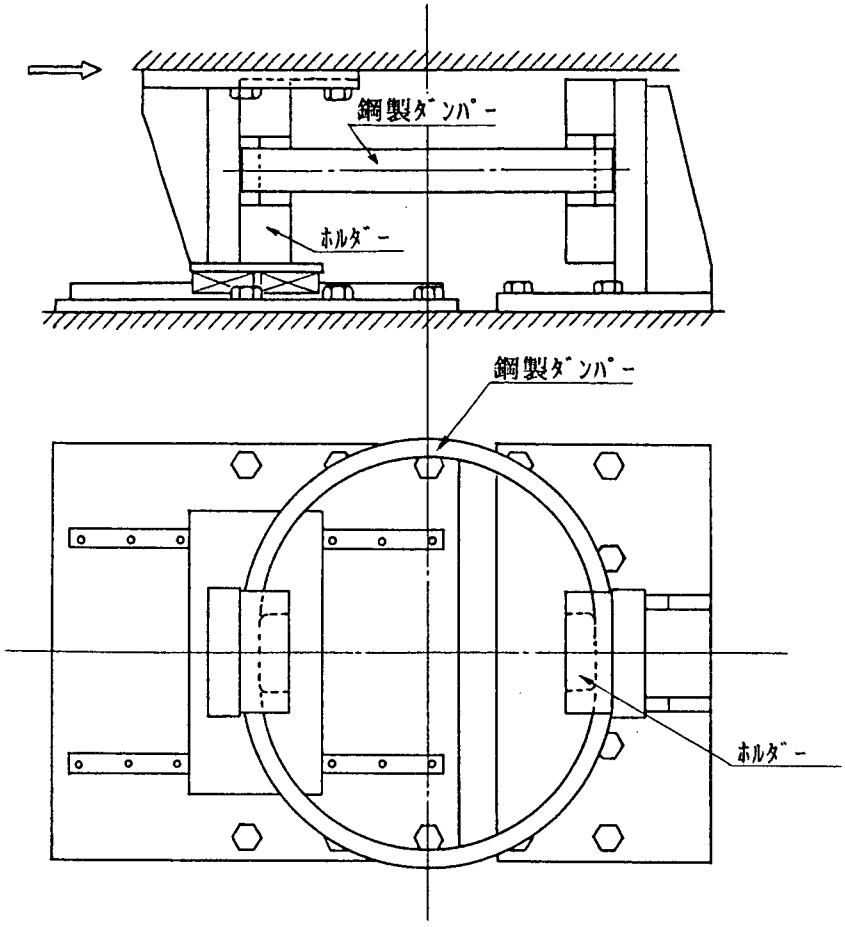
鋼製ダンパーは、鋼材の塑性変形により大きな減衰性能が得られる。等価粘性減衰定数で、約27%～40%程度である。

等価剛性は変位の増大に伴い低下し、等価粘性減衰定数は変位の増大に伴い増加する。

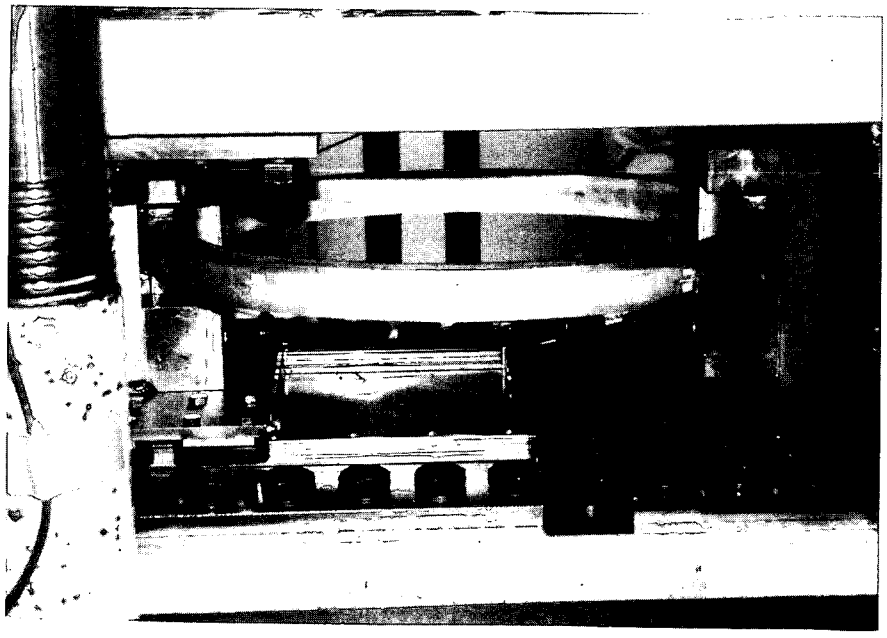


（a）円形タイプ　　（b）長円形タイプ

図－1.3.3.89　供試体形状



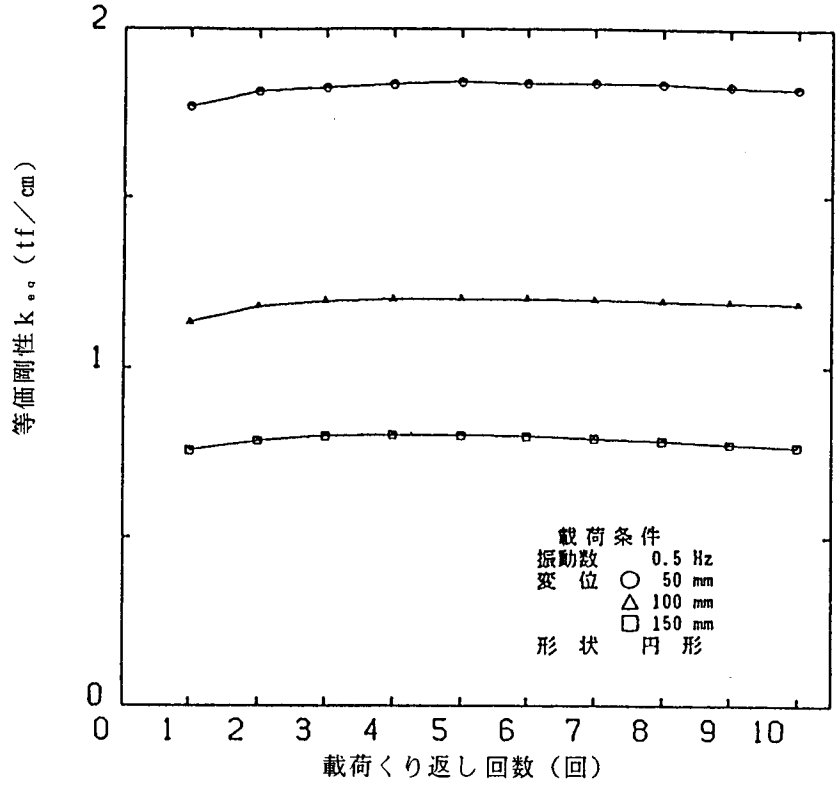
図－1.3.3.90　供試体の試験装置への設置状況



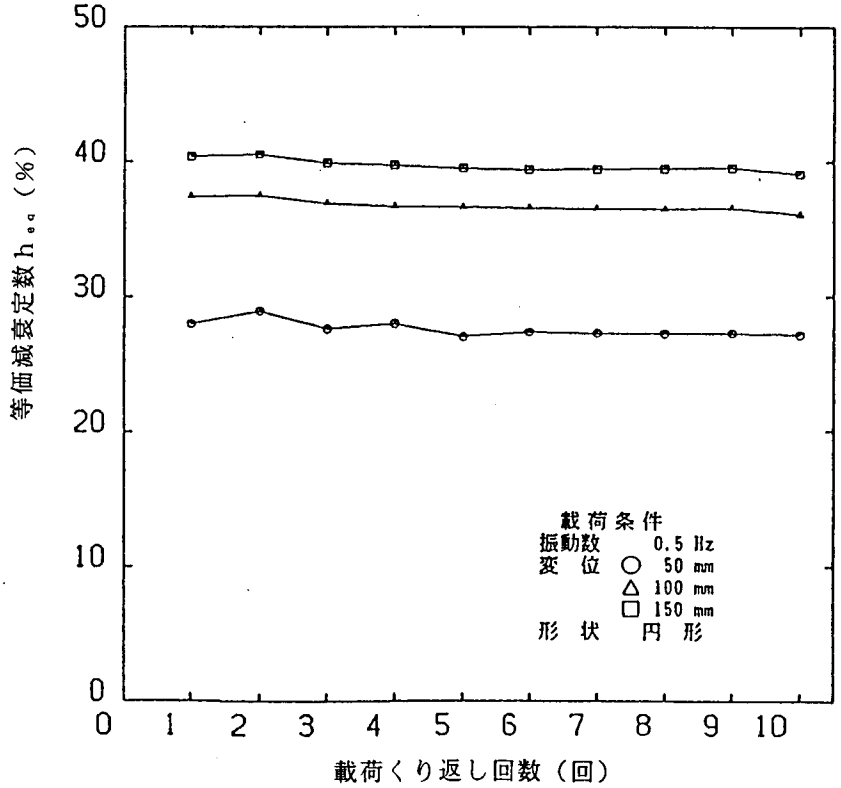
写真－1.3.3.7　試験状況

表－1.3.3.39　基本特性試験結果一覧

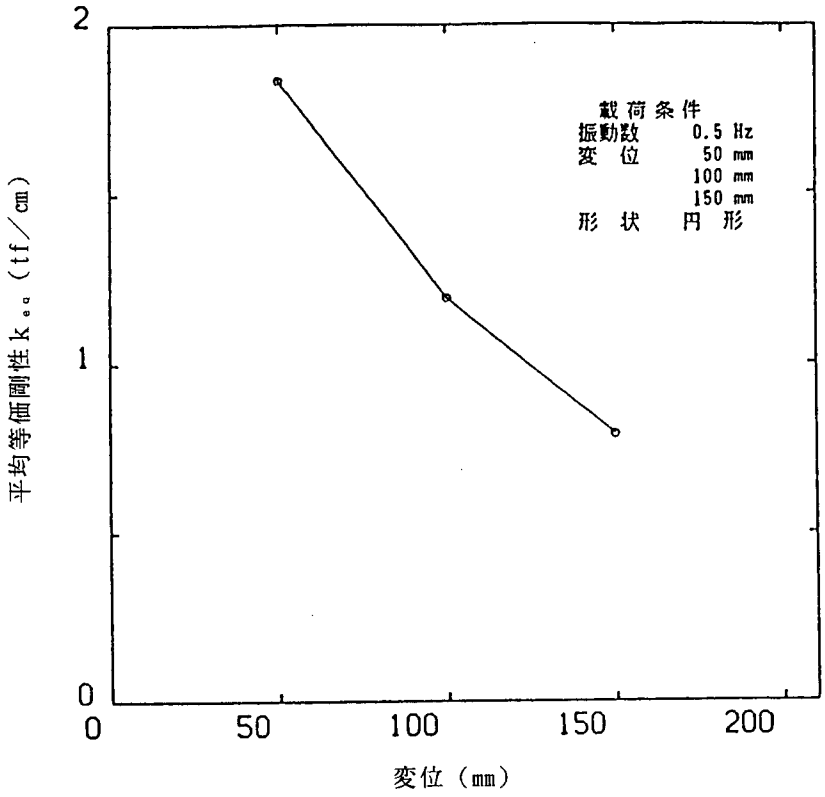
テストNo.	振動数 Hz	計画		実験結果									
		面圧 kgf/cm²	水平変位 mm	平均面圧 kgf/cm²	平均せん断変位		せん断特性(1)						
					ひずみ率 %	変位 mm	等価剛性(Keq) tf/mm				等価減衰定数(Heq)%			
							1サイクル	3サイクル	10サイクル	4～10平均	1サイクル	3サイクル	10サイクル	4～10平均
1	0.5	0	± 50			45.8	1.77	1.83	1.82	1.83	28.0	27.6	27.2	27.4
							0.97	1.00	0.99	1.0	1.02	1.01	0.99	1.0
2			±100			92.3	1.13	1.20	1.19	1.20	37.4	36.9	36.1	36.5
							0.95	1.00	0.99	1.0	1.03	1.01	0.99	1.0
3			±150			139.1	0.76	0.80	0.77	0.79	40.4	39.9	39.1	39.5
							0.96	1.01	0.97	1.0	1.02	1.01	0.99	1.0
4	0.5	0	± 50			45.7	0.98	1.02	1.01	1.01	19.0	19.0	17.6	18.1
							0.97	1.00	1.00	1.0	1.05	1.05	0.97	1.0
5			±100			91.5	0.59	0.60	0.59	0.60	31.9	30.7	29.8	30.1
							0.98	1.00	0.99	1.0	1.06	1.02	0.99	1.0
6			±150			137.6	0.43	0.43	0.42	0.43	37.0	36.7	36.6	36.7
							1.01	1.01	0.99	1.0	1.01	1.00	1.00	1.0



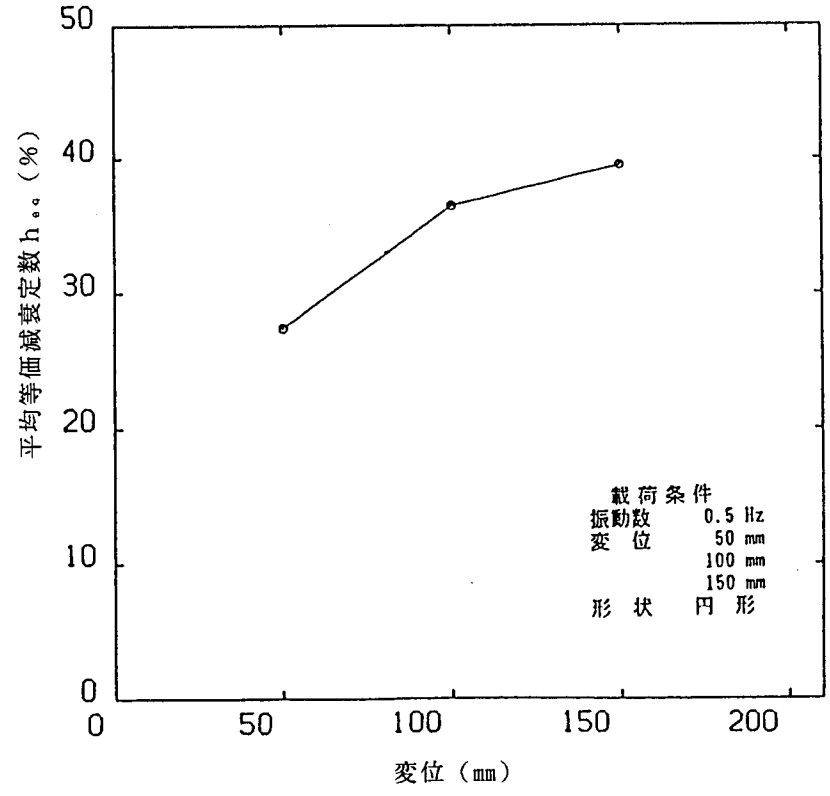
図－1.3.3.91　等価剛性の比較（テストNo.1～No.3）



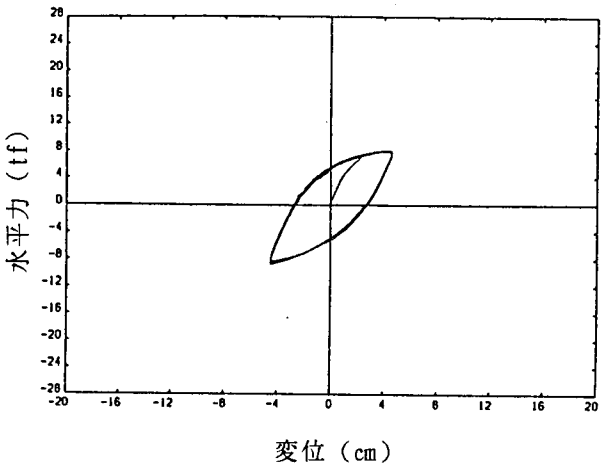
図－1.3.3.92　等価粘性減衰定数の比較（テストNo.1～No.3）



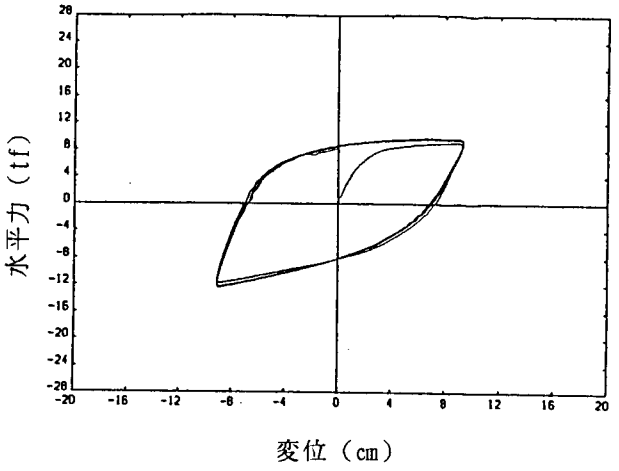
図－1.3.3.93　平均等価剛性－変位の関係（円形）



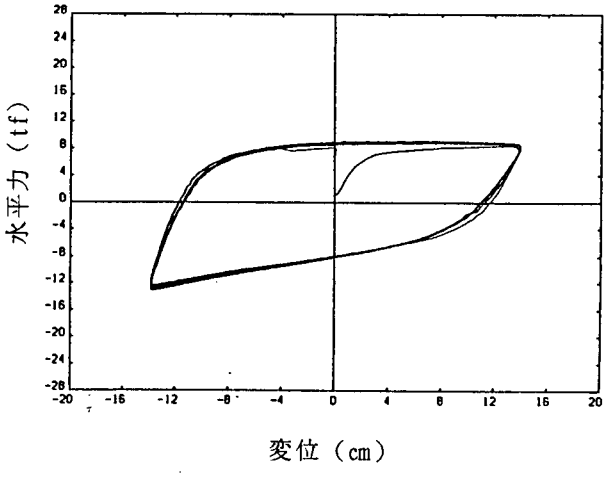
図－1.3.3.94　平均等価粘性減衰定数－変位の関係（円形）



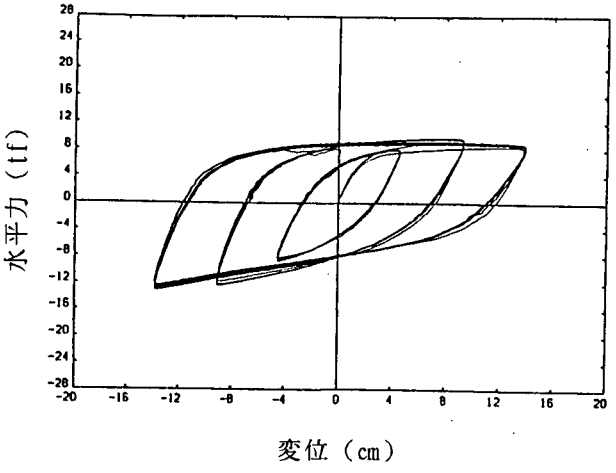
（a）50mm振幅（テストNo.1）



（b） 100mm振幅（テストNo.2）

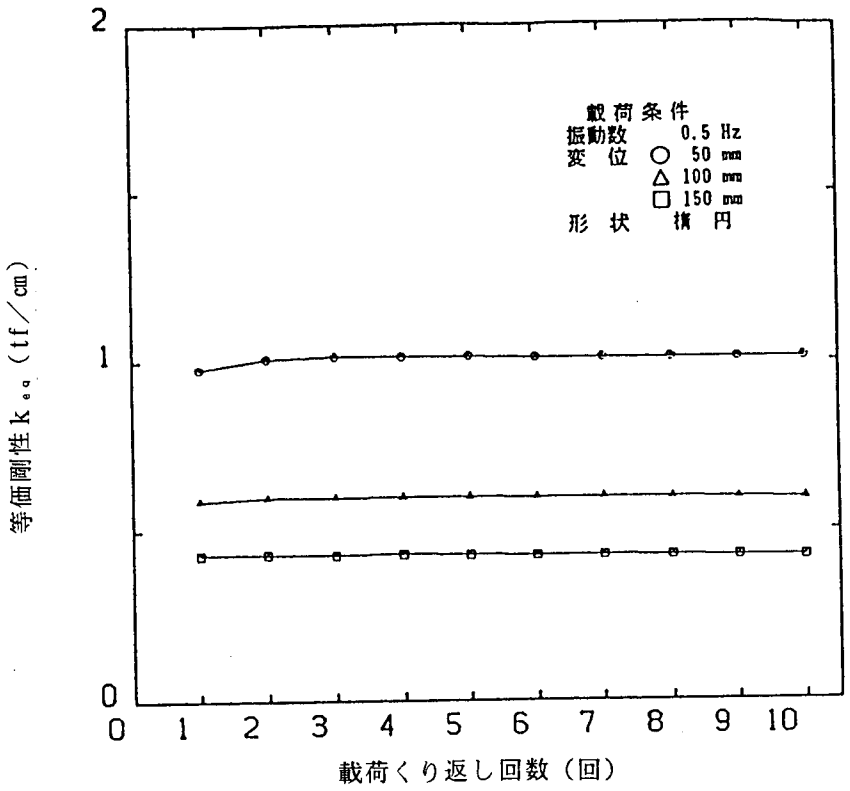


（c）150mm 振幅（テストNo.3）

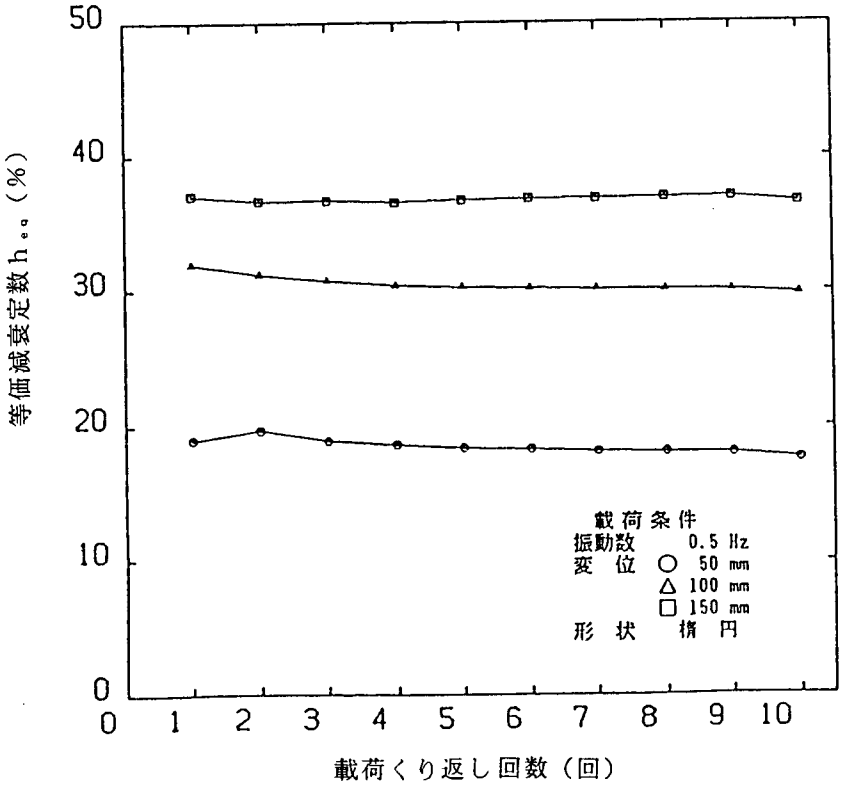


（d）テストNo.1～No.3の重ね合せ

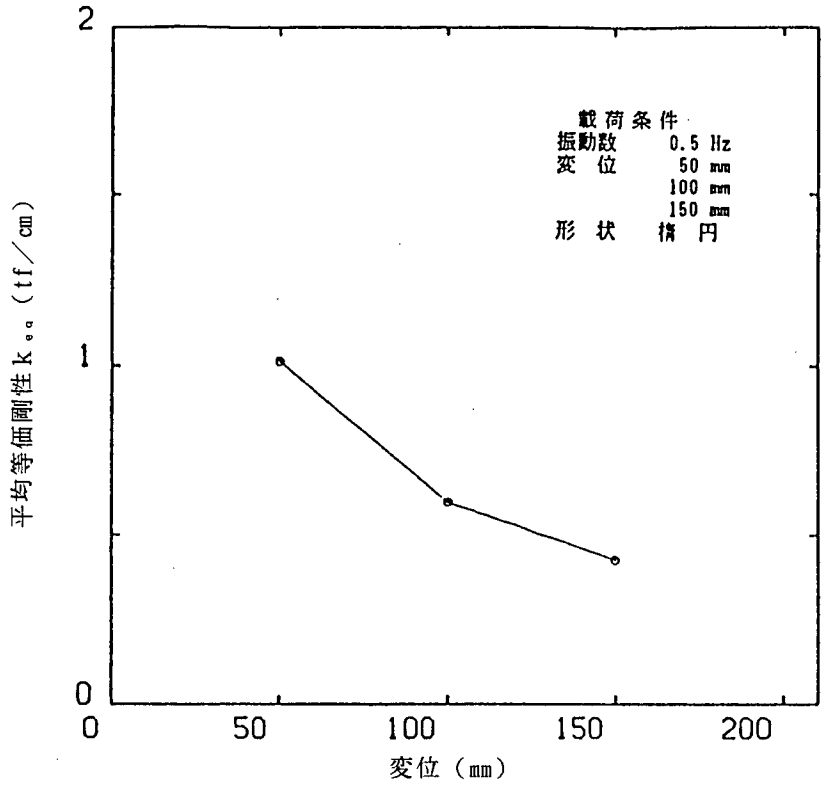
図－1.3.3.95 荷重－変形関係（円形）



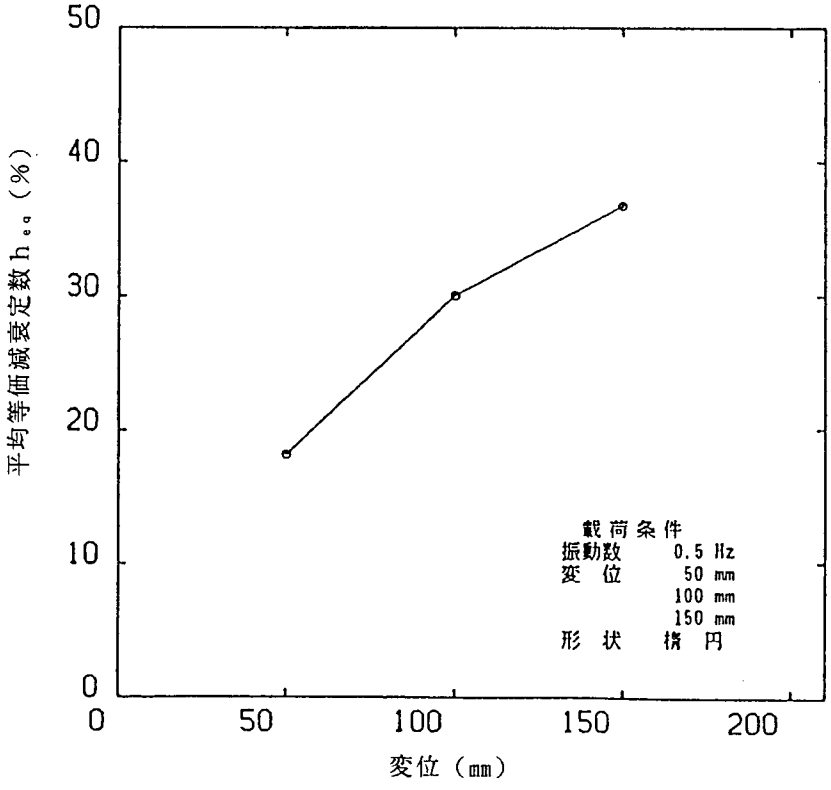
図－1.3.3.96　等価剛性の比較（テストNo.4～No.6）



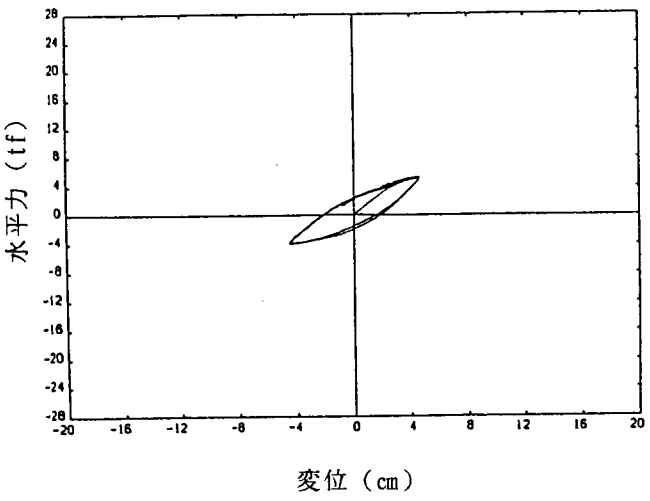
図－1.3.3.97　等価粘性減衰定数の比較（テストNo.4～No.6）



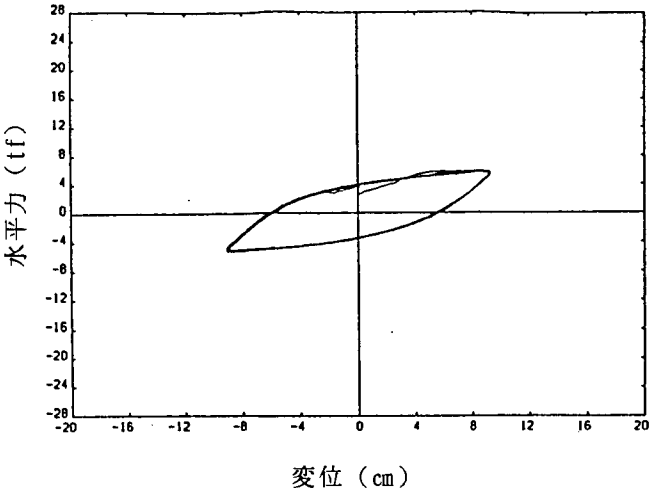
図－1.3.3.98　平均等価剛性－変位の関係（長円形）



図－1.3.3.99　平均等価粘性減衰定数－変位の関係（長円形）

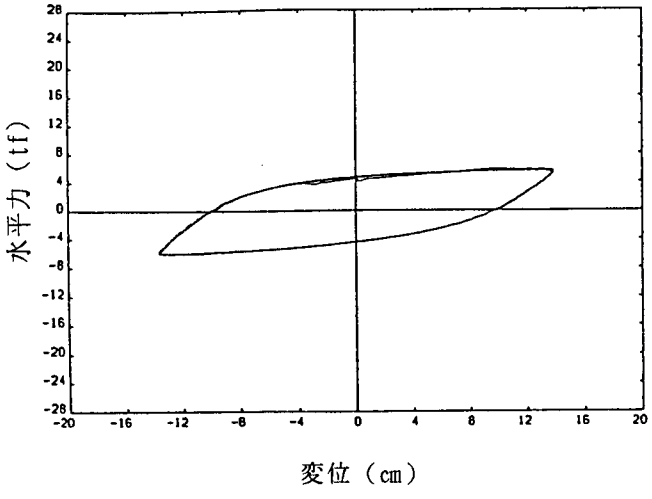


（a）50mm振幅（テストNo.4）

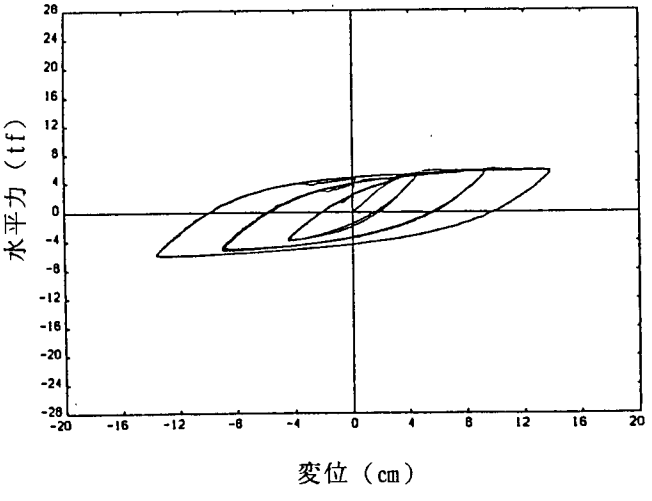


（b） 100mm振幅（テストNo.5）

荷重(tf)



（c）150mm 振幅（テストNo.6）



（d）テストNo.4～No.6の重ね合せ

図－1.3.3.100　荷重－変形関係（長円形）

b）耐久性試験

振動数を0.5 Hz、変位振幅±150 mmで40回の繰返し載荷を3時間の休止時間をはさんで2シリーズ行った。試験体は円形タイプである。

試験体は、外径600 mmの円形タイプである。

試験結果を表－1.3.3.40および図－1.3.3.101 ～図－1.3.3.103 に示す。

・結果の評価

荷重－変形の関係は、同一形状試験体の基本特性試験結果とほぼ同一の結果となった。

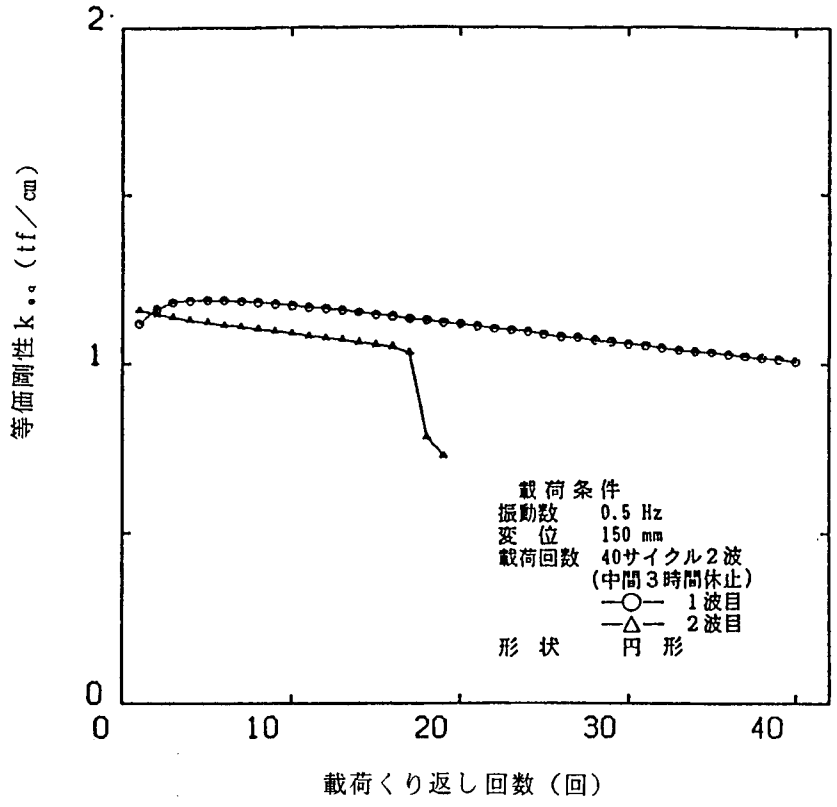
等価剛性、等価粘性減衰定数の値は、2シリーズ目の方が、1シリーズ目よりもやや低い値となった。

2シリーズ目の加振において鋼製ダンパーは破断したため、試験を終了した。

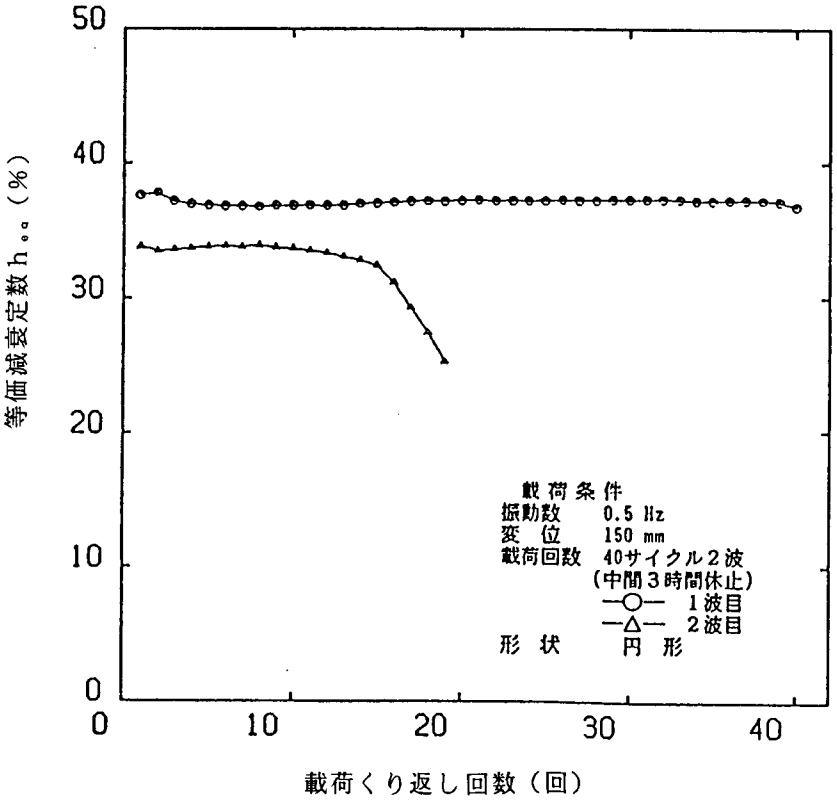
これは、鋼製ダンパーの累積吸収エネルギー量が80回の繰返しによる累積エネルギー量よりも小さかったためと考えられる。

表－1.3.3.40　耐久性試験結果一覧

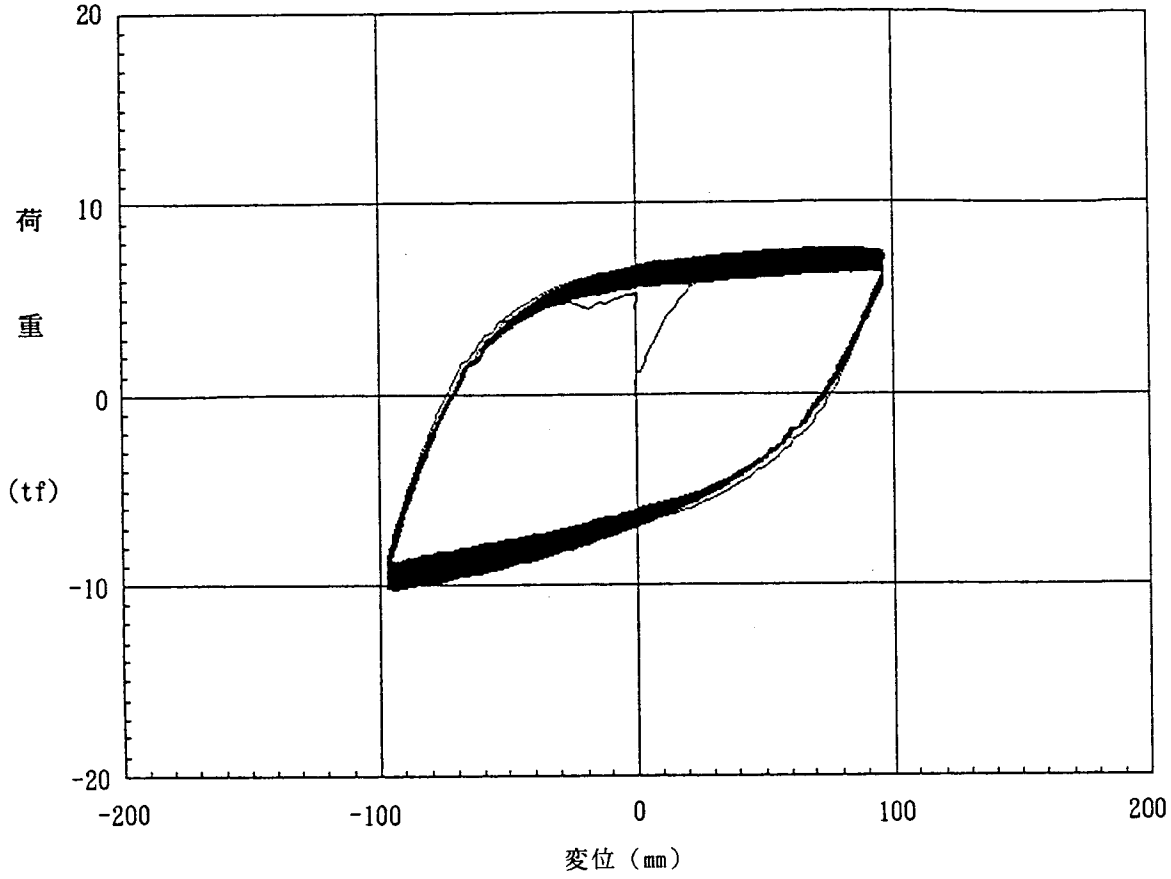
テストNo.	振動数 Hz	計画 面圧 kgf/cm²	計画 せん断ひずみ率 %	平均面圧 kgf/cm²	平均せん断変位 ひずみ率 %	平均せん断変位 変位 mm	実験結果 せん断特性 せん断弾性率 (Geq) kgf/cm² 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均	等価減衰定数 (Heq) % 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均
40－1	0.5	0	150			91.3	1.12	1.18	1.18	1.12	1.06	1.01	1.19	37.6	37.2	36.9	37.3	37.3	36.8	36.9
							0.95	1.00	0.99	0.95	0.90	0.85	1.0	1.02	1.01	1.00	1.01	1.01	1.00	1.0
40－2	0.5	0	150			92.4	1.16	1.14	1.09	——	——	——	1.11	33.8	33.6	33.7	——	——	——	33.8
							1.05	1.03	0.98	——	——	——	1.0	1.00	0.99	1.00	——	——	——	1.0



図－1.3.3.101　等価剛性の比較



図－1.3.3.102　等価粘性減衰定数の比較



図－1.3.3.103　荷重－変形関係（耐久性実験）

ⅲ）まとめ

一斉共通実験では、鋼製ダンパーの基本特性および耐久性を検討した。

実験結果は、「1.1.7 鋼製ダンパーの開発」における基本特性試験結果とほぼ一致した。

円形タイプの鋼製ダンパーの等価粘性減衰定数は、変位50㎜で約27％、変位150 ㎜で約40％程度であり、変位の増大により、大きくなる傾向を示した。また、等価剛性は、変位の増大により、小さくなる傾向を示した。

長円形タイプの鋼製ダンパーは、円形タイプの鋼製ダンパーに比べ、等価剛性、等価粘性減衰定数の値は小さくなっているが、履歴曲線の形状をみると、円形タイプでは正負非対称な形状を示しているが、長円形タイプでは同一変位量においても、まだ正負対称の挙動を示していた。

＜民側担当会社＞　　西松建設（株）

(8) ローラー型免震支承

実験に使用した供試体は、図－1.1.8.5 に示したものと同一であり、復元ゴム要素としてはソリッド型を使用した。

一斉共通実験において得られた復元力特性と減衰特性の一覧を、表－1.3.3.41と表－1.3.3.42に示す。表－1.3.3.43は実験中の復元ゴムの温度変化である。基本特性試験で得られた設計ひずみ振幅（150 %）における特性値は、加振周波数0.1 Hzの場合、Geq =8.3 kgf/cm² , heq =10.4%であり、両者とも静的試験の結果をわずかに上回った。ここで特性値は4～10回載荷の平均値（以下、平均特性値と呼ぶ）を採用している。疲労特性試験における平均特性値は、Geq =8.5 kgf/cm² , heq =12.3%であり、40回の繰返し載荷ののち、特性値はこれらに対してGeq で13%, Heq で17%低下した。

図－1.3.3.104 と図－1.3.3.105は、実験で得られた代表的な履歴曲線の例である。せん断ひずみが150 %を超えるあたりから復元ゴムのひずみ硬化が顕著となる。図－1.3.3.107 は、予ひずみの有無が履歴曲線の形状に及ぼす影響を調べたものであるが、ひずみ硬化を生じない範囲では影響は小さいことがわかる。

図－1.3.3.108 ～111 は、基本特性試験におけるせん断弾性率と等価減衰定数の変化を描いたものである。図－1.3.3.112 は、耐久性実験におけるせん断弾性率と等価減衰定数の変化を描いたものである。

図－1.3.3.113 は、基本特性試験で得られた平均特性値をせん断ひずみ振幅γに対してプロットした結果である。図中の破線は前述した静的試験の結果である。同図から、せん断弾性率は荷重履歴による影響が比較的大きく、特にせん断ひずみの小さい領域で弾性率の低下が著しいことがわかる。荷重履歴があるものについては、加振周波数や予ひずみに拘らずほぼ一定のせん断弾性率となっている。等価減衰定数は、静的試験と加振周波数0.1 Hzのデータについては、荷重履歴や予ひずみの有無に拘らずほとんど違いが認められない。しかし1 Hzのデータはせん断ひずみの大きい領域で明らかに減衰定数が増加しており、周波数依存性をもつことがわかる。

図－1.3.3.113 は、特性値がもつ周波数依存性を調べるために、せん断ひずみ150 %のデータを周波数軸にプロットしたものである。各データ間で実験条件が多少異なることからバラツキは避けられないが、同図からおおよその周波数依存性を把握することができる。等価減衰定数については、このような周波数依存性を考慮すると振動数0.5 Hz以上では12%程度の値が期待できるものと考えられる。

表－1.3.3.41　基本特性

テストNo	振動数 Hz	計画		実験結果										
		鉛直荷重 tf	せん断ひずみ率 %	平均鉛直荷重 tf	平均せん断変位		せん断特性(1)							
					ひずみ率 %	変位 mm	せん断弾性率 (Geq) kgf/cm²				等価減衰定数 (Heq)%			
							1サイクル	3サイクル	10サイクル	4～10平均	1サイクル	3サイクル	10サイクル	4～10平均
1	0.1	30.5	±25	36.2	22.6	19.0	22.7	19.0	17.5	18.0	20.2	15.6	14.9	15.1
				30.3			1.26	1.05	0.98	1.0	1.34	1.03	0.99	1.0
2			±50	36.2	45.7	38.4	15.0	13.3	12.4	12.7	15.5	14.0	13.4	13.6
				30.3			1.18	1.04	0.98	1.0	1.14	1.03	0.99	1.0
3			±100	36.2	91.8	77.1	11.4	9.9	9.2	9.4	13.8	12.1	11.6	11.8
				30.3			1.21	1.05	0.98	1.0	1.17	1.03	0.99	1.0
4			±150	36.0	138.0	115.9	10.3	8.8	8.1	8.3	11.7	10.7	10.3	10.4
				30.1			1.25	1.06	0.97	1.0	1.12	1.02	0.99	1.0
5			±200	36.5	184.4	154.9	10.5	8.6	7.8	8.0	10.0	9.3	9.1	9.2
				30.5			1.31	1.07	0.97	1.0	1.09	1.02	0.99	1.0
6	0.1	30.5	±25	36.3	22.7	19.1	12.6	12.1	11.9	11.9	15.7	14.5	14.1	14.2
				30.4			1.06	1.01	1.00	1.0	1.11	1.02	0.99	1.0
7			±50	36.1	46.0	38.6	10.4	9.8	9.5	9.6	13.7	12.8	12.5	12.6
				30.2			1.09	1.02	0.99	1.0	1.09	1.02	0.99	1.0
8			±100	36.1	92.0	77.3	8.4	7.8	7.5	7.6	12.7	11.7	11.4	11.5
				30.2			1.10	1.03	0.99	1.0	1.11	1.02	0.99	1.0
9			±150	36.3	138.5	116.3	7.7	7.2	6.9	7.0	11.5	10.7	10.4	10.5
				30.4			1.11	1.02	0.99	1.0	1.09	1.02	0.99	1.0
10			±200	36.6	184.9	155.3	8.7	7.8	7.4	7.6	9.4	8.9	8.7	8.8
				30.6			1.15	1.04	0.98	1.0	1.08	1.01	0.99	1.0
11	1.0	30.5	±25	36.2	21.4	18.0	14.0	13.0	12.4	12.7	17.4	15.8	15.0	15.5
				30.3			1.11	1.02	0.98	1.0	1.13	1.03	0.97	1.0
12			±50	36.2	43.0	36.1	11.3	10.4	10.0	10.1	16.2	14.7	13.6	14.3
				30.3			1.12	1.03	0.99	1.0	1.13	1.03	0.95	1.0
13			±100	36.1	84.3	70.8	8.9	8.0	7.7	7.8	15.3	13.7	12.4	13.3
				30.2			1.15	1.03	0.99	1.0	1.15	1.03	0.94	1.0
14			±150	36.1	122.5	102.9	8.1	7.2	6.8	6.9	14.1	12.7	11.5	12.3
				30.2			1.17	1.03	0.99	1.0	1.15	1.03	0.94	1.0
15			±200											
16	0.1	30.5	50±25	36.2	23.0	19.3	11.1	10.5	10.2	10.3	17.1	15.4	15.0	15.1
				30.3			1.09	1.02	0.99	1.0	1.13	1.02	0.99	1.0
17			50±50	36.2	45.8	38.5	9.3	8.8	8.6	8.6	14.3	13.9	13.7	13.7
				30.3			1.08	1.02	0.99	1.0	1.04	1.01	1.00	1.0
18			50±100	36.3	92.3	77.5	8.3	7.8	7.5	7.6	12.1	11.4	11.2	11.3
				30.4			1.09	1.02	0.99	1.0	1.07	1.01	0.99	1.0
19			50±150	36.5	138.6	116.4	8.5	7.9	7.5	7.6	10.2	9.6	9.4	9.5
				30.5			1.12	1.03	0.99	1.0	1.08	1.01	0.99	1.0

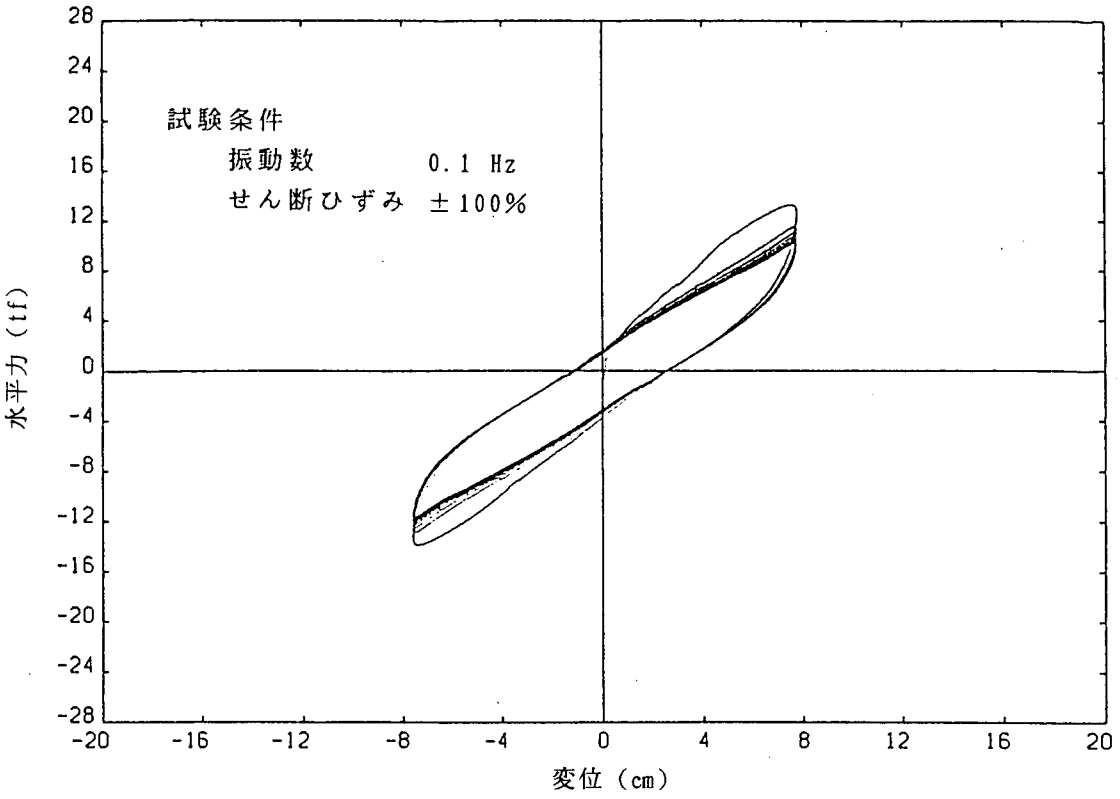
表－1.3.3.42　耐久性

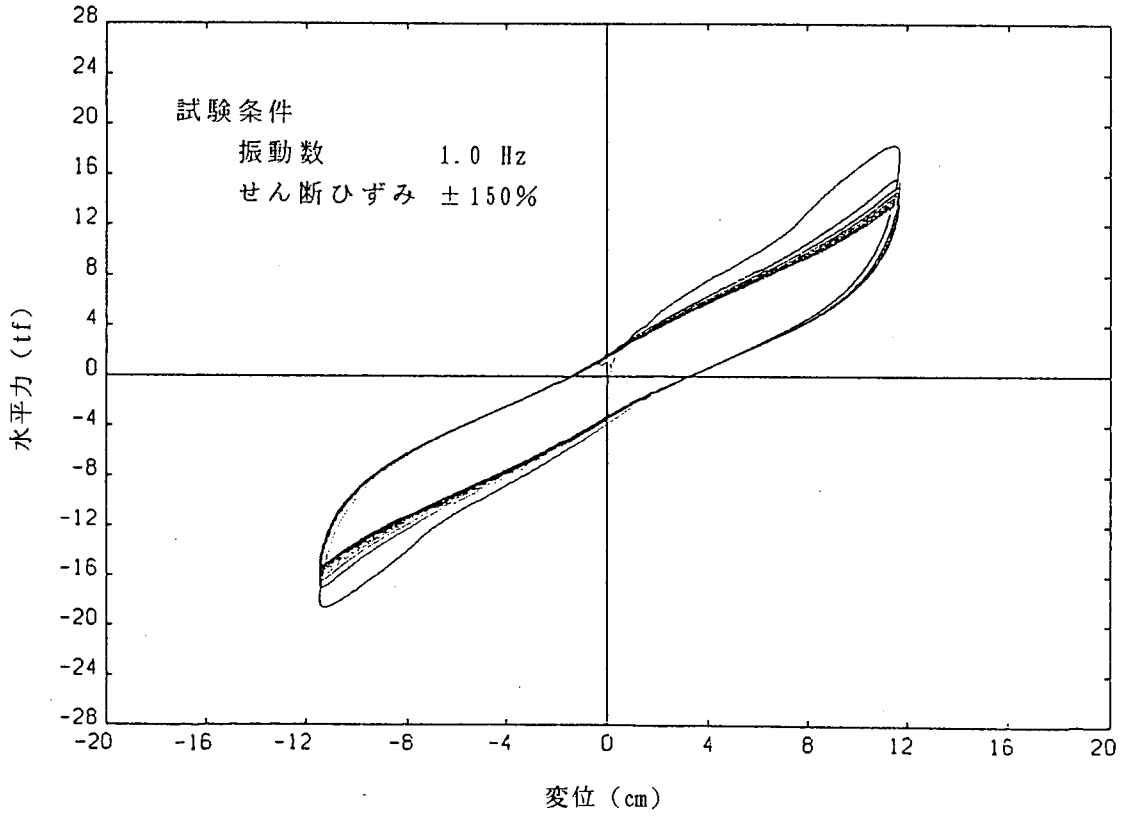
テストNo.	振動数 Hz	計画 面圧 kgf/cm²	計画 せん断ひずみ率 %	実験結果 平均面圧 kgf/cm²	平均せん断変位 ひずみ率 %	平均せん断変位 変位 mm	せん断特性 せん断弾性率 (Geq) kgf/cm² 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均	等価減衰定数 (Heq) % 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均
40－1	0.5	60	± 150	36.8	136.7	114.8	11.8	9.2	8.2	7.8	7.5	7.4	8.5	16.0	12.8	12.0	11.3	10.8	10.2	12.3
							1.40	1.08	0.97	0.92	0.89	0.87	1.0	1.31	1.05	0.98	0.92	0.88	0.83	1.0
40－2	0.5	60	± 150	36.5	138.3	116.2	10.1	8.5	7.9	7.6	7.4	7.2	8.1	13.8	12.0	11.3	10.8	10.4	9.9	11.6
							1.25	1.05	0.98	0.94	0.92	0.90	1.0	1.19	1.04	0.98	0.93	0.90	0.85	1.0

表－1.3.3.43　一斉共通実験時の復元ゴムの温度変化

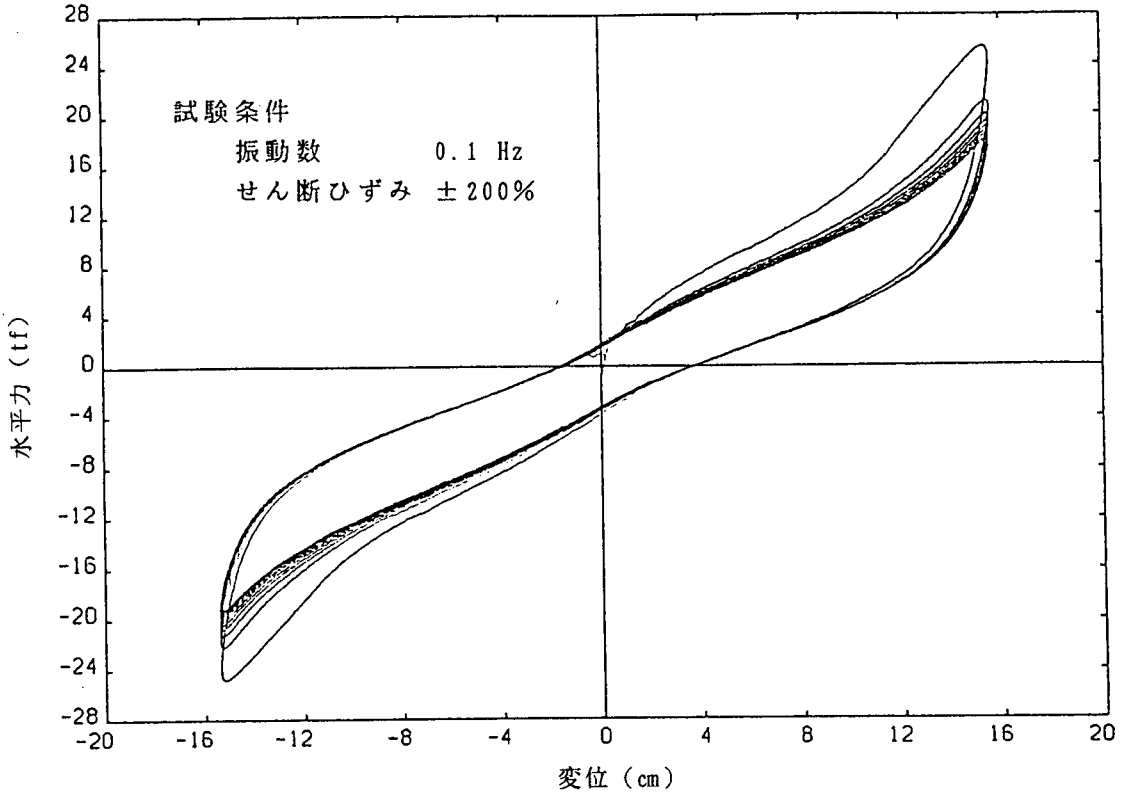
No.	加振周波数 (Hz)	せん断ひずみ (%)	ゴム温度 (℃) 開始	ゴム温度 (℃) 終了	No.	加振周波数 (Hz)	せん断ひずみ (%)	ゴム温度 (℃) 開始	ゴム温度 (℃) 終了
1	0.1	± 25	20.7	20.7	11	1.0	± 25	－	－
2		± 50	19.6	21.6	12		± 50	－	－
3		±100	21.1	22.6	13		±100	－	－
4		±150	22.0	23.5	14		±150	－	31.1
5		±200	23.4	26.7	16	0.1	50± 25	－	－
6	0.1	± 25	25.0	25.1	17		50± 50	30.0	30.6
7		± 50	25.1	24.4	18		50±100	30.1	30.7
8		±100	24.4	25.1	19		50±150	30.1	32.2
9		±150	25.8	25.8	40-1	0.5	±150	20.7	27.6
10		±200	－	－	40-2			22.0	29.3

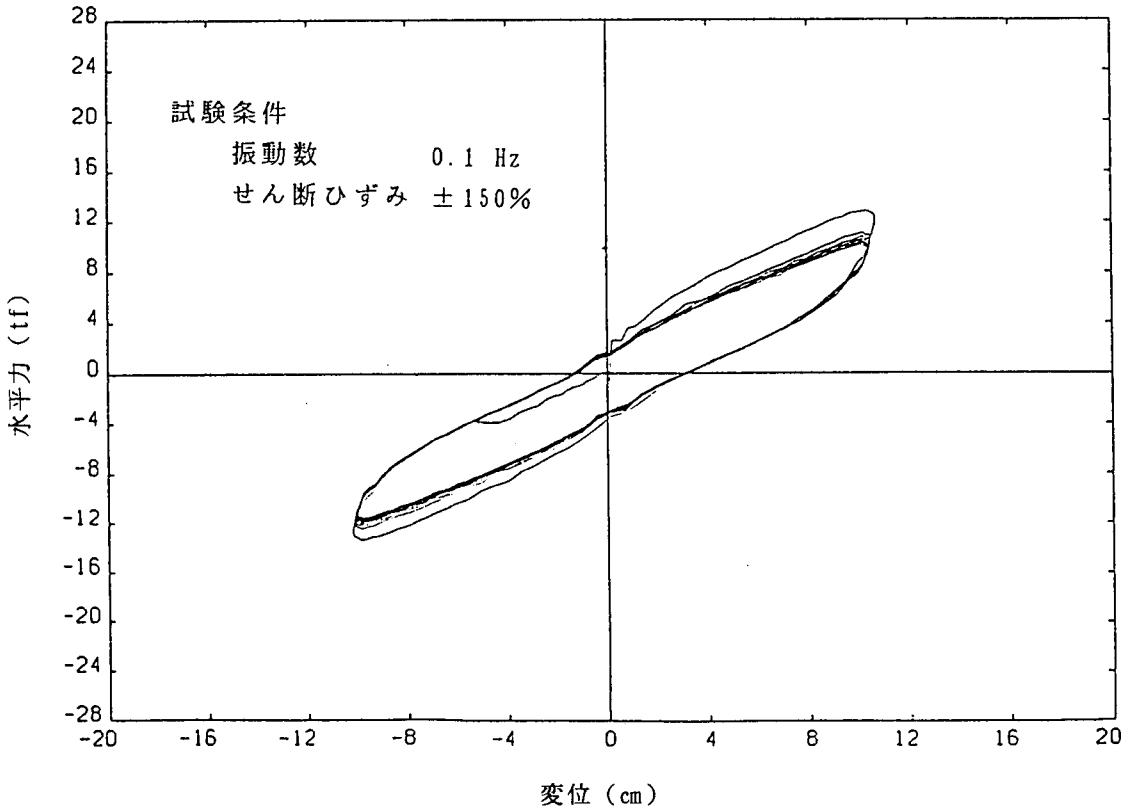
注）－印は、熱電対はく離により未計測



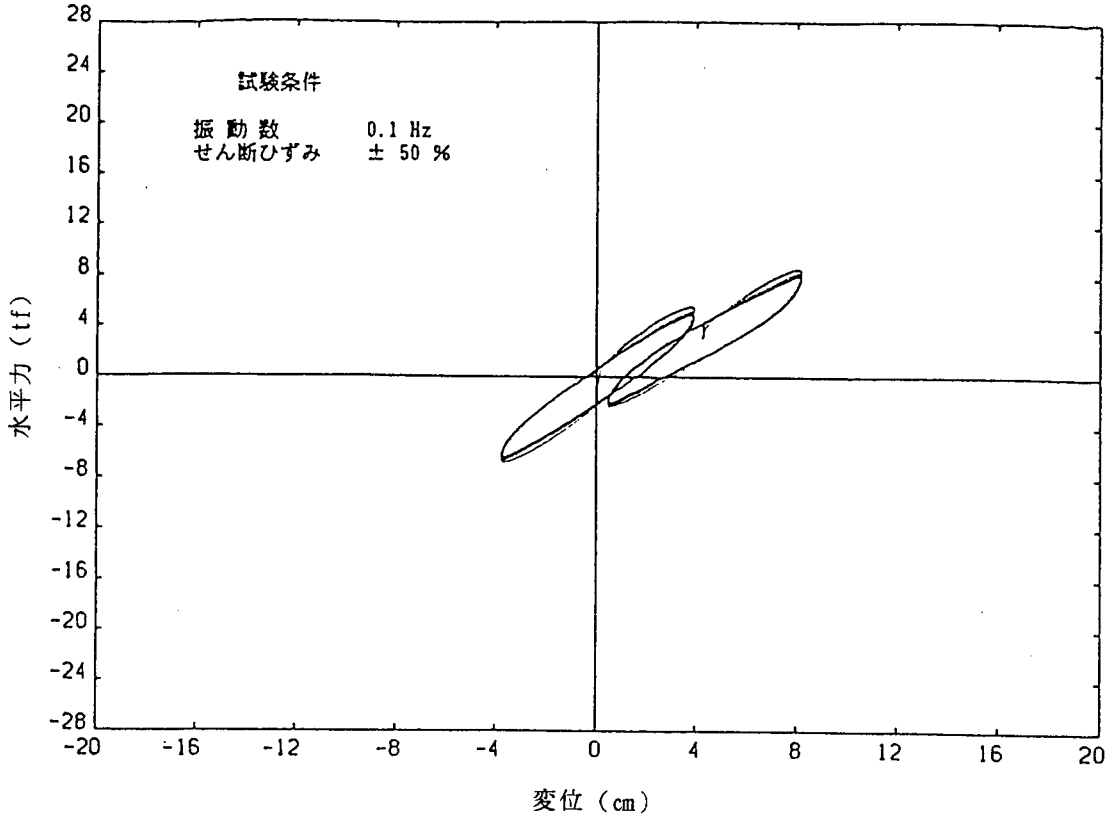


図－1.3.3.104　履歴曲線の例（その１）

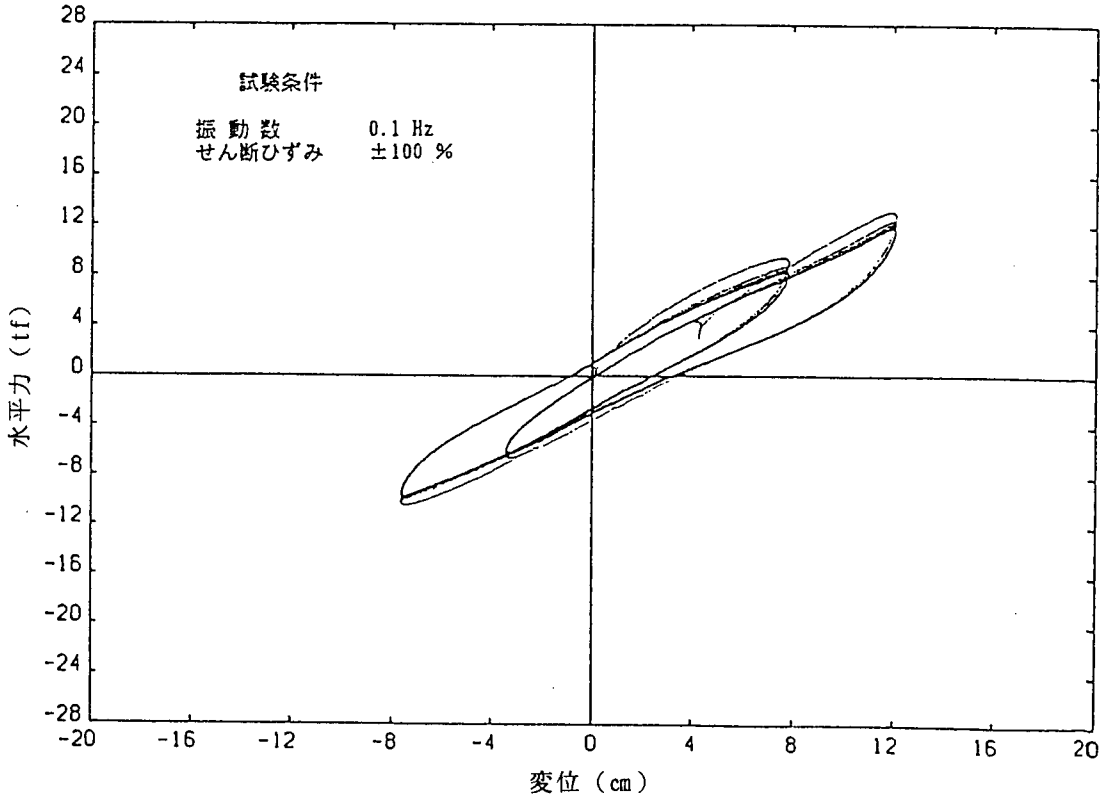




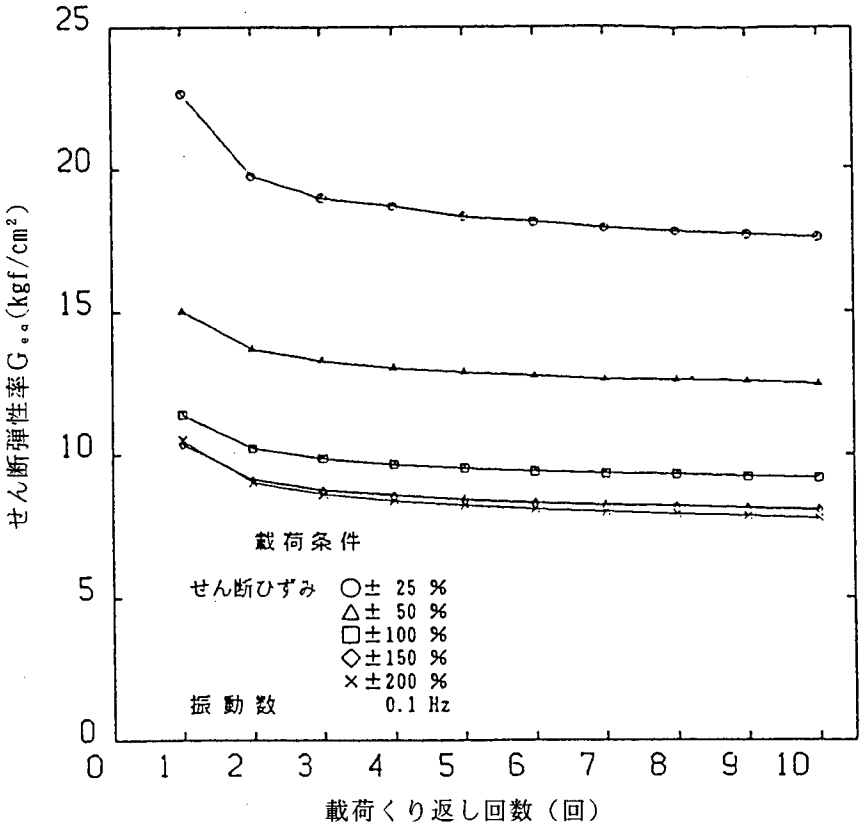
図－1.3.3.105　履歴曲線の例（その２）

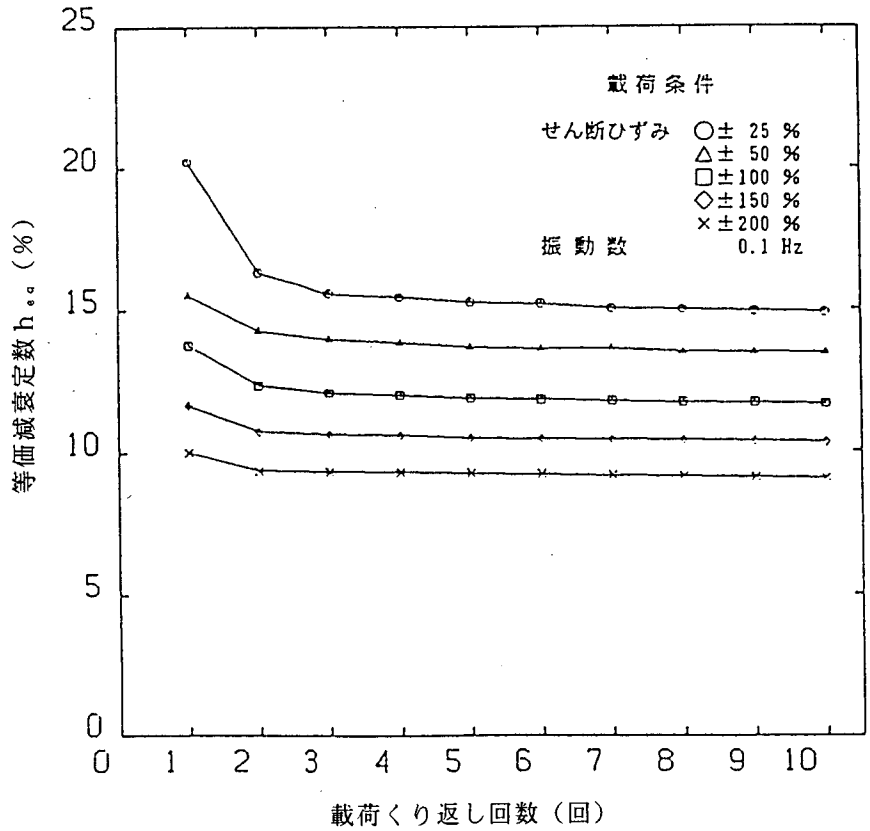


図－1.3.3.106　予変位0と予変位δ_0時の履歴曲線の対比

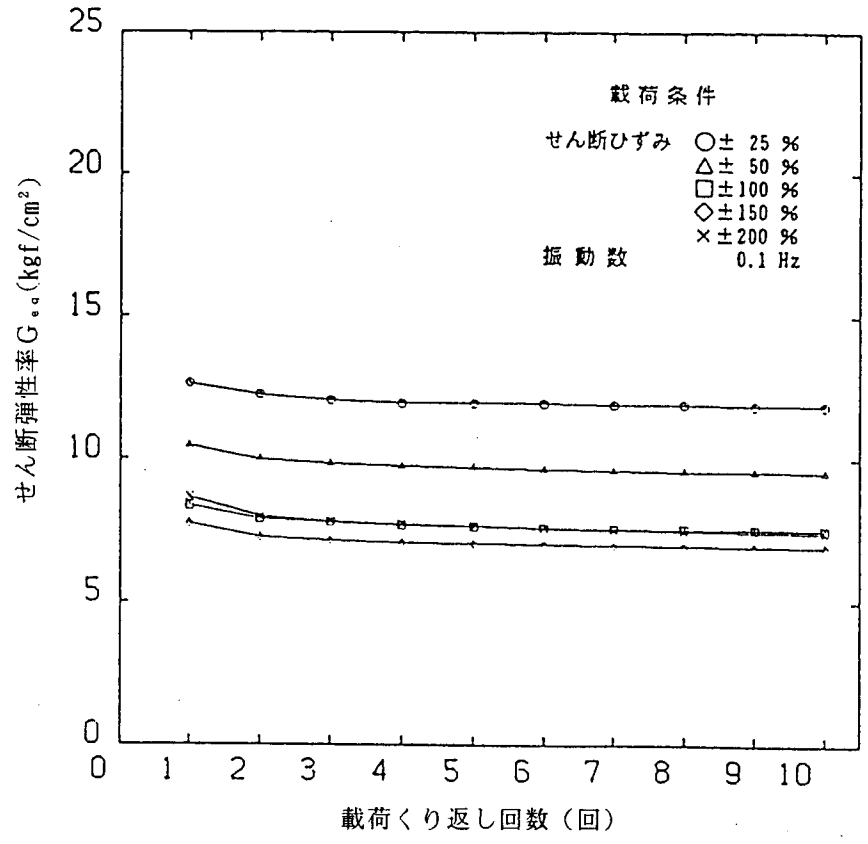


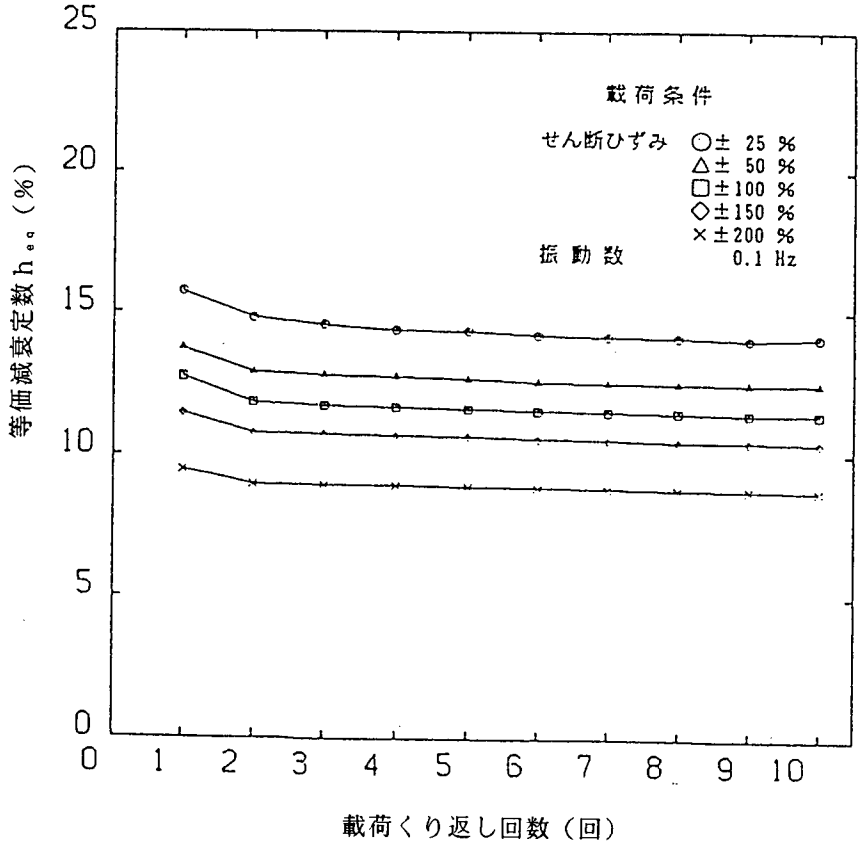
図－1.3.3.107　予変位0と予変位δ_0時の履歴曲線の対比



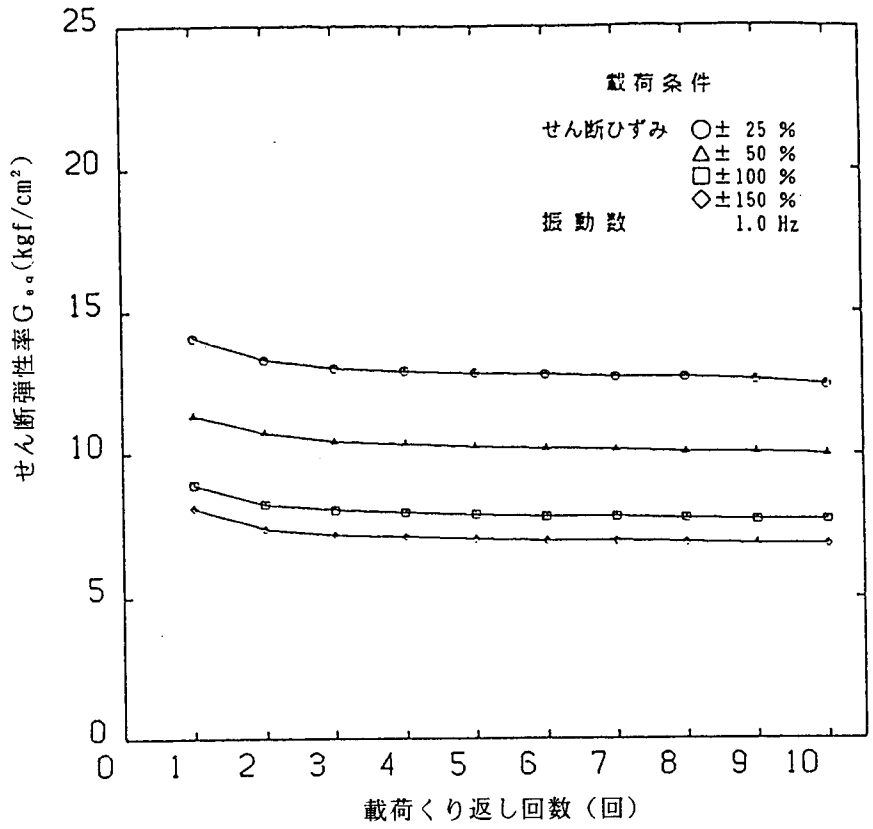


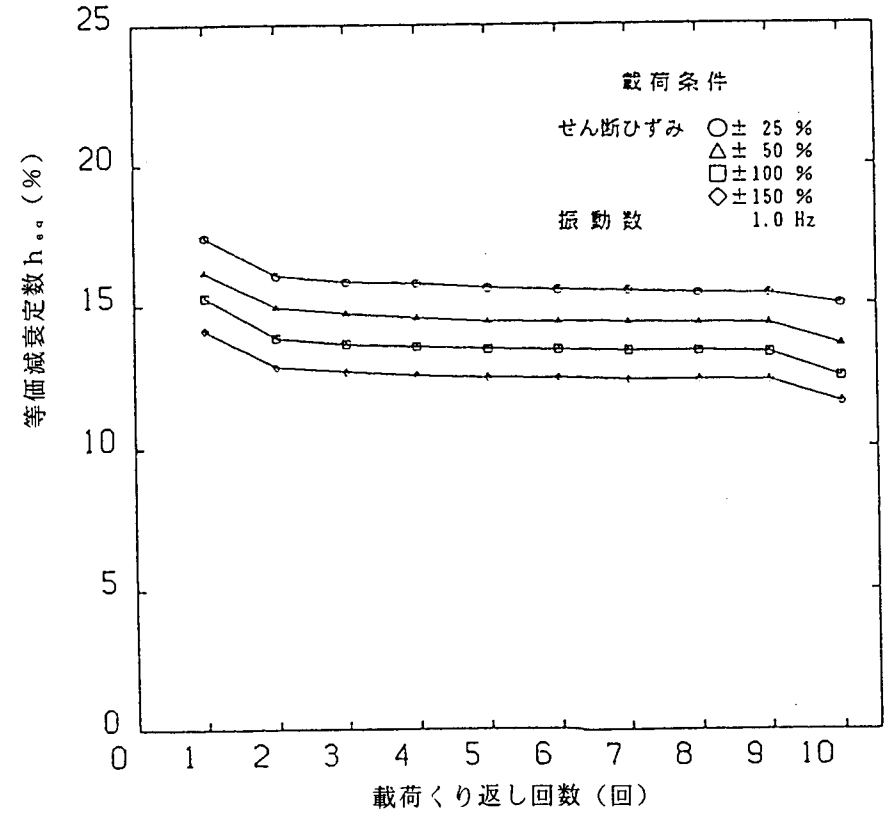
図－1.3.3.108　繰返し載荷による安定性試験結果　シリーズ1（試験No.1～5）



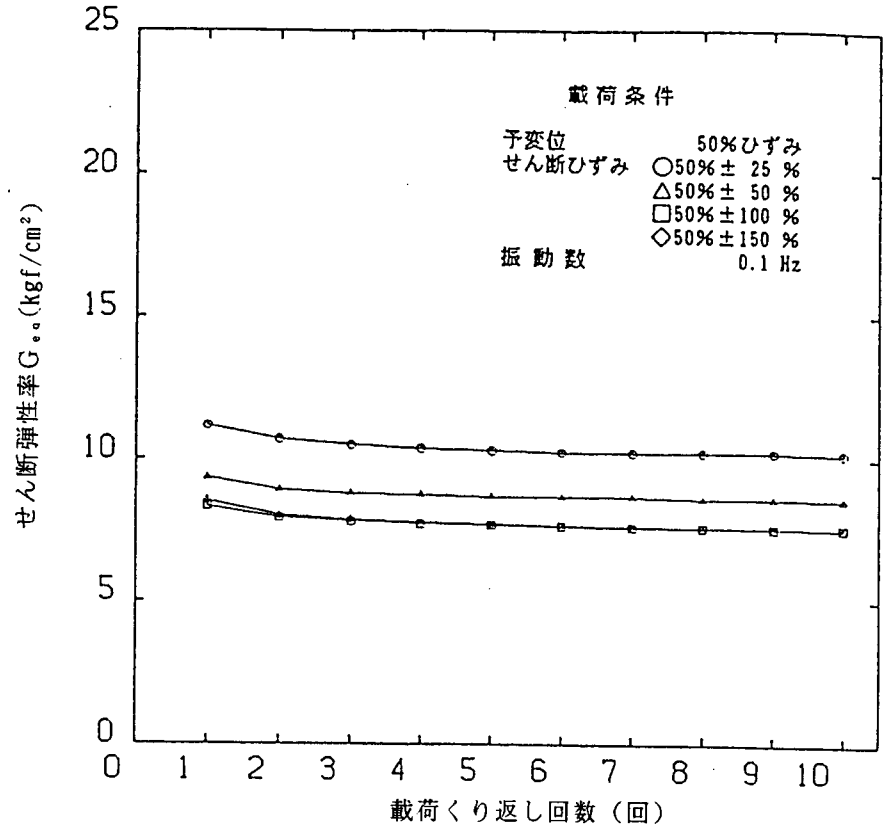


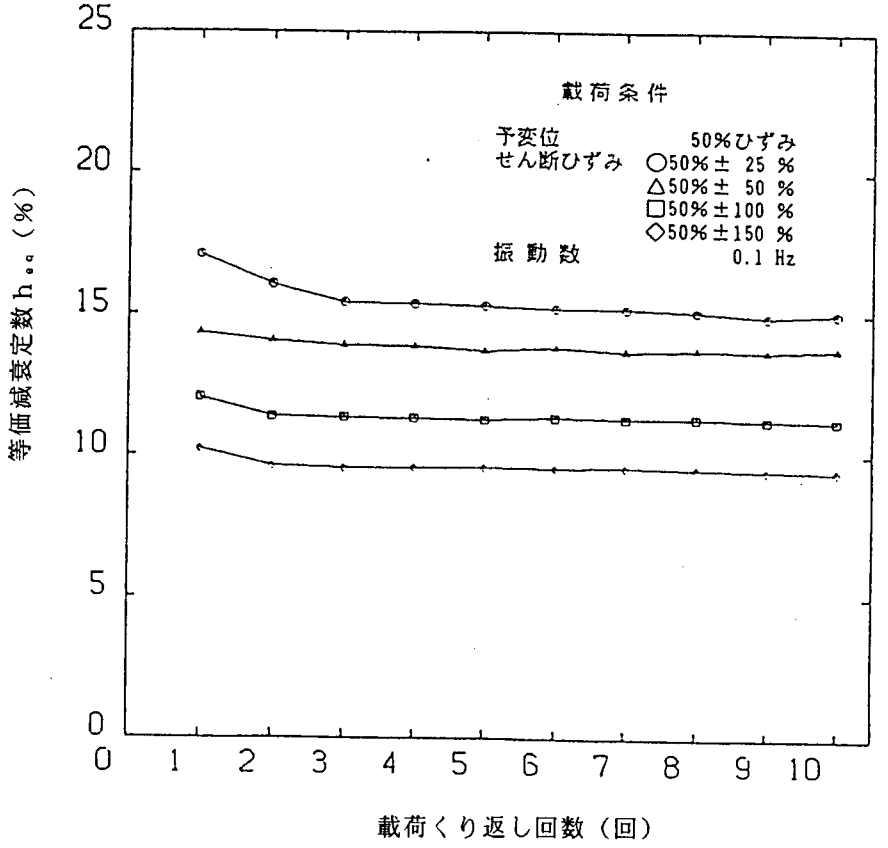
図－1.3.3.109　繰返し載荷による安定性試験結果　シリーズ2（試験No.6～10）



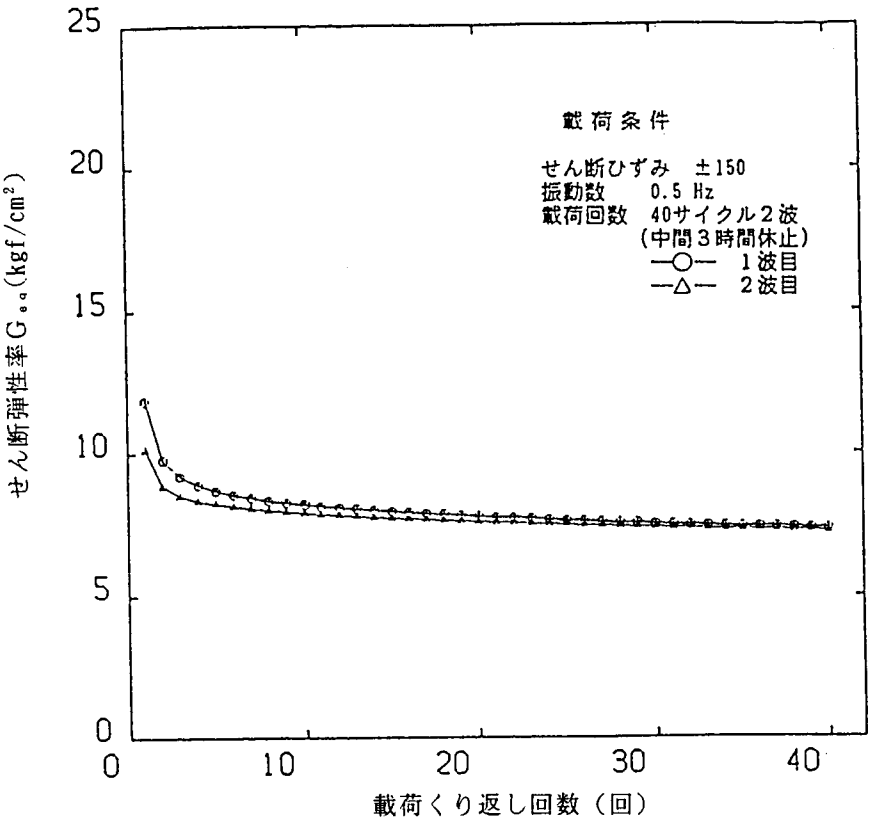


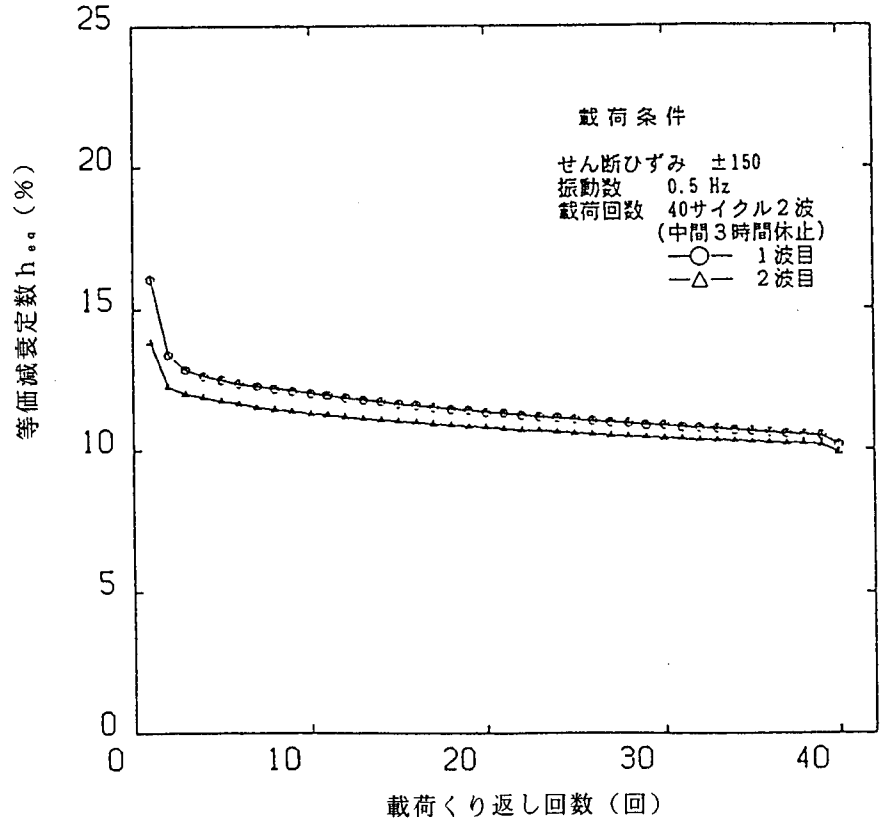
図－1.3.3.110　繰返し載荷による安定性試験結果　シリーズ3（試験No.11～14）



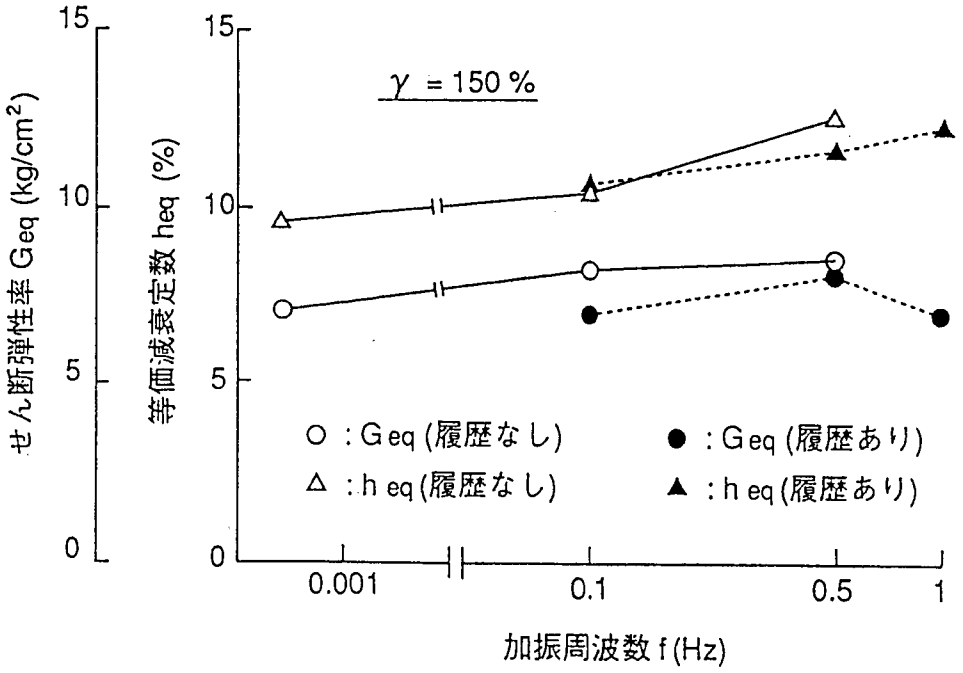


図－1.3.3.111　予変位下のせん断弾性率、等価減衰定数　シリーズ4（試験No.16～19）





図－1.3.3.112　動的疲労特性試験結果（試験No.40－1，40－2）



図－1. 3. 3. 113　免震支承の周波数依存性

＜民側担当会社＞　日本鋼管（株）・日本鋳造（株）

(9) 粘性ダンパー

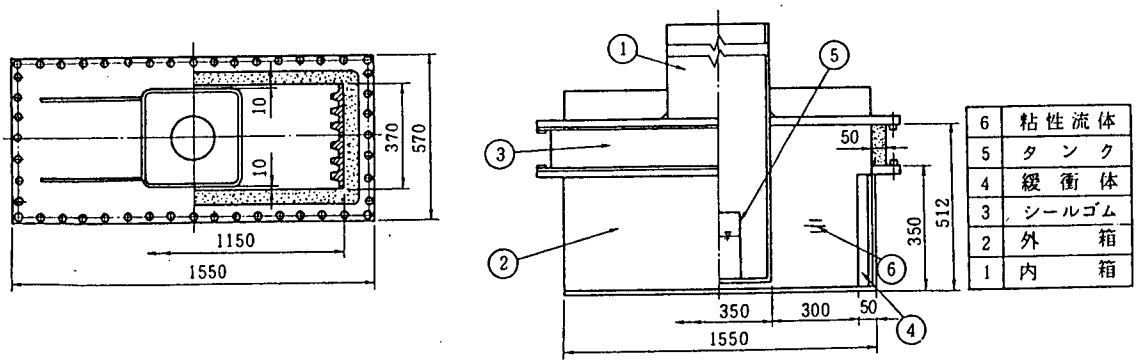
i）供試体

供試体の構造および実験時の組立図を図－1.3.3.114 および図－1.3.3.115 に示す。ダンパーは、加振機（実橋では上部構造）に固定される内箱、反力台（実橋では下部構造）に固定される外箱、外箱に充填されている粘性体および粘性体を密封するシールゴムからなる。粘性体は内箱に固定された上蓋まで完全に充填されているが、内箱下端の内部にタンクがあって、粘性体の圧力が一定に保たれるようになっている。

内箱、外箱は全て厚さ10㎜の鋼板（SS400)で組立られている。粘性体を密封するシールは、油性に強いネオプレーンゴム製で、幅50㎜、高さ 200㎜の積層ゴムになっており、ボルトで上蓋および外箱に固定されている。図－1.3.3.132 ～図－1.3.3.135 に示す履歴曲線に傾きがあるのは、このシールゴムの水平ばねによるものである。使用されている粘性体は＋20℃時の回転粘度が 200Poise のジメチルシリコーン・オイルである。供試体の性能を表－1.3.3.44に示す。

表－1.3.3.44　供試体の性能

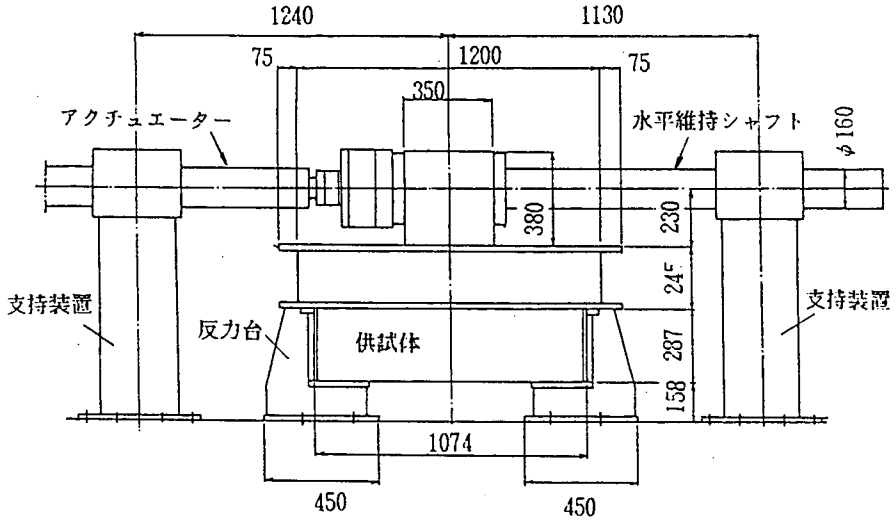
		性　　能
粘 性 体	ジメチルシリコーン・オイル	回転粘度　200Poise（＋20℃）
シールゴム	ネオプレーンゴム せん断弾性係数G＝6 kgf/cm²	水平ばね定数　K＝628kgf/cm
抵抗定数	抵抗面積（図－1.1.10.2参照）	S＝1330cm²
	流動面積　　（同　上）	S_0 ＝150cm²
	抵抗板の変位方向幅（同　上）	ℓ ＝35.0cm
最　大　変　位		δ ＝±37.5cm



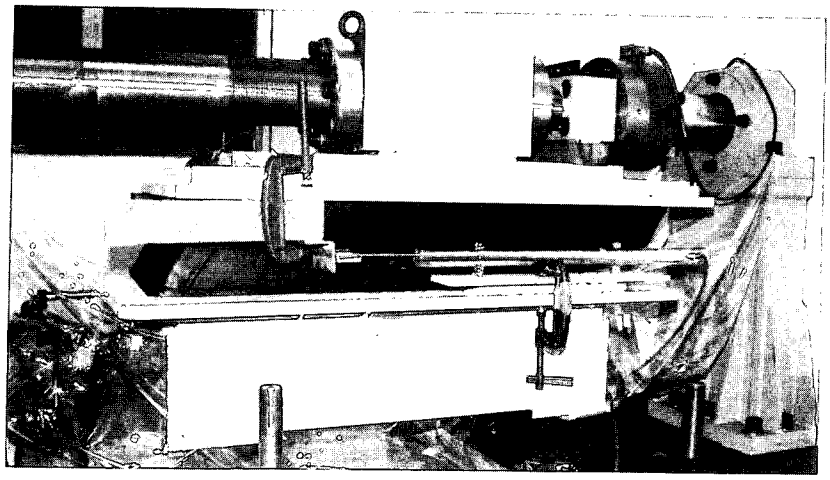
図－1.3.3.114　供試体

図－1.3.3.115 に示すように、供試体への加力は内箱上端部で行なっているので、加力により内箱が偶力を受けてロッキングする可能性がある。そこで、このロッキングを防止し、供試体が常に水平方向に変位するように、加振機（アクチュエーター）と反対側に水平維持シャフトを設けている。供試体は反力台に全周溶接で固定した。

実験の状況を写真－1.3.3.8 に示す。



図－1.3.3.115　組立図



写真－1.3.3.8　載荷実験状況

ii）実験結果

実験結果を表－1.3.3.45～表－1.3.3.47および図－1.3.3.116 ～図－1.3.3.135 に示す。表－1.3.3.45および表－1.3.3.46には、基本特性に関する実験条件と結果が示されている。また表－1.3.3.47には耐久性実験（繰返し載荷40回－2シリーズ）の実験条件と結果が示されている。図は以下の通りである。

図－1.3.3.116 ～図－1.3.3.123 …… 抵抗力および吸収エネルギーの速度特性

図－1.3.3.124 ～図－1.3.3.125 および図－1.3.3.128 ～図－1.3.3.129 …… 抵抗力および吸収エネルギーの速度特性

図－1.3.3.126 ～図－1.3.3.127 …… 抵抗力および吸収エネルギーの振動数特性

図－1.3.3.130 ～図－1.3.3.131 …… 耐久性（繰返し載荷40回－2シリーズ）

図－1.3.3.132 ～図－1.3.3.135 …… シリーズ1～シリーズ4の履歴曲線

表－1.3.3.45　基本特性（その１）

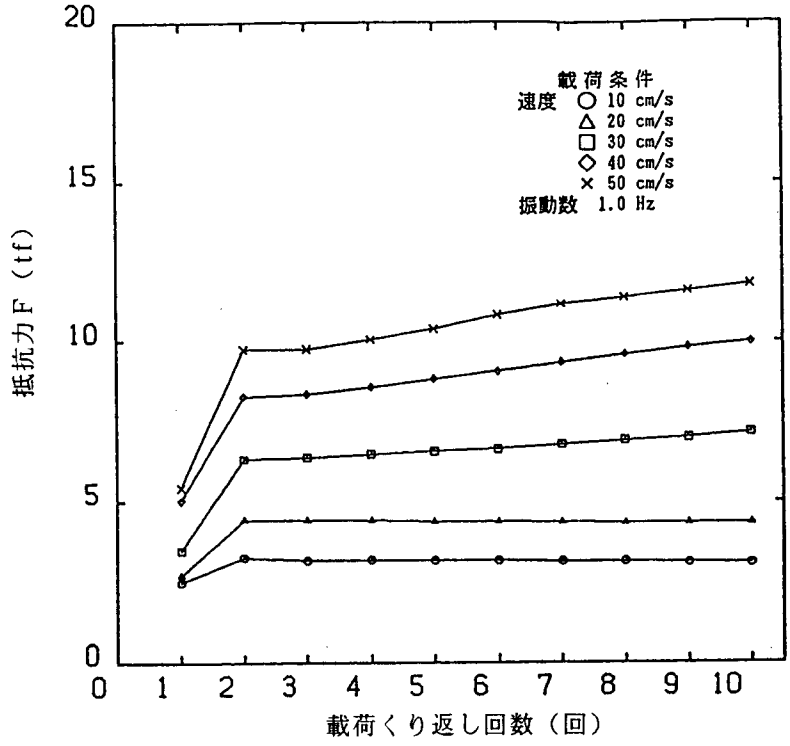
	テストNo.	振動数 Hz	計画 速度 cm/s	計画 水平変位 mm	実験結果 平均速度 cm/s	実験結果 平均水平変位 mm	せん断特性(1) 抵抗力(F) tf 1サイクル	3サイクル	10サイクル	4～10平均	吸収エネルギー(ΔW) tfm 1サイクル	3サイクル	10サイクル	4～10平均
シリーズ1	1	1.0	10.0	± 15.9	8.5	13.5	2.49	3.18	3.10	3.15	0.15	0.15	0.14	0.14
							0.79	1.01	0.98	1.0	1.07	1.03	0.97	1.0
	2		20.0	± 31.8	17.1	27.2	2.71	4.43	4.35	4.38	0.38	0.40	0.38	0.39
							0.62	1.01	1.00	1.0	0.96	1.02	0.96	1.0
	3		30.0	± 47.7	25.4	40.5	3.49	6.39	7.17	6.81	0.80	0.89	0.93	0.92
							0.51	0.94	1.05	1.0	0.87	0.97	1.01	1.0
	4		40.0	± 63.7	33.7	53.6	5.04	8.38	9.97	9.31	1.28	1.44	1.61	1.55
							0.54	0.90	1.07	1.0	0.83	0.93	1.04	1.0
	5		50.0	± 79.6	41.7	66.4	5.45	9.76	11.78	11.01	1.80	2.04	2.37	2.27
							0.50	0.89	1.07	1.0	0.80	0.90	1.05	1.0
シリーズ2	6	0.8	10.0	± 19.9	8.8	17.6	1.90	2.98	3.10	3.04	0.17	0.18	0.18	0.18
							0.62	0.98	1.02	1.0	0.95	0.98	0.99	1.0
	7		20.0	± 39.8	17.7	35.2	2.80	4.67	4.74	4.71	0.49	0.54	0.53	0.54
							0.60	0.99	1.01	1.0	0.91	1.00	0.98	1.0
	8		30.0	± 59.7	26.5	52.7	3.79	6.89	7.12	6.98	1.03	1.13	1.11	1.13
							0.54	0.99	1.02	1.0	0.91	1.00	0.98	1.0
	9		40.0	± 79.6	35.1	69.9	4.64	8.82	9.74	9.26	1.69	1.87	2.06	1.98
							0.50	0.95	1.05	1.0	0.85	0.94	1.04	1.0
	10		50.0	± 99.5	43.5	86.5	5.29	10.71	12.40	11.79	2.56	2.91	3.06	3.04
							0.45	0.91	1.05	1.0	0.84	0.96	1.01	1.0
シリーズ3	11	0.5	10.0	± 31.8	9.1	29.0	1.96	3.34	3.34	3.32	0.29	0.31	0.31	0.32
							0.59	1.01	1.01	1.0	0.93	1.00	1.00	1.0
	12		20.0	± 63.7	18.3	58.3	2.79	4.96	4.92	4.92	0.93	0.95	0.91	0.93
							0.57	1.01	1.00	1.0	1.00	1.02	0.98	1.0
	13		30.0	± 95.5	27.4	87.3	3.18	5.93	5.65	5.70	1.69	1.72	1.66	1.70
							0.56	1.04	0.99	1.0	1.00	1.01	0.98	1.0
	14		40.0	±127.0	36.6	116.4	3.40	6.61	6.55	6.51	2.55	2.59	2.50	2.55
							0.52	1.02	1.01	1.0	1.00	1.02	0.98	1.0
	15		50.0	±159.0	45.7	145.4	3.74	6.86	7.41	7.19	3.51	3.55	3.49	3.49
							0.52	0.95	1.03	1.0	1.01	1.02	1.00	1.0
シリーズ4	16	0.8	10.0	± 20.0	8.8	17.6	1.33	2.54	2.52	2.52	0.13	0.14	0.14	0.14
							0.53	1.01	1.00	1.0	0.92	1.01	0.97	1.0
	17	0.31		± 50.0	8.9	45.9	1.83	3.45	3.41	3.42	0.50	0.52	0.50	0.51
							0.54	1.01	1.00	1.0	0.98	1.02	0.99	1.0
	18	0.15		±100.0	8.6	91.7	1.97	3.66	3.63	3.62	1.10	1.11	1.10	1.11
							0.55	1.01	1.01	1.0	1.00	1.00	0.99	1.0
	19	0.08		±200.0	9.2	183.7	2.15	3.91	3.85	3.85	2.77	2.70	2.64	2.66
							0.56	1.02	1.00	1.0	1.04	1.02	0.99	1.0

表－1.3.3.46　基本特性（その2）

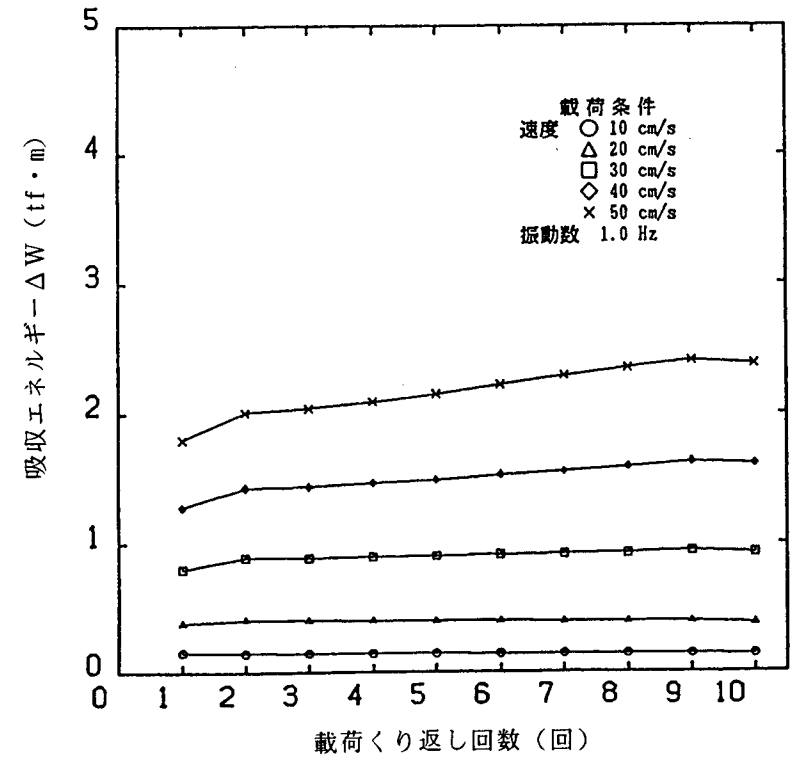
	テストNo.	振動数 Hz	計画 速度 cm/s	計画 水平変位 mm	実験結果 平均速度 cm/s	実験結果 平均水平変位 mm	せん断特性(1) 抵抗力（F） tf 1サイクル	3サイクル	10サイクル	4～10平均	吸収エネルギー（ΔW）tfm 1サイクル	3サイクル	10サイクル	4～10平均
シリーズ5	21	0.1	3.14	± 50.0	2.9	45.7	1.47	2.22	2.22	2.21	0.35	0.36	0.36	0.36
							0.67	1.00	1.00	1.0	0.98	1.00	1.01	1.0
	22	0.2	6.28	± 50.0	5.8	45.8	1.91	3.05	3.04	3.02	0.46	0.47	0.47	0.47
							0.63	1.01	1.00	1.0	0.98	1.00	1.00	1.0
	23	0.3	9.42	± 50.0	8.6	45.8	2.16	3.66	3.65	3.66	0.54	0.56	0.54	0.55
							0.59	1.00	1.00	1.0	0.99	1.01	0.99	1.0
	24	0.4	12.67	± 50.0	11.5	45.8	2.41	4.12	4.06	4.06	0.59	0.61	0.60	0.61
							0.59	1.01	1.00	1.0	0.97	1.01	0.99	1.0
	25	0.5	15.71	± 50.0	14.4	45.7	2.49	4.42	4.43	4.43	0.62	0.65	0.63	0.64
							0.56	1.00	1.00	1.0	0.96	1.01	0.98	1.0

表－1.3.3.47　耐久性

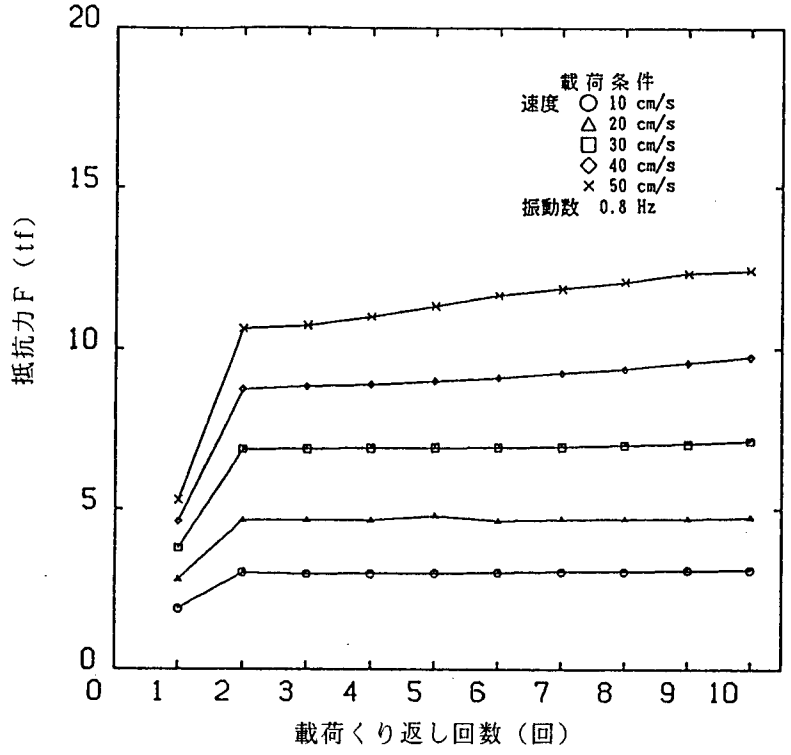
テストNo.	振動数 Hz	計画 速度 cm/s	計画 水平変位 mm	実験結果 平均速度 cm/s	実験結果 平均水平変位 mm	せん断特性 抵抗力（F） tf 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均	吸収エネルギー（ΔW） tfm 1サイクル	3サイクル	10サイクル	20サイクル	30サイクル	40サイクル	4～10平均
40－1	1.0	31.4	± 50.0	26.2	41.7	2.13	4.07	4.00	3.36	3.91	3.89	4.01	0.52	0.54	0.53	0.52	0.51	0.48	0.53
						0.53	1.01	1.00	0.99	0.98	0.97	1.0	0.98	1.02	0.99	0.98	0.96	0.89	1.0
40－2	1.0	31.4	± 50.0	26.5	42.1	2.17	4.14	4.07	4.00	3.88	3.85	4.09	0.53	0.55	0.54	0.52	0.52	0.50	0.54
						0.53	1.01	1.00	0.98	0.95	0.94	1.0	0.98	1.01	1.00	0.96	0.96	0.92	1.0



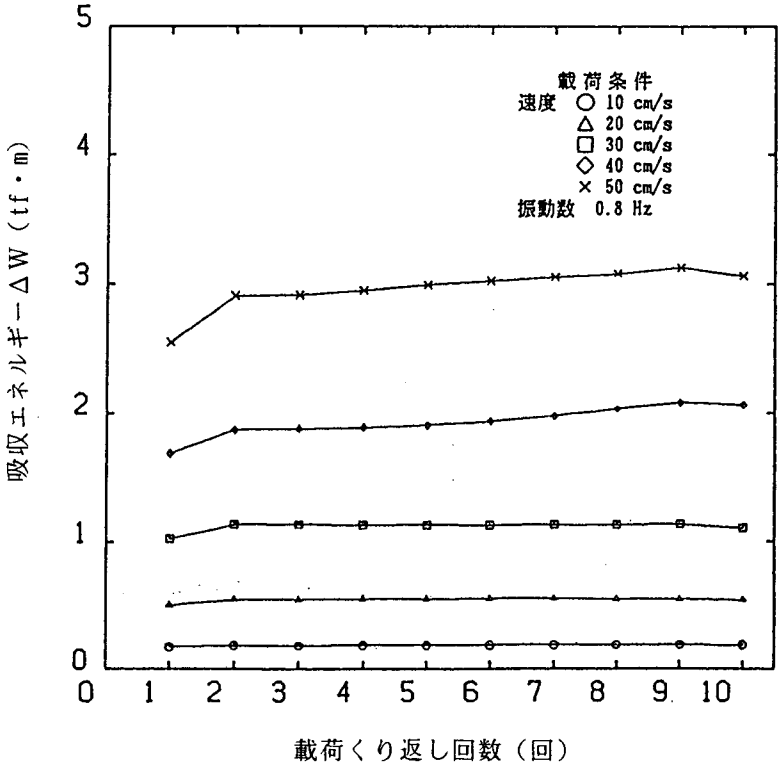
図－1.3.3.116　抵抗力～速度特性（振動数 f ＝1.0 Hz）
（シリーズ1－試験No.1～5）



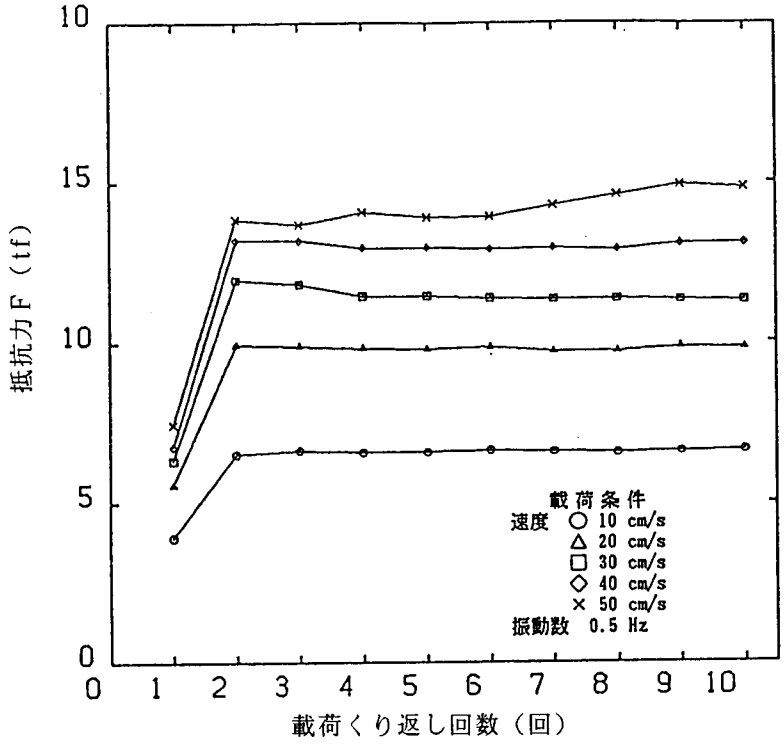
図－1.3.3.117　吸収エネルギー～速度特性（振動数 f ＝1.0 Hz）
（シリーズ1－試験No.1～5）



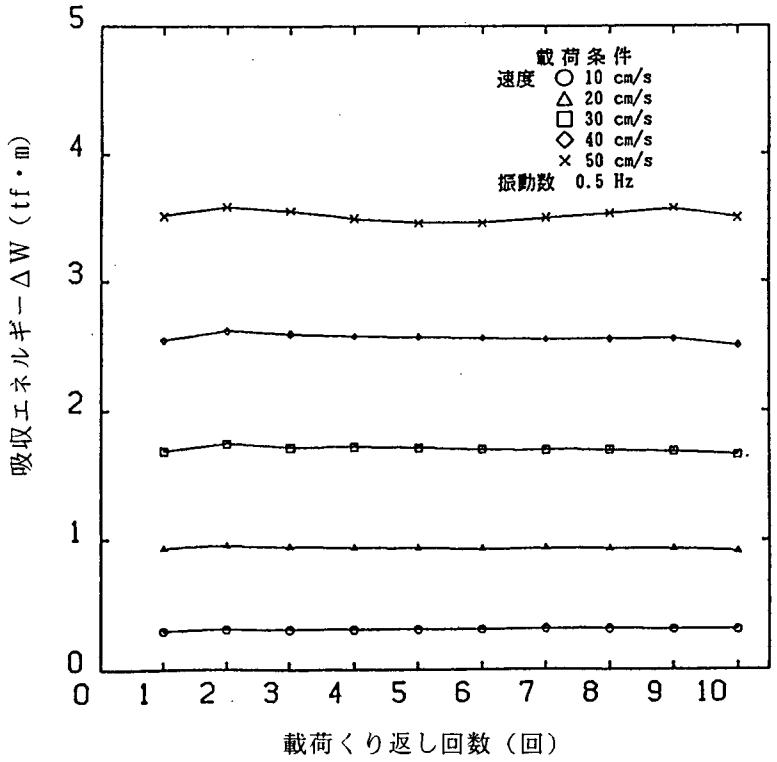
図－1.3.3.118　抵抗力～速度特性（振動数 f ＝0.8 Hz）
（シリーズ2－試験No.6～10）



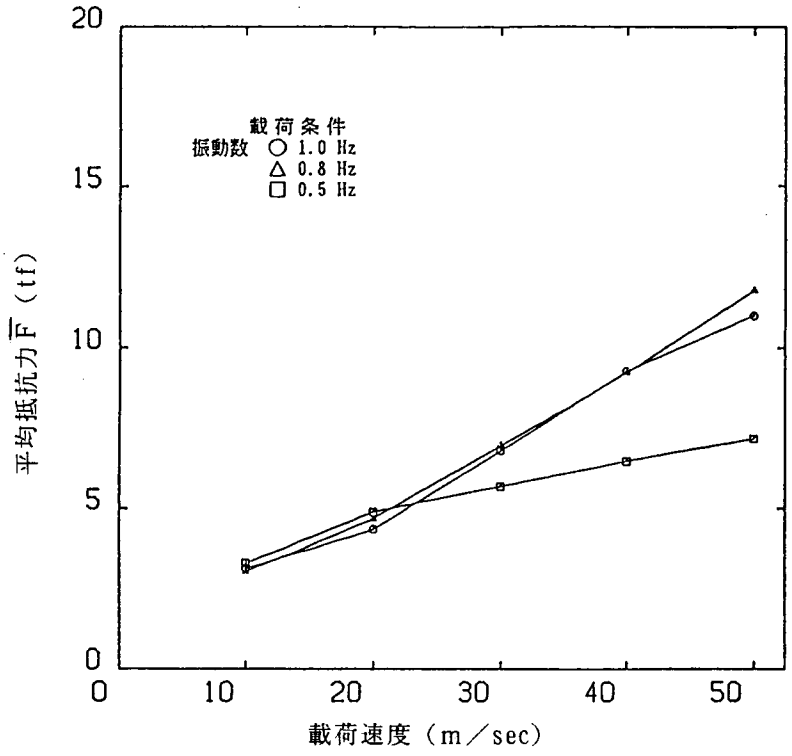
図－1.3.3.119　吸収エネルギー～速度特性（振動数 f ＝0.8 Hz）
（シリーズ2－試験No.6～10）



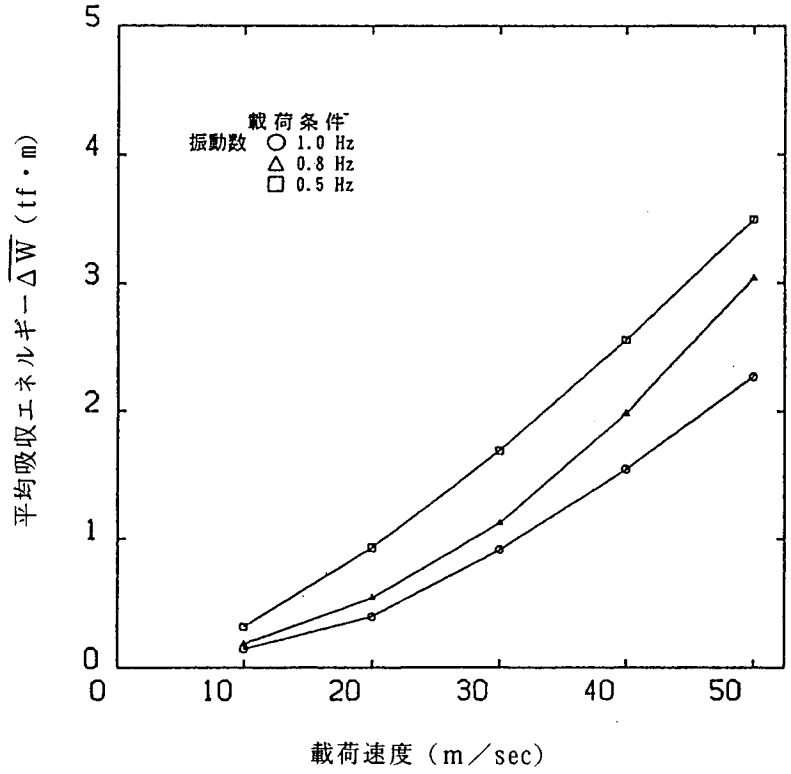
図－1.3.3.120　抵抗力～速度特性（振動数 f ＝0.5 Hz）
（シリーズ3－試験No.11～15）



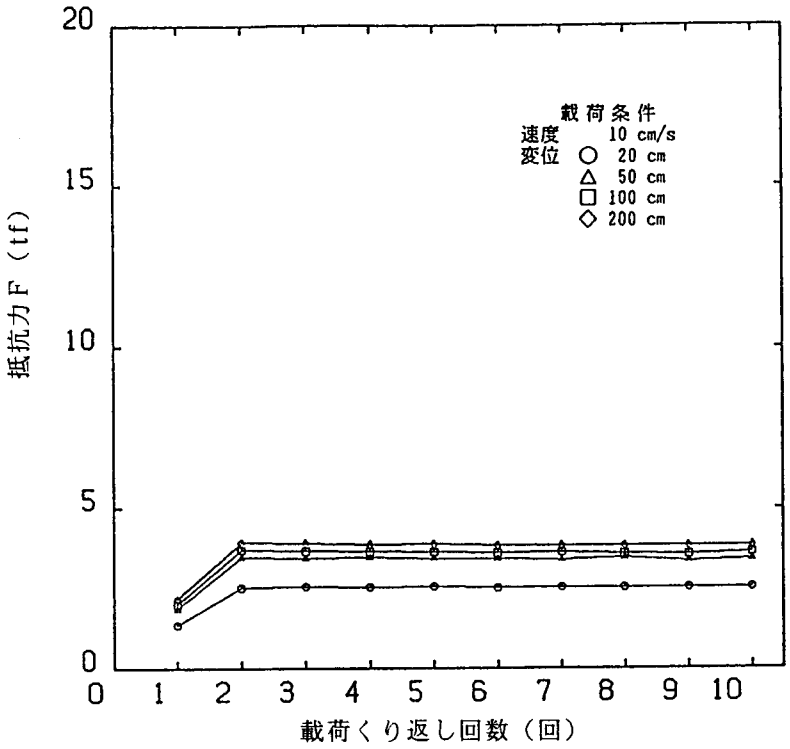
図－1.3.3.121　吸収エネルギー～速度特性（振動数 f ＝0.5 Hz）
（シリーズ3－試験No.11～15）



図－1.3.3.122　抵抗力～速度特性

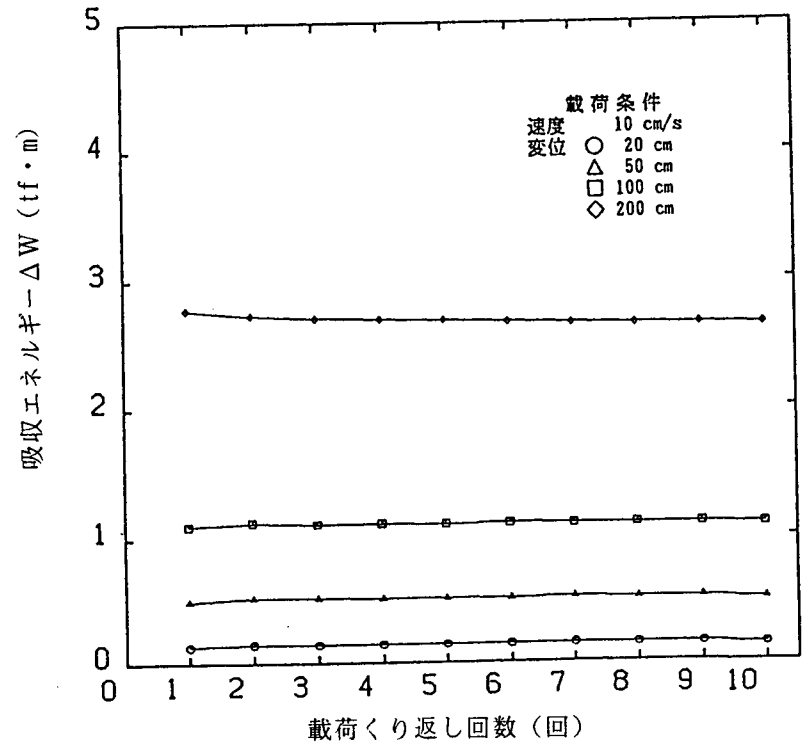


図－1.3.3.123　吸収エネルギー～速度特性



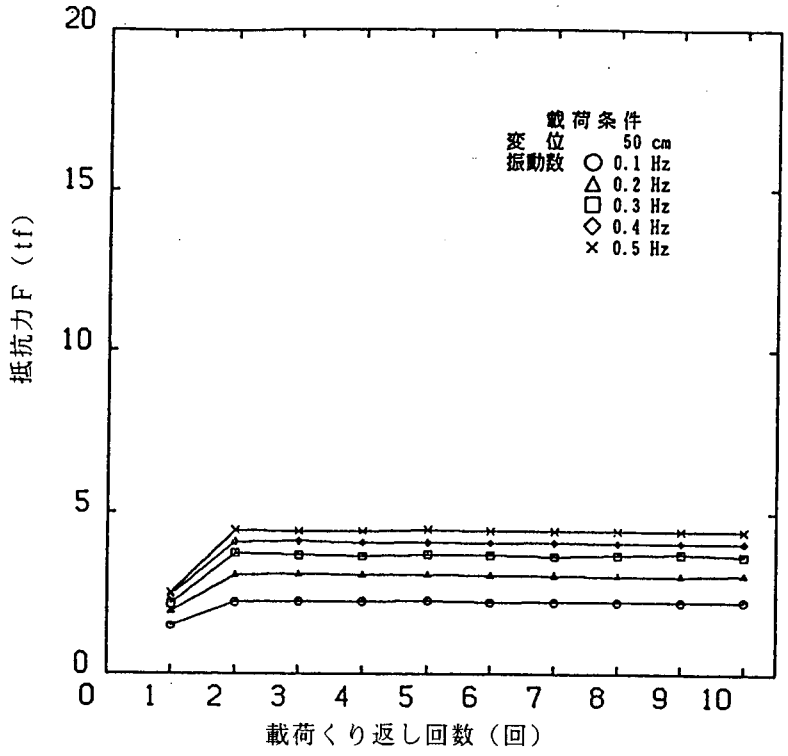
図－1.3.3.124　抵抗力～変位特性

（シリーズ4－試験No.16～19）



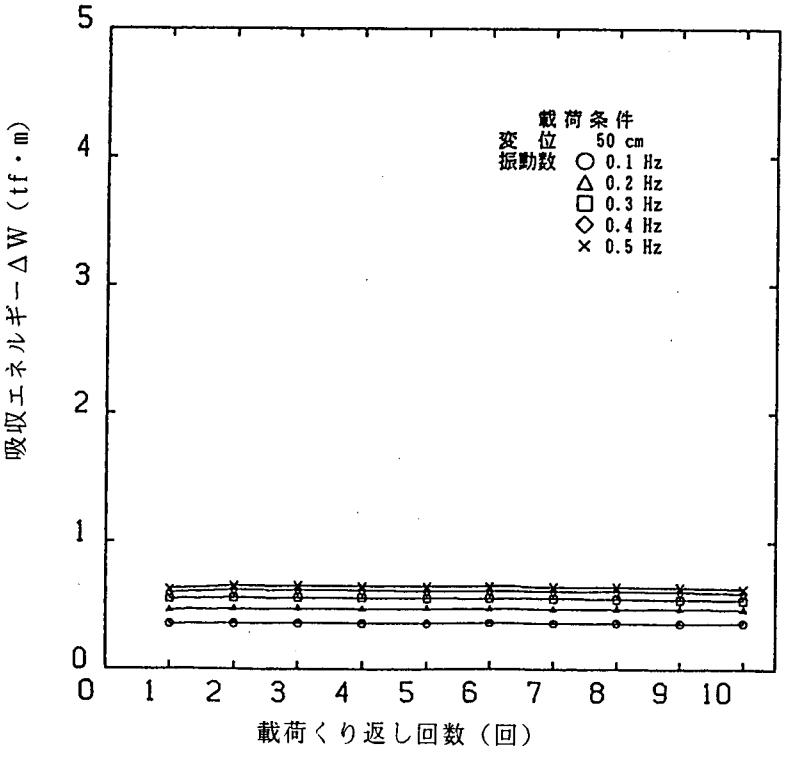
図－1.3.3.125　吸収エネルギー～変位特性

（シリーズ4－試験No.16～19）



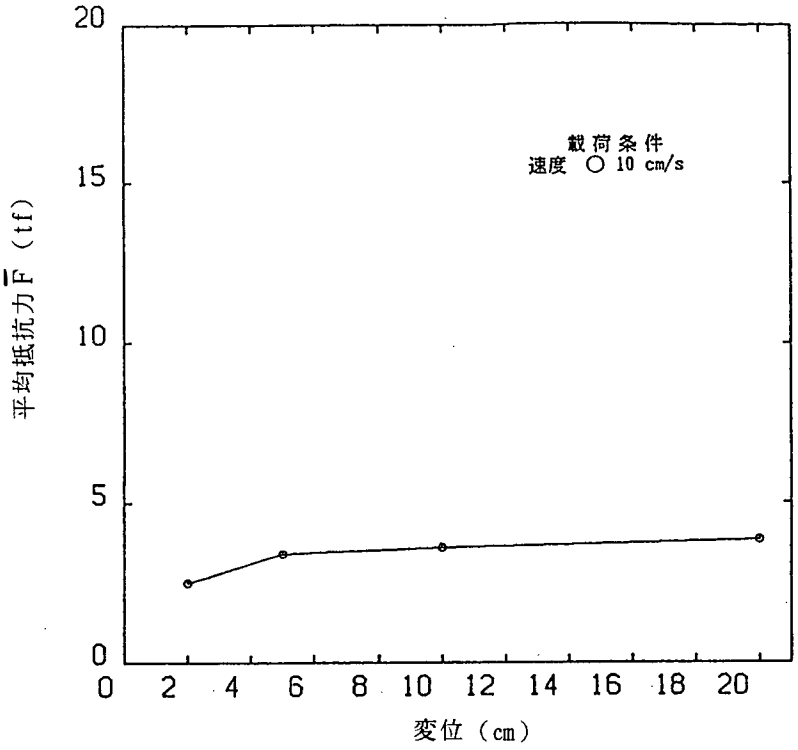
図－1.3.3.126　抵抗力～振動数特性

（シリーズ5－試験No.21～25）

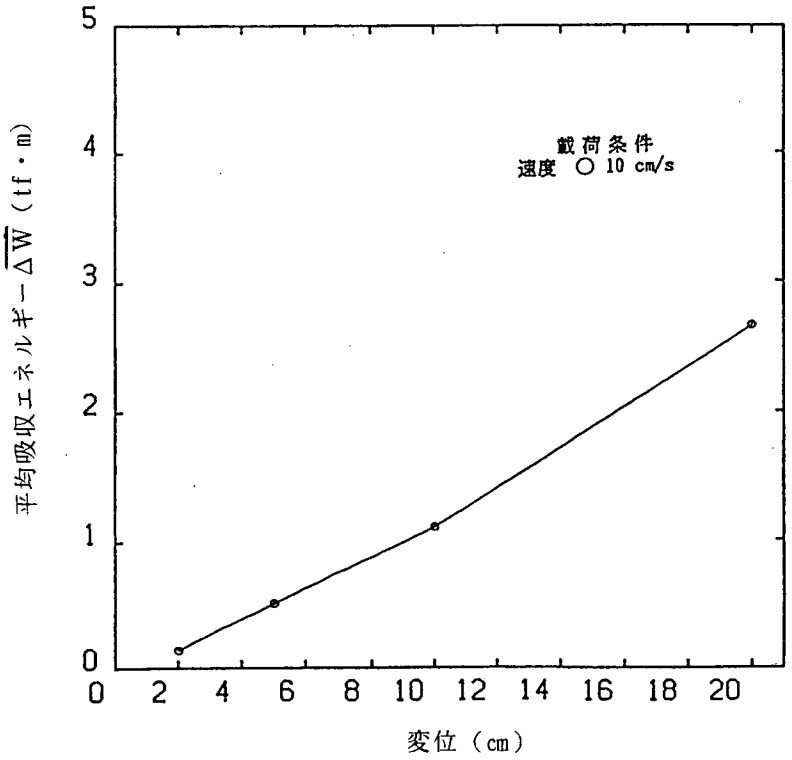


図－1.3.3.127　吸収エネルギー～振動数特性

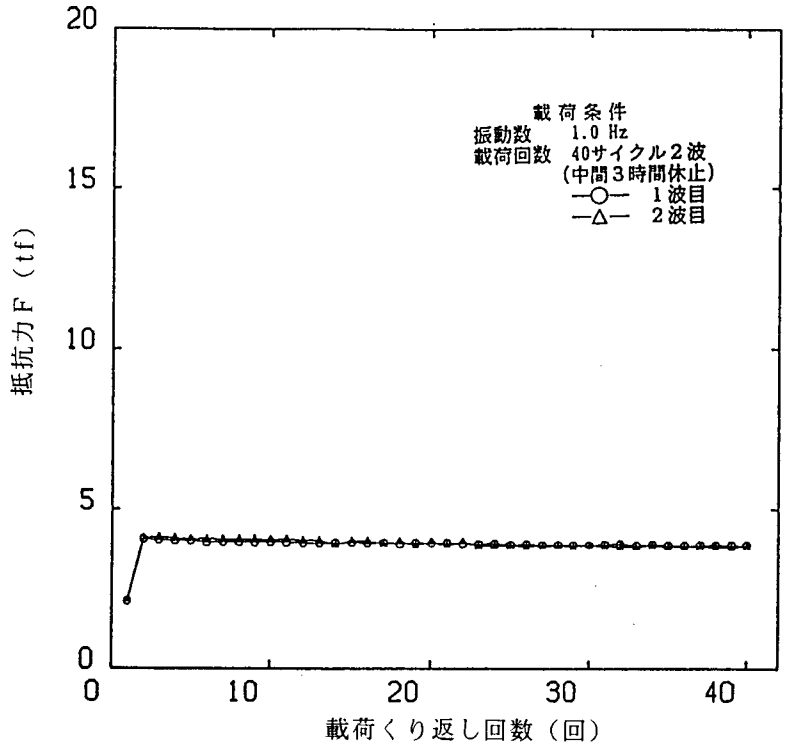
（シリーズ4－試験No.21～25）



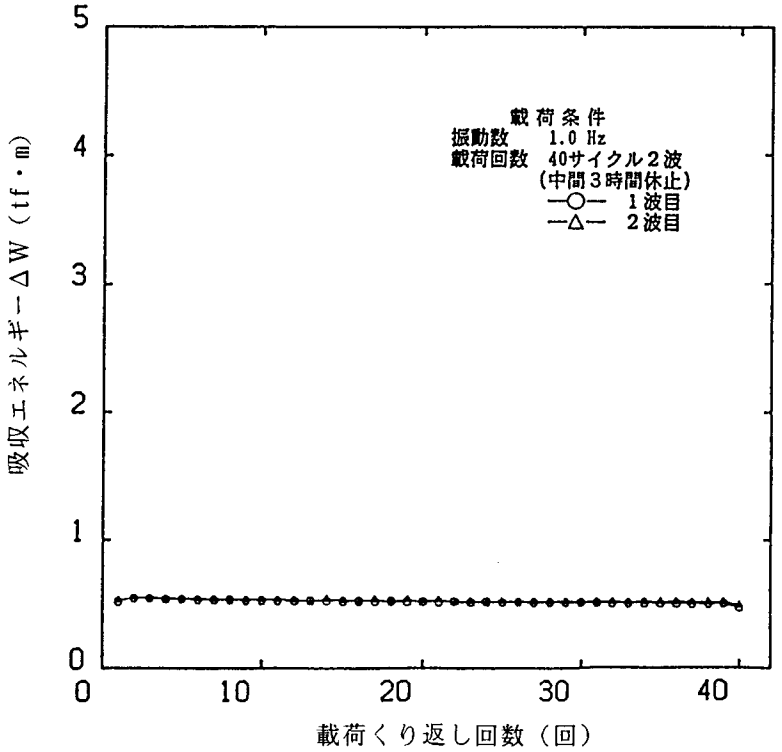
図－1.3.3.128　抵抗力～変位特性



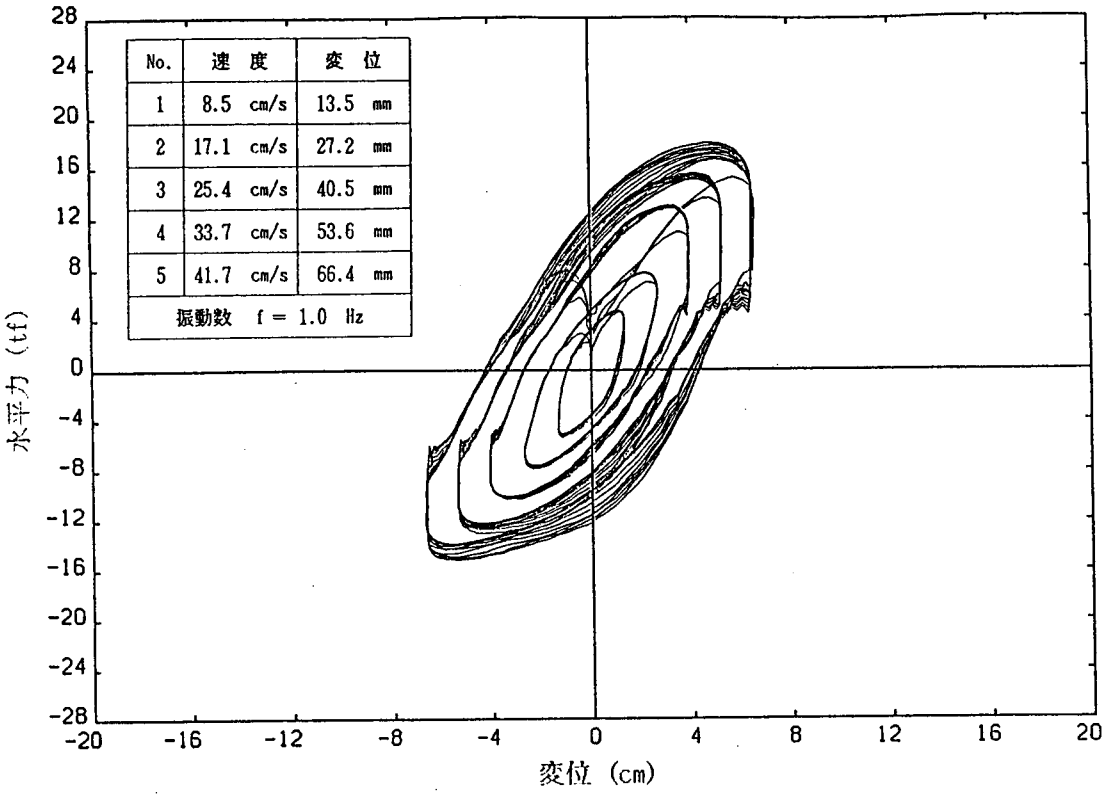
図－1.3.3.129　吸収エネルギー～変位特性



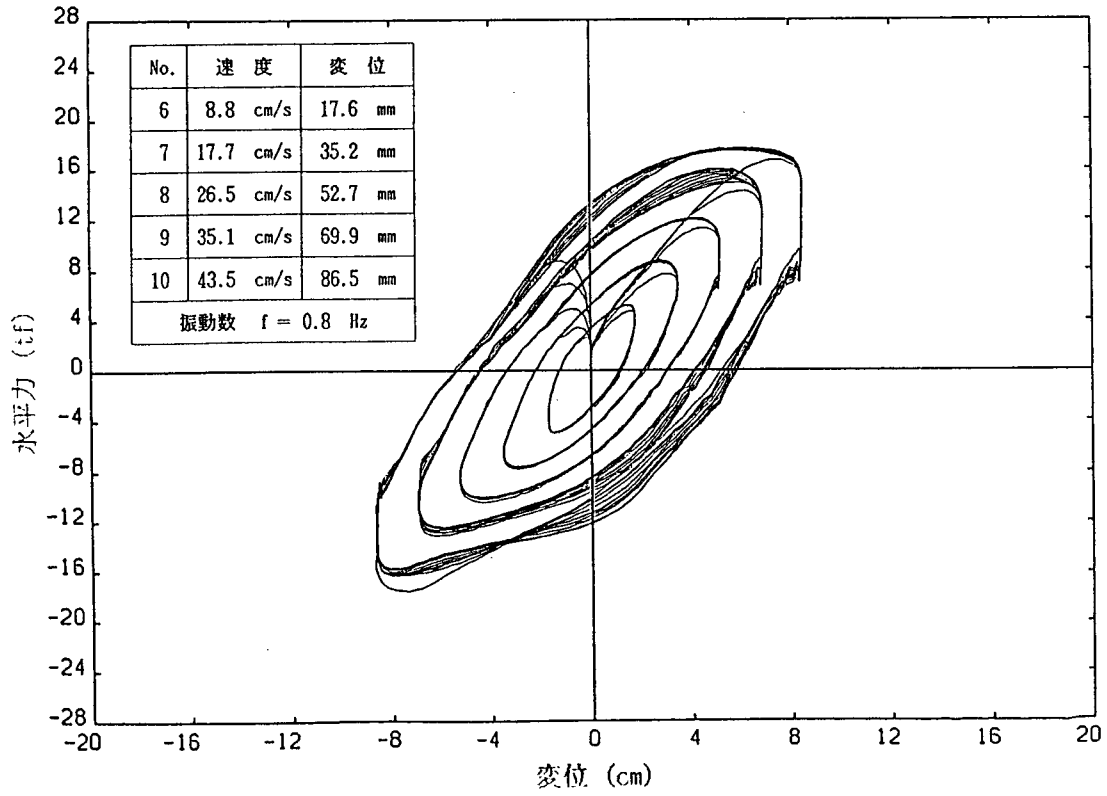
図－1.3.3.130　耐久性－抵抗力の40回繰返し載荷に対する安定性



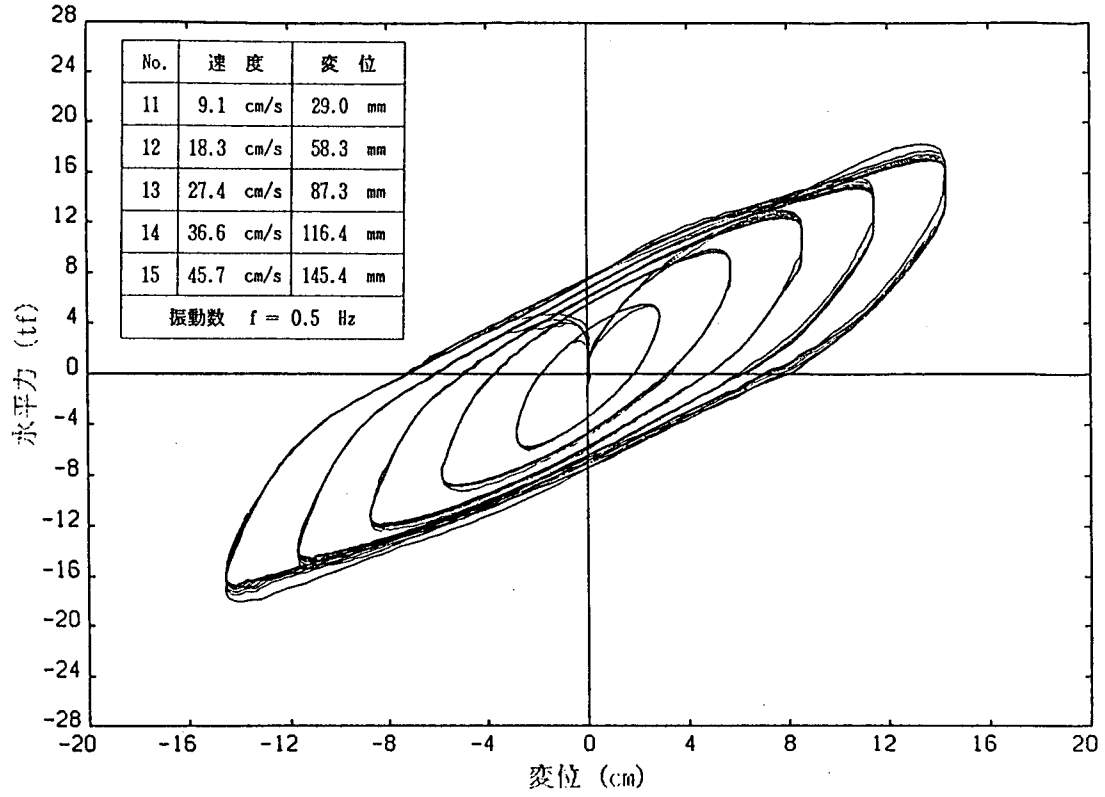
図－1.3.3.131　耐久性－吸収エネルギーの40回繰返し載荷に対する安定性



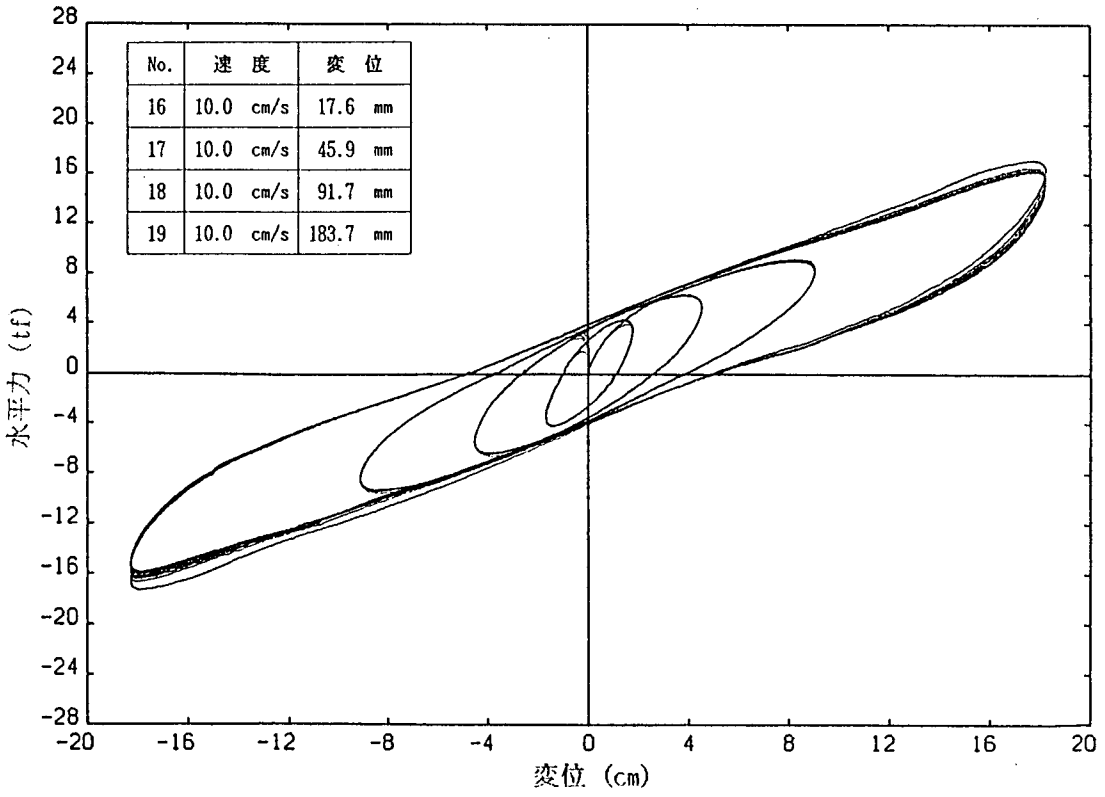
図－1.3.3.132　水平力と変位の履歴曲線（その１－シリーズ１）



図－1.3.3.133　水平力と変位の履歴曲線（その２－シリーズ２）



図－1.3.3.134　水平力と変位の履歴曲線（その３－シリーズ３）



図－1.3.3.135　水平力と変位の履歴曲線（その４－シリーズ４）

iii) 考　察

(a) 概　要

粘性ダンパーの水平力と変位の履歴曲線は図－1.3.3.136 に示すように長円形である。図で見られる履歴曲線の傾きはシールゴムの水平ばねによるものである。曲線が水平力の軸線と交差する切片の力が粘性ダンパーの基本的な抵抗力である。抵抗力の発生は、本来振動速度のみに起因し、変位振幅、振動数あるいは繰返し載荷回数などに影響されることはない。しかし、実際には変位振幅、振動数の変化による粘性体内圧力の変化、載荷を繰り返すことによる温度上昇あるいは加振中のロッキングによる流動面積の変化など、振動速度以外のさまざまな要因が抵抗力特性に影響を及ぼす可能性がある。本実験は、抵抗力の速度特性を検証するとともに速度以外の要因の影響度（安定性）の検証を主な目的とした。なお本実験では、抵抗力の他に得られた履歴曲線から吸収エネルギー（一回の履歴ループで囲まれる面積）も算定した。以下「特性」とは抵抗力および吸収エネルギーを意味する。

(b) 水平力と変位の履歴曲線

シリーズ1～シリーズ4の水平力と変位の履歴曲線を図－1.3.3.132 ～図－1.3.3.135 に示す。シリーズ3とシリーズ4の履歴曲線が滑らかな長円形であるのに対し、シリーズ1とシリーズ2の履歴曲線の一部に滑らかさを欠く部分が見られる。この変調部は水平力がほぼ8 tfの所に生じており、瞬間的ではあるがあたかも摩擦ダンパーが始動する時のような挙動を示している。この変調の原因は以下のように推定される。

ダンパーと加振機の間に一方向のみ回転自由のヒンヂがある。実験当初、このヒンヂの回転は水平方向に自由であった。ところが、ダンパーは加力される部分と反力発生部分が上下方向に離れているため、鉛直方向回転の偶力を受ける。この偶力がヒンヂの一部にある種の力を発生させていたものと推定される。先に実施したシリーズ1、シリーズ2に実験のあと、ヒンヂの回転軸を上下方向に変えてシリーズ3以降の実験を行なっている。シリーズ3以降の結果に変調が見られないことからもヒンヂの向きがその原因と考えられる。

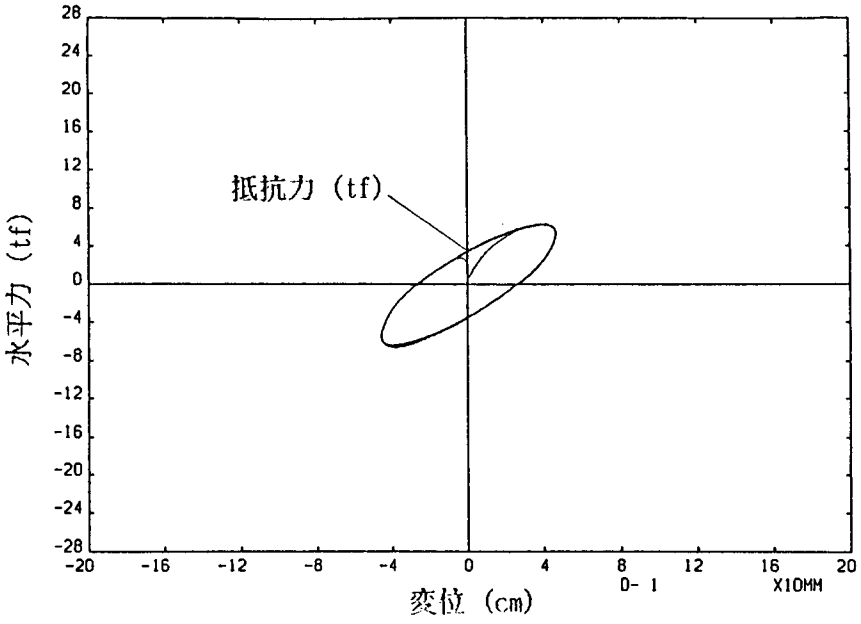
この履歴曲線の変調により、シリーズ1、シリーズ2の吸収エネルギーに関する結果はやや信頼性に欠けるが、抵抗力の結果には影響を与えていないものと考えられる。

(c) 繰返し載荷による特性の安定性

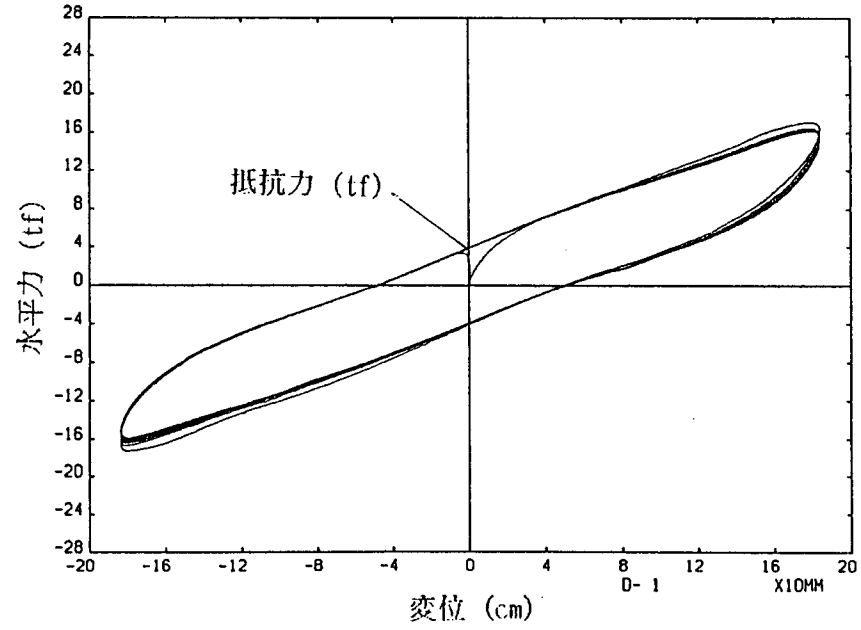
図－1.3.3.116 から図－1.3.3.121 に見られるように、抵抗力は1回目の載荷から2回目の載荷の間に比較的大きく変化している。吸収エネルギーにもややこの傾向が見られる。これは以下の理由による。すなわち、ここで示す抵抗力は正負の平均値で与えているが、1回目は始点（0点）よりやや正側の力を適当に定義して、これと半周後の負の力との平均値で与えているためである。したがって、1回目の結果は意味のないものである。以後は1回目の結果を除外して考察する。

特性の安定性を検討する上で、基準となる値を「1．2　実証試験方法の開発」の成果を参考に次式のように定義する。

$$\bar{R} = \frac{\sum_{j=4}^{10} R_j}{7} \quad \cdots\cdots\cdots \quad (1.3.3.1)$$



（a）変位（46mm）－速度（10cm／sec ）



（b）変位（184mm）－速度（10cm／sec ）

図－1.3.3.136　粘性ダンパーの基本的な履歴曲線

ここに、$\bar{R}$は基準値、R_jはj回目載荷の特性値である。

$\bar{R}$に対するR_jのばらつきをみると（表－1.3.3.45のシリーズ1～シリーズ3の結果を参照）抵抗力の場合で、速度が30cm／s以下では5％以下、速度が50cm／sでも最大11％程度である。

吸収エネルギーでも速度が大きくなるとばらつきも大きくなるが、速度が50cm／sでも最大10％程度と比較的小さい。

(d) 振動数変化が抵抗力に与える影響

今回の実験では正弦波による加振を行なっており、最大加振速度v（cm／s）、振動数f（Hz）および変位振幅u（cm）の間には以下の関係がある。

$$v = 2\pi f u \quad \cdots\cdots\cdots \quad (1.3.3.2)$$

この関係から、速度を一定にして振動数をかえれば同時に変位を変えることになり、振動数変化と抵抗力あるいは変位変化と抵抗力をそれぞれ単独に議論することはできない。しかし、先にも述べたように、ここで議論されている抵抗力は速度が最大になる変位0での反力であり、本来変位振幅そのものには無関係である。抵抗力に何かの影響を与えるとすれば振動数の方である。

図－1.3.3.122はシリーズ1～シリーズ3の結果から、振動数をパラメータにして、抵抗力と速度の関係を示したものである。振動数はf＝1.0，0.8，0.5Hzの3種である。

図から明らかなように、v＝10～20cm／sまでは振動数fが変わっても抵抗力に差は生じていない。しかし、v＞20cm／sの領域では1.0Hzと0.8Hzの場合の差は小さいが、0.5Hzの抵抗力が他2ケースの場合に対して徐々に小さくなり、v＝50cm／sでは1.0Hzにおける抵抗力に対して0.5Hzのそれは約35％も減少している。0.5Hzの場合の結果だけが大きく掛け離れているため単純に振動数の影響と考えるには問題がある。しかし、0.5Hz～1.0Hzの領域のデータが0.8Hzのみと乏しく、この問題の究明は今後の課題として残される。

(e) 耐久性

図－1.3.3.130および図－1.3.3.131は振動数f＝1.0Hz、変位±5.0cmで40回の繰返し載荷、2シリーズの特性値の変化を示したものである。先に述べた理由から1回目の結果を除外して考えると、40回の載荷における特性値の変化は極めて微小である。また1シリーズと2シリーズの結果も一致している。この結果から、動的挙動に関して十分な耐久性を有しているものと考えられる。

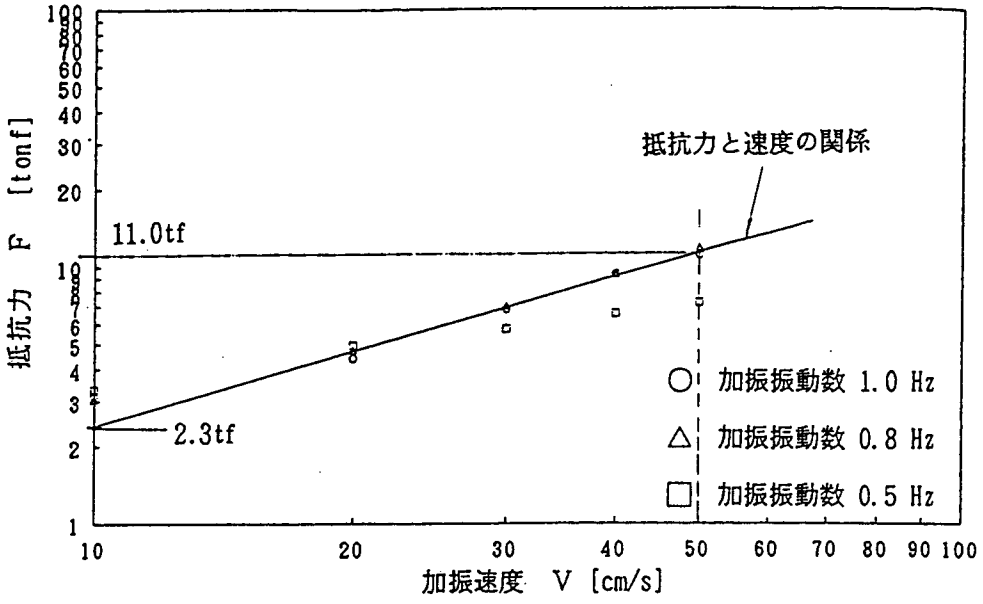
(f) ダンパーの抵抗力特性

粘性ダンパーの抵抗力と速度の関係は一般的に次式で示される。

$$F = A \cdot v^n \quad \cdots\cdots\cdots \quad (1.3.3.3)$$

ここに、F（tf）は抵抗力、v（cm／s）は速度、A，nは定数である。

図－1.3.3.137は図－1.3.3.122を対数グラフで示したものである。ここで、振動数1.0Hzおよび0.8Hzの結果から抵抗力～速度の関係をみると図中の直線のようになる。この直線から式（1.3.3.3)の定数AおよびnをもとめるとA＝0.248，n＝0.97が得られる。AおよびnのIIIは今回の実験に使用した供試体固有のものであり、ダンパーの形状、粘性体の種類が変わるとこの定数も変わる性質のものである。一般性を考慮した検討は本研究の1．1．(10)項で行なっている。



図－1.3.3.137　抵抗力－速度特性

(g) 残された課題

今後に残された研究課題は以下の通りである。

① 振動数変化の影響（特に速度が40cm／s以上の領域での影響）

② 温度変化の影響（今回の実験は＋20℃の恒温で行なっている）

③ シールゴムの耐荷性および耐候性向上（シールゴムは変位を集中して受け、しかも粘性体の外部流出を防ぐ重要な部材である）

＜民側担当会社＞　オイレス工業（株）

第2章　免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究

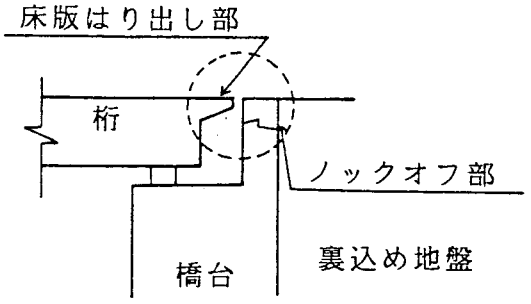
2.1　免震橋用の伸縮装置の開発

2.1.1　免震橋用の伸縮装置（その１）

(1) 実験の目的

けたと橋台の遊間をあまり大きくしないための工夫のひとつとしてニュージーランドでは、図－2.1.1に示すようなノックオフ構造が実用化されている。これは大地震時にけたが橋台と衝突した場合、ノックオフ部の橋台が裏込め土の方に適当に移動できるようにしておき、その後の衝突による影響を緩和するものである。

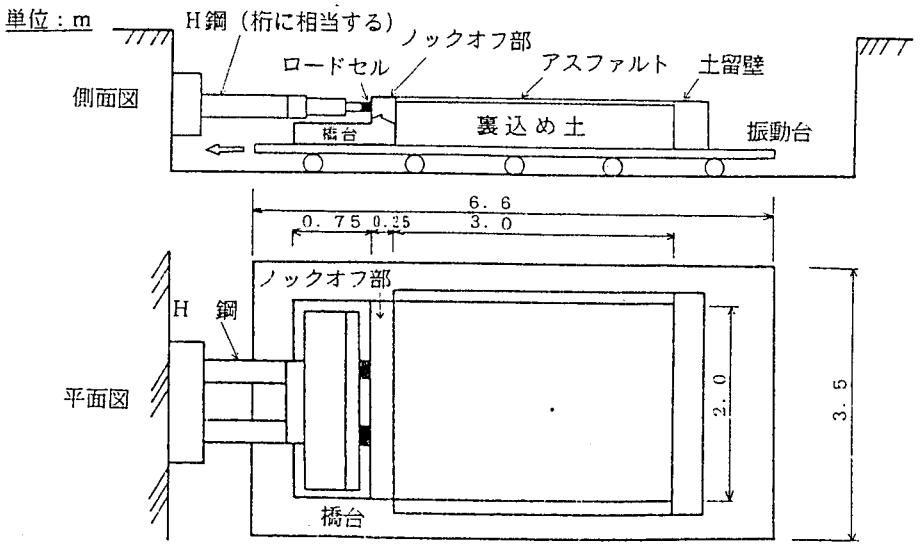
わが国の場合、この装置についてはまだ設置された例はなく設計法も確立されていない。また、ニュージーランドの場合に比較して交通量も多く、耐震性に対する要求の水準も異なっている。そこで、この実験は、まず大地震時を想定したノックオフ部の橋台が裏込め地盤の方に滑動する状況、あるいは裏込め土の破壊状況とノックオフ装置が滑動する抵抗力を確認し、かつ修復性を検討することを目的に実施する。



図－2.1.1　構　造　概　要

(2) 実験の装置および模型の概要

装置の概要は、図－2.1.2に示すように橋台と裏込めの地盤側が振動台の上に載せられ、桁側が反力壁に固定されている。振動台を静的あるいは動的に動かすことにより、ノックオフ部をロードセルが付けられた桁側片端部に衝突させるものである。



図－2.1.2　ノックオフ装置の模型

実験に用いた模型と実験ケースを表－2.1.1に示す。模型の大きさは、ガイドライン（案）[1]に示された設計例の1／2スケールとし、材料は実物と同様に鉄筋コンクリート製とした。橋台とノックオフ構造の接合部は図－2.1.3に示すようにアンカー筋がある場合とない場合の2種類とし、ノックオフ部におけるコンクリートの縁切りにはビニールシートを用いた。アンカー筋としてはφ10を450mm ピッチで配している。

橋台裏込め部を舗装した場合は、アスファルト舗装要綱に準じて図－2.1.4に示すようにアスファルト、砕石、ソイルセメントとし、各層の厚さは実際の厚さの1／2とした。また、地盤のみで舗装を考えない場合の実験は、図－2.1.5のように物性値のはっきりしている乾燥砂を用いた。

(3) 実験方法

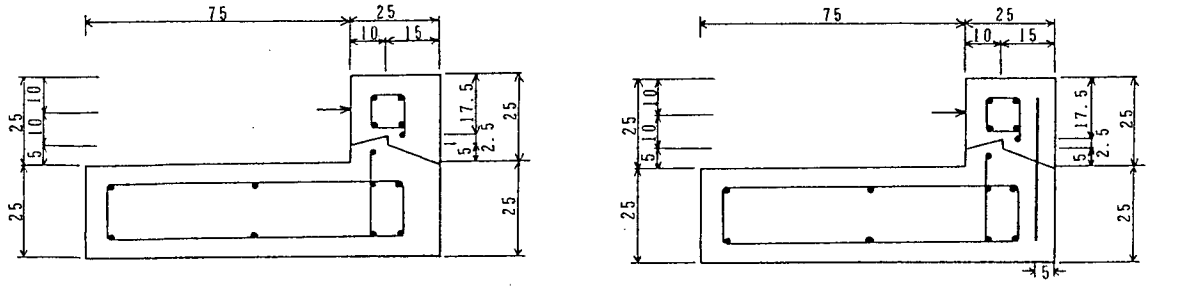
実験は裏込め土のあり、なし、舗装部のあり、なし、アンカー筋のあり、なし等をパラメーターにして計12ケースを実施した。

けたからの力を静的に作用させる時は荷重をモニターしながら段階的に載荷し、動的に作用させる時はけたの応答速度を想定した10, 15, 20cm／sec の3段階の速度で載荷させた。ノックオフ部、裏込み土および舗装部の破壊した部分は、各試験ごとに取り除きあらたに作成した。

計測器の配置を図－2.1.6に示す。ロードセルはノックオフ装置が滑動する時の荷重を測定し、変位計はノックオフ部の側面と上部および裏込め地盤上に取り付け、滑動する時の水平、上下変位および裏込め地盤の破壊状態を測定した。また、地盤の破壊形状を詳細に観察するため、静的載荷の場合は裏込め地盤上にメッシュを切っておき、メジャーにより水平、上下の変位を測定した。

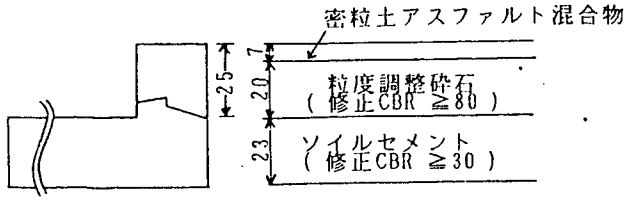
各センサーからの出力は、専用アンプ、AD変換器を通してミニコンピュータのディスクへ入力し、実験終了後、レザープロッター、プリンターを用いてデーターの図化をはかった。

単位：cm



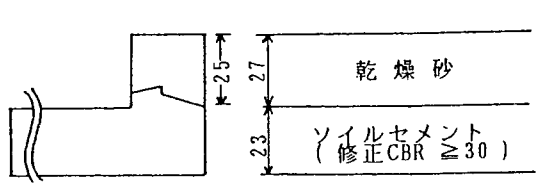
アンカー筋のない場合　　アンカー筋のある場合

図－2.1.3　ノックオフ模型の詳細



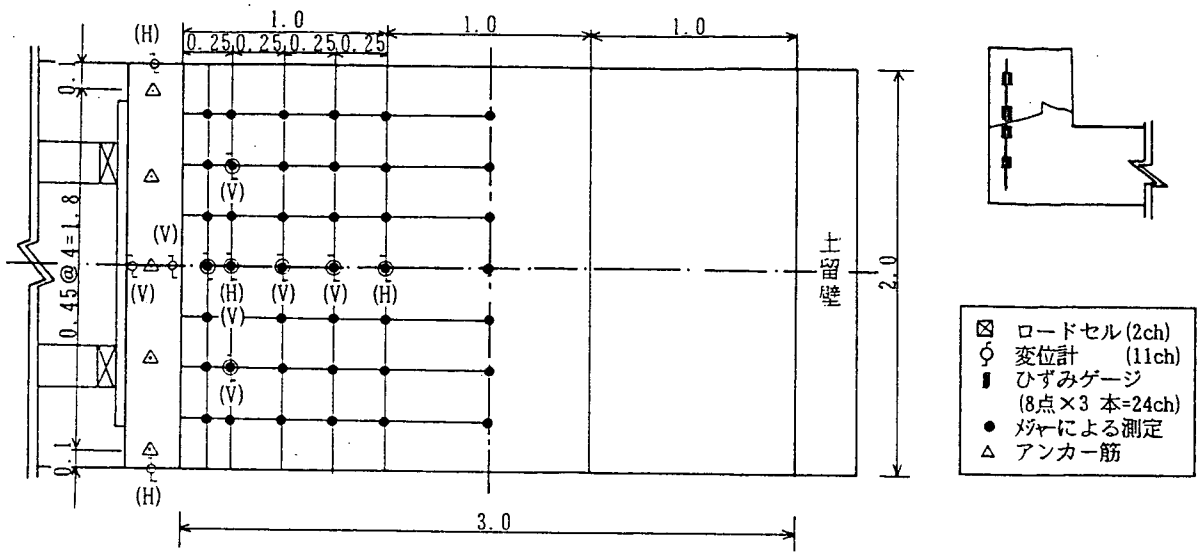
図－2.1.4　アスファルト舗装

単位：cm



図－2.1.5　乾燥砂

単位：m



図－2.1.6　計測器の配置

(4) 実験結果

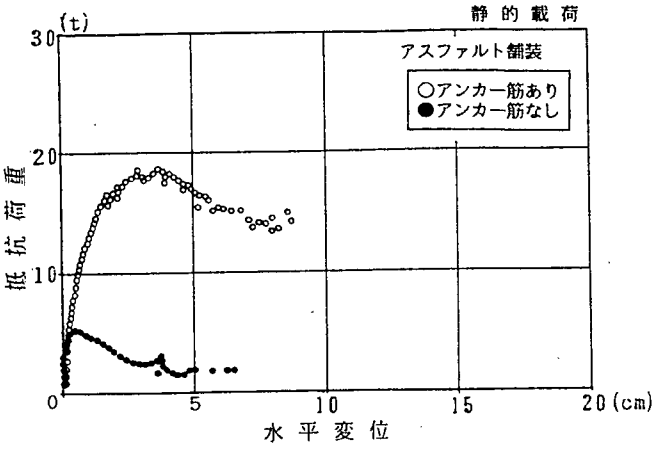
ｉ）抵抗荷重～変位曲線

裏込め部がアスファルト舗装および乾燥砂の場合における静的・動的載荷の抵抗荷重～変位曲線を図－2.1.7から図－2.1.9に示す。図－2.1.7は静的載荷におけるアンカー筋のあり・なしの場合であり、図－2.1.8はアンカー筋なしにおける3段階の動的載荷の場合であり、図－2.1.9は乾燥砂の場合における静的載荷と動的載荷の場合である。

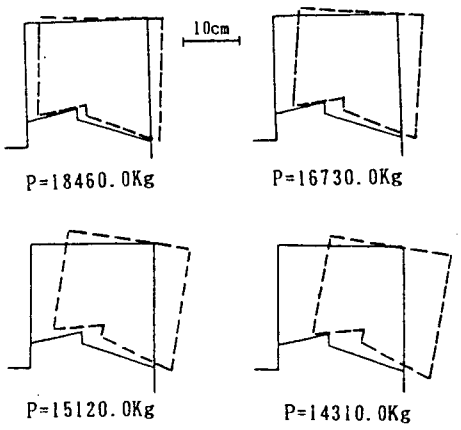
これらの図より、抵抗力は変位が 0.5～3 cm程度になった段階で最大値に達し、その後は減少していること、静的載荷でアンカー筋がある場合の最大抵抗力は、ない場合に比較して約3.5倍大きいこと、動的載荷における最大抵抗力は静的に比較して3.4～4.4倍大きいこと、アスファルト舗装がある動的載荷では速度が10～20cm／sec に変化すると30％程大きくなり、急速な載荷に対してはアスファルト部の抵抗力が増大すること、がわかる。また、乾燥砂の場合における動的載荷の最大抵抗力は、静的載荷に比較して20％程大きいが、速度が10～20cm／sec に変化しても変わらないことがわかる。

ii）ノックオフの滑動状況

ノックオフの滑動状況における代表的なものを図－2.1.10から図－2.1.12に示す。図－2.1.10はアンカーが筋あり・アスファルト舗装・静的載荷の場合である。ノックオフ部は変位が増加すると、アンカー筋の拘束によりノックオフ上部が前へ出る方向に回転する傾向が見られる。図－2.1.11はアンカー筋がなし・アスファルト舗装・動的載荷（20cm／sec)の場合である。この場合ノックオフ部はキーを越えると下部が前へ出る方向に回転する。この傾向は静的の場合でも同じように見られる。図－2.1.12はアンカー筋なし・乾燥砂・動的載荷（20cm／sec)の場合である。ノックオフ部は回転せず斜め上方にそのまま移動する。この傾向は静的の場合も同じである。

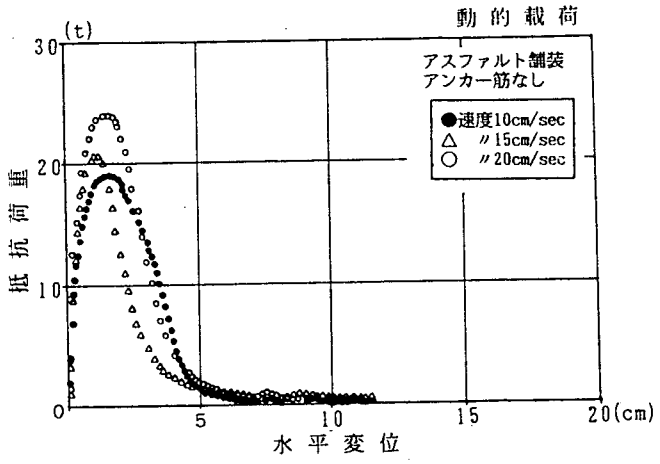


図－2.1.7　抵抗荷重～変位曲線（ｱｽﾌｧﾙﾄ舗装）

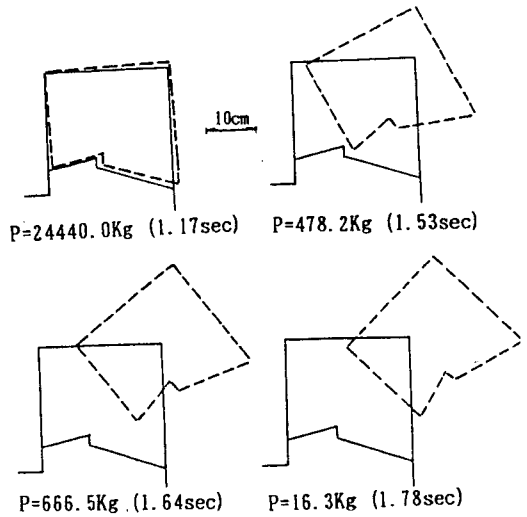


ｱｽﾌｧﾙﾄ舗装・ｱﾝｶｰ筋あり・静的載荷

図－2.1.10　ノックオフの挙動

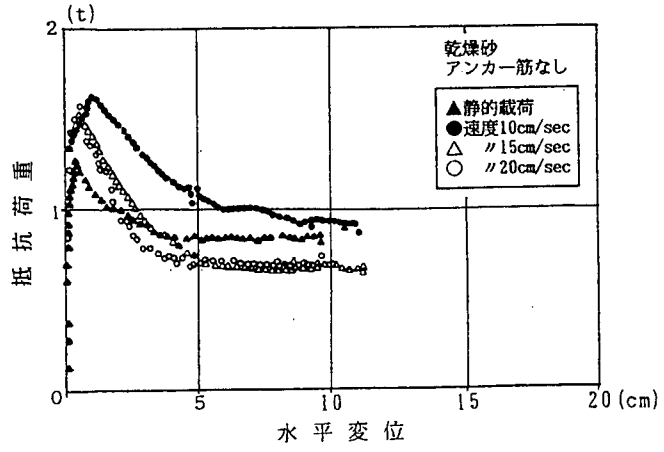


図－2.1.8　抵抗荷重～変位曲線（ｱｽﾌｧﾙﾄ舗装）

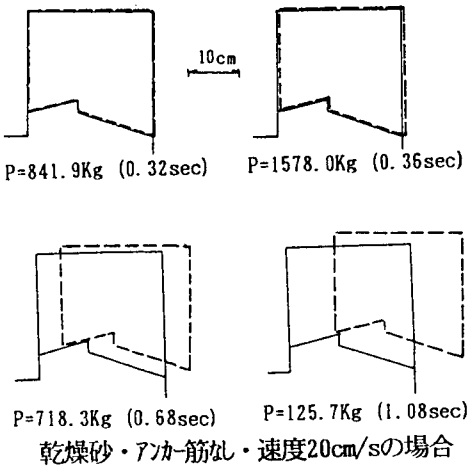


ｱｽﾌｧﾙﾄ舗装・ｱﾝｶｰ筋なし・速度20cm/sの場合

図－2.1.11　ノックオフの挙動



図－2.1.9　抵抗荷重～変位曲線（乾燥砂）



乾燥砂・ｱﾝｶｰ筋なし・速度20cm/sの場合

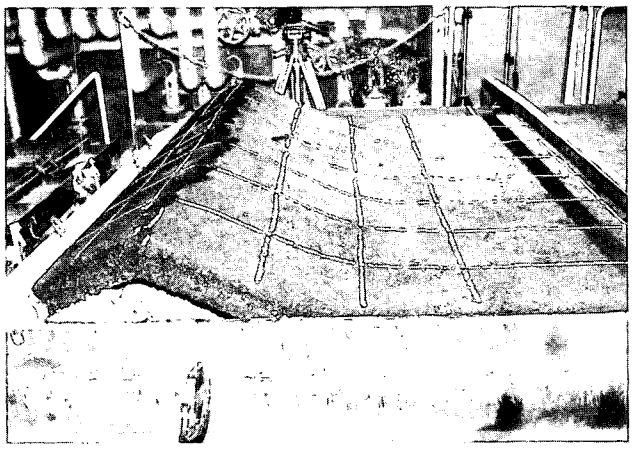
図－2.1.12　ノックオフの挙動

iii）裏込め部の破壊状況

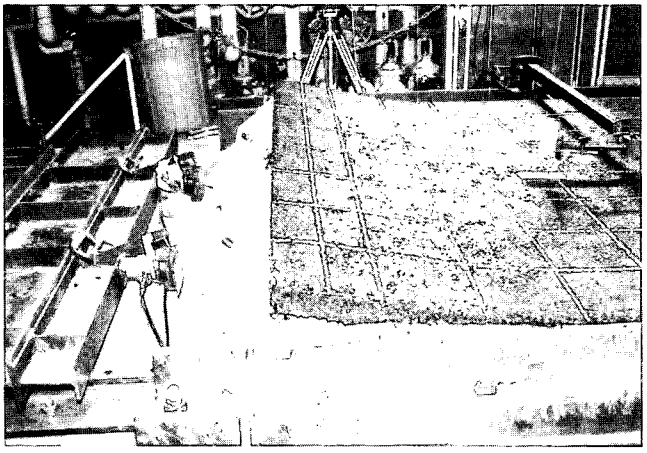
裏込め部の破壊状況を写真－2.1.1から写真－2.1.3に示す。

写真－2.1.1はアンカー筋なしで静的載荷の場合である。ノックオフ部は下部が前へ出る方向に回転するが、舗装部はノックオフ部から約50cm付近で折れ曲がって破壊する。写真－2.1.2はアンカー筋なしで動的載荷（20cm／sec)の場合である。ノックオフ部は静的載荷の場合と同様、下部が前へ出る方向に回転するが、舗装がめくれ上りノックオフ部は舗装の下に潜り込んでいる。舗装部には静的載荷で見られたような破壊はなかった。

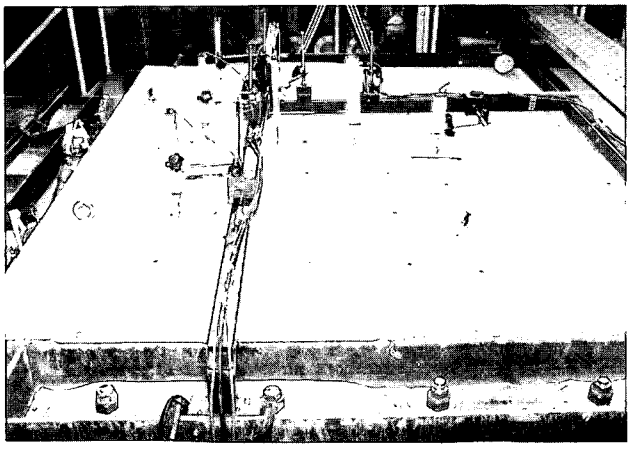
写真－2.1.3はアンカー筋なしで乾燥砂の場合である。乾燥砂のすべり線はノックオフ部の位置から75～100cm の間に現われ、すべり線からノックオフ側が盛り上がっている。すべり線の位置は中央部付近が遠く、両端部はやや近い。この傾向は静的・動的載荷の場合において、まったく同様であった。



写真－2.1.1　静的載荷における舗装の破損



写真－2.1.2　動的載荷による舗装の破損
動的な場合はすべてこの様になった。



写真－2.1.3　乾燥砂によるすべり線の発生状況
すべり線は動的・静的によらずほぼ同じ位置にある。

(5) まとめ

i)ノックオフ装置および裏込め地盤の修復性

アンカー筋がない場合のノックオフ装置は、橋台本体には被害を及ぼさないため、修復が容易である。アンカー筋がある場合、今回の模型ではアンカー筋の引き抜き力によりかぶりの薄いコンクリートの1部が破損した。このため、修復に余分な手間を要することになるので、アンカー筋の設計法および施工法を改善した方が良い。

裏込め地盤は受働破壊面で滑るため、この範囲の地盤、アスファルトを掘り起し、再度突固め、アスファルトを再転圧することにより復旧できるものと考えられる。

ii）抵抗荷重

実験から得られた最大抵抗荷重を解析値と比較して示したものが表－2.1.1である。解析値はノックオフ部と橋台間のコンクリート面の摩擦係数を0.2と仮定し、ノックオフ背面の裏込めと舗装の抵抗力は、受動土圧によるものとして求めた。裏込め材の土質定数は、土質試験結果に基づいて乾燥砂では$\phi=42°$、粘土調整砕石では$\phi=40°$とし、アスファルト舗装部は$C=15tf/m^2$と仮定した。

表－2.1.1　ノックオフ装置模型の抵抗荷重

模型の条件		載荷速度	最大荷重	
			実験値	解析値
アンカー筋なし	地盤なし	静的	120Kg	120Kg
アンカー筋あり	地盤なし	静的	4730	5060
アンカー筋なし	裏込め乾燥砂	静的	1270	1310
	裏込め乾燥砂	10cm/sec	1630	——
	裏込め乾燥砂	15cm/sec	1550	——
	裏込め乾燥砂	20cm/sec	1580	——
アンカー筋なし	アスファルト舗装	静的	5570	5550
	アスファルト舗装	10cm/sec	19100	——
	アスファルト舗装	15cm/sec	21100	——
	アスファルト舗装	20cm/sec	24400	——
アンカー筋あり	アスファルト舗装	静的	19000	10500
	アスファルト舗装	10cm/sec	38600	——

解析値は静的載荷における実験値をほぼ説明できる結果であり、すべり摩擦抵抗ならびに受動土圧抵抗を考えることによって、ノックオフ部の静的な抵抗力が求められることがわかる。一方、アスファルト舗装された場合の動的な実験値は、静的載荷の場合に比較して大きな値を示しており、急速な載荷に対してはアスファルト部の抵抗力が増大する傾向が見られる。ノックオフ装置が受け持つ抵抗力を正しく設計できるようにするためには、アスファルトの剛性の速度依存性を明らかにする必要がある。

(6) 平成3年度の研究方針

i）アスファルトの剛性の速度依存性の調査

実験結果より、急速な載荷に対してはアスファルト部の抵抗力が増大する傾向が見られる。このため、文献調査によりアスファルトの剛性の速度依存性を調査する。

ii）アンカー部の抵抗力の検討

アンカー筋がある場合、今回の模型では引き抜き力によりコンクリートの一部が破損する。このため、アンカー筋が所定の力で切断できるような方法を検討する。

iii）設計法、施工法の提案

アスファルトの剛性の速度依存性を考慮して、アンカー筋が所定の力で切断できる設計法、施工法の提案をする。

<参考文献>

1）㈶国土開発技術センター：「道路橋の免震設計法ガイドライン（案）」、平成元年3月

2）土木研究所他29社：「道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その1）」、土木研究所共同研究報告書第44号，平成2年3月

<民間担当会社>　㈱ 大 林 組

2.1.2　免震橋用の伸縮装置（その２）

(1) 開発の目標

従来の伸縮装置の機能を満足し、免震橋梁にも適用できる伸縮装置の開発を行う。開発する伸縮装置の要求機能を以下に示す。

ｉ）従来の伸縮装置の機能

① 橋桁の温度伸縮に適用できる。

② 橋面が平坦で走行性がよい。

③ 耐久性がある。

④ 完全に防水または排水ができる。

ii）免震橋梁に適用させるための機能

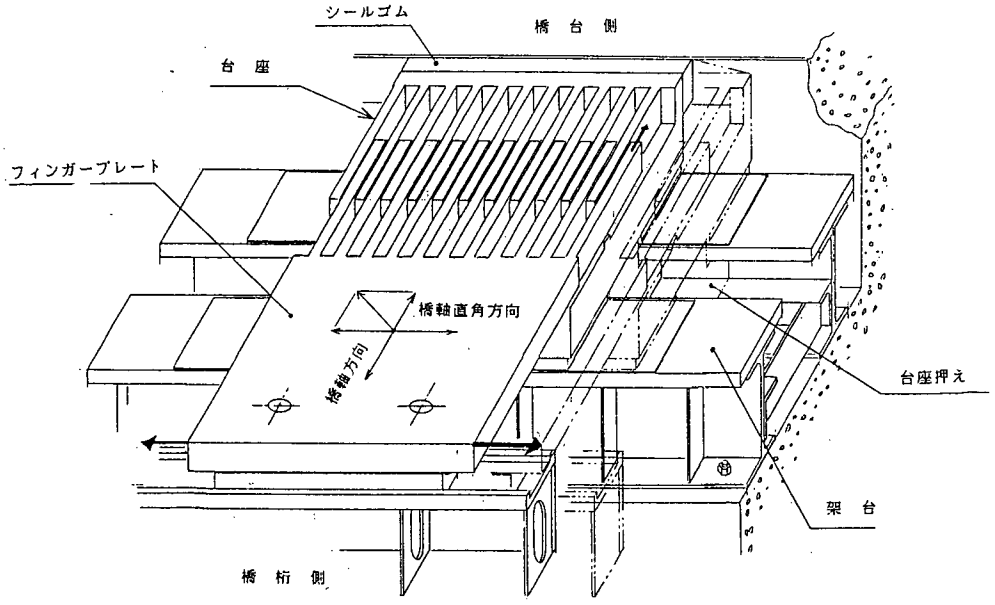
① 地震時の橋桁の橋軸方向および橋軸直角方向の移動に適用できる。

② 免震装置の機能（周期、減衰定数等）に悪影響を与えない。

(2) 伸縮装置の構造概要

本伸縮装置は、両端支持型フィンガージョイントを改良し、橋軸直角方向にも作動可能にしたものである。

構造概要は、図－2.1.13に示すように橋台に橋軸直角方向に水平なすべり面を持つ架台を固定し、橋面が櫛形形状となっている台座を橋軸直角方向に摺動可能に組み立て、橋桁に固定したフィンガープレートを台座上で櫛形にかみ合わせて架け渡し、輪荷重を支持する構造である。



図－2.1.13　構造概要図（１ブロック分）

ｉ）作動原理

この伸縮装置の作動原理を以下に示す。

① 橋桁の橋軸方向の移動は、フィンガープレートと台座の櫛形部遊間（従来のフィンガージョイントと同様）にて吸収する。

② 橋桁の橋軸直角方向の移動は、フィンガープレートが台座の櫛形部に接触し、台座を架台上にて橋軸直角に移動させることにより吸収する。

ii）細部構造に対する留意点

本伸縮装置の設計に際し、留意した細部構造を以下に示す。（図－2.1.14参照）

① フィンガープレートおよび台座は、装置の取付などの施工性を考慮し、橋軸直角方向に数ブロックに分割する。

② 台座と架台の摺動部は、摩擦係数、耐食性を考慮し、テフロンとステンレス板を組み合わせて構成する。

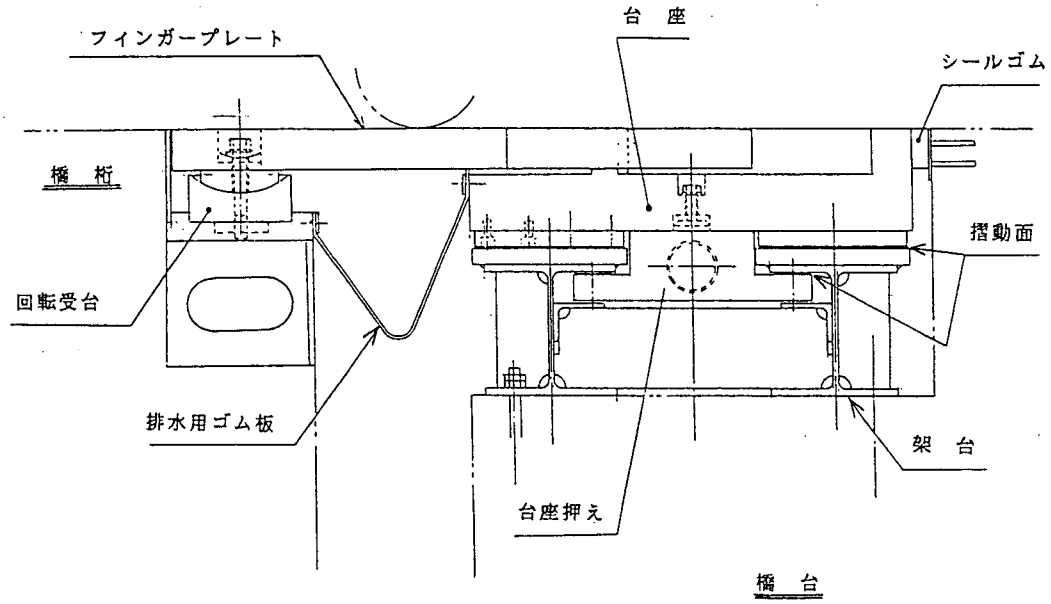
③ 輪荷重による台座の移動、バタツキ防止のため、台座押えにて、架台を挟むように組み立てる。

④ フィンガープレートが活荷重による桁回転で、台座上から突出するのを防止するため、フィンガープレートを橋桁に回転可能に固定する。

⑤ 橋台と台座間は、走行上問題とならないくらいの遊間を設け（最大60㎜）、防水のためシール材を充填し、台座の直角方向の作動にも追従させる。

⑥ 桁遊間部からの漏水対策として、橋桁と台座間にゴム板を取り付け、排水部へ流し込む。

⑦ 分離された台座およびフィンガープレートの隙間に漏水対策としてシール材を注入する。



図－2.1.14 断 面 図

(3) 試 設 計

ⅰ）概 要

本伸縮装置の開発にあたり、モデル橋を仮定し、地震時の応答解析を行い、伸縮装置の設計変位を設定し、試設計を行った。以下に、試設計の内容を示す。

① モデル橋による地震時応答解析

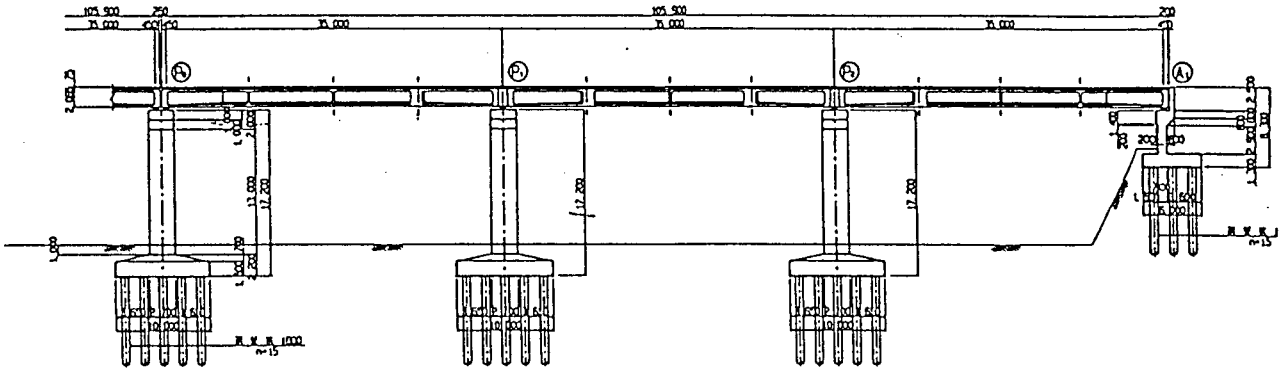
② 伸縮装置の設計変位の設定

③ 伸縮装置の構造設計

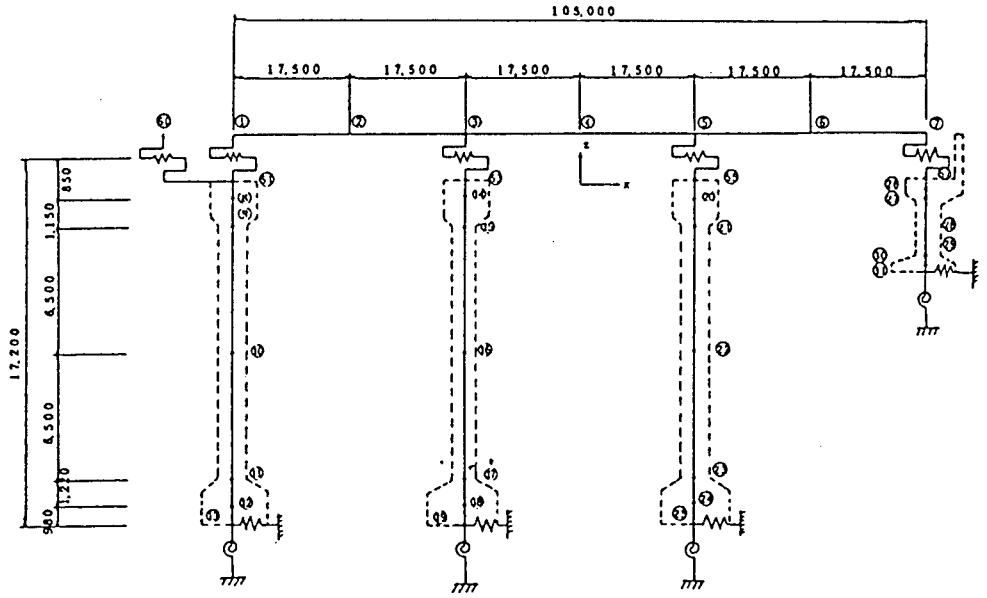
ⅱ）モデル橋による地震時応答解析

a．解析モデル

ガイドライン（案）[1)]のⅡ種地盤の全橋モデルとする。図－2.1.15に解析対象橋梁の一般図を、図－2.1.16に解析モデルの骨組構造図を示す。



図－2.1.15 解析対象橋梁一般図



図－2.1.16 解析モデルの骨組構造図

b．解析手法

直接積分法（Newmark-β法（β＝1/4））による時刻歴応答解析により行う。減衰は、歪エネルギー減衰を用い、各次の振動モードと各次の減衰定数より構造全体のＣマトリックスを作成するいわゆるモーダルエナジー法を用いる。

c．入力地震動

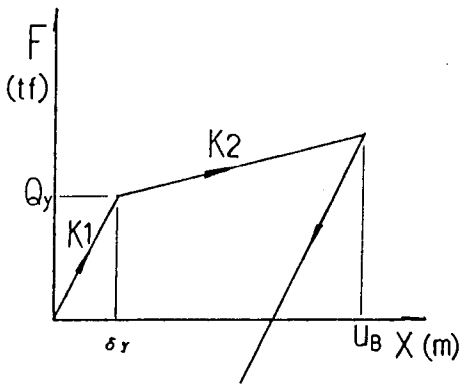
レベル２（Ⅱ種地盤）およびレベル２（Ⅱ種地盤）×1.3 倍の時刻歴解析用地震入力を用いる。つまり、本報告書の「3.1.4 免震設計に用いる地震入力」における②レベル２の時刻歴応答解析に用いる地震入力とその1.3倍の地震入力のことである。

d．非線形部材

免震装置および落橋防止構造は非線形バネ部材としてモデル化を行う。

① 免震装置

設計変位が15cm～20cmとなるように免震装置の設計を行った。免震装置は、図－2.1.17および表－2.1.2に示すようなバイリニア型の履歴特性を有する非線形バネ部材でモデル化を行った。



図－2.1.17 免震装置のモデル化

表－2.1.2 免震装置の物性値

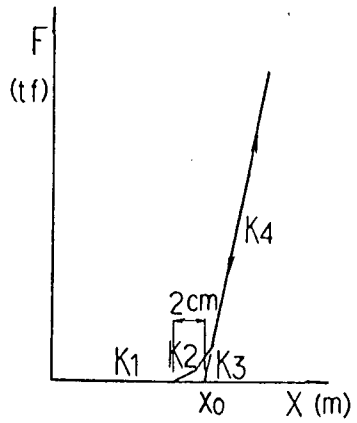
諸　元	P0	P1	P2	A2
1次剛性：K1 (tf/m)	4 940	12 600	12 600	4 940
2次剛性：K2 (tf/m)	1 020	2 640	2 640	1 020
降伏力：Qy (tf)	30.5	77.7	77.7	30.5
降伏変位：δy (m)	0.0062	0.0062	0.0062	0.0062

② 落橋防止構造

落橋防止構造は、図－2.1.18および表2.1.3に示すようにモデル化を行った。なお、このモデルの履歴特性は骨格曲線に沿って移動する特性であり、バネの剛性が変形のレベルにしたがって変化するのみである。つまり、免震装置の非線形モデルとは基本的に性質が異なる。

また、物性値の設定上の仮定は以下のとおりである。

- 遊間ｘｏは免震装置の設計変位（レベル２地震入力での免震装置の最大相対変位）とした。
- １次剛性はプログラム上の入力データの関係で解析結果にほとんど影響のない値として10tf／mに設定した。
- ４次剛性は免震装置の１次剛性の約２倍に設定した。
- ２、３次剛性はゴムの現実の変形を考慮して設定した。
- ゴムの剛性が明確に現れるまでの変位を２cmとした。



図－2.1.18　落橋防止構造のモデル化

表－2.1.3　落橋防止構造の物性値

諸　元	P0	P1	P2	A2
遊間：xo(m)	0.15	0.15	0.15	0.17
1次剛性：K1(tf/m)	10	10	10	10
2次剛性：K2(tf/m)	600	1 500	1 500	600
3次剛性：K3(tf/m)	3 000	7 500	7 500	3 000
4次剛性：K4(tf/m)	10 000	25 000	25 000	10 000

c．検討ケース

表－2.1.4に示すような3ケースを検討する。

表－2.1.4　検討ケース

検討ケース	入力レベル	落橋防止構造の有無
CASE-1	レベル2	無し
CASE-2	レベル2×1.3倍	無し
CASE-3	レベル2×1.3倍	有り

f．解析結果

①　下部構造と上部構造との最大応答相対変位

表－2.1.5に下部構造と上部構造との最大応答相対変位を示す。

表－2.1.5　下部構造と上部構造との最大応答相対変位

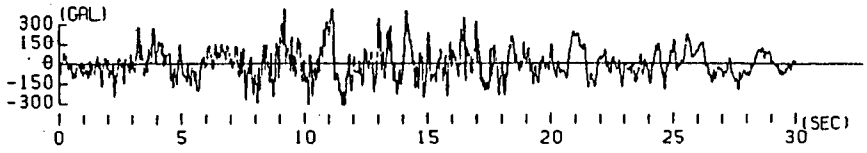
単位（m）

検討ケース	P0	P1	P2	A2
CASE-1	0.155	0.151	0.151	0.172
CASE-2	0.222	0.217	0.217	0.246
CASE-3	0.179	0.169	0.169	0.215

②　上部構造の応答変位の時刻歴

図－2.1.20に上部構造の応答変位の時刻歴を示す。なお、参考までに図－2.1.19にレベル2の入

力加速度の時刻歴を示す。



図－2.1.19　レベル２の入力加速度の時刻歴

ⅲ）伸縮装置の設計変位の設定

a．常時の移動量の算出

道路橋伸縮装置便覧より常時の移動量を求める。

① 温度変化による移動量（－５℃～＋３５℃）

$\Delta L1 = 0.4 L = 1/2 \times 105 \times 0.4 = 21.0$mm

② 乾燥収縮による移動量

$\Delta L2 = 0.2 L \beta = 1/2 \times 105 \times 0.2 \times 0.4 = 4.2$mm

③ クリープによる移動量

$\Delta L3 = 0.4 L \beta = 1/2 \times 105 \times 0.4 \times 0.4 = 8.4$mm

④ 伸縮余裕量

$\Delta L4 = 0.04 L = 1/2 \times 105 \times 0.04 = 2.1$mm

⑤ 移動量の合計値

$\Delta L = \Delta L1 + \Delta L2 + \Delta L3 + \Delta L4 = 35.7$mm

b．地震時の移動量の算出

ⅱ）のモデル橋による地震時応答解析より地震時の移動量を求める。

① レベル２相当の地震力による移動量

$\Delta Le2 = \pm 172$mm（ＣＡＳＥ－１）

② レベル３相当の地震力による移動量

$\Delta Le3 = \pm 215$mm（ＣＡＳＥ－３）

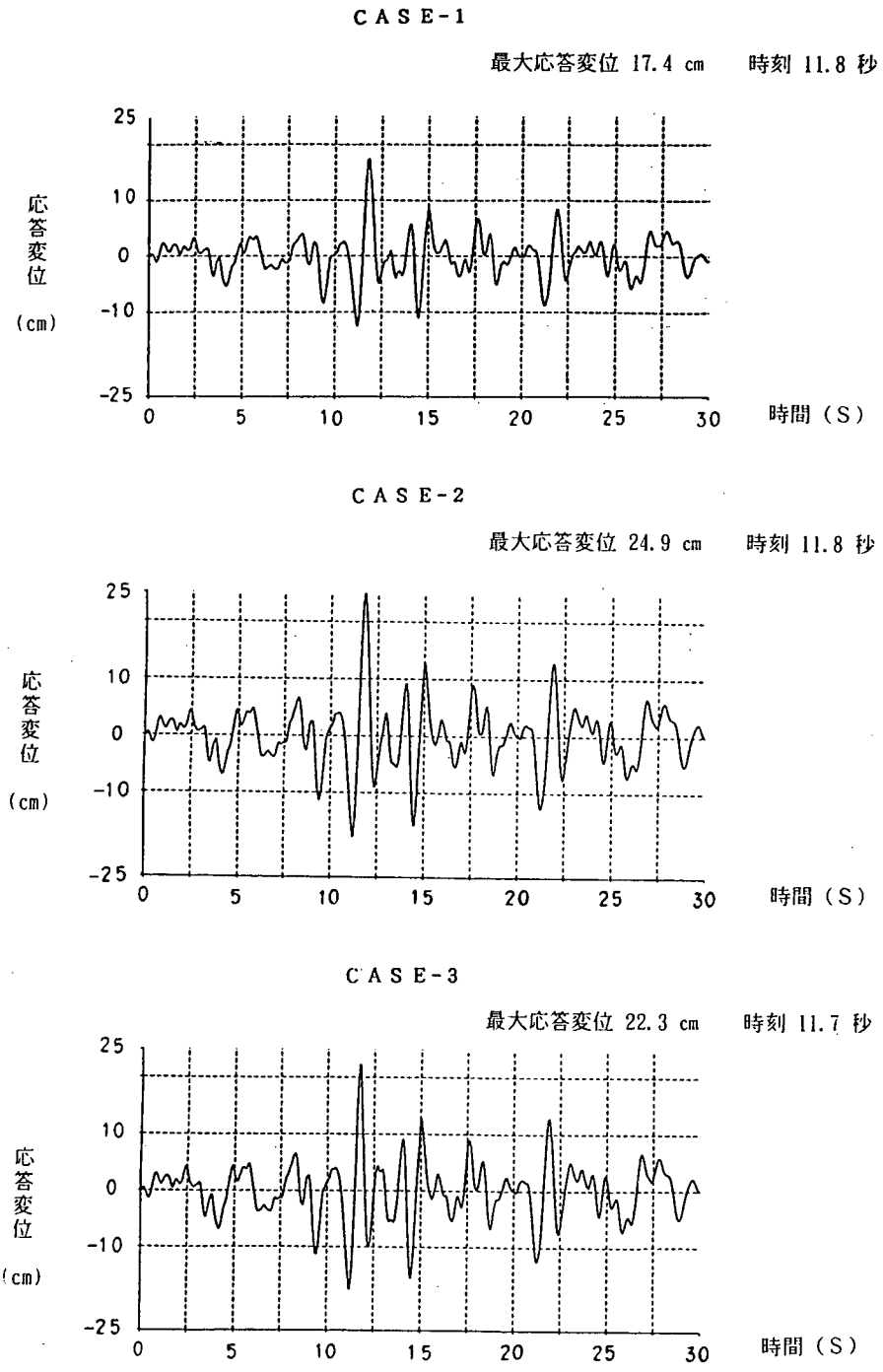
c．設計変位の設定

試設計での伸縮装置の移動量をレベル３相当の地震力を受けたときの移動量$\Delta Le3 = \pm 220$ mm（ＣＡＳＥ－３）に設定した。

ⅳ）構造設計

a．フィンガープレート

フィンガープレートの板厚は、常時最大桁遊間時（温度伸縮時）で、活荷重の衝撃を考慮し、活荷重が支持でき、かつ地震時最大桁遊間時では、活荷重の衝撃を考慮しないで活荷重を支持で



図－2.1.20　上部構造の応答変位の時刻歴

きるように決定した。

b．台座

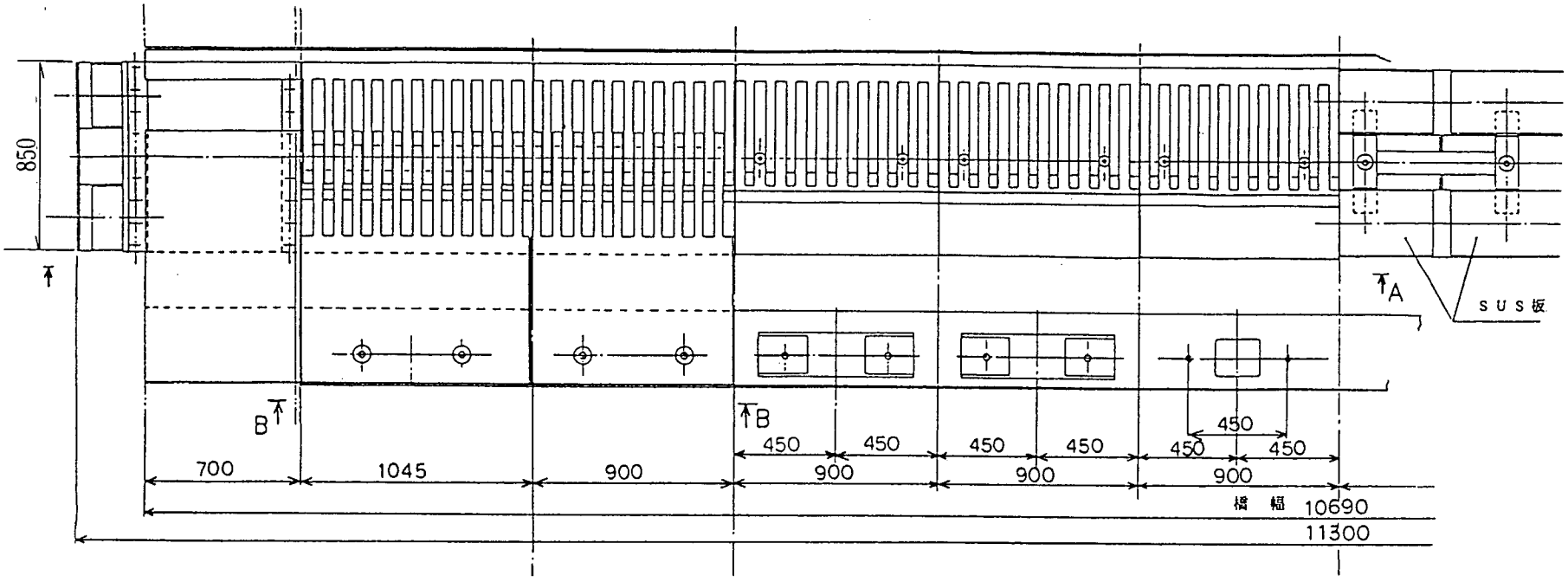
台座の板厚は、すべり支承の4点で、活荷重の衝撃を考慮して活荷重を支持できるように決定した。

c．設計結果

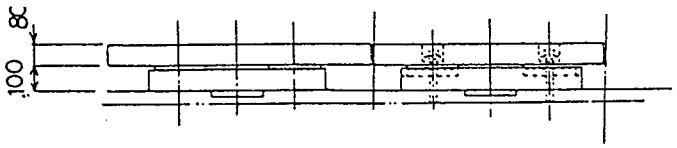
以上の検討を加えて、試設計した伸縮装置を図－2.1.21および図－2.1.22に示す。

免震橋梁用伸縮装置（橋軸・橋軸直角方向移動可能）

平面図

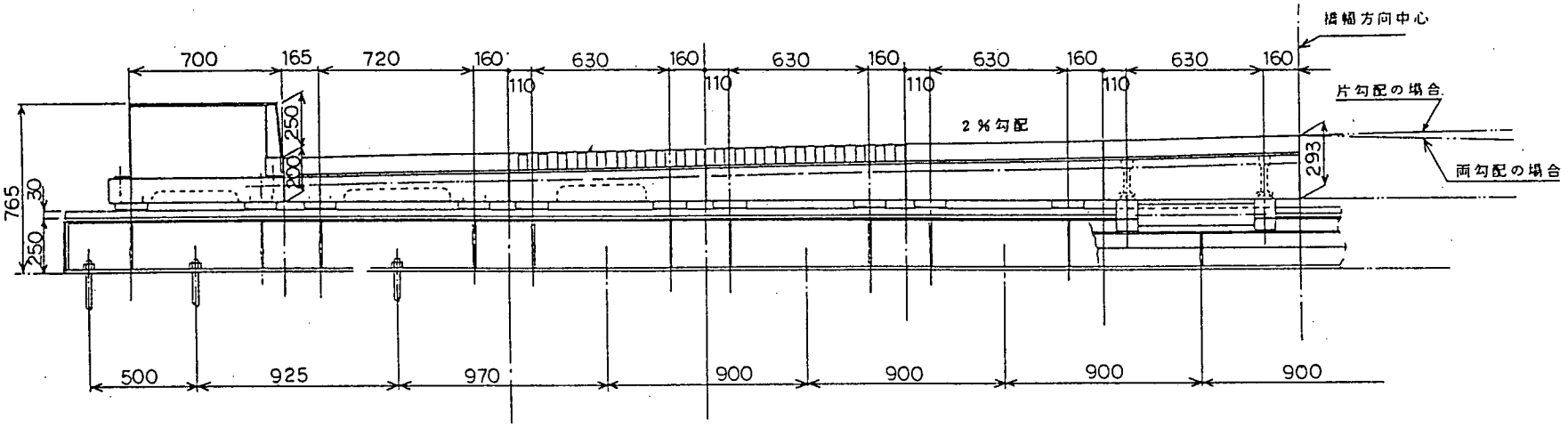


背面図（矢視Ｂ－Ｂ）

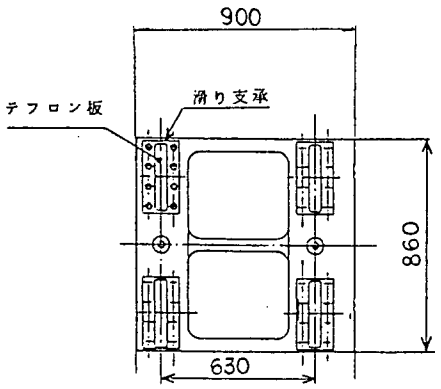


図－2.1.21　伸縮装置組立図

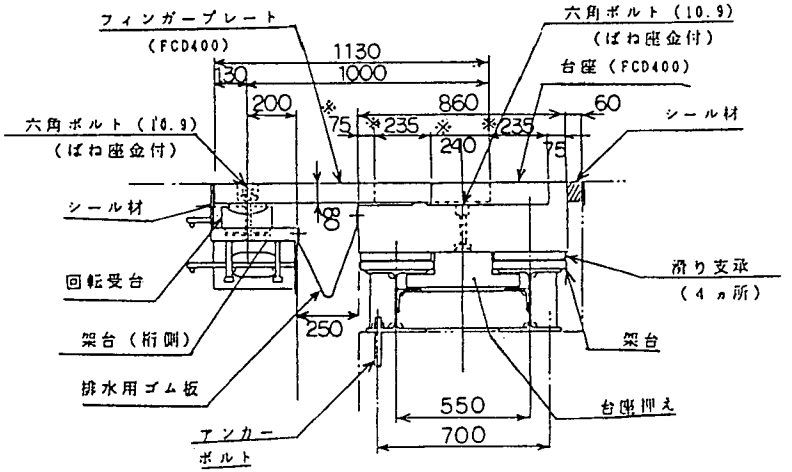
正面図（矢視Ａ－Ａ）



台座裏面
（すべり支承取付面）



断面図



注 1） ※印寸法は、標準温度時を示す。

注 2） 各台座、フィンガープレート間にシール材を注入のこと。

図－2.1.22　伸縮装置組立図

(4) 平成3年度の研究方針

i）実証実験

a．目　的

(3)の試設計により構造設計された伸縮装置が、地震時の震動に対して円滑に作動し、免震装置の基本性能に悪影響を及ぼさないことを確認する。

b．実験内容

実物スケール（2ブロック分）の伸縮装置を製作し、橋軸方向、橋軸直角方向、45°方向の3方向について以下に示す加振方法で実験を行う。

① 下記に示す条件の正弦波による実験

周波数(Hz)	0.1	0.4	0.8
方位（mm）	±200	±200	±200

② レベル1、レベル2に設定した模擬地震波を試設計に用いたモデル橋に対して応答解析したときの上部構造の応答波形による実験

c．計測項目

① 変位と抵抗荷重（伸縮装置の移動時の摩擦力）

② テフロン板の表面温度と振動時間

ii）細部構造の検討

iii）開発した伸縮装置の適用範囲の検討

iv）平成3年度の研究計画

4月～ 6月　実証実験

6月～ 8月　実証実験の結果整理およびまとめ

8月～11月　細部構造および適用範囲の検討

11月～ 2月　「平成3年度報告書」および「道路橋の免震設計マニュアル（案）」の作成

<参考文献>

1）㈶国土開発技術センター：「道路橋の免震設計法ガイドライン（案）」，平成元年3月

2）土木研究所他29社：「道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その1）」，土木研究所共同研究報告書第44号，平成2年3月

<民間担当会社>

日本鋳造㈱、大成建設㈱

2.2　免震橋用の落橋防止構造の開発

2.2.1　免震橋用の落橋防止構造

(1) 開発の目標

落橋防止構造は上下部構造間の相対変位を強制的に止めることにより、落橋を防止しようとするものである。

そこで免震設計された免震橋梁を考えてみると、落橋防止構造が作動するレベル3相当の大規模地震時には、上下部構造間にある程度の相対速度が発生しており、免震装置の基本性能が損なわれないように上部構造の変位を柔軟に受け止める必要がでてくる。本研究では、この上部構造の変位を柔軟に受け止めるための緩衝装置をゴム材で開発しようとするものである。

今年度は、緩衝装置を開発するに当たり、緩衝装置の諸元を設定するためにモデル橋に対して数値解析（時刻歴応答解析）を行い、所要のバネ定数を有するゴム材に対して、要素試験を行った。

以下に、今年度の開発研究の内容を示す。

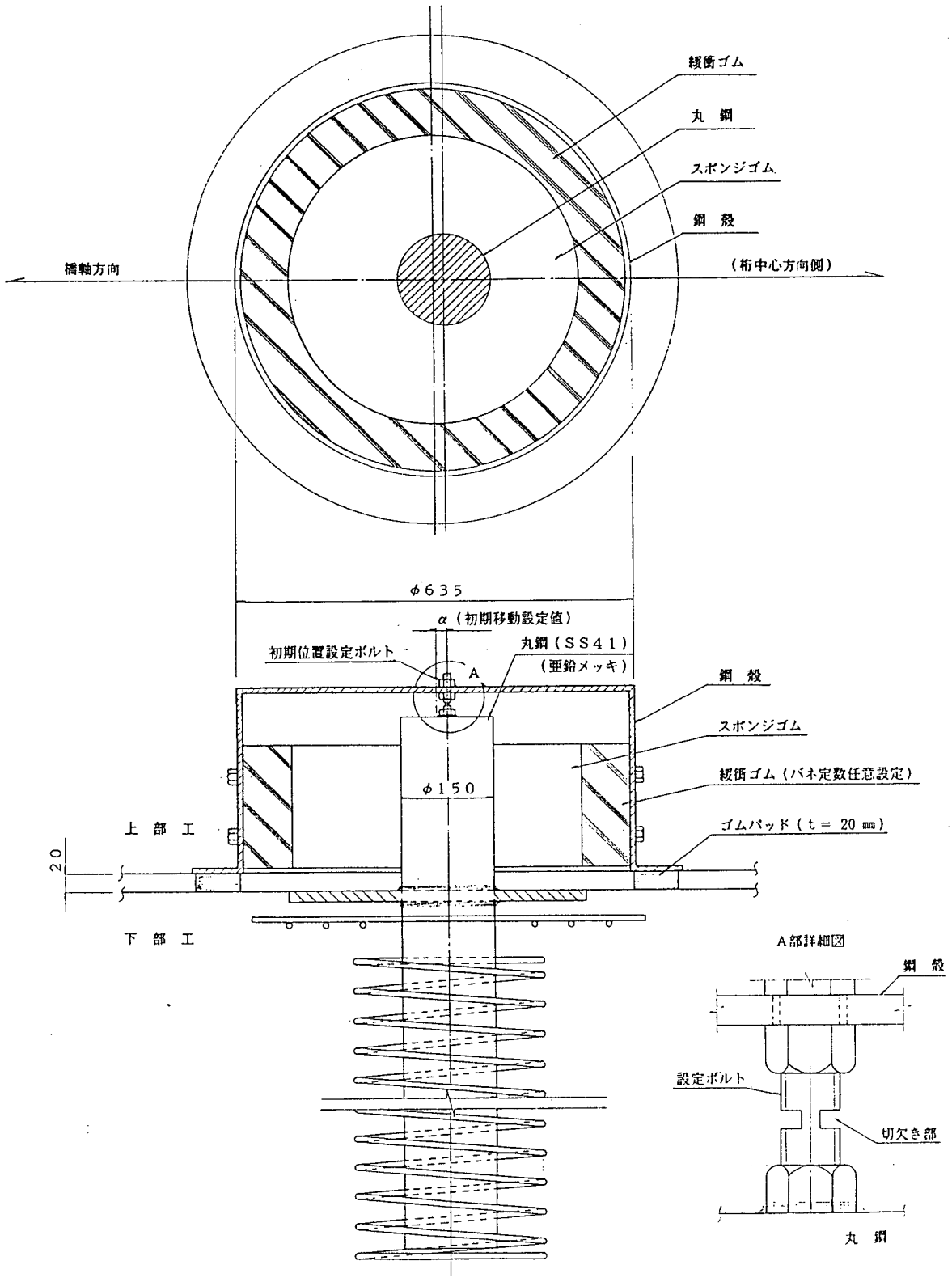
① モデル橋に対する数値解析（時刻歴応答解析）
- 緩衝装置が効き始める変位（遊間）の設定
- 緩衝装置のゴム材のバネ定数の設定
- 緩衝装置の緩衝効果の確認

② 緩衝材（ゴム材）の要素試験
- 圧縮変位－反力特性の把握
- バネ定数の算定方法の研究

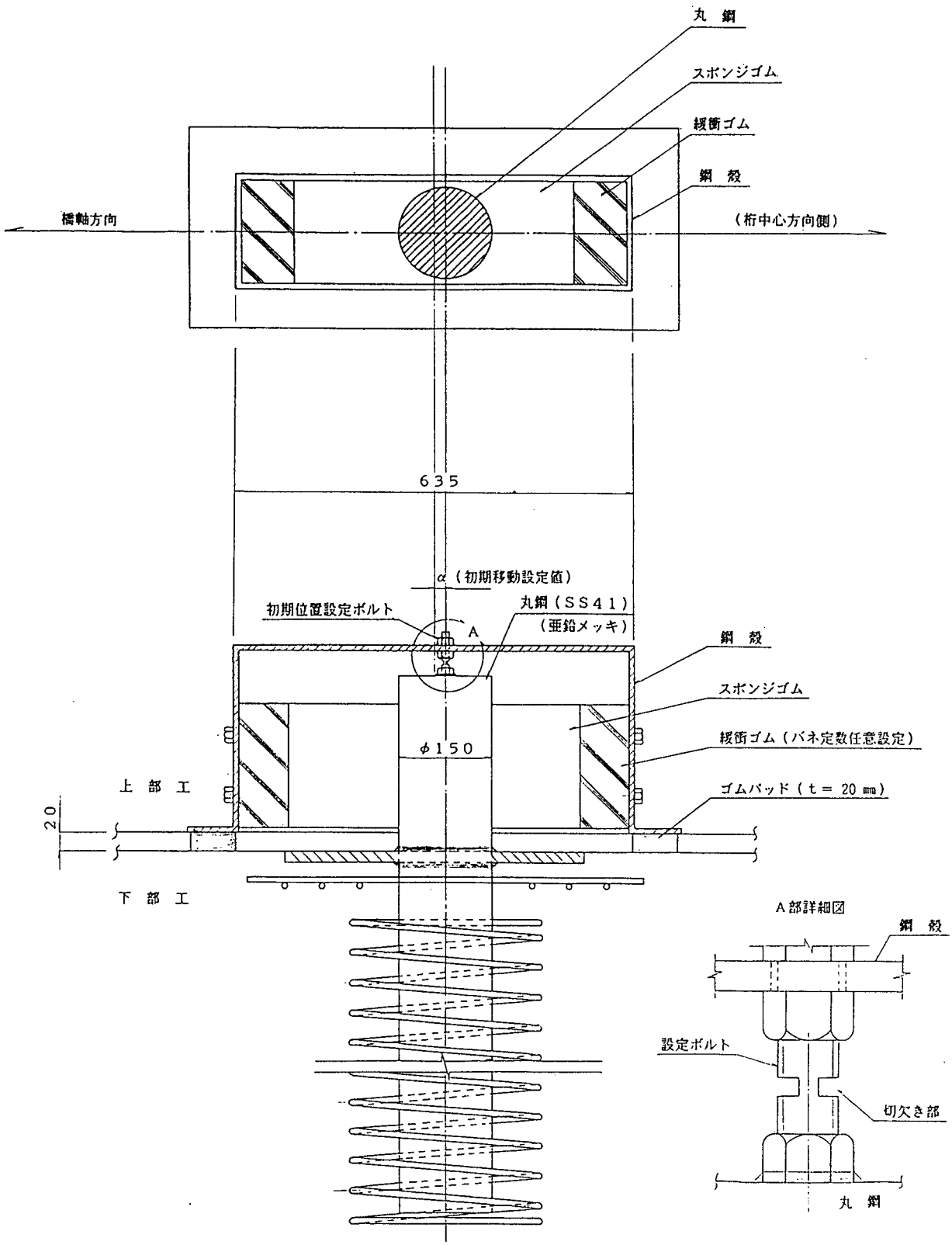
(2) 装置の基本原理

緩衝装置の構造図を図－2.2.1および図－2.2.2に示す。緩衝装置（その1）は全方向に対して、緩衝装置（その2）は橋軸方向のみに対して緩衝する構造で、プレストレストコンクリート橋を対象に考えている。

基本原理は、下部構造から立ち上げた鋼棒と上部構造側に埋設した鋼殻の間に装着するゴム緩衝材の圧縮変形により衝撃力を低減しようとするものである。



図－2.2.1　緩衝装置の構造図（その1）



図－2.2.2　緩衝装置の構造図（その2）

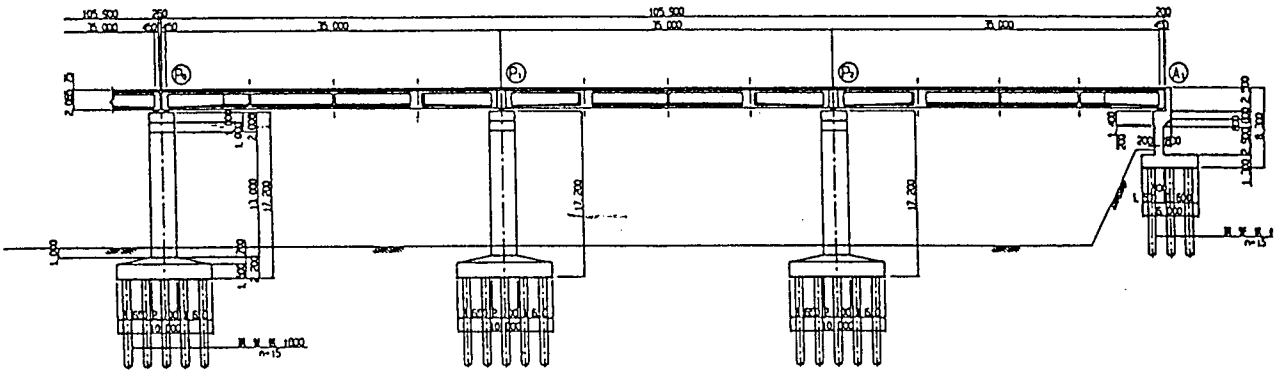
(3) 数値解析

ガイドライン（案）[1)]のⅡ種地盤の全橋モデルに対して、数値解析（動的時刻歴応答解析）を行い、落橋防止構造を具体的に開発する上で必要な緩衝装置のバネ定数および遊間の設定に対して、1つの提案を行った。また、従来のゴム材がないモデル（剛モデル）とゴム材があるモデルとの地震時の応答値を比較することにより緩衝効果の確認を行った。

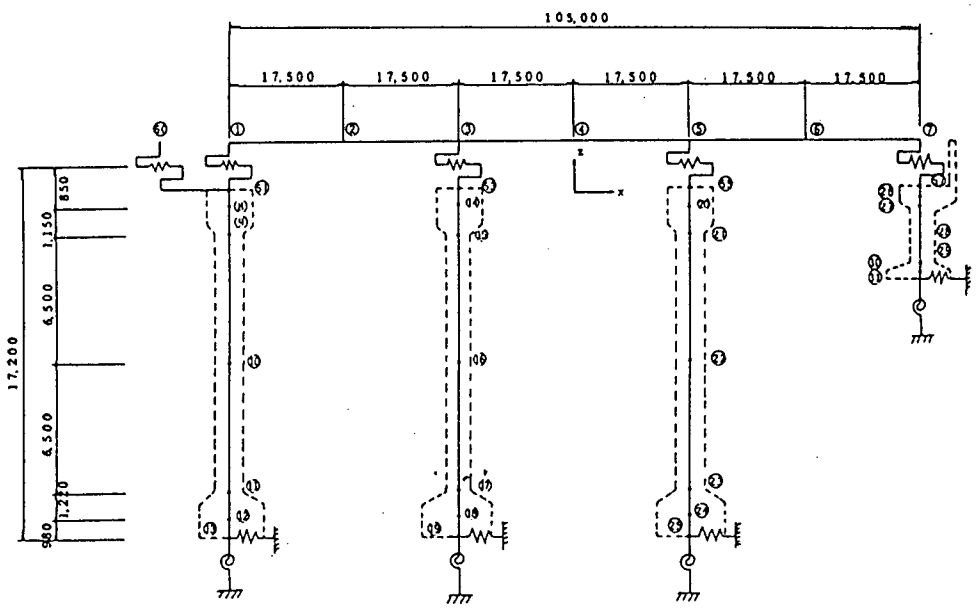
i）解析条件

a．解析モデル

ガイドライン（案）[1)]のⅡ種地盤の全橋モデルとする。図－2.2.3に解析対象橋梁の一般図を、図－2.2.4に解析モデルの骨組構造図を示す。



図－2.2.3　解析対象橋梁一般図



図－2.2.4　解析モデルの骨組構造図

b．解析方法

直接積分法（Newmark-β法（β＝1/4））による時刻歴応答解析により行う。減衰は、歪エネルギー減衰を用い、各次の振動モードと各次の減衰定数より構造全体のＣマトリックスを作成するいわゆるモーダルエナジー法を用いる。

c．入力地震動

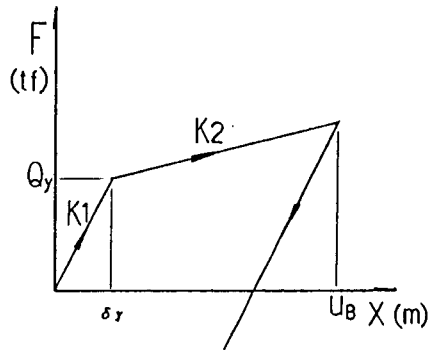
レベル２（Ⅱ種地盤）およびレベル２（Ⅱ種地盤）×1.3倍の時刻歴解析用地震入力を用いる。つまり、本報告書の「3.1.4免震設計に用いる地震入力」における②レベル２の時刻歴応答解析に用いる地震入力とその1.3倍の地震入力のことである。

d．非線形部材

免震装置および落橋防止構造は非線形バネ部材としてモデル化を行う。

① 免震装置

設計変位が15cm～20cmとなるように免震装置の設計を行った。免震装置は、図－2.2.5および表－2.2.1に示すようなバイリニア型の履歴特性を有する非線形バネ部材でモデル化を行った。



図－2.2.5　免震装置のモデル化

表－2.2.1　免震装置の物性値

諸　　元	P0	P1	P2	A2
1次剛性：K1（tf/m）	4 940	12 600	12 600	4 940
2次剛性：K2（tf/m）	1 020	2 640	2 640	1 020
降伏力：Qy　（tf）	30.5	77.7	77.7	30.5
降伏変位：δy　（m）	0.0062	0.0062	0.0062	0.0062

② 落橋防止構造

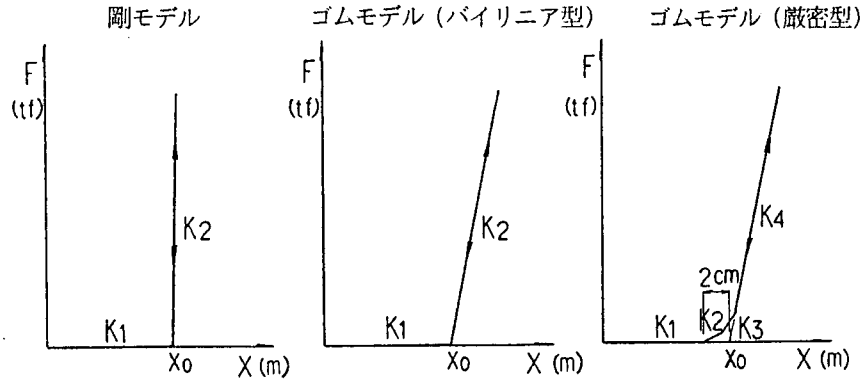
落橋防止構造は、図－2.2.6および表－2.2.2に示す３つのモデルを設定した。なお、これらのモデルの履歴特性は骨格曲線に沿って移動する特性であり、バネの剛性が変形のレベルにしたがって変化するのみである。つまり、免震装置の非線形モデルとは基本的に性質が異なる。

また、物性値の設定上の仮定は以下のとおりである。

- 遊間ｘｏは免震装置の設計変位（レベル２地震入力での免震装置の最大相対変位）とした。
- １次剛性はプラグラム上の入力データの関係で解析結果にほとんど影響のない値として１０tf／mに設定した。
- 剛モデルの２次剛性は免震装置の１次剛性の約200 倍とした。
- ゴムモデル（バイリニア型）の２次剛性は免震装置の１次剛性の約２倍とした。
- ゴムモデル（厳密型）の４次剛性はゴムモデル（バイリイア型）の２次剛性と同一の剛性とした。

・ゴムモデル（厳密型）の２、３次剛性はゴムの現実の変形を考慮して設定した。

・ゴムモデル（厳密型）においてゴムの剛性が明確に現れるまでの変位を２cmとした。



図－2.2.6　落橋防止構造のモデル化

表－2.2.2　落橋防止装置の物性値

（単位：tf／m）

モデルケース	諸　元	P0	P1	P2	A2
遊　間　：　xo（m）		0.15	0.15	0.15	0.17
剛モデル	1次剛性：K1	10	10	10	10
	2次剛性：K2	1 000 000	2 500 000	2 500 000	1 000 000
ゴムモデル（バイリニア型）	1次剛性：K1	10	10	10	10
	2次剛性：K2	10 000	25 000	25 000	10 000
ゴムモデル（厳密型）	1次剛性：K1	10	10	10	10
	2次剛性：K2	600	1 500	1 500	600
	3次剛性：K3	3 000	7 500	7 500	3 000
	4次剛性：K4	10 000	25 000	25 000	10 000

ii）検討ケース

表－2.2.3に示すような５ケースを検討する。

表－2.2.3　検討ケース

検討ケース	入力レベル	落橋防止構造の有無・モデルの種類
ケース-A	レベル２	無し
ケース-B	レベル２×１.３倍	無し
ケース-C	レベル２×１.３倍	有り・剛モデル
ケース-D	レベル２×１.３倍	有り・ゴムモデル（バイリニア型）
ケース-E	レベル２×１.３倍	有り・ゴムモデル（厳密型）

ⅲ）解析結果

a．下部構造と上部構造との最大応答相対変位

表－2.2.4に下部構造と上部構造との最大応答相対変位を示す。

表－2.2.4　下部構造と上部構造との最大応答相対変位

検討ケース	P0	P1	P2	A2
ケース-A	0.155	0.151	0.151	0.172
ケース-B	0.222	0.217	0.217	0.246
ケース-C	0.152	0.151	0.151	0.174
ケース-D	0.180	0.169	0.169	0.215
ケース-E	0.179	0.169	0.169	0.215

b．免震装置の最大応答水平力

表－2.2.5に免震装置の最大応答水平力を示す。

表－2.2.5　免震装置の最大水平力

単位（tf）

検討ケース	P0	P1	P2	A2
ケース-A	181.9	460.9	460.9	199.5
ケース-B	251.0	636.5	636.5	275.2
ケース-C	177.2	457.4	457.5	201.2
ケース-D	207.4	508.5	508.5	243.8
ケース-E	206.7	509.1	509.1	243.8

c．落橋防止構造の最大応答水平力

表－2.2.6に落橋防止構造の最大応答水平力を示す。

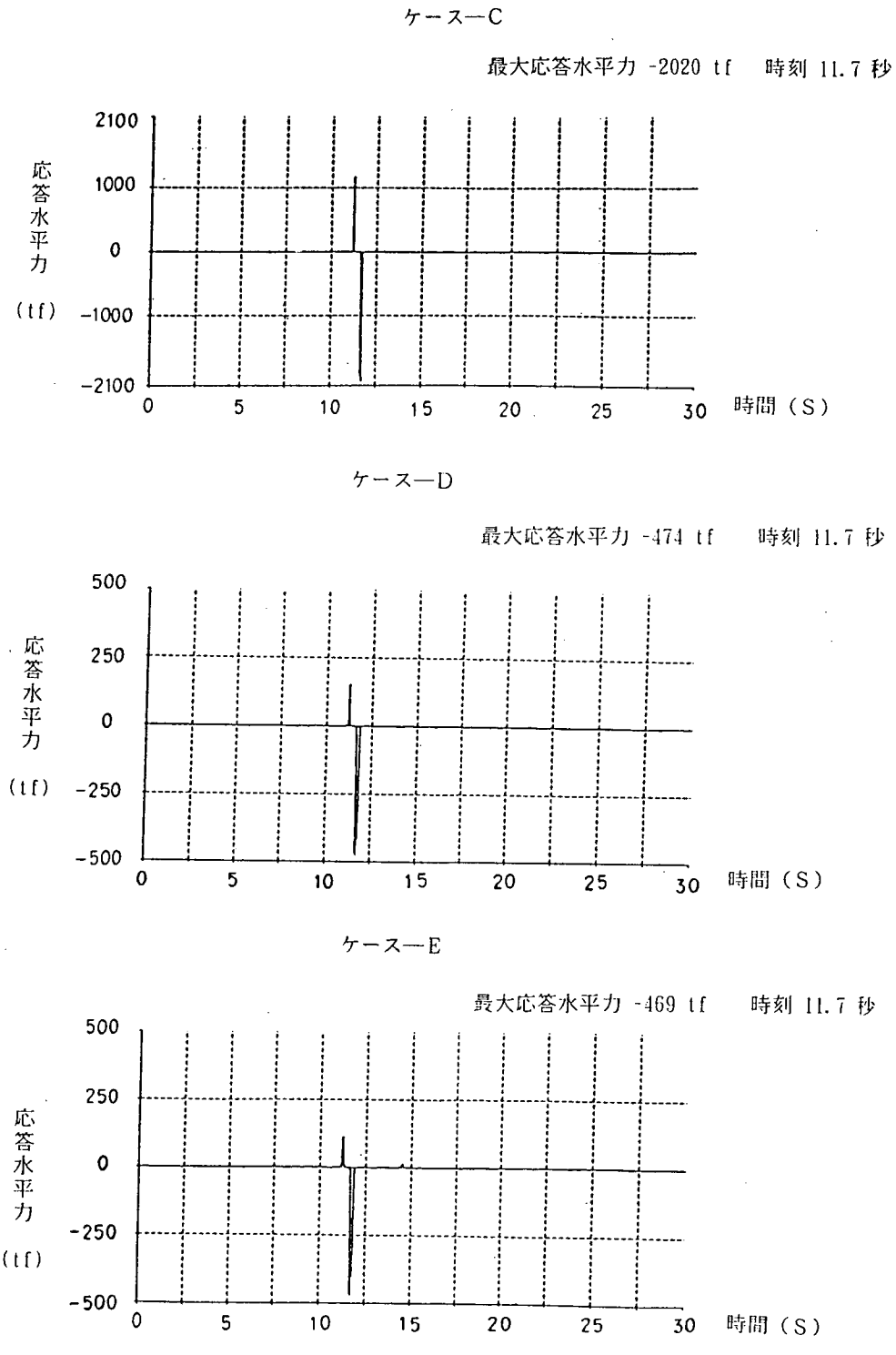
表－2.2.6　落橋防止構造の最大応答水平力

単位（ｔｆ）

検討ケース	P0	P1	P2	A2
ケース-A	―――	―――	―――	―――
ケース-B	―――	―――	―――	―――
ケース-C	１９４８．８	２０２２．７	１９９３．０	３５８２．５
ケース-D	２９８．５	４７４．２	４７４．２	４５６．４
ケース-E	２９４．９	４６９．３	４６９．７	４５８．４

d．落橋防止構造の応答水平力の時刻歴

図－2.2.7にＰ１橋脚上の落橋防止構造の応答水平力の時刻歴を示す。



図－2.2.7　落橋防止構造の応答水平力の時刻歴

iv）まとめ

① 表－2.2.4においてケース－Bとケース－C，D，Eを比較すれば、落橋防止構造を設置することにより下部構造と上部構造との最大応答相対変位（免震装置の設計変位）が抑制されていることがわかる。

② 表－2.2.6においてケース－Cとケース－D，Eを比較すれば、落橋防止構造において緩衝装置（ゴム材）を設置することにより、緩衝効果が十分に期待できることがわかる。

③ 図－2.2.7の落橋防止構造に作用する水平力の時刻歴応答解析結果によれば、緩衝装置を設置したケース－D，E（ゴムモデル）の方が緩衝装置を設置しないケース－C（剛モデル）より衝撃時間が長く最大衝撃力が小さいことがわかる。したがって、緩衝装置（ゴム材）の緩衝効果が良く表れているといえる。

④ 表－2.2.4～表－2.2.6においてケース－Dとケース－Eを比較すれば、落橋防止構造における緩衝装置のモデル化の設定方法はバイリニア型で十分表現できると思われる。

⑤ 解析結果全般、およびまとめの①～④をうけて、落橋防止構造の緩衝装置の遊間を免震装置の設計変位に設定し、ゴム材のバネ定数を免震装置の1次剛性の約2倍程度に設定したものでも、落橋防止装置としての効果があると思われる。

(4) 要素試験

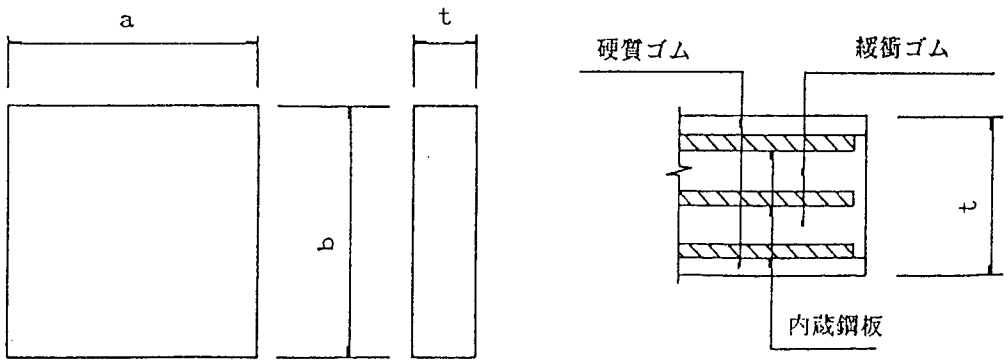
i）試験概要

緩衝材の小型試験体と丸鋼の組み合わせによる静的な圧縮載荷試験を行い、圧縮変位－反力特性を把握することによりバネ定数計算式を導き出すことと、また緩衝材の極限耐荷力を把握する目的で載荷試験を実施した。

ii）試験ケース及び供試体

緩衝材はゴムブロック及び鋼板とゴムの積層タイプ2種類で試験を行った。

供試体の形状寸法及び試験ケースを表－2.2.7、図－2.2.8供試体の材料特性を表－2.2.8に示す。試験ケース1および2はゴムブロックと丸鋼の組み合わせで、ケース3～11は積層ゴムと丸鋼の組み合わせで試験を行った。



図－2.2.8 供試体の詳細図

表－2.2.7

（単位：mm）

試験ケース	緩衝材	丸鋼
	t × a × b	径 φ
1	ゴムブロック 20t × 200 × 200	φ100
2	ゴムブロック 30t × 200 × 200	φ100
3	積層ゴム 50t(12×2層) × 200× 200	φ100 , φ150 , φ200
4	積層ゴム 65t(12×3層) × 200× 200	〃
5	積層ゴム 80t(12×4層) × 200× 200	〃
6	積層ゴム 55t(16×2層) × 200× 200	〃
7	積層ゴム 80t(16×3層) × 200× 200	〃
8	積層ゴム 100t(16×4層) × 200× 200	〃
9	積層ゴム 65t(20×2層) × 200× 200	〃
10	積層ゴム 90t(20×3層) × 200× 200	〃
11	積層ゴム 115t(20×4層) × 200× 200	〃

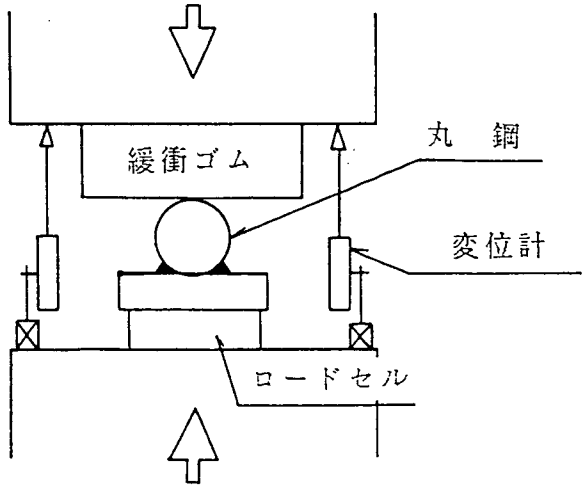
表－2.2.8　ゴムの物理的性質

項目	単位	試験値	試験方法
硬さ	度	50	スプリング式硬さ試験 JIS K 6301 の5
伸び	%	700	引張試験 JIS K 6301 の3
引張強さ	kgf/cm²	160	〃
耐オゾン性		亀裂ナシ	オゾン劣化試験20%伸長JIS K 6301 の16　50pphw×40℃×96hrs

丸鋼の材質は SS400とした。

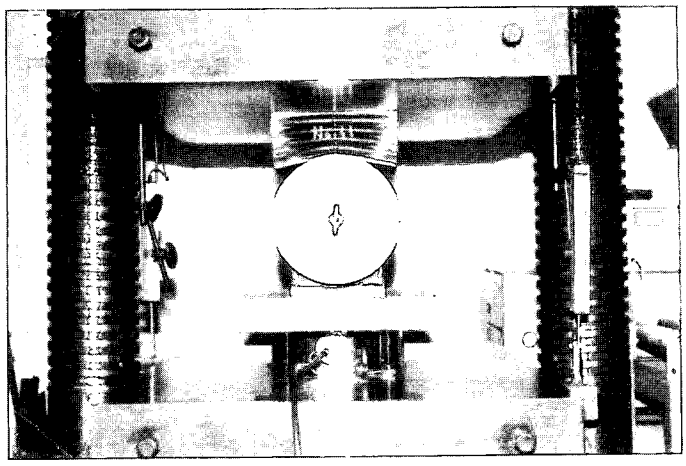
iii）試験結果

試験方法は図－2.2.9、写真－2.2.1に示すように、圧縮試験機の間に、緩衝ゴムと丸鋼を重ねてセットし、圧縮変位と荷重を測定した。試験ケース1および2のゴムブロックと丸鋼の組み合わせでは図－2.2.10のグラフでわかるように両方共圧縮荷重P＝70 tで荷重が上昇しなくなっている。これからみるとゴムブロックのゴム厚を厚くしても圧縮変位が多くなるだけで耐荷力はあまり期待できないことがわかる。



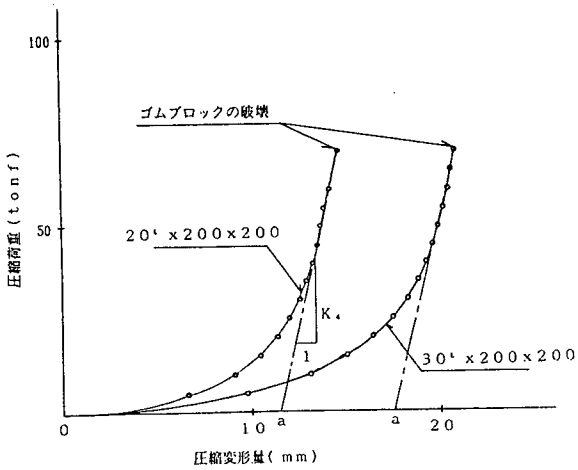
図－2.2.9　圧縮試験概要図

試験ケース3～11は積層ゴムと丸鋼の組み合わせで、圧縮特性曲線の1例を図－2.2.11に示す。この組み合わせでの耐荷力は、丸鋼の大きさにも影響するが、概ね200t以上あり、圧縮変位－反力特性も動的解析でモデル化した特性曲線とほぼ同じような特性を示すことがわかった。この特性曲線から得られた緩衝材のバネ定数（K_4）を表－2.2.9、図－2.2.12に示す。

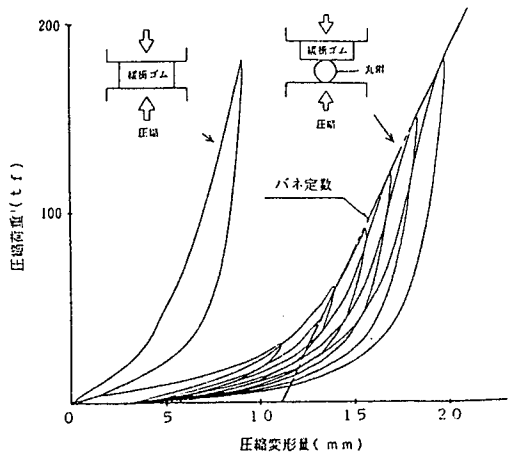


写真－2.2.1　圧縮試験状況

これからみると緩衝材が同じで丸鋼の径が大きくなれば、バネ定数は大きくなる傾向があり、また丸鋼の径が同じで、緩衝材のゴム厚を変化させるとバネ定数もそれに比例して変化していることがわかる。



図－2.2.10　ゴムブロックの圧縮試験

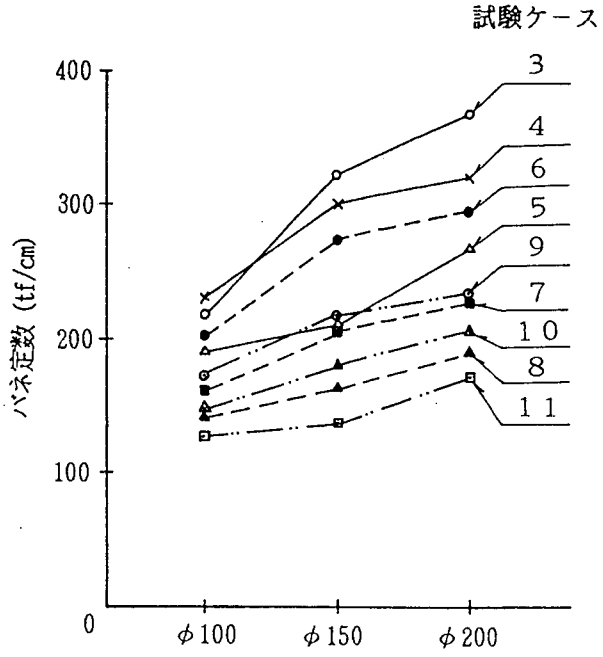


図－2.2.11　積層ゴムの圧縮試験
（ケース5，φ150）

表－2.2.9　緩衝材のバネ定数（K_4）

(tf/cm)

試験ケース	丸鋼		
	φ100	φ150	φ200
1	227	——	——
2	206	——	——
3	218	321	367
4	231	300	321
5	191	212	269
6	202	273	295
7	162	205	228
8	142	164	191
9	173	214	231
10	149	180	207
11	129	137	171



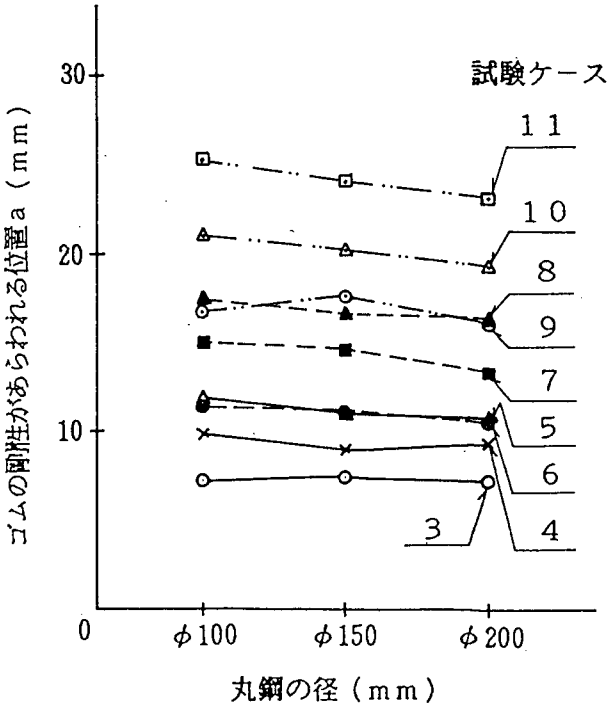
図－2.1.12　バネ定数と丸鋼の径の関係

また一次剛性からゴムの剛性が明確にあらわれるまでの位置（図－2.2.10の点ａ）は、各試験ケースの中で丸鋼の径に関係なく緩衝材が同じであればほぼ一定であり、その値を表－2.2.10、図－2.2.13に示す。

表－2.2.10　ゴムの剛性があらわれる位置ａ

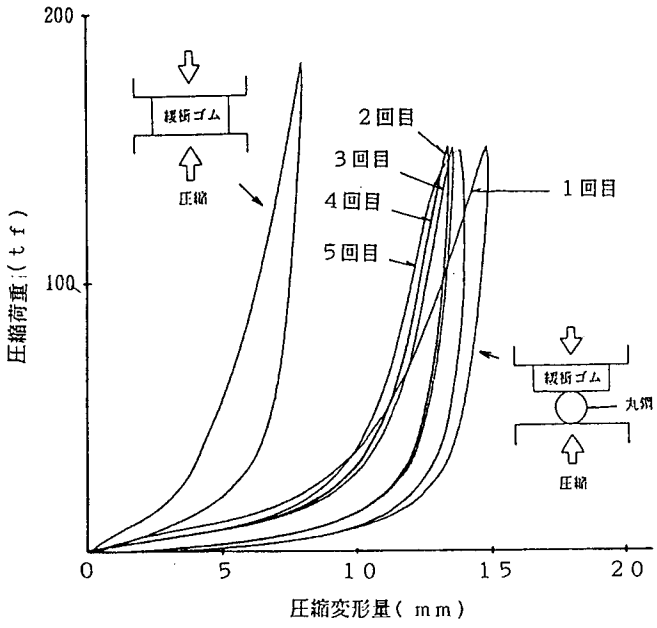
(mm)

試験ケース	丸鋼		
	φ100	φ150	φ200
1	11.5	——	——
2	17.5	——	——
3	7.2	7.4	7.2
4	9.9	8.9	9.3
5	11.9	10.9	10.6
6	11.4	11.1	10.5
7	14.9	14.4	13.3
8	17.5	16.6	16.3
9	16.6	17.6	16.0
10	21.1	20.2	19.3
11	25.3	23.9	23.0



図－2.2.13　ゴムの剛性があらわれる位置ａと丸鋼の径の関係

繰り返しによる圧縮特性の変化を図－2.2.14に示す。繰り返し回数は5回まで行った。2回～5回は同じような特性を示したが1回目よりはバネ定数（K_4)は高くなった。これは積層ゴム内の内蔵剛板に曲げ変形が残留したためと考えられる。



図－2.2.14　積層ゴムの圧縮特性と繰り返しの関係（ケース6，φ150）

iv）まとめ

数値解析で設定した落橋防止装置のバネ定数（免震装置の一次剛性の2倍）を用いた計算結果、及び緩衝材の要素試験結果より、緩衝材としては積層内の総ゴム厚を変化させることでバネ定数がある程度任意に設定できる積層ゴムタイプが適当であると考えられる。

今回の要素試験における積層ゴムと丸鋼の圧縮特性及び耐荷力について以下の事が確認できた。

① 緩衝材が同じで丸鋼の径が大きくなればバネ定数は大きくなる。

② 丸鋼の径が同じで緩衝材のゴム厚を変化させるとバネ定数もそれに応じて変化している。

③ 初期剛性からゴムの剛性（K_4)が明確にあらわれるまでの位置は、丸鋼の径に関係なく緩衝材が同じであればほぼ一定である。

④ 繰り返しによるバネ定数の変化は1回目より2回目～5回目の方が高くなっているが、2回～5回の間ではほぼ一定であり、圧縮荷重と圧縮変形量の関係もスムーズである。

⑤ 耐荷力は丸鋼の径φ100, φ150, φ200 の間ではあまり差はなく、概ね 200tf程度である。

この結果と、さらに継続して行う予定の要素試験の結果を基に緩衝材のバネ定数の計算式を次年度で提案することが必要である。またこれと同時に比較的安価なゴムブロックの緩衝材としての可能性もすてがたいものがあると考えられるため、ゴムブロックの材質をかえたもの、丸鋼の圧縮特性及び耐荷力の試験を継続して行う。

(5) 平成3年度の研究方針

ⅰ）今後の課題

- 緩衝材のバネ定数計算式の提案
- 装置としての細部構造の検討
- 実橋への試設計および試作

ⅱ）平成3年度の研究計画

4月～ 6月	要素試験 バネ定数計算式の提案
6月～ 8月	細部構造の検討 実橋への試設計
8月～10月	試　作
10月～12月	〃
12月～ 2月	「平成3年度報告書」および「道路橋の免震設計マニュアル（案）」の作成

<参考文献>

1）㈶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）」平成元年3月

<民間担当会社>　大成建設㈱：東京ファブリック工業㈱

第3章　免震設計法の開発に関する研究

はじめに

(1) 平成2年度の研究項目

3か年研究の中間年にあたる本年度は、初年度の現状調査に基づいた研究計画にしたがい、より具体的な研究を実施した。平成2年度の研究項目を以下に示す。

i）免震設計の基本方針に関する研究

本年度は地震入力の変更に伴う免震設計の基本的な考え方の見直しが必要となり、免震設計の基本方針の再構築を目標として、以下の検討を実施した。

① 現状における免震設計の基本的な考え方に関する検討
② 免震設計に用いる地震入力の設定
③ 地震レベルと構造部材の限界状態の見直し
④ 免震設計の基本フローの検討

ii）動的解析法の開発に関する研究

免震橋梁の動的解析法の提案とその適用範囲の明確化を目標として、レベル2の入力地震動に対する免震橋梁の挙動の特徴を以下の項目に着目して検討した。

① 多径間連続免震橋梁を対象とした、各橋脚への位相差入力の影響
② 免震橋梁の一橋脚に着目した、地盤および橋脚の非線形性の影響
③ 免震橋梁の一橋脚に着目した、地盤と橋脚基礎の相互作用の影響
④ 曲線免震橋梁の3次元性の影響

iii）免震装置の設計法に関する研究

免震装置の構造設計法の整理と免震装置のモデルの設定を目標として、以下の項目を実施した。

① 免震装置の設計法の整理、構造設計例の作成
② 動的解析法、簡易計算法における免震装置のモデル化の検討
③ 免震装置の動的復元力特性値の設定方法の検討

iv）簡易計算法の開発に関する研究

簡易計算法の提案と適用範囲の明確化を目標として、以下の項目を実施した。

① 骨組構造モデルの簡素化に関する検討
② 高次振動モードの影響の把握と応答スペクトル法の適用性の検討
③ 橋脚初期寸法設定法の提案と設定例の作成

v）免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究

落橋防止構造および伸縮装置の形式および設計法の提案を目標として、以下の項目を実施した。

落橋防止構造

① 震害事例に基づく設計の基本方針の検討

② 免震橋梁に利用できる落橋防止構造の作動原理の検討

③ 落橋防止装置が作動した際の挙動の解析

④ 設計方法の提案、および計算事例の作成

伸縮装置

① 損傷事例に基づく設計の基本方針の検討

② 免震橋梁に利用できる伸縮装置の形式の検討

③ 設計方法の提案、および計算事例の作成

vi）免震橋の非線形動的解析手法の開発に関する研究

免震装置および変位制限装置の非線形履歴特性を適切にモデル化した非線形動的解析を行い、模型振動実験結果と比較し、以下の項目について非線形動的解析法の検証を行った。

① バイリニア型バネを用いた非線形動的解析に関する検討

② 非線形動的解析による変位制限装置の衝撃力に関する検討

③ 非線形動的解析による変位制限装置の緩衝材に関する検討

(2) 平成2年度の研究成果

平成2年度の研究成果の要約を以下に示す。

i）免震設計の基本方針に関する研究

① 道路橋の免震設計では単に長周期化を図るだけではなく、高減衰化や反力の分散を合わせて実施して地震力の低減を図る必要がある。

② レベル1の静的解析に用いる地震入力は「道路橋示方書・同解説　耐震設計編（平成2年2月」）の震度法における地震入力を当面準用することとするが、レベル2の静的解析に用いる地震入力は免震設計による減衰増加を地震力の低減に反映できることとした。

③ 耐震補強に免震設計を用いる場合は、レベル1の静的解析についても地震入力は免震設計による減衰増加を地震力の低減に反映することとした。

④ 免震設計のメリットは、

- 構造部材の損傷をコントロールするような高度な設計が可能であり、効果的に耐震安全性の向上を図ることができる。あるいは、
- 従来と同一の耐震安全性を確保するのであれば、部材断面を低減させた経済的な下部構造の設計が可能となる。

ことである。

⑤ 下部構造の限界状態、解析手法などを見直し、平成２年度版の免震設計の基本方針を作成した。

⑥ 免震設計の基本フローを作成し、地震レベルに対応した設計方法および地震入力を明確にした。

ii）動的解析法の開発に関する研究

① 地震波を橋軸方向に入力し位相差を考慮した場合、免震橋梁では位相差を考慮しない場合に比べて上部構造の最大応答加速度は50％程度に低下するが、免震装置の最大相対変位は橋台部で最大で約50％増加し、中央の橋脚部では減少する。また、上記地震波の進行速度を 1/4にし位相差を大きくした場合、上部構造の最大応答加速度は20％程度に減少する。

橋脚基部の最大曲げモーメントは、免震橋梁では、橋台部で 1.3倍に増加し中央の橋脚部では45％に減少する。一方、非免震橋梁では橋台部では 5.5倍、中央の橋脚部では 2.3倍に増加し、免震橋梁への位相差入力の影響は非免震橋梁に比べて非常に小さい。

② 今回対象とした１種地盤では、レベル２の地震入力に対しては地盤のせん断歪の増加に伴う地盤剛性の低下や等価減衰定数の増加などの地盤の非線形化の程度は小さく、免震橋梁の応答にはほとんど影響を与えない。

③ 今回対象とした一般的な橋脚のレベル２の地震入力に対する塑性率は 2.4であり、橋脚の非線形性の影響を考慮しない場合に比べて、上部構造の最大応答加速度は429gclから370gclと約14％、免震装置の最大相対変化は26.8cmから21.4cmと約22％低下する。

④ 今回対象とした橋梁では、地盤のせん断波速度が100m/sec～250m/secの範囲における上部構造の最大加速度、最大変位、橋脚基部の曲げモーメントの変化率は、非免震橋梁ではそれぞれ68％、28％、88％であるのに対して、免震橋梁ではそれぞれ18％、23％、20％であり、免震橋梁における地盤と橋脚の相互作用が上部構造の応答加速度・変位、橋脚の断面力に与える影響は非免震橋梁に比べて少ない。

⑤ 曲線免震連続橋では、免震装置の導入により振動性状が単純化され上部構造は概ね地震入力方向に振動し、上部構造および橋脚の挙動は直線橋の挙動とほぼ同様である。一方、橋台については形状の異方性のため地震入力方向により上部構造の最大変位および橋脚基部の最大せん断力は変化し、地震の入力方向が橋台の弱軸方向に一致したときその変化は最大となる。しかし、変化の程度は非免震橋梁に比べて小さい。

iii）免震装置の設計法に関する研究

① 対象橋梁を選定し、鉛プラグ入り積層ゴム、高減衰積層ゴム、２種類の鋼製ダンパー、２種類の摩擦ダンパーを対象に試設計を行い具体的な設計方法、特徴を明らかにした。また、積層ゴム支承の座屈強度の算定式について既往文献を調査し、ゴムのせん断剛性、形状係数に比例した簡易な算定式を示した。

② 免震装置の復原力特性曲線から非線形モデル、等価線形モデルの設定法を整理するとともに、具体的な方法を提案した。

③ 単独橋脚多質点モデルを用いて、免震装置を非線形モデル化した場合と等価線形化した場合の地震応答解析結果を比較して、等価線形モデルが設計上実用的な方法であることを確認した。また、等価線形化手法は、Dynamic Stiffness 法、Geometrical Stiffness 法のいずれかを用いるのが適当であることが分かった。

④ 免震装置の特性値を設定する場合は、繰り返し計算を行うことを前提とした。免震装置の応答を簡易に精度よく予測できる橋梁モデルとして、下部構造と免震装置の等価剛性から求まるバネと、上部構造の質量から成る1質点1自由度モデルを提案した。

⑤ これらの成果をふまえ平成2年度時点での免震装置の設計法をまとめた。鉛プラグ入り積層ゴム、高減衰積層ゴムについては、従来より精度の高い復原力特性の評価式を示し、鋼製ダンパー、摩擦ダンパーの設計法についてもまとめた。

iv）簡易計算法の開発に関する研究

① 橋台の剛性および質量は免震橋梁の応答に大きな影響をあたえないため、下部構造に作用する上部構造の慣性力算定時には橋台を無視したモデル化が可能である。

② 下部構造の高次振動モードが免震橋梁の応答に与える影響は小さいため、1次の振動モードのみを考慮した応答スペクトル法の免震設計への適用性は高い。

③ これらの成果に基づき橋脚初期寸法の設定法を提案し、適用例を示した。

④ 橋脚の初期寸法設定法を含めた免震設計の手順を提案した。

v）免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究

① 橋梁が落橋という最悪の被害に至った例の多くは、橋の各部に生じる相対変位の処理が適切に行われていなかったことに起因するため、震害を予防するには十分に構造の遊間や桁掛かり長を設け相対変位を吸収する構造とすること、あるいは、変位の発生を押し留める装置の設置が有効である。後者の装置を「移動制限装置」と呼ぶこととする。

② 粘弾性、摩擦、変位硬化型弾性の3種類の力学的特性を利用した移動制限装置の反力の算定式を提案し、試解析を行い移動制限装置の挙動を検討した。

③ 上部構造の移動を押し留めた場合の移動制限装置の反力は非常に大きく、また、変位量も相当大きくなるため、移動制限装置は全ての下部構造頂部に設置するのが良い。

また、ノックオフジョイントは作動した場合に下部構造の耐力や安定に影響を与えないため、ノックオフジョイントを移動制限装置として利用することは有効である。

④ 落橋防止構造および伸縮装置の構造細目を設定する方法を検討し、次年度作成予定の「道路橋の免震設計法マニュアル」に記述する事項の一部を視覚に訴える概念図を含めて示した。

vi）模型振動実験に基づく非線形動的解析法の検証に関する研究

① 模型振動実験と解析の比較分析により次式で定義した非線形動的解析における等価係数C_{NL}を評価した。

$$u_e = c_{NL} \cdot u_{max}$$

ここで、u_e はバイリニア型バネの第一勾配、第二勾配および降伏荷重を定める際に基準とする免震装置の変位、u_{max} は地震時に免震装置に生じる最大変位である。

比較検討の結果、等価係数 c_{NL} を 0.7～1.0 として推定した免震装置の第一勾配、第二勾配および降伏荷重を用いれば、非線形動的解析により免震橋模型の動的応答を応答加速度波形を含めて精度よく再現することができる。

② ゴムクッションを有する変位制限装置では、衝突後には装置が線形バネとして働くようにモデル化を行えば、橋脚に作用する衝撃力を非線形動的解析により精度よく求めることができる。

③ 変位制限装置に緩衝材を設けることにより橋脚に作用する衝撃力を緩和することができる。また、緩衝材の剛性と衝撃力の緩和効果との関係を明らかにした。

(3) 平成3年度の研究方針

次年度は平成元年度および平成2年度の研究成果に基づき、「道路橋の免震設計法マニュアル」を作成することを目標とする。このため、次年度の研究は、マニュアル化に必要な追加検討およびマニュアル作成を中心に進めることとする。

i）免震設計の基本方針に関する研究

① 免震設計の関係用語を整理・定義し、用語集を作成する。

② 免震設計法の適用に関する研究を行っている第4グループと連携をとりながら免震設計の適用性を検討する。

③ 免震化による橋梁の耐震安全性の評価手法を検討する。

④ レベル2の限界状態の1つとして、免震装置を用いる場合の許容塑性率を検討する。

⑤ 上記の成果および道路橋示方書、道路橋の免震設計法ガイドライン（案）などを参考に「道路橋の免震設計法マニュアル」の1．総則、2．免震設計の基本方針、3．上部構造の設計・照査、4．下部構造の設計・照査の部分を作成する。

ii）動的解析法の開発に関する研究

① 地盤および橋脚の非線形性の影響の追加検討、曲線橋の橋台の解析時における地震入力方向の検討を実施し、平成2年度の成果と合わせ、

- 免震橋梁の動的解析法の提案
- 位相差入力、地盤および橋脚の非線形性、地盤と橋脚の相互作用、構造の3次元性を重力的解析に考慮するかどうかの判断をするための設計資料の作成

を行う。

② 上記の成果および道路橋示方書、道路橋の免震設計法ガイドライン（案）などを参考に「道路橋の免震設計法マニュアル」の6．動的解析による免震橋梁の照査の部分を作成する。

iii）免震装置の設計法に関する研究

① 免震装置の構造設計の検討

・新たに開発された免震装置の設計例を作成し、免震装置の構造、設計方法の資料とする。

・温度変化、クリープ、乾燥収縮、風荷重、制動荷重、疲労などを考慮した免震装置の設計法を検討する。

・免震装置の選択、配置の基本的な考え方を整理する。

② 免震装置のモデル化の検討

・本年度提案した非線形モデル、等価線形モデルの設定方法を新たに開発された免震装置に適用し検証する。

・高減衰積層ゴムのように荷重履歴により力学特性が変化する免震装置のモデル化の方法を検討する。

③ 免震装置の特性値の設定方法の検討

・特性値の設定の基本的な考え方を整理する。

・レベル2地震動に対応した特性値の設定方法を検討、提案する。

④ 「道路橋の免震設計法マニュアル」の作成

・上記の成果および道路橋示方書、道路橋支承便覧、道路橋の免震設計法ガイドライン（案）などを参考に「道路橋の免震設計法マニュアル」の5．免震装置の設計の部分を作成する。

iv）簡易計算法の開発に関する研究

① 骨組構造モデルに関する検討

・Ⅱ種地盤を対象として提案したモデルの適用性を検討し、モデルの適用範囲を明確にする。

・レベル2地震動に対する下部構造のモデル化および耐震性評価に関する検討を行う。

・曲線免震橋梁の3次元振動特性を把握し、震度法および応答スペクトル法の適用方法について検討する。

② 橋脚初期寸法設定法に関する検討

・加速度応答スペクトルが減少する領域での初期寸法設定法の適用性を検討する。

・初期寸法設定法において仮定された設計変位を骨組構造モデルを用いた等価線形解析による応答変位と比較し、設定法の検証を行う。

③ 「道路橋の免震設計法マニュアル」の作成

・上記の成果および道路橋示方書、道路橋の免震設計法ガイドライン（案）などを参考に「道路橋の免震設計法マニュアル」の4．下部構造の設計・照査の部分を作成する。

v）免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究

① レベル2地震動およびレベル3地震動に相当する地震動を仮定し、移動制限装置が作動した後の免震橋梁の挙動解析を行い、第2グループで計画されている免震橋用の落橋防止構造の実証

試験と連携を取りながら、提案した移動制限装置の設計法の適用性を検討する。

② 作動原理ごとに移動制限装置の挙動解析を行い設計用図表を作成する。

③ 上記の成果および道路橋示方書、道路橋の免震設計法ガイドライン（案）などを参考に「道路橋の免震設計法マニュアル」の７．免震装置を用いた場合の構造細目の部分を作成する。

vi）模型振動実験に基づく非線形動的解析法の検証に関する研究

① 非線形動的解析と等価線形動的解析との比較を行い、等価線形動的解析によりどの範囲まで免震橋の地震応答を正確に求めることができるかを検討する。

② 変位制限装置による拘束が免震効果にどの程度影響を与えるかを分析し、変位制限装置の評価方法を検討する。

3. 1　免震設計の基本方針に関する研究

3.1.1 平成2年度の研究成果の概要

(1) 研究の経緯

平成元年度の報告書では、免震設計の基本方針として、橋梁被害レベルと構造部材の限界状態との対応付けを行い、中程度の地震をレベル1、関東地震クラスの大規模地震をレベル2として設定し、さらに「落橋」を被害レベルの一つとして考え、地震工学上考えられる最大の地震をレベル3としている。このうち、レベル1とレベル2には、当面の地震入力として、改訂された道路橋示方書・同解説耐震設計編（平成2年2月出版）に示された加速度応答スペクトルを使用することとし、動的応答スペクトル解析を基本とする設計法をとることを提案した。

一方、平成2年度においては、免震設計の基本方針について、わが国の国情を具体的に考慮した検討を行った。

まず、道路橋の免震設計の目的とする所を改めて検討し、

① 経済活動が高度化したわが国ではそれを支えるインフラストラクチャーの信頼性も高度化されねばならず、道路橋の免震設計の現時点での展開は、経済性の追求だけでなく耐震安全性のより一層の向上にも向けられるべきであること、

② 太平洋岸に巨大地震地帯をかかえ、一般に都市が沖積地に発達しているわが国では地震動の長周期成分について慎重であるべきで、特に建築と違って軟弱地盤に建設される機会が多い橋梁の免震設計では、単に長周期化を計るだけでなく、高減衰化や反力分散化を合わせて実施して地震力の低減をはかるべきこと、

③ 免震設計に対する社会的関心が高いことから、官民共同の一研究といえどもその成果の社会的反響については慎重な配慮が必要で、現行の道路橋示方書・同解説耐震設計編との一定の整合性を考える必要があること、

等の結論を得た。

次に、道路橋の免震設計に用いる地震入力をこのような目的に沿って見直し、レベル1の静的解析に用いる地震入力には道路橋示方書・同解説耐震設計編（平成2年2月出版）の震度法における地震入力を当面準用することとし、レベル2の静的解析に用いる地震入力には同じく保有水平耐力照査用として規定されている地震力を準用することとした。ただし、レベル2においては免震設計による減衰増加の効果を地震力の低減に反映することとし、高減衰化の推進に道を開くこととした。

一方、加速度応答スペクトルを用いた動的解析の役割を検討し、

① 静的解析による設計を照査するものであると共に、

② 免震設計による耐震安全性の向上を照査するもの、

と位置付けることとした。また、3.4章「簡易計算法の開発に関する研究」での簡易計算法の開発の成果を活用し、応答スペクトルを用いた簡易な動的解析を免震設計における基本設計法とする方向についても

引き続き検討を進めることとした。

以下に、平成2年度に検討された基本方針を詳述する。

(2) 研究の概要

前述したように平成元年度の研究成果に対し地震入力が変更されるなど、免震設計の基本的な考え方について多少転換する必要が生じた。そこで今年度では、免震設計の基本方針を再構築することを目標として、以下の項目について検討を行った。

① 免震設計の現状における基本的な方向に対する検討

道路橋示方書における耐震設計と本共同研究における免震設計との整合性を考慮しつつ、主として免震構造システムにおける「長周期化」と「減衰」に対する考え方に関して検討を行った。また、免震装置を用いることによる橋脚への水平力分散の効果、免震設計の将来の方向付けについても検討を加えた。

② 地震レベルと限界状態の見直し

レベル2の地震入力が平成元年度に設定した地震入力に対し、大規模地震時の長周期成分を考慮した道路橋示方書・同解説耐震設計編の地震時保有水平耐力照査用の地震入力を準用したものとなり、結果として大きな入力となるという変更に伴い、平成元年度の地震レベルと限界状態の見直しを行うことが必要となったため、検討を加え内容の修正を行うこととした。

③ 免震設計の基本フローの検討

新たに橋梁を免震構造システムによって設計を行う場合の、現段階で最も合理的と思われる基本的な設計の流れについて検討を行った。

④ 免震設計に用いる地震入力の整理

橋梁躯体と装置の設計と照査、および耐震補強に用いる地震入力を、それぞれ各設計項目、すなわち下部構造の設計、免震装置の設計、下部構造の照査、動的解析による照査、耐震補強における下部構造の照査について整理した。

(3) 成果の要約

平成2年度の研究成果の概要は、以下の通りである。

① 現状における免震設計の基本概念を再構築し、そこから得られる免震設計のメリットについて記述した。

② 平成2年度版の地震レベルと限界状態を作成した。

③ 免震設計の基本フローを作成した。

④ 免震設計に用いる地震入力を、各設計項目に対して整理し明示した。

3.1.2 免震設計の目的

(1) 現状における適用性と将来の方向

この報告書で免震と呼ぶものは次の3つの原理を利用して橋に働く地震の影響を軽減しようとするものである。

① 長周期化（柔軟化）による慣性力の軽減

② 減衰付与による慣性力の軽減

③ 水平力を分散（配分）とすることによる構造の合理化

先に①②は建築分野においても共通のものである。③は免震の原理に分類されるべきではないかもしれないが、多径間の橋梁にとって重要な効果をもたらすものである。

実際にこの原理を応用して橋を設計しようとする場合に、免震設計を耐震設計の一部として見るならば、現状では「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」を基本とし、十分でない部分について補いながら設計方法を考慮するのが適切であると考えられる。この理由は、道路橋示方書は道路橋の耐震設計について全体を見通す形で記述しており、その適用範囲が免震をとり入れることによって利点を得ることのできる種類、規模の橋とほぼ一致するためである。

しかしながら、免震を橋にとり入れようという動きは比較的最近のものであり、その効果を十分に評価するためには以下の点について運用上の補足を必要とすると考えられる。

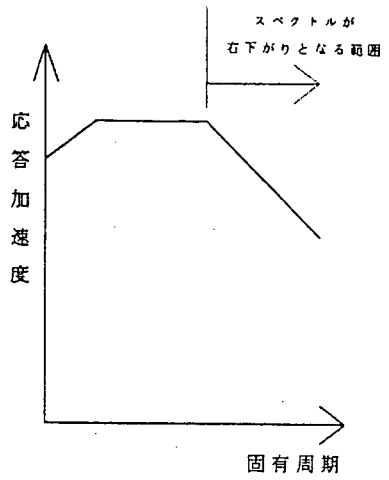
i）長周期化

地震動条件として用いられる設計スペクトルは一般にある周期以上の範囲で右下がりの形状を持っており、構造物の固有周期を長くすることによって設計慣性力は軽減されることになる。

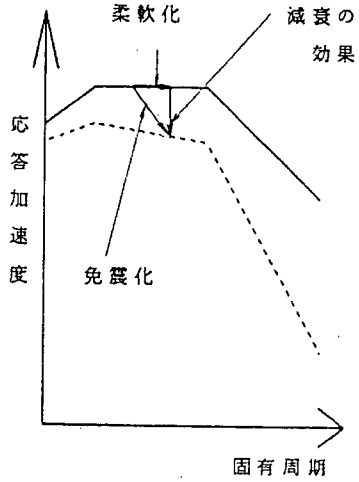
道路橋示方書における設計震度もこの傾向を有しているので固有周期を長くすることによって慣性力を軽減することが（図−3.1.1）、示方書のスペクトルが右下がりとなる範囲まで固有周期を長くすると同時に大きな変位を伴うことになる。現実的な適用を考えると、II種およびIII種地盤に用いる「震度法の設計震度の周期別補正係数」のスペクトルにおいて右下がり範囲まで周期を伸ばすと変位が過大となり、装置の設計が困難になるなど少なからず問題がある。このことは、「3.3免震装置の設計法に関する研究」におけるいくつかの試算においても確かめられている。

この事情を考えると、構造を過度に柔軟にして無理にスペクトルの右下がり部分を狙うことは設計上の利点とはならず、むしろ次にあげる減衰の付与を目標とする方が現実的であると言うことができる。

一方、免震装置によって減衰を与えるためには免震装置部分に相対変位あるいは相対速度を生じさせることが必要であり、このことがある程度の「構造の柔軟化→固有周期の伸長」につながるので、主として減衰付与を目的として免震設計する場合においても構造物は固有周期がある程度長くなることが必要である。



図－3.1.1 一般的な加速度応答スペクトル



図－3.1.2 免 震 化

ii）減衰付与

免震装置を適切に用いた場合には一般的な橋に較べて大きな減衰を与えることが可能である。道路橋示方書においても「動的解析に用いる入力地震動」はこの点を考慮して設定されており、減衰定数の大きさに依存する応答スペクトルが示されている。ただし「震度法の設計に用いる設計震度」は減衰の大きさによっては変化しない形で設定されているので、震度法の設計によって構造物の寸法などその諸元が設定されてしまう橋においては免震設計を適用しても結果として耐震安全性が向上されていても経済的な利点は現れないことになる。現実国内の橋梁の下部構造の大部分は震度法の設計により断面が決まっている。道路橋示方書・同解説耐震設計編に示される震度法は設計計算に過度の労力を強いることのないように配慮していること、従来は減衰を特定して与える手段が一般的でなかったこと等から、このような規定となったものと推定される。この報告書では現状の震度法の設計体系との間に重大な不整合を生じない範囲でこれを補う方策を検討し「3.1.5 免震設計に用いる地震入力」に示した。

iii）水平力の分散

支承条件として、固定、可動の別を有する連続橋においては固定支承を有する橋脚に上部構造の水平方向慣性力が集中し、このことが設計上の不利につながることが多い。これを避けるために全橋脚を固定支承とすると、温度変化や乾燥収縮等のによるけたの伸縮が拘束されて、常時の水平力が生じることになる。

上記2つの事情を解決するために積層ゴム支承等の弾性支承が用いられることがあるが、免震装置の多くも弾性支承であり、水平力を分散させる効果を持っている。さらにその等価剛性や降伏荷重を各橋脚ごとに変化させて分散の比率を設計上の都合に合わせることも可能である。従来のゴム支承のように弾性のみを有する支承においては、周期によって共振に近い状態となる範囲を持つことになるが、高い減衰をあわせ持つ免震装置は共振を抑制する効果を持っているので、より安全・効果的に分散を図ることができる。

道路橋示方書では連続桁を有する橋の水平力の配分を計算する方法が示されている。免震装置の多くは相対変位によってその等価剛性が変化するので繰り返し計算を必要とし、計算の労力が少し増えるが、この報告書では「3.4 簡易計算法の開発に関する研究」において具体的な解決案を示している。

iv）将来の方向

現状において設計の基本となるべき「道路橋示方書・同解説耐震設計編」の規定と免震設計の考え方との整合について述べて来たが、将来は道路橋示方書の規定が免震設計の考え方をも含んだ形で整備されるのが望ましい方向であると考えられる。

耐震設計を行う上で具体的に最も大きな影響を設計に及ぼす規定は設計スペクトルに関する部分であり、特に「震度法の設計に用いる設計震度」が検討を要するものである。将来の方向として考えられる案は次のとおりである。

① 免震のように大きな減衰を持つ構造を評価できる形に震度法を整える。

② 動的解析によって十分に検討を行う場合には震度法による値よりも慣性力を低減させて良いと規定する。

③ 免震設計において用いる設計震度を一般的な橋に用いるものとは別に新しく規定する。

これらの内で理想的な形は①であるが、このことによって一般の橋の耐震設計に対する計算労力がいたずらに増えることは好ましくないので、現実には②あるいは③からの選択になる可能性もある。いづれの場合でも今後の研究成果に期待するところは大きい。

この報告書においても「4.4耐震補強に対する免震設計に関する研究」においては特別な例として②の扱いを条件付きで採用している。

また、入力地震動に対する応答の低減効果の反映のさせ方に対して

A 橋梁本体の構造設計を従来どおりに道路橋示方書・同解説 第Ⅰ編～第Ⅴ編に沿って行い、さらに免震設計を導入することにより地震入力が低減され、相対的に耐震安全性が向上することを期待する考え方

B 免震橋梁の特性を追求し、応答低減の効果を橋梁本体の構造設計に反映する考え方。

C 以上の2者の中間的な考え方。

等のいずれかを採ることになる。我国の経済活動が高度化するにつれてインフラストラクチャーに対する耐震安全性の要求が高まっていること、我国が地震大国であり地盤条件も悪いことなどを考慮すると当面は冒頭で述べたようにAを選択し、道路橋示方書との整合性を念頭におくことが妥当である。しかしながら、将来的には技術的な蓄積などによりBまたはCを選択する条件が整えられてくることになろう。

(2) 免震設計のメリット

免震設計とは、免震装置を用いて固有周期を長くするとともに、減衰性能の増大を図って地震力の軽減を期待するもので、耐震設計の一部に位置づけることができる。このような免震設計を橋梁の耐震設計に導入することにより、設計思想が明快となり構造部材の損傷をコントロールするような高度な設計が可能となる。すなわち、地震エネルギーが集中する位置が限定され、その位置の被害発生を想定した設計、製作、施工ができる。また、地震力を分散・軽減し、免震装置以外の構造部材の損傷をなくすか、軽微なものに限定する構造計画も可能となる。

これ等の結果、設計の自由度が拡大し、通常の橋梁に免震装置を導入することによって効果的に耐震安

全性の向上を図ることが可能となり、また逆に従来と同一の耐震安全性を得るのであれば、部材断面を低減させた経済的な下部構造の設計が可能となる。さらに上部構造の多径間化が容易になり、走行性の向上、維持管理の簡素化なども計れると期待されている。また、新設の橋梁だけでなく、既存橋梁の耐震補強の有用な構法の一つとして、免震装置を用いることが考えられている。

3.1.3 地震レベルと限界状態

平成元年度は免震設計の調査、免震設計の目的及び免震設計のクライラリアの検討を行い、地震レベルと限界状態の関係については表－3.1.1 に示す免震設計の基本方針平成元年度版（案）を作成している。

平成２年度は、3.1.2 で述べられた免震設計の目的の見直しを受け、免震設計の基本方針を構成する地震レベルと限界状態の見直しを行い、図－3.1.3 及び表－3.1.2 に示す免震設計の基本方針平成２年度版（案）をとりまとめた。

地震レベルと限界状態の見直しに当たっては以下の事項に留意した。

① 関東地震相当の地震を設計段階レベル２の地震入力としているが、これに対しても、直後の交通機能は確保されるものとする。

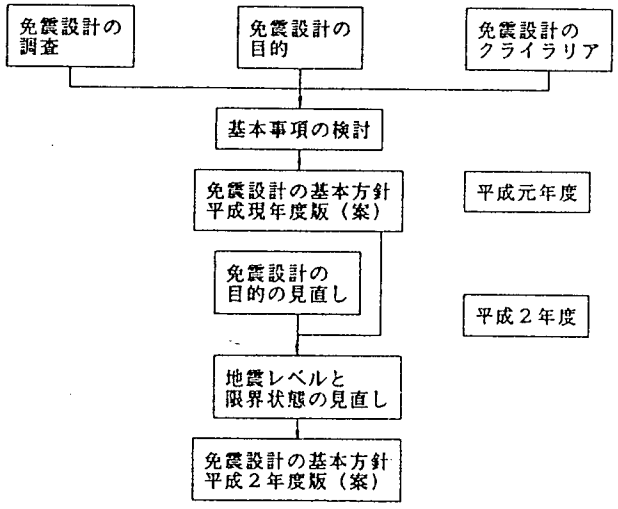
② レベル１、レベル２の入力地震動は、震度や標準加速度応答スペクトル等により数値で規定するが、レベル３の入力地震動は理念的なものとし、数値では規定しない。

③ レベル２における下部構造の限界状態は、降伏強度を超えることを許容し、弾性～保有水平耐力の範囲とした。

④ 解析手法において、簡易計算法を静的計算法とし、応答スペクトル法は動的解析法の範疇に入れた。動的解析の方法は、応答スペクトル法を基本とするが、レベル２においては時刻歴応答解析によることもできることとした。

⑤ 上部構造の限界状態は免震設計の基本方針に直接関係のないものと判断し削除した。

⑥ 免震設計の基本フローの検討より、下部構造と免震装置の解析手法が異なることから別々に記述することにした。



図－3.1.3　免震設計の基本方針修正フロー

表－3.1.1　免震設計の基本方針平成元年度版（案）

設計段階	対象とする地震動	橋梁構造の全体的被害レベル	限界状態				解析手法
			上部構造	下部構造	免震装置	伸縮装置・落橋防止装置	
レベル1	耐用期間年に1～2回発生する中程度の地震。	損傷は全く生じることはなく、橋梁としての機能も当然全て保障される。 被災は生じない。	弾性挙動し、許容応力度以下。	弾性挙動し、許容応力度以下。	安定変形内である。 終局限界変形に対して十分余裕があり、免震装置の支持性能、復元性能、減衰性能を安定して発揮する。	伸縮装置の遊間がある。 落橋防止装置は機能しない。	[簡易計算法] ・震度法 ・応答スペクトル法
レベル2	耐用期間年に比べ、稀に発生する大規模地震。	部分的小被災は生じるが、人命に係わるような被害は生じない。橋梁としての機能は全て保持される。崩壊及び落橋はもちろん生じない。	弾性～降伏強度の範囲	弾性～降伏強度の範囲	性能保証変形内である。 終局限界変形に対して余裕はあり、免震装置の支持性能、復元性能減衰性能を発揮する。	伸縮装置の遊間を越えるが、上部構造の挙動を著しく阻害はしない。落橋防止装置が機能を始める臨界状態。	[簡易計算法] ・保有水平耐力法 ・応答スペクトル法 [動的解析法] ・時刻歴応答解析
レベル3	レベル2の地震動を越える大きさの地震動で、地震工学上考えられる最大の地震動。	損傷は大規模なものであるが、崩壊及び落橋は生じない。	弾性～降伏強度の範囲 変位量はレベル2のものよりも大きい。	弾性～降伏強度の範囲 変位量はレベル2のものよりも大きい。	性能保証変形である。終局限界変形を上回る変形状態となり、免震装置の支持性能、復元性能、減衰性能を失う。	伸縮装置の遊間を十分越え、落橋防止装置が十分機能する。	[構造細目] [動的解析法] ・時刻歴応答解析

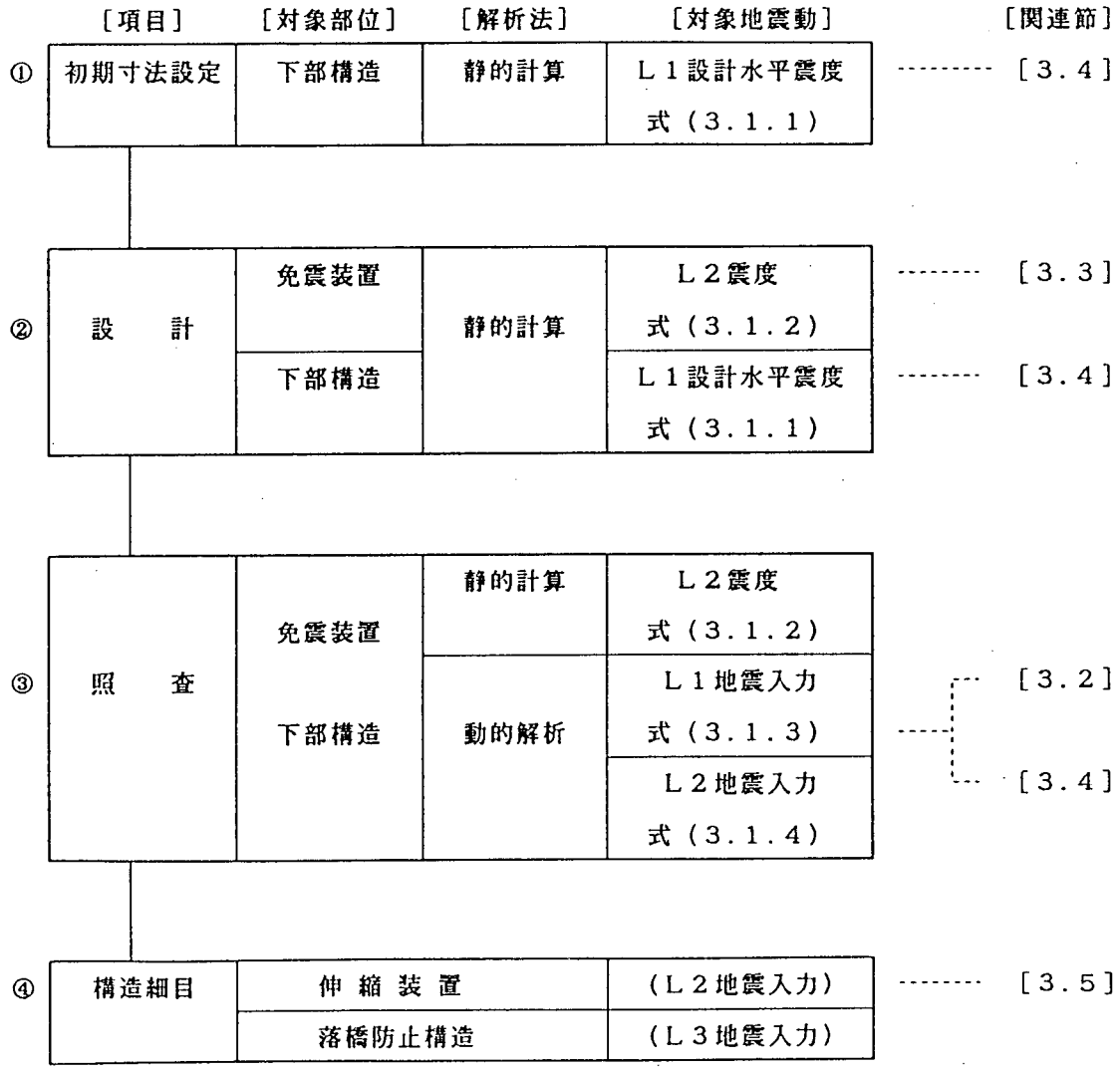
注）関東地震クラスの地震に対しても、直後の交通機能の確保を目的とする場合の免震設計の基本方針（案）である。

表－3.1.2　免震設計の基本方針平成２年度版（案）

設計段階	対象とする地震動	橋梁構造の全体的被害レベル	限界状態			解析手法	
			下部構造	免震装置	伸縮装置・落橋防止装置	下部構造	免震装置
レベル１	耐用期間年に１～２回発生する中程度の地震。	損傷は全く生じることはなく、橋梁としての機能も当然全て保障される。 被災は生じない。	弾性挙動し、許容応力度以下。	安定変形内である。 終局限界変形に対して十分余裕があり、免震装置の支持性能、復元性能、減衰性能を安定して発揮する。	伸縮装置の移動量は、遊間に対して余裕がある。 落橋防止装置は機能しない。	[静的計算法] ・震度法 [動的解析法] ・応答スペクトル法	――――
レベル２	耐用期間年に比べ、稀に発生する大規模地震。	部分的小被災は生じるが、人命に係わるような被害は生じない。橋梁としての機能は全て保持される。崩壊及び落橋はもちろん生じない。	弾性～保有水平耐力の範囲	性能保証変形内である。 終局限界変形に対して余裕はあり、免震装置の支持性能、復元性能減衰性能を発揮する。	伸縮装置の移動量は、遊間より大きくなる場合もあるが、上部構造の挙動を著しく阻害はしない。 落橋防止装置が機能を始める臨界状態。	[静的計算法] ・保有水平耐力法 [動的解析法] ・応答スペクトル法 ・時刻歴応答解析	[静的計算法] ・保有水平耐力法 [動的解析法] ・応答スペクトル法
レベル３	レベル２の地震動を越える大きさの地震動で、地震工学上考えられる最大の地震動。	損傷は大規模なものであるが、崩壊及び落橋は生じない。	――――	――――	伸縮装置の遊間を十分越える。 落橋防止装置が十分機能する。	――――	――――

3.1.4 免震設計の基本フロー

免震設計の基本方針ではレベル1、レベル2およびレベル3の3段階の地震動を想定し、各段階の地震動に対して橋梁の限界状態を想定している。免震設計の行う上で、橋梁が所要の限界状態を確保しうるか否かの検討を行うに際し、合理的と考えられる免震設計の基本的なフローを図－3.1.4に示す。また、同図においては各設計項目と本章各節との関連を合わせて明示してある。一般に上部構造の断面諸元等は地震の影響を考慮して設定される場合は少なく、特に本研究で主体的に取り扱っている連続桁形式の橋梁では免震設計として取り上げる必要がないと考えられるため本章では取り扱っていないが、下部構造、免震装置および伸縮装置・落橋防止構造の設計、照査に関する検討は、免震設計法の確立のために不可欠な研究項目であるために各節において研究を行っている。なお、対象地震動では、3.1.5で述べる地震動の式も合わせて示す。



図－3.1.4　免震設計の基本フロー

① 初期寸法設定

免震設計において、固有周期が地震入力の設定とリンクし、その固有周期は免震装置の特性だけでなく下部構造の剛性の影響を受けることから、免震装置の選定や設計を行う場合には、あらかじめ下部構造の剛性を考慮して計算に加味しておく必要がある。したがって、設計の第1段階では下部構造の初期寸法設定を行うこととした。

② 設計

道路橋示方書・同解説V耐震設計編に準じて、下部構造の設計はレベル1に対して実施する。免震装置は、常時の支承としての要求性能を満足することを前提として、大規模地震が発生した場合に十分な免震性能を発揮することが特に期待されることから、レベル2に対して設計するものとする。下部構造および免震装置の設計には、ともに静的計算手法を用いることを基本とする。

③ 照査

下部構造のうち鉄筋コンクリート橋脚がレベル2の地震に対しても、脆性的な破壊を生じないことを確認する。免震設計が本来大規模地震に対して効力を発揮しようとするシステムであるため、将来的にはレベル2の地震動に対して基礎を含めた下部構造全体の保有水平耐力の照査を行うことが望ましい。また、下部構造は免震装置の減衰を考慮しない設計水平震度に対して設計されるが、高い減衰性能を有する免震装置を用いた場合の複雑な地震時の挙動をより適確に把握し、応答低減の効果を定量的に知り耐震安全性の向上を評価するため、免震橋梁に対しては動的解析を用いて照査することが望ましい。

④ 構造細目

免震設計された橋梁においては、一般橋梁の構造細目の他に、伸縮装置と落橋防止構造について、免震設計で想定した限界状態が達成されるように、特に配慮しておく必要がある。また、伸縮部の地震時の移動量が大きいため橋梁の付帯施設としての桁内添加物やガードレールなどについても必要に応じた設計上の配慮が必要である。

3.1.5 免震設計に用いる地震入力

(1) 概要

免震橋梁の設計は、一般に、①初期寸法の設定、②設計、③照査、④構造細目の検討、という手順で実施される。これらの手順のうち②設計、③照査において検討する地震レベル及び解析方法をまとめると表－3.1.3のようになる。動的解析には、応答スペクトル法と時刻歴応答解析法を含む。表中の式番号は地震入力を与える式の番号を示す。

以下に、各解析に用いる設計震度、加速度応答スペクトル、地震波形を示す。なお、耐震補強に用いる地震入力も同時に示す。

表－3.1.3　設計地震レベルと解析方法

項　目		地震レベル	
		レベル1	レベル2
[設計]	下部構造の設計	静的解析 式(3.1.1)	―――
	免震装置の設計	静的解析 式(3.1.1)	静的解析 式(3.1.2)
[照査]	下部構造の照査	――― 動的解析 式(3.1.3)	静的解析 式(3.1.2) 動的解析 式(3.1.4)
	免震装置の照査	―――	動的解析 式(3.1.4)

(2)　標準加速度応答スペクトル

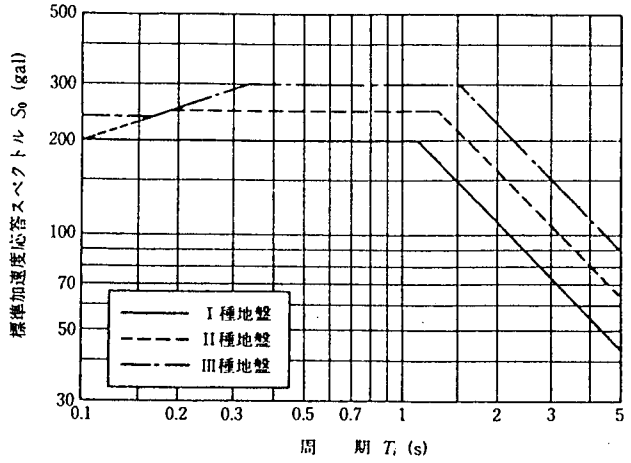
標準加速度応答スペクトルは地震入力の基本として用いるものであり、レベル1及びレベル2に対し以下のように設定する。

①　レベル1の標準加速度応答スペクトル

「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」の表－6.3.1標準加速度応答スペクトルS_{10}をレベル1の標準加速度応答スペクトルとする。これを表－3.1.4に示す。

表－3.1.4　レベル1の標準加速度応答スペクトル

地盤種別	固有周期Ti(s)に対するS_{10}(gal)		
Ⅰ種	$Ti<0.1$ $S_{10}=431Ti^{1/3}$ ただし，$S_{10}\geqq160$	$0.1\leqq Ti\leqq1.1$ $S_{10}=200$	$1.1<Ti$ $S_{10}=220/Ti$
Ⅱ種	$Ti<0.2$ $S_{10}=427Ti^{1/3}$ ただし，$S_{10}\geqq200$	$0.2\leqq Ti\leqq1.3$ $S_{10}=250$	$1.3<Ti$ $S_{10}=325/Ti$
Ⅲ種	$Ti<0.34$ $S_{10}=430Ti^{1/3}$ ただし，$S_{10}\geqq240$	$0.34\leqq Ti\leqq1.5$ $S_{10}=300$	$1.5<Ti$ $S_{10}=450/Ti$

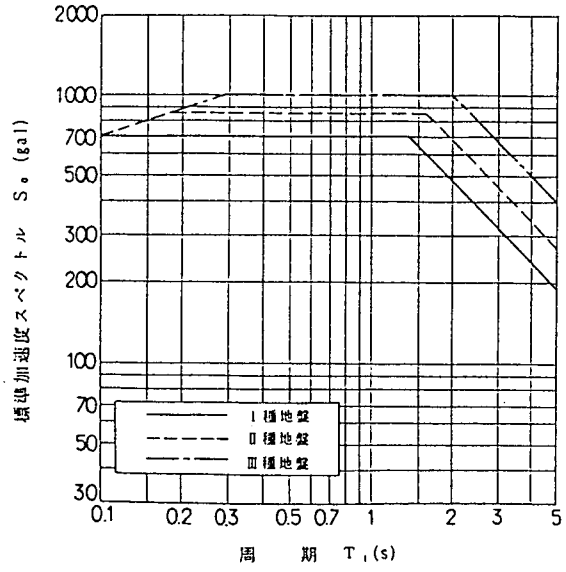


② レベル2の標準加速度応答スペクトル

「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」の表－5.3.1振動特性別補正係数C_Rの等価固有周期T_{EQ}の指数を－2/3 から－1に改訂し、加速度応答スペクトルの形にしたものをレベル2の標準加速度応答スペクトルとする。これを表－3.1.5に示す。

表－3.1.5　レベル2の標準加速度応答スペクトル

地盤種別	固有周期T(s)に対するS_{20}(gal)		
Ⅰ種	$T \leqq 1.4$ $S_{20}=700$		$1.4<T$ $S_{20}=980/T$
Ⅱ種	$T<0.18$ $S_{20}=1506T^{1/3}$ ただし，$S_{20} \geqq 700$	$0.18 \leqq T \leqq 1.6$ $S_{20}=850$	$1.6<T$ $S_{20}=1360/T$
Ⅲ種	$T<0.29$ $S_{20}=1511T^{1/3}$ ただし，$S_{20} \geqq 700$	$0.29 \leqq T \leqq 2.0$ $S_{20}=1000$	$2.0<T$ $S_{20}=2000/T$



(3) 下部構造の設計に用いる地震入力

下部構造の設計はレベル1の地震入力に対して、静的解析法を適用して実施する。下部構造の設計に用いる設計水平震度は「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」の式（4.2.1）により求めるものとする。これを式（3.1.1）として次に示す。

$$k_{h1} = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_{T1} \cdot k_{h10} \qquad \text{式（3.1.1）}$$

ここに、

k_{h1}：下部構造の設計に用いる設計水平震度

c_z：地域別補正係数（表－3.1.6に示す）

c_G：地盤別補正係数（表－3.1.6に示す）

c_I：重要度別補正係数（表－3.1.6に示す）

c_{T1}：レベル1の固有周期別補正係数（表－3.1.6に示す）

k_{h10}：レベル1の標準設計水平震度（0.2とする）

補正係数は次表に示す「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」の4.3標準設計水平震度の補正係数を用いる。

表－3.1.6　標準設計水平震度の補正係数

(1) 地域別補正係数

地域別補正係数は、地域区分に応じて表－4.3.1の値とする。ただし、架橋地点が地域区分の境界線上にある場合は、係数の大きい方をとるものとする。

表－4.3.1　地域別補正係数c_z

地域区分	補正係数c_z	対　象　地　域
A	1.0	下記2地域以外の地域
B	0.85	「Zの数値、R_i及びA_iを算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」（昭和55年11月27日建設省告示第1793号）第1項（Zの数値）表中（二）に掲げる地域
C	0.7	「Zの数値、R_i及びA_iを算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」（昭和55年11月27日建設省告示第1793号）第1項（Zの数値）表中（三）および（四）に掲げる地域

(2) 地盤別補正係数

地盤別補正係数は、地盤種別に応じて表－4.3.2の値とする。

表－4.3.2　地盤別補正係数c_G

地盤種別	Ⅰ　種	Ⅱ　種	Ⅲ　種
補正係数c_G	0.8	1.0	1.2

(3) 重要度別補正係数

重要度別補正係数は、重要度の区分に応じて表－4.3.3の値とする。

ただし、1級に区分された橋のうち、とくに重要なものについては係数を1.1 まで割増しすることができる。

表－4.3.3　重要度別補正係数c_I

重要度の区分	補正係数c_I	対　象　と　な　る　橋
1　級	1.0	高速自動車国道、一般国道、主要地方道の橋。 一般都道府県および市町村道のうち重要な橋。
2　級	0.8	上記以外の橋

(4) 固有周期別補正係数

固有周期別補正係数は、橋の固有周期に応じて表－4.3.4の値とする。ただし、土の重量に起因する慣性力および地震時土圧の算出に際しては、固有周期別補正係数c_T は、1.0 とする

表－4.3.4　固有周期別補正係数c_T

地盤種別	固有周期T(s) に対するc_T の値		
Ⅰ　種	$T<0.1$ $c_T=2.69T^{1/3}$ ただし、$c_T \geqq 1.00$	$0.1 \leqq T \leqq 1.1$ $c_T=1.25$	$1.1<T$ $c_T=1.33T^{-2/3}$
Ⅱ　種	$T<0.2$ $c_T=2.15T^{1/3}$ ただし、$c_T \geqq 1.00$	$0.2 \leqq T \leqq 1.3$ $c_T=1.25$	$1.3<T$ $c_T=1.49T^{-2/3}$
Ⅲ　種	$T<0.34$ $c_T=1.80T^{1/3}$ ただし、$c_T \geqq 1.00$	$0.34 \leqq T \leqq 1.5$ $c_T=1.25$	$1.5<T$ $c_T=1.64T^{-2/3}$

（「道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編」4.3章より）

(4) 免震装置の設計に用いる地震入力

免震装置の設計はレベル1およびレベル2の地震入力に対して、静的解析法を適用して実施する。レベル1の地震入力に対する免震装置の設計に用いる設計水平震度は式（3.1.1）により求める。レベル2の地震入力に対する免震装置の設計に用いる設計水平震度は、(5)に示す下部構造の照査に用いる設計水平震度と同一として式（3.1.2）により求めるものとする。

(5) 下部構造の照査に用いる地震入力

下部構造の照査はレベル2の地震入力に対して、静的解析法を適用して実施する。下部構造の照査に用いる設計水平震度は「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」の式（5.3.2）に定める地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度を基にし、減衰定数の大小による影響を反映する形に修正した式（3.1.2）より求める。

$$k_{h2} = c_Z \cdot c_I \cdot c_D \cdot c_{T2} \cdot k_{h20} \qquad \text{式（3.1.2）}$$

ここに、

k_{h2}：下部構造の照査に用いる設計水平震度

c_Z：地域別補正係数（表－3.1.6に示す）

c_I：重要度別補正係数（表－3.1.6に示す）

c_D：減衰定数別補正係数

$$c_D = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$$

h：減衰定数

c_{T2}：レベル2の固有周期別補正係数（表－3.1.7に示す）

k_{h20}：レベル2の標準設計水平震度（1.0とする）

レベル2の固有周期別補正係数は次表の値を用いる。

表－3.1.7　レベル2の固有周期別補正係数

地盤種別	固有周期T(s)に対するc_{T2}		
Ⅰ種	$T \leqq 1.4$ $c_{T2} = 0.7$		$1.4 < T$ $c_{T2} = 0.98/T$
Ⅱ種	$T < 0.18$ $c_{T2} = 1.51T^{1/3}$ ただし，$c_{T2} \geqq 0.7$	$0.18 \leqq T \leqq 1.6$ $c_{T2} = 0.85$	$1.6 < T$ $c_{T2} = 1.36/T$
Ⅲ種	$T < 0.29$ $c_{T2} = 1.51T^{1/3}$ ただし，$c_{T2} \geqq 0.7$	$0.29 \leqq T \leqq 2.0$ $c_{T2} = 1.00$	$2.0 < T$ $c_{T2} = 2.0/T$

(6) 動的解析による免震橋梁の照査に用いる地震入力

免震橋梁の照査はレベル1およびレベル2の地震入力に対して、原則的に応答スペクトル法を適用して実施する。ただし、橋梁の地震時挙動をより詳細に検討することが必要な場合には時刻歴応答解析法を適用する。

i）応答スペクトル法に用いる地震入力

① レベル1の応答スペクトル法に用いる地震入力

レベル1の応答スペクトルに用いる加速度応答スペクトルは、原則として耐震設計上の地盤面において与え、式（3.1.3）により算出するものとする。

$$S_1 = c_z \cdot c_I \cdot c_D \cdot S_{10} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.1.3)$$

ここに、

S_1 ：レベル1の応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル

c_z ：地域別補正係数（表－3.1.6に示す）

c_I ：重要度別補正係数（表－3.1.6に示す）

c_D ：減衰定数別補正係数

$$c_D = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$$

h ：減衰定数

S_{10}：レベル1の標準加速度応答スペクトル（表－3.1.4に示す）

② レベル2の応答スペクトル法に用いる地震入力

レベル2の応答スペクトルに用いる加速度応答スペクトルは、原則として耐震設計上の地盤面において与え、式（3.1.4）により算出するものとする。

$$S_2 = c_z \cdot c_I \cdot c_D \cdot S_{20} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.1.4)$$

ここに、

S_2 ：レベル2の応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル

c_z ：地域別補正係数（表－3.1.6に示す）

c_I ：重要度別補正係数（表－3.1.6に示す）

c_D ：減衰定数別補正係数

$$c_D = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$$

h ：減衰定数

S_{20}：レベル2の標準加速度応答スペクトル（表－3.1.5に示す）

ii）時刻歴応答解析法に用いる地震入力

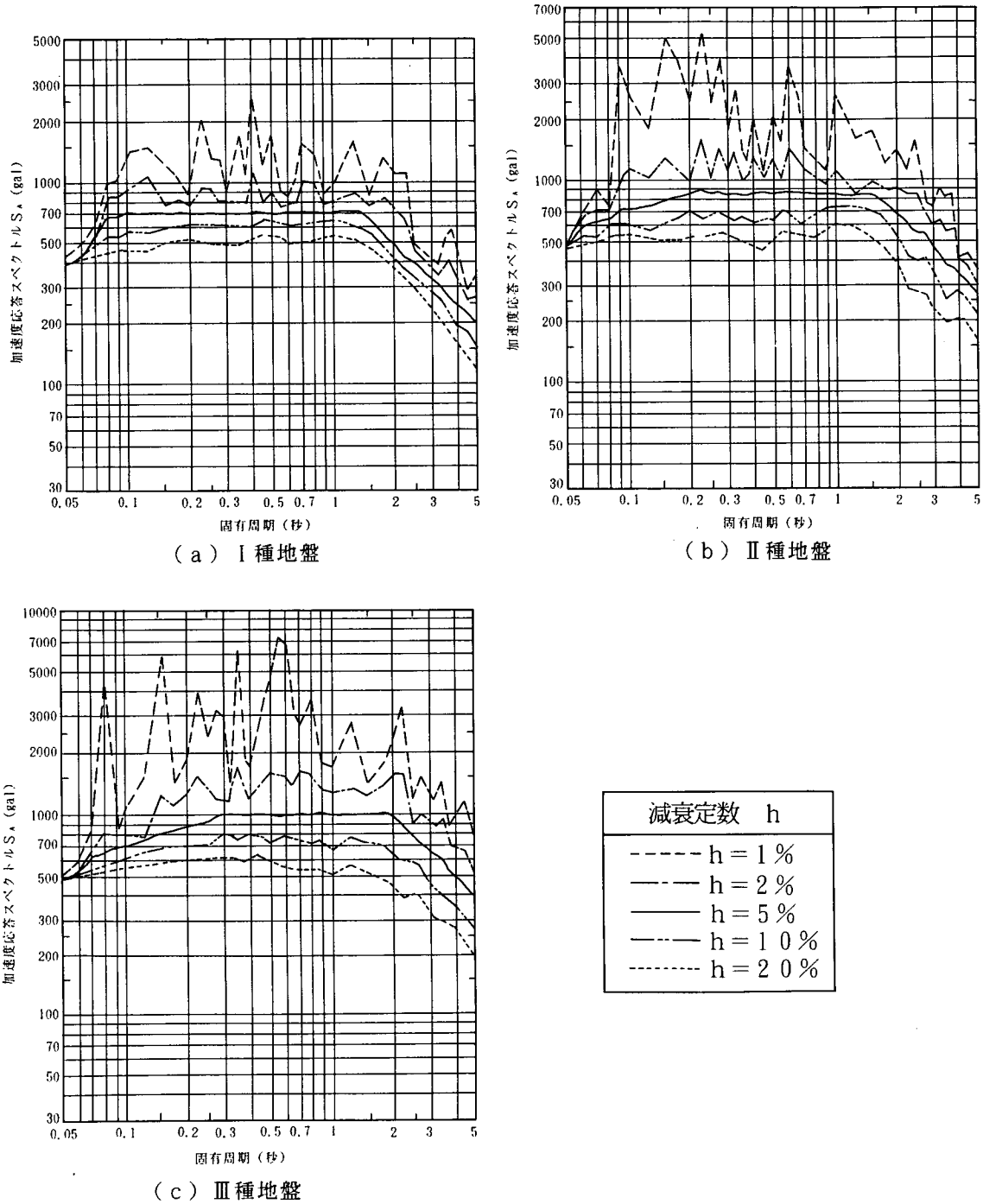
① レベル1の時刻歴応答解析に用いる地震入力

レベル1の時刻歴応答解析に用いる地震入力は、「道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編」の参考資料Ⅲ．設計地震入力に関する資料の表－参Ⅲ．6時刻歴応答解析用標準波形例を用いるものとする。この

標準波形の加速度応答スペクトルは、減衰定数が５％の場合にレベル１の標準加速度応答スペクトルS_{10}にほぼ一致している。

② レベル２の時刻歴応答解析に用いる地震入力

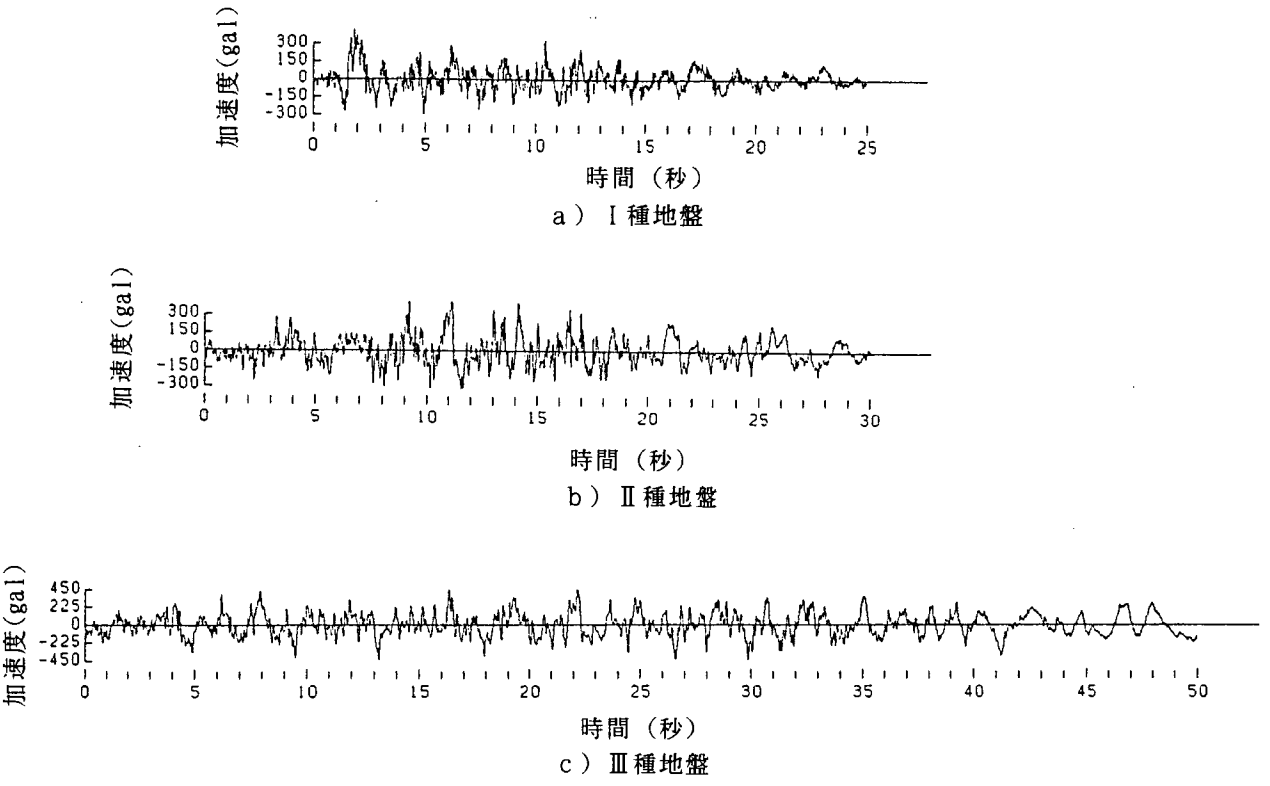
レベル２の時刻歴応答解析に用いる地震入力は、図－3.1.5に示すように、減衰定数が５％の場合にレベル１の標準加速度応答スペクトルS_{20}にほぼ一致する応答スペクトル特性を有する時刻歴応答解析用標準波形を用いるものとする。本標準波形は土木研究所耐震研究室で作成されたもので、図－3.1.6に各地盤種別に対する標準波形を示す。時刻歴応答解析に用いる地震入力を求めるための補正係数c_z、c_Iは表－3.1.6に示す値を用いる。



（ａ）Ⅰ種地盤　（ｂ）Ⅱ種地盤

（ｃ）Ⅲ種地盤

図－3.1.5　レベル２の時刻歴応答解析に用いる標準波形の加速度応答スペクトル



図－3.1.6　レベル2の時刻歴応答解析に用いる標準波形

(7) 耐震補強に用いる地震入力

耐震補強設計は原則的に、種々の理由により現状の構造では安全性が「道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編」に要求されるレベルを満たさない橋梁を対象とし、主として免震装置の減衰による地震力の低減効果を期待して実施される。すなわち、低減された地震力に対して要求される安全性レベルを確保しようとするものである。

一方、前述のように免震装置を採用する新設橋梁の設計では下部構造の設計水平震度には減衰定数別補正係数を考慮していないため、基本的には免震橋梁と非免震橋梁との下部構造の断面諸元に差異は表れない。すなわち、免震装置の減衰による地震力の低減効果を期待した下部構造の断面諸元を設計上採用しないこととしている。このため、既設橋梁の耐震補強に対して上述の新設橋梁と同一の地震入力を使用すると免震装置を用いた耐震補強は事実上不可能となり、免震装置を用いたことの効果を表現できなくなる。

したがって、耐震補強による下部構造の設計に用いる地震入力に対しては設計振動単位の減衰効果を考慮することとし、次のように定める。

耐震補強における下部構造の設計はレベル1の地震入力に対して、静的解析法を適用して実施する。耐震補強における下部構造の設計に用いる設計水平震度は式（3.1.5）により求めるものとする。

$$(k_{h1})_R = c_Z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_D \cdot c_{Th} \cdot c_{TI} \cdot k_{h10} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.1.5)$$

ここに、

$(k_{h1})_R$ ：耐震補強における下部構造の設計に用いる設計水平震度

c_Z ：地域別補正係数（表－3.1.6に示す）

c_G ：地盤別補正係数（表－3.1.6に示す）

c_I ：重要度別補正係数（表－3.1.6に示す）

c_D ：減衰定数別補正係数

$$c_D = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$$

h：減衰定数

c_{Th} ：設計水平震度を減衰定数5％相当の値に換算するための補正係数

$$c_{Th} = \frac{1}{\dfrac{1.5}{\dfrac{40\times 0.04}{T}+1} + 0.5}$$

T：固有周期(S)

c_{TI} ：レベル1の固有周期別補正係数（表－3.1.6に示す）

k_{h10} ：レベル1の標準設計水平震度（0.2とする）

なお、下部構造の照査に用いる地震入力および動的解析による免震橋梁の照査に用いる地震入力は、前述の新設橋梁を対象としたものを用いる。

3.1.6 平成3年度の研究方針

(1) 今後の課題

今年度は、免震設計の基本方針において、平成元年度の報告書内容に対し全体的な見直しを行い、現状での免震設計の基本方針の再構築を行った。

今後は、来年度作成される予定の「免震設計法マニュアル」を目標として基本方針の充実を図りたい。そのためには、次の諸項目の調査・検討を課題として取り組む必要がある。

i）免震関係用語の定義および整理

道路橋示方書・同解説V耐震設計編に掲載されている耐震設計特有の用語の他に、免震設計法ガイドラインに示されているように免震設計用の用語も少なくない。その中には、同じ意味であるのに幾つかの数種の用語で表現されていたり、便利に使われてはいるがその意味のあいまいな用語もあるものと思われる。これらをそれぞれ整理、定義し、また、新たに定義しておく必要があると思われる用語を取りまとめ、免震設計法マニュアル作成時に使用する用語の必要最小なる基準とする。

ii）免震設計の適用性の調査

免震設計の適用性については、本共同研究の中で主として第4研究グループで調査研究が行われているが、それらの成果を元に効果的な免震構造システムの橋梁への適用法について調査し取りまとめる。

iii）免震設計の耐震安全性照査手法の調査

免震設計を導入した橋梁の耐震安全性向上の評価をより定量的に表現する手法を検討し確立しておくことが免震設計普及の上で重要である。定量的な表現法を挙げるとすると以下のようなものが考えられる。

①部材断面力の比較

例えば、免震橋梁と非免震橋梁の橋脚付け根の断面力の比をとることにより表現する。

②相対的静的震度の算出

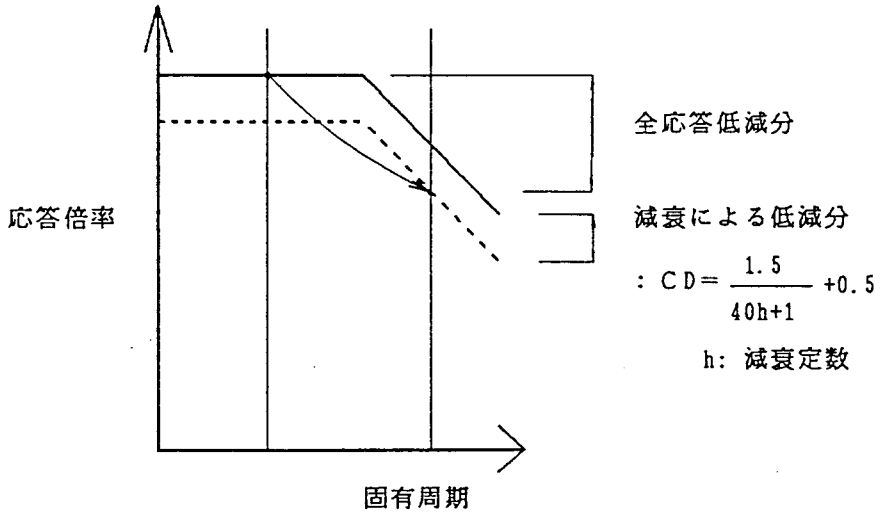
免震設計を行った橋梁の動的解析による応答値と部材の耐力から、この橋梁が静的震度として何galまで耐えられるかを算出する。

③橋梁の減衰定数と固有周期より算出

標準加速度応答スペクトル図を用いて応答倍率を算出することにより表現する（図－3.1.7参照）。

④免震装置の特性値による算出

エネルギー消費量が免震装置によるものが支配的であると考えれば、免震装置設計完了時点での免震装置の減衰定数と固有周期を③の方法で算出し、エネルギー消費量をそれより求めることにより表現する。



図－3.1.7　橋梁の減衰定数と固有周期による評価

一般に、ここに列記した順に簡易な手法になって行くが、逆に精度は低下すると言えるものと思われる。

ここでこういった手法の他に、免震設計を橋梁に適用した場合のその効果の大きさの最小値、すなわち免震設計を用いるからには少なくともどの値程度以上の耐震安全性の向上分があるべきかについて調査を行う。

また、「免震設計法ガイドライン（案）」に示されているように免震設計を用いた場合のＲＣ橋脚の地震時保有水平耐力法による照査に用いる許容塑性率に対して制限が設けられている。

一方、今年度の報告書における表－3.1.2に示した地震入力の水準に応じた限界状態の設定では、レベル2のいわゆる大規模地震に対して部分的な被災は生じるが橋梁としての機能は全て保持するものとし、下部構造は弾性～保有水平耐力の範囲にあるものと規定している。じん性の発揮を前提とした保有水平耐力の照査方法については道路橋示方書・同解説の関連規定によるものとしているものの、今年度の検討では免震装置を用いた場合の許容塑性率については特にその設定の考え方についてまで触れられなかった。

レベル2の地震入力として免震装置を採用した場合には減衰効果により設計水平震度が非免震の場合に比べて低減されることになるが、許容塑性率を非免震の場合と同じ手法で定めることとなると、震後の損傷度合を非免震と同程度に許容することを意味する。この考えは、上述した免震装置を用いたレベル2では、震後機能の確保目標が非免震橋梁を想定した道路橋示方書での大規模地震に対する耐震設計の目標である落橋などが生じないようにすることに比べてより高い水準、すなわち橋梁としての機能を全て保持することにあるとする方針と矛盾する。

また、設計振動単位の中で上・下部構造の間と橋脚基部の双方にエネルギー吸収箇所が発生することになり構造的に上下部構造間に水平変位が著しく増大するので安全上かつ機能保持上からも適当ではない。要は、免震装置を用いる場合にはレベル2に対する震後の橋の機能の確保目標に応じた下部構造の限界状態、言い換えれば、被災の受認限度にもとづく許容塑性率を適切に設定すべきである。

このため来年度は「免震設計法マニュアル」の作成に向けて、ＲＣ橋脚の震後の被災程度に関する既往の研究に基づいて免震装置を用いる場合のレベル2の地震入力に対する橋脚の保有水平耐力照査に適用する許容塑性率を検討・提案する必要がある。

(2) 平成3年度研究計画

前記3項目の研究と免震設計法マニュアルの作成に対して、下図のような概略工程により進めていく。

研究項目	平成３年									平成４年		
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
免震関係用語の定義及び整理												
免震設計の適用性の調査												
免震設計の耐震安全性照査手法の調査												
免震設計法マニュアルの作成												

＜参考文献＞

1）日本建築学会　免震構造設計指針　1989年

2）日本道路協会　道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編　平成2年2月

3）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）　1989年3月

4）川島一彦　ニュージーランドにおける橋梁の耐震および免震設計技術　橋梁と基礎　1989年2月

5）共同研究報告書　第44号
道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その1）
平成2年3月　建設省土木研究所

＜民側担当会社＞

（株）大林組、（株）竹中土木、（株）竹中工務店、鹿島建設（株）、清水建設（株）、
（株）奥村組、オイレス工業（株）、パシフィックコンサルタンツ（株）、
日本技術開発（株）、新構造技術（株）、日本鋳造（株）、
東京ファブリック工業（株）、大成建設（株）

3.2 動的解析法の開発に関する研究

3.2.1 平成2年度の研究成果の概要

(1) 研究の概要

昨年度は文献調査により橋梁の動的解析に関する問題点と既往の免震構造物の動的解析手法について検討し、免震橋梁の動的解析上の問題点として3次元性、相互作用、基礎・地盤の非線形性及び位相差入力の4つの検討課題を抽出した。

本年度は免震橋梁の動的解析法の提案と適用範囲の明確化を目標として、これらの検討課題が一般橋梁と比較して免震橋梁の地震時挙動にどの様な影響を及ぼすかについて検討を行った。

a．位相差入力

多径間連続の免震橋において各橋脚への位相差入力に対し、位相速度をパラメータにして応答に対する検討を行った。

b．地盤との橋脚の非線形性

免震橋梁の一橋脚に着目し、地盤あるいは橋脚の非線形性と免震装置の非線形性の相互作用について入力震動の大きさをパラメータとして検討を行った。

c．相互作用

免震橋梁の一橋脚に着目し、地盤と橋脚基礎の相互作用ばねの全体系の応答に及ぼす影響についてばね定数をパラメータにして検討を行った。

d．3次元性

多径間連続の免震橋梁で曲線橋の曲率が応答に及ぼす影響について、曲率半径をパラメータとして検討を行った。また、曲線橋における架け違い部の影響についても検討を行った。

上記の検討に当たっては、同一のモデル橋を用いて検討を行うこととした。検討対象としたモデル橋は、「道路橋の免震設計法ガイドライン（案）」で試設計されている支間長35m、桁重量2.163tの3径間連続のＰＣ橋でⅠ種地盤に直接基礎で設計された免震橋梁である。比較検討に用いた非免震橋梁は免震橋梁モデルの免震装置のかわりに水平力のみ伝達する固定支承にしたものを考えた。

また、検討に用いた入力地震動はⅠ種地盤におけるレベル2相当の地震動を用いた。

(2) 成果の要約

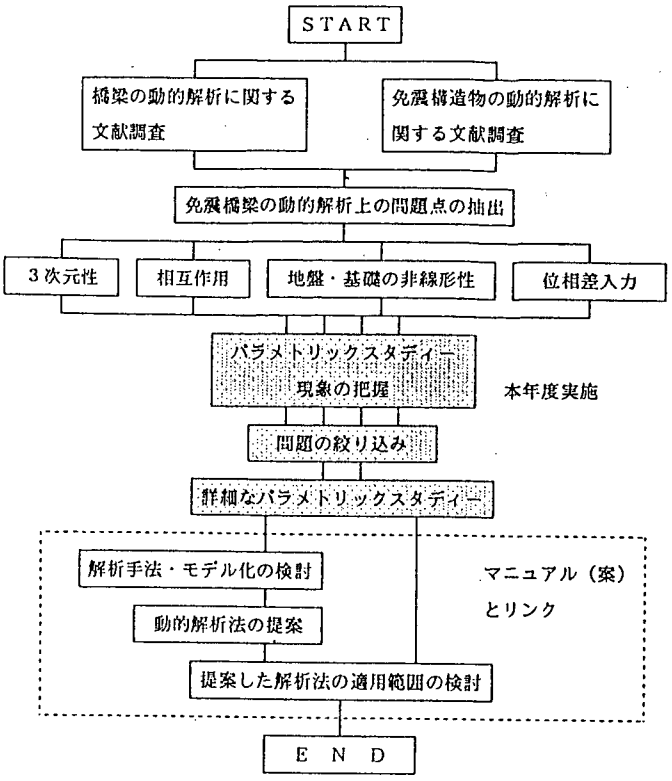
各検討課題に対する成果の要約は下記の通りである。

a．位相差入力

入力位相差を考慮した検討では、非免震橋梁は上部構造の拘束効果により上部構軸力及び橋脚基部曲げモーメントが増加するが、免震橋梁の場合は免震装置の振動絶縁効果によりこれらの値は小さくなる。

b．地盤と橋脚の非線形性

- 今回検討したⅠ種地盤では、レベル2程度の入力が作用した場合でも、地盤のせん断歪の増加に伴う地盤剛性の低下や等価減衰定数の増加などの地盤の非線形性は小さく、上部構造の応答加速度の減少や応答変位の増大という免震橋梁の応答性状に及ぼす影響は小さい。
- 橋脚の非線形性に着目した検討では、レベル2相当の入力で橋脚の塑性率が2程度になる非線形性の橋脚を有する免震橋梁の場合、免震装置のみ塑性化し橋脚は線形の場合のものに比べて、上部構造の最大応答加速度は減少し、最大応答変位は増加する傾向を示す。その変化傾向は、橋脚の塑性率にともなって大きくなる。



図－3.2.1　研究フロー

c．相互作用

地盤と橋脚基礎の相互作用ばねに着目した検討では、基礎周辺地盤のせん断波速度が大きいほど、免震化による上部構造加速度、下部構造断面力の低減効果が大きい。

d．3次元性

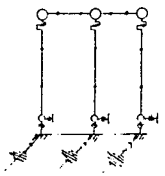
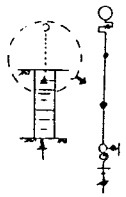
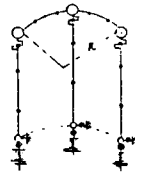
曲線橋の3次元性に着目した検討では、免震橋梁は免震装置の振動絶縁効果により上部構造は一体として挙動し、曲線橋の曲率による上部構造加速度、下部構造断面力の変化は小さく、直線橋と同程度の応答を示した。

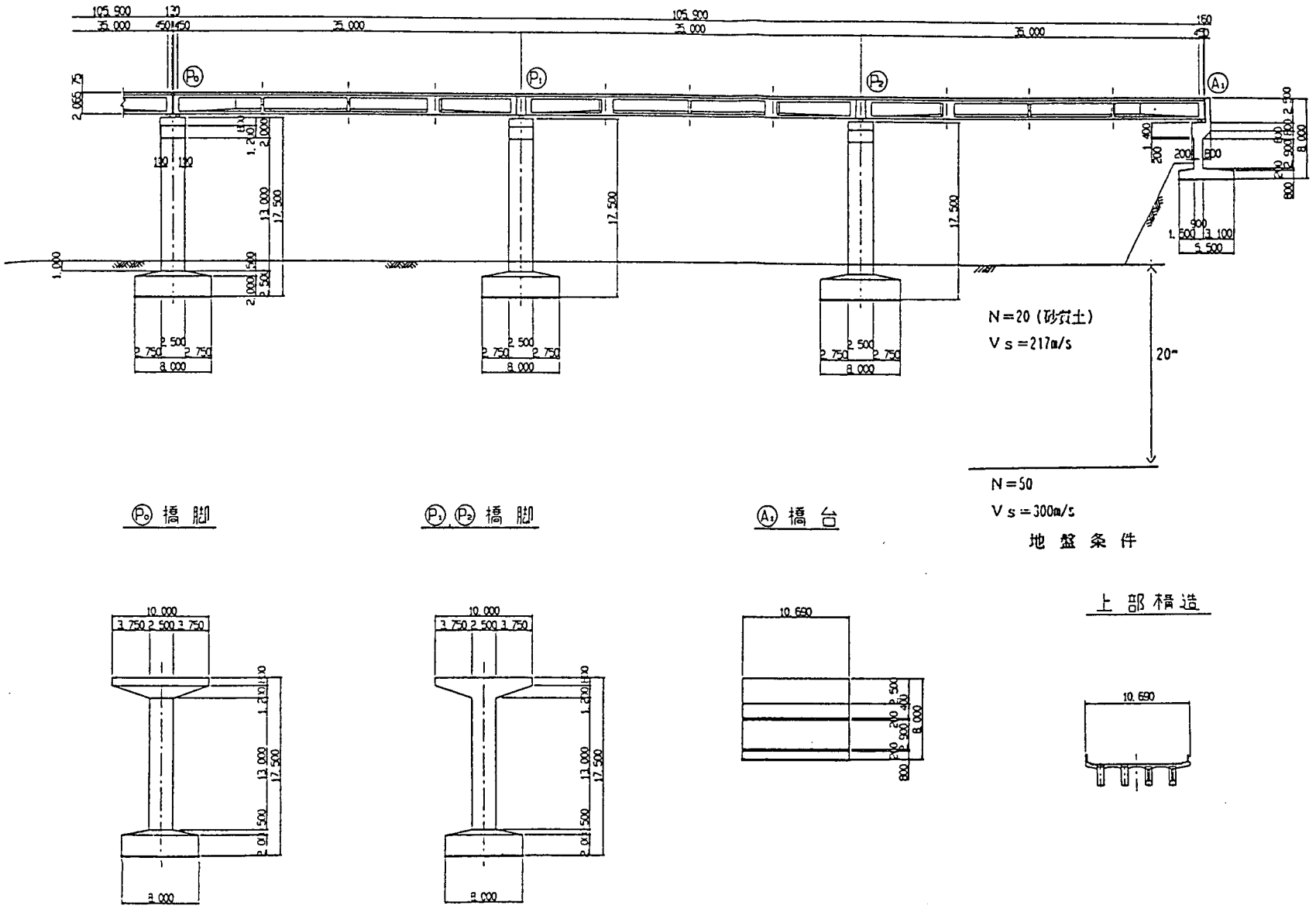
3.2.2　免震橋梁の動的解析の課題

免震橋梁の動的解析手法の開発の全体研究フローを図－3.2.1に示す。昨年度は文献調査により一般橋梁の地震時挙動予測するための問題点と既往の免震構造物の動的解析手法について検討し、免震橋梁の動的解析上の問題点として3次元性、相互作用、基礎・地盤の非線形性及び位相差入力を抽出した。そして、これらの問題点が一般橋梁と比較して免震橋梁の地震時挙動にどの様な影響を及ぼすかについての検討計画を作成した。

本年度は引続き、これらの検討課題についてパラメトリック・スタディによる検討を行い、免震橋梁への影響について考察した。表－3.2.1に各検討課題に対して、検討内容、解析モデル、使用した解析コード、パラメータについて示す。図－3.2.2に今回検討対象と免震橋梁の一般図を示す。

表－3.2.1　検討課題と検討内容

研究課題	位相差入力		地盤と基礎の非線形性				相互作用		3次元性	
検討内要	多径間連続の免震橋において各橋脚への位相差入力に対し、位相速度をパラメータにして応答に対する検討を行う		免震橋梁の一橋脚に着目し、地盤あるいは橋脚の非線形性と免震装置の非線形性の相互作用について入力地震動の大きさをパラメータとして検討を行う ・最大変位、加速度に対する入力レベルの影響		免震橋梁の一橋脚に着目し、橋脚の非線形性と免震装置の非線形性の相互作用について入力地震動の大きさをパラメータとして検討を行う ・最大変位、加速度に対する入力レベルの影響		免震橋梁の一橋脚に着目し、地盤と橋脚基礎の相互作用ばねの全体系の応答に及ぼす影響についてばね定数をパラメータにして検討を行う ・上部溝と橋脚天端の相対変位 ・橋脚下端の断面力		多径間連続の曲線免震橋梁で曲率を入力方向が応答に及ぼす影響について、曲率半径と入力方向をパラメータとして検討を行う。 ・曲線橋の曲率 ・架け違い部の影響 ・地震入力方向	
解析ﾓﾃﾞﾙ										
解析ｺｰﾄﾞ	MSC/NASTRAN		SHAKE、Super FLUSH		S-Rﾓﾃﾞﾙ、DYANA/NONLINEAR		S-Rﾓﾃﾞﾙ		DYNA-2E	
ﾊﾟﾗﾒｰﾀ	地震波形	1	入力ﾚﾍﾞﾙ	～レベル2	入力ﾚﾍﾞﾙ	～レベル2	基礎形状	1	入力方向	5
	位相差	3	地盤	1	橋脚ﾓﾃﾞﾙ	1	地盤	Vs=50～200 m/s	曲率半径	3
	免震装置	2（有、無）	免震装置	2（有、無）	免震装置	2（有、無）	免震装置	2（有、無）	免震装置	2（有、無）



図－3.2.2　検討対象とした免震橋梁の一般図

3.2.3 パラメトリック・スタディによる影響の検討

(1) 位相差入力

a）S－Rモデルによる検討

1）検討目的

連続高架橋を免震化する場合、その設計において地震波動の伝播特性を考慮した入力位相差の影響を検討する必要性を指摘する考えがある。各橋脚基礎に入射する地震波が位相差を有する場合、各橋脚に同一地震波が同時入力する前提の設計では把握しきれないような断面力の集中や大きな相対変位の発生の可能性があるからである。

そこで平成2年度では、この可能性について検討するためフレームとばねとで橋及び地盤をモデル化し、橋脚基礎部に位相差を考慮した地震波を入力して、入力位相差に関するパラメータスタディを主体に免震橋での入力位相差による影響の検討を行なった。また同時に非免震橋においてもこの影響について検討し、特に免震橋で問題となる事柄について明らかにすることを目的とした。

2）前提条件

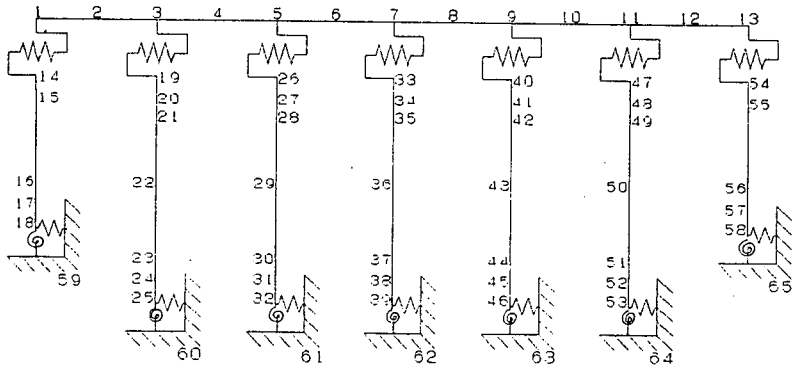
本解析では位相差を地震波が各橋脚下端部に到達する時間の差として考え、この時間差を各橋脚下端部の入力波にそれぞれ与えることによって位相差を考慮した。伝播速度としてせん断波速度Ｖｓをとり、位相差が最も大きくなる場合である水平入射とした。

加振方向は、橋軸方向とした。

モデルとしては、ガイドラインのモデルを基本とし位相差入力の解析上、対称条件が成り立たないため½モデルではなくフルモデルを用いた。また他の諸定数はガイドラインのモデルの値を使用し、免震装置の剛性は等価線形とした。

3）解析モデル

橋のモデルとして先の2）で述べたようなガイドラインの全長モデル（図－3.2.3、表－3.2.2、3.2.3）を用いた。また免震装置の減衰は、係数 0.2 としてモデル化した。このモデルの固有値を以下に示す。



図－3.2.3　骨組構造モデル

免震装置無し	橋軸方向1次モード：	1.23 Hz
	橋軸方向2次モード：	6.09 Hz
免震装置有り	橋軸方向1次モード：	0.57 Hz
	橋軸方向2次モード：	2.78 Hz

表－3.2.2　モデルの節点重量

節点No	X座標 (m)	Z座標 (m)	重量 (tf)	節点No	X座標 (m)	Z座標 (m)	重量 (tf)
1	-105.0	0.0	180.338	34	0.0	-0.826	104.652
2	-87.5	0.0	360.675	35	0.0	-2.0	0.0
3	-70.0	0.0	360.675	36	0.0	-8.5	203.125
4	-52.5	0.0	360.675	37	0.0	-15.0	0.0
5	-35.0	0.0	360.675	38	0.0	-16.377	357.604
6	-17.5	0.0	360.675	39	0.0	-17.5	0.0
7	0.0	0.0	360.675	40	35.0	0.0	0.0
8	17.5	0.0	360.675	41	35.0	-0.826	104.652
9	35.0	0.0	360.675	42	35.0	-2.0	0.0
10	52.5	0.0	360.675	43	35.0	-8.5	203.125
11	70.0	0.0	360.675	44	35.0	-15.0	0.0
12	87.5	0.0	360.675	45	35.0	-16.377	357.604
13	105.0	0.0	180.338	46	35.0	-17.5	0.0
14	-105.0	0.0	0.0	47	70.0	0.0	0.0
15	-105.0	-1.276	175.316	48	70.0	-0.826	104.652
16	-105.0	-4.5	0.0	49	70.0	-2.0	0.0
17	-105.0	-5.039	134.695	50	70.0	-8.5	203.125
18	-105.0	-5.5	0.0	51	70.0	-15.0	0.0
19	-70.0	0.0	0.0	52	70.0	-16.377	357.604
20	-70.0	-0.826	104.652	53	70.0	-17.5	0.0
21	-70.0	-2.0	0.0	54	105.0	0.0	0.0
22	-70.0	-8.5	203.125	55	105.0	-1.276	175.316
23	-70.0	-15.0	0.0	56	105.0	-4.5	0.0
24	-70.0	-16.377	357.604	57	105.0	-5.039	134.695
25	-70.0	-17.5	0.0	58	105.0	-5.5	0.0
26	-35.0	0.0	0.0	59	-105.0	-5.5	∞
27	-35.0	-0.826	104.652	60	-70.0	-17.5	∞
28	-35.0	-2.0	0.0	61	-35.0	-17.5	∞
29	-35.0	-8.5	203.125	62	0.0	-17.5	∞
30	-35.0	-15.0	0.0	63	35.0	-17.5	∞
31	-35.0	-16.377	357.604	64	70.0	-17.5	∞
32	-35.0	-17.5	0.0	65	105.0	-5.5	∞
33	0.0	0.0	0.0				

表－3.2.3　モデルの部材剛性

部材	断面2次モーメント I (m⁴)	水平バネ定数 K_H (tf/m)	部材	断面2次モーメント I (m⁴)	水平バネ定数 K_H (tf/m)	回転バネ定数 K_θ (tf·m/rad)
1,2	6.37	断面積 (m²)	9,40		1.450×10^{3}	
2,3	6.37		40,41	∞		
3,4	6.37		41,42	∞		
4,5	6.37		42,43	1.297		
5,6	6.37		43,44	1.297		
6,7	6.37		44,45	∞		
7,8	6.37		45,46	∞		
9,10	6.37		11,47		1.450×10^{3}	
10,11	6.37		47,48	∞		
11,12	6.37		48,49	∞		
12,13	6.37		49,50	1.297		
1,14		7.34×10^{2}	50,51	1.297		
14,15	0.205		51,52	∞		
15,16	0.205		52,53	∞		
16,17	∞		13,54		7.34×10^{2}	
17,18	∞		54,55	0.205		
3,19		1.450×10^{3}	55,56	0.205		
19,20	∞		56,57	∞		
20,21	∞		57,58	∞		
21,22	1.297		18,59		1.34×10^{5}	1.01×10^{6}
22,23	1.297		25,60		1.41×10^{5}	2.26×10^{6}
23,24	∞		32,61		1.41×10^{5}	2.26×10^{6}
24,25	∞		39,62		1.41×10^{5}	2.26×10^{6}
5,26		1.450×10^{3}	46,63		1.41×10^{5}	2.26×10^{6}
26,27	∞		53,64		1.41×10^{5}	2.26×10^{6}
27,28	∞		58,65		1.34×10^{5}	1.01×10^{6}
28,29	1.297					
29,30	1.297					
30,31	∞					
31,32	∞					
7,33		1.450×10^{3}				
33,34	∞					
34,35	∞					
35,36	1.297					
36,37	1.297					
37,38	∞					
38,39	∞					

表－3.2.4　応答解析ケース

免震装置 ＼ 位相差	無　し	有　り		
		Vs	1／2Vs	1／4Vs
無　し	CASE1	CASE3	———	———
有　り	CASE2	CASE4	CASE5	CASE6

Vs＝200m／s

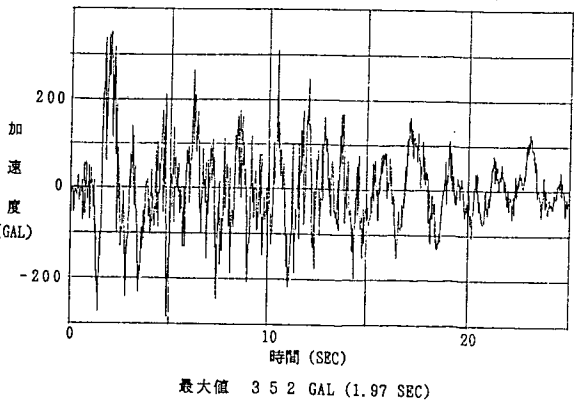
橋軸方向1次モードは橋脚、上部構すべてが同位相に変形するモードである。

橋軸方向2次モードは逆対称モードである。

応答解析ケースとしては、表－3.2.4に示すように免震装置の有無、位相差の有無及び大きさに関する6つのケースについて計算を行なった。

位相差の基準としてVs＝200 m/s をとり、位相差の大きい場合として½Vs、¼Vsをとった。

入力地震波は図－3.2.4に示した加速度波形 LEVEL-2:KAIHOKU を持つ地震波である。入力方向は地



図－3.2.4　入力地震波

盤部分の若い節点番号（No.59：左側）の方向から、水平方向の入力とした。

4）使用解析コード

ＭＳＣ／ＮＡＳＴＲＡＮを用い、直接積分法による時刻歴解析を行った。

5）結果

i）最大変位、最大応答加速度、最大断面力の位相差による影響

表－3.2.5、3.2.6は免震装置相対変位および上部構の地盤に対する最大変位一覧を示す。表－3.2.7、3.2.8は上部構および橋脚天端部応答加速度の最大値、表－3.2.9は橋脚付根部での最大曲げモーメント、表－3.2.10は上部構の最大軸力の値の一覧を示す。

これらの最大値は両端部2点および中央部1点について示したものである。（　）の値はその数値が得られた時刻である。図－3.2.5～3.2.10は、各値を位相差の大きさに対して図示したものである。

a．免震装置の最大相対変位

表－3.2.5、図－3.2.5に免震装置の最大相対変位を示す。

両端部では、位相差を考慮すると相対変位が増え、さらに位相差に付随して増えている。

中央部では位相差の考慮によって相対変位は減少するが、さらに位相差を大きくすると逆に増えている。

両端部の免震装置の相対変位が入力位相差の考慮によって増加する原因として以下の事柄が考えられる。

①橋脚－免震装置系の水平ばね定数においては、免震装置のばね定数に比べて橋脚のばね定数が剛であるので免震装置でほぼ決まる。この免震装置のばね定数が両端部より中央部で大きいので、橋脚－免震装置系の水平ばね定数は、中央部での値が両端部に比べて大きい。

②したがって同一位相入力の場合、中央部橋脚が主に地震荷重を負担する。

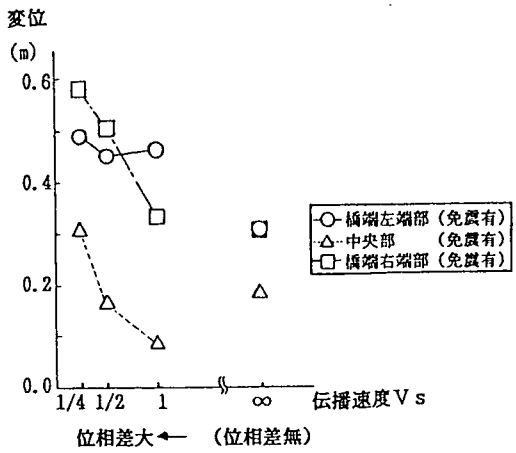
③入力位相差のある場合は同一位相入力と異なり各免震装置が受け持つ地震荷重の方向、大きさに夫々相違がある。

④入力位相差がある場合、全免震装置が揃って地震荷重を負担しなくなるので、同一位相では主体でなかった両端部の免震装置も地震荷重を受け持つために、それらの相対変位が大きくなったと考えられる。

表－3.2.5　免震装置の相対変位最大値[m(sec)]

位相差	No.1-14（左端）	No.7-33（中央部）	No.13-54（右端）
無	-0.305 (2.46)	-0.186 (2.50)	-0.305 (2.46)
Vs	-0.460 (2.87)	-0.088 (3.10)	0.329 (3.68)
1/2 Vs	-0.448 (3.52)	0.164 (3.04)	0.509 (4.04)
1/4 Vs	0.490 (1.91)	0.310 (3.92)	0.582 (5.85)

()内は発生時刻



図－3.2.5　免震装置の最大相対変位

b．上部構最大応答変位

表－3.2.6、図－3.2.6に上部構の地盤に対する最大相対変位を示す。

免震装置が無い場合には位相差を考慮することにより変位は増加する。

免震装置が有る場合には位相差を考慮、増加させると両端部では変位は増加するが、前項と同様に中央部での傾向は明確でない。

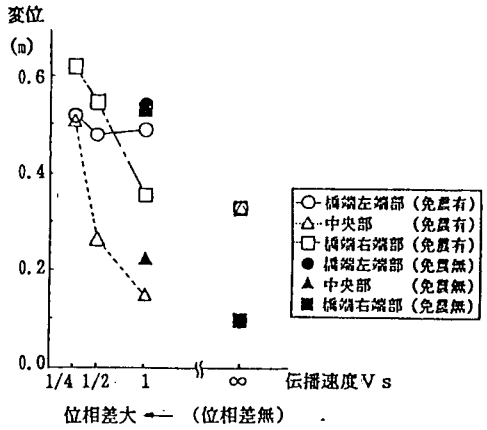
免震装置のばね定数に比べ橋脚のばね定数が大きいため、上部構最大応答変位は免震装置最大変位に支配される。したがって上記の入力位相差による上部構最大応答変位依存性傾向の理由は前項で述べた理由と同じである。

表－3.2.6　上部構の地盤に対する最大相対変位

[m(sec)]

免震	位相差	No.1 (左端)	No.7 (中央部)	No.13 (右端)
無	無	-0.097 (2.05)	-0.092 (2.06)	-0.097 (2.05)
無	Vs	-0.541(14.07)	0.225 (2.50)	0.530(14.07)
有	無	-0.327 (2.47)	-0.330 (2.47)	-0.327 (2.47)
有	Vs	-0.490 (2.86)	-0.151 (3.04)	0.353 (3.69)
有	1/2 Vs	-0.477 (3.51)	0.261 (3.01)	0.542 (4.03)
有	1/4 Vs	0.522 (1.90)	0.512 (3.87)	0.619 (5.85)

()内は発生時刻



図－3.2.6　上部構の地盤に対する最大相対変位

c．上部構最大応答加速度

表－3.2.7、図－3.2.7に上部構最大応答加速度を示す。

免震装置の有る場合、無い場合ともに位相差を考慮、増加させると加速度は減少している。

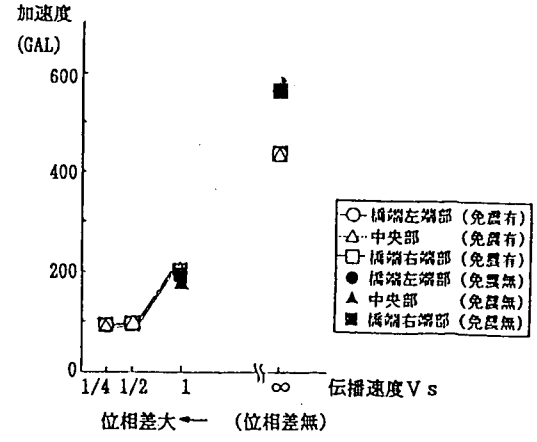
免震装置が無い場合は、位相差入力によって各橋脚から上部構に入る各点での相異なる変位を同一になるように上部構が拘束するために上部構の応答加速度が低減する、いわゆる入力損失効果によると考えられる。

一方免震装置が有る場合には、免震装置の剛性が上部構軸方向剛性に比べて非常に小さいため位相差の影響が除かれ、上部構の各節点でほぼ同じ加速度となっている。

表－3.2.7　上部構での最大応答加速度[GAL]

免震	位相差	No.1 (左端)	No.7 (中央部)	No.13 (右端)
無	無	564.5 (2.03)	569.4 (2.03)	564.5 (2.03)
無	Vs	200.1 (2.06)	180.1 (6.46)	196.4 (2.92)
有	無	442.5 (2.40)	442.7 (2.38)	442.5 (2.40)
有	Vs	-210.5 (3.83)	-210.3 (3.84)	-210.1 (3.84)
有	1/2 Vs	92.8 (2.53)	93.5 (2.53)	94.7 (2.51)
有	1/4 Vs	94.7 (2.58)	94.4 (2.58)	94.3 (2.59)

()内は発生時刻



図－3.2.7　上部構最大応答加速度

d．橋脚天端部構最大応答加速度

表－3.2.8、図－3.2.8に橋脚天端部最大応答加速度を示す。

免震装置の無い場合では入力位相差考慮により加速度は大きく減少する。

免震装置の有る場合では入力位相差の考慮、増加によって加速度はほとんど変わらない。

免震装置の有無でこのように天端部応答加速度が変化する理由は、以下のように考えられる。

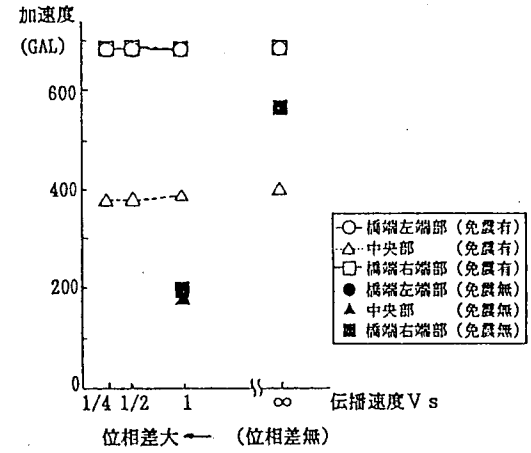
免震装置無しで天端部加速度が入力位相差により低下するのは、天端と上部構は水平方向には剛結合されているので、前記c．で述べたのと同じ入力損失効果によると考えられる。

免震装置有りの場合では、免震装置の振動絶縁効果により上部構と橋脚との相互作用がなくなるため位相差にかかわらず天端の応答加速度は変化しなくなる。

表－3.2.8　橋脚天端での最大応答加速度[GAL]

免震	位相差	No.14 (左端)	No.33 (中央部)	No.54 (右端)
無	無	564.5 (2.03)	569.4 (2.03)	564.5 (2.03)
無	Vs	200.1 (2.06)	180.1 (6.46)	196.4 (2.92)
有	無	-683.3 (0.06)	408.2 (2.25)	-683.3 (0.06)
有	Vs	-684.1 (0.06)	-393.3 (0.57)	-686.8 (1.03)
有	1/2 Vs	-684.1 (0.06)	-382.4 (1.05)	-684.5 (2.00)
有	1/4 Vs	-684.1 (0.06)	-384.9 (2.03)	-680.9 (3.93)

()内は発生時刻



図－3.2.8　橋脚天端最大応答加速度

e．橋脚付根部最大曲げモーメント、上部構最大軸力

表－3.2.9、3.2.10、図－3.2.9、3.2.10に橋脚付根部最大曲げモーメント、上部構最大軸力を示す。

免震装置が無い場合では位相差考慮により値は増加する。

免震装置が有る場合でも位相差の増加によって断面力が増加する傾向にある。また中央部の橋脚付根部曲げモーメント及び上部構軸力の値が両端部に比べて大きくなっている。

位相差を考慮することにより応答値が大きくなるのは、前記c．で述べた入力損失効果と考えられる。

すなわち入力位相差が大きくなるほど各橋脚点における上部構での変位の差は大きくなるので、これを同一とするように拘束するための力も大きくなり、そのため橋脚付根部曲げモーメント、上部構軸力が増加したと考えられる。免震装置有りでこの増加が小さいのは上記d．で説明したのと同様に免震装置の振動絶縁効果によると考えられる。

ii）時刻歴波形

各解析ケースについての応答加速度及び免震装置相対変位の計算結果の代表例（位相差Ｖｓで免震装置が無い場合〔ＣＡＳＥ2〕と有る場合〔ＣＡＳＥ4〕、免震装置が有る場合で位相差が大きい1/4Ｖｓの場合〔ＣＡＳＥ6〕の3ケース）を図－3.2.11～3.2.16に示す。

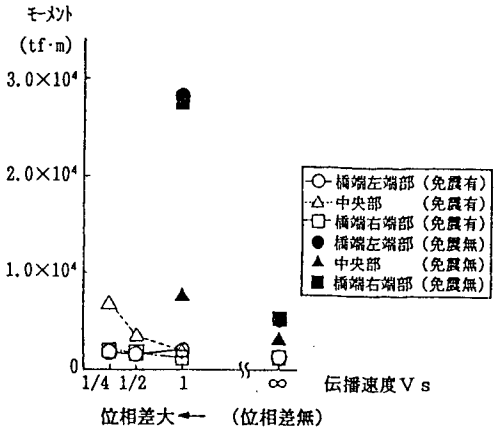
図は横軸に時間(sec)、縦軸に応答加速度では加速度(GAL)、相対変位では変位(m)をそれぞれとった。

表－3.2.9　橋脚付根部での最大曲げモーメント

[tf・m(sec)]

免震	位相差	No.18（左端）	No.39（中央部）	No.58（右端）
無	無	-5.140×10^{3} (2.03)	-3.377×10^{3} (2.03)	-5.140×10^{3} (2.03)
無	Vs	-2.837×10^{4} (14.07)	7.833×10^{3} (2.49)	2.780×10^{4} (14.32)
有	無	-1.296×10^{3} (2.34)	-5.260×10^{3} (2.41)	-1.296×10^{3} (2.34)
有	Vs	-1.726×10^{3} (2.75)	-2.350×10^{3} (3.01)	1.321×10^{3} (3.60)
有	1/2 Vs	-1.648×10^{3} (3.36)	3.468×10^{3} (2.91)	1.755×10^{3} (4.11)
有	1/4 Vs	1.769×10^{3} (1.84)	7.054×10^{3} (3.83)	2.099×10^{3} (5.75)

()内は発生時刻

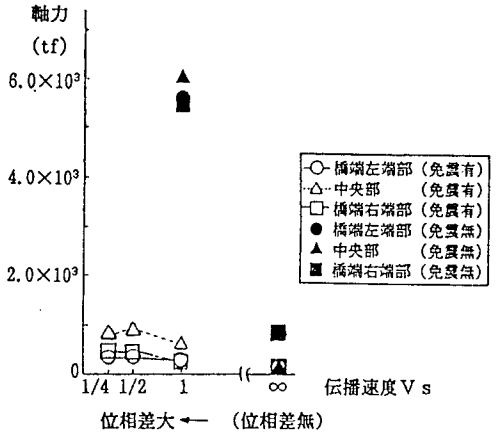


図－3.2.9　橋脚付根部最大曲げモーメント

表－3.2.10　上部構での橋軸方向最大軸力[tf•m(sec)]

免震	位相差	No.1-2（左端）	No.7-8（中央部）	No.12-13（右端）
無	無	-8.555×10^{2} (2.04)	4.661×10 (2.03)	8.555×10^{2} (2.04)
無	Vs	-5.601×10^{3} (14.08)	-6.053×10^{3} (2.98)	-5.509×10^{3} (14.28)
有	無	-1.622×10^{2} (2.37)	-6.559×10 (2.45)	1.622×10^{2} (2.37)
有	Vs	-3.167×10^{2} (2.79)	-6.551×10^{2} (2.93)	-2.261×10^{2} (3.45)
有	1/2 Vs	-3.342×10^{2} (3.48)	-9.277×10^{2} (3.63)	-3.911×10^{2} (3.94)
有	1/4 Vs	3.621×10^{2} (1.86)	-8.569×10^{2} (4.92)	-4.371×10^{2} (5.79)

()内は発生時刻



図－3.2.10　上部構での橋軸方向最大軸力

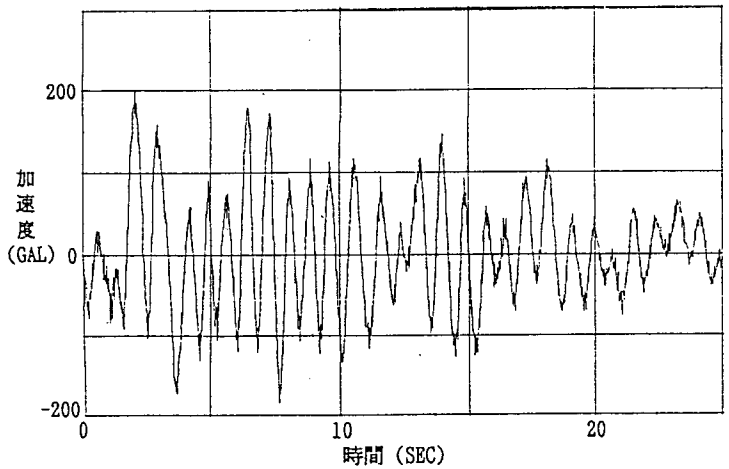
a．免震装置の効果

免震装置がある場合（位相差Ｖｓ〔ＣＡＳＥ４〕：図－3.2.13、3.2.14、位相差 1/4Ｖｓ〔ＣＡＳＥ６〕：図－3.2.15、3.2.16）では、橋脚天端部の応答加速度波形に対して上部構の応答加速度波形で高周波成分が消えており、免震装置が高周波成分をかなり吸収していることが分かる。

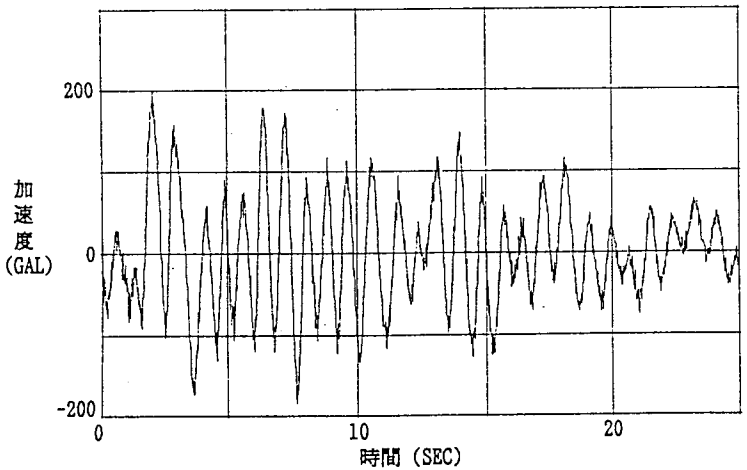
b．位相差の影響

免震装置無し（ＣＡＳＥ２：図－3.2.11、3.2.12）では、上部構および天端部応答加速度波形が左右両端部で位相差が無い場合に殆ど同一であるのに対して、位相差Ｖｓの場合には異なる。

免震装置がある場合（ＣＡＳＥ４：図－3.2.13、3.2.14）、橋脚天端部の応答波形において位相差による節点入力間の遅れがはっきり分かる。また免震装置の相対変位にもこの影響が認められる。一方上部構では節点間での違いが認められず、免震装置によって上部構に位相差の影響が伝達されないことが分かる。

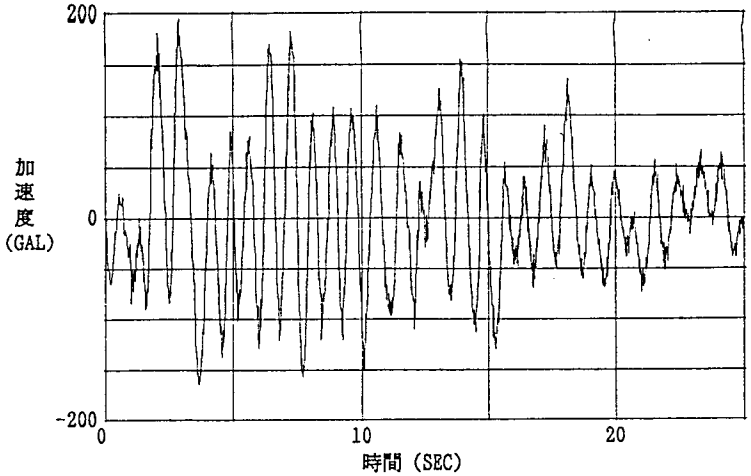


(a) 節点 No.1 (上部構) :応答加速度

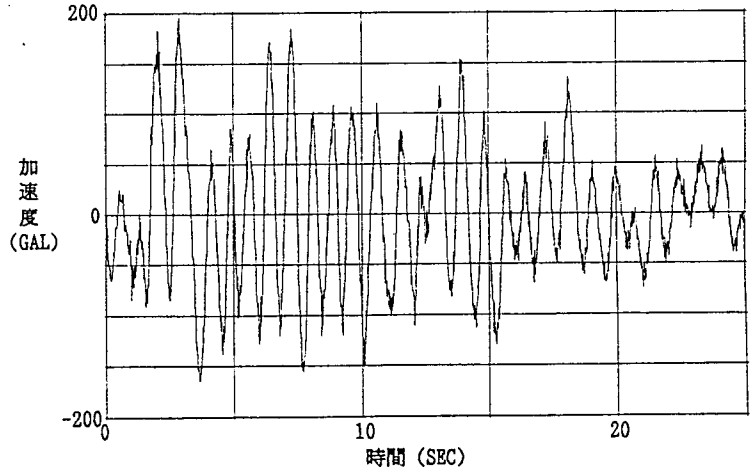


(b) 節点 No.14 (橋脚天端部) :応答加速度

図－3.2.11 時刻歴波形：ＣＡＳＥ２（免震装置：無　位相差：Ｖｓ）
橋端部　左端

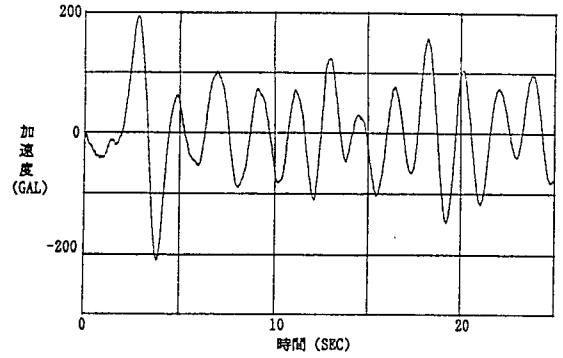


(a) 節点 No.13 (上部構) :応答加速度

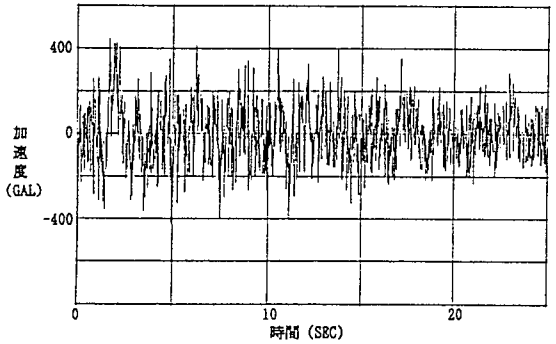


(b) 節点 No.54 (橋脚天端部) :応答加速度

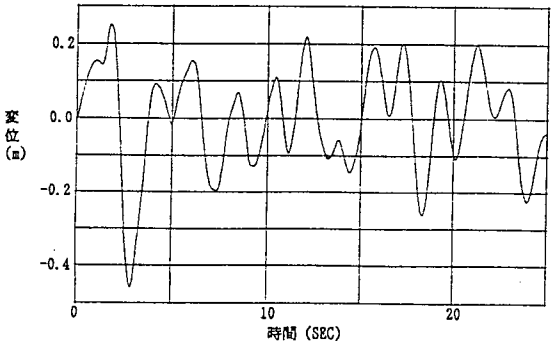
図－3.2.12 時刻歴波形：ＣＡＳＥ２（免震装置：無　位相差：Ｖｓ）
橋端部　右端



(a) 節点 No.1 (上部構) :応答加速度

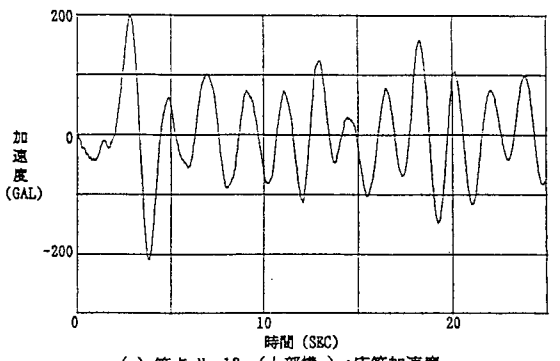


(b) 節点 No.14 (橋脚天端部) :応答加速度

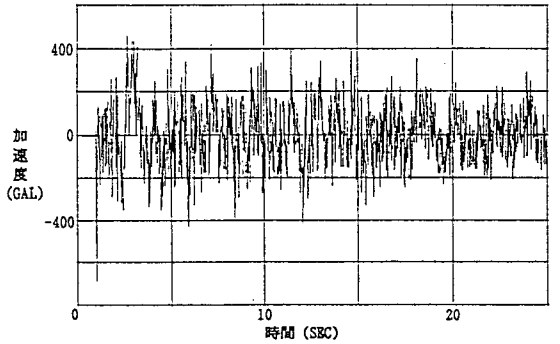


(c) 節点 No.1-14 (免震装置アイソレータ部) :相対変位

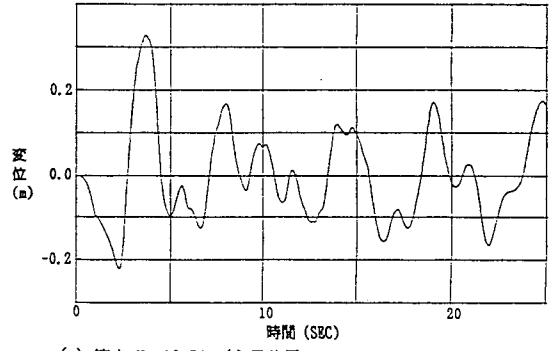
図－3.2.13 時刻歴波形：ＣＡＳＥ４（免震装置：有　位相差：Ｖｓ）
橋端部　左端



(a) 節点 No.13 (上部構) :応答加速度

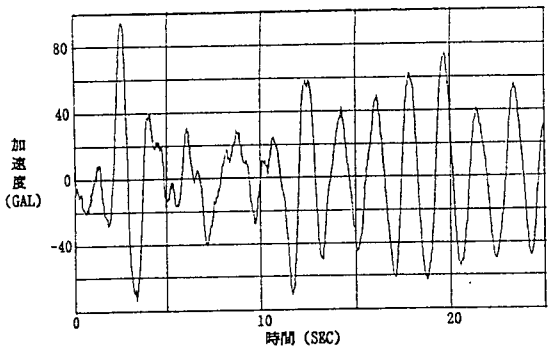


(b) 節点 No.54 (橋脚天端部) :応答加速度

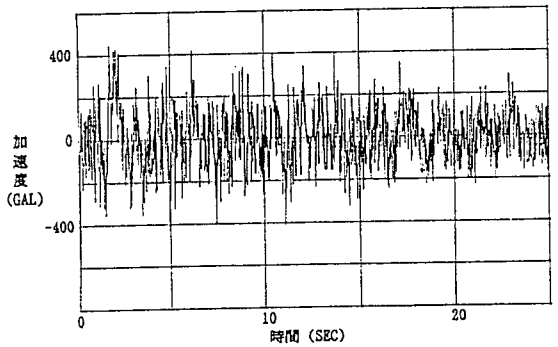


(c) 節点 No.13-54 (免震装置アイソレータ部) :相対変位

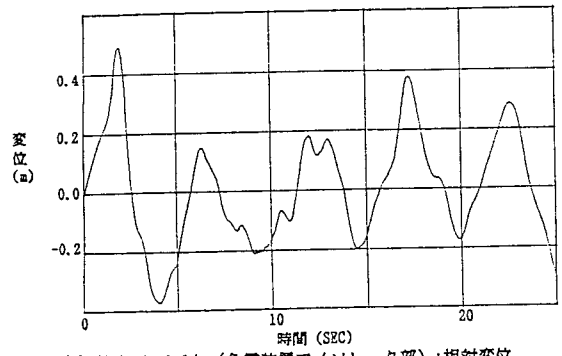
図－3.2.14 時刻歴波形：ＣＡＳＥ４（免震装置：有　位相差：Ｖｓ）
橋端部　右端



(a) 節点 No.1 （上部構）:応答加速度

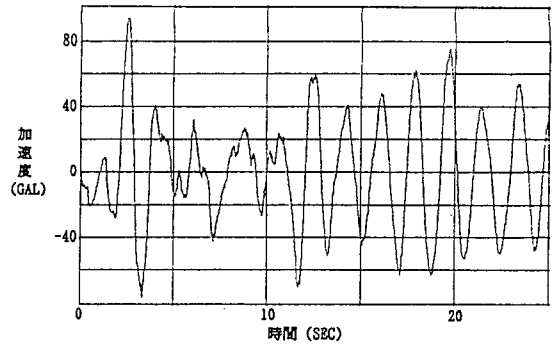


(b) 節点 No.14 （橋脚天端部）:応答加速度

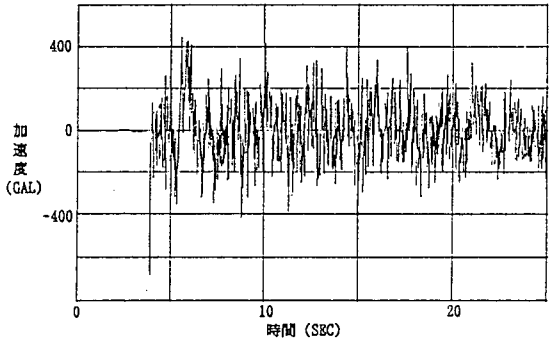


(c) 節点 No.1-14 （免震装置アイソレータ部）:相対変位

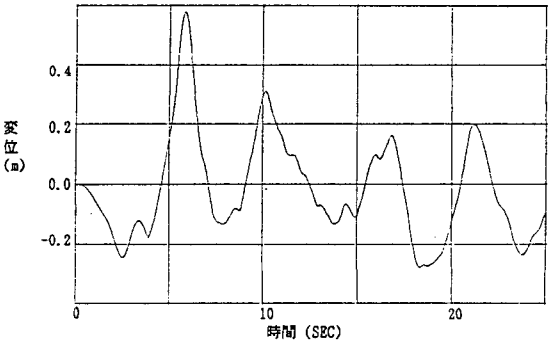
図－3.2.15 時刻歴波形：ＣＡＳＥ６（免震装置：有 位相差： 1/4Ｖｓ）
橋端部 左端



(a) 節点 No.13 （上部構 ）:応答加速度



(b) 節点 No.54 （橋脚天端部 ）:応答加速度



(c) 節点 No.13-54 （免震装置アイソレータ部 ）:相対変位

図－3.2.16 時刻歴波形：ＣＡＳＥ６（免震装置：有 位相差： 1/4Ｖｓ）
橋端部 右端

6）まとめ

ｉ）免震化の効果

ａ．入力位相差無しの場合

免震装置設置によって、上部構と地盤の間の最大相対変位は増加したが、上部構応答加速度、橋脚付根部曲げモーメント応答は減少、免震上の効果を示した。

ｂ．入力位相差を考慮した場合

免震装置無しでは上部構応答加速度は入力損失効果により低下するが、上部構の拘束効果によって上部構軸力及び橋脚付根部曲げモーメントは増加する。

しかし免震装置を設置するとその振動絶縁効果により上記の値が小さくなるだけでなく、増加傾向も小さくなる。

ii）設計への反映

本検討の結果、ガイドラインに基づいて設計された免震橋においては、位相差を考慮すると以下のような応答の変化があった。

ａ．免震装置について

① 端部の上部構と地盤の相対変位が大きくなる。

② 端部の免震装置の荷重が増加する。

ｂ．断面力について

① 端部橋脚の曲げモーメントが増加する。

② 両端部の上部構軸力が増加する。

したがって免震橋において位相差を考慮すると、端部橋脚・免震装置の設計条件が厳しくなることが言える。

また中央部の応答については、入力位相差を考慮することによって増大する傾向が認められるが、位相差の大きさによっては低下することもある。このことから中央部橋脚・免震装置の設計について、入力位相差によって変位、加速度、断面力を減らすことができ、免震装置の効果が得られる可能性がある。

ｂ）ＦＥＭモデルによる検討

1）検討目的

各橋脚基礎に入射する地震波が位相差を有する場合、各橋脚に同一地震波が同時入力する前提の設定では把握しきれないような断面力の集中や大きな相対変位が発生する可能性がある。ここでは、この可能性について検討するため基礎地盤を有限要素でモデル化し、地盤に地震波が斜めに入力した時に生じる橋脚基礎への位相差入力が免震橋梁の応答特性に及ぼす影響について検討する。

2）解析モデル

解析モデル概要図を図3.2.17に示す。

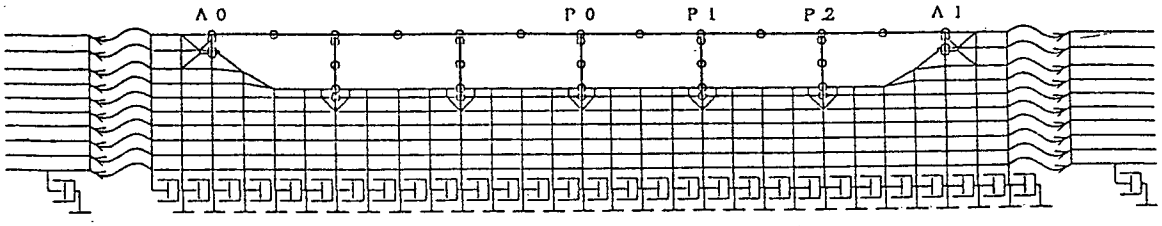


図3.2.17　解析モデル割図

(SCALE 1:0.00084)

(2)　地盤と橋脚の非線形性

a）地盤の非線形性

1）検討内容

本解析の目的は、地盤の非線形性が免震道路橋の橋脚天端および上部構造の応答加速度、応答変位に与える影響を定性的に検討することにある。したがって、地盤の非線形性が詳細に考慮できる解析モデルの検討が必要となる。1橋脚を取り出して地表時挙動に関する数値解析を実施する場合、地盤の評価に関しては大別して2種類の解析モデルがあるものと考えられる。すなわち、橋脚および上部構造を通常の梁要素で離散化するとともに、地盤の評価を水平ばね（スエイばね）と回転バネ（ロッキングばね）でモデル化する方法である。この方法は免震道路橋のガイドライン（案）に採用されており、計算時間も比較的短時間であり、簡略化されたモデルと言えよう。一方、橋脚ならびに上部構造のモデル化は簡略化されたモデルと同様であるが、地盤の評価を有限要素法の平面ひずみ要素を用いて離散化する方法がある。この方法では深度方向に変化する地盤の非線形性を考慮した解析が可能であり、また逸散減衰等を考慮した解析が可能である。すなわち、地盤の地震時挙動をより精密に解析できるという観点に立てば、詳細なモデルと言えよう。以上より、地盤の非線形性がより詳細に考慮できることより、本解析では平面ひずみ要素で地盤を評価する方法を用いた。

2）地盤の非線形性が橋脚に与える影響に関する検討

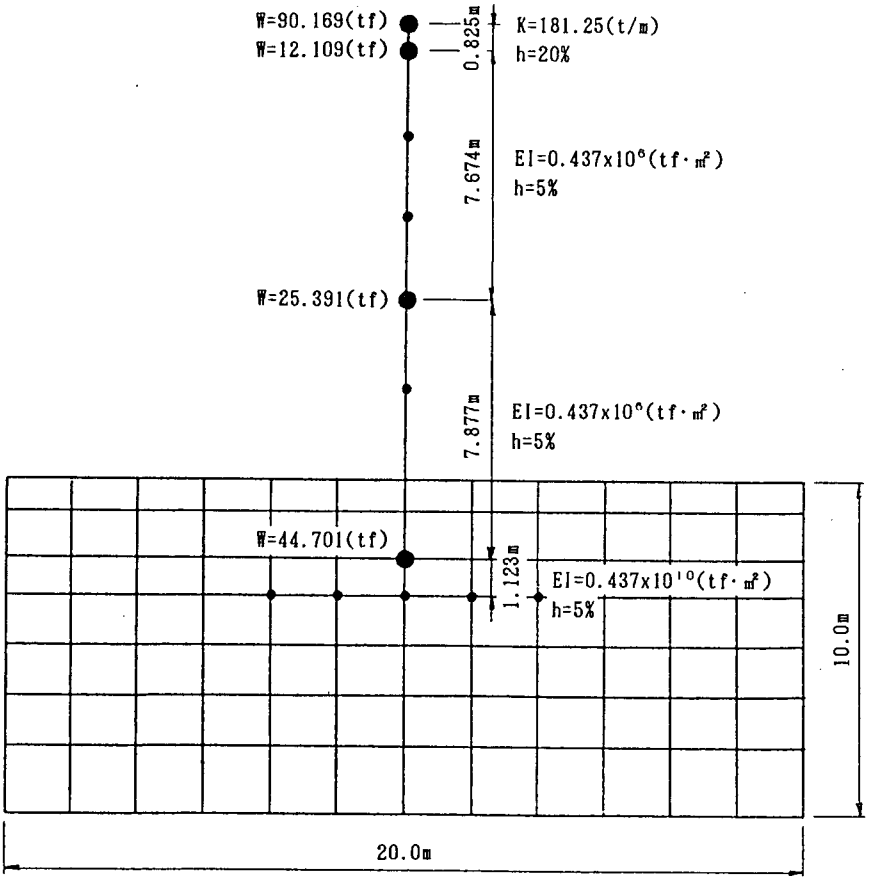
i）解析モデルと解析条件

図－3.2.18に上部構造、橋脚に関する入力定数を示すとともに要素分割を表す。この解析では等価線形化手法を用いて地盤の非線形性を考慮した。構造系に関しては線形とし、免震装置がある場合とない場合の2種類の解析を実施した。免震装置がない場合は、免震装置の剛性に大きな値を設定し、上部構造と橋脚天端が剛接合になるようモデル化した。

地盤は平面ひずみと仮定し単位奥行きを取りだした。地盤に関しては層厚10m、せん断波速度v_s＝217m/sec.、単位体積重量$\gamma=1.8tf/m^3$とした。基盤層のN値は50、せん断波速度v_s＝300 m/sec.と仮定した。地盤の非線形性を考慮するために地盤のせん断弾性係数ならびに減衰定数は図－3.2.19に示すひずみ依存性カーブを採用した。ここで初期せん断弾性係数は$G_0=(\gamma/g)v_s^2$なる関係から求めた。ここで、gは重量加速度である。

橋脚ならびにフーチングは梁要素で離散化し、フーチングは橋脚に比べて曲げ剛性に大きな値を採用、剛体挙動をするようにした。橋脚ならびに上部構造に関する曲げ剛性、免震装置の等価線形ばね定数および重量はフーチングの奥行き８ｍ当たりに関する値と考えて、ガイドライン（案）のⅠ種地盤の１橋脚に関する地震応答解析で用いられた値の１／８を用いることにより地盤との奥行き当たりの剛性ならびに重量の整合性を図った。減衰定数は免震装置がない場合は一律５％としたのに対して、免震装置がある場合は免震装置を20％、その他は５％と設定した。

下端の境界条件はエネルギー逸散減衰境界、側方はエネルギー伝達境界とした。入力地震動は図－3.2.20に示すⅠ種地盤でのレベル２に対応する波形を用いた。この波形を基盤層より入力し、その最大加速度を100, 200, 300 および400galと４種類に変化させた。



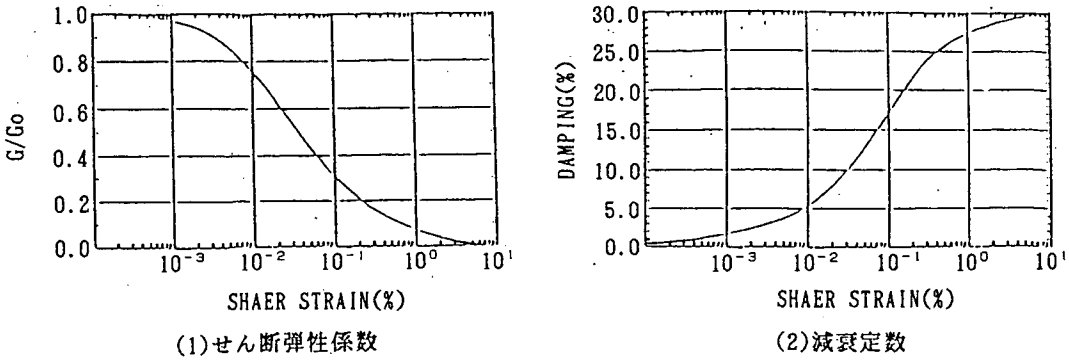
図－3.2.18　解析モデル

ii）上部構造および橋脚天端部での応答速度、応答変位

図－3.2.21に解析結果の一例として入力加速度の最大値を400galとした場合の上部構造、橋脚天端部での応答加速度、応答変位の比較を示す。この解析結果より以下のことがわかる。

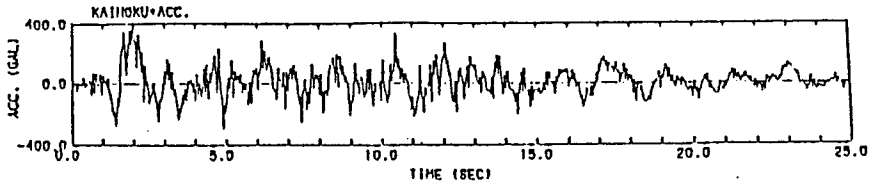
①　上部構造の応答最大加速度は、免震装置がない場合の573galに対しある場合は458galになり0.8 倍程度まで低減する。

②　上部構造の応答最大変位は、免震装置がない場合は約33cmに対しある場合は約42cmと約1.3 倍



(1)せん断弾性係数　　(2)減衰定数

図－3.2.19　ひずみ依存性カーブ



図－3.2.20　入力地震動

程度大きくなる。

③　橋脚天端部の応答最大変位は、免震装置がない場合は約31cmに対しある場合は約18cm程度であり 0.6倍程度まで低減している。これは免震装置がない場合の方が上部構造の応答加速度が大きいため、地盤に発生するひずみも大きくなる。従って、免震装置がない場合の方がある場合に比べて地盤の剛性が小さくなり、この地盤剛性の違いによるものと考えられる。

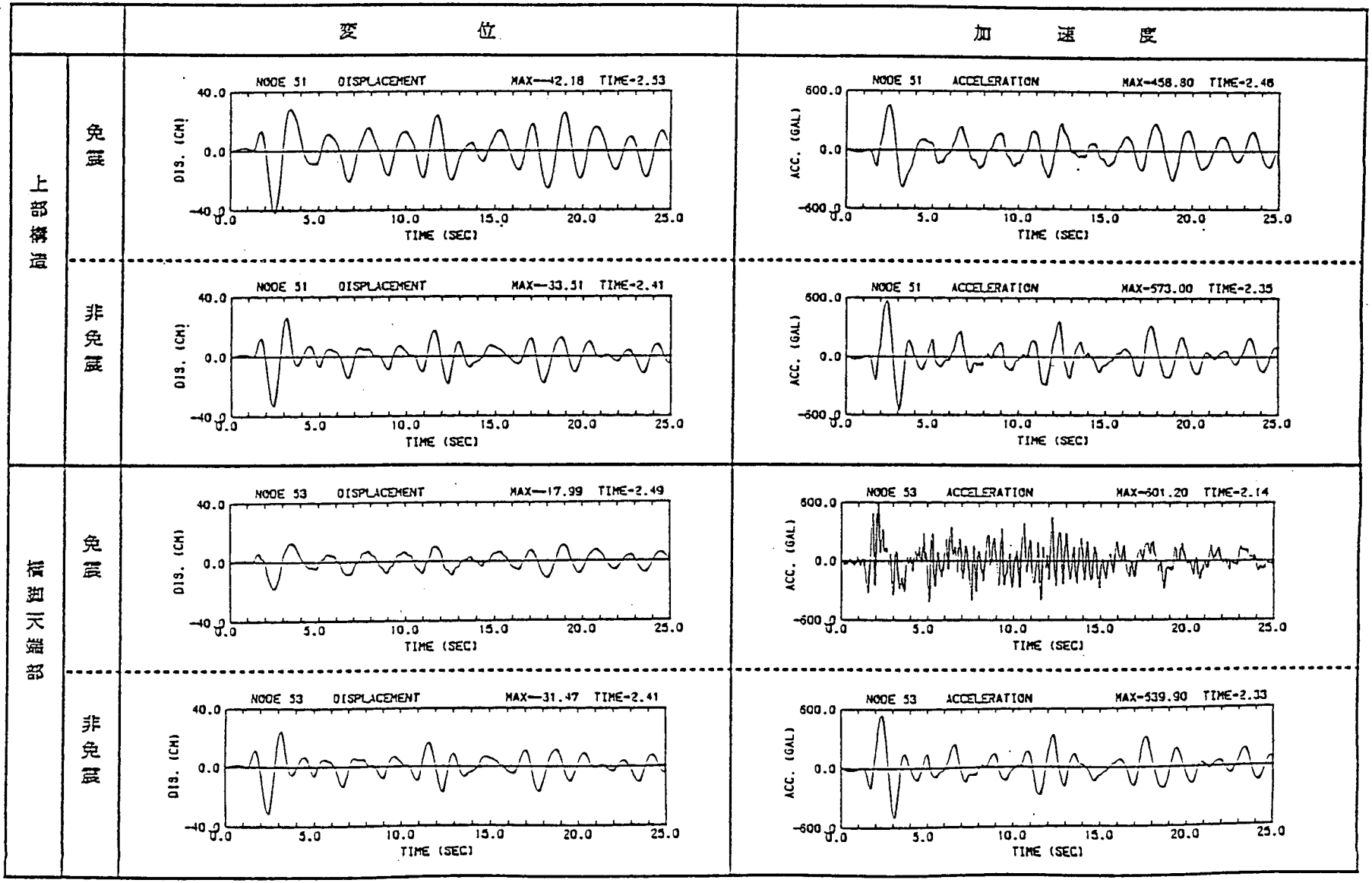
以上より、入力加速度が400galの場合は免震装置の効果により、免震装置がない場合に比較して上部構造の応答最大加速度は 0.8倍程度まで低減するのに対して、応答最大変位は 1.3倍程度まで増加することがわかった。そこで、各入力加速度レベルごとに比較したのが図－3.2.22である。この図より、以下の事が分る。

①　上部構造の応答最大変位は、免震装置がない場合に比べてある場合の方が大きく、その増加率は入力加速度の増加にともなって大きくなる。入力加速度が400galの場合は約 1.3倍である。

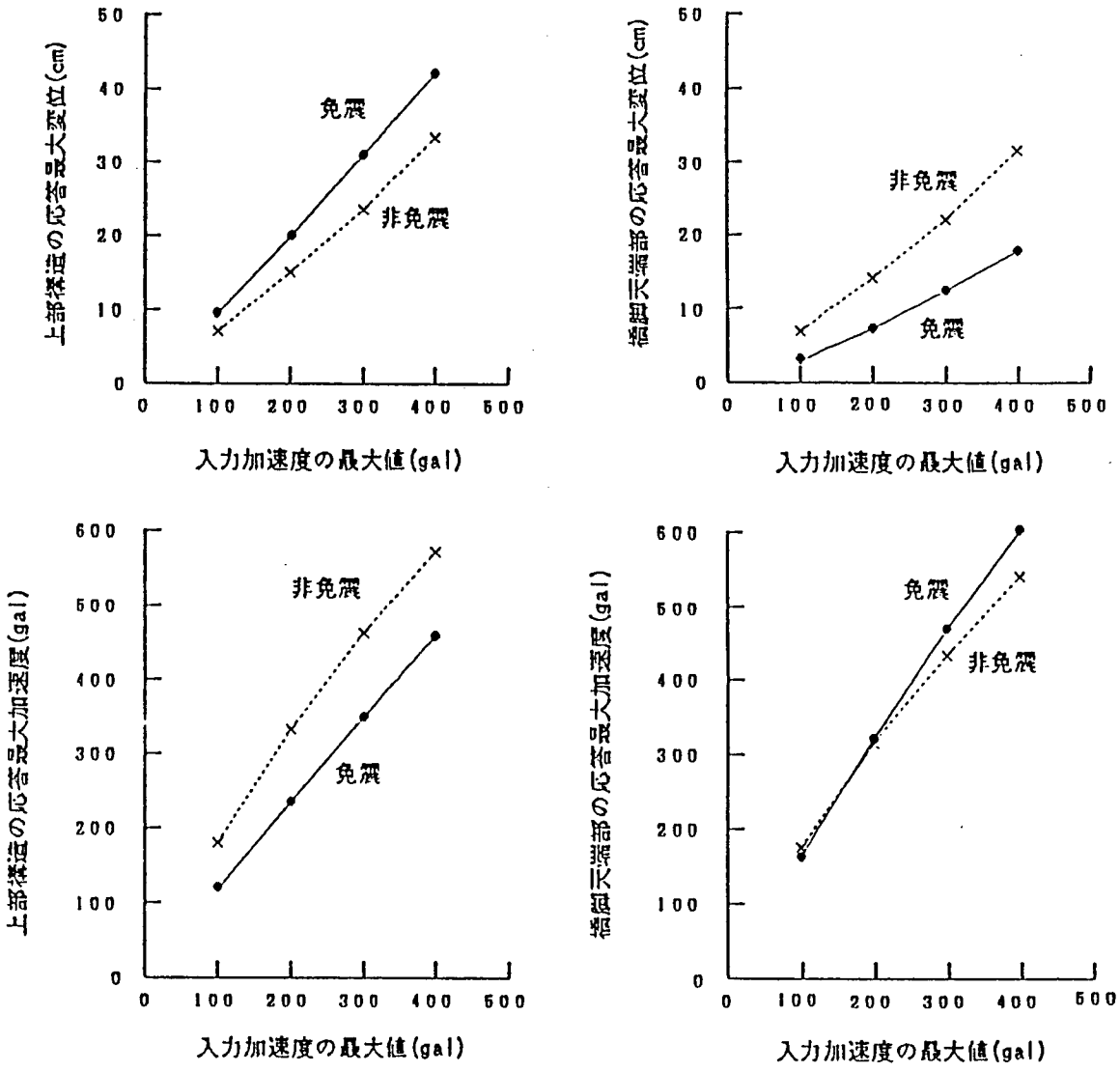
②　上部構造の応答最大加速度は、免震装置がない場合に比べてある場合の方が小さく、その低減率は入力加速度の増加にともなって大きくなる。入力加速度が400galの場合は約 0.8程度まで低減する。

③　橋脚天端部の、応答最大変位は上部構造の応答最大加速度と同様の傾向を示している。入力加速度が400galの場合、免震装置がない場合に比べて0.57倍程度まで低減している。これは、免震装置がない場合の方が地盤剛性が小さくなるためである。応答最大加速度に関しては、入力加速度が200galまでは免震装置がある場合とない場合はほぼ同じ結果が得られている。400galで免震装置がある場合の方が約１割程度高めの結果が得られている。

従って、設計で重要となる上部構造の応答加速度の免震装置による低減は２割程度であることがわかった。



図－3.2.21　応答変位加速度波形の比較（最大入力加速度400galの場合）



図－3.2.22　入力加速度の違いによる応答変位、応答加速度の比較

3）まとめ

地盤の非線形性が免震道路橋の橋脚天端および上部構造の応答加速度、応答変位に与える影響を検討することを目的として、1橋脚を取り出して数値解析を実施した。その結果、上部構造に関しては免震装置がない場合に比較して応答最大加速度は、入力加速度が400galでは 0.8倍程度まで低減するのに対して、応答最大変位は 1.3倍程度まで増加した。橋脚天端部の応答最大変位は、免震装置がない場合に比較して入力加速度が400galでは 0.6倍程度まで低減した。これは、免震装置がない場合の方がある場合に比べて地盤の剛性が小さくなり、この地盤剛性の違いによるものと考えられる。

b）橋脚の非線形性

1）検討内容

橋脚の非線形性が免震橋梁の動的挙動に及ぼす影響を時刻歴応答解析を行って検討した。ここでは、橋脚の非線形性を入力地震動が大きくなることによって橋脚の剛性が低下、エネルギー吸収が増加する

ことと考えて検討した。

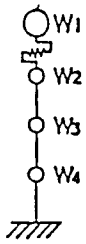
免震橋梁への地盤からの入力地震動が大きくなるにつれて最初に免震装置が降伏変位を越えて非線形特性を示し、さらに入力地震動が大きくなると鉄筋コンクリート橋脚が降伏し始め、トリリニヤーの履歴特性に従い橋脚の非線形性が大きくなる事が考えられる。このように免震装置、橋脚といった非線形特性を示す材料を2つ有している免震橋梁では、地震時の挙動が複雑になることが予想される。そこで、免震橋梁における免震装置、橋脚の2つの非線形性に着目して橋脚頂部、上部構造の応答性状、最大応答値、応答倍率などから系全体の非線形性による応答への影響について検討した。

2）解析方法

i）解析モデル

解析に用いるバネ－質点系モデルは表－3.2.11に示す免震橋梁に対応した基礎固定4質点モデルである。

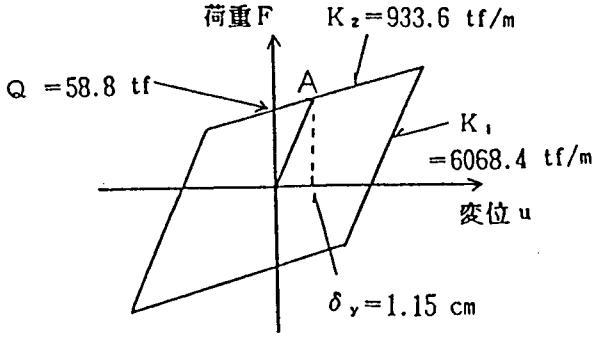
表－3.2.11　解析モデル

解析モデル	質点NO.	重量W(t)	質点座標
	1	721.4	17.5
	2	113.0	16.67
	3	236.9	9.00
	4	417.1	1.12
	固定端		0.00

ii）非線形バネ特性

（a）免震装置

免震装置の履歴特性は一般にバイリヤーと呼ばれる図3.2.23に示すタイプである。この履歴特性は降伏点Aまでは比較的大きな剛性K1で線形挙動をしめすがAを越えた時点で剛性がK2と小さくなり除荷にたいしては最初K1となりその後は図の様な履歴特性となる。

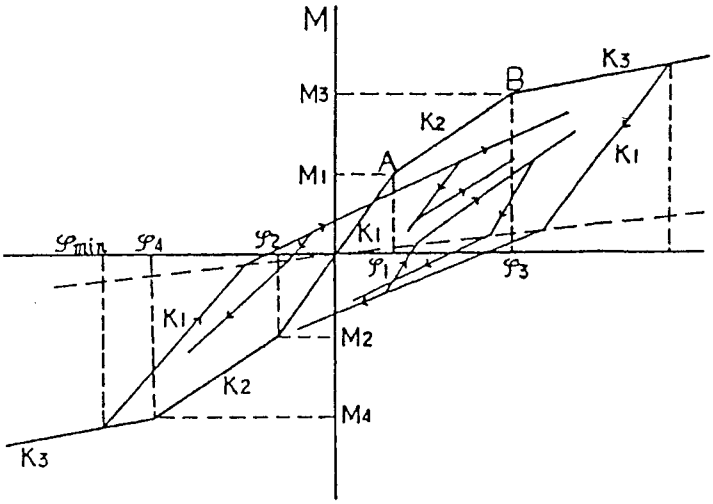


図－3.2.23　免震装置の履歴特性

（b）橋脚のM－φ履歴

橋脚は図－3.2.24に示すような、RCの一般的履歴特性と考えられるトリリニヤーの特性を有するものとする。この特性はひび割れの発生する第一降伏点Aまではコンクリートと鉄筋が一体となって挙動する線形範囲であり、その後、第二降伏点Bで鉄筋が降伏するまで、鉄筋コンクリートとしての挙動を示す。第二降伏点以降は鉄筋降伏により、剛性がさらに小さくなるといったものである。

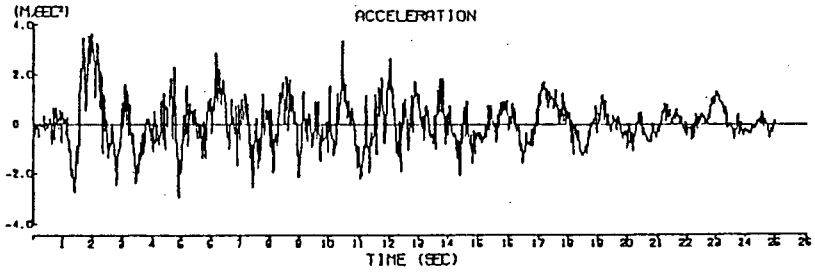
i	ϕ i(1/m)	Mi(t.m)	Ki(t)
1	7.76E-5	1.23E3	1.57E7
2	-7.76E-5	-1.23E3	3.71E6
3	7.84E-4	3.85E3	1.83E5
4	-7.84E-4	-3.85E3	



図－3.2.24　ＲＣ橋脚の非線形特性

iii）入力波形

本解析においては、図－3.2.25に示すＩ種地盤でのレベル２に対応する時刻歴波形を基本波とし、この入力加速度を相似的に変化させて入力レベルを小さいものからレベル２のこの大きさまでにする過程での応答の変化を検討した。



図－3.2.25　入力地震波の基本波

iv）解析ケース

本解析では免震橋梁における橋脚線形と橋脚非線形の表－3.2.12に示す２ケースについて検討している。

表－3.2.12　解析ケース

橋脚＼免震装置	免震装置非線形(ﾊﾞｲﾘﾆﾔｰ)
橋脚線形　M　K=1.57E7　φ	CASE 1
橋脚非線形　M　K3=1.83E5　K2=3.71E6　K1=1.57E7　φ	CASE 2

3）解析結果及び考察

免震橋梁の１橋脚を基礎固定のモデルで考えた場合、免震装置をバイリニヤーの履歴特性を有する非線形バネと考えて橋脚を線形としてモデル化した系とトリリニヤーの履歴特性を有する非線形モデルとした系の比較を行い系全体としての非線形特性の差異が入力地震の大きさに

よってどう変化するかについて検討した。

ｉ）入力最大加速度を変化させた場合の最大応答値

(a) レベル２相当入力に対する上部構造の最大応答に関する検討

入力地震動の大きさを0.1m/sec2 から3.6m/sec2 まで変化させた場合各々の入力に対する橋脚非線形のモデル、橋脚線形のモデルについて橋脚頂部の最大変位、上部構造の最大変位、最大加速度応答を表わしたものが表－3.2.13である。

この表よりレベル２相当最大加速度3.6m/sec² の入力地震動の場合、上部構造の最大応答値は橋脚非線形のモデルが橋脚線形のモデルに対して最大変位応答においては39.3mmの増加、最大加速度応答においては0.59m/sec²の減少となっておりこの値はどちらも橋脚線形のモデルの最大応答値の約13％に相当する。

今、系全体の非線形が大きくなる程度を同一入力に対する上部構造の最大加速度応答の減少、最大変位応答の増加の量と考えれば、上記の結果よりレベル2 相当の入力に対しては橋脚と免震装置両方が非線形性を示すモデルの方が免震装置のみに非線形性が集中するモデルよりも系全体の非線形性は大きくなると考えられる。

(b) 入力地震動を大きくした場合の最大応答倍率に関する検討

次に上述の橋脚非線形のモデルの橋脚線形のモデルに対する系全体の非線形性の増加量が入力地震動の大きさに伴ってどの様に変化するかを検討した。検討にあたっては、非線形の大小を一定尺度で評価するために表－3.2.13の最大応答値を入力地震動の最大加速度で割りこれを最大加速度応答倍率、最大変位応答倍率と呼んで1.0m/sec²(100gal) 入力当りの最大応答値として評価した。

図－3.2.26は最大加速度応答倍率について、図－3.2.27は最大変位応答倍率について入力最大加速度を横軸にとって表わしたものである。これらの図から入力最大加速度1.0m/sec² 以下では橋脚線形のモデルも橋脚非線形のモデルも応答倍率の差はほとんどないが、これ以上の入力に対しては橋脚非線形なものが橋脚線形な場合に比べて最大加速度応答倍率の低下が徐々に大きくなり、最大変位応答倍率の増加が徐々に大きくなる傾向にある。また入力最大加速度が3.0m/sec² 以上ではこれらの傾向が一層強くなることがわかる。これは、後で述べるように3.0m/sec² の入力最大加速度の付近で橋脚非線形のモデルの橋脚が降伏変位を越えて塑性化したためと考えられる。

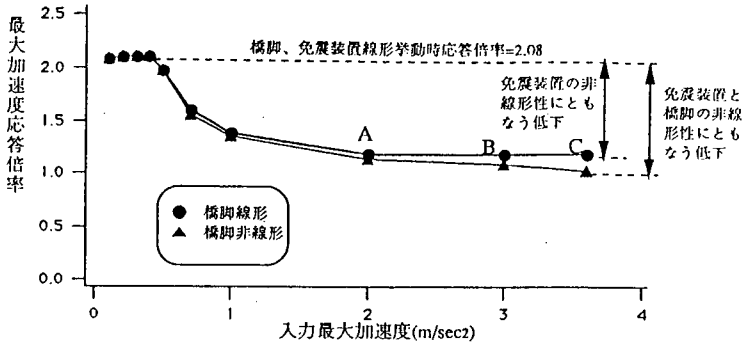
(c) 橋脚、免震装置の非線形履歴特性と系全体の非線形性に関する検討

上述してきた橋脚非線形のモデルの方が橋脚線形のモデルよりも1.0m/sec2 以上の入力最大加速度においては系全体の非線形性が大きくなる傾向は免震装置、橋脚の非線形履歴特性と大きな関連があると考えられるのでこの関連について検討した。

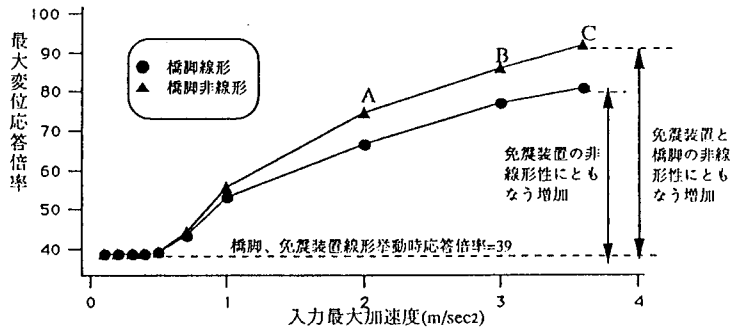
検討したのは図－3.2.26、図－3.2.27にけるA:2.0m/sec², B:3.0m/sec², C:3.6m/sec² の３つの入力最大加速度に対してである。免震装置の最大変位は橋脚線形のモデルは図－3.2.28、橋脚非線形のモデルに対しては図－3.2.29のように変位－作用力のバイリニヤの骨格曲線にプロットできる。これらの図から橋脚非線形のモデルでは橋脚線形のモデルに比べてそれぞれの入力に対して図－3.2.30の様に最大変位は低下しており C点(3.6m/sec²入力) では 5.4cmの低下がみられる。またこの低下量は

表－3.2.13　入力地震動の最大加速度と最大応答値の関係

入力最大加速度	最大変位（橋脚頂部） mm		最大変位（上部構造） mm		最大加速度（上部構造） m/sec2	
m/sec2	橋脚線形	橋脚非線形	橋脚線形	橋脚非線形	橋脚線形	橋脚非線形
0.1	1.4	1.4	3.9	3.9	0.208	0.208
0.2	2.8	2.8	7.8	7.8	0.417	0.417
0.3	4.2	4.2	11.7	11.7	0.626	0.629
0.4	5.6	5.6	15.6	15.6	0.835	0.835
0.5	6.5	7.0	19.6	19.6	0.978	0.977
0.7	8.2	10.5	30.3	30.9	1.115	1.08
1.0	10.0	15.2	53.0	55.8	1.379	1.348
2.0	16.7	35.6	133.5	148.9	2.362	2.275
3.0	23.8	69.1	231.6	258.3	3.568	3.273
3.6	27.9	126.9	292.1	331.4	4.297	3.708



図－3.2.26　入力地震動の最大加速度と最大加速度応答倍率（1.0m/sec²入力当りの最大加速度応答）の関係



図－3.2.27　入力地震動の最大加速度と最大加速度応答倍率（1.0m/sec²入力当りの最大変位応答）の関係

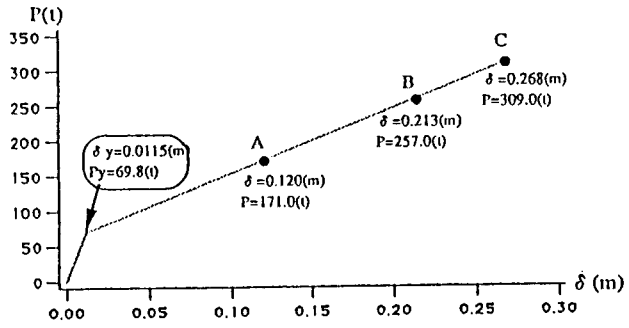


図-3.2.28 A:2.0m/sec², B:3.0m/sec², C:3.6m/sec² の入力に対する橋脚線形なモデルでの免震装置のP-δ関係上での最大応答値

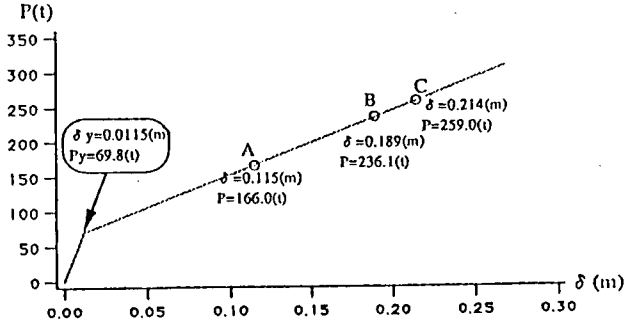


図-3.2.29 A:2.0m/sec², B:3.0m/sec², C:3.6m/sec² の入力に対する橋脚非線形のモデルでの免震装置のP-δ関係上での最大応答値

A, B, C と入力最大加速度が大きくなるにつれて大きくなることがわかる。一方橋脚非線形のモデルの橋脚頂部の最大変位はA, B, C の各入力に対し図－3.2.31のように変位－作用力のトリリニヤ骨格曲線上にプロットされる。各点での塑性率μ＝最大応答変位／降伏変位はA: μ＝0.7, B: μ＝1.3, C: μ＝2.4 となり入力最大加速度にともなって塑性率が増加しレベル2相当の入力に対し塑性率は 2.4となっている。一般にμが1以上を塑性状態と呼ぶとすればB, Cでは橋脚は塑性状態といえる。

さて、以上のことから橋脚非線形のモデルでは橋脚線形のモデルに比べて入力加速度の増加に伴っ

て免震装置の非線形性は減少し、一方で橋脚の非線形性が増加していることが分かる。先に(a), (b)で述べた入力加速度 1.0m/sec² 以上での橋脚非線形のモデルの橋脚線形のモデルに対する系全体の非線形性の増加は免震装置での非線形性の減少と橋脚での非線形性の増大の複合的効果によると考えられる。

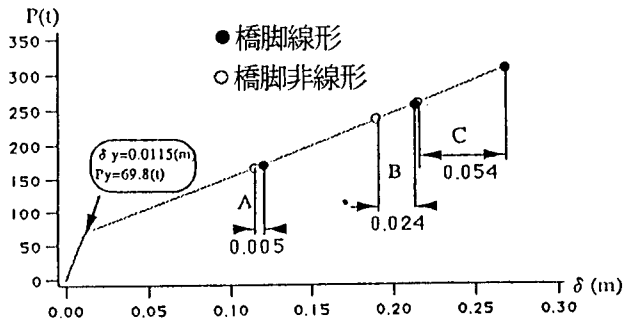


図-3.2.30 A:2.0m/sec², B:3.0m/sec², C:3.6m/sec² の入力に対する橋脚線形なモデルと橋脚非線形のモデルでの免震装置最大相対変位の差

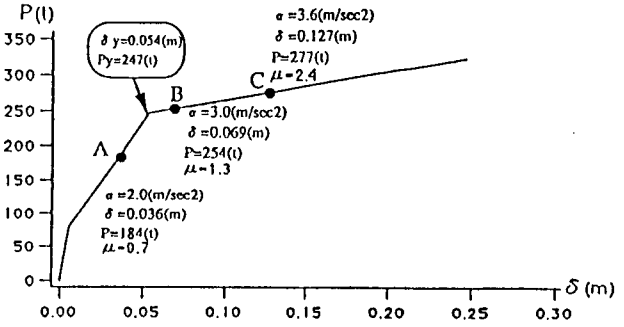


図-3.2.31 A:2.0m/sec², B:3.0m/sec², C:3.6m/sec² の入力に対する橋脚線形のモデルの橋脚のP-δ関係上での最大応答値と塑性率

ii) 時刻歴応答波形に関する検討

i) で検討したA(2.0m/sec²), B(3.0m/sec²), C(3.6m/sec²)の各入力最大加速度に関する橋脚頂部の応答変位、上部構造の応答変位、応答加速度の時刻歴を橋脚線形のモデルについて表わしたのが表－3.2.14であり、橋脚非線形のモデルについて表わしたのが、表－3.2.15である。これらの時刻歴応答に対する検討を以下に述べる。

(a)

全ての時刻歴応答の最大応答は2.0sec付近で発生している。これは入力地震動の加速度波形において2.0sec付近のピーク値が大きくなっている事等の入力波の特性に起因すると考えられる。

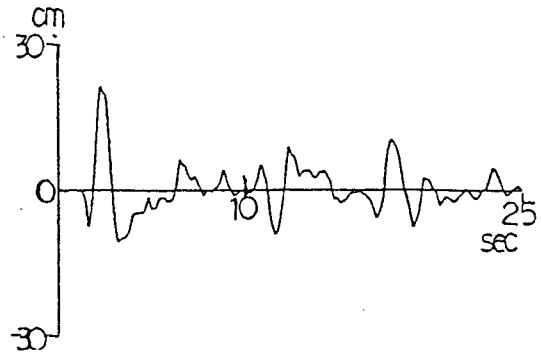
(b)

橋脚非線形のモデルでは橋脚線形のモデルと異なり橋脚頂部の変位応答波形が入力最大加速度の増加に対して長周期化してゆきその時刻歴波形は上部構造の変位応答の時刻歴波形と形状が似ている。

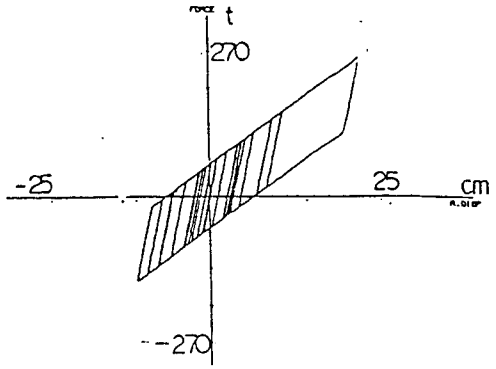
このことにより、橋脚が塑性化した状態での免震装置の振動絶縁効果は橋脚が線形のモデルより小さくなる可能性があることが推測される。

(c)

橋脚が非線形となるモデルではレベル2相当の入力最大加速度(3.6m/sec²)に対し橋脚頂部、上部構造に残留変位がみられる。この時の免震装置の相対変位の時刻歴は図－3.2.32の様になり履歴図は図－3.2.33のようになる。この図より免震装置には残留変位が生じておらず上部構造の残留変位は橋脚頂部の残留変位に起因する事がわかる。

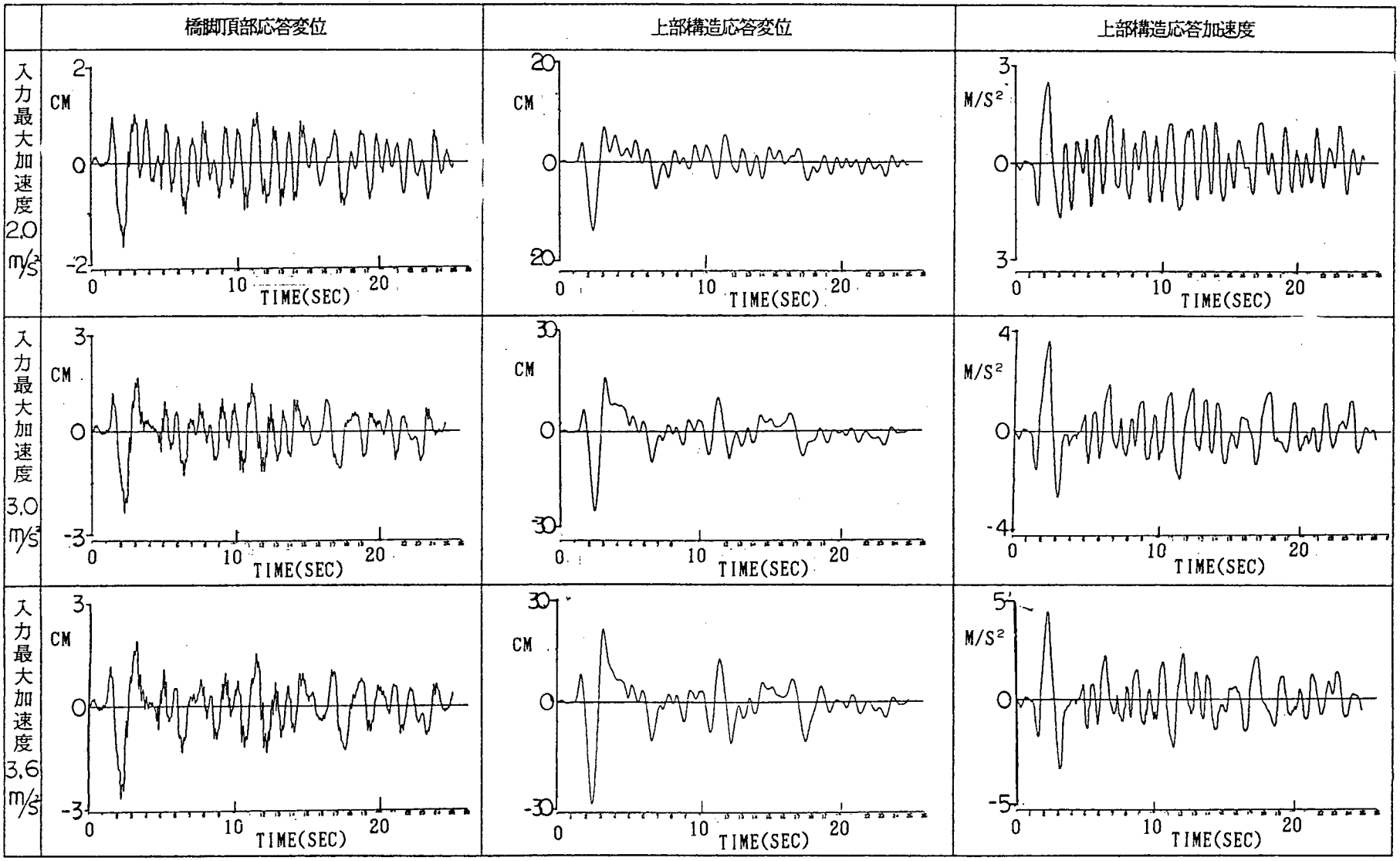


図－3.2.32　レベル2相当の入力(3.6m/sec2)に対する免震装置の相対変位の時刻歴図

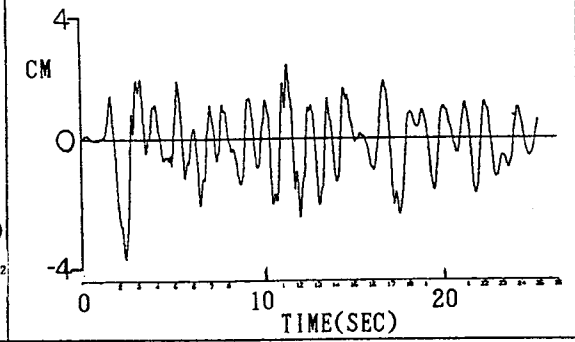
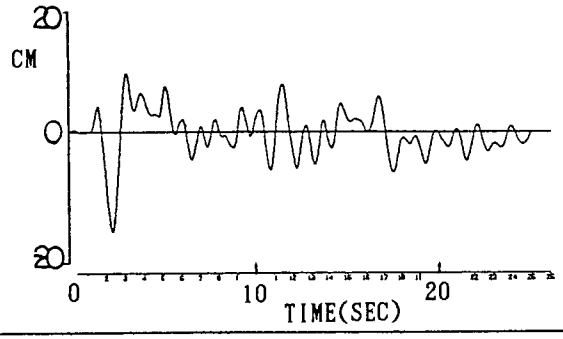
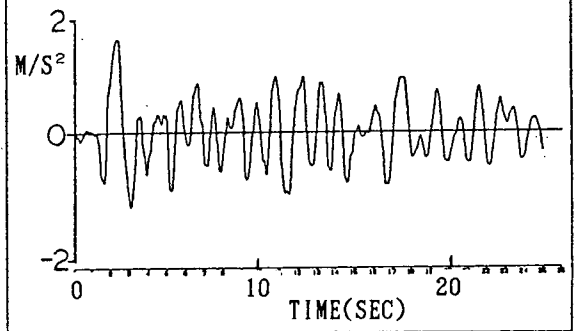
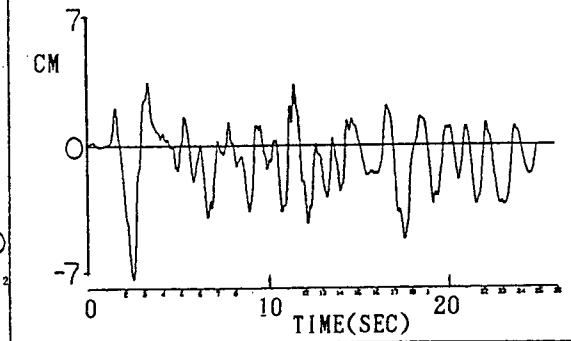
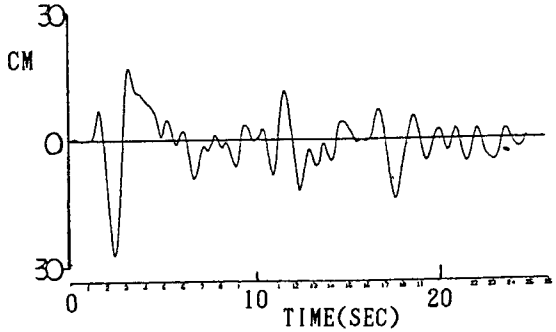
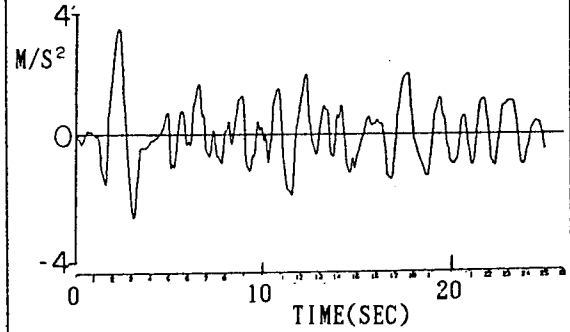
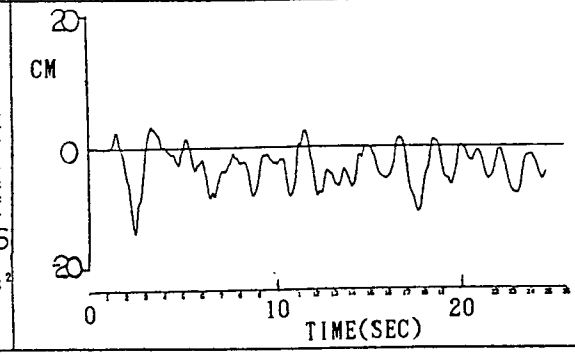
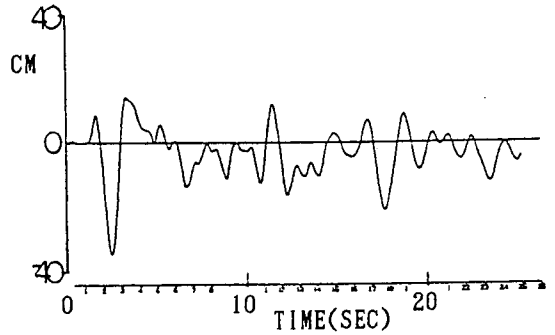
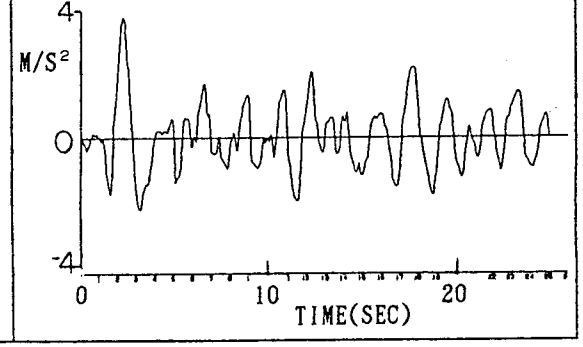


図－3.2.33　レベル2相当の入力(3.6m/sec2)に対する免震装置の相対変位と作用水平力の履歴図

表－3.2.14　橋脚線形のモデルに対する入力最大加速度を変化させた場合の時刻歴応答の変化



表－3.2.15　橋脚非線形のモデルに対する入力最大加速度を変化させた場合の時刻歴応答の変化

	橋脚頂部応答変位	上部構造応答変位	上部構造応答加速度
入力最大加速度 2.0 m/s²			
入力最大加速度 3.0 m/s²			
入力最大加速度 3.6 m/s²			

4）まとめ

(a) レベル2相当(360gal)の入力に対し、免震橋梁において橋脚が非線形化するモデルと線形なモデルの上部構造最大応答値を比較すると、橋脚が非線形になるモデルの方が最大加速度応答が約60gal 減少し、最大変位応答が約4cm増加する。この大きさは橋脚線形の場合の最大応答値の約13%に相当する。またこの時橋脚非線形の場合の橋脚の塑性率は約 2.4である。

(b) (a)で述べた様に橋脚非線形のモデルについて橋脚線形のモデルと比べた場合の最大加速度応答の減少量、最大変位応答の増加量は、入力地震1.0m/sec² 以上になると、入力の大きさにともなって大きくなる傾向を示し、橋脚が塑性化しはじめる入力最大加速度3.0m/sec² を越えるとこの傾向が強くなる。

(c) 上記のような入力の増大にともなう橋脚非線形のモデルの橋脚線形のモデルに対する非線形性の増大は、橋脚非線形のモデルにおいて免震装置の非線形性が橋脚線形のモデルに比べて小さくなる一方で、橋脚の非線形性は増加するといった両方の効果の複合効果によるものである。

(d) 入力を大きくした時の上部構造、橋脚頂部の時刻歴波形から、いづれの場合もその最大応答値は2.0秒付近で生じている。また、上部構造の応答ではこの値が他のピーク値に比して卓越している。

(e) 橋脚非線形の場合においては、入力レベルの増大にともなって上部構造の応答変位波形と橋脚頂部の応答変位波形の形状が似てくることがわかる。このことから橋脚非線形モデルでは免震装置の上部構造と橋脚の振動絶縁効果はレベル2相当の入力では橋脚線形のモデルに比べて小さくなることが予測される。

(f) レベル2相当で橋脚非線形モデルにおいて上部構造の変位応答波形において残留変形がある。これは橋脚頂部の残留変形による影響で免震装置にはほとんど残留変位はない。

(3) 相互作用

1）検討内容

免震橋は、地震時における免震装置の剛性特性とエネルギー吸収に基づいて、橋梁の長周期化および減衰性能の増大を図ることにより、上部構造の慣性力を低減させるものである。したがって、基礎地盤が堅固で短周期の橋梁ほど免震化による上部構造慣性力の低減効果が大きいことが予測される。

ここでは、等価線形時刻歴解析法を用いて、基礎周辺地盤のせん断波速度をパラメータとして免震橋と非免震橋の応答解析結果を比較することにより、基礎地盤の剛性が免震橋梁の応答に及ぼす影響を非免震橋梁との対比において検討する。

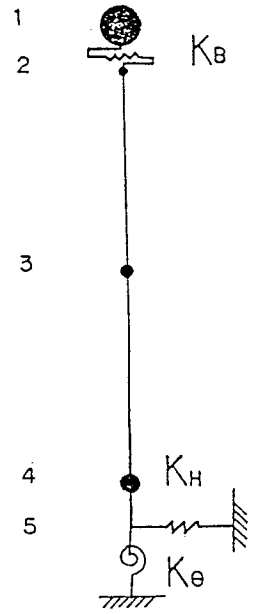
2）解析方法

i）解析モデル

直接基礎形式の橋脚（構造寸法は図－3.2.2参照）を対象とし、図－3.2.34に示すように免震装置を等価線形バネで、基礎－地盤相互作用を基礎の水平バネと回転バネで評価するS－Rモデルを用いて検討する。解析モデルに用いた定数を表－3.2.16に示す。なお、橋脚の曲げ剛性としては降伏剛性を用いている。

表－3.2.16　解析定数

節点 No.	Z座標 (m)	重　量 W (tf)	部材	曲げ剛性 EI(tfm²)	バネ定数 K	減衰定数 h
1	17.500	721.350	1,2	————	表－3.2.	
2	16.674	96.875	2,3	3.454x10⁸	——	0.05
3	9.000	203.125	3,4	3.454x10⁸	——	0.05
4	1.123	357.604	4,5	————	——	0.05
5	0.000	0.000	5,-	————	表－3.2.	0.10



図－3.2.34　解析モデル

ii）免震装置の等価剛性と等価減衰定数の算定

図－3.2.35に免震装置の復元力特性を示す。この免震装置の復元力特性を用いて免震装置の等価剛性および等価減衰定数を次式により算定した。なお、解析によって求まる免震装置の最大相対水平変位が免震装置の設計変位と一致するまで反復計算を行っている。

a）免震装置の等価剛性

$$K_B = Q / U_B + K_2 \quad \cdots\cdots (3.2.1)$$

b）免震装置の等価減衰定数

$$h_B = \frac{2Q\,(U_B + (K_2 - K_1))}{\pi \cdot U_B\,(Q + K_2 \cdot U_B)} \quad \cdots\cdots (3.2.2)$$

c）免震装置の等価固有周期

$$T_B = 2\pi\,(W / (K_B \cdot g))^{1/2} \quad \cdots\cdots (3.2.3)$$

ここで、W：上部構造の死荷重（=721.35 tf）

g：重力加速度　　（=9.8 m/sec²）

iii）各振動モードに対する減衰定数

免震橋の減衰には橋脚の粘性減衰、地下逸散減衰および免震装置のエネルギー吸収等があり、各部の減衰量はかなり異なる。したがって、各振動モードに対する減衰を次式で示す歪エネルギー比例型減衰により評価することとした。

$$h_i = \Sigma \phi_{ij}^T h_j k_j \phi_{ij} / \phi_i^T K \phi_i \quad \cdots\cdots (3.2.3)$$

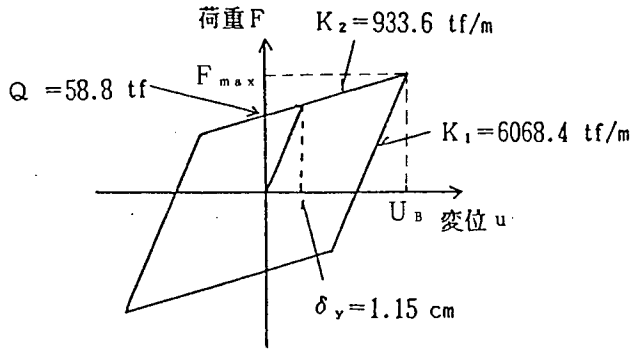
ここで、h_i：i次モード減衰定数

ϕ_{ij}：i次j要素のモードベクトル

h_j：j要素の減衰定数

k_j：j要素の剛性マトリクス

ϕ_i：i次の全体モードベクトル

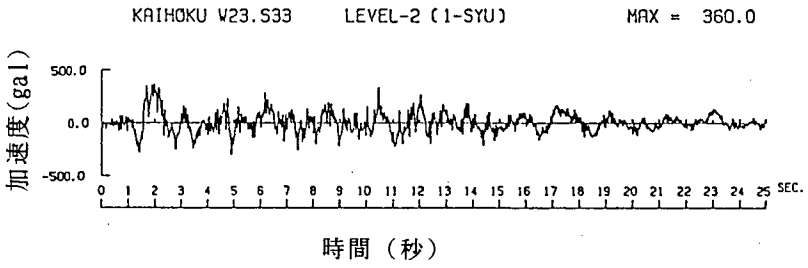


図－3.2.35　免震装置の復元力特性

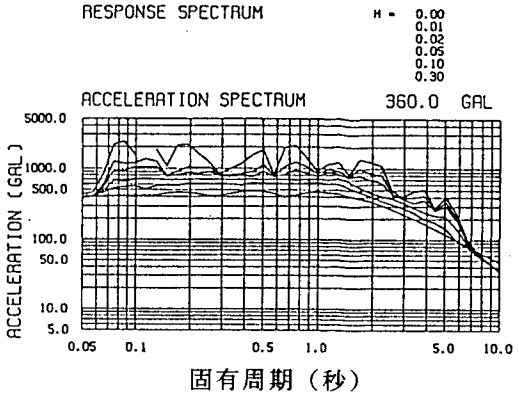
k　：全体剛性マトリクス

iv）入力地震動

解析にはレベル２におけるⅠ種地盤用の入力地震動を用いる。入力地震動の波形および加速度応答スペクトル図を、それぞれ図－3.2.36(a), (b)に示す。



図－3.2.36(a)　入力地震波形



図－3.2.36(b)　加速度応答スペクトル

v）解析ケース

解析は基礎地盤のせん断波速度をパラメータとして、表－3.2.17に示すケースについて行った。各ケースにおける免震装置の物性および地盤バネ定数を表－3.2.18に示す。また、免震橋と対比する非免震橋は免震橋と同等の諸元を有する多点固定の連続橋を想定する。

表－3.2.17　解析ケース

	基礎地盤せん断波速度　（Ｖｓ）					
	50m/s	100m/s	150m/s	200m/s	250m/s	∞
免　震	M－1	M－2	M－2	M－2	M－2	M－2
非免震	N－1	N－2	N－2	N－2	N－2	N－2

表－3.2.18　免震装置の物性と地盤バネ定数

	M－1	M－2	M－3	M－4	M－5	M－6
せん断波速度 V_s (m/s)	50	100	150	200	250	∞
設計変位 U_s (cm)	11.8	22.9	25.5	26.4	26.4	28.6
装置の等価剛性 K_B (tf/m)	1431.9	1190.4	1163.3	1156.3	1156.3	1139.2
装置の減衰定数 h_{eq}	0.200	0.130	0.120	0.117	0.117	0.110
装置の等価固有周期 T_B (sec)	1.425	1.562	1.580	1.585	1.585	1.597
地盤水平バネ定数 K_H (tf/m)	5.64×10^2	2.26×10^4	5.08×10^4	9.02×10^4	1.64×10^4	∞
地盤回転バネ定数 K_θ (tfm/rad)	9.04×10^4	3.62×10^5	8.14×10^5	1.45×10^6	2.26×10^6	∞
地盤の減衰定数 h	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	――

3）解析結果および考察

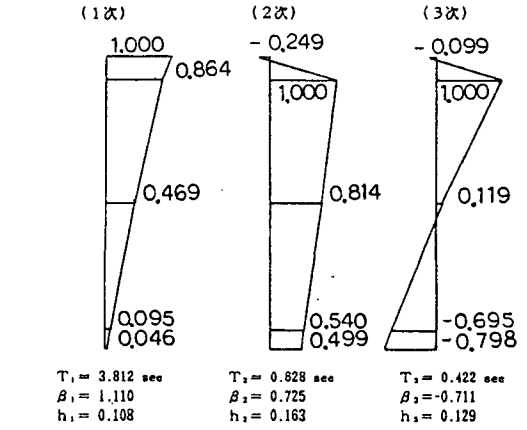
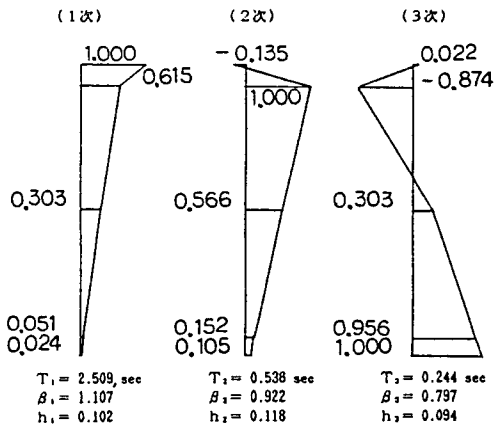
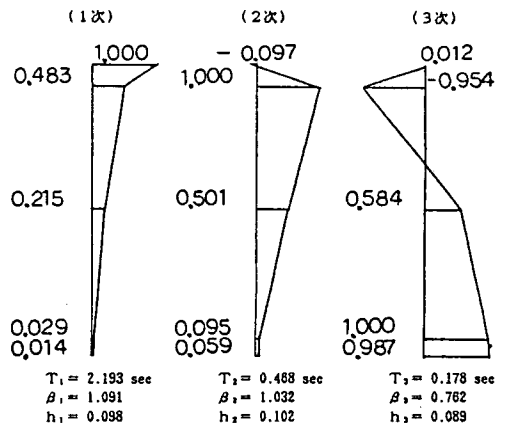
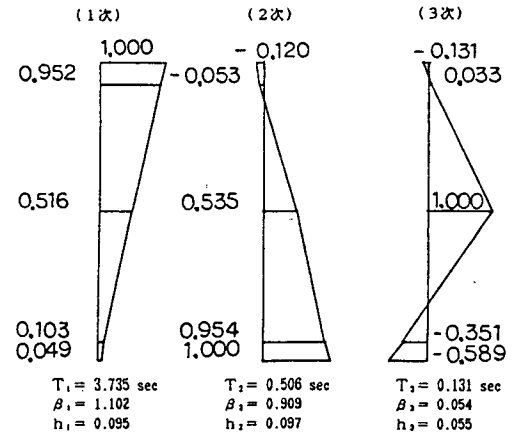
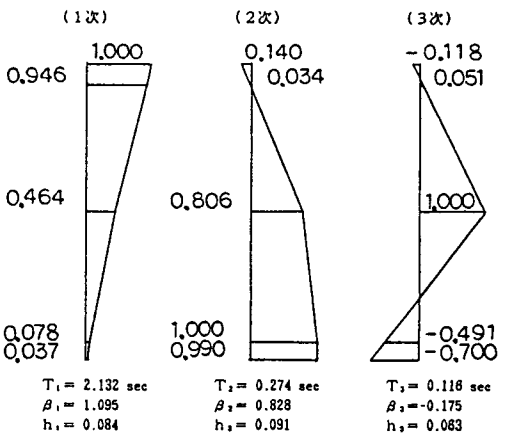
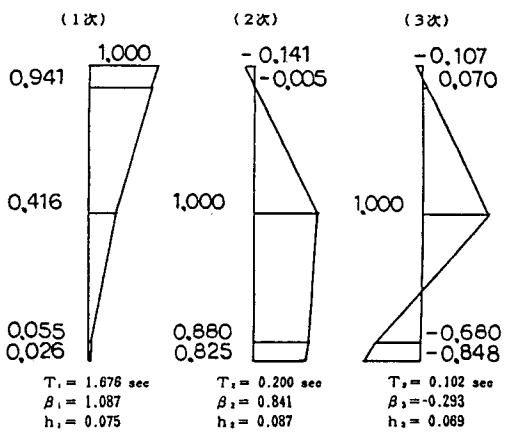
i）解析結果一覧

表－3.2.19～表－3.2.21に、基礎地盤のせん断波速度を 50m/sec～∞まで変化させた場合の免震橋および非免震橋の固有値解析結果、最大応答分布図および最大断面力分布図を示す。

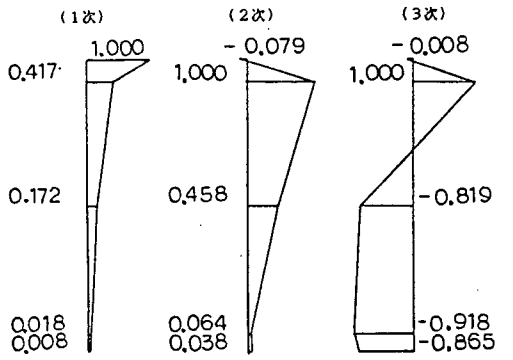
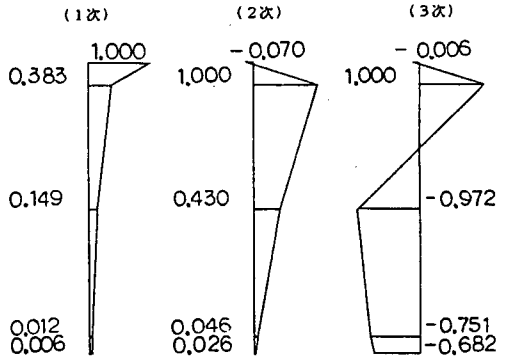
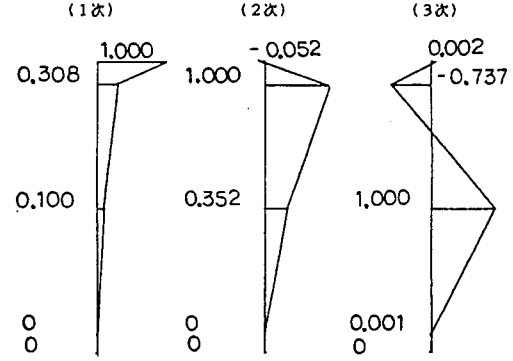
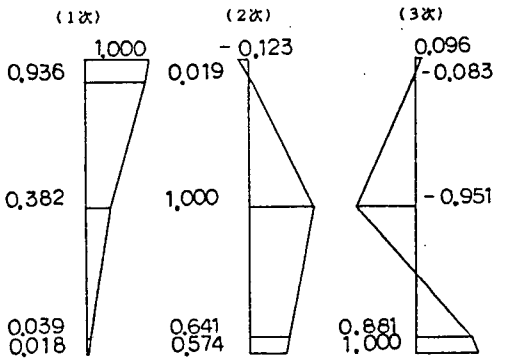
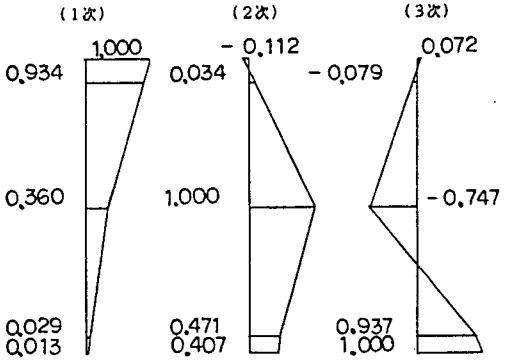
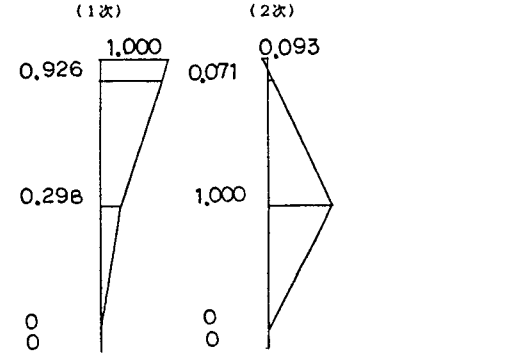
表－3.2.19の固有値解析結果では、せん断波速度が大きい場合、免震橋の1次振動モードは上部構造の振動モードが卓越しているが、せん断波速度が小さくなるにつれ上部構造と橋脚頂部の振動モードとの差が小さくなる。また、基礎地盤のせん断波速度を 50m/sec～∞まで変化させた場合、免震橋の1次固有周期は3.812sec～1.916sec、非免震橋の1次固有周期は3.735sec～1.196secの範囲にあり、免震橋と非免震橋の1次固有周期の比は1.02～1.60となり、せん断波速度が小さくなるほど、免震化による長周期化が顕著でなくなることがわかる。

図－3.2.37(a)(b)にそれぞれ基礎地盤のせん断波速度が∞の場合と、50m/sec の場合における、上部構造、橋脚頂部の加速度・変位応答波形ならびに免震装置に生じる水平相対変位・せん断力波形を示す。いずれの応答についても、せん断波速度が50m/sec の場合は∞の場合に比較して、基礎－地盤の相互作用により短周期成分がカットされるため長周期となっていることが認められる。

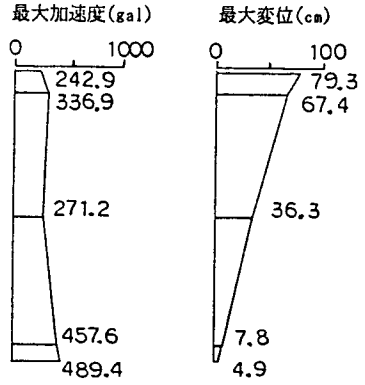
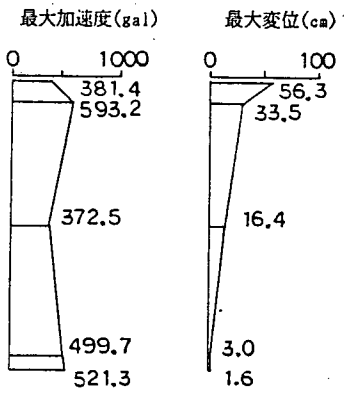
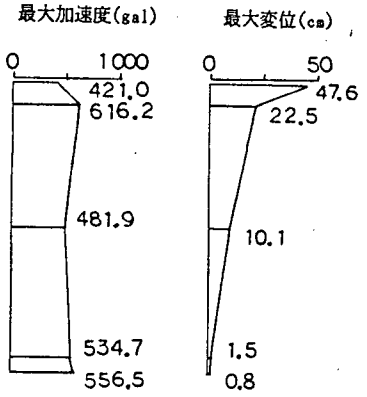
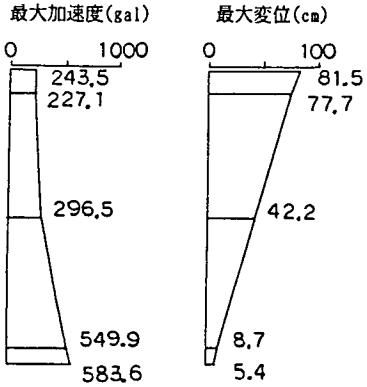
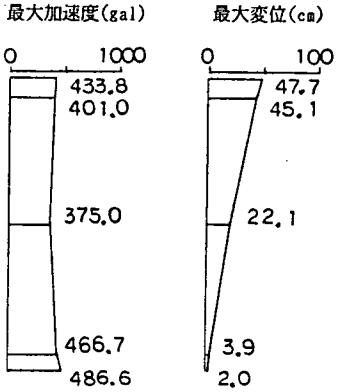
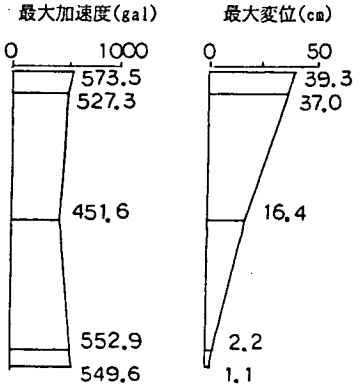
表－3.2.19(a) 固有値解析結果一覧表（V_s =50m/sec ～150 m/sec）

	Vs = 50 m/sec	Vs = 100 m/sec	Vs = 150 m/sec
免震橋	 T_1= 3.812 sec β_1= 1.110 h_1= 0.108 T_2= 0.828 sec β_2= 0.725 h_2= 0.163 T_3= 0.422 sec β_3=-0.711 h_3= 0.129	 T_1= 2.509 sec β_1= 1.107 h_1= 0.102 T_2= 0.538 sec β_2= 0.922 h_2= 0.118 T_3= 0.244 sec β_3= 0.797 h_3= 0.094	 T_1= 2.193 sec β_1= 1.091 h_1= 0.098 T_2= 0.468 sec β_2= 1.032 h_2= 0.102 T_3= 0.178 sec β_3= 0.762 h_3= 0.089
非免震橋	 T_1= 3.735 sec β_1= 1.102 h_1= 0.095 T_2= 0.506 sec β_2= 0.909 h_2= 0.097 T_3= 0.131 sec β_3= 0.054 h_3= 0.055	 T_1= 2.132 sec β_1= 1.095 h_1= 0.084 T_2= 0.274 sec β_2= 0.828 h_2= 0.091 T_3= 0.118 sec β_3=-0.175 h_3= 0.083	 T_1= 1.676 sec β_1= 1.087 h_1= 0.075 T_2= 0.200 sec β_2= 0.841 h_2= 0.087 T_3= 0.102 sec β_3=-0.293 h_3= 0.089

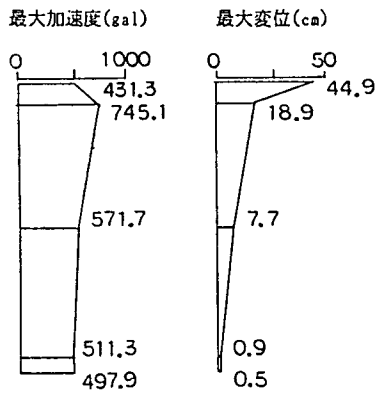
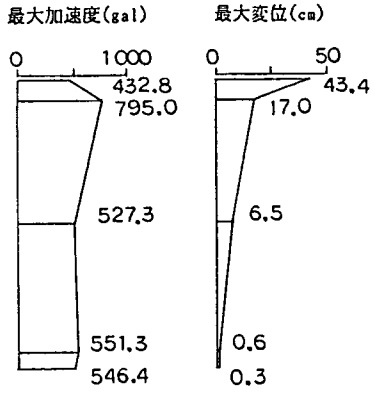
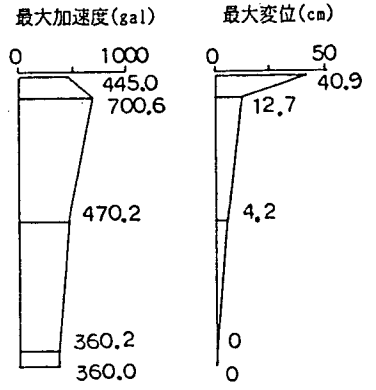
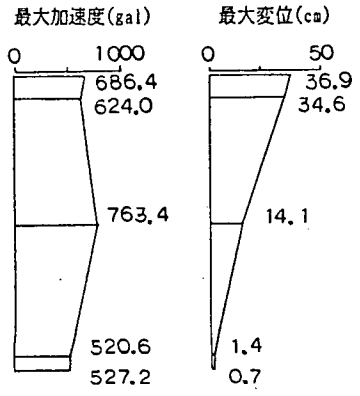
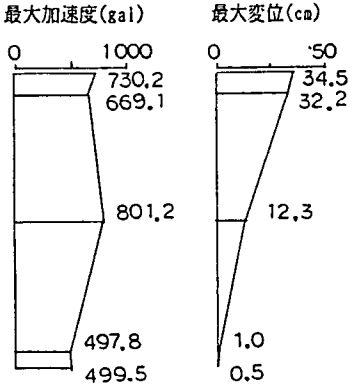
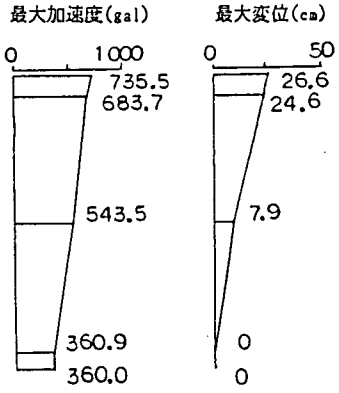
表－3.2.19(b) 固有値解析結果一覧表（V_s =200m/sec～ ∞ ）

	Vs＝200 m/sec	Vs＝250 m/sec	Vs＝∞ m/sec
免震橋	 T_1= 2.074 sec β_1= 1.079 h_1= 0.096 T_2= 0.428 sec β_2= 1.073 h_2= 0.093 T_3= 0.144 sec β_3=-0.755 h_3= 0.085	 T_1= 2.015 sec β_1= 1.071 h_1= 0.096 T_2= 0.404 sec β_2= 1.084 h_2= 0.088 T_3= 0.125 sec β_3=-0.762 h_3= 0.080	 T_1= 1.916 sec β_1= 1.053 h_1= 0.092 T_2= 0.352 sec β_2= 1.061 h_2= 0.069 T_3= 0.089 sec β_3= 0.523 h_3= 0.050
非免震橋	 T_1= 1.485 sec β_1= 1.080 h_1= 0.068 T_2= 0.160 sec β_2= 0.958 h_2= 0.082 T_3= 0.090 sec β_3= 0.390 h_3= 0.073	 T_1= 1.387 sec β_1= 1.075 h_1= 0.063 T_2= 0.144 sec β_2= 1.008 h_2= 0.077 T_3= 0.081 sec β_3= 0.528 h_3= 0.078	 T_1= 1.196 sec β_1= 1.060 h_1= 0.050 T_2= 0.103 sec β_2= 0.683 h_2= 0.050

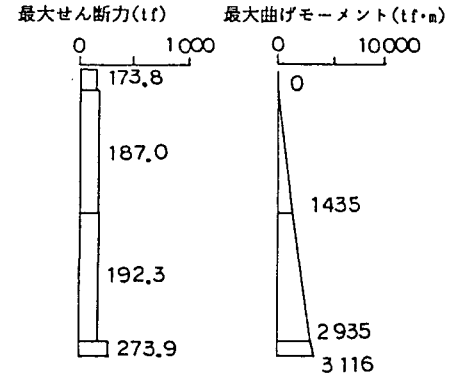
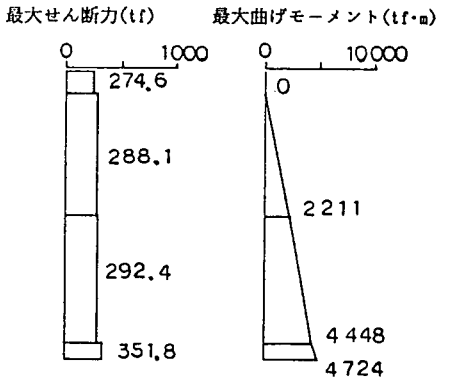
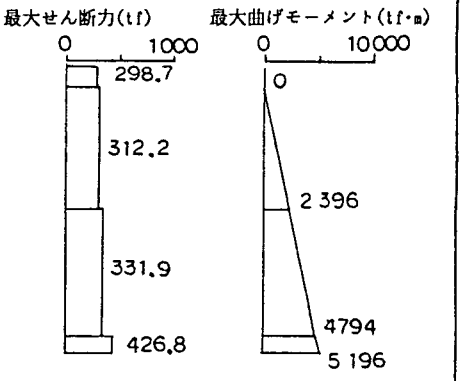
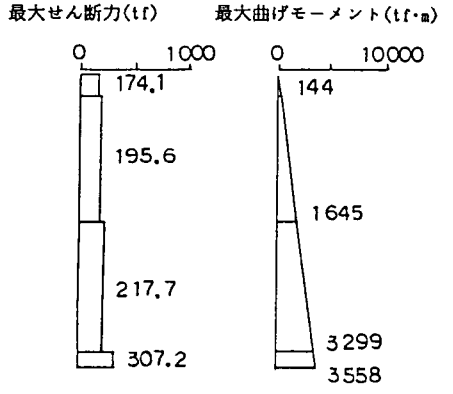
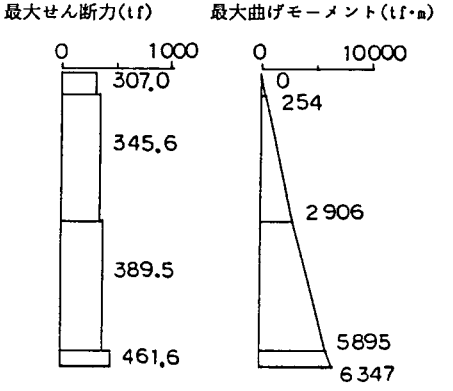
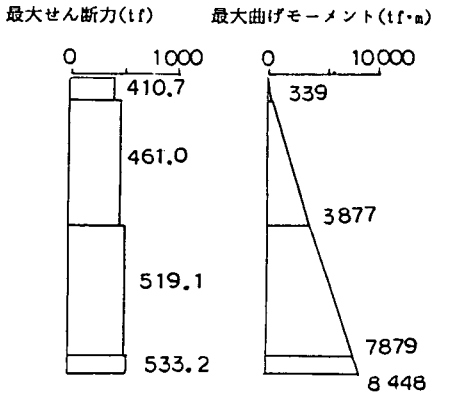
表－3.2.20(a) 最大応答分布図一覧表（V_s =50m/sec ～150 m/sec）

	Vs = 50 m/sec	Vs = 100 m/sec	Vs = 150 m/sec
免震橋			
非免震橋			

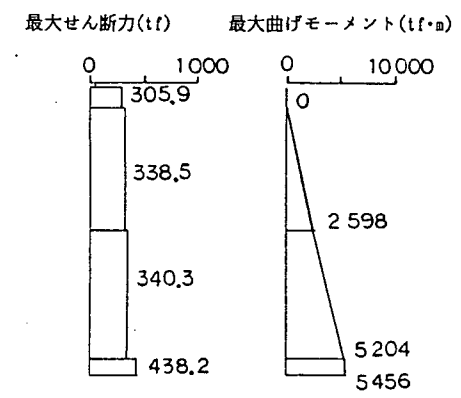
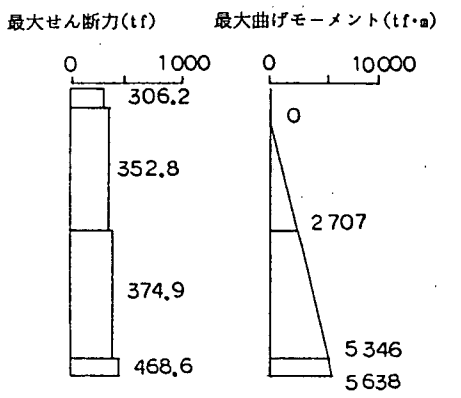
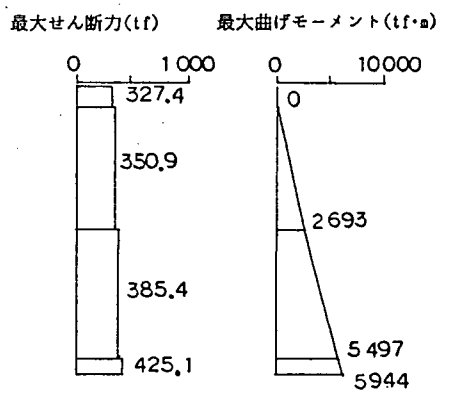
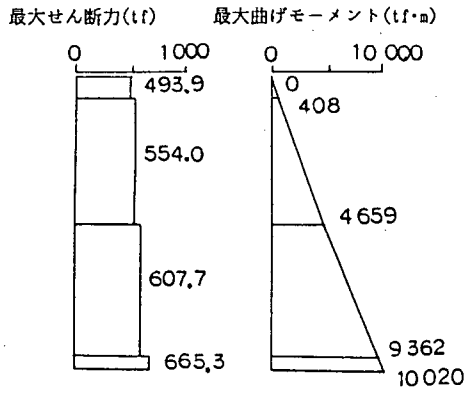
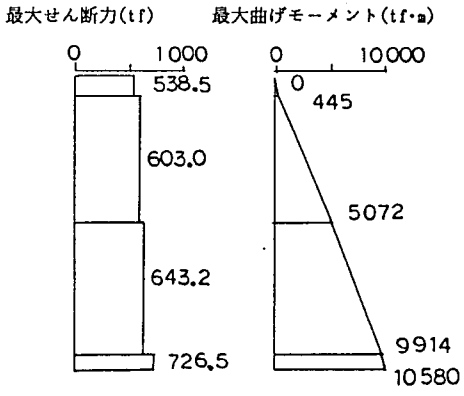
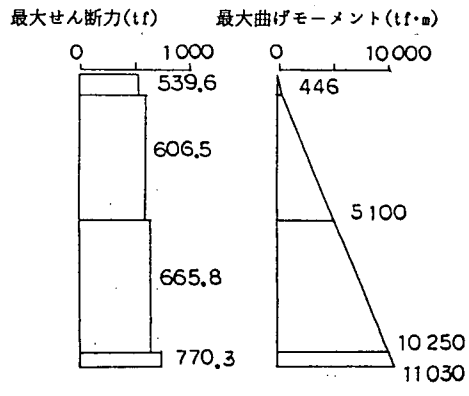
表－3.2.20(b) 最大応答分布図一覧表（V_s ＝200m/sec～ ∞ ）

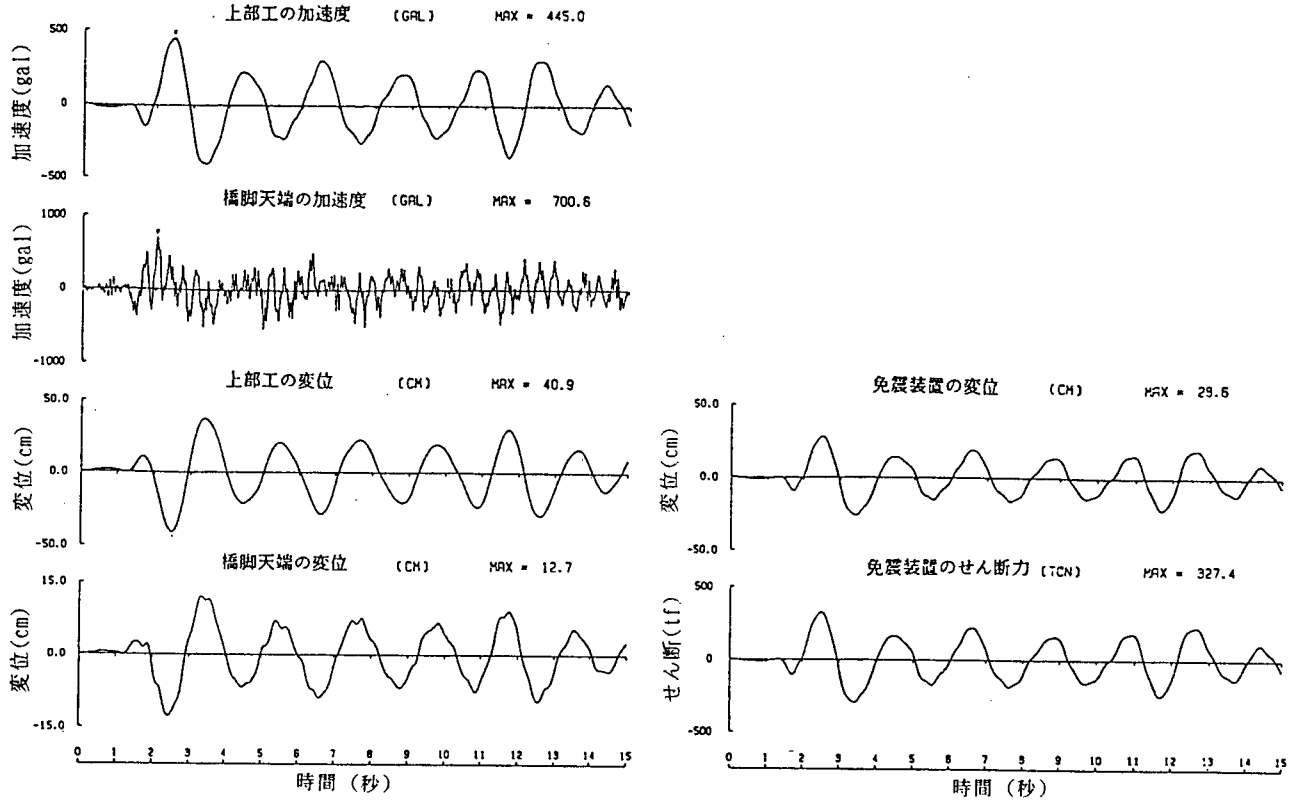
	Vs＝200 m/soc	Vs＝250 m/soc	Vs＝∞ m/soc
免震橋			
非免震橋			

表－3.2.21(a) 最大断面力分布図一覧表（V_s =50m/sec ～150 m/sec）

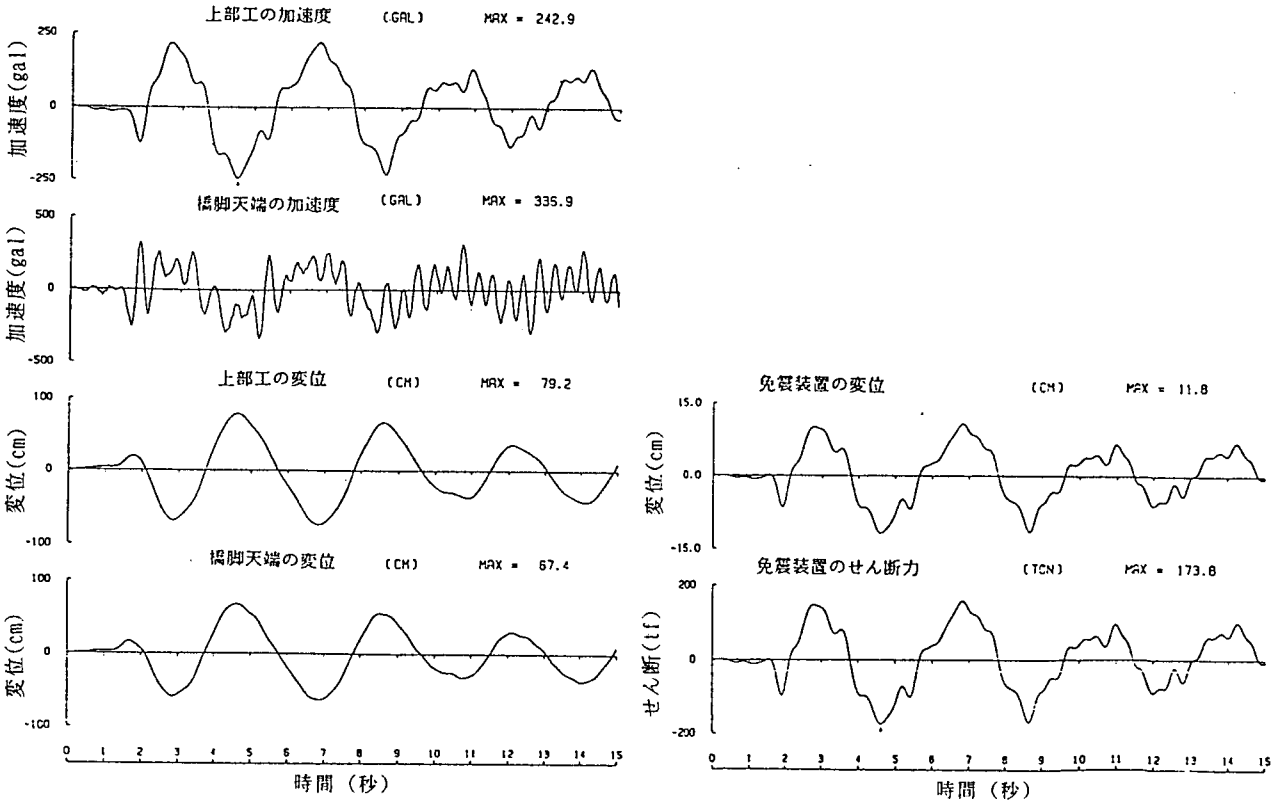
	Vs = 50 m/sec	Vs =100 m/sec	Vs =150 m/sec
免震橋			
非免震橋			

表－3.2.21(b)　最大断面力分布図一覧表（V_s ＝200m/sec～　∞　）

	Vs＝200 m/soc	Vs＝250 m/soc	Vs＝ ∞ m/soc
免震橋			
非免震橋			



図－3.2.37(a) 免震橋の応答波形（$V_s = \infty$）

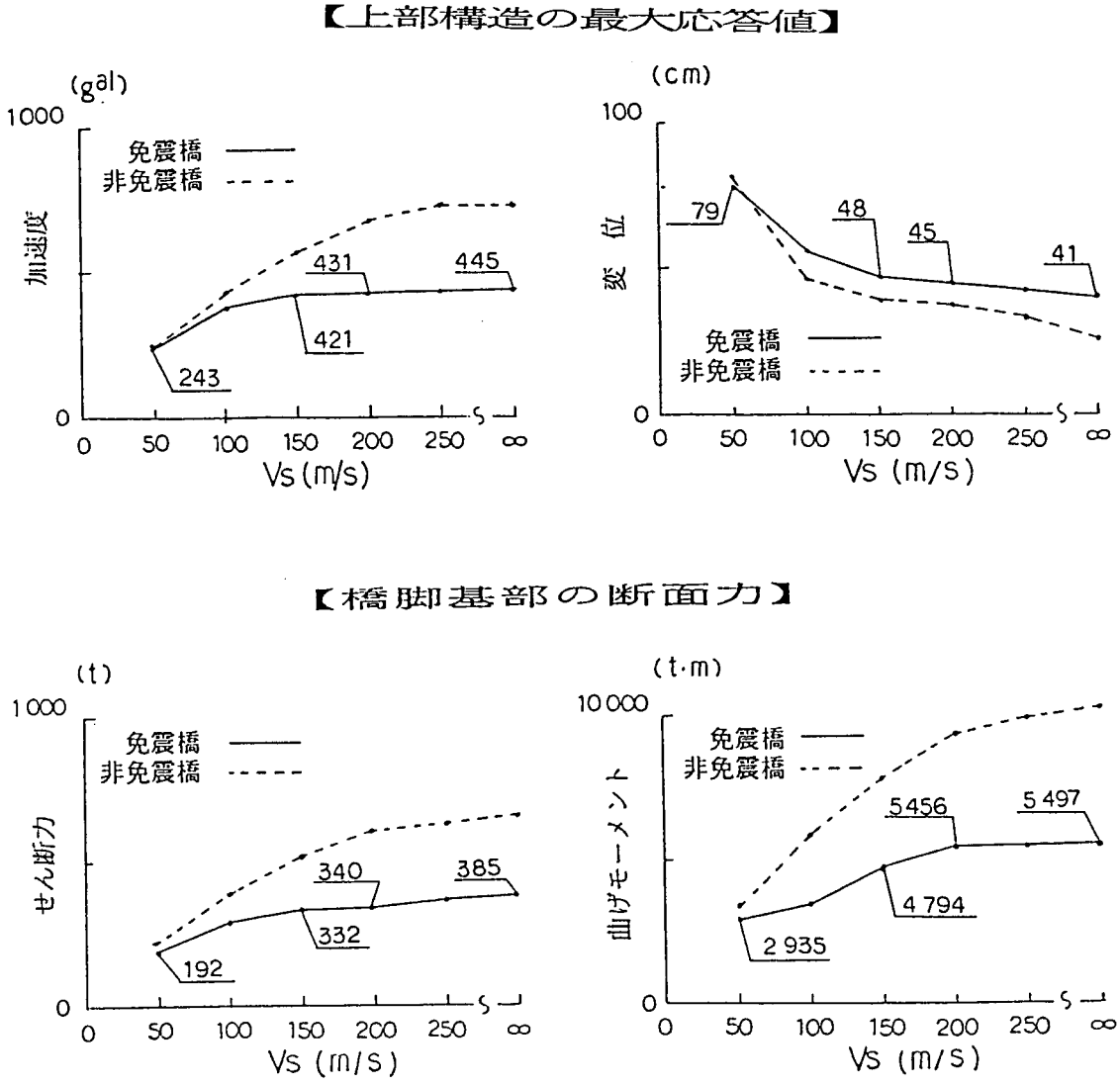


図－3.2.37(b) 免震橋の応答波形（$V_s = 50$m/sec）

ii）免震橋と非免震橋の比較

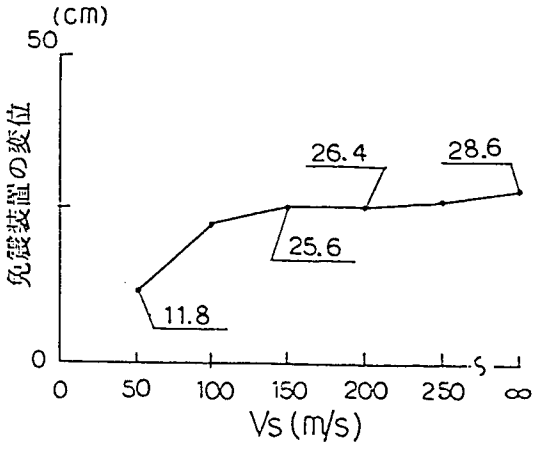
基礎地盤のせん断波速度を変化させた場合に、免震橋にどのような影響を及ぼすかを非免震橋と比較検討するため、免震橋と非免震橋の上部構造の最大応答値（最大加速度、最大変位）および橋脚基部の最大断面力（最大せん断力、最大曲げモーメント）と基礎地盤のせん断波速度との関係を図－3.2.38に示す。また、図－3.2.39に免震装置に生じる水平相対変位とせん断波速度の関係を示す。

図－3.2.38において、非免震橋では基礎地盤のせん断波速度が50m/sec ～250m/secと大きくなるにつれて最大加速度も順次増加しており、地盤の剛性が上部構造の振動特性に及ぼす影響が大きいことがわかる。これは、表3.2.19に示した固有値解析結果において、せん断波速度が50→ 100→ 150→ 200→ 250m/secと大きくなるにつれて、上部構造の振動に支配的な非免震橋のＩ次固有周期が3.74→2.13→1.68→1.49→1.39sec と一定の割合で短周期化していることからも明らかである。



図－3.2.38　免震橋と非免震橋の最大応答値と断面力の比較

一方、免震橋では基礎地盤のせん断波速度が50m/sec ～150m/secの範囲では、最大加速度はせん断波速度の増加に伴って大きくなるが、せん断波速度が150m/sec以上ではほぼ一定となっている。せん断波速度が50→ 100→ 150→ 200→250m/secに対応する免震橋の１次固有周期は3.81→2.51→2.19→2.07→2.02である。また、図－3.2.39における免震装置の動特性を規定する水平相対変位も、せん断波速度が150m/sec以下ではせん断波速度につれて増加するが、150m/sec以上での変化は少ない。このように最大加速度と相対変位との傾向が比較的良く対応しており、免震橋の振動特性は免震装置の特性によって支配されることがわかる。



図－3.2.39 基礎地盤のせん断波速度と相対変位の関係

検討対象とした橋梁では上部構造の慣性力が橋脚の慣性力よりかなり大きいことから、橋脚基部における最大断面力も、最大加速度の場合と同様な傾向を示している。以上のことから、免震橋では非免震橋に比較して、基礎周辺地盤の変形の影響が橋梁の挙動に与える影響は小さいものと考えられる。

また、基礎地盤のせん断波速度が50m/sec の場合には、免震橋と非免震橋の上部構造の最大加速度および橋脚基部の断面力に差違はほとんどないが、せん断波速度が大きくなるにつれて差違が著しくなる傾向にあり、基礎地盤が堅固になるほど大きな免震効果が期待しうるものと考えられる。

4）まとめ

基礎－地盤の相互作用を検討するためには、基礎の形状、剛性ならびに地盤の剛性、逸散減衰を評価する必要がある。本検討では基礎地盤の剛性に注目し、レベル２地震動に対する免震橋と非免震橋の地震時挙動を等価線形時刻歴解析手法により検討した結果、

① 非免震橋に比較して、免震橋では基礎周辺地盤の剛性が上部構造の加速度および下部構造の断面力に与える影響は小さい。

② 基礎周辺地盤の剛性が大きいほど、免震化による上部構造の加速度および下部構造の断面力の低減効果が大きい。

ことが指摘できる。

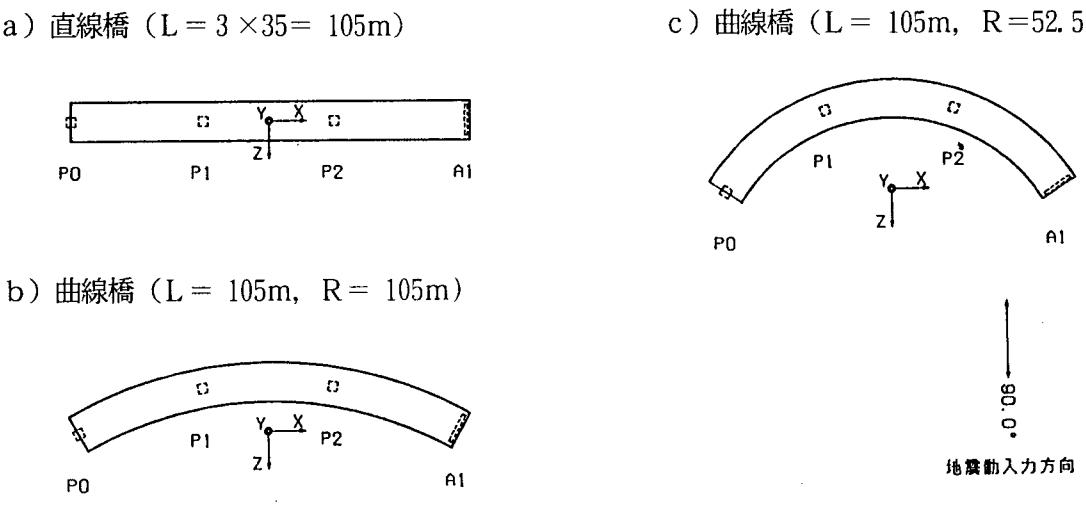
したがって、基礎地盤がある程度堅固であれば、免震設計における動的解析による照査に用いる解析モデルとして、基礎－地盤の相互作用を道路橋示方書に示されているＳ－Ｒモデルで評価する方法が適用しうるものと考えられる。

(4) 構造の3次元性に関する検討

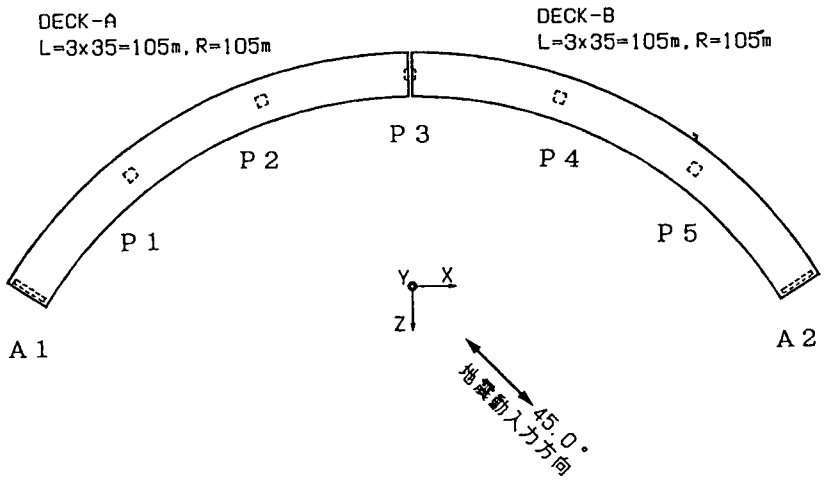
1）検討概要

複雑な立体構造を有する橋梁では、その地震時挙動も複雑となる。平成2年度は、構造の3次元性の中から曲線橋を取り上げて検討を行った。曲線橋では、上部構造の軸が曲線に沿って徐々に変化していくとともに、それを支持する橋脚や橋台が異なった方向で配置される。剛性でみると、下部構造においてはラーメンや壁タイプのように橋軸方向の剛性が直角方向より小さいものもある。非免震橋では慣性力や変位の特定箇所への集中、複雑な振動性状等が起こるが、免震曲線橋においても同様の現象が生起されることも予想される。

本年度は、免震曲線橋の地震応答性状を把握し、その設計上の重要事項を明らかにするために、以下に述べる3項目について、それぞれの検討目的に適したモデル橋梁を選び、パラメトリックスタディーを行った。まず最初に、免震橋の曲線化に伴って応答の分散性がどのように変化するかを検討するために、図

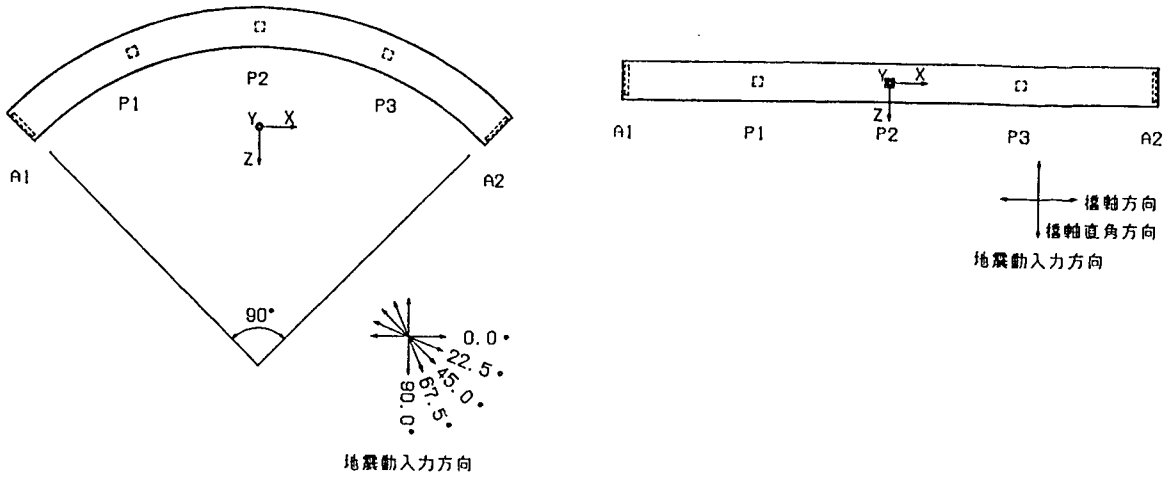


図－3.2.40 曲線半径と地震応答の分散性に関する検討の解析概念図

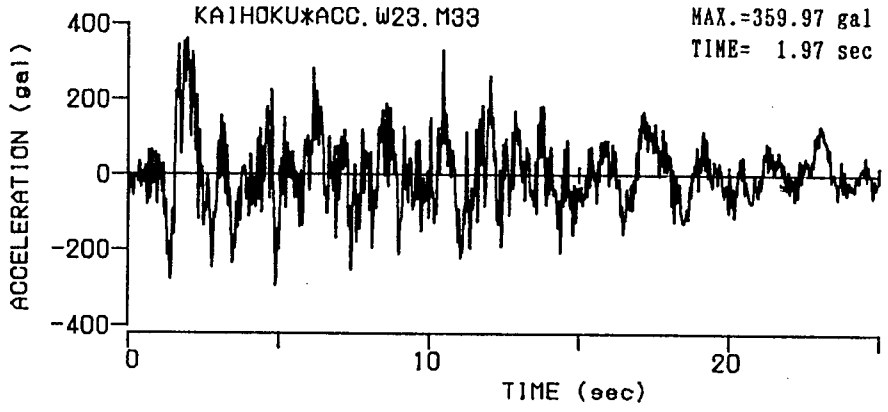


図－3.2.41 曲線橋における架け違い桁の影響に関する検討の解析概念図

a）曲線橋（L＝4×35＝ 140m, R＝89, 127m）　　b）曲線橋（L＝4×35＝ 140m）



図－3.2.42　曲線橋の地震応答特性の方向性に関する検討の解析概念図



図－3.2.43　入力地震動時刻歴波形

－3.2.40に示すように、曲線半径および免震、非免震の別をパラメータにとり解析を行った。次いで、中間に架け違い部を有する曲線橋において、架け違い橋脚を介して両側の桁がどのように影響しあうかを検討するために、図－3.2.41に示すような解析を免震橋と非免震橋に対して行った。3番目には、図－3.2.42に示すように地震入力方向をパラメータにとって解析を行い、その結果を直線橋と比較することにより、免震曲線橋の応答特性の方向性を検討した。

解析は時刻歴応答解析により行った。地震入力は全て水平1方向入力であり、入力地震動は図－3.2.43の修正開北橋記録（I種地盤、レベル2）を用いた。また、検討対象橋梁を構成する部材等は、免震装置を除いて3項目の検討を通して共通であり、その諸元を表－3.2.22に示す。

2）曲線半径と地震応答の分散性の関係

ここでの検討目的は、曲線半径の変化に伴って地震応答の分散性がどのように変化するか把握することである。解析内容は、図－3.2.40の解析概念図に示すように、曲線半径と免震・非免震の別をパラメータにとったパラメトリックスタディーであり、計6モデルに対して橋軸直角方向の地震入力を行なった。こ

表－3.2.22　検討対象橋梁の部材等の諸元

① 重　　量

上部構造	1 スパン	720.350 tf
橋　　台	壁　　部	175.306 tf
	フーチング	134.675 tf

橋脚	張り出し部A	96.860 tf
	張り出し部B	104.637 tf
	柱　　部	203.115 tf
	フーチング	357.589 tf

※ 張り出し部A：連続部橋脚
　張り出し部B：架け違い部橋脚

② 橋梁部材断面剛性　　$E=2.70\times10^{6}, G=1.16\times10^{6}$ tf/m²

		断　面　積 (m²)	断面2次モーメント(m⁴)	
			橋　　軸	橋軸直角
上部構造		6.37	———	66.14
橋　　台	壁　　部	———	0.205	∞
	フーチング	———	∞	∞
橋　　脚	張り出し部	———	∞	∞
	柱　　部	———	1.279	1.279
	フーチング	———	∞	∞

③ 免震装置の水平方向動特性

		1次剛性 K_1(tf/m)	2次剛性 K_2(tf/m)	降伏特性値 Q (tf)
検討1，2	橋　　台	3,082	474.2	41.40
	架け違い部橋脚	3,082	474.2	41.40
	連続部橋脚	6,068	933.6	58.58
検討3	橋　　台	6,104	939.2	98.00
	橋　　脚	9,268	1,426	153.2

※ 検討1：曲線半径と地震応答の分散性に関する検討
　検討2：曲線橋における架け違い桁の影響に関する検討
　検討3：曲線橋の地震応答特性の方向性に関する検討

④ 地盤バネ定数

	桁　方　向		桁直角方向	
	水平バネ K_H (tf/m)	回転バネ K_θ(tf-m/rad)	水平バネ K_H (tf/m)	回転バネ K_θ(tf-m/rad)
橋　　台	1.34×10^{5}	1.01×10^{6}	1.34×10^{5}	3.82×10^{6}
橋　　脚	1.41×10^{5}	2.26×10^{6}	1.41×10^{5}	2.26×10^{6}

こでいう非免震橋とは免震橋の支承のみを変えたもので、全支点に慣性力を分担させるために、支承条件は全て固定とした。

検討対象橋梁は、「道路橋の免震設計法ガイドライン（案）」付属資料Ⅲの試設計橋梁（Ⅰ種地盤）である。これは3橋脚および1橋台で支持される3径間連続PC桁橋であり、端部橋脚では桁の架け違いを想定している。この橋梁において、断面剛性に大きな方向性があるものは上部構造と橋台であり、免震装置と正方形断面の橋脚にはほとんど方向性がない。

解析は直接積分法による時刻歴応答解析により行い、数値積分はNewmark-β法（$\beta=1/4$）によった。

橋梁は3次元の骨組構造モデルでモデル化した。図－3.2.44にモデルの縦断図を示す。支承のモデル化については、免震装置は橋軸および橋軸直角の2方向に配したバイリニア型のせん断ばね要素、固定支承は十分に剛なせん断ばね要素である。上下部構造は3次元梁要素、地盤は2方向のせん断ばね要素と回転ばね要素である。各要素の剛性と質点の重量は、表－3.2.22に示した通りである。粘性減衰はレイリー減衰とし時刻t＝0における初期剛性に対して与えた。レイリー減衰の係数は、1次モードと周期が約0.2secのモードに対して減衰定数が0.05となるように定めた。この間のモードにおいては、減衰定数は0.035 ～ 0.05である。

図－3.2.45および図－3.2.46は、解析結果から上下部構造の最大応答変位と最大応答加速度の分布について示したものである。免震橋についてみると、曲線半径の大小にかかわらず、上部構造の最大応答変位分布および加速度分布に変化はない。曲線橋のＰＯ橋脚天端の加速度応答が直線橋より減少していることを除いて、橋脚天端の最大応答変位および加速度は曲線半径の大小にかかわらず一定である。Ａ1橋台天端では、曲線半径Ｒ＝ 105mおよび52.5mの免震曲線橋の最大応答変位はそれぞれ直線橋の2.29および4.40倍、最大加速度は1.07および1.29倍であり、曲線半径が小さくなるにつれて最大値が大きくなる。橋脚と橋台で最大応答値の変化が異なるのは、曲線半径を変えると下部構造の向きも変わり、橋脚が正方形断面であるのに対して橋台は長方形断面であることによる。

一方、非免震橋においては、曲線半径の減少に伴いＡ1橋台部の最大応答変位および加速度が大きくなるとともに、桁を介して隣のＰ2橋脚まで影響している。曲線半径Ｒ＝ 105mおよび52.5mの非免震曲線橋のＡ1橋台天端の最大応答変位はそれぞれ直線橋の4.10および7.70倍であり、最大応答加速度は1.08および1.18倍である。曲線半径によって橋台部で応答値が変化することは免震橋の橋台天端における変化と同一の現象である。これを振動モードからみると、曲線橋では橋軸直角方向の地震入力に対して橋軸方向モードも刺激されることで説明される。ここで応答波形図およびモード図は示さないが、最も曲線半径の小さな非免震橋モデル（曲線半径Ｒ＝52.5m）において、橋脚部は約1.2sec、橋台部は約0.8secの周期が卓越した応答を示しており、これらはそれぞれ橋軸直角方向および橋軸方向の基本モードの固有周期に一致するものである。

免震曲線と非免震曲線橋の最大応答変位および最大応答加速度を比較すると、免震橋では上下部構造間がアイソレートされているために、橋台自体の応答が直線橋より大きくなるだけで、上部構造にはその影響が現れないのに対し、非免震橋では上下部構造が一体であるために、橋台部とともに隣の橋脚でも応答が増大している。

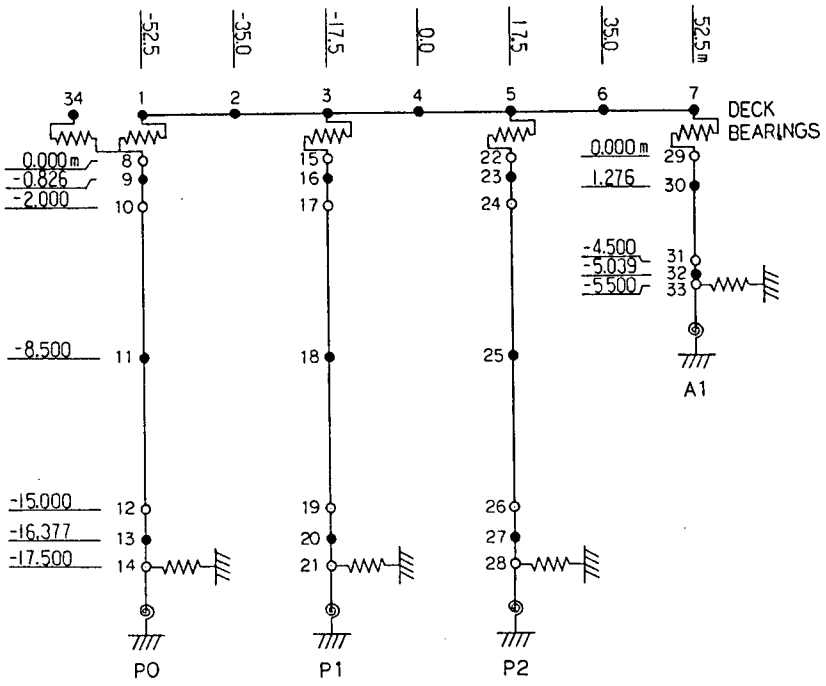
図－3.2.47および図－3.2.48は、下部構造基部の最大せん断力と最大曲げモーメントの分布について示したものである。免震橋では曲線半径の大小にかかわらず直線橋と同じ最大値分布となる。曲線半径Ｒ＝ 105mおよび52.5mの免震曲線橋のＡ1橋台基部の最大せん断力はそれぞれ直線橋の1.00および1.03倍であり、最大曲げモーメントは1.00および1.02倍である。また、免震橋の支承部と下部構造基部のせん断力を比をとると、橋脚では0.75～0.80、橋台で0.70程度であり、下部構造基部の断面力において上部構造慣性力の占める割合が大きい。

一方、非免震橋ではＡ1橋台部の断面力が増大している。曲線半径Ｒ＝ 105mおよび52.5mの非免震曲

線橋のＡ１橋台天端の最大せん断力はそれぞれ直線橋の1.10および1.52倍であり、最大曲げモーメントは1.10および1.56倍である。

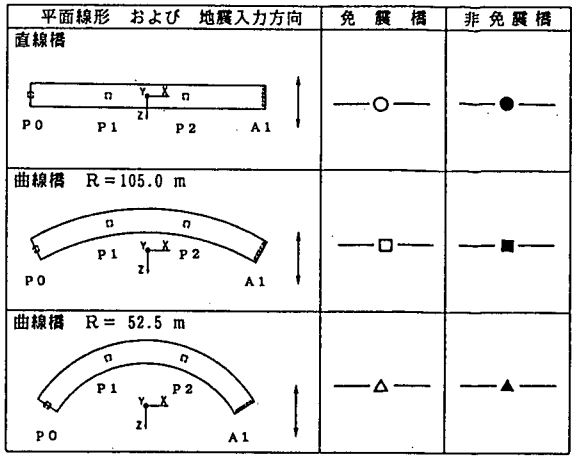
免震曲線橋と非免震曲線橋の最大せん断力および最大曲げモーメントを比較すると、免震曲線橋では直線橋と等しいのに対し、非免震橋では橋台の断面力が大きくなる。

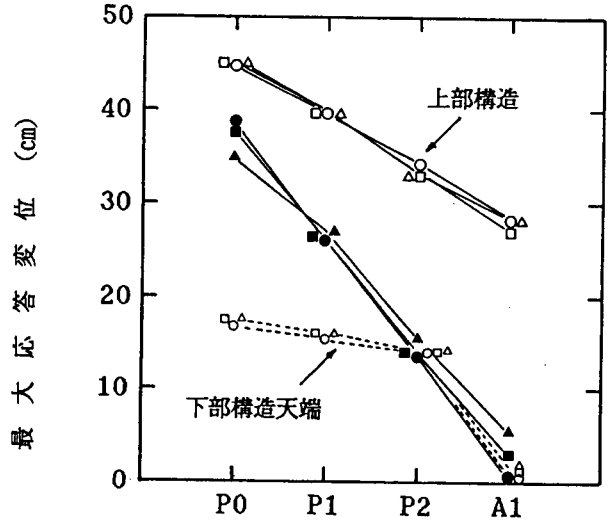
以上の結果から、免震曲線橋全体の応答性状は免震直線橋と変わらないことが明らかになった。非免震橋では曲線半径の減少に伴い橋台部の応答が増大することと比較すると、曲線橋であっても免震橋とすることにより地震時挙動が単純化されるといえる。



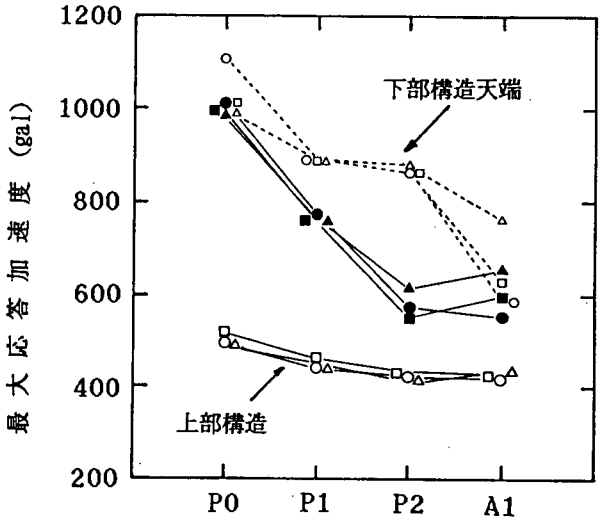
図－3.2.44　曲線半径と地震応答の分散性に関する検討の骨組構造モデル（縦断図）

共通凡例（図－3.2.45～図－3.2.48）

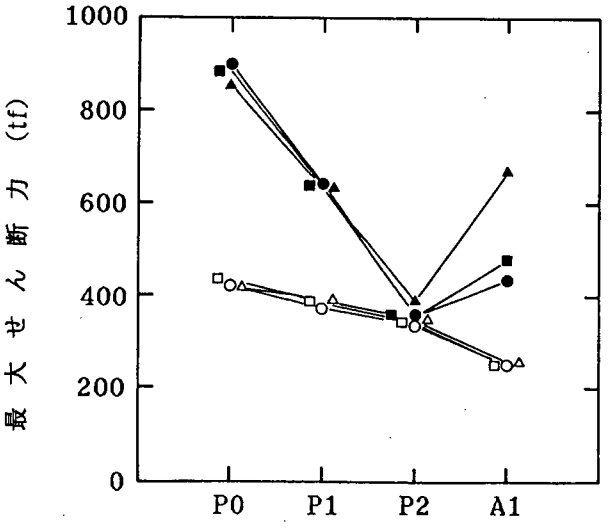




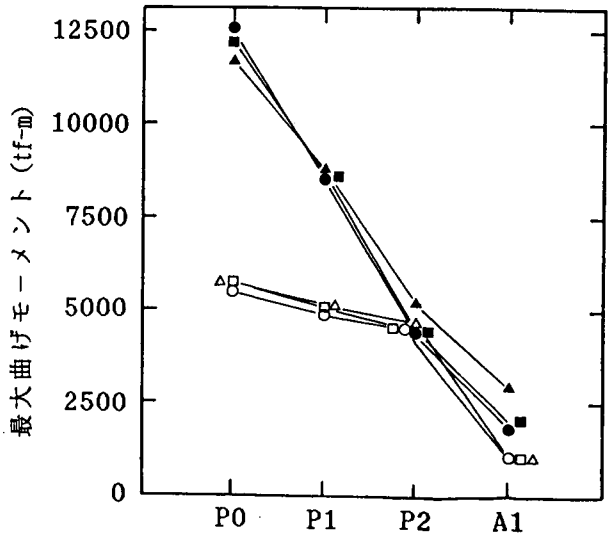
図－3.2.45 曲線半径と上下部構造の最大応答変位分布の関係



図－3.2.46 曲線半径と上下部構造の最大応答加速度分布の関係



図－3.2.47 曲線半径と下部構造基部の最大せん断力分布の関係



図－3.2.48 曲線半径と下部構造基部の最大曲げモーメント分布の関係

3）曲線における架け違い桁の影響

ここでの検討目的は、中間に架け違い部を有する曲線橋における桁相互の影響について、免震橋と非免震橋とで比較することである。検討内容は図－3.2.41の解析概念図に示すように、橋軸方向に対して45°の地震入力である。

検討対象橋梁は、ii）の検討の曲線半径R＝ 105mのモデル（以後 1/2モデルという）において、架け違い桁側も対象にモデル化したものである。中間のP3橋脚を架け違い部とする5橋脚・2橋台で支持される3径間連続ＰＣ桁が2連続く曲線橋である。この橋梁において、断面剛性に大きな方向性があるものは上部構造と両端の橋台である。なお、非免震橋の支承条件は全て固定である。

解析は直接積分法による時刻歴応答解析により行い、数値積分はNewmark-β法（β=1/4)によった。橋梁は3次元の骨組構造モデルでモデル化した。図－3.2.49にモデルの縦断図を示す。支承のモデル化は、免震装置で互いに22.5°づつ向きの異なる8本のバネに分配して方向性をなくしたバイリニア型のせん断バネ要素（ＭＳＳバネ）、固定支承では十分に剛なせん断バネ要素である。上下部構造は3次元梁要素、地盤は2方向のせん断バネ要素と回転バネ要素である。各要素の剛性と質点の重量は、表－3.2.22に示した通りである。粘性減衰はレイリー減衰とし時刻 t=0における初期剛性に対して与えた。レイリー減衰の係数は、1次モードと周期が約0.2secのモードに対して減衰定数が0.05となるように定めた。この間のモードにおいては、減衰定数は0.035 ～0.05である。

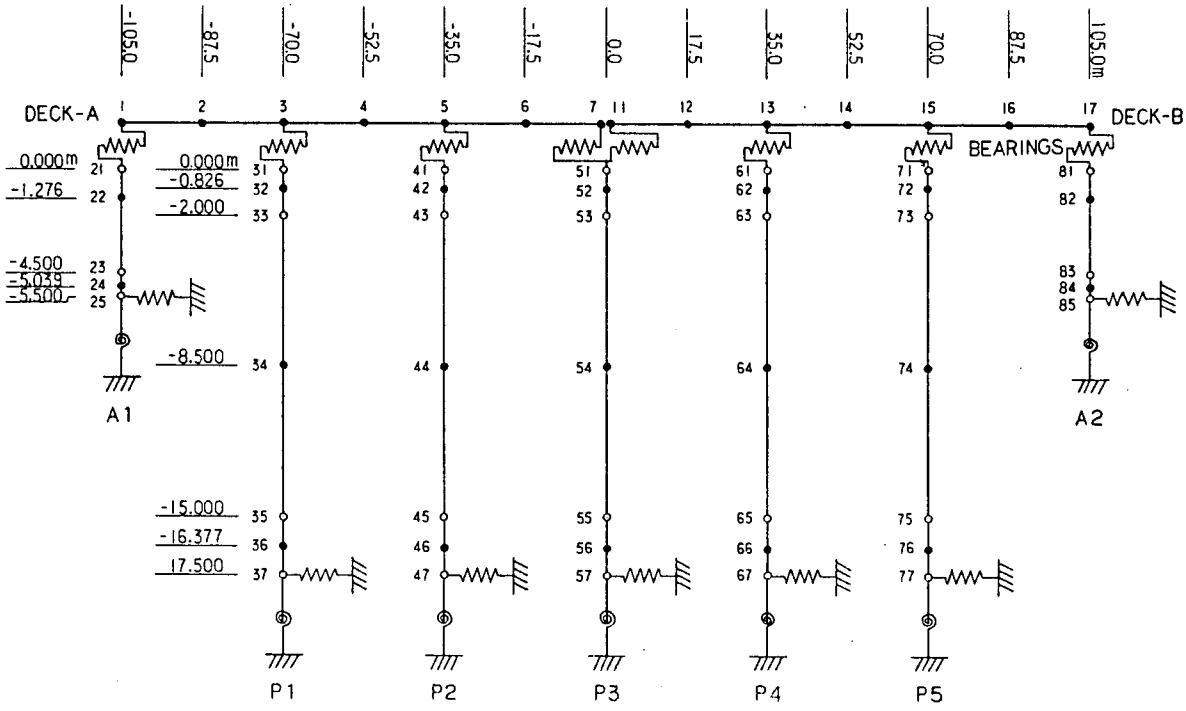
図－3.2.50は、解析結果から上部構造の応答変位時刻歴をオービット表示したものである。免震橋梁の特徴は、上部構造の振動方向が全てのポイントで地震入力方向と一致していることである。一方、非免震橋では橋脚とA2橋台の振動主軸は地震入力方向と一致しているものの、A1橋台では地震入力方向とは関係なくその弱軸方向に振動している。A1橋台と同じ振動が、DECK-B側の橋脚部においても振動軌跡の膨らみとして現れている。

図－3.2.51および図－3.2.52は、それぞれ上下部構造の最大応答変位および最大応答加速度の分布を示したものである。免震橋上部構造の変位分布は、DECK-A側では桁の横方向からの地震入力を受けるので、相対的に剛性の低いP3橋脚側で振幅が大きくなるのに対し、DECK-B側では桁の軸方向から入力を受けるので、上部構造の剛性が高いために同一振幅となる。DECK-AとDECK-Bの分布が明確に分離されることから、両桁は架け違い橋脚を共有するものの、互いの影響が少ないといえる。A1橋台天端の最大応答変位はA2橋台よりも小さいが、これは前者が長方形断面の強軸方向、後者が弱軸方向の地震入力を受けているためである。また、DECK-A側の最大値を 1/2モデルと比較すると、橋台天端の変位応答を除き変位応答、加速度応答のいずれも最大7％程度の違いである。橋台天端の応答値が異なるのは、長方形断面の橋台に対する地震入力方向が2つの検討で約16°異なるためである。一方、非免震橋では 1/2モデルと比較すると、特に架け違い橋脚の最大応答値が変位で約50％、加速度で約80％に減少しており、架け違い桁による拘束効果が大きくでている。また、A2橋台の変位が大きく橋軸方向の慣性力を受けており、免震橋との違いが大きい。

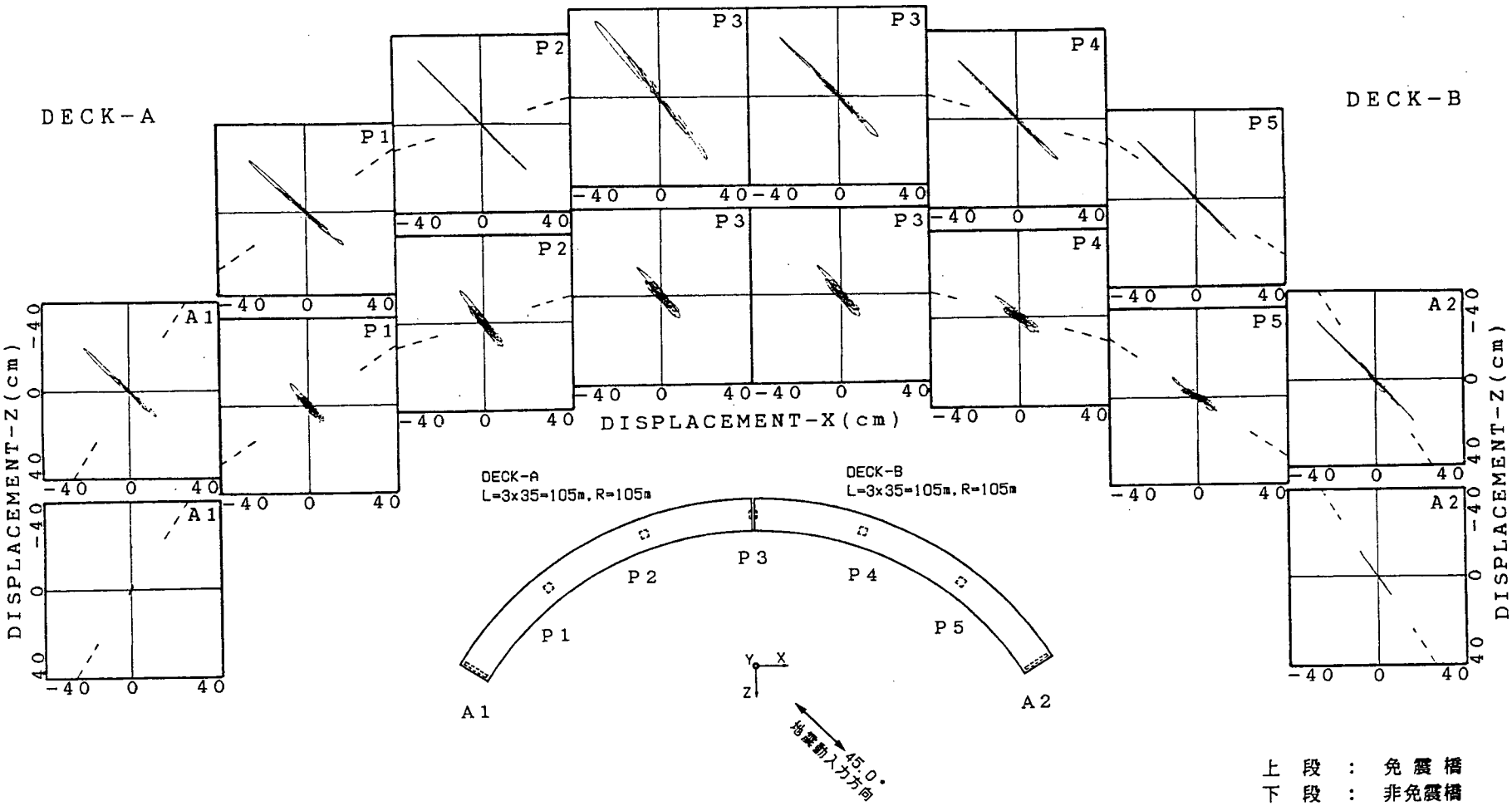
図－3.2.53および図－3.2.54は、下部構造基部の最大せん断力および最大曲げモーメント分布である。免震橋では下部構造まで含めた剛性分布に基づいて、DECK-A側およびDECK-B側においてそれぞれ慣性力分

担が行われている。また、DECK-A側の最大値を 1/2モデルと比較すると、両者の差が最も大きくでた架け違い橋脚でも、せん断力は6％、曲げモーメントは7％程度の違いである。一方、非免震橋の橋脚では免震橋の橋脚と同程度の慣性力しか分担しておらず、橋脚部の振動を拘束している力はA2橋台が負担している。

以上の結果から、架け違い部を有する免震曲線橋では桁同士の影響は少ないといえる。両側の桁の地震応答は、地震入力方向での下部構造まで含めた剛性バランスにより決まる。それゆえ、このタイプの橋梁の耐震設計上のポイントは架け違い部の桁間の相対変位である。両側の桁の周期特性を一致させておけば、相対変位は最大でも架け違い部における橋軸方向および橋軸直角方向の変位の差として与えられ、しかも1/2 モデルのような隣接桁の 1/2スパン分の上部構造重量と免震装置の動特性を考慮しただけの簡単なモデルによっても、十分な精度でこれら2方向の最大変位を得ることができる。

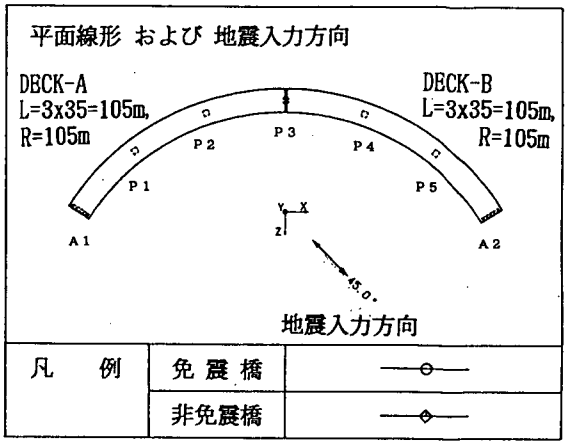


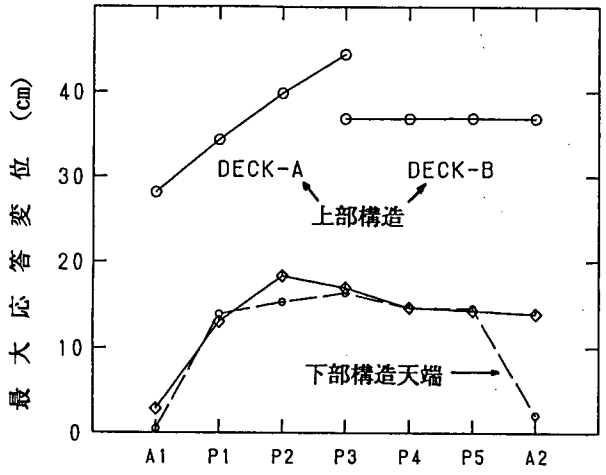
図－3.2.49　曲線橋における架け違い桁の影響に関する検討の骨組構造モデル
（縦断図）



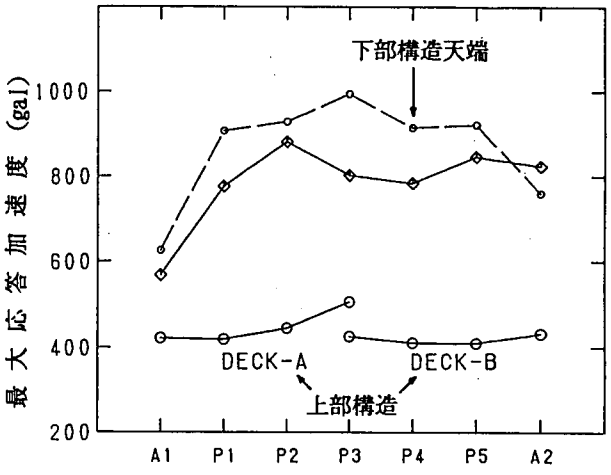
図－3.2.50 架け違い部を有する免震および非免震曲線橋の上部構造の応答変位オービット

共通凡例（図－3.2.51～図－3.2.54）

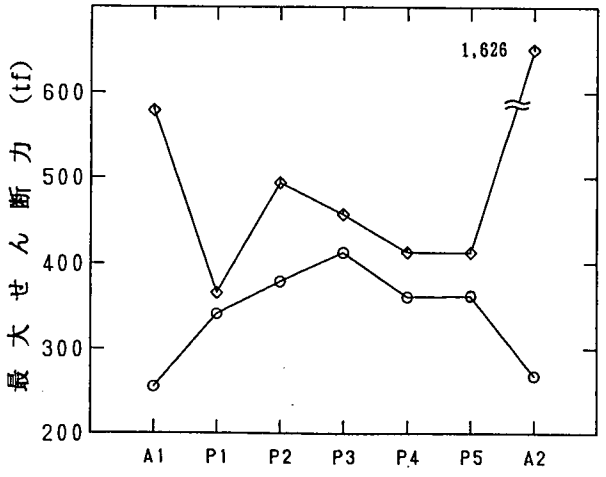




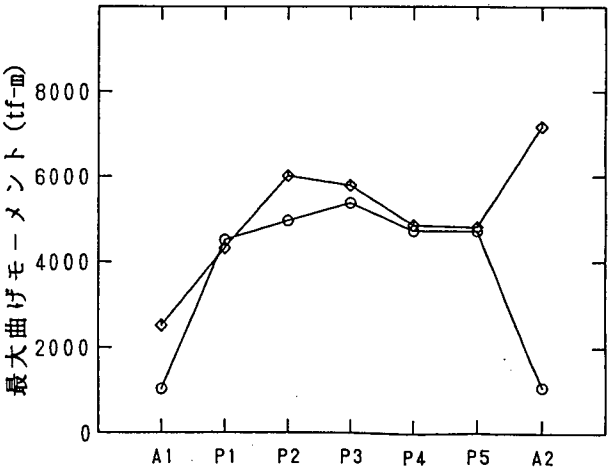
図－3.2.51　架け違い部を有する曲線橋の上下部構造の最大応答変位分布



図－3.2.52　架け違い部を有する曲線橋の上下部構造の最大応答加速度分布



図－3.2.53　架け違い部を有する曲線橋の下部構造基部の最大せん断力分布



図－3.2.54　架け違い部を有する曲線橋の下部構造基部の最大曲げモーメント分布

4）曲線橋の地震応答特性の方向性

これまでの検討は、一端が橋台もう一端が橋脚で終わる曲線橋の地震応答特性について検討したものであった。ここでの検討目的は、両端が橋台である免震曲線橋の地震応答特性が免震直線橋と比較してどのように変化するか把握することである。検討内容は図－3.2.42の解析概念図に示すように、地震入力方向をパラメータにとり、曲線橋は22.5°づつ方向をずらした計5方向、直線橋は橋軸方向と橋軸直角方向の地震入力とした。

検討対象橋梁は、3橋脚および2橋台で支持される4径間連続ＰＣ桁橋である。この橋梁において、上部構造と両端の橋台が断面剛性に方向性をもち、曲線橋では両橋台の向きは互いに90°異なっている。

解析は直接積分法による時刻歴応答解析により行い、数値積分はNewmark-β法（$\beta=1/4$)によった。橋梁は3次元の骨組構造モデルでモデル化した。図－3.2.55にモデルの縦断図を示す。免震装置のモデル化は、互いに22.5°づつ向きの異なる8本のバネに分割して方向性をなくしたバイリニア型のせん断バネ要素（ＭＳＳバネ）によった。上下部構造は3次元梁要素、地盤は2方向のせん断バネ要素と回転バネ要素である。各要素の剛性と質点の重量は、表－3.2.22に示した通りである。粘性減衰はレイリー減衰とし時刻ｔ＝0における初期剛性に対して与えた。レイリー減衰の係数は、1次モードと周期が約0.2secのモードに対して減衰定数が0.05となるように定めた。この間のモードにおいては、減衰定数0.035 ～0.05である。

解析結果から、地震入力方向の変化に伴う上下部構造の最大応答変位の変化を図－3.2.56に、その方向の変化を地震入力方向からの相対角度として図－3.2.57に示す。同様に、図－3.2.58、図－3.2.59は上下部構造の最大応答加速度、図－3.2.60、図－3.2.61は下部構造基部の最大せん断力、図－3.2.62、図－3.2.63は下部構造基部の曲げモーメントについて、最大応答の大きさと向きの変化を示している。これらの図において、モデルの対称性を考慮して、A1橋台とA2橋台、P1橋脚とP3橋脚の値を左右対称にプロットし、同一線で結んでいる。

図－3.2.56の最大応答変位についてみると、中央のP1橋脚を除いて上部構造と下部構造天端は斜め22.5～67.5°方向の地震入力を受けた場合にA2橋台側に応答が集中し、特に斜め45°方向の地震入力の場合、A1橋台上の上部構造の応答は直線橋と比較して約25％小さく、逆にA2橋台上で約15％大きくなり、A1橋台上ではA2橋台上の64％しかない。また、橋台天端は斜め45°方向入力のときに直線橋の応答と一致するが、上部構造と橋脚天端では 0.0°および90.0°方向入力のときの応答が直線橋とほぼ等しい。図－3.2.57の最大応答変位の方向についてみると、上部構造と橋脚天端の最大応答の方向は地震入力方向とほぼ等しく、0.0°方向入力のときに最もずれる。斜め45°方向入力のときのA1橋台天端の最大変位の向きが断面の強軸方向である以外は、この方向から地震入力を受けても、橋台天端の最大応答変位の方向は断面の弱軸方向である。

図－3.2.58の最大応答加速度についてみると、曲線橋の上部構造と橋脚天端では 0.0°および90.0°方向入力のときの応答の傾向が直線橋の橋軸および橋軸直角と似ている。ただし、 0.0°方向入力の場合の曲線橋の橋台上の最大応答値は直線橋の80％と小さくなっている。また、斜め22.5～67.5°方向入力のときに最大応答加速度の片側への集中はP3橋脚にわずかにみられるだけであり、橋台部では 0.0°および

90.0° 方向入力の中間の値をとる。A1およびA2橋台天端の最大応答加速度は、斜め45° 方向入力ときにそれぞれ直線橋の橋軸直角方向入力の1.00倍および橋軸方向入力の0.80倍である。図－3.2.59の最大応答加速度の方向についてみると、上部構造と橋脚天端の最大応答加速度の方向は、斜め25.5～67.5° 方向入力を受けた場合にA2橋台側において地震入力方向からずれてくる。また、橋台天端の最大応答加速度の方向は、斜め25.5～67.5° 方向入力のときのA1橋台が断面の強軸方向であり、それ以外は弱軸方向である。

以上のことから、検討対称橋梁においては、上部構造の方向性は 0.0° と90.0° 方向にあるが、その両端の橋台の方向性は－45° と＋45° 方向にずれているといえる。このような構造が斜め方向から地震入力を受けると両橋台で応答性状が異なり、上部構造の変位応答には振幅の片側への集中として、加速度応答には振動方向のずれとして影響が顕著に現れる。

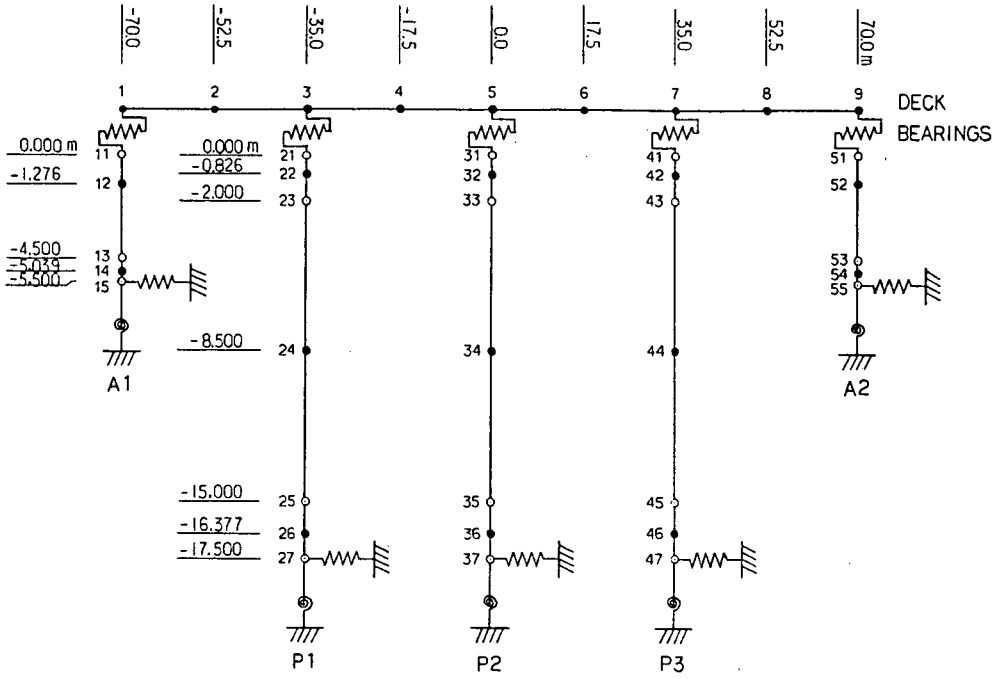
図－3.2.60～図－3.2.63の下部構造基部の断面力では、地震入力方向の変化による影響は上部構造の応答変位と同様の傾向を示し、斜め25.5～67.5° 方向入力のときには片側への応答値の集中が起きている。斜め45° 方向入力におけるA2橋台側の最大せん断力と最大曲げモーメントは直線橋より６～７％大きくなり、A1橋台ではA2橋台の80％である。

図は示さないが、免震装置の相対変位とせん断力についても上部構造の最大応答変位と同様な傾向を示した。斜め45.0° 方向入力のときのA2橋台部の免震装置の相対変位は直線橋より10～14％（直線橋橋軸／橋軸直角23.7／24.5cm、曲線橋27.0cm）大きくなり、A1橋台部の相対変位はA2橋台部の69％である。

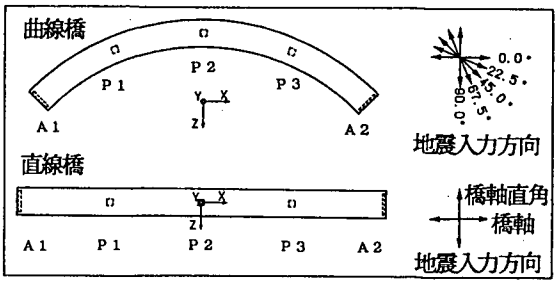
図－3.2.64および図－3.2.65は、 0.0° 方向入力のときの上下部構造の応答変位、加速度、免震装置の相対変位、せん断力、下部構造基部のせん断力、曲げモーメントの時刻歴応答をオービット表示したものである。これらの図は上部構造の変位応答の方向が地震入力方向から最も大きくずれた場合について表わしたものであるが、 0.0° 方向への並進成分と曲線桁に沿った成分が複合した振動となっている。橋台の変位応答は断面の弱軸方向を向いていることがわかる。下部構造に作用する断面力は免震装置を介して伝えられる上部構造の慣性力が支配的であることが、その軌跡からも読み取れる。同様に、図－3.2.66および図－3.2.67は斜め45° 方向入力におけるオービットで、A2橋台側に応答が最も集中する地震入力方向である。A2橋台部において多少複雑な軌跡となっているが、複雑な振動を免震装置の相対変位として吸収している状況が読み取れる。

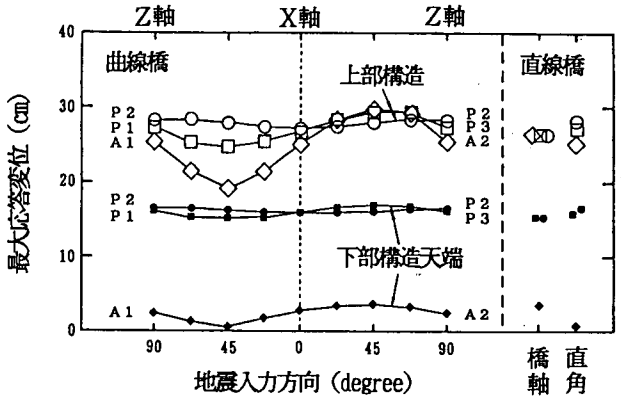
以上の検討から、曲線橋では橋台のような断面剛性に方向性をもつ下部構造の影響を受け、免震橋でも地震入力方向によっては応答性状が変わり、応答の集中が起こる場合もあることが示された。免震橋での応答の集中は力に対してよりも変位に対して強く現れるが、応答の集中に伴う桁端の免震装置の相対変位は直線橋と比較して高々15％程度であり、設計が大きく変更される要素とはいえない。

地震入力方向は橋梁両端の橋台間において変位で最大35％、断面力で最大20％の差を生じさせていることから、時刻歴応答解析により設計の照査を行う場合には地震入力方向に配慮する必要があるといえる。また、２方向地震同時入力による場合においても、地震記録がもつ方向性によっては解析結果が異なると考えられ、建設地点の地盤振動の方向性をも考慮に入れた地震入力方向の選定が望まれる。

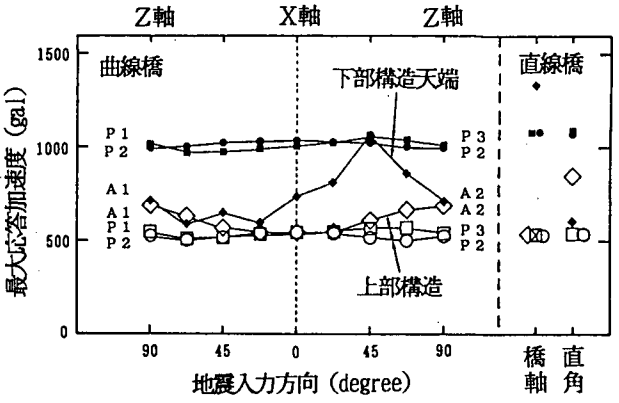


図－ 3. 2.55　曲線橋の地震応答特性の方向性に関する検討の骨組構造モデル
（縦断図）

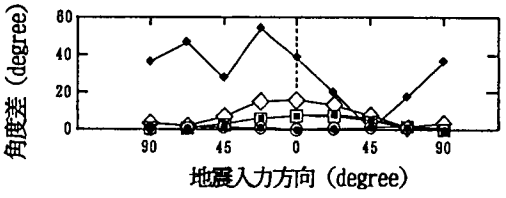




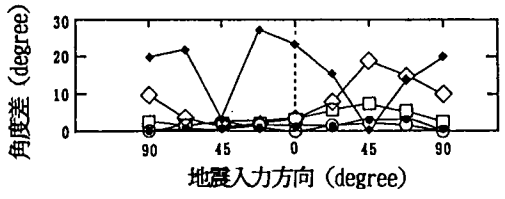
図－3.2.56　地震入力方向と上下部構造の最大応答変位との関係



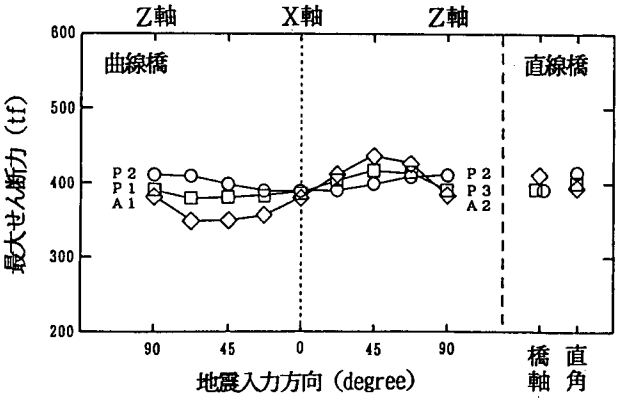
図－3.2.58　地震入力方向と上下部構造の最大応答加速度との関係



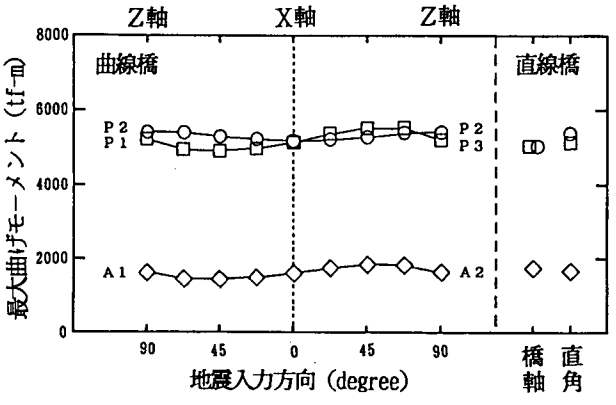
図－3.2.57　地震入力方向と上下部構造の最大応答変位方向との関係



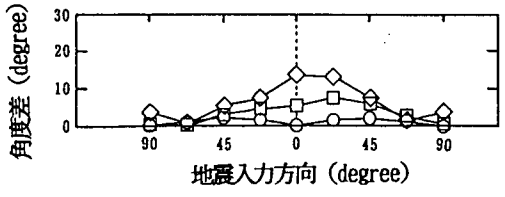
図－3.2.59　地震入力方向と上下部構造の最大応答加速度方向との関係



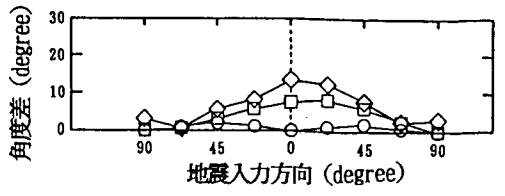
図－3.2.60　地震入力方向と下部構造基部の最大せん断力との関係



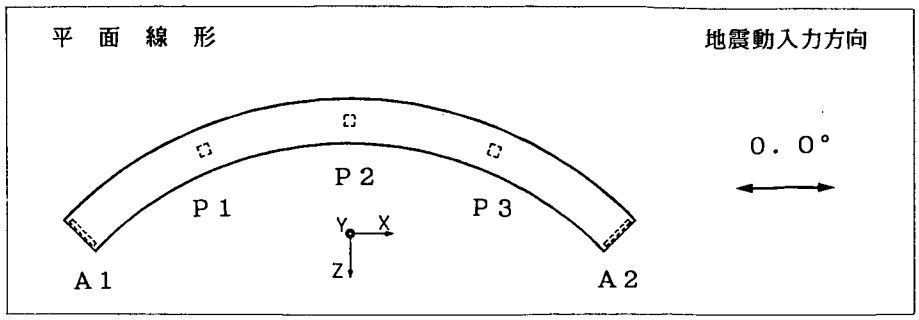
図－3.2.62　地震入力方向と下部構造基部の最大曲げモーメントとの関係



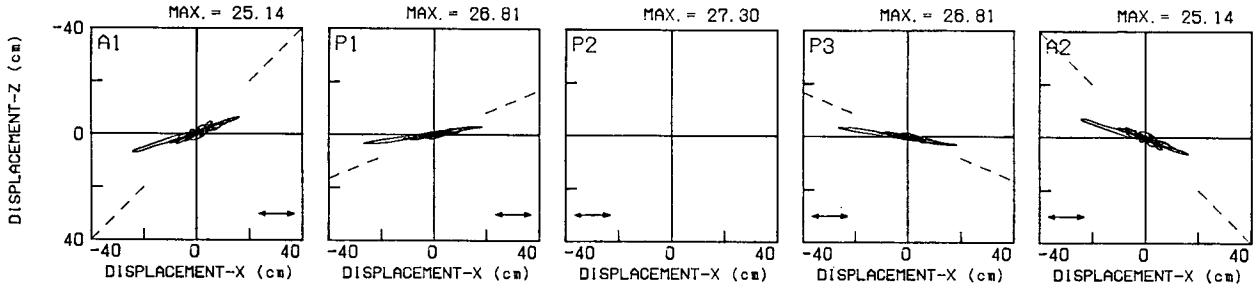
図－3.2.61　地震入力方向と下部構造基部の最大せん断力方向との関係



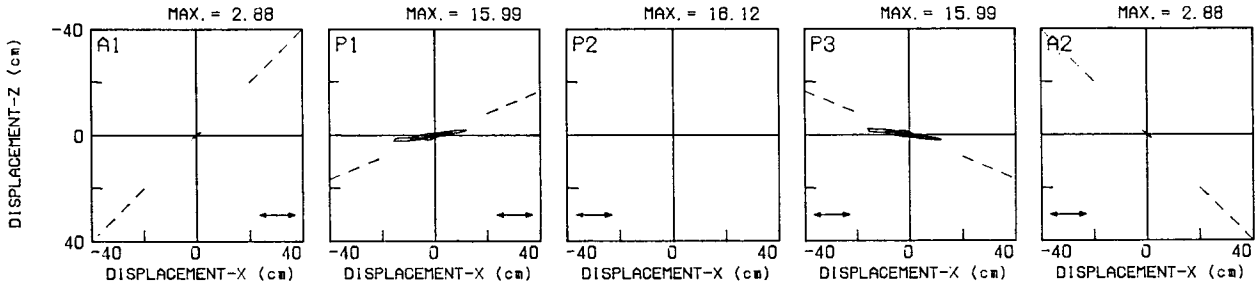
図－3.2.63　地震入力方向と下部構造基部の最大曲げモーメント方向との関係



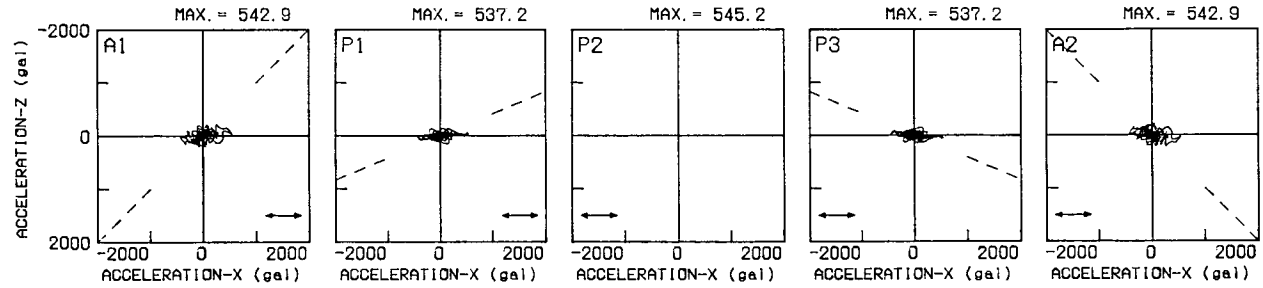
a－1） 上部構造の応答変位



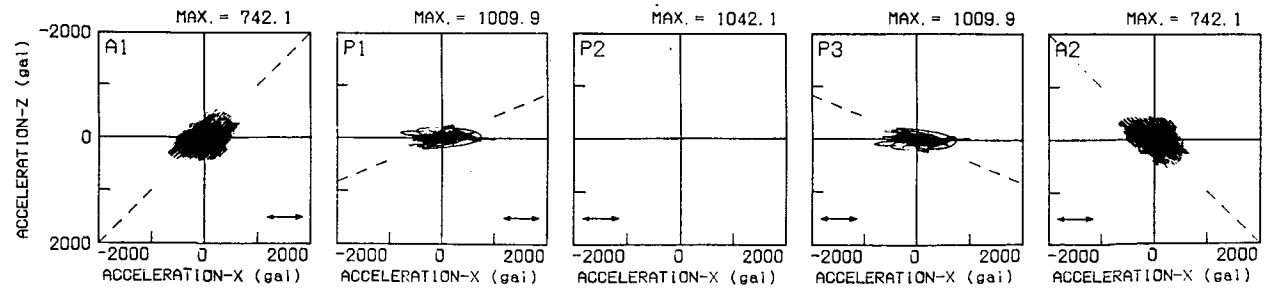
a－2） 下部構造天端の応答変位



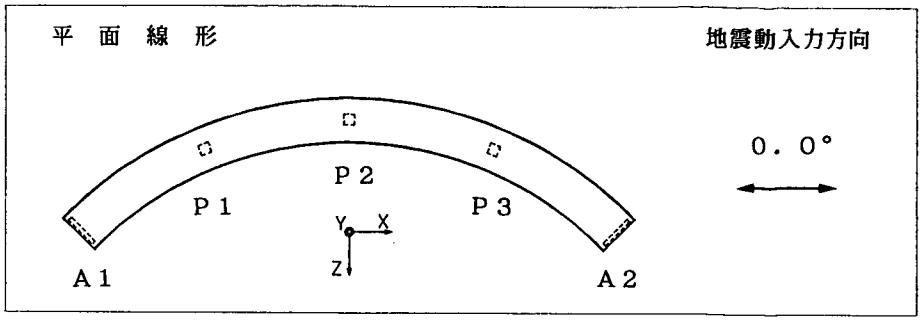
b－1） 上部構造の応答加速度



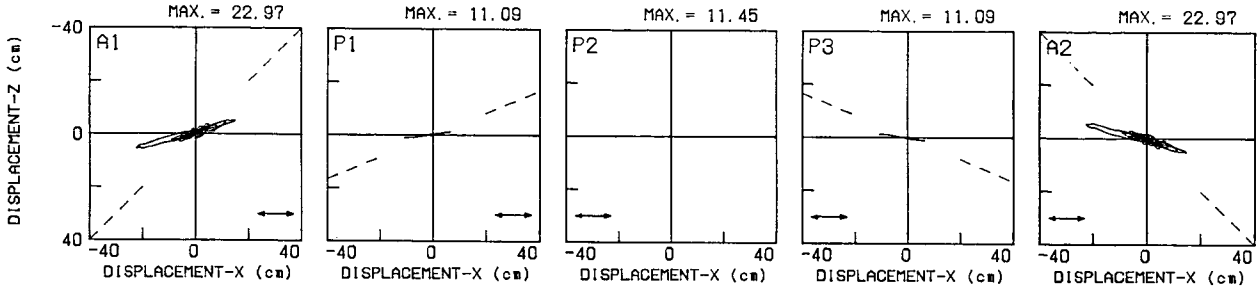
b－2） 下部構造天端の応答加速度



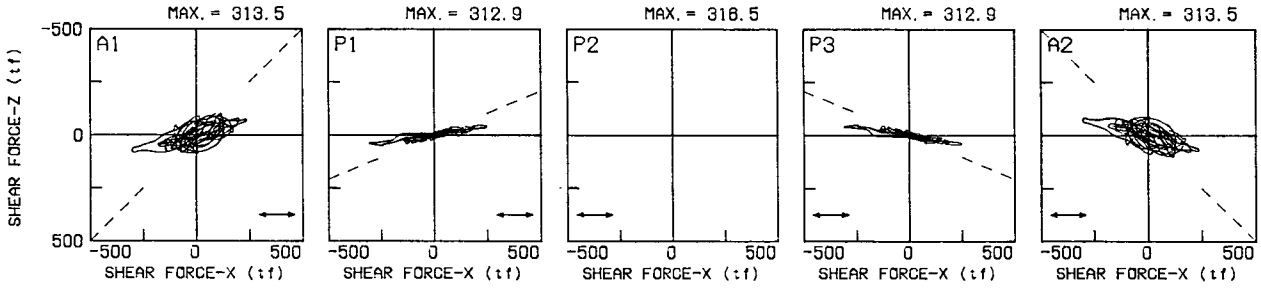
図－3.2.64 0.0° 方向入力における免震曲線橋の上下部構造の応答変位・加速度オービット



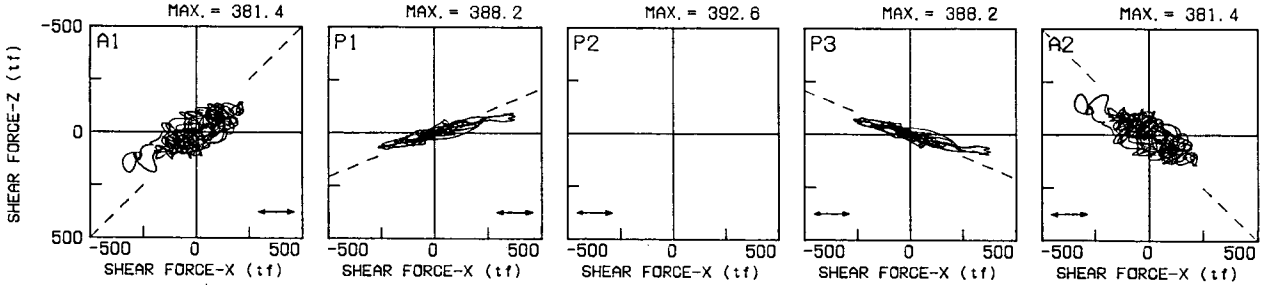
a-1） 免震装置の相対変位



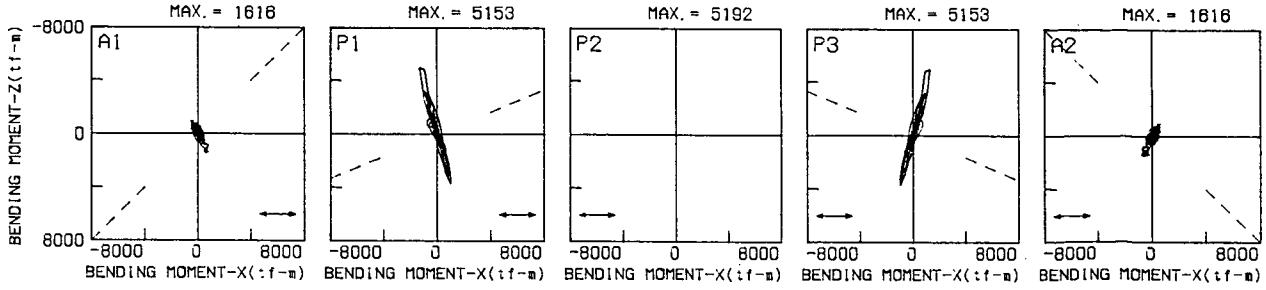
a-2） 免震装置のせん断力



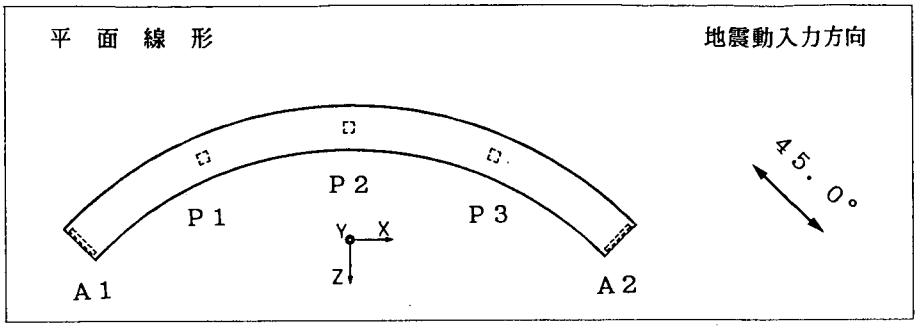
b-1） 下部構造基部のせん断力



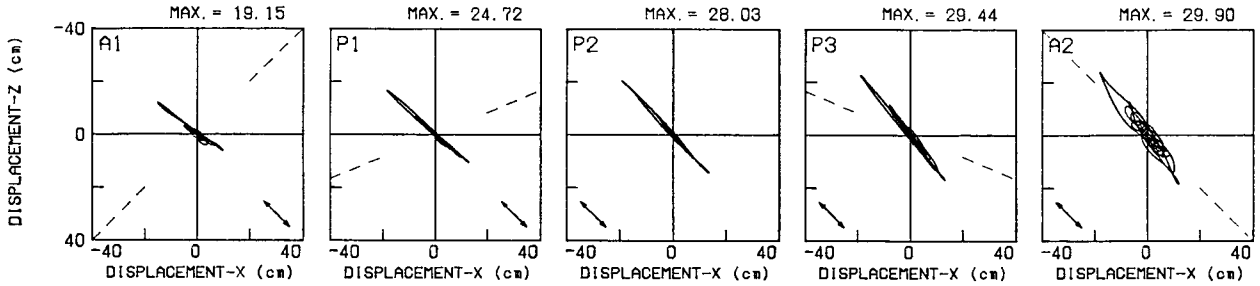
b-2） 下部構造基部の曲げモーメント



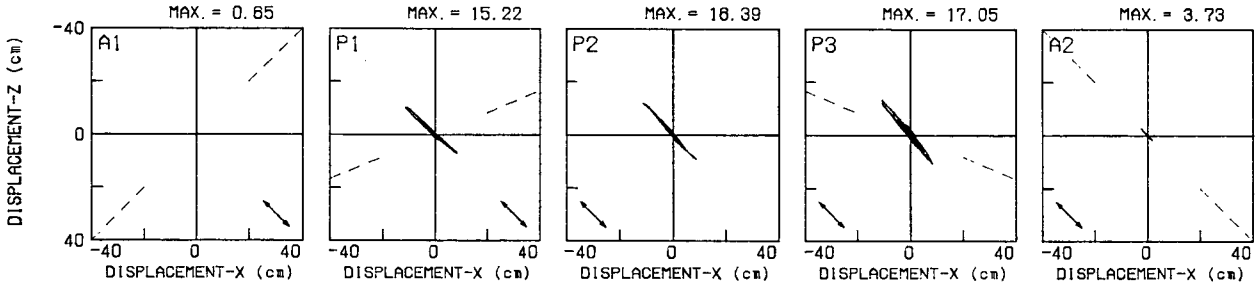
図－3.2.65 0.0° 方向入力における免震曲線橋の免震装置応答・下部構造断面力オービット



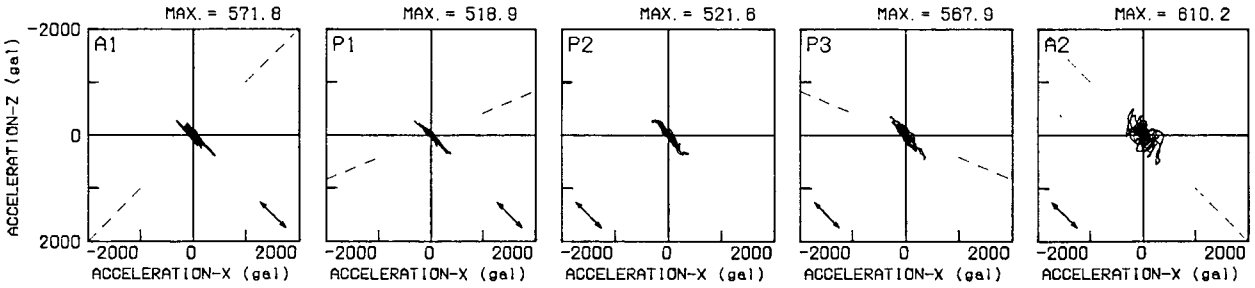
a-1） 上部構造の応答変位



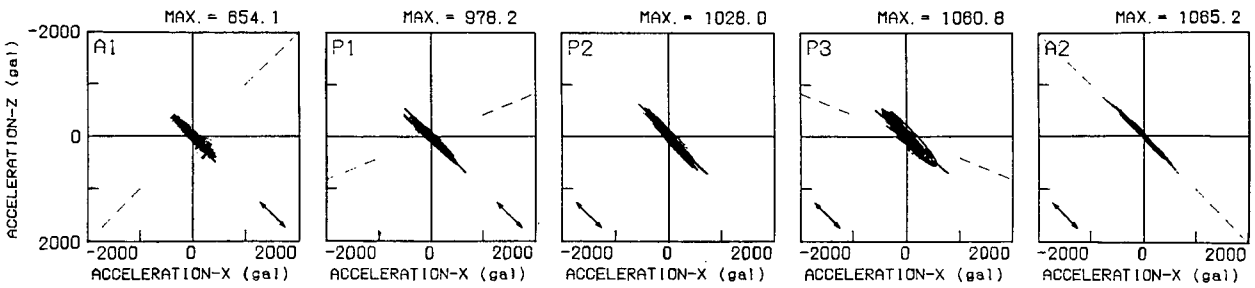
a-2） 下部構造天端の応答変位



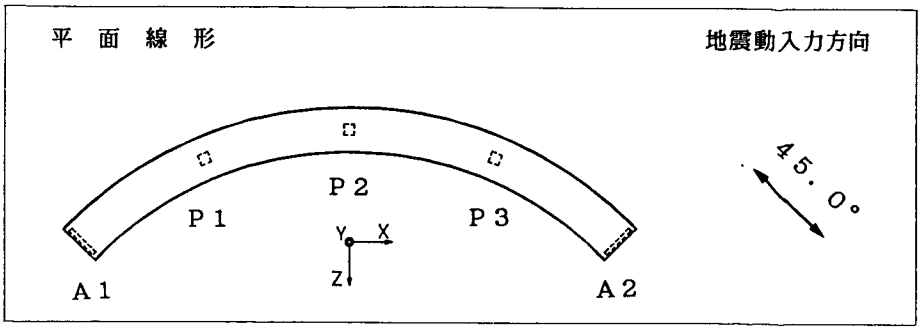
b-1） 上部構造の応答加速度



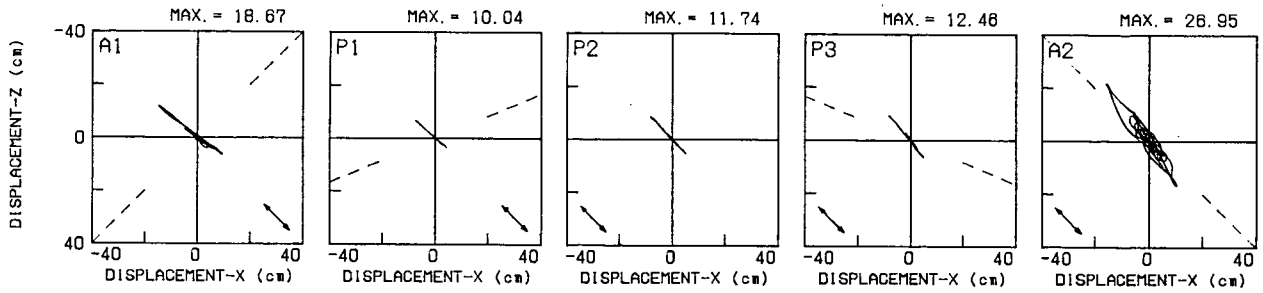
b-2） 下部構造天端の応答加速度



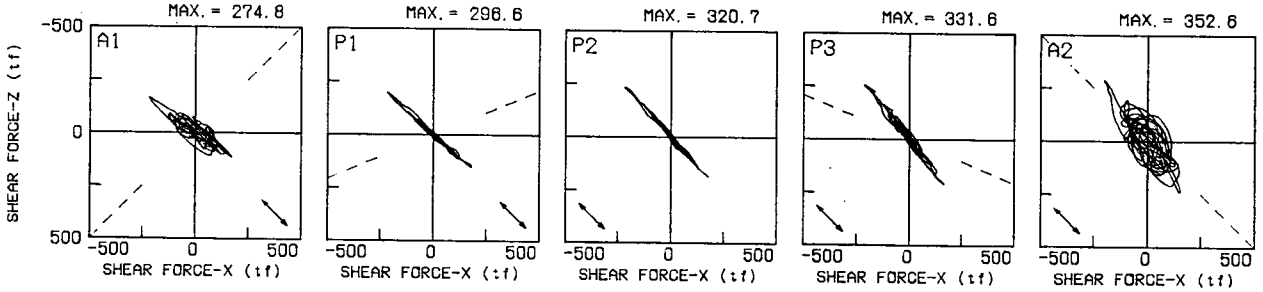
図－3.2.66 斜め45° 方向入力における免震曲線橋の
上部構造の応答変位・加速度オービット



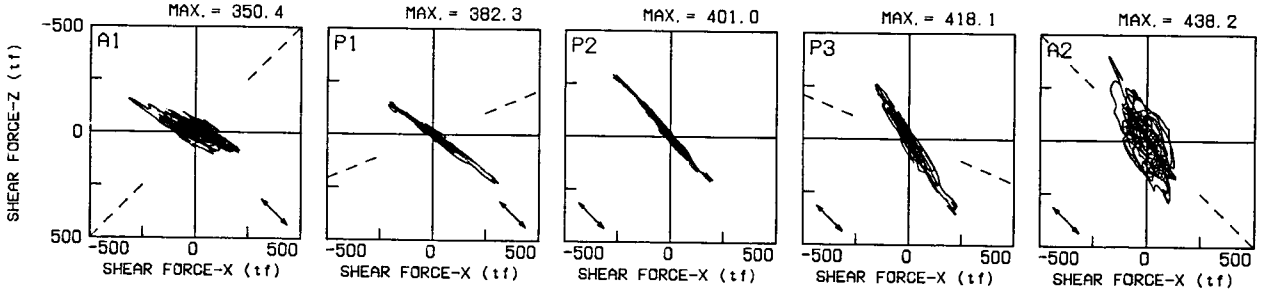
a-1） 免震装置の相対変位



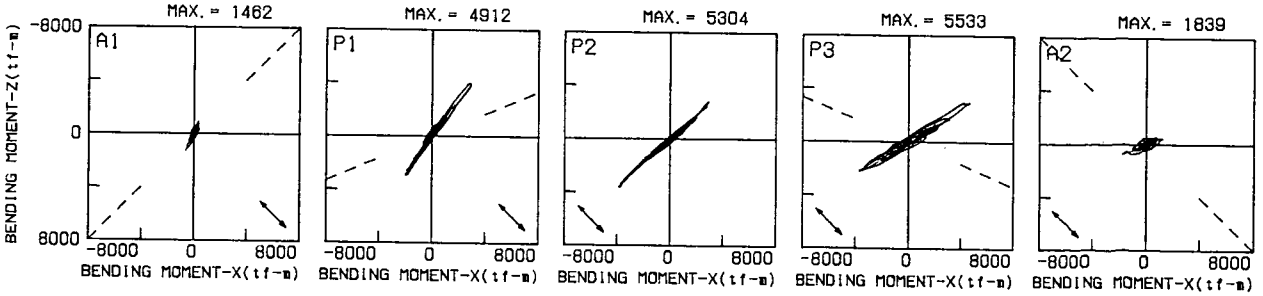
a-2） 免震装置のせん断力



b-1） 下部構造基部のせん断力



b-2） 下部構造基部の曲げモーメント



図－3.2.67 斜め45° 方向入力における免震曲線橋の
免震装置応答・下部構造断面力オービット

5）まとめ

a）免震化の効果

曲線橋では、上部構造の軸が曲線に沿って徐々に変化していくとともに、それを支持する橋脚や橋台が異なった方向で配置され、剛性に関する方向性が位置によって変化するので応答の集中や複雑な振動を引き起こす。ところが、上下部構造間をアイソレートして免震橋とすると、質量の大きな上部構造が免震装置上で地震入力方向に単純に振動すること、上下部構造にそれぞれ自由な振動をゆるし、その間を免震装置の相対変位として吸収し、大きな拘束力を発生させないことにより、以下に挙げる効果が得られることが分かった。

① 免震橋の地震応答の分散効果は曲線橋であっても損なわれることはない。

② 曲線半径の大小にかかわらず、直線橋と同様の地震応答性状を示す。

③ 架け違い部においては桁間もアイソレートされ、桁相互の影響が少ないものとなる。

④ 地震入力方向による応答性状の変化は多少みられるものの、非免震橋と比較して大きく緩和される。

b）設計への反映

免震曲線橋の設計および時刻歴応答解析による照査において留意すべき点、あるいは逆に問題とならない点として、以下のことがいえる。

① 免震曲線橋の設計は、それを直線橋と置き換えても設計できる。

② 架け違い部を有する免震曲線橋の設計上の留意点はそこでの桁間の相対変位である。架け違いを挟んだ両側の周期特性を一致させておけば、相対変位は最大でも架け違い部における橋軸方向と橋軸直角方向の変位の差として与えられる。

③ 免震曲線橋がもつ地震応答性状の方向性による影響を設計上考慮すべき点は桁端の免震装置の相対変位であるが、これは直線橋の15％増程度と考えてよい。

④ 地震入力方向によって免震曲線橋の応答性状が異なるので、時刻歴応答解析による設計の照査においては、そこで用いる入力地震動の方向性をも検討しておく必要がある。

3.2.4 今後の課題

(1) 全体行程

本研究の全体行程は図－3.2.1に示す通りである。残された課題は今回の検討を踏まえたパラメトリックスタディの実施と、動的解析手法の提案及び適用範囲の検討である。また、次年度は「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」の検討を行うことから、これらとリンクさせて検討の実施を行う。

(2) 次年度の課題

次年度の検討課題は以下の通りである。表－3.2.3に研究工程を示す。

a．動的解析法の提案と適用範囲の検討

- パラメトリックスタディ
- 解析手法の提案
- 適用範囲の検討

b．道路橋免震設計法のマニュアル（案）の検討

動的解析による免震橋梁の照査の項の検討を行う。

- 動的解析に用いる地震入力
- 動的解析手法
- 動的解析モデル
- 動的解析における照査

表－3.2.　研究行程

	1991年度上期	1991年下期
a．動的解析法の提案と適用範囲の検討	← ——— →	
b．道路橋免震設計法のマニュアル（案）の検討	← ———	——— →

＜民間担当会社＞　㈱竹中工務店、㈱竹中土木、清水建設㈱、㈱熊谷組、西松建設㈱、五洋建設㈱、石川島播磨重工業㈱

3.3 免震装置の設計法に関する研究

3.3.1 平成2年度の研究成果の概要

(1) 研究の概要

平成元年度は、国内外の文献を調査し、橋梁用免震装置の設計方法をまとめるにあたり、必要な検討課題の抽出を行った。平成2年度はこの成果を受け、具体的な免震装置、橋梁を設定し、装置の構造設計、モデル化、特性値の設定のそれぞれの面から、具体的な試設計を含む検討を行った。

平成2年度の研究項目は以下の通りである。

① 免震装置の構造設計の検討

② 免震装置のモデル化の検討

③ 免震装置の特性値の設定方法の検討

さらに、これらの成果を受け、平成2年度時点での免震装置の設計法をまとめた。

(2) 成果の要約

i) 免震装置の構造設計の検討

① 対象橋梁を選定し、建築構造物に実績のある免震装置を対象に、免震装置の試設計を行った。鉛プラグ入り積層ゴム、高減衰積層ゴムの他に、鋼製ダンパー（2種類）、摩擦ダンパー（2種類）の設計例を示し、具体的な設計式、特徴を明らかにした。

② 積層ゴム支承を多径間連続橋に適用する場合、座屈に関する規定で形状が決まる場合がある。座屈強度に関係ない形状だけによる規定があったが、安全性の評価、ゴムの物性との関係が不明確であった。そこで既往文献を調査し、座屈強度の算定式を整理した。

その結果、座屈強度はいずれの提案式でも大きな差がなく、ゴムのせん断弾性係数、形状係数に比例した簡易な計算式で算定できることが明らかになった。

ii) 免震装置のモデル化の検討

① 免震装置のモデル化は、試験の結果得られる荷重—変位曲線をもとに行われているが、その方法は装置により異なっていた。モデル化の設定方法を整理するとともに、バイリニアモデル、等価線形モデルに対して具体的なモデル化の方法を提案した。

② i) の項で試設計した免震装置を対象に、単独橋脚多質点モデルを用いた地震応答解析を実施して、免震装置のモデル化が非線形の場合と等価線形の場合の応答を比較した。等価線形化手法は、Resonant Amplitude 法、Dynamic Stiffness 法、Geometrical Stiffness 法の3種類とした。

その結果、いずれの免震装置においても、非線形モデルと等価線形モデルの解析結果は、免震装置部の変位、上部構造の最大加速度とも10%程度の差異であり、等価線形モデルが設計上実用的な方法であることが確認できた。等価線形化手法は、Resonant Amplitude 法の適用は出来ず、Dynamic Stiffness 法、Geometrical Stiffness 法のいずれかを用いるのが適当であることが判った。また同

時に、1質点1自由度モデルによる静的解析も行ったが、装置部の変位に関しては、概ね動的解析結果を評価していることが明らかになった。

ⅲ）免震装置の特性値の設定方法

① 免震装置の特性値を設定する場合は、特性値の設定・応答の予測の繰り返し計算を行うことを前提とした。そこで、出来る限り簡易なモデルであり、しかも上・下部構造の条件を反映し、免震装置部の応答が精度良く予測出来る橋梁モデルを検討した。

その結果、免震橋梁を下部構造と免震装置の等価剛性から求まるバネと、上部構造の質量からなる1質点1自由度モデルでモデル化することを提案した。試算したところ、免震装置部の応答変位は静的骨組構造モデルによるものと10%以内の精度で一致しており、当モデルが設計に使用しうるものと考えられた。

② 下部構造のレベル1での簡易な剛性評価方法として、橋脚基部の断面形状から評価する方法と、過去の橋脚の基本振動数のデータから推定する方法を示した。

ⅳ）免震装置の設計方法

上記検討成果をふまえ、平成2年度時点での免震装置の設計方法をまとめた。ガイドライン（案）[1]との主な相違点は、

① 上部構造を支える支承としての条件を、日本道路協会「道路橋支承便覧」[2]を参考に追加し、ゴムの物性を反映した座屈に関する評価法を提案した。

② 免震装置の復元力特性の非線形モデル、等価線形モデルの設定法を具体的に記述した。また、精度良く免震装置の設計変位が求まり、特性値の設定が行える、装置の設計に用いる橋梁のモデル化の方法を提案した。

③ 鉛プラグ入り積層ゴム、高減衰積層ゴムについては、より精度の高い復元力特性の評価式を示した。また、鋼製ダンパー、摩擦ダンパーの設計方法についてもまとめた。

等である。

3.3.2 免震装置の構造設計の検討

建築構造物等に用いられ、実績のある免震装置を対象に、

ⅰ）免震装置の具体的な設計法を明らかにする。

ⅱ）橋梁用免震支承としての適用性を検討する。

ⅲ）ガイドライン（案）の設計法の問題点を抽出、及び今後の設計法の資料を得る。

等を目的として、橋梁用免震支承の試設計を行った。具体的なモデル橋梁を設定し、同一の設計条件のもとで構造設計を行った。

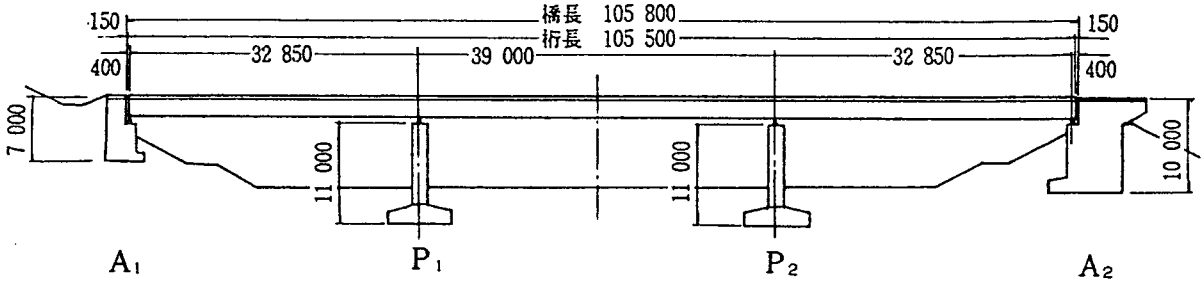
(1) 各種免震装置の試設計例

i) 設計条件

構造設計の基本方針は、ガイドライン（案）及び道路橋示方書・同解説、V耐震設計編[3]（以後道示と呼ぶ）に基づき、震度法・保有水平耐力法レベルの入力を考え、設計を行った。免震装置の設計フローを図－3.3.5 に示す。対象橋梁の諸元は、文献[4]によった。

①対象橋梁

静岡県宮川橋



図－3.3.1　橋梁側面図

②橋梁諸元

上部構造　　鋼3径間連続非合成鈑桁橋

下部構造　　橋台－逆T式　橋脚－壁式

上部構造重量　　1320tf

③環境条件

地域区分　　A区分　　重要度　1級

地盤種別　　I種

④支承設計反力

橋脚・橋台の支承の設計反力を表－3.3.1 に示す。

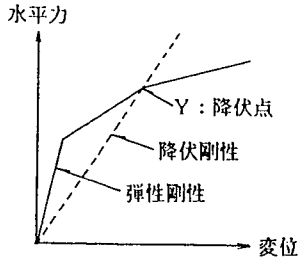
表－3.3.1　支承設計反力

（tf）

けた	橋台部支点			橋脚部支点		
	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計
G1	42.6	18.4	59.0	139.4	43.6	183.0

⑤下部構造の剛性

下部構造の剛性は、図－3.3.2 の水平力と水平変位の関係から表－3.3.2 の値を用いた。



図－3.3.2 水平力と水平変位の関係

表－3.3.2 下部構造の剛性

	弾性剛性	降伏剛性
	K_P t/m	K_{Py} t/m
A_1	40 510	40 510
P_1	14 090	10 300
P_2	11 180	8 680
A_2	31 750	17 950

⑥設計水平震度

a．レベル1に用いる設計水平震度

道示4.2より設定した。

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot k_{ho} \quad \cdots\cdots\cdots (3.3.1)$$

b．レベル2に用いる設計水平震度

ガイドライン（案）を道示5.3.2の入力に合うように修正し、震度を設定した。

$$k_{ho} = c_z \cdot c_I \cdot c_R \cdot c_D \cdot k_{hco} \quad \cdots\cdots\cdots (3.3.2)$$

ここに、

k_h ：レベル1に用いる設計水平震度

k_{ho} ：レベル1に用いる標準設計水平震度（＝0.2）

k_{hc} ：レベル2に用いる設計水平震度

k_{hco} ：レベル2に用いる標準設計水平震度（＝1.0）

c_z ：地域別補正係数（＝1.0）

c_G ：地盤別補正係数（＝0.8）

c_I ：重要度別補正係数（＝1.0）

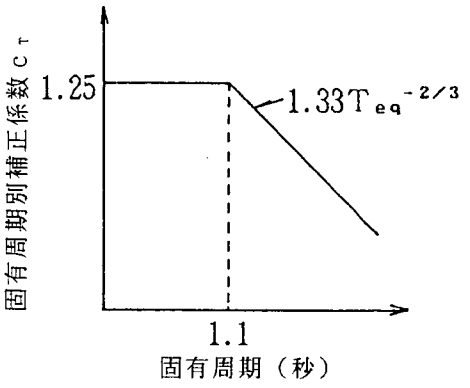
c_T ：固有周期別補正係数（図-3.3.3参照）

c_R ：振動特性別補正係数（図-3.3.4参照）

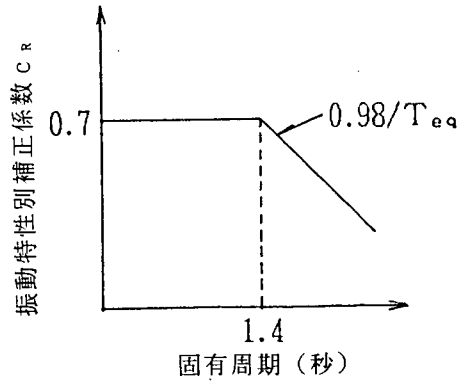
c_D ：減衰定数別補正係数

$$c_D = \frac{1.5}{40h + 1} + 0.5 \quad \cdots\cdots\cdots (3.3.3)$$

h＝橋の減衰定数



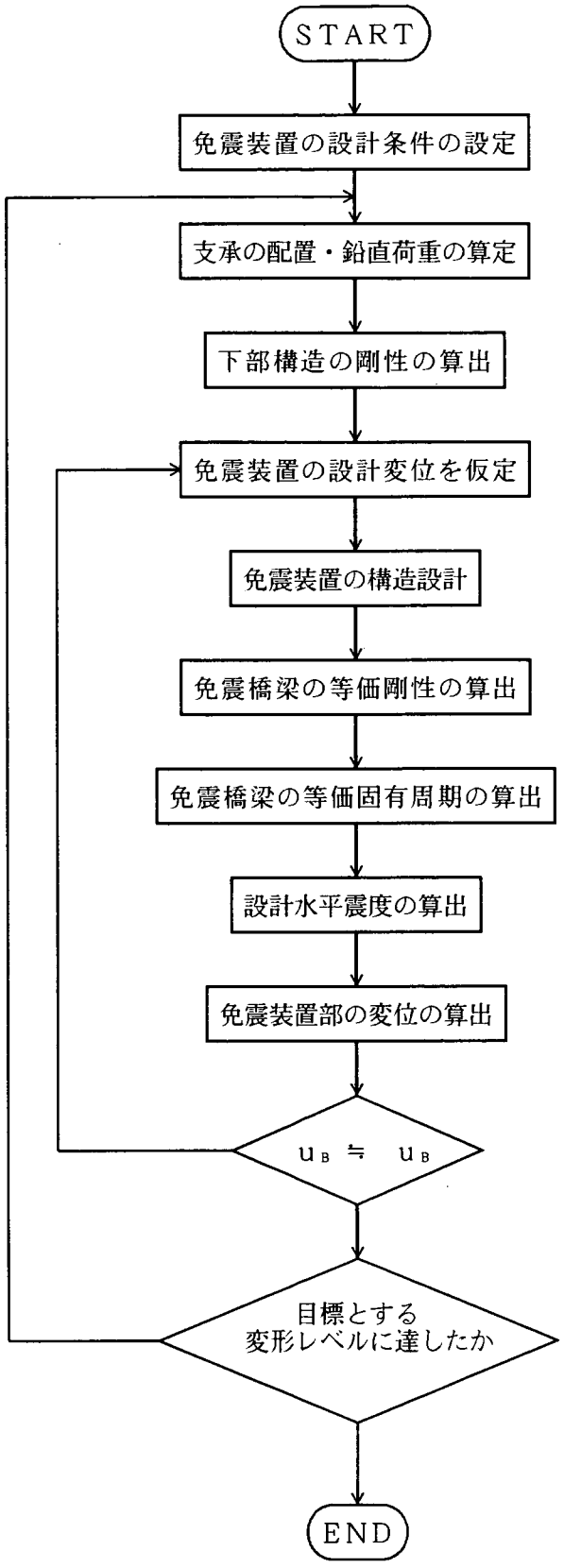
図－3.3.3 固有周期別補正係数



図－3.3.4 振動特性別補正係数

⑦免震装置の設計変位

免震橋梁は、上部構造と、免震装置の等価剛性と下部構造の剛性から求まるバネで、1質点1自由度にモデル化した。免震装置の設計変位は、図-3.3.5の免震装置の設計フローに従い繰り返し計算を行って求めた。免震装置の設計変位が、15～20cm程度となることを目安に各免震装置の構造設計を行った。



ここに、
K_{Pi} ：下部構造の剛性
K_{Bi} ：免震装置の剛性
u_B ：免震装置の設計変位
ΣK_i ：免震橋梁の等価剛性
T_{eq} ：免震橋梁全体の固有周期
m ：上部構造全体の質量
k_h ：設計水平震度

図－3.3.5　免震装置の設計フローチャート

免震装置の設計変位の具体的な算定方法は、3.3.4 免震装置の特性値の設定方法に記述する。

⑧免震の方向

現設計と同様、橋軸方向のみを対象とした。

ii）試設計例

試設計の対象としたのは、当研究項目の担当会社が開発し、建築構造物に実績のある装置である。参考のために、実設計の鉛プラグ入り積層ゴムの仕様も記載する。免震装置の構造細目、経済性等についての検討は行っておらず、橋梁への適用性の検討は十分とは言えないが、各免震装置の物性値、形状を概略検討するための設計式、モデル化の方法については、具体的に記述している。

試設計を行った免震装置を表-3.3.3に示す。

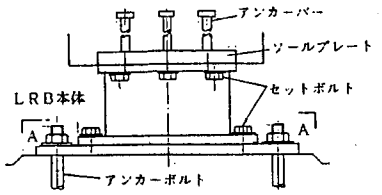
表－3.3.3　免震装置一覧表

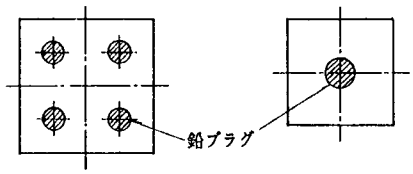
免震装置	担当会社
鉛プラグ入り積層ゴム	オイレス工業㈱
高減衰積層ゴム	㈱ブリヂストン
弾性すべり支承＋水平バネ	大成建設㈱
積層ゴム＋摩擦ダンパー	㈱間組
積層ゴム＋鋼製ダンパー	西松建設㈱
積層ゴム＋鋼製ダンパー	㈱奥村組

免震装置	鉛プラグ入り積層ゴム

1．構　成

鉛プラグ入り積層ゴム ―― 積層ゴムの中央に鉛プラグを挿入した免震装置



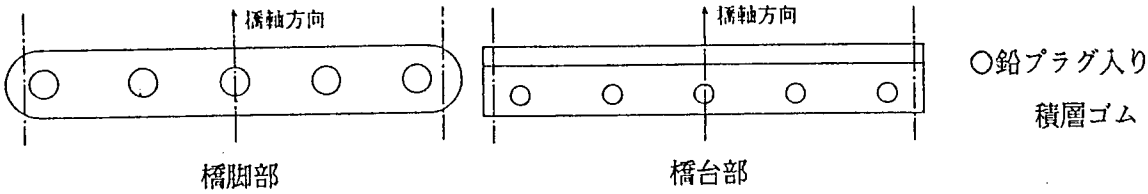


形状寸法・材質

単位：cm

	橋脚部	橋台部
平面形状	55×45	35×35
鉛プラグ	φ7.0×4	φ7.5
ゴム厚	1.1×10層	0.9×14層
基数	5基	5基
ゴム材質	天然ゴム	天然ゴム

2．配置図



3．設計方法

(1) 鉛プラグ入り積層ゴム

設計法は、道路橋の免震設計法ガイドライン（案）に従う。

$$K_r = \frac{A_r \cdot G_o}{\Sigma t_e}$$

$$K_2 = K_r \left(1 + \frac{12A_p}{A_r}\right)$$

$$K_1 = 6.5 \cdot K_2$$

$$Q_d = 61.2 \cdot \phi^2$$

ここに、A_r　：積層ゴムの断面積（cm^2）　　K_1　：鉛プラグ入り積層ゴムの一次剛性(kgf/cm)

A_p　：鉛プラグの断面積（cm^2）　　K_2　：鉛プラグ入り積層ゴムの二次剛性(kgf/cm)

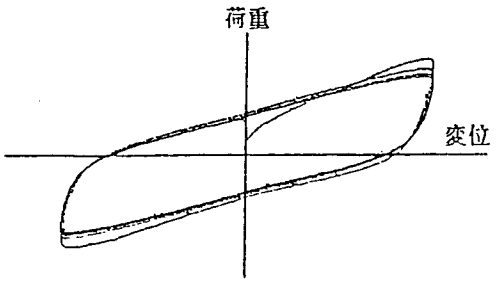
K_r　：積層ゴムの剛性(kgf/cm)　　Q_d　：鉛プラグ入り積層ゴムの降伏荷重(kgf)

G_o　：ゴムのせん断剛性(kgf/cm^2)　　ϕ　：鉛プラグの直径（cm）

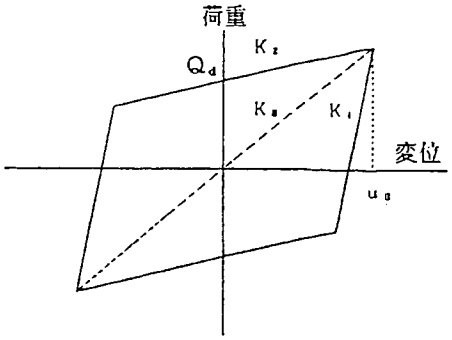
Σt_e　：ゴムの総厚（cm）

(2) 復元力特性

i）鉛プラグ入り積層ゴム

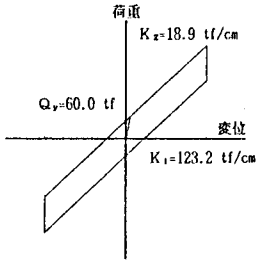


要素試験結果



バイリニア型モデル

ii）橋脚部



Q_y ：降伏力（tf）

K_1 ：一次剛性（tf/cm）

K_2 ：二次剛性（tf/cm）

4．特 徴

(1) 構造

通常の積層ゴムの中央部に鉛プラグを挿入した免震支承で、構造が単純で施工が容易である。

(2) 機能

一つの装置で、①荷重支持性能 、②復元性能、③減衰性能、④風揺れ・制動荷重に対する抵抗力など、免震装置として必要な性能を併せ持つ。

(3) 性能

①面圧60kgf/cm²相当荷重を載荷した状態で、400%以上のせん断変形性能が期待できる。

②力学特性の方向依存性がなく、橋軸方向、橋軸直角方向に同じ復元力特性を示す。

③力学特性は、温度、振動数、鉛直荷重および繰返し載荷などに対する依存性が少ない。

(4) モデル化

荷重－変位曲線は、ほぼ完全なバイリニア型であり、モデル化が容易で、応答予測の精度も高い。

(5) メンテナンス

①外面に10㎜程度の被覆層を施しているため（この被覆層は設計断面にはふくまない）、ほとんどメンテナンス・フリーである。

②簡単な構造で、容易に交換が可能である。

(6) コスト

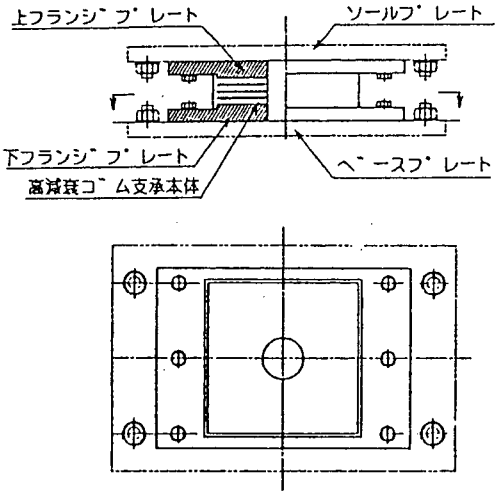
単純な構造で安価に製作できる。

免震装置	高　減　衰　積　層　ゴ　ム

1．構成

積層ゴム ――― 高減衰ゴム系積層ゴム

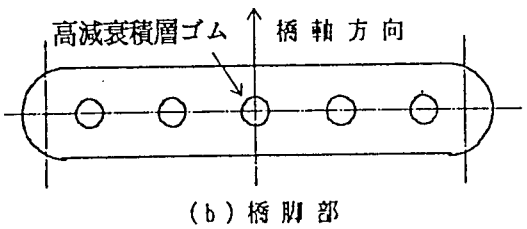
高減衰ゴム：材料自体にばねと減衰性能を有するゴム材料



形状寸法

	橋脚部	橋台部
平面形状（鋼板）	40×40cm	55×55cm
中抜き径	φ12cm	φ12cm
有効支圧面積	1487cm²	2912cm²
ゴム厚	1.5cm×4層	2.5cm×2層
鋼板厚	0.3cm×3枚	0.5cm×1枚
基数	5基	5基

2．配置図



（b）橋脚部



（a）橋台部

3．設計方法

i）高減衰積層ゴム

ひずみに依存する等価剛性と等価減衰でモデル化でき、設計法は道路橋の免震設計法ガイドライン（案）に従う。また動的解析に当たっては、バイリニア型にモデル化することもできる。

ii）等価剛性

$$K_B = \frac{AG(\gamma_s)}{\Sigma t_e}$$

ここに　K_B ：高減衰積層ゴムの等価剛性（kgf/cm）

$G(\gamma_s)$ ：せん断弾性係数（kgf/cm²）

$G(\gamma_s)=26.3-46.7\gamma_s+45.7\gamma_s^2-21.1\gamma_s^3+3.88\gamma_s^4$

γ_s ：ゴムのせん断ひずみ　$\gamma_s = u/\Sigma t_e$

u ：設計変位（cm）

A ：高減衰積層ゴムの支圧面積（cm²）

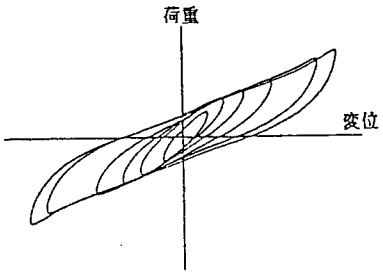
t_e ：一層のゴム厚（cm）

iii）等価減衰定数

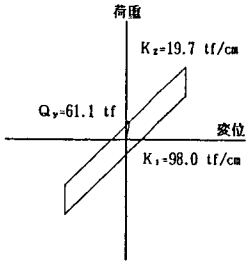
$h_B = 0.172 - 0.00693\gamma_s + 0.00276\gamma_s^2 - 0.00694\gamma_s^3$

ここに　　h_B ：高減衰積層ゴムの等価減衰定数

iv）復元力特性



要素試験結果



橋脚部

4．特　徴

(1) 構造

①ばね性能と減衰性能を有するゴム材料による積層体のため、鉛直支持性能，復元性能，減衰性能を同時に合わせ持つコンパクトな装置が可能となる。

②ゴム表面に耐候性の高い被覆ゴム層を設けているため、内部のゴムをオゾン，紫外線等から保護し、より高い耐久性が得られる。

(2) コスト面

構造がシンプルであり、部品数も少ないため、安価に製作できる。

(3) メンテナンス

①メカニカルな稼動部がなく、錆など長期の耐久性に有利。

②内蔵する機能部品がなく、外部から点検が容易。

③大地震等で万一交換の必要性が生じた場合は、容易に交換が可能。

(4) 機　能

①小変形で硬く、大変形で柔らかいバネ特性を持つため、風揺れ、制動等に対する抵抗力（トリガー効果）と大地震での免震効果の両方に効果を発揮する。

②復元力特性は滑らかな曲線を描くため、中小地震から大地震まで免震性能を期待できる。

③力学特性の方向依存性はなく、橋軸方向、橋軸直角方向に同じ復元力特性を示す。

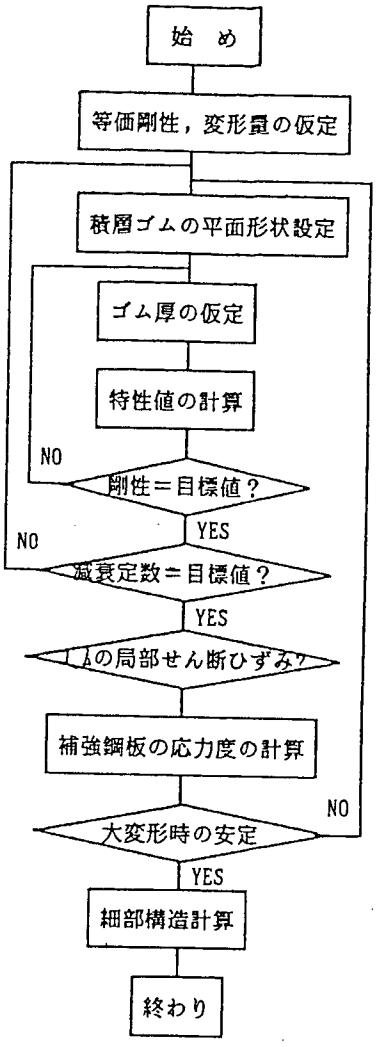
(5) モデル化

①ひずみに依存する剛性と減衰定数を簡単な等価式に表すことができ、設計が容易。

②免震装置のモデル化のための物性の設定は、静的な試験結果に基づいて行うことができる。

③高減衰積層ゴムの荷重－変位曲線は、簡単なバイリニア型にモデル化することができ、精度よく応答を予測することができる。

④力学特性の振動数依存性、鉛直荷重依存性、温度依存性が少なく、応答の予測が容易。



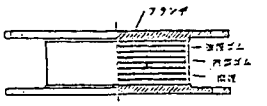
設計の流れ

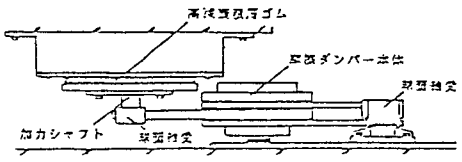
免震装置	積層ゴム＋摩擦ダンパー

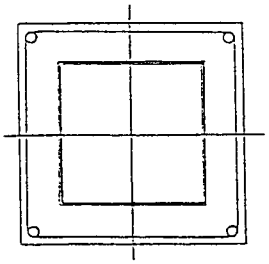
1．構　成

積層ゴム　――― 天然ゴム系積層ゴム

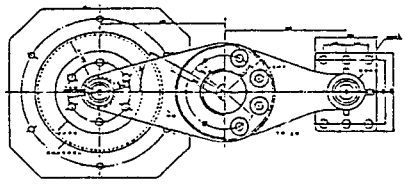
摩擦ダンパー　―― 高減衰積層ゴムと摩擦ダンパーを加力シャフトを介して組み合わせたものである。







積層ゴム



摩擦ダンパー

形状寸法

摩擦ダンパー

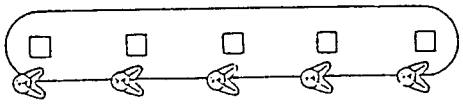
	橋脚部	橋台部
基数	5基	5基
摩擦板	外径 42.0cm 内径 22.0cm	外径 42.0cm 内径 22.0cm
高減衰積層ゴム	外径 53.8cm 内径 16.0cm 厚さ 0.96cm	外径 53.8cm 内径 16.0cm 厚さ 0.96cm

積層ゴム

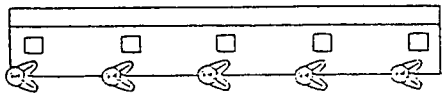
	橋脚部	橋台部
平面形状	550×550	450×450
ゴム厚	1.1cm×10	0.9cm×14

2．配置図

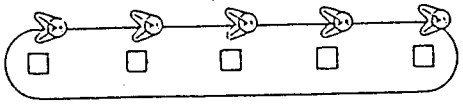
P_1橋脚



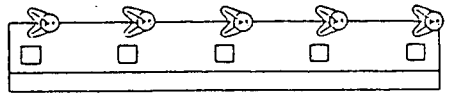
A_1橋台



P_2橋脚



A_2橋台



3．設計方法

(1) 積層ゴム

道路橋の免震設計法ガイドライン（案）に従う。

(2) 摩擦ダンパー

摩擦要素（摩擦ダンパー本体）と非線形ばね（加力シャフトを介した高減衰積層ゴム）の直列ばねにモデル化できる。摩擦ダンパーは、復元力の方向性（摩擦力は、アームが開く方向では増大し、閉じる方向では減少する。）を持つため、配置図に示したように対称に配置する。

(3) 免震装置（積層ゴム＋摩擦ダンパー）

免震装置として用いる場合は、積層ゴム支承と摩擦ダンパーを組み合わせて使用するが、この時、力学的には、積層ゴム支承（線形バネ）と摩擦ダンパーの並列ばねとしてモデル化でき、復元力特性としては、バイリニア型に近似できる。

降伏荷重Q_d ＝F_{ro}

一次剛性K_1 ＝K_D $(\frac{I}{L})^2+K_G$

二次剛性K_2 ＝K_G

ここに、F_{ro}：設定摩擦力（kgf/cm）

K_D ：滑り出す時の高減衰積層ゴムの等価剛性（kgf/cm）

$$K_D = \frac{A_s \cdot G(\gamma)}{h}$$

A_s ：高減衰積層ゴムのせん断断面積（cm²）

h ：高減衰積層ゴムのゴム総厚（cm）

γ ：高減衰積層ゴムの平均せん弾歪

$G(\gamma)$ ：高減衰積層ゴムの歪γでのせん弾弾性係数（kgf/cm²）

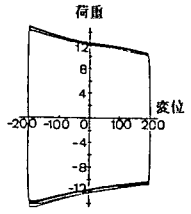
K_G ：標準積層ゴム支承の等価剛性（kgf/cm）

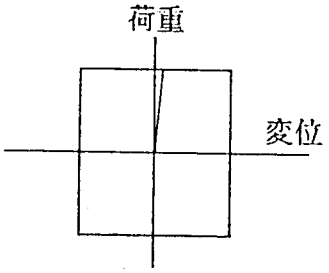
L ：上部工側ピン中心からシャフト下端ピン中心までの距離（cm）

I ：上部工側ピン中心から加力シャフトガイド板の接点までの距離（cm）

(4) 復元力特性

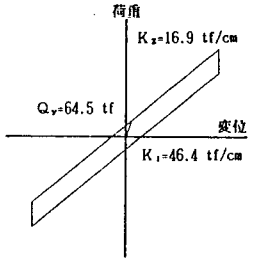
i）摩擦ダンパー





バイリニア型モデル

ii）橋脚部



Q_y：降伏力 (tf)
K_1：一次剛性(tf/cm)
K_2：二次剛性(tf/cm)

4．特 徴

(1) 摩擦ダンパーの特徴

①並進運動を回転運動に変換しているため、滑らかかつ安定した摩擦力が得られる。

②締め付け具合により摩擦力の調整が容易であり、繰り返し使用も可能である。

③複数個を組み合わせることにより、任意かつ大容量の減衰力が得られる。

(2) 高減衰ゴムとの組み合わせによる特徴

①高減衰ゴム特有の水平方向には柔な非線形ばね特性を利用して、任意の初期剛性を与えられる。

②ダンパーに生じる力が設定した摩擦力以下で、摩擦面に回転が生ぜず、高減衰積層ゴム部分のみに変形が生ずる状態でも、高減衰ゴム特有の非線形特性のもたらす履歴減衰により、振動エネルギーを消費させる。

免震装置	弾性すべり支承＋水平ばね

1．構　成

弾性すべり支承 ――― 高減衰ゴム系積層ゴム＋ＰＥＦＥ材（フッ素樹脂）

水平バネ ――― クロロプレンゴム（合成ゴム）

すべり板 ――― ステンレス板

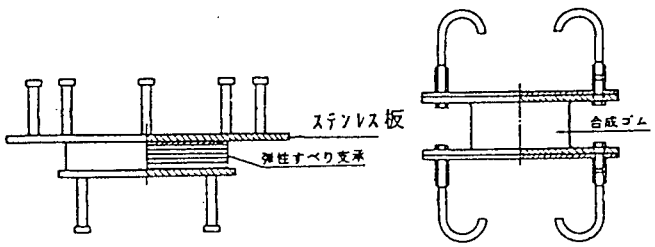
形状寸法・材質

弾性すべり支承

	橋脚部	橋台部
平面形状	φ650mm	φ350mm
ゴム厚	15mm×2層	9mm×2層
鉄板厚	5mm×1層	3mm×1層
ＰＥＦＥ材	2mm	2mm
個数	5ヶ所	5ヶ所
材質	高減衰ゴム	高減衰ゴム

水平バネ

	橋脚部	橋台部
平面形状	φ630mm	φ440mm
ゴム厚	60mm	60mm
個数	4ヶ所	4ヶ所
材質	合成ゴム	合成ゴム



弾性すべり支承　　水平ばね

2．配置図



（a）橋脚部　　（b）橋台部

凡例　◎ 弾性すべり支承

○ 水平ばね

3．設計方法

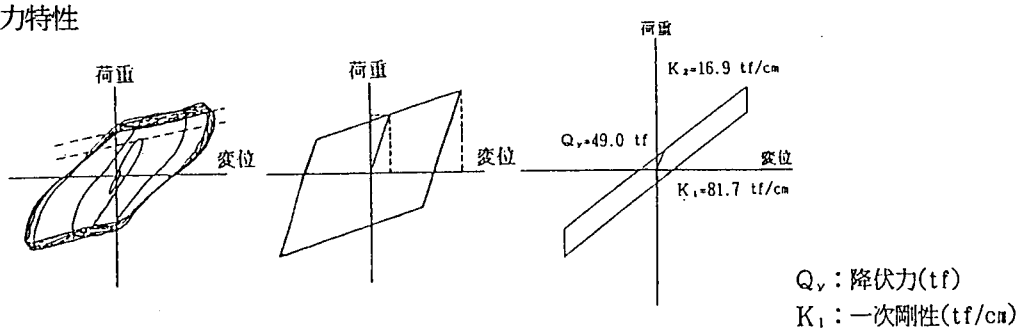
(1) 弾性すべり支承

支承の許容支圧応力度を満足させるように径を設定し、ゴム部のゴム支承としての歪を許容値内に満足させる範囲において、剛性が大きくなるように厚さを設定する。この理由は、剛性を大きくすることにより、より大きな減衰を得ることを目的としているためである。

(2) 水平ばね

設定した設計変位によるゴムの歪を許容値内に満足させるように形状を設定する。

(3) 復元力特性



要素試験結果　　バイリニア型モデル　　橋脚部

Q_y：降伏力(tf)

K_1：一次剛性(tf/cm)

K_2：二次剛性(tf/cm)

(4) モデル化

①要素試験結果から、荷重－変位曲線はバイリニア型にモデル化できる。

②弾性すべり支承は、摩擦力以上の水平地震力が作用した場合すべりが生じる。したがって、降伏力＝臨界摩擦力の安全弾塑性型でモデル化できる。

③水平バネは、一定の軟かい剛性を有しており、免震装置をバイリニア型にモデル化した場合、その二次剛性に相当する。

④降伏荷重（$Q_d = \mu W$）は上部構造重量により一定であるが、水平剛性は装置の断面積、ゴム厚の選定により、任意に設定することができる。以下に弾性すべり支承および水平バネの水平剛性の算定式を示す。

$$K = (G \cdot A) / T$$

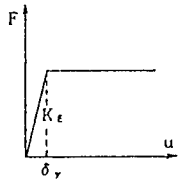
ここに、K　：弾性すべり支承または水平バネの水平剛性（kgf/cm）

G　：ゴムのせん弾弾性係数（kgf/cm²）

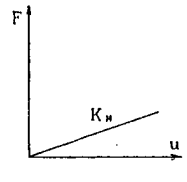
A　：断面積（cm²）　　T　　：ゴムの総厚（cm²）

μ　：摩擦係数　　W　　：上部構造重量（kgf）

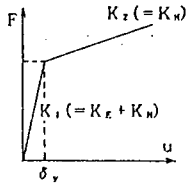
δ_y　：降伏変位（cm）　　K_1, K_2　：免震装置の一次剛性および二次剛性（kgf/cm）



弾性すべり支承



水平ばね



免震装置

4．特　徴

(1) 機能

①上部構造重量を支えている弾性すべり支承は、すべりを生じるためゴム部の変形が少なく、支持機能の信頼性が確保される。

②弾性すべり支承は、摩擦力以上の水平地震力を上部構造に伝達しないため、下部構造より伝達する入力地震動を頭打ちにする。

③水平バネは、上部構造重量を負担せず、その復元力特性により水平変位量を抑制する。

④弾性すべり支承が滑ることによって生じる摩擦によるシステムとしての履歴減衰と、弾性すべり支承及び水平バネを有している材料固有の内部減衰との２つの減衰機構により応答を抑制する。

⑤弾性すべり支承及び水平ばねとも構造が簡単であり、作動機能が明解である。

⑥水平バネは上揚力（負反力）に対しても機能する。

(2) メンテナンス

①大地震経験等で万一交換の必要性が生じた場合は、弾性すべり支承・水平ばね・ステンレス板はジャッキアップ等により容易に交換することができる。

②塵埃等の環境に対しては、弾性すべり支承には防塵カバーをつけることによって対応する。したがって、通常の使用範囲ではメンテナンスフリーである。

(3) 景観

装置の高さが比較的低く、桁と橋脚のスペースが狭いので景観上好ましい。

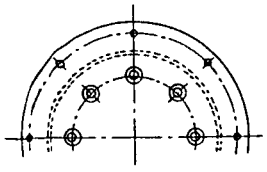
免震装置	積層ゴム＋鋼製ダンパー（リングダンパー）

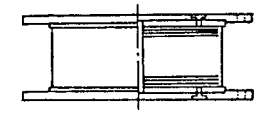
1．構　成

積層ゴム　――――― 天然ゴム系積層ゴムまたは高減衰ゴム

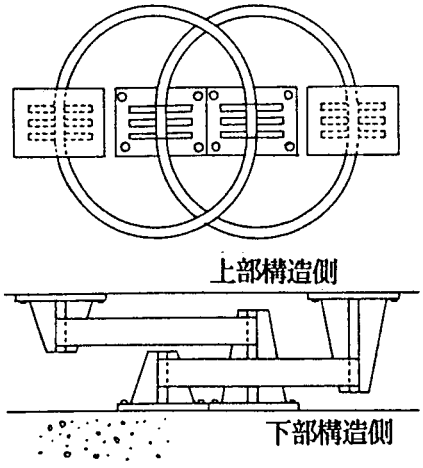
鋼製ダンパー　――― ステンレス帯鋼を半円に曲げたものを２つ溶接したもの

設計形状・材質





積層ゴム



鋼製ダンパー

積層ゴム（既製品）　単位：ｃｍ

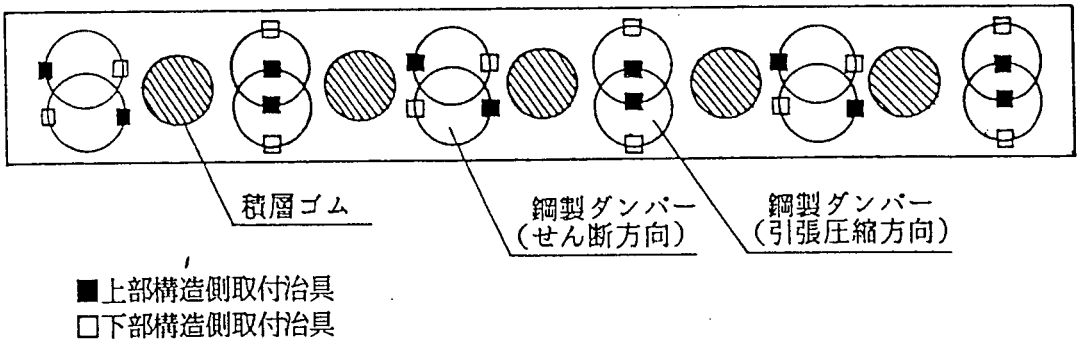
	橋脚部	橋台部
平面形状	φ75	φ53
ゴム厚	0.48×24層	0.48×24層
鉄板厚	0.22×23層	0.30×23層
基数	5	5
材質	天然ゴム	天然ゴム

リングダンパー

	橋脚部	橋台部
リング寸法	φ 80 t＝ 3 B＝12．6	φ 60 t＝ 3 B＝ 4．2
基数	6	6
材質	SUS304	SUS304

2．配置図

橋脚・橋台とも同様の配置とする。



3．設計方法

(1)　積層ゴム

道路橋の免震設計法ガイドライン（案）に従う。

(2)　鋼製ダンパー

復元力特性は、バイリニア型にモデル化される。リング径は、40，60，80，100cm の４種類あり、それぞれの場合の各物性値は次表の通りである。一次剛性K_1，二次剛性K_2はリングの板幅に比例する。設計に際しては、適当な径のリングを選び、板幅を変えることによりK_1およびK_2の値を調節する。なお、K_1の値は表中に示した設計式により求めてもよい。

リング径(cm)	K_1 (tf/cm)	K_2 (tf/cm)	降伏力Q_r (tf)	リング板厚　3 cm リング板幅　3 cm の場合。
80	2.4	0.27	6.816	
40, 60, 100	実験により確認中			

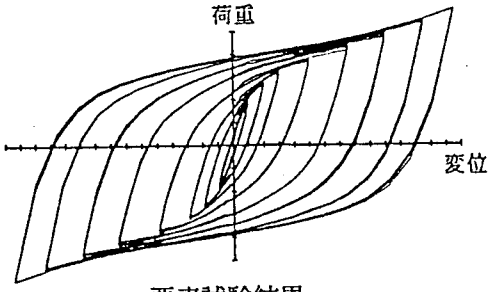
K_1の設計式　本式を用いる場合、せん断方向のリングの剛性は無視する。

$K_1=(1/A)\cdot(EI/R^3)$　　$A=(\pi/4-2/\pi)\fallingdotseq 6.71$

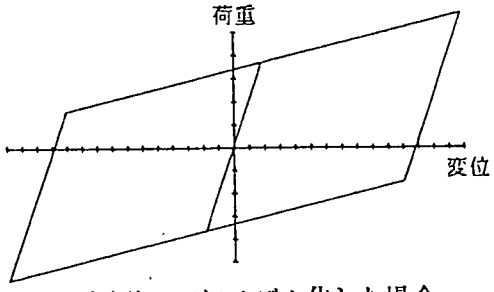
K_1：リング1個あたりの一次剛性（引張圧縮方向）
E　：ヤング率$=1.8\times10^6$ kgf/cm²（ステンレス鋼曲げ戻し材）
I　：リングの断面2次モーメント
R　：リングの半径

(3) 復元力特性

i）鋼製ダンパー

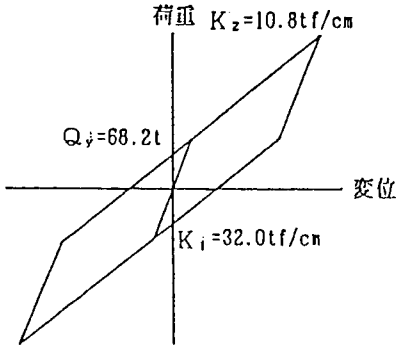


要素試験結果



バイリニアにモデル化した場合

ii）橋脚部



Q_y　：降伏力（tf）
K_1　：一次剛性（tf/cm）
K_2　：二次剛性（tf/cm）

4．特　徴

①独立したダンパーであるので、取り替えが容易である。また、既設橋への付設も可能である。

②ステンレス鋼を用いているため、耐候性に優れている。

③剛性の変化が滑らかである。

④リングの直径，板幅，板厚を変化させることによって性能の調節が可能である。

⑤取付点の変更，リング数の変更により、任意の方向性をもたせることができる。

⑥繰返し載荷試験結果より、温度依存性，振動数依存性がなく、安定した復元力特性が得られる。

⑦上下方向の振動に影響を与えない。

⑧動的特性は、静的載荷試験により求めることが可能。

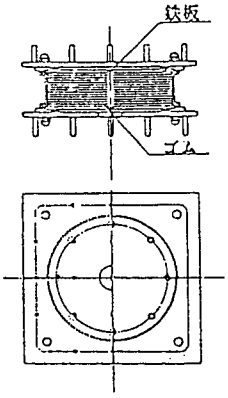
免震装置	積 層 ゴ ム ＋ 鋼 製 ダ ン パ ー

1．構　成

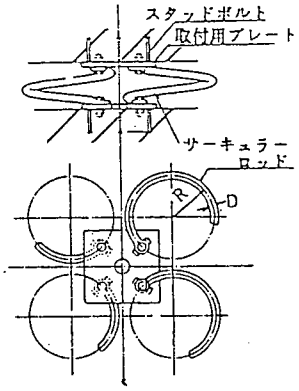
積層ゴム　――――― 天然ゴム系積層ゴム

鋼製ダンパー ――― 鋼棒をループ状に加工した鍛造成形品である。

形状寸法・材質



積層ゴム



鋼製ダンパー

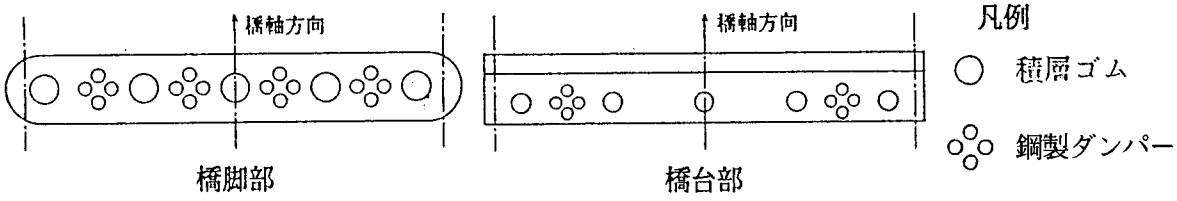
i）積層ゴム　　単位：cm

	橋脚部	橋台部
平面形状	φ75	φ50
ゴム厚	0.6×12層	0.7×15層
鉄板厚	0.6×12層	0.2×14層
基数	5基	5基
材質	天然ゴム	天然ゴム

ii）鋼製ダンパー

	橋脚部	橋台部
鋼棒の直径	D=5.5	D=4.5
ダンパー径	R=18.0	R=16.0
基数	4基	2基
材質	SPCC	SPCC

2．配置図



橋脚部　　橋台部

3．設計方法

(1) 積層ゴム

線形ばねとしてモデル化でき、設計法は道路橋の免震設計法ガイドライン（案）に従う。

(2) 鋼製ダンパー

荷重－変位曲線は、バイリニア型にモデル化することができ、降伏後の剛性が、積層ゴムの剛性に比べて非常に小さいため、完全弾塑性型にモデル化している。物性値については概略設定し、要素試験を実施して確認する。

ダンパーを平面曲り梁と仮定した時の物性値の算定式は、以下の通りである。

i）一次剛性

$k_e = 8EI / 3\pi R^3$

E：ヤング係数　$=2.1\times10^3(t/cm^2)$

I：鋼棒の断面2次モーメント　$=\pi D^4/64\ (cm^4)$

R：鋼製ダンパーの半径（cm）

D：鋼棒の直径（cm）

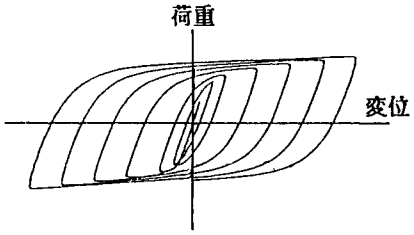
ii）降伏力

$P = 4\sigma_y Z / R$　　σ_y ：降伏応力度　＝2.4（t/cm²）

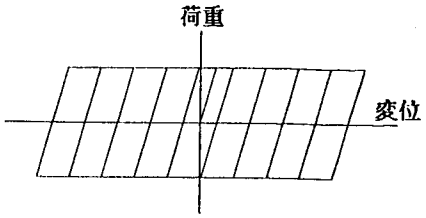
Z　：塑性断面係数　＝D^3 ／6

(3) 復元力特性

i）鋼製ダンパー

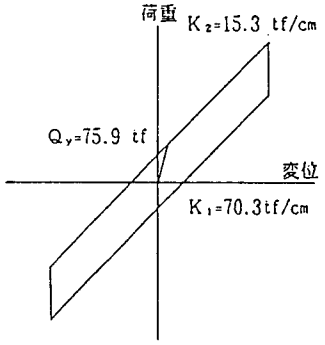


要素試験結果



完全弾塑性系にモデル化した場合

ii）橋脚部



Q_y ：降伏力　（tf）

K_1 ：一次剛性（tf/cm）

K_2 ：二次剛性（tf/cm）

4．特　徴

(1) コスト面

鋼製ダンパーは、鋼棒をループ状に加工しただけのもので、安価に製作できる。

(2) メンテナンス

鋼製ダンパーは、大地震経験等で万一交換の必要性が生じた場合は、容易に交換することが出来る。

(3) 機　能

①鋼製ダンパーは、使用実績の高い規格品より構成されているため、力学特性にバラツキが少なく、耐久性にも優れている。

②鋼製ダンパーは、鋼棒の材質，リングの形状，鋼棒の断面形状を変化させることにより、任意の復元力特性を得ることができる。

③４つのループ状の鋼棒を組み合わせた構造としているため、橋軸，橋軸直角両方向に同じ復元力特性を示す。

④鋼棒をループ状に加工していることにより、大変形追従能力が大きく、繰り返し試験においても、安定した復元力特性を示す。

⑤力学特性の温度依存性、振動数依存性がほとんどない。

⑥鋼製ダンパーは、上下方向の振動に影響を与えない。

(2) 積層ゴムの座屈の検討

免震装置の採用の理由の一つに、上部構造の多径間連続化が挙げられ、橋の伸縮装置が少なくなり、その維持管理が容易になるとともに、走行性の向上が計れると期待されている。

しかし、免震支承を多径間連続橋に適用する場合、けたの温度変化等による常時の支承の変形能力を高める必要がある。その結果、平面形状に比べてゴム厚を大きくする必要が生じ、座屈に対する安定性が問題となる。ゴム支承に関する内外の既往の基準にも座屈安定照査規定は有るが、その多くは以下のように構造細目による規定である。

$$\frac{\text{ゴムの総厚}\Sigma t_e}{\text{平面の短辺長}\,a} \leqq \frac{1}{3} \sim \frac{1}{5} \qquad \cdots\cdots (3.3.4)$$

そのため、この規定には以下のような問題点がある。

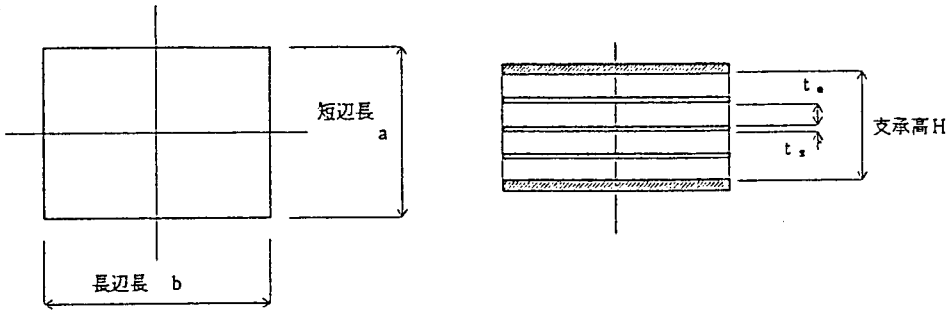
① 設計荷重に無関係の照査式であり、座屈強度に対する安全率が不明である。

② 座屈強度には鉛直剛性や曲げ剛性も関係するはずであり、照査式にはこれらの要因が考慮されていない。

橋長が数10m程度の中小橋梁では上記規定がクリティカルになることは殆どないが、数 100m～1000mもの多径間連続橋になると支承形状はほぼ上記座屈規定で決まってしまい、どの程度の安全率が確保されているか不明のままに支承形状を大きくすることになる。このような観点から、ゴム支承の座屈問題を取り扱かった文献を参考に、座屈照査の方法を検討した。

1）各種文献にみる座屈強度計算式

以下にそれぞれの算定式について検討するが、ここでは以下のように記号を統一した。



a ：平面寸法 （短辺長）　　t_e ：内部補強鋼板厚

b ：平面寸法 （長辺長）　　G ：ゴムのせん断弾性係数

H ：内部補強鋼板を含む支承高　　P_{cr} ：座屈荷重

Σt_e ：ゴムの層厚　　σ_{cr} ：座屈支圧応力度

t_e ：ゴム一層の厚さ

図-3-3-6 積層ゴムの記号

また計算上、以下のような無次元化したパラメータを用いる。

$S = a \cdot b / 2(a+b) \cdot t_e$ （形状係数）

$\alpha = b / a$

$\beta = a / \Sigma t_e$

$\gamma = H / \Sigma t_e$

i）ＢＳ５４００式[5)・6)]

ＢＳ５４００の座屈照査式のとうりである。

$$\sigma_c = \frac{2aGS}{3\Sigma t_e} \quad \cdots\cdots (3.3.5)$$

ここに、σ_c ： 平均支圧応力度

(3.3.6)式は(3.3.5) 式から計算される座屈応力度に対して安全率 $f_s = 3\pi/4$ を見込んだものである。（文献３）参照）

$$\sigma_{cr} = \pi GaS/2\Sigma t_e \quad \cdots\cdots (3.3.6)$$

(3.3.6)式は Timoshenko and Gereの座屈理論に基づくもので、次の述べる Buckle の提案式と基本的に同じものであるが近似解でより簡略化したものである。

(3.3.6)式を無次元化したパラメータで整理して(3.3.7) 式を得る。

$$\sigma_{cr}/G = \pi S\beta/2 \quad \cdots\cdots (3.3.7)$$

ii）Ｂｕｃｋｌｅの提案式[7)]

Ｂｕｃｋｌｅの提案式は以下のとうりであり、 Timoshenko and Gereの座屈理論に基づくものでＢＳ５４００式よりやや精度が高い。

$$P_{cr} = \frac{R}{2}\{(1+4P_E/R)^{1/2} - 1\} \quad \cdots\cdots (3.3.8)$$

ここに、P_{cr}：座屈荷重

R ：積層ゴムのせん断剛性

$$= abGH/\Sigma t_e = abG\gamma \quad \cdots\cdots (3.3.9)$$

$$P_E := \pi^2 T/H^2 \quad \cdots\cdots (3.3.10)$$

$$T := (E_b I)\cdot(H/\Sigma t_e)$$

$$= E_b I\gamma \quad \cdots\cdots (3.3.11)$$

E_b ：積層ゴムの曲げ弾性率

$$= 3G(1+f_b S^2) \quad \cdots\cdots (3.3.12)$$

f_b ：Ｂｅｎｄｉｎｇ Ｃｏｎｓｔａｎｔ (=0.742)

I ：断面二次モーメント

$$= a^3 b/12 \quad \cdots\cdots (3.3.13)$$

(3.3.9)～(3.3.13)式を用い、(3.3.8)式を整理すると、

$$P_{cr} = \frac{abG\gamma}{2}\left[\{1+\pi^2(1+0.742S^2)\beta^2/\gamma^2\}^{1/2} - 1\right] \quad \cdots\cdots (3.3.14)$$

ここで、〔 〕外γと〔 〕内γ^2 とは近似的に相殺でき、さらに$P_{cr}/ab = \sigma_{cr}$から、(3.3.14) 式は、以下のようになる。

$$\sigma_{cr}/G = \left[\{1+\pi^2(1+0.742S^2)\beta^2\}^{1/2} - 1\right]/2 \quad \cdots\cdots (3.3.15)$$

iii）Ｄｅｒｈａｍの提案式[8)]

Ｄｅｒｈａｍの提案式は以下のとうりである。これは、Gentの座屈式に基づくものである。

$$\text{Safety factor} = \frac{GAH}{4\Sigma t_e P}\left\{\left(1+\frac{4\pi^2 a^2 f_b}{H^2}\right)^{1/2}-1\right\} \quad \cdots\cdots (3.3.16)$$

設計荷重PにSafety factor を乗じたものは座屈荷重であり、さらに無次元パラメータで表示すると、下式になる

$$\sigma_{cr}/G = \frac{\gamma}{4}\left\{\left(1+\frac{4\pi^2\beta^2}{\gamma^2} f_b\right)^{1/2}-1\right\} \quad \cdots\cdots (3.3.17)$$

ここに、

$$f_b = \frac{24(1+\alpha)^2 S^2}{\pi^4 \alpha^2} q + \frac{4}{3} - \frac{8\{(1+\alpha)^2 S^2/2\alpha\}}{3\{(1+4\alpha^2)(1+\alpha^2) S^2/\alpha^2+8\}} \quad \cdots\cdots (3.3.18)$$

また、

$$q = \Sigma \frac{1}{N^4}\{1-(N\pi\alpha)^{-1}\tanh(N\pi\alpha)\} \quad \cdots\cdots (3.3.19)$$

$$N = 1, 2, \cdots, \infty$$

(3.3.19) 式について、Nを6項までとって計算し、それを (3.3.18) 式に代入すると近似的に表−3.3.4のようになる。

(3.3.17) 式は右辺〔 〕内の1を省略しても十分な精度があり次式のように整理することができる。

$$\sigma_{cr}/G = \frac{\pi\beta}{2}(f_b)^{1/2} \quad \cdots\cdots (3.3.20)$$

表−3.3.4

$\alpha = b/a$	q	f_b
1．0	0.66256	$0.6530S^2+1.066$
1．1	0.69279	$0.6621S^2+1.082$
1．2	0.71912	$0.5955S^2+1.096$
1．3	0.74218	$0.5724S^2+1.109$
1．4	0.76257	$0.5522S^2+1.120$
1．5	0.78068	$0.5343S^2+1.133$

2）各提案式の比較

ここで、G＝10kgf/cm² にとし、α, β, Sなどをパラメータに、数値計算を行い、結果を図-3.3.7, 8に示す。

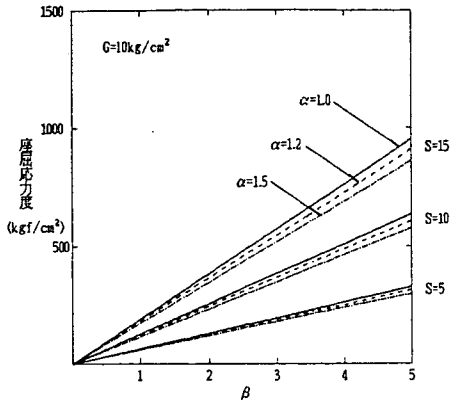
①表−3.3.7 に見るように座屈応力度の大きさはＢＳ５４００＞Ｂｕｃｋｌｅ＞Ｄｅｒｈａｍの順位となるが3者に大きな差はない。

②(3.3.7) 、(3.3.15)および(3.3.20)式に見るように、いずれの座屈式も座屈応力度（あるいは座屈荷重）はゴムのせん断弾性係数Gに比例する。

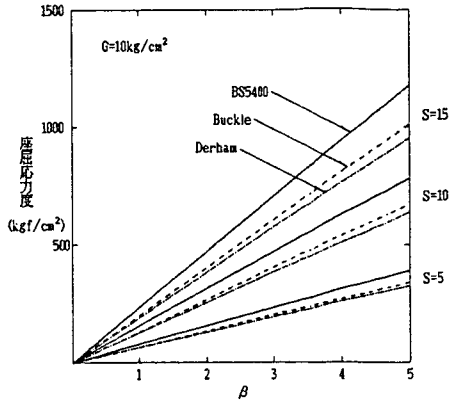
③さらに図−3.3.7, 8の計算結果に見られるように、

座屈応力度（あるいは座屈荷重）は形状係数S、$\beta = a/\Sigma t_e$ にもほぼ比例する。

④Ｄｅｒｈａｍは長方形の辺長比$\alpha = b/a$も折り込んだ座屈式を提案しているが、結果としてこの影響は小さい。



図－3.3.7 各提案式の座屈応力度の比較



図－3.3.8 Derhamの提案におけるαの影響

⑤従って、座屈応力度は近似的に以下のように表現することができる。

$$\sigma_{cr} = k \cdot G \cdot S \cdot \beta \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.3.21)$$

定数kは図－3.3.7 の結果から求めると、

BS5400で　　k≒1．57

Buckleで　　k≒1．36

Derhamで　　k≒1．17～1．29（αの影響）

である。

ここで、式（3.3.21）を簡略化し安全側の数値をとり、k＝1.0とすれば、適当な安全率を用い、座屈安定照査は以下のように書ける。

$$\sigma_c \leqq \sigma_{cra} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.3.22)$$

$$\sigma_{cra} = \frac{G \cdot S \cdot \beta}{f_s} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.3.23)$$

ここに、σ_c　：鉛直荷重による平均支圧応力度　(kgf/cm²)

σ_{cra}　：座屈から決められる許容支圧応力度　(kgf/cm²)

G　：ゴムのせん断弾性係数　(kgf/cm²)

S　：ゴム一層の厚さで定義される形状係数

β　：ゴム支承の平面寸法（短辺長）とゴム総厚の比

＝a／Σt_e

f_s　：座屈安全率

3.3.3　免震装置のモデル化の検討

免震装置の力学特性は、一般に非線形を示し、設計においては力学特性試験に基づき、その非線形性を評価したモデル化が必要である。モデル化には、力学特性を忠実に評価した非線形モデルと設計において多く用いられる等価線形モデルが考えられる。ここでは、既往免震装置を対象にモデル化の例を紹介するとともに、モデル化する場合の物性の設定方法について検討した。さらに、両モデルを使った地震応答解析を実施して、免震装置のモデル化の精度が免震橋梁の応答に与える影響を検討し、等価線形化手法の妥当性を検証した。

(1) 非線形モデルの設定方法

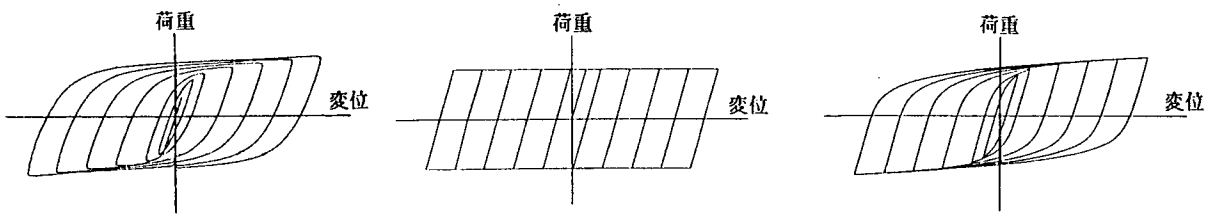
ｉ）既往免震装置の非線形モデル

建築構造物に使用されている既往免震装置において、設計時に用いられている荷重－変位曲線のモデル化を表－3.3.5 に示す。

表－3.3.5　荷重－変位曲線のモデル化

免震装置	非線形モデル
鉛プラグ入り積層ゴム	バイリニア型、修正バイリニア型
高減衰積層ゴム	バイリニア型、トリリニア型、修正Ｒ－Ｏ型、等価剛性と等価減衰で近似
積層ゴム＋鋼製ダンパー	バイリニア型、トリリニア型、Ｒ－Ｏ型＋線形バネ、べき関数と５次曲線
積層ゴム＋摩擦ダンパー	バイリニア型、剛塑性型

非線形モデルは、免震装置により異なっており、同一の免震装置においても種々のモデルが用いられている。鋼製ダンパーを、バイリニア型、Ramberg-Osgood型（以後、Ｒ－Ｏ型と呼ぶ）にモデル化した一例を図－3.3.9 に示す。鋼製ダンパーをバイリニア型にモデル化してもよい一致を見せるが、Ｒ－Ｏ型にモデル化すればさらによい一致を見せる。



(a)要素試験結果　(b)完全弾塑性系にモデル化した場合　(c)Ｒ－Ｏにモデル化した場合

図－3.3.9　鋼製ダンパーの荷重－変位曲線のモデル化

非線形モデルを用いることにより装置の力学特性を精度良く評価しうることがわかる。既往の免震装置の非線形モデルは、様々な提案がなされているが、バイリニア型のモデルが最も多く用いられている。そこで、免震装置をバイリニア型にモデル化する場合を考え、物性値の設定方法を検討した。

ⅱ）バイリニアモデルの設定方法

バイリニア型にモデル化するには、降伏前の剛性（以後、一次剛性と呼ぶ）、降伏後の剛性（以後、二次剛性と呼ぶ）、降伏力の設定が必要となる。既往免震装置において、荷重－変位曲線から、これらの物性値を設定した例を表－3.3.6 に示す。

a．一次剛性

設定方法には、

① 初期の接線剛性をとる。

② 最大変形での、除荷時の剛性をとる。

③ 履歴面積が等しくなるように設定する。

があった。鋼製ダンパーのように、弾性と塑性状態が比較的明確なものは①、②の方法で一次剛性を設定している。①、②の方法で設定が困難な場合は、二次剛性、降伏力を先に設定し、履歴吸収エネルギーが等しくなるように、一次剛性を設定している。

b．二次剛性

二次剛性は、降伏荷重点（Q_d）と最大荷重点を結んだ直線の勾配から設定しているケースが多く、荷重－変位曲線から他の物性値に比べ容易に設定することができる。

c．降伏力

設定方法には、

① 一次剛性と二次剛性の交点を降伏力とする。

② 荷重－変位曲線の変位が0でのせん断力を降伏荷重とする。

③ 履歴面積が等しくなるように設定する。

があった。①は、本来の材料力学におけるバイリニアモデルの定義に従って降伏力を定めたものである。②は、一般に一次剛性が大きくて①で設定した降伏力とは大きな差がなく、①に比べて設定が容易なことから、用いられている方法と考えられる。③は、履歴吸収エネルギーの評価に主眼をおいた設定方法である。

これらの設定例を参考に、荷重－変位曲線から、バイリニア型にモデル化する場合の物性値の設定方法を以下のように考えた。

① 降伏荷重は荷重－変位曲線の変位0のせん断力とする。

従来の材料力学での降伏力の定義とは異なるが、一次剛性との交点が試験結果から明白に設定することが困難であり、一次剛性の設定により値がばらつくことを考え、このようにした。

② 二次剛性は、降伏荷重点と最大荷重点を結んだ直線の勾配とする。

ほとんどの装置に適用されており、実用的な方法と考えられる。

③ 一次剛性は、最大変形での除荷時の剛性とする。

微小変位、荷重の領域では、試験の精度に問題があることから、除荷時の剛性を採用する。

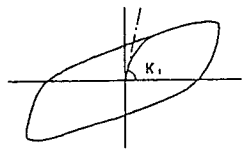
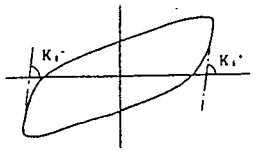
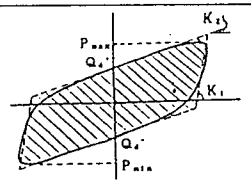
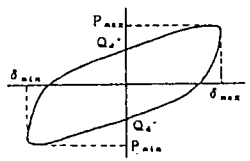
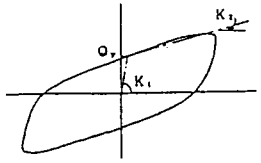
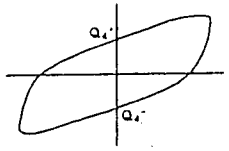
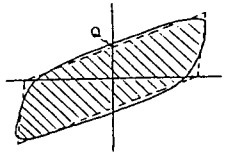
④ 履歴面積をチェックする。

①～③の方法で、バイリニアモデルを設定し、設定したモデルの履歴面積を求め、要素試験から求めたものと同程度であることを確認し、モデルの妥当性を検証する。

⑤ 降伏力、降伏変位の算出

バイリニア型の定義でいう降伏力（Q_y）、降伏変位が必要な場合は設定した物性値からの逆算で求める。

表－3.3.6　バイリニア型への適用

		Case－①　(初期剛性)	Case－②　(除荷時の剛性)	Case－③　(履歴面積を等しくする)
一次剛性	荷重－変位曲線			
	特　　徴	・本来の一次剛性の考え方に合っている。 ・初期剛性の非線形性が強いものは適用しにくい。 ・微小振幅レベルでの試験機の精度に問題がある。	・試験機の精度上からはCase－①より優れている。 ・戻り勾配が線形であれば適用しやすいが非線形なものについては困難である。	・履歴吸収エネルギーは正しく評価できる。 ・降伏荷重（Q_d）と、二次剛性が正しく設定されている必要がある。 ・初期の接線剛性よりも小さめに評価される。
	適　用　例	鋼製ダンパー	鋼製ダンパー	高減衰積層ゴム
二次剛性		Case－①　(最大せん断力点)		
	荷重－変位曲線			
	特　　徴	・２次勾配が一定であるものについては適用できる ・ハードニング現象を起こしているものは剛性を大きめに評価する。		
	適　用　例	鋼製ダンパー、高減衰積層ゴム		
降伏力（降伏荷重）		Case－①　(一次剛性と二次剛性の交点)	Case－②　(変位０でのせん断力点)	Case－③　(履歴面積を等しくする)
	荷重－変位曲線			 △W＝１サイクルの履歴面積 △W'＝降伏力をQとしたときの履歴面積 △W＝△W'(Q)
	特　　徴	・バイリニア型の定義と一致していない。 ・一次剛性、二次剛性が正しく評価されている必要がある。	・荷重一変位曲線から容易に設定できる。 ・一般に用いられる降伏力の定義とは一致せず、混同する恐れがある。	・履歴吸収エネルギーは正しく評価できる。 ・一次剛性、二次剛性が正しく評価されていなければならない。 ・荷重一変位曲線の図から得られるQ_dとはかならずしも一致しない。
	適　用　例	鋼製ダンパー	鉛プラグ入り積層ゴム、高減衰積層ゴム	鋼製ダンパー

(2) 等価線形化手法の検討[9)]

等価線形手法に関しては、様々な提案がなされているが、免震装置の設計に適用しうると考えられるのは、以下の手法であった。呼称は、Jenningsによる文献[9)]による。

① Resonant Amplitude法

等価剛性に初期接線剛性を用いるもので、等価剛性は一定値なり、等価減衰定数は他の方法に比べ小さめの値を与える。

② Dynamic Stiffness 法

定常状態での共振振動数、エネルギー吸収が一致するように等価剛性、等価減衰定数を設定する方法で、理論的には、非線形性を最も忠実に評価した方法であるが、計算が他の方法に比べ複雑であるという欠点がある。

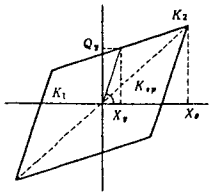
③ Geometrical Stiffness 法

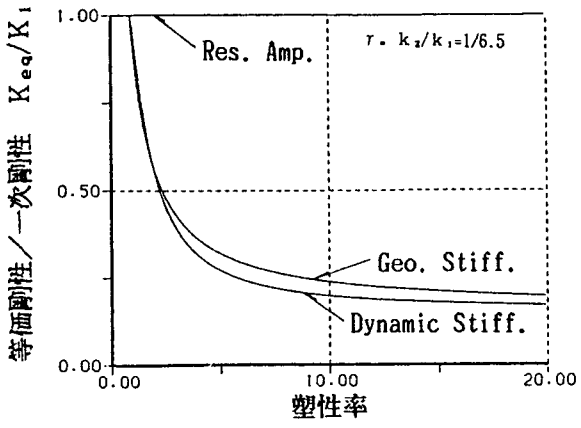
等価剛性に荷重－変位曲線の最大変形点と原点を結んだ直線の勾配を用い、一般的に最もよく用いられている手法である。

上記の3手法をバイリニア型の荷重－変位曲線に適用したときの等価剛性、等価減衰定数の算定式を表－3.3.7 に示す。いずれの方法も、等価減衰定数は1サイクル間のエネルギー吸収が一致するように定めていることは共通しており、等価剛性の定義の違いに応じて等価減衰定数の値が異なっている。

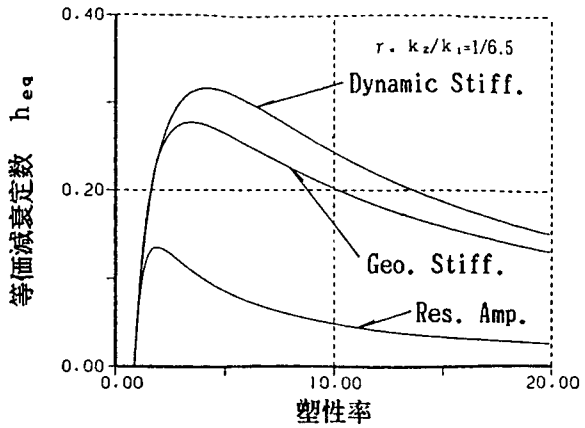
免震装置に鉛プラグ入り積層ゴムを考え、剛性比γ（$=K_1/K_2$）を1/6.5 とし、塑性率をパラメータにして、各手法で等価剛性K_{eq}、等価減衰定数h_{eq}を求めると、図－3.3.10、図－3.3.11となる。等価減衰定数は、塑性率の小さい範囲においてはほとんど差はないが、免震装置の使われる10～15程度の範囲では、差が大きくなり、等価線形化手法により応答に違いが生じるものと思われる。

表－3.3.7 バイリニア型の等価剛性、等価減衰定数の算定式

線形化手法 (Jenningsによる)	等価剛性 K_{eq}	等価減衰定数 h_{eq}
Resonant Amplitude	K_1	$\frac{2}{\pi}\cdot\frac{\mu-1}{\mu^2}\cdot(1-\gamma)$
Dynamic Stiffness	$K_1\cdot C_1$	$-\frac{S_1}{2C_1}$
	$C_1=\frac{1}{\pi}\{(1-\gamma)\theta+\gamma\pi-\frac{1-\gamma}{2}\sin 2\theta\}$	$x_0>x_y$
	$=1.0$	$x_0\leq x_y$
	$S_1=-\frac{4(1-\gamma)}{\pi}\cdot\frac{\mu-1}{\mu^2}$	$x_0>x_y$
	$=0.0$	$x_0\leq x_y$
	$\theta=\cos^{-1}(1-2/\mu)$	
Geometrical Stiffness	$K_1\cdot\frac{1+\gamma(\mu-1)}{\mu}$	$\frac{2}{\pi}\cdot\frac{\mu-1}{\mu}\cdot\frac{1-\gamma}{1+\gamma(\mu-1)}$
	$\gamma=K_2/K_1$	$\mu=x_0/x_y$



図－3.3.10　等価剛性と塑性率の関係



図－3.3.11　等価減衰定数と塑性率の関係

割線係数法は、荷重－変位曲線から幾何学的に剛性を求める方法として、地盤工学、材料力学の分野で広く用いられている。割線係数の設定には、表－3.3.7 に示した方法以外に表－3.3.8 に示す方法が考えられる。

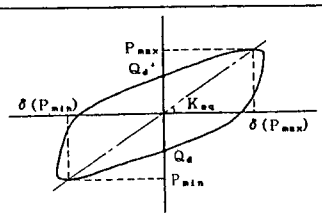
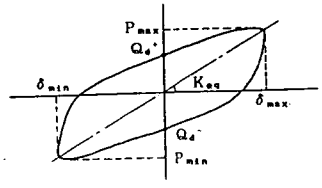
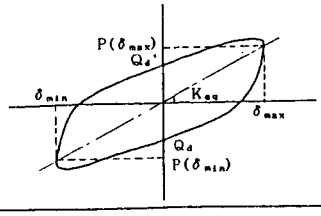
Case-1は、最大荷重点と原点を結んだ直線の勾配を用いる方法

Case-2は、最大変形と最大荷重の交点と原点を結んだ直線の勾配を用いる方法

Case-3は、表－3.3.7 に示したGeometrical Stiffness 法

バイリニア型、トリリニア型などの計算に用いる非線形モデルや既往の免震装置の多くは、最大荷重点と最大変形点とが一致しており、その場合にはいずれの方法においても等価剛性、等価減衰定数は一致する。現状では、いずれの方法をとっても大きな違いが生じるとは考えにくく、明確な根拠はないが、ここでは、割線係数をCase-2の方法で定義することにする。

表－3.3.8　荷重－変位曲線からの割線係数の設定例

	荷重－変位曲線	特　徴
Case-1		• Case-1,2に比べて、等価剛性を大きめに評価する。 • 実際の弾性エネルギーとは必ずしも一致しない。
Case-2		• Case-1,3に比べて、弾性エネルギーは大きく評価され、等価減衰定数は小さくなる。 • 等価剛性は、Case-3により若干大きな値となる。
Case-3		• 弾性エネルギーを正しく評価する。 • 等価剛性は、他のケースより小さく評価する。

(3) モデル化の精度と応答の関係

各種の免震装置の復元力特性のモデル化において、非線形モデルと等価線形モデルの応答の違いを比較検討した。等価線形化手法としては、Resonant Amplitude 法、Dynamic Stiffness 法、Geometrical Stiffness 法の3種類とし、図－3.3.12に示す手順による繰り返し計算により応答を求めた。[10)]

対象とした免震装置は、3.3.2 (1)で試設計したものであり、解析モデルは単独橋脚とし、宮川橋のP_1橋脚の諸元を用いた（図－3.3.13, 表－3.3.9 参照）。解析対象は、橋軸方向とした。

入力波は、Ⅰ種地盤用の模擬地震波（レベル1，レベル2）を用いた（図－3.3.14参照）

復元力特性の非線形モデルとしては、各免震装置ともバイリニア型を用いており、設計条件としてレベル2での免震装置部の最大変位を15cm程度と設定したために、各免震装置の復元力特性がほぼ同一となっている。弾性すべり支承については、長周期化をねらい、摩擦力によるエネルギー吸収を大きくしたモデルも設定している。なお、P_1橋脚の剛性と免震装置の剛性を用いて静的に計算したものを、静的設計計算として示している。計算方法は、3.3.2 (1)に示したとおりである。

各種の免震装置の復元力特性と応答結果（最大変位、最大加速度）の一覧表を表－3.3.10, 11に示す。

レベル1の解析結果において、動的解析の各手法に大きな違いは見られない。これは、免震装置部の最大変位が降伏変位程度の小さな値であるためと考えられる。静的計算の結果は、動的解析結果より大きめの値を示し、一致していない。これは、レベル1での静的計算においては、減衰による低減効果を考慮していないためであり、免震装置の挙動を表すには十分とはいえない。

レベル2の解析結果において、Resonant Amplitude法を用いて解析したときの免震装置部の最大変位は、他のモデルと比較して非常に小さな値になっている。これは、等価剛性K_Bとして復元力特性の一次剛性K_1を用いているためであり、降伏変位を大きく越えるレベルでは適用できない事を示すものと考えられる。Dynamic Stiffness 法とGeometrical Stiffness 法を用いたときの解析結果には大きな差はなく、非線形モデルを用いたときの応答結果と十分対応している。鋼製ダンパーについては、バイリニアモデルより復元力特性を精度よく再現するR－Oモデル、べき関数モデルを用いた解析も行ったが、バイリニアモデルの応答はほとんど差がなく、バイリニアモデルで十分に応答を評価しうるものと考えられる。

一例として積層ゴム＋鋼製ダンパーの最大応答値分布を図－3.3.15, 16、時刻歴波形を表－3.3.12, 13に示す。レベル1、レベル2とも、Resonant Amplitude法を除き、等価線形化手法により、非線形モデルの応答がよい精度で近似されている。ただし、橋脚頂部の加速度が、非線形モデルと比較して小さな値となっている。これは、表－3.3.12, 13の時刻歴波形を見てもわかるように、非線形モデルにおいて、等価線形モデルに比して高振動数成分が卓越しているためと考えられる。応答波形については、レベル1では、上部構造、橋脚頂部とも非線形モデルと等価線形モデルはよく一致している。レベル2において、等価線形化手法は、主要動付近は非線形解析結果をよく模擬しているが、非線形解に比べ高振動成分があまり見られない。ただし、等価線形モデルにおいても、橋脚頂部の加速度および変位波形に高振動数成分が見られるが、これは、2次モードである上部構造の振動モードが励起されたためと考えられる。

これらの結果を要約すると、以下のとおりである。

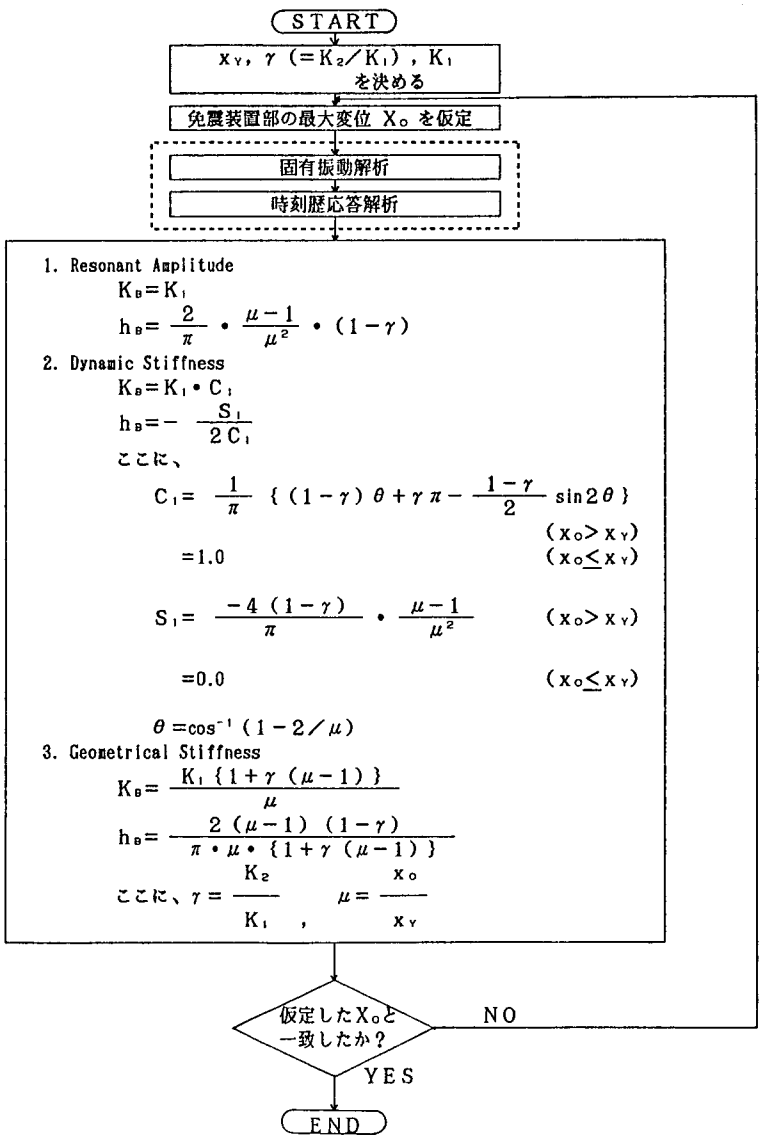
① 要素試験の荷重－変位曲線から、なるべく忠実にモデル化したＲ－Ｏモデルやべき関数モデルと比較的簡単なバイリニアモデルを用いたものとの応答結果に大きな差違はみられない。

② 等価線形化手法により、非線形モデルの応答結果を十分に再現でき、設計上実用的な方法と考えられる。

③ 等価線形化の方法は、Resonant Amplitude法の適用は難しく、Dynamic Stiffness 法、Geometrical Stiffness 法のいずれかが適当である。

④ 静的計算は、動的解析（非線形モデル、等価線形モデル）の応答結果とほぼ同一な値を示し、その妥当性が確認できた。ただし、減衰による低減効果を考慮することが不可欠である。

⑤ このことから、等価線形解析において、時刻歴応答計算の繰り返しを行わなくとも、静的設計計算によって求められた応答変位を第一次近似として用いれば、精度的に十分な結果が得られるものと考えられる。



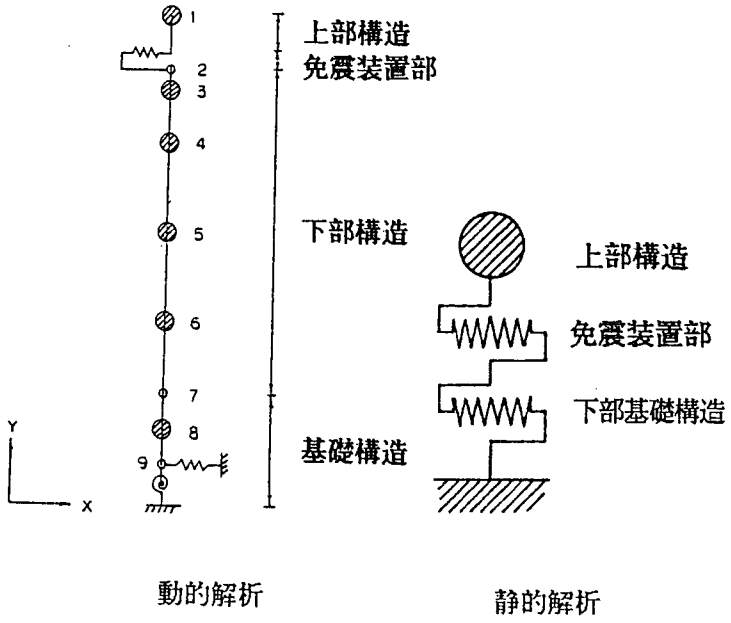
図－3.3.12　等価線形解析フローチャート

表－3.3.9 物性値

節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)	節点重量 (t)
1	0.0	13.0	501.50
2	0.0	11.0	0.00
3	0.0	10.5	52.26
4	0.0	9.0	109.99
5	0.0	6.5	104.40
6	0.0	4.0	113.69
7	0.0	2.0	0.00
8	0.0	1.0	318.75
9	0.0	0.0	0.00

支点バネ条件

節点番号	水平バネ定数 (t/m)	回転バネ定数 (tm/rad)
9	2.261×10^{5}	2.770×10^{6}

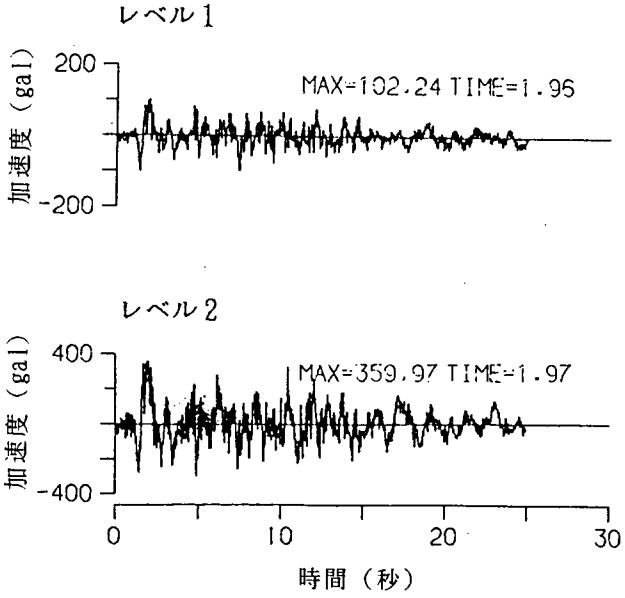


図－3.3.13 解析モデル

部材データ

部材番号	I端	J端	断面積 A (m^2)	I_z (m^4) (震度法)	I_z (m^4) (保有耐力法)
1	1	2	—	—	—
2	2	3	20.904	5.472	2.573
3	3	4	20.904	5.310	2.497
4	4	5	18.205	4.743	2.231
5	5	6	15.205	3.933	1.850
6	6	7	13.704	3.528	1.659
7	7	8	999.0	999.0	999.0
8	8	9	999.0	999.0	999.0

ヤング係数 $E=2.6\times10^{6}$ (t/m^2)

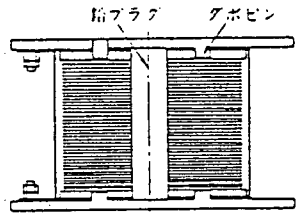
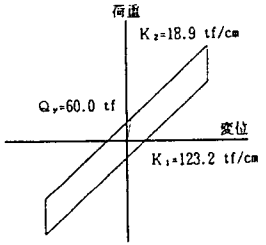
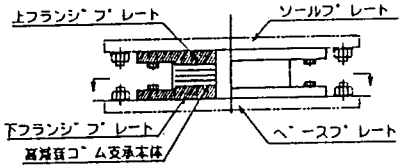
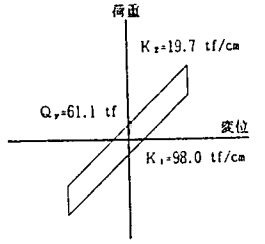
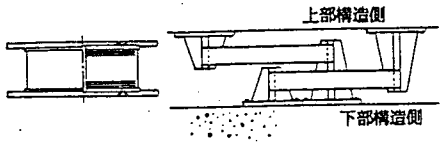
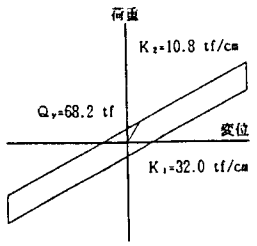


図－3.3.14 入力波形

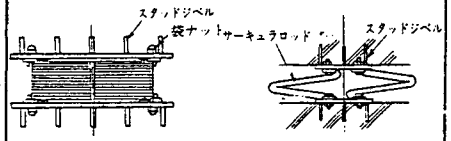
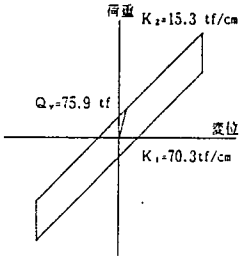
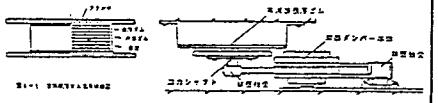
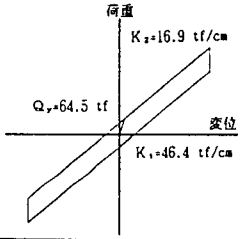
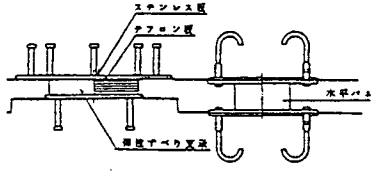
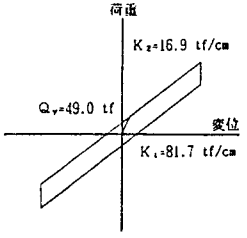
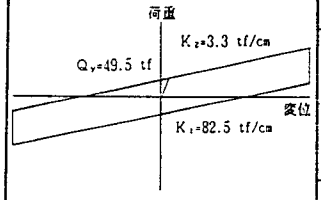
各構造要素の減衰定数

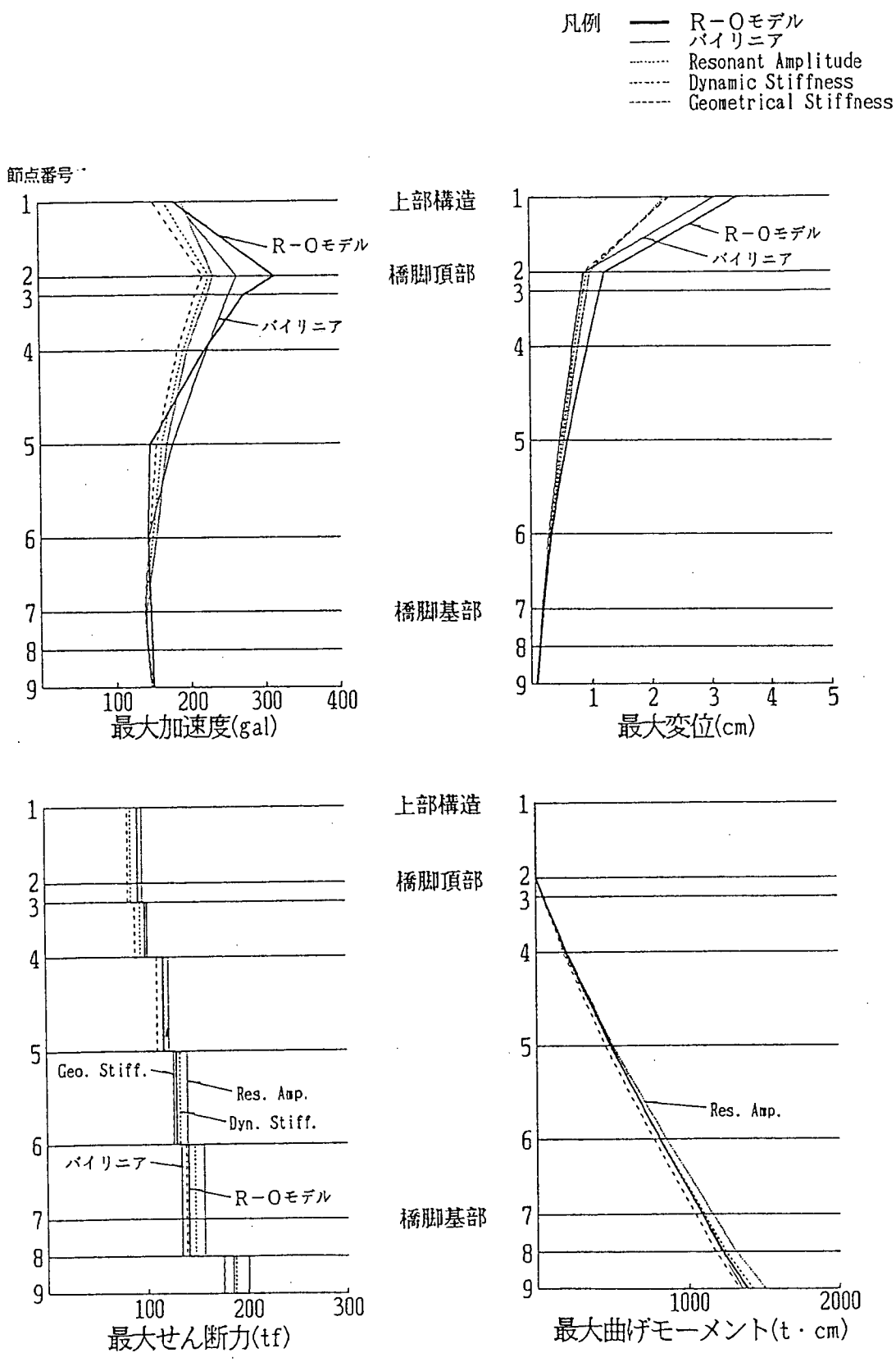
構造要素	減衰定数 h (震度法)	減衰定数 h (保有水平耐力法)
上部構造	0.03	0.03
免震装置部	—	—
下部構造	0.05	0.05
基礎構造	0.10	0.10

表－3.3.10　各種免震装置の応答結果一覧表（その１）

免震装置		復元力特性	解析ケース	レベル１			レベル２		
				変位(cm)	加速度(gal)		変位(cm)	加速度(gal)	
				免震装置	上部構造	橋脚頂部	免震装置	上部構造	橋脚頂部
鉛プラグ入り積層ゴム			バイリニアモデル	1.8	168.2	368.5	13.4	596.0	1077.5
			等価線形 Res.Amp.	0.9	176.7	180.0	2.9	705.4	693.2
			Dy.Stiff.	2.1	124.0	157.4	15.8	608.5	805.5
			Geo.Stiff.	1.6	125.5	162.0	14.4	625.0	817.6
			静的設計計算	2.6	196.0	----	12.0	541.7	----
高減衰積層ゴム			バイリニアモデル	1.7	153.6	290.0	10.2	586.0	812.5
			等価線形 Res.Amp.	0.7	219.8	203.0	4.2	767.0	780.7
			Dy.Stiff.	2.6	171.5	236.8	12.0	681.5	867.0
			Geo.Stiff.	2.3	177.3	237.4	11.4	688.7	864.2
			静的設計計算	2.6	196.0	----	11.9	553.5	----
積層ゴム＋鋼製ダンパー（その１）			べき関数モデル	4.5	198.0	282.8	21.6	593.0	926.9
			バイリニアモデル	4.2	214.9	304.8	21.5	575.6	929.7
			等価線形 Res.Amp.	3.6	227.4	276.0	11.0	704.0	959.4
			Dy.Stiff.	3.6	215.4	277.0	23.5	567.8	1109.5
			Geo.Stiff.	3.6	209.1	277.8	21.7	593.1	1087.1
			静的設計計算	5.1	196.0	----	23.4	583.0	----

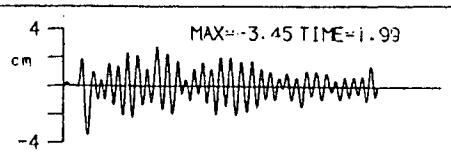
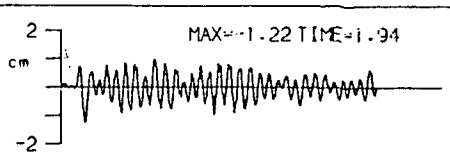
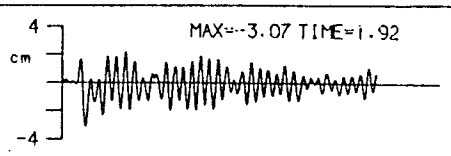
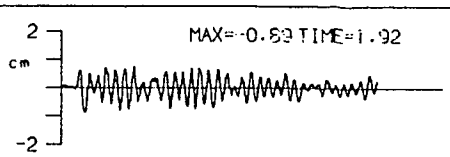
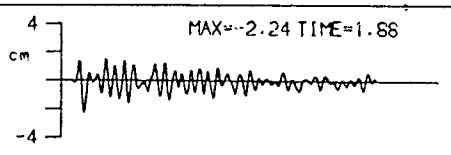
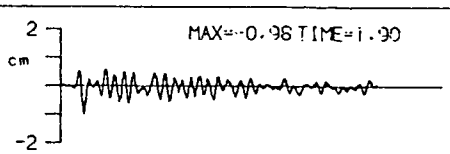
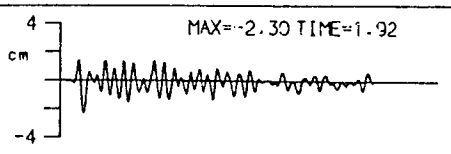
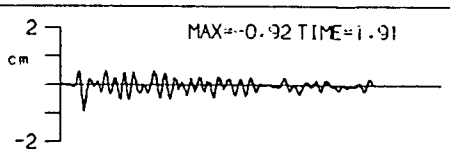
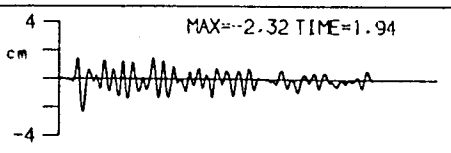
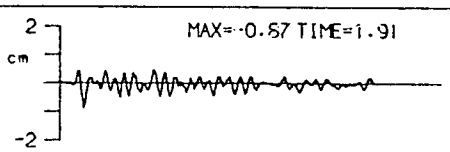
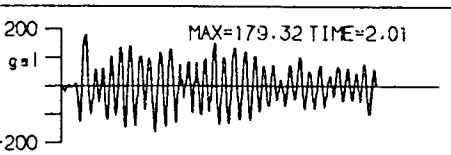
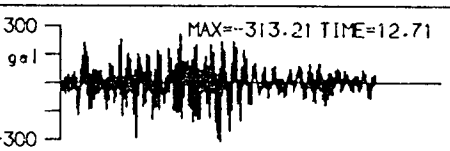
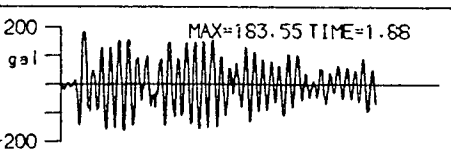
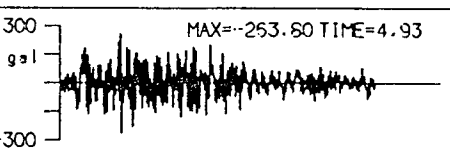
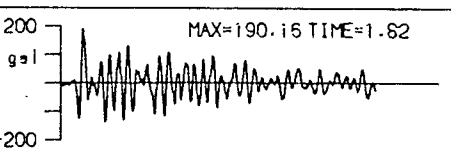
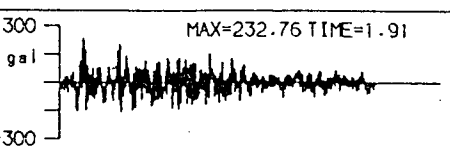
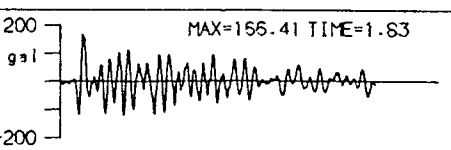
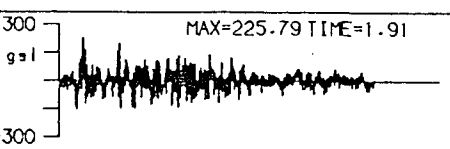
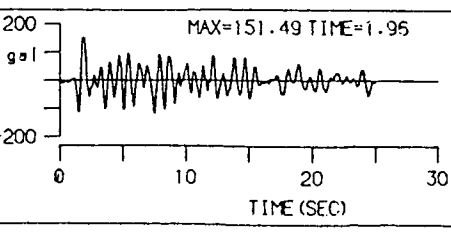
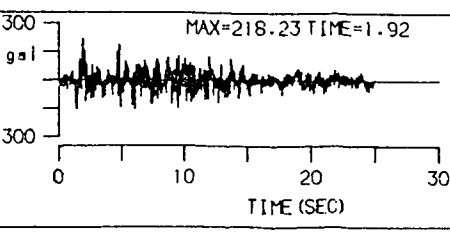
表－3.3.11　各種免震装置の応答結果一覧表（その２）

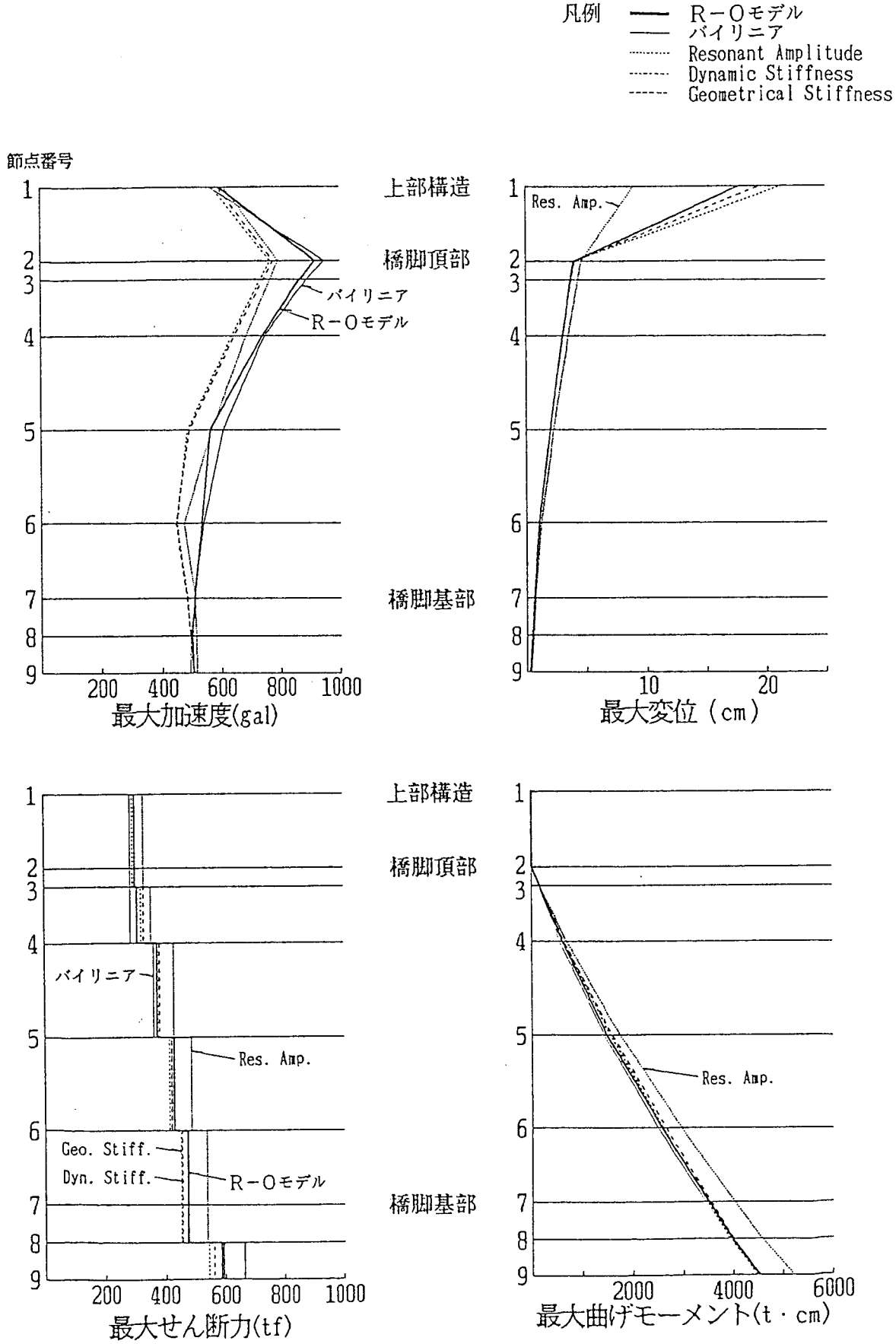
免震装置		復元力特性	解析ケース		レベル１			レベル２		
					変位(cm)	加速度(gal)		変位(cm)	加速度(gal)	
					免震装置	上部構造	橋脚頂部	免震装置	上部構造	橋脚頂部
積層ゴム＋鋼製ダンパー（その２）			R－Oモデル		2.3	179.3	313.2	14.5	593.2	907.2
			バイリニアモデル		2.2	183.6	263.8	14.7	562.9	925.8
			等価線形	Res.Amp.	1.4	190.2	232.8	4.7	609.7	793.1
				Dy.Stiff.	1.4	166.4	225.8	17.4	570.8	764.5
				Geo.Stiff.	1.5	151.5	218.2	15.7	587.8	775.4
			静的設計計算		2.7	196.0	―――	13.4	518.1	―――
積層ゴム＋摩擦ダンパー（その１）			バイリニアモデル		3.0	218.2	258.9	15.5	604.6	1015.0
			等価線形	Res.Amp.	2.6	213.8	257.9	9.4	737.4	867.0
				Dy.Stiff.	2.7	208.0	256.1	18.0	631.4	875.7
				Geo.Stiff.	2.8	203.9	254.5	17.0	651.0	877.8
			静的設計計算		3.5	196.0	―――	16.0	608.5	―――
積層ゴム＋摩擦ダンパー（その２）Case－１			バイリニアモデル		1.8	141.6	206.0	13.6	540.9	890.0
			等価線形	Res.Amp.	1.1	181.1	220.0	4.9	753.3	770.0
				Dy.Stiff.	2.0	151.8	221.0	17.4	602.4	870.0
				Geo.Stiff.	1.7	153.3	214.0	14.9	610.3	860.0
			静的設計計算		3.6	196.0	―――	16.1	608.7	―――
Case－２			バイリニアモデル		2.3	113.9	205.0	25.7	301.9	710.0
			等価線形	Res.Amp.	1.1	178.4	215.0	4.7	748.8	770.0
				Dy.Stiff.	2.3	117.6	218.0	36.1	292.0	900.0
				Geo.Stiff.	2.3	129.8	216.0	33.6	345.6	910.0
			静的設計計算		9.2	152.1	―――	34.2	313.2	―――



図－3.3.15　最大応答値分布（レベル1）

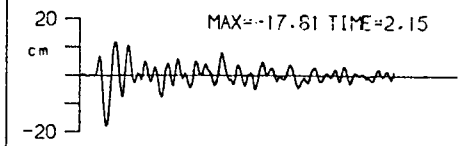
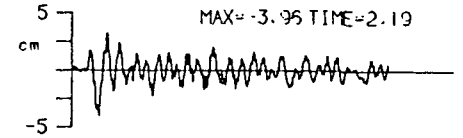
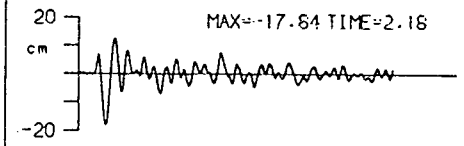
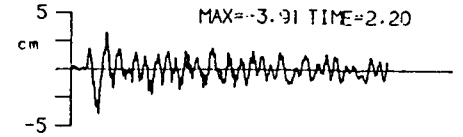
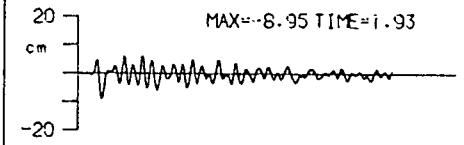
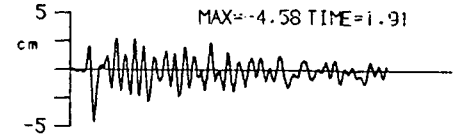
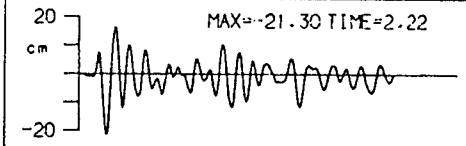
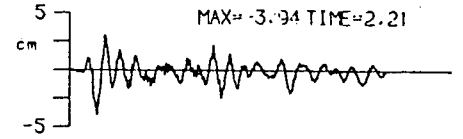
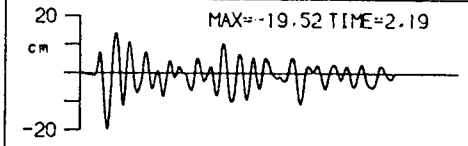
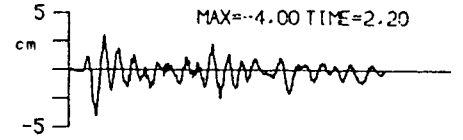
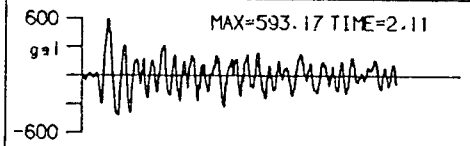
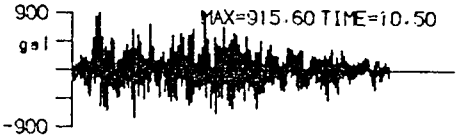
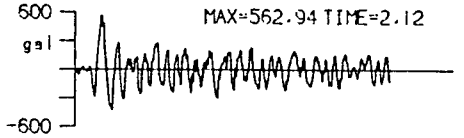
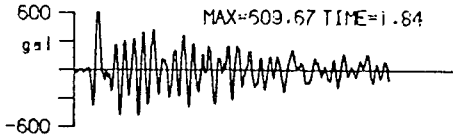
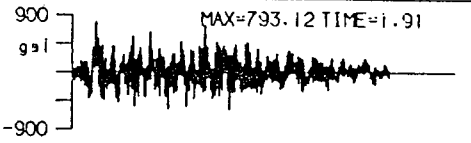
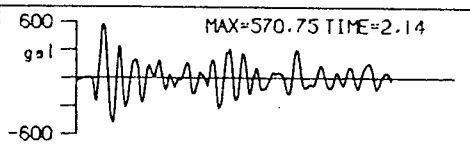
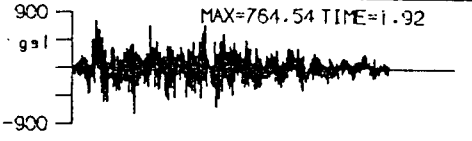
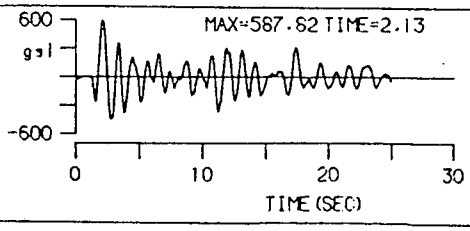
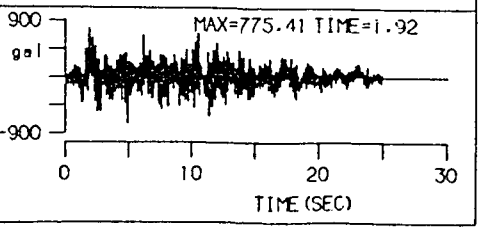
表－3.3.12　応答波形（レベル1）

		上部構造	橋脚頂部
変位	非線形モデル（R－O）		
	非線形モデル（バイリニア）		
	等価線形モデル Resonant Amp.		
	Dynamic Stiff.		
	Geo. Stiff.		
加速度	非線形モデル（R－O）		
	非線形モデル（バイリニア）		
	等価線形モデル Resonant Amp.		
	Dynamic Stiff.		
	Geo. Stiff.		



図－3.3.16　最大応答値分布（レベル２）

表－3.3.13　応答波形（レベル2）

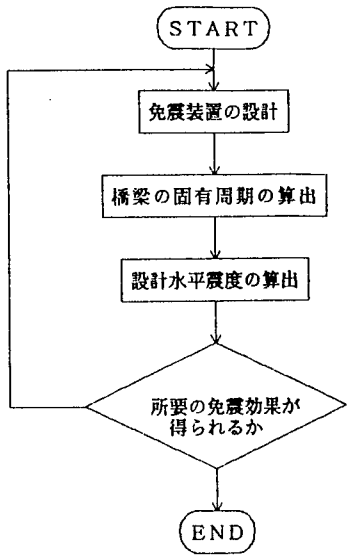
		上部構造	橋脚頂部
変位	非線形モデル（R－O）		
	非線形モデル（バイリニア）		
	等価線形モデル Resonant Amp.		
	Dynamic Stiff.		
	Geo. Stiff.		
加速度	非線形モデル（R－O）		
	非線形モデル（バイリニア）		
	等価線形モデル Resonant Amp.		
	Dynamic Stiff.		
	Geo. Stiff.		

3.3.4　免震装置の特性値の設定方法[11),12),13),14),15)]

(1)　設定法の手順

免震設計においては、所要の免震効果が得られるように免震装置の特性値を設定することが重要である。既往の文献では、設計の便を考え免震装置の特性値と応答の関係を予め計算してチャート等に表し、免震効果を確認しながら特性値を設定する方法が提案されている。しかし、使用する免震装置、設計入力地震動、橋梁形式、下部構造が限定され、仮定と異なった設計条件には使うことができないという欠点がある。

そこで、ガイドライン（案）と同様、図－3.3.17に示すフローチャートのように免震装置の特性値の設定は、所要の免震効果が得られるように繰り返し計算を行うものとする。



図－3.3.17免震装置の設計フローチャート

(2)　免震装置の設計に用いる免震橋梁モデル

免震装置の設計に用いるモデルには、ｉ）応答を精度よく求めることのできること。ii）繰り返し計算が容易に行える簡易なモデルであること。が必要である。ガイドライン（案）では、ｉ）下部構造の剛性が免震装置の剛性に比べて十分に剛であること。ii）下部構造の剛性評価が、装置の特性値設定前には困難であること。等から免震装置の等価な剛性だけで、橋梁全体の等価剛性を算出し、免震装置の設計変位を求めている。しかし、下部構造の剛性を評価した骨組構造モデルで解析を行うと、評価しなかった装置設計時と免震装置部の変位が大きく異なる可能性が試算によりわかった。その場合骨組構造モデルに用いる装置の物性が正しくなかったことを意味し、下部構造の設計を含めた煩雑な計算を繰り返す必要がある。そこで、何らかの方法を用いて下部構造の剛性を評価したモデル化が必要と考えられる。

免震装置部の変位、等価剛性の算定に着目すれば、免震橋梁の１次振動モードが支配的と考えられる。１次振動モードに限れば、上部構造を剛体とし、免震装置の剛性と下部構造の剛性を直列バネで表し、そのバネが並列に結ばれていると考えたバネと、上部構造の質量からなる１質点１自由度モデルでモデル化できると考えられる。（図－3.3.18参照）

このようにモデル化すれば、免震装置部の変位は、下式で算定できる。

$$1/K_i = 1/K_{Bi} + 1/K_{Pi} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.3.24)$$

ここに、　K_i　：免震装置と下部構造の剛性から求まる各橋脚の剛性（kgf/cm）

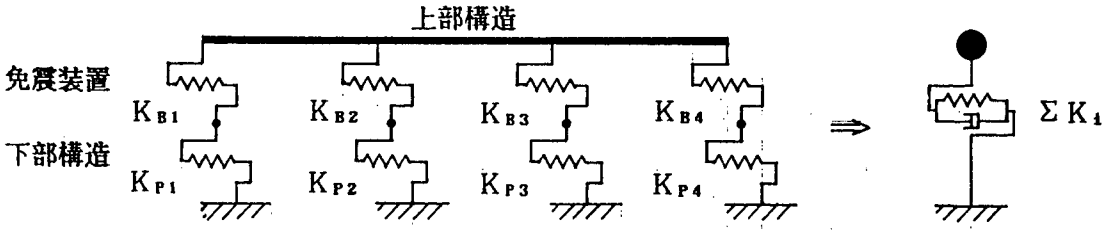
K_{Bi}　：免震装置の等価剛性（kgf/cm）

K_{Pi}　：下部構造の剛性（kgf/cm）

W　：上部構造の重量（kgf）

T_{eq}　：免震橋梁の固有周期（sec）　$(= 2\pi\sqrt{W/g \cdot \Sigma K_i})$

ΣK_i　：免震橋梁の等価剛性（kgf/cm）



図－3.3.18　免震橋梁のモデル化

上部構造の応答変位：u（cm）

$$u = k_h \cdot W \cdot / \Sigma K_i \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.3.25)$$

各橋脚が分担する慣性力：F_i（kgf）

$$F_i = k_h \cdot W \cdot K_i / \Sigma K_i \quad \cdots\cdots \quad (3.3.26)$$

免震装置部の変位：u_{Bi}（cm）

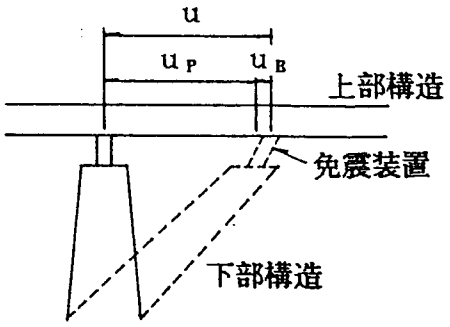
$$u_{Bi} = F_i / K_{Bi} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.3.27)$$

橋脚頂部の応答変位：u_{Pi}（cm）

$$u_{Pi} = F_i / K_{Pi} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.3.28)$$

ここに、

k_h ：レベル１もしくはレベル２の設計水平震度



図－3.3.19　各部の変位の関係

(3)　下部構造の剛性評価

免震装置を設計する時点では、下部構造が決定されていないことが多く、下部構造の剛性を何らかの方法で推定しなければならない。

その方法として、

①　橋脚の初期断面を設定し、その断面形状から剛性を推定する。

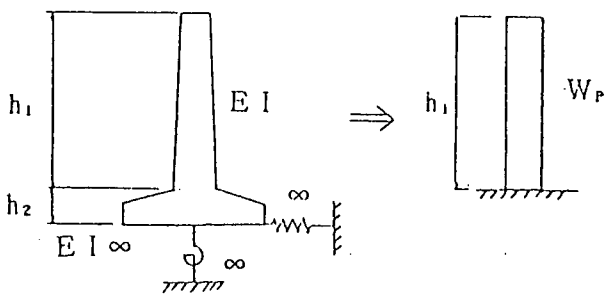
②　過去の実験データから基本振動数を推定し、剛性を求める。

が考えられる。①の方法で、下部構造の剛性を求めることが望ましいが、この方法で設定が困難な場合は、②の方法で剛性を推定することも考えられる。以下にその評価方法を示す。

ｉ）橋脚断面が設定されている場合

良好な地盤では、地盤・基礎の剛性が橋脚の剛性に比べて十分に大きく、橋脚下端を固定とみなす。橋脚を一様な断面を持つ片持梁と考えると、橋脚の剛性は下式で求まる。

$$K_p = \frac{3EI}{h_1^3} \quad \cdots\cdots\cdots \quad (3.3.29)$$



図－3.3.20　橋脚の剛性の設定手順

ii）過去のデータから推定する場合[12),13),14)]

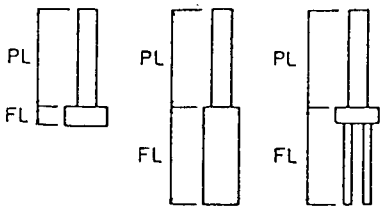
加藤らは、過去に行われた橋脚の振動試験結果を調査し、橋脚の一次固有振動数と、①橋脚長、②基礎長の他に、③基礎の構造形式、④橋脚厚比、⑤上部工支間長の関係を検討した。図－3.3.21に、橋脚の基本振動数と橋脚長の関係を示すが、両者に非常に強い相関関係があることが伺える。このことから、加藤らは①、②が主要因であるとして、橋脚の基本振動数推定式を提案している。

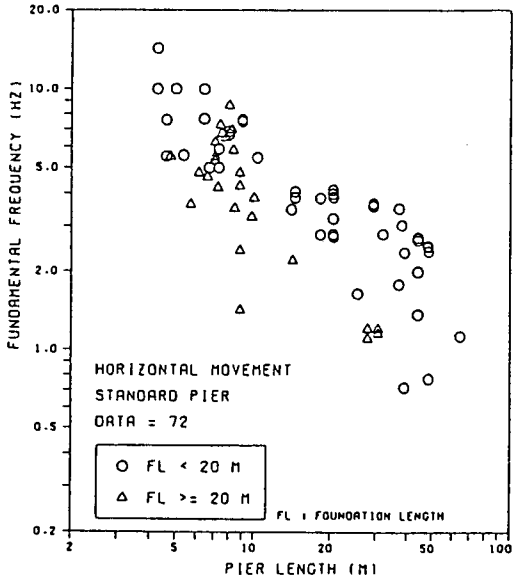
$$F = 50.513 \cdot PL^{-0.7615} \cdot FL^{-0.2367} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.3.30)$$

ここに、F　：基本振動数（Hz）

PL：橋脚長（m）

FL：基礎長（m）





図－3.3.21　橋脚の基本振動数と橋脚長の関係

上式をいくつかの橋脚のデータに適用した結果を、表－3.3.14に示す。推定式により求めた基本振動数は、一部の高橋脚を除くと、オーダー的にはほぼ一致し、推定式により大まかに橋脚の基本振動数を推定できることがわかる。

表－3.3.14　振動試験結果と推定式の比較

橋梁名	基礎種別	橋脚長(m)	基礎長(m)	T(推定式)	T(試験結果)
四徳大橋	直接基礎	44	4.5	0.5	0.502
〃	〃	44	3.5	0.48	0.735
底沢橋	〃	48.5	5	0.55	1.30
吉田大橋	ｹｰｿﾝ基礎	7.77	21.2	0.19	0.154
駿河大橋	〃	5.34	15	0.13	0.179
安治川橋	〃	8.0	35.4	0.22	0.115
新葛飾橋	〃	8.3	21	0.20	0.172
〃	〃	10.3	18	0.23	0.180
平井大橋	〃	8.83	51.3	0.26	0.417
木曽川橋	〃	6.13	41.5	0.19	0.210
刀水橋	〃	8.4	33.0	0.23	0.286
浜松町高架橋	くい基礎	6.5	28.7	0.18	0.143
倉敷川橋	〃	6.6	28.0	0.18	0.213
筏川橋	〃	5.7	52.5	0.19	0.276
庄内新川橋	〃	12	17	0.26	0.288
横吹橋	〃	39	15	0.61	1.40
長泥橋	〃	7.4	54.4	0.23	0.261

（※加振方向は橋軸方向である）

橋脚の基本振動数が推定できれば、以下の方法で下部構造の剛性を算定する。

① 橋脚高、基礎高を推定し、推定式から下部構造の基本振動数（f_P）を求める。

② 一様断面を考え、基本振動数になるように下部構造の剛性を算定する。

$$f_P = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{K_P}{0.3\,w_P/g}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.3.31)$$

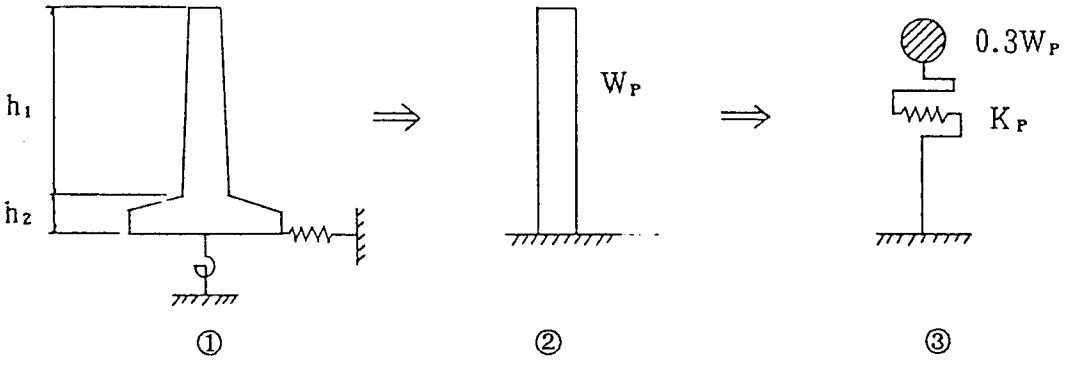
ここに、

w_P ：下部構造重量（kgf）

K_P ：下部構造の剛性（kgf/cm）

$$K_P = (2\pi f_P)^2 \cdot \frac{0.3\,w_P}{g} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.3.32)$$

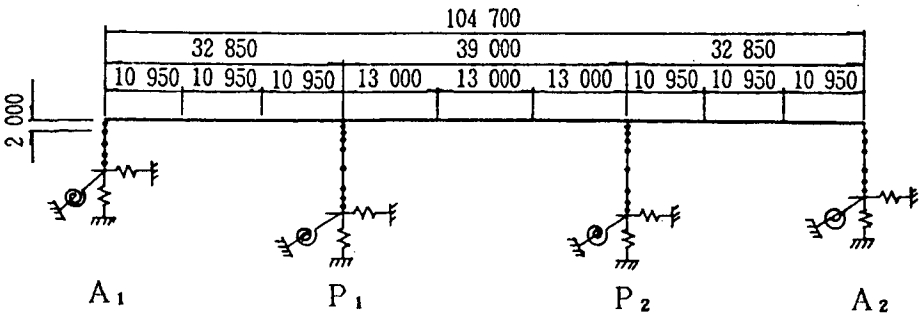
＊式（3.3.31）は、本来$0.3\,w_P$が$0.24W_P$となるべきであるが、前道路橋示方書・V耐震設計編、参考資料よりフーチングの影響もあるので、$0.3\,w_P$とした。



図－3.3.22　橋脚の剛性の設定手順

(4) 試算結果

3.3.2 に示した宮川橋を対象に、提案した特性値の設定方法の検証を行った。手順は、① 下部構造の剛性を評価した図－3.3.18のモデルで免震装置の設計変位を求める。② それから求まる免震装置の等価剛性を用い、骨組構造モデル（図－3.3.23）を作成し、免震装置部の変位を求める。③ ①②から求まる変位を比較し、剛性の評価、モデル化の妥当性を確認するものである。結果を表－3.3.15に示す。



図－3.3.23　骨組構造モデル

表－3.3.15　免震装置の設計変位の比較

下部構造 / 下部構造の剛性評価	A_1	P_1	P_2	A_2
i)実設計より 基礎＋橋脚の剛性を評価	2.82 3.11	2.18 2.17	2.02 1.96	2.80 3.02
ii)ガイドライン(案) 下部構造の剛性は無限大	2.75 3.30	2.75 2.39	2.75 2.18	2.75 3.20
iii)提案方法(1)) 橋脚基部の剛性で評価	2.86 3.30	2.69 2.38	2.69 2.17	2.83 3.20
iv)提案方法(2)) 過去のデータから推定	2.85 3.29	2.68 2.37	2.68 2.16	2.85 3.20

単位：cm
上段：図－3.3.18のモデル
下段：図－3.3.23の骨組構造モデル

i）の実設計のように、下部構造の剛性を基礎の剛性も含めて評価した場合は、両モデルの応答結果は、非常によく一致しており、図－3.3.23のモデルが妥当であることがわかる。

ii）のガイドライン（案）の場合は、橋台、橋脚とも同変位となり、下部構造で変位が異なる骨組構造モデルと様相が異なることがわかる。

iii），iv）の方法は、i）に比べ両モデル間の差は大きいが、ii）に比べ、下部構造の剛性に応じた変位分布はある程度反映されている。ここで取り上げた橋梁は、比較的低橋脚であり、高橋脚の場合は、ii）とiii），iv）の方法の差は、さらに大きくなるものと思われる。ただし、iii），iv）の方法では、基礎－地盤の剛性は評価されておらず、適用できる地盤条件に注意する必要がある。

3.3.5 免震装置の設計法

(1) 設計の基本方針

ⅰ）免震装置の定義

免震装置とは、地震力を低減させる目的で、橋梁の上部構造と下部構造の間に設置される装置で、アイソレーターとダンパーにより構成される装置の総称である。

免震装置の設計とは、所要の免震効果を発揮し、免震装置の基本性能を有するように免震装置の固有周期、降伏荷重、減衰定数、摩擦係数等の基本的物性値を適切に設定するものである。

免震装置には、アイソレーターとダンパーを分離したものと、一体としたものがある。

分離タイプ　積層ゴム＋鋼製ダンパー
　　積層ゴム＋摩擦ダンパー
　　積層ゴム＋粘性ダンパー

一体タイプ　鉛プラグ入り積層ゴム
　　高減衰積層ゴム

ⅱ）免震装置の基本性能

橋梁に用いられる免震装置の具備すべき基本性能として

① 上部構造を鉛直方向に支える。（支持性能）

② 上部構造を水平方向に支え、現位置に復帰する復元力を有する。（復元性能）

③ 上部構造の振動エネルギーを吸収し、減衰性能を高める。（減衰性能）

④ 地震時の大きな水平変形に追従する。（変形性能）

など考えられる。

ⅲ）免震装置のモデル化

① 免震装置の復元力特性は一般には非線形性を示し、その特性を反映したモデル化が必要である。モデルには免震装置を線形の剛性と減衰定数によって表した線形モデルと、非線形のバネによって表した非線形モデルがある。

② 免震装置の復元力特性モデルの選択・物性値の設定は、試験結果に基づいて行うものとする。鋼製ダンパー等は、理論式により導くことも可能と思われるが、未だ資料の蓄積が不十分と考えられる。

③ 復元力特性の非線形モデルは、様々な提案がなされているが、既往の免震装置の多くはバイリニア型にモデル化されている場合が多く、この方法でモデル化できる場合、等価線形モデルを用いて設計してもよいと考えらえる。

これは、既往の免震装置のうち、鉛プラグ入り積層ゴム、高減衰積層ゴム、摩擦ダンパー、鋼製ダンパーについては、実証試験結果をバイリニア型にモデル化しても、十分な精度で応答を模擬しうることが、シミュレーション解析の結果得られており、さらに等価線形化手法を用いても、設計上必要な最大応答値については精度上の問題がなかったことによる。

④ 試験により得られた荷重－変位曲線から復元力特性モデルを設定する方法は、免震装置により異なる

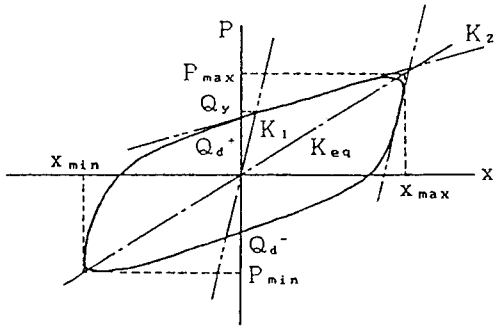
と考えられる。積層ゴム＋鋼製ダンパーの荷重－変位曲線を、バイリニア型にモデル化した例を図－3.3.24に示す。降伏荷重Q_dは、荷重－変位曲線の変位が0での正負の荷重Q_dと$-Q_d$の平均値として求める。二次剛性K_2は降伏荷重Q_dと最大荷重点を結んだ直線の勾配から設定し、一次剛性K_1は、最大変形点での徐荷時の剛性から設定する。設定したモデルの履歴ループ内面積を求め、要素試験の荷重－変位曲線から求めたものと同程度であること確認し、モデルの妥当性を検証する。

⑤ 等価線形化の方法には種々の方法があるが、簡便で実用的な方法の一つは、等価剛性K_{eq}として荷重－変位曲線で最大変形と最大荷重の交点と原点を結ぶ直線の勾配を用い、等価減衰定数h_{eq}を1サイクル当たりのエネルギー吸収量と等しくなるように求める方法である。バイリニア型にモデル化されている場合下式となる。

$$\mu = \frac{x}{x_y} \qquad \cdots\cdots (3.3.33)$$

$$K_{eq} = \frac{K_1 + K_2\ (\mu - 1)}{\mu} \qquad \cdots\cdots (3.3.34)$$

$$h_{eq} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1 - K_2 / K_1}{1 + K_2 / K_1 \cdot (\mu - 1)} \cdot \frac{\mu - 1}{\mu} \qquad \cdots\cdots (3.3.35)$$



図－3.3.24　荷重－変位曲線のモデル化の例

iv）免震装置の設計変位

3.1「免震設計の基本方針」で定める設計段階毎に、免震装置に生じる設計変位を算定し、変形レベルが表－3.3.16になることを確認する。

免震装置の設計変位は、免震橋梁を上部構造の重量と免震装置の等価剛性と下部構造の剛性から求まるばねで、1質点1自由度にモデル化し、下式により算定する。

$$1/K_i = 1/K_{Bi} + 1/K_{Pi} \qquad \cdots\cdots (3.3.36)$$

ここに、

K_i　：免震装置と下部構造の剛性から求まる各橋脚の剛性（kgf/cm）

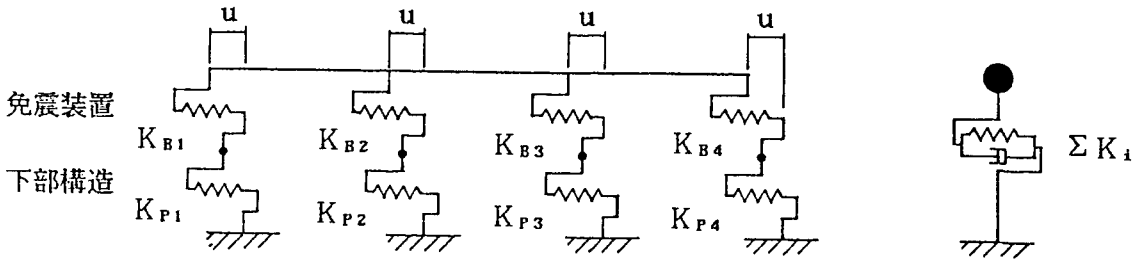
K_{Bi}　：免震装置の等価剛性（kgf/cm）

K_{Pi}　：下部構造の降伏時の割線剛性（kgf/cm）ただし、レベル1の検討時は弾性剛性を用いる。

W　：免震装置が水平力を分担する振動単位部分の上部構造の重量（kgf）

T_{eq}　：免震橋梁の固有周期(sec)　$(= 2\pi\sqrt{W/g \cdot \Sigma K_1})$

ΣK_1　：免震橋梁の等価剛性（kgf/cm）



図－3.3.25　免震橋梁のモデル化

上部構造の応答変位：u（cm）

$$u = k_h \cdot W / \Sigma K_i \quad \cdots\cdots (3.3.37)$$

各橋脚・橋台が分担する慣性力：F_i（kgf）

$$F_i = k_h \cdot W \cdot K_i / \Sigma K_i \quad \cdots\cdots (3.3.38)$$

免震装置部の変位：u_{Bi}（cm）

$$u_{Bi} = F_i / K_{Bi} \quad \cdots\cdots (3.3.39)$$

ここに、

k_h ：レベル１もしくはレベル２の設計水平震度

表－3.3.16　設計段階と装置の変形レベル

設計段階	レベル１	レベル２
対象地震動	耐用期間年に１～２回発生する中程度の地震動	耐用期間年に比べ、稀に発生する大規模地震
免震装置の変形レベル	終局変形に対して十分余裕をもって設定され、基本性能を安定して発揮しうる変形である。	終局変形に対して余裕度を考慮して設定され、基本性能を失わない変形である。

レベル３地震動（レベル２の地震動を越える大きさの地震動）に対しては、免震装置に代って落橋防止構造により、橋梁の安全性を確保することとし、免震装置の設計は、レベル１、レベル２に対して行うものとする。

終局変形は、例えば

① 積層ゴムアイソレーターでは、破断変形

② すべり方式アイソレーターでは、稼働不可能となる変形

③ ダンパーについては、材料の破断、稼働限界、取付治具が破損する変形

等で定義される。

v）免震装置の設計手順

免震装置の設計手順の例として、以下のものが考えられる。

① 免震装置の設計条件の設定

② 免震装置の選択、配置の決定

③ 鉛直荷重の算定、免震装置の平面形状を設定

④ 免震装置の設計変位の仮定

⑤ 免震装置の構造設計

⑥ 下部構造の剛性を評価した免震橋梁全体の一次固有周期の算定

⑦ 免震装置の設計変位の算定、仮定した値と異なる場合は、④～⑦ステップを繰り返す。

⑧ 免震装置部の変形レベルが目標としたレベルであることを確認、そうでない場合は、②へ戻る。

vi）免震装置の耐久性

免震装置は、材料・機構等の面から長期的に安定して使用できるものでなければならない。免震装置の耐久性の評価法は未だ確立されていないことから、材料が日本工業規格などに規格され、過去に広範囲に使用されてきたもの、免震装置として使用された実績のあるもの、耐久性の試験が実施されたものを選定することが望ましい。

耐久性の検討項目として、

① 経年劣化

ゴムにおいては、残存した未反応加硫剤が、大気中の酸素やオゾン、紫外線と化学反応をおこし、時間とともに初期の力学特性が劣化する。促進試験結果などから、劣化後の力学特性を推測し、免震効果が確実に得られることを確認する。ダンパーにおいても、力学特性が経年により変化しないように、防錆、被覆等の処置を講じる必要がある。

② クリープ特性

積層ゴムによるアイソレーターでは、死荷重によりクリープが生じる。クリープ変形量が上部構造に与える影響を検討し、長期間にわたり不都合が生じないことを確認する必要がある。

③ 繰り返しによる疲労特性

地震時に安定した復元力特性を示すことを、免震装置の設計変位レベルの水平載荷試験を行い確認する。また、自動車の走行により生じる繰り返し応力度が無視出来ない場合は、疲労破壊の検討が必要である。

④ 耐摩耗性

繰り返しによる摩擦係数の安定性については、水平載荷試験を実施して確認する。

⑤ 温度依存性

免震装置の力学特性が温度に依存するものでは、設置される環境を想定し、特性の変動を考慮した設計を行う。

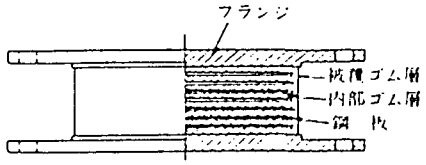
等があげられる。

(2) 積層ゴムの設計

i) 基本方針

ここでは、支承およびアイソレータとして使用される積層ゴムの設計方法について述べる。高減衰ゴム支承および積層ゴムと一体化された摩擦ダンパーについても、上部構造の荷重を支持する支承としての設計に関しては本項の設計方法が適用される。

積層ゴム支承の設計方法に関しては「道路橋支承便覧」（社）日本道路協会などの基準が有り、ゴムの基本的な特性式、照査式に関してはこの「便覧」を参考としたが、ここではさらに以下の条件下の適用においても、その性能を充分に果たすような設計方法の検討を加えている。

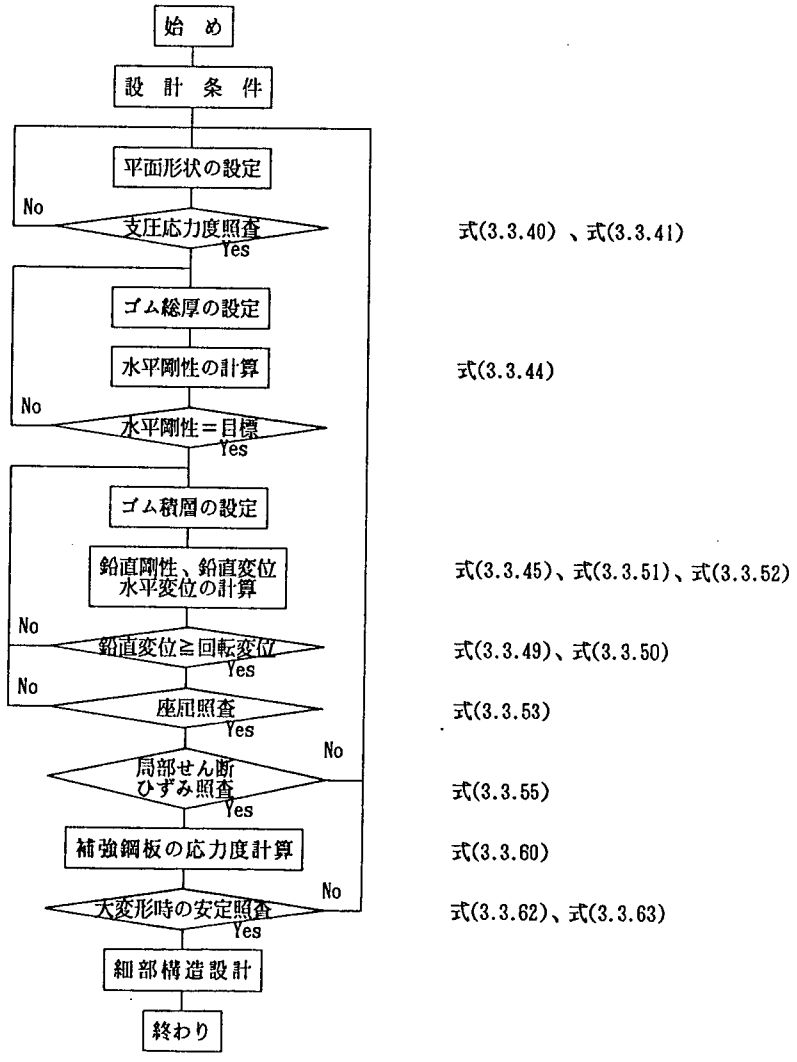


図－3.3.26　積層ゴムの概要図

① 温度変化などによる常時変位の大きい多径間連続橋梁

② レベル1地震のみならず、レベル2地震も考慮する

積層ゴムの設計は図－3.3.27に示すフローチャートに基づいて行う。



図－3.3.27　積層ゴムの設計フローチャート

iii）積層ゴムの設計式

① 支圧応力度の照査

支圧応力度の照査は式（3.3.40）および式（3.3.41）により行う。

$$\sigma_{max} \leqq 80 \ kgf/cm^2 \quad \cdots\cdots (3.3.40)$$

$$\sigma_{max} - \sigma_{min} \leqq 50 \ kgf/cm^2 \quad \cdots\cdots (3.3.41)$$

ここに、σ_{max} ：最大支圧応力度で式（3.3.42）で算定する。

σ_{min} ：最小支圧応力度で式（3.3.43）で算定される。

$$\sigma_{max} = R_{max} / A_{Re} \quad \cdots\cdots (3.3.42)$$

$$\sigma_{min} = R_{min} / A_R \quad \cdots\cdots (3.3.43)$$

ここに、R_{max} 、R_{min} ：最大および最小反力

A_{Re}：有効支圧面積、支圧面積から温度変化などによる変位分の面積を控除した面積（cm²）

A_R ：支圧面積、支圧面積として、内部補強鋼板の面積をとる（cm²）

② 水平剛性

水平剛性の算定は式（3.3.44）により行う。

$$K_H = A_R \ G / \Sigma t_e \quad \cdots\cdots (3.3.44)$$

ここに、K_H ：水平剛性（kgf/cm） G ：ゴムのせん断弾性係数（kgf/cm²）

Σt_e ：ゴムの総厚（cm） t_e ：ゴム一層の厚さ（cm）

③ 鉛直剛性

鉛直剛性の算定は式（3.3.45）により行う。

$$K_V = A_R \ E / \Sigma t_e \quad \cdots\cdots (3.3.45)$$

ここに、K_V ：鉛直剛性（kgf/cm）

E ：ゴムの見掛けの弾性係数で式（3.3.46）により算定する（kgf/cm²）

$$E = E_0 \ (1 + 2 \kappa S^2) \quad \cdots\cdots (3.3.46)$$

E_0 ：ゴムの弾性係数（kgf/cm²）

κ ：ゴムの硬度による補正係数

ここに、S ：形状係数で式（3.3.47）または式（3.3.48）により算定する。

長方形の場合 $$S = \frac{A_R}{2 \ (a+b) \ t_e} \quad \cdots\cdots (3.3.47)$$

円形の場合 $$S = \frac{D_R}{4 \ t_e} \quad \cdots\cdots (3.3.48)$$

ここに、a，b：内部補強鋼板の二辺の長さ（cm）

D_R ：内部補強鋼板の直径（cm）

④ 鉛直変位の照査

鉛直変位の照査は式（3.3.49）、式（3.3.50）により行う。

$$\delta_v \geqq a \cdot \theta / 2 \quad \cdots\cdots (3.3.49)$$

$$\delta_v = R / K_v \quad \cdots\cdots (3.3.50)$$

ここに、δ_v ：鉛直変位（cm）

R ：鉛直荷重（cm）

a ：橋軸方向の内部補強鋼板幅（cm）

θ ：けたの回転角

⑤ 水平変位の照査

水平変位の照査は、式（3.3.51）、式（3.3.52）により行う。

$$u_o \leqq 0.7 \times \Sigma t_e \quad \cdots\cdots (3.3.51)$$

$$u \leqq 2.0 \times \Sigma t_e \quad \cdots\cdots (3.3.52)$$

ここに、u_o ：クリープ、乾燥収縮、温度変化等、常時の荷重の影響による水平変位（cm）

u ：地震の影響による水平変位（＝設計変位）（cm）

⑥ 座屈照査

座屈照査は式（3.3.53）により行う。

$$\sigma_c \leqq \sigma_{cR} / f_s \quad \cdots\cdots (3.3.53)$$

ここに、σ_c ：支圧応力度（kgf/cm²）

σ_{cR} ：座屈限界応力度で式（3.3.54）により算定する（kgf/cm²）

f_s ：安全率

$$\sigma_{cR} = G \cdot S \cdot \alpha \quad \cdots\cdots (3.3.54)$$

ここに、α ：内部補強鋼板の短辺長ａとゴム総厚Σt_eの比（$a / \Sigma t_e$）

ここで示した座屈限界応力度はＢＳ５４００、Buckle の提案式および Derham の提案式を参考にして求めた。

⑦ 局部せん断ひずみの照査

局部せん断ひずみの照査は式（3.3.55）、式（3.3.56）により行う。

$$(\gamma_c + \gamma_R + \gamma_s) \leqq \gamma_u / f_s \quad \cdots\cdots (3.3.55)$$

ここに、γ_c ：鉛直荷重による局部せん断ひずみで式（3.3.56）による

γ_R ：回転角による局部せん断ひずみで式（3.3.57）、
または式（3.3.58）による

γ_s ：水平変位よる局部せん断ひずみで式（3.3.59）による

γ_u ：ゴムの破断ひずみ（＝5.0）

$$\gamma_c = K_c \ S \ \varepsilon_c \quad \cdots\cdots (3.3.56)$$

ここに、K_c ：定数で平面が長方形の場合　$K_c = 8.5$

円形の場合　$K_c = 6.0$

ε_c ：鉛直荷重による圧縮ひずみ（$= \delta_v / \Sigma t_e$）

$$\gamma_R = \frac{2\ (1+\beta)^2}{\beta^2} S^2 \ \alpha_e \quad \text{(長方形の場合)} \quad \cdots\cdots (3.3.57)$$

$$\gamma_R = 5.6\ S^2 \ \alpha_e \quad \text{(円形の場合)} \quad \cdots\cdots (3.3.58)$$

ここに、β ：内部補強鋼板の（橋軸直角方向幅b）／（橋軸方向幅a）

α_e ：ゴム一層の回転角

$$\gamma_s = u / \Sigma t_e \quad \cdots\cdots (3.3.59)$$

表－3.3.17　局部せん断ひずみの安全率

	常　時	L_1 地震時	L_2 地震時
安全率	2.5	1.8	1.2

⑧ 補強鋼板の応力度

補強鋼板の応力度照査は式（3.3.60）、式（3.3.61）により行う。

$$\sigma_s = \sigma_{sa} \quad \cdots\cdots (3.3.60)$$

$$\sigma_s = \sigma_c \frac{t_e}{t_s} \quad \cdots\cdots (3.3.61)$$

ここに、σ_s ：内部補強鋼板の引張応力度（kgf/cm²）

σ_{sa} ：内部補強鋼板の引張許容応力度（kgf/cm²）

σ_c ：ゴムの支圧応力度（式（3.3.42）参照)(kgf/cm²)

t_s ：内部補強鋼板の厚さ（cm）

なお、内部補強鋼板が有孔の場合は、有孔分を控除した有効断面に対する応力度で照査するものとする。

⑨ 大変形時の安定

大変形時の安定照査は式（3.3.62）、式（3.3.63）により行う。

$$e \leqq (a - u) \quad \cdots\cdots (3.3.62)$$

$$e = F \cdot H / R_d \quad \cdots\cdots (3.3.63)$$

ここに、e ：偏心量（cm）

a ：内部補強鋼板の橋軸方向幅（cm）

F ：水平力（kgf）

H ：積層ゴムの高さ（cm）

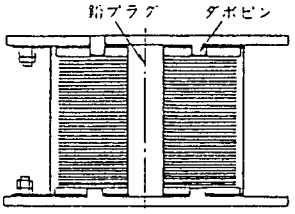
R_d ：死荷重反力（kgf）

(3) 鉛プラグ入り積層ゴムの設計

i）一　般

鉛プラブ入り積層ゴムは、その中央部に円柱状の穴を開けた状態で加硫成形した積層ゴムに円柱状の鉛プラグを挿入し、積層ゴムと鉛プラグを一体化した免震支承である。通常、ゴム材としてせん断弾性係数G＝6～12 kgf/cm²の天然ゴムが使用され、鉛材として純度 99.99%以上の鉛地金が使用される。

積層ゴムは上部構造の荷重を支える支承およびアイソレータとして機能し、鉛プラグはその弾塑性変形によりエネルギーを吸収するダンパーとして機能する。



図－3.3.28　鉛プラグ入り積層ゴムの概要図

ii）設計条件

上部構造の荷重を支える支承としての設計は、3.3.5(2)項と同様である。

鉛プラグ入り積層ゴムの水平力と変位の関係は図－3.3.29に示すようなバイリニア曲線に近似して考えることができる。そこで、設計条件として、①降伏荷重、②一次剛性、③二次剛性が挙げられる。

iii）鉛プラグ入り積層ゴムの設計式

a．降伏荷重

装置の最大抵抗力および降伏荷重は、式（3.3.64）および式（3.3.65）で算定される。

$$F = F_R + F_P = A_R\ G\gamma + A_P\ q \quad \cdots\cdots (3.3.64)$$

$$Q_d = A_P\ q_0 \quad \cdots\cdots (3.3.65)$$

ここに、F　：最大抵抗力（kgf）

Q_d　：降伏荷重（kgf）

F_R　：ゴム単体が負担する水平力（kgf）

F_P　：鉛が負担する水平力（kgf）

A_R　：ゴムの有効面積（cm²）

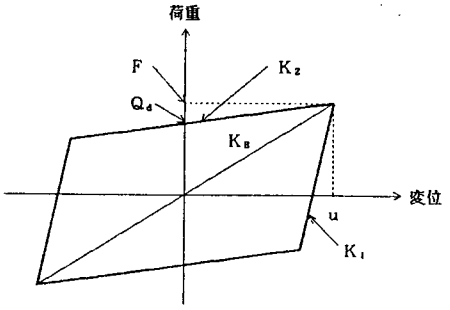
G　：ゴムのせん断弾性係数（kgf/cm²）

γ　：せん断ひずみ

A_P　：鉛の断面積（cm²）

q　：鉛のせん断応力度で式（3.3.66）および式（3.3.67）で与えられる（kgf/cm²）

q_0　：降伏荷重に対する鉛のせん断応力度で85.0kgf/cm²



図－3.3.29　鉛プラグ入り積層ゴムのバイリニアモデル

$$q = -283.6\ \gamma^2 + 183.8\ \gamma + 85.0 \quad (0 \leqq \gamma \leqq 0.5) \quad \cdots\cdots (3.3.66)$$

$$q = 28.3\gamma^2 - 128.1\ \gamma + 163.0 \quad (0.5 \leqq \gamma \leqq 2.0) \quad \cdots\cdots (3.3.67)$$

b．二次・一次剛性

二次剛性および一次剛性は式（3.3.68）及び式（3.3.69）で算定される。

$$K_2 = \frac{F - Q_d}{u} \quad \cdots\cdots (3.3.68)$$

$$K_1 = 6.5 \times K_2 \quad \cdots\cdots (3.3.69)$$

ここに、K_2 ：二次剛性（kgf/cm）

K_1 ：一次剛性（kgf/cm）

u ：設計変位（cm）

iv）等価線形化モデルの場合

等価剛性および等価減衰定数は式（3.3.70）および式（3.3.71）により算定する。

$$K_B = \frac{F}{u} \quad \cdots\cdots (3.3.70)$$

$$h_B = \frac{2Q_d \{u + Q_d / (K_2 - K_1)\}}{\pi u (Q_d + uK_2)} \quad \cdots\cdots (3.3.71)$$

ここに、K_B ：等価剛性（kgf/cm）

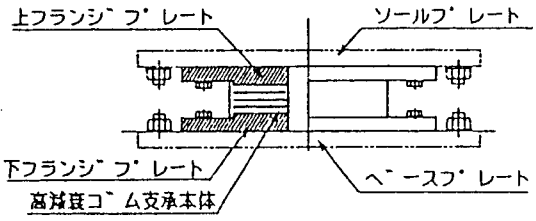
h_B ：等価減衰定数

(4) 高減衰積層ゴムの設計

i）一　般

高減衰積層ゴムは、常時に設計荷重を支持し、水平変位に追随するとともに、地震時に橋の免震設計に必要な柔軟性と減衰の効果を有して、この時生ずる変形に対して十分安全であるように設計するものとする。

高減衰積層ゴムは、使用しているゴム材料自体に減衰性を付与したゴム素材を使用しているため、それ自体で復元力を発生させる水平バネ特性と、エネルギー吸収のための適度な履歴減衰性能を兼ね備えた免震支承となる。



図－3.3.30 高減衰積層ゴムの概要図

ii）設計条件

高減衰積層ゴムは、せん断ひずみに依存した等価剛性と等価減衰定数でモデル化できる。そこで、設計条件として、①等価剛性、②等価減衰定数が挙げられる。ただし、上部構造の荷重を支える支承としては、3.3.5(2)積層ゴムの設計の項に準ずる。設計条件に対して諸仕様を仮定し、これに対し適切な設計式により、特性および変形性能の検討、さらに形状に対する制約の確認等を行って設計する。

iii）高減衰積層ゴムの設計式

a．等価剛性

高減衰積層ゴムの等価剛性は式（3.3.72）により計算する。

$$K_B = \frac{A \cdot G(\gamma)}{\Sigma t_e} \quad \cdots\cdots (3.3.72)$$

ここに、K_B ：高減衰積層ゴムの等価剛性（kgf/cm）

A ：積層ゴムの支圧面積（cm^2）

Σt_e　：ゴム層厚さ（cm)(t_e はゴム一層の厚さ)

$G(\gamma)$：せん断弾性係数（kgf/cm²）

γ　　：ゴムのせん断歪み

$$\gamma = \frac{u}{\Sigma t_e} \quad \cdots\cdots (3.3.73)$$

高減衰ゴムのせん断弾性係数は、せん断歪に対する依存性と、荷重履歴に対する依存性を持つ非線形な特性を示す。

① せん断歪に対する依存性は、せん断弾性係数Gをせん断ひずみγの関数として表す。

ここでは、一例として高減衰積層ゴムHDR401のせん断弾性係数の設計式を示す。

$$G(\gamma) = a_1 + a_2\gamma + a_3\gamma^2 + a_4\gamma^3 + a_5\gamma^4 \quad \cdots\cdots (3.3.74)$$

各係数 a_i は、せん断歪領域により下表の様に与えられる。

表−3.3.18　HDR401せん断弾性係数のひずみ依存に関する係数

せん断ひずみ領域	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
$0 \leqq \gamma \leqq 180\%$	28.3	−48.0	45.7	−21.1	3.88
$180 < \gamma \leqq 300\%$	0.31	−6.89	−1.08		
$300 < \gamma$	10.03	0.41			

② 荷重履歴による依存性とは、過去に経験した最大のせん断ひずみの大きさにより、同じひずみにおいても発現されるせん断弾性係数が異なることをいう。

例えば、高減衰積層ゴムに一度 200%のせん断ひずみを加えた後測定した 100%ひずみ時のせん断弾性係数を測定すると、全く水平変形（ひずみ）を受けていない積層ゴムに、初めて 100%のひずみを加え、この時測定したせん断弾性係数に比べ、小さな値が得られる。（図−3.3.31）

また、この事前に経験した最大ひずみによる影響は、最大ひずみ経験後時間の経過と共に徐々に元に復する傾向を持っている。

一般に地震時免震装置は、主要動の繰り返しにより最大変位を数回受けるため、せん断弾性係数の設計値は、最大ひずみ経験前後の値の平均値として定義した。

表−3.3.18では、最大ひずみを 200%とし、それ以上のひずみ域ではひずみ未経験時の値とした。

b．等価減衰定数

高減衰積層ゴムの等価減衰定数は、式（3.3.75）により計算する。

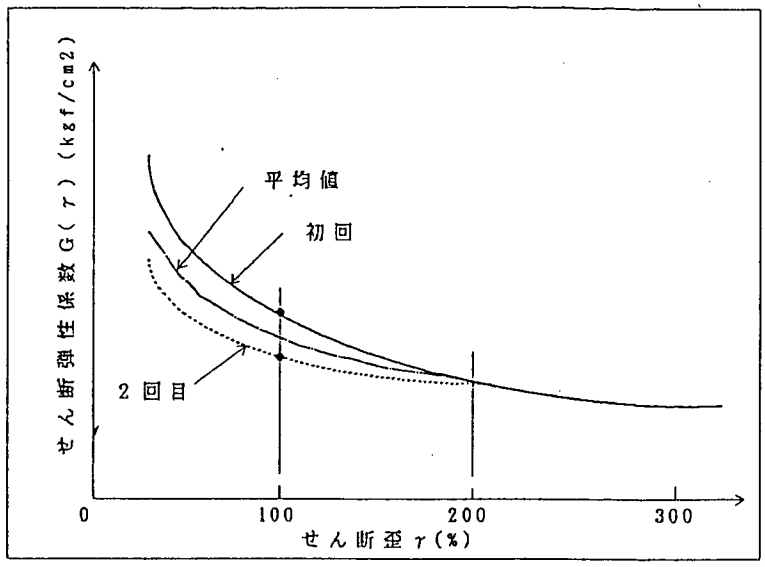
$$h_B = b_1 + b_2\gamma + b_3\gamma^2 + b_4\gamma^3 \quad \cdots\cdots (3.3.75)$$

ここに、h_B ：高減衰積層ゴムの等価減衰定数

γ ：ゴムのせん断歪み

b_i ：等価減衰定数のひずみ依存に関する係数

高減衰ゴムの等価減衰定数は、等価剛性と同様せん断歪に対する依存性と、荷重履歴に対する依存



図－3.3.31　せん断弾性係数の荷重履歴依存性

性を持つ非線形な特性を示す。

① せん断ひずみに対する依存性は、等価減衰定数h_Bをせん断ひずみγの関数として式（3.3.75）のように表す。

ここでは、一例として高減衰積層ゴムＨＤＲ４０１でのひずみ依存に関する係数b_iを表－3.3.19に示す。

表－3.3.19　ＨＤＲ４０１等価減衰定数のひずみ依存に関する係数

せん断ひずみ領域	b_1	b_2	b_3	b_4
$0 \leqq \gamma \leqq 200\%$	0.172	-0.00693	0.00276	-0.00694
$200 < \gamma$	0.392	-0.240	0.0618	-0.00561

② 荷重履歴依存性は、せん断弾性係数と同様、最大ひずみ経験前後の値の平均値として定義した。

iv）バイリニア型モデルの場合

高減衰積層ゴムの荷重－変位曲線を、バイリニアモデルに近似する場合には、以下のとうりである。

$$K_1 = A \cdot G_1 / \Sigma t_e \quad \cdots\cdots (3.3.76)$$

$$K_2 = A \cdot G_2 / \Sigma t_e \quad \cdots\cdots (3.3.77)$$

$$Q = A \cdot \tau_M \quad \cdots\cdots (3.3.78)$$

ここに、K_1：高減衰積層ゴムの一次剛性（kgf/cm）

K_2：高減衰積層ゴムの二次剛性（kgf/cm）

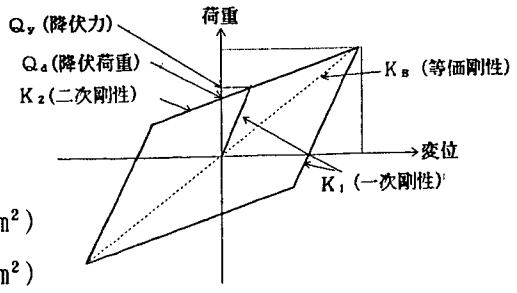
Q_y：高減衰積層ゴムの降伏力（kgf）

A：積層ゴムの受圧面積（cm^2）

G_1：一次剛性に関するせん断弾性係数（kgf/cm^2）

G_2：二次剛性に関するせん断弾性係数（kgf/cm^2）

τ_M：降伏応力（kgf/cm）



図－3.3.32　バイリニアモデル

バイリニアモデルに近似するための諸係数は、実際に得られる荷重－変位曲線から回帰されるが、ここでは、一例として高減衰積層ゴムＨＤＲ４０１での場合を示す。

一次剛性に関するせん断弾性係数G_1は、

$$G_1 \frac{C(\gamma)-\pi/2\cdot h_B+C(\gamma)\cdot\pi/2\cdot h_B}{C(\gamma)-\pi/2\cdot h_B}\cdot C(\gamma) \quad \cdots\cdots (3.3.79)$$

ここに、

$C(\gamma)$：せん断ひずみによる係数

$$C(\gamma)=0.35-0.0655\gamma-0.00486\ \gamma^2 \quad \cdots\cdots (3.3.80)$$

二次剛性に関するせん断弾性係数G_2は、

$$G_2=(1-C(\gamma))\cdot G(\gamma) \quad \cdots\cdots (3.3.81)$$

ここに、$G(\gamma)$：式(3.3.74)によるせん断弾性係数

降伏応力τ_Mは、

$$\tau_M=\frac{G_1}{G_1-G_2}\cdot\tau_u \quad \cdots\cdots (3.3.82)$$

ここに、τ_u：切辺応力(kgf/cm²)

$$\tau_u=\tau_0\cdot C(\gamma) \quad \cdots\cdots (3.3.83)$$

τ_0：等価せん断応力(kgf/cm²)

$$\tau_0=G(\gamma)\cdot\gamma \quad \cdots\cdots (3.3.84)$$

また、降伏荷重Q_dは

$$Q_d=A\cdot\tau_u\ (kgf) \quad \cdots\cdots (3.3.85)$$

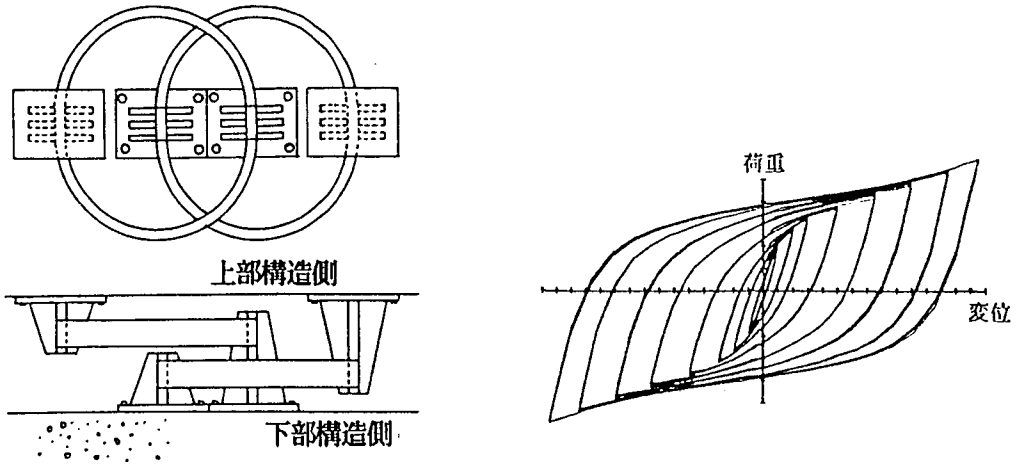
注）上記によるバイリニアへのモデル化は、その近似精度からせん断ひずみ$0\leqq\gamma\leqq200\%$とし、それ以上は個別に検討する。

(5) 鋼製ダンパーの設計

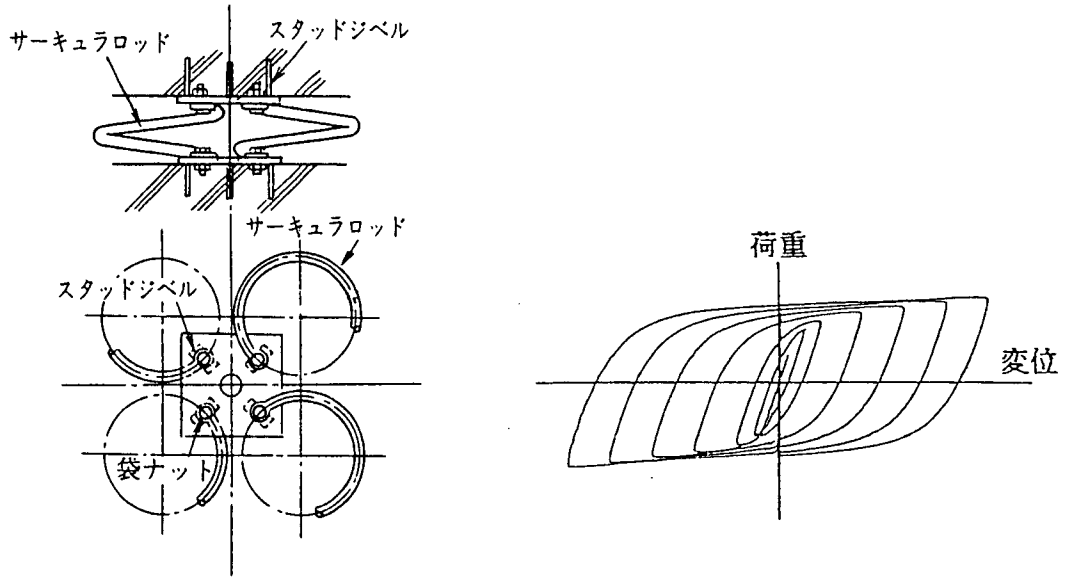
ｉ）一　般

鋼製ダンパーは、積層ゴムと併用され、所要の免震効果が得られるように設計している。鋼製ダンパーの基本性能は、ｉ）金属特有の塑性変形により地震時の振動エネルギーを吸収すること。ii）積層ゴムの水平変形を抑制すること。である。鋼製ダンパーには、様々な形状のものが考案されているが、いずれも終局変形に対して十分余裕がある構造とする。

鋼製ダンパーの構造図とその復元力特性の一例を図－3.3.33，34に示す。



図－3.3.33　鋼製ダンパーの一例（その１）



図－3.3.34　鋼製ダンパーの一例（その２）

ii）設計条件

鋼製ダンパーは、弾性、塑性の状態が、比較的明確であり、非線形モデルは、バイリニア型が多く用いられている。バイリニア型にモデル化するとき必要になる設計条件は、①水平剛性、②降伏力、③設計変位が挙げられる。

①水平剛性

水平剛性には、降伏前と降伏後のものがあるが、一般には降伏後の剛性は、アイソレーターのバネに比べ十分に小さいため考慮せず、降伏前のものを水平剛性と呼び評価する。降伏後の剛性が無視できない場合には、別途評価する必要がある。

②設計変位

ダンパーの降伏力であり、積層ゴムと組み合わされた免震装置の降伏力より評価する。

③設計変位

地震時に想定される繰り返し変形に対して、安定した復元力特性を示すことを、設計変位レベルでの水平載荷試験を実施して確認する。なお、多数回の繰り返しによる水平剛性、降伏力の低下が無視できない場合は、それらを評価した設計を行う必要がある。

ⅲ）鋼製ダンパーの設計式

鋼製ダンパーは、設計条件に基づき、経済性、施工性、免震装置の配置を考慮して、ダンパーの形状・数量を決定する。構造設計においては、ダンパーの物性値を理論式により概略設定し、試験を行って確認する。以下に、図－3.3.34に示した鋼製ダンパーの設計式を示す。

a．水平剛性

1基当りの剛性（リング4個）

$$K_e = \frac{8EI}{3\pi R^3} \quad \cdots\cdots (3.3.86)$$

$$K_d = \Sigma K_e$$

ここに、E　：ヤング係数（kgf/cm²）

I　：鋼棒の断面2次モーメント（cm⁴）

R　：鋼製ダンパーの半径（cm）

K_d　：鋼製ダンパーの水平剛性（kgf/cm）

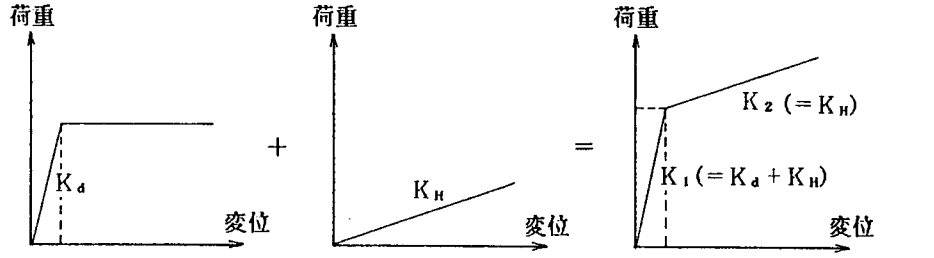
一次剛性K_1は、鋼棒と積層ゴムだけの剛性とみなせる。

$$K_1 = K_d + K_H$$

ここに、K_H　：積層ゴムの剛性（kgf/cm）

二次剛性K_2は、積層ゴムだけの剛性とみなせる。

$$K_2 = K_H$$



(a)　鋼製ダンパー　　(b)　積層ゴム　　(c)　積層ゴム＋鋼製ダンパー

図－3.3.35　免震装置の復元力特性

b．降伏力の検討

降伏力は最大曲げモーメントが、全塑性モーメントに達するときの荷重として算出する。

$$P_y = 4 \times \frac{\sigma_y \times Z}{R} \quad \cdots\cdots (3.3.87)$$

$$\delta_y = \frac{P_y}{K_e} \quad \cdots\cdots (3.3.88)$$

$$Q_y = \delta_y \times K_1 \quad \cdots\cdots (3.3.89)$$

ここに、σ_y ：降伏応力度（kgf/cm²）

Z ：塑性断面係数（cm³）

δ_y ：降伏変位（cm）

Q_y ：降伏力（kgf）

iv）等価線形化モデルの場合

等価剛性および等価減衰定数は式（3.3.90）および式（3.3.91）により算定する。

$$K_B = \frac{F}{u} \quad \cdots\cdots (3.3.90)$$

$$h_B = \frac{2Q_d \left[u + Q_d / (K_2 - K_1)\right]}{\pi u (Q_d + uK_2)} \quad \cdots\cdots (3.3.91)$$

ここに、F ：設計変位時の免震装置部のせん断力（kgf）

u ：設計変位（cm）

K_B ：等価剛性（kgf/cm）

h_B ：等価減衰定数

Q_d ：降伏荷重（kgf）

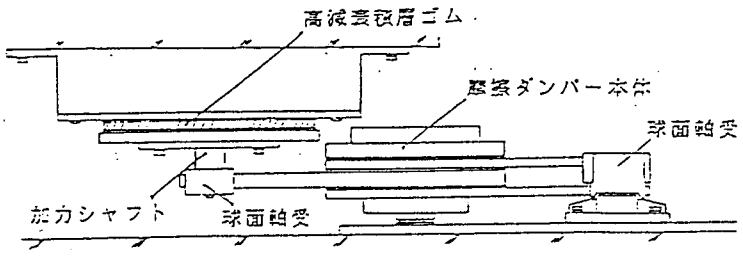
$= Q_y (1 - K_1 / K_2)$

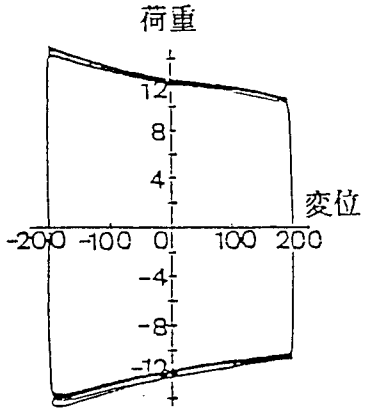
(6) 摩擦ダンパーの設計

i）一　般

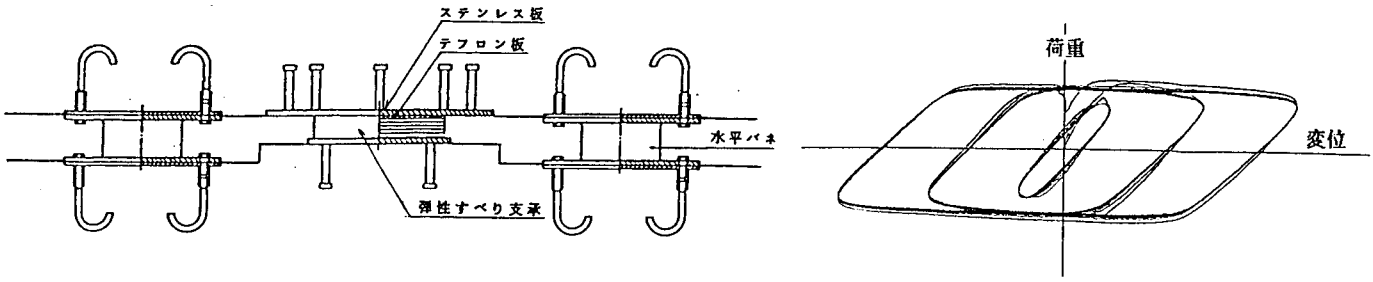
摩擦ダンパーは、地震動によるアイソレーターの水平変形に伴って、摩擦板またはすべり板に滑動が生じ、その摩擦力を伴った摺動によって地震動エネルギーを消費することにより減衰性能を得る。その結果、免震装置の水平変形が抑制され、その終局限界性能に対し適切な余裕度が確保できる構造とする。

図－3.3.36に平面リンク方式摩擦ダンパーと積層ゴムを加力シャフトを介して組み合わせた摩擦ダンパー（その１）を示す。この摩擦ダンパーは、摺動部がアイソレーター（積層ゴム）と分離している。また、図－3.3.37に弾性滑り支承と水平バネを組み合わせた摩擦ダンパー（その２）を示す。この摩擦ダンパーは、摺動部がアイソレーター（すべり支承）と一体化している。





図－3.3.36　摩擦ダンパーの一例（その１）



図－3.3.37　摩擦ダンパーの一例（その２）

ii）設計条件

摩擦ダンパーの設計条件として、①設定摩擦力（あるいは摩擦係数と上部構造重量）、②水平剛性（滑り出す時点の等価弾性周期）、③設計変位の３項目を設定する。なお、摩擦力の方向性や繰り返し荷重にともなう摩擦係数の変化等が予想される場合は、それらを設計条件に反映して設計する。

摩擦ダンパーの構造設計については、設計条件に基づき適切な設計式によりダンパーの形状、数量を定めその終局限界性能を確認するものとする。摩擦ダンパーの基本的な役割は、地震時のエネルギーを吸収し、減衰性能を高めることにあるが、設計においては減衰性能のほかに、大変形時の追従性能、反復荷重下での変形性能なども考慮に入れる必要がある。

iii）摩擦ダンパーの設計式

以下に、図－3.3.36, 37に示した２例の摩擦ダンパーをバイリニア型にモデル化する場合の設計式について記述する。

a．降伏力

摩擦ダンパーの免震装置の降伏力は、その摺動部の摩擦力で決定される。ここでは、装置の調整により任意に摩擦力を設定できる摩擦ダンパー（その１）と、上部構造重量と摩擦係数より一律に設定される摩擦ダンパー（その２）について述べる。

① 摩擦ダンパー（その１）

$Q_d = F_{ro}$

ここに、F_{ro}：設定摩擦力（kgf）

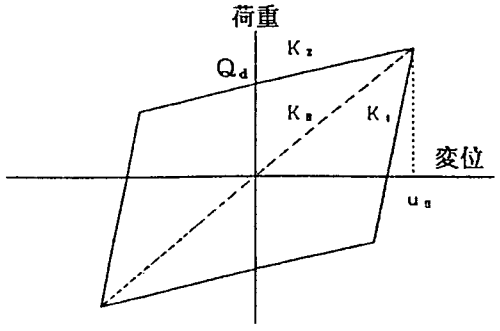
② 摩擦ダンパー（その２）

$Q_d = F_r = \mu W$

ここに、F_r ：摩擦力（kgf）

μ ：摩擦係数

W ：上部構造重量（kgf）



図－3.3.38　摩擦ダンパーのバイリニアモデル

b．水平剛性

摩擦ダンパー（その１）は、滑り出す時点での等価弾性周期と積層ゴムの剛性より水平剛性を算出する。また、摩擦ダンパー（その２）は、ゴムを材料とした免震装置であるので弾性体の一般式により求める。

① 摩擦ダンパー（その1）

一次剛性　$K_1 = K_D \ (1/L)^2 + K_G$ ……(3.3.92)

二次剛性　$K_2 = K_G$

ここに、$K_D = (A_s \cdot G(\gamma)) / \Sigma t_e$ ……(3.3.93)

K_D　：滑り出す時点での高減衰積層ゴムの等価剛性（kgf/cm）

A_s　：高減衰積層ゴムのせん断断面積（cm^2）

Σt_e　：高減衰積層ゴムのゴム総厚（cm）

γ　：高減衰積層ゴムの平均せん断歪

$G(\gamma)$　：高減衰積層ゴムの歪γでのせん断弾性係数（kgf/cm^2）

K_G　：標準積層ゴム支承の等価剛性（kgf/cm）

L　：上部工側ピン中心からシャフト下端ピン中心までの距離（cm）

I　：上部工側ピン中心から加力シャフトガイド板の接点までの距離（cm）

② 摩擦ダンパー（その2）

一次剛性　$K_1 = K_E + K_H$

二次剛性　$K_2 = K_H$

ここに、$K_E = A_E \cdot G_E / T_E$ ……(3.3.94)

$K_H = A_H \cdot G_H / T_H$ ……(3.3.95)

K_E，K_H　：弾性すべり支承および水平バネの水平剛性（kgf/cm）

A_E，A_H　：弾性すべり支承および水平バネの断面積（cm^2）

T_E，T_H　：弾性すべり支承および水平バネのゴム総厚（cm）

G_E，G_H　：弾性すべり支承および水平バネのせん断弾性係数（kgf/cm^2）

iv）等価線形化モデルの場合

等価剛性および等価減衰定数は式（3.3.96）および式（3.3.97）により算定する。

$$K_B = \frac{F}{u} \quad \cdots\cdots (3.3.96)$$

$$h_B = \frac{2Q_d \left[u + Q_d / (K_2 - K_1)\right]}{\pi u (Q_d + uK_2)} \quad \cdots\cdots (3.3.97)$$

ここに、K_B　：等価剛性（kgf/cm）

u　：設計変位（cm）

F　：設計変位時の免震装置部のせん断力（kgf）

h_B　：等価減衰定数

Q_d　：降伏荷重（kgf）

$= Q_y (1 - K_2 / K_1)$

3.3.6 平成3年度の研究方針

(1) 今後の課題

対象橋梁を選択し、既往の免震装置を用いて免震装置の試設計、モデル化の検討を行った。設計を通じ各免震装置の具体的な構造設計法を明らかにし、非線形モデル、等価線形モデルの設定法を提案するとともに、解決すべき問題点を抽出した。ここで用いた免震装置は、既に開発されたものの一部であり、現在開発中のものは含まれておらず、対象橋梁、地盤条件も限られたものである。そこで、3年度は、他の免震装置、橋梁形式、地盤条件に対して同様の検討を行い、これらの成果の適用性を検証することが中心となる。さらに、2年度は主に地震の影響に対して免震装置の設計法を検討してきたが、それ以外の条件例えば温度変化、クリープ、乾燥収縮、風荷重、制動荷重、疲労なども考慮した設計方法を検討することが必要である。

(2) 平成3年度研究計画

1）免震装置の構造設計の検討

① 今年度作成した設計例を参考に、新たに開発された免震装置の設計例を作成し、免震装置の構造、設計方法の紹介資料とする。

② 温度変化、クリープ、乾燥収縮、風荷重、制動荷重、疲労なども考慮した設計方法を検討する。

2）免震装置のモデル化の検討

① 荷重－変位曲線からの具体的な非線形モデル、等価線形モデルの設定方法を提案したが、他の開発済の免震装置、新たに開発されたものにも適用し検証する。

② 高減衰積層ゴムのように、荷重履歴により力学特性の変化する免震装置について、モデル化の方法を検討する。

3）免震装置の特性地の設定方法の検討

① 免震装置の選択、配置、特性値の設定の基本的な考え方について、整理する。

② レベル2地震動を想定した、特性値の設定方法を検討、提案する。

4）「道路橋の免震設計マニュアル（案）」の作成

平成2年度にまとめた設計方法を各種免震装置、橋梁形式、地盤条件に適用し、その妥当性、適用範囲を検討する。上記1), 2), 3)の検討結果と、道路橋示方書、道路橋支承便覧、ガイドライン（案）等を参考に、「道路橋の免震設計法マニュアル（案）　5．免震装置の設計」としてまとめる。

表－3.3.20　概略工程

研究項目	平成3年度
1）免震装置の構造設計の検討	←→
2）免震装置のモデル化の検討	←→
3）免震装置の特性値の設定方法の検討	←→
4）「道路橋の免震設計マニュアル（案）」の作成	←→

＜参考文献＞

1）㈶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）」1989年３月

2）㈳日本道路協会：道路橋支承便覧（1990年２月現在改訂案）

3）㈳日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編　平成２年２月

4）松尾・大石：宮川橋の設計と施工，橋梁と基礎，Vol.25，No.2，1991

5）BS5400：Steel，concrete and composite bridges：Part 9 Bridge bearings 1983

6）Transportation Research Board：National Cooperative Highway Research Program Report 248 Elastomeric Bearings Design，Construction，And Materials 1982

7）Ian G. Buckle AND J.M.Kelly：Properties of Slender Elastomeric Isolation Bearing During Shake Table Studies of a Large-Scale Model Bridge Deck
Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structures vol.1 ACI SP-94

8）C.J.Derham and A.G.Thomas：The Stability of rubber/steel laminated building bearing NR TECHNOLOGY VOL.14 PART 3 1983

9）Jennings，P.C.，"Equivalent Viscous Damping for Yielding Structures"，
Proc，ASCE，Vol.94，No.EM1，feb. 1968，pp.103-116

10）川島・長島・池内：等価線形化法による免震橋の地震応答解析、土木学会第45回年次学術講演概要集Ⅰ－608，1990年９月

11）栗林・岩崎：橋梁の耐震設計に関する研究（Ⅲ），橋梁の振動減衰に関する実測結果、土木研究所報告，第139号，1970－５

12）加藤・島田：橋梁実測振動特性の統計解析，土木学会論文報告書、第311号，pp49-58，1981-8

13）加藤・島田：橋梁振動特性の実測データによる統計解析，土木学会論文報告集，第338号，pp.229-232，1983－10

14）加藤　雅史：橋梁の振動調査法とその適用に関する研究，名古屋大学学位論文，1984－７

15）土木学会：土木者のための振動便覧，pp.67-113

＜民側担当会社＞　㈱間組、西松建設㈱、㈱奥村組，大成建設㈱（＋東京ファブリック㈱，日本鋳造㈱），日本鋼管㈱（＋日本鋳造㈱），㈱日本製鋼所，オイレス工業㈱，横浜ゴム㈱，東洋ゴム工業㈱，㈱ブリヂストン，㈱ビー・ビー・エム，昭和電線電纜㈱

3.4　簡易計算法の開発に関する研究

3.4.1　平成2年度の研究成果の概要

(1) 研究の概要

ｉ）研究方針

免震橋梁は免震装置の塑性化に伴う固有周期の長周期化と減衰の増大により橋梁に作用する地震力の低減を図る構造物である。したがって、下部構造の設計法には、地震入力レベルに相当する免震装置の動的特性を評価しうることが必要となる。一方、免震橋梁では上部構造と下部構造との結合が比較的柔であるため、多点固定方式の連続桁橋などに比べて橋梁の地震時挙動が単純化されることが予測される。

本研究では免震橋梁の下部構造設計法の確立に資するため、後者の観点から計算モデルの簡素化および時刻歴応答解析手法によらない計算手法の開発と適用性を明確にすることを基本的な方針とする。

ii）研究項目

本年度の研究項目は、「骨組構造モデルに関する検討」と「橋脚初期寸法の設定方法に関する検討」とに大別される。

a．骨組構造モデルに関する検討

- 応答スペクトル法を用いて、橋台の剛性・質量または基礎地盤の変形を考慮しない計算モデルと詳細な計算モデルの応答を比較することにより、計算モデルの簡素化の可能性を検討する。
- 1次の振動モードのみを考慮した応答スペクトル法と高次振動モードまで考慮した応答スペクトル法の計算結果を比較することにより、下部構造に対する高次振動の影響を検討する。また、応答スペクトル法と時刻歴解析法とを比較して応答スペクトル法の適用性を検討する。
- 曲線橋に応答スペクトル法を適用する場合の課題を探るため、応答スペクトル法による解析と時刻歴応答解析を行う。

b．橋脚初期寸法の設定法に関する検討

- 免震装置の選定および設計を行う場合には下部構造の剛性を評価する必要があるため、設計の当初段階において橋脚初期寸法を設定する手法を開発する。

(2) 成果の概要

ｉ）骨組構造モデルに関する検討

Ⅰ種地盤上の免震橋梁を骨組構造モデルで評価し、レベル2地震入力に対する応答計算を行った結果、次のような結果が得られた。

a．計算モデルの簡素化

- 橋台の剛性、質量を考慮しないモデルと詳細モデルとの比較では、すべての応答値が非常に良い対応を示した。
- 下部構造の地盤変形を考慮しないモデルと詳細モデルとの比較では、橋脚頂部の最大加速度、最

大変位に50％程度の差が表れる場合もあるが、最大相対変位については約10％、上部構造の慣性力分担比については約15％程度以内の差に収まる。

したがって、

① 橋脚に比較して剛性が高い橋台のたわみが橋梁の応答に与える影響を小さく、橋台を無視したモデル化が可能である。

② 基礎地盤の変形は、免震装置の特性に関連する水平相対変位および上部構造の慣性力分担比に与える影響は小さい。

ことが指摘できる。

b．応答スペクトル法の適用法

- 1次の振動モードのみを考慮した応答スペクトル法と高次振動モードまで考慮した応答スペクトル法の比較では、橋脚頂部の最大応答加速度については著しい相違がみられるが、その他の応答については極めて高い相関性を示した。
- 1次の振動モードのみを考慮した応答スペクトル法と時刻歴応答解析法の比較では、最大応答変位，免震装置の最大水平相対変位には有為な差はない。橋脚基部の最大断面力についてはやや相違がみられたが、これは入力地震動の整合性が十分でないことに起因するものと考えられる。

したがって、

① 免震橋梁の地震時挙動は1次振動モードが支配であり、下部構造に対する高次振動モードの影響は小さいため、1次振動モードのみを考慮した応答スペクトル法の適用性は高い。

② 時刻歴応答解析法において標準加速度応答スペクトルと対応する入力地震動を設定する場合、免震橋梁の1次振動モードに対する減衰定数に対応する応答スペクトルを目標として設定する必要がある。

ことが指摘できる。

c．曲線橋に対する解析結果

- 低次においても固有周期の接近した振動モードが生じるため、完全2次形式結合法に基づく応答スペクトル法の採用も考えられる。
- ＭＳＳモデルと直交ばねとで免震装置を評価した場合の比較では、下部構造の加速度で20％程度、その他の応答で10％程度の差であり、モデル化の相違による影響は小さいことがわかった。
- 水平2方向に地震動を入力した応答スペクトル法と、様々な方向から1方向地震動を入力した非線形時刻歴応答解析の比較では、種々な最大応答の差は10％程度であり比較的良い対応を示した。

ii）橋脚初期寸法の設定法に関する検討

① 下部構造断面は地震時で決定される。

② 免震橋梁の振動モードは1次振動モードが支配的である。

③ 上部構造は遊動円木的に振動する。

との仮定にもとづき、レベル1設計水平震度に対して免震装置の特性を考慮し、配筋を含めた橋脚の初期寸法設定法を提案した。また、不等スパンの3径間連続ＰＣ桁橋を対象として、提案手法の適用例を

示した。

さらに、橋脚初期寸法設定法に基づく免震橋梁の下部構造設計手順（案）を提案した。

3.4.2　骨組構造モデルに関する検討

(1) 検討方針

i）検討項目

一般的な橋梁と同様に免震装置を有する橋梁に対しても、上部・下部構造と免震装置との連成作用を考慮しうること、曲線橋や斜橋等の3次元構造への対応が可能であることを考慮すれば、最も汎用性のある基本的な計算モデルは骨組構造モデルであると考えられる。

本年度は、免震橋梁の簡易設計法として骨組構造モデルを用いる場合について、

① 橋台の剛性・質量または基礎地盤の変形を無視した場合に、免震橋梁の応答に与える影響を考察することによる簡素化した計算モデルの適用性の検討

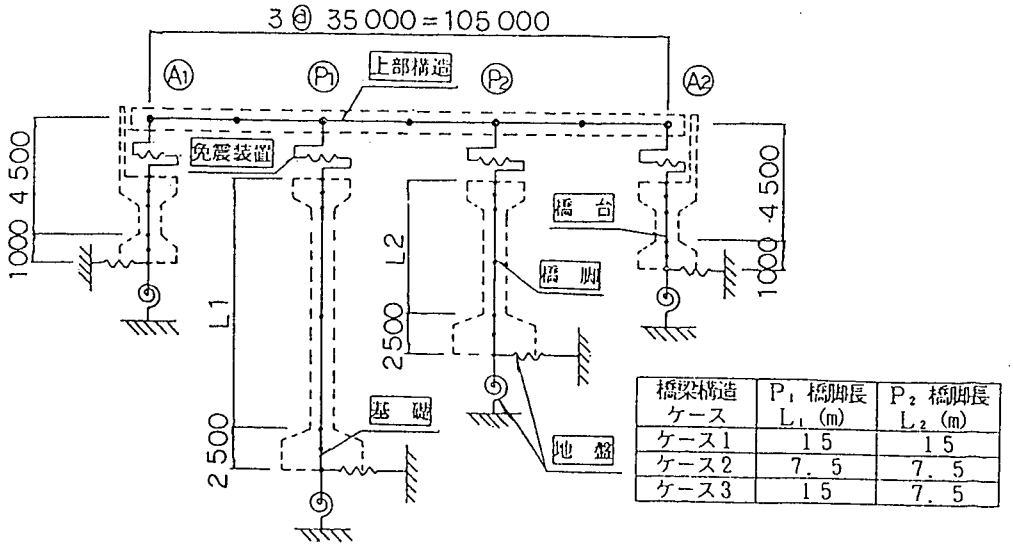
② 高次の振動モードが免震橋梁に与える影響の考察ならびに直線橋，曲線橋に対する応答スペクトル法と時刻歴応答解析法との応答を比較することによる応答スペクトル法の適用性の検討

を実施する。

ii）検討条件

a．検討対象とする免震橋梁モデル

検討対象とした橋梁の基本モデルは、図－3.4.1 に示す支間長35m，上部構造重量2,163tの3径間連続ＰＣ桁橋であり、P_1，P_2 橋脚の橋脚長が異なる3タイプの下部構造（直接基礎）で支持されているものとする。なお、地盤はＩ種地盤を想定し、橋台の形状および橋脚断面寸法（2.5m×2.5m）は、いづれのタイプにおいても同一とする。



橋梁構造 ケース	P_1 橋脚長 L_1 (m)	P_2 橋脚長 L_2 (m)
ケース1	15	15
ケース2	7.5	7.5
ケース3	15	7.5

図－3.4.1　免震橋梁構造モデル

計算に用いるモデルは、免震装置をせん断ばね要素，上部構造・下部構造を梁要素，地盤をせん断ばね要素と回転ばね要素で評価し、質点を図中の●で示した点に設けた集中質量系の骨組構造モデルである。下部構造の剛性には降伏剛性を用い、上部構造・下部構造・地盤ばねとも一律５％の粘性減衰を仮定する。

b．免震装置の特性

免震装置は、各ケースとも表－3.4.1 に示す仕様の鉛プラグ入り積層ゴムを各下部構造に４個づつ設置することを想定する。

表－3.4.1　免震装置の仕様

		橋台部	橋脚部
鉛入り積層ゴム	ゴムのせん断弾性係数	8.0 kgf/cm^2	
	平面形状	500mmx600mm	650mmx650mm
	鉛プラグ	φ200	φ250
	ゴム厚	20層x11mm	12層x18mm

計算に用いた免震装置の特性を表－3.4.2 に示す。装置の動的特性は「道路橋の免震設計法ガイドライン（案）」[1] に基づいて設定し、時刻歴応答解析を行った場合の装置に生じる最大相対変位に対応する剛性，粘性減衰により等価線形化している。

表－3.4.2　免震装置の等価剛性と等価減衰定数

		ケース１		ケース２		ケース３	
		橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角
等価剛性 (tf/m)	A_1 橋台	1.397X10^3	1.381X10^3	1.764X10^3	1.694X10^3	1.513X10^3	1.380X10^3
	A_2 橋台						1.615X10^3
	P_1 橋脚	3.207X10^3	3.172X10^3	2.867X10^3	2.647X10^3	4.417X10^3	3.746X10^3
	P_2 橋脚					2.394X10^3	2.413X10^3
等価減衰定数(%)	A_1 橋台	20.2	18.6	25.0	24.2	21.5	18.6
	A_2 橋台						23.2
	P_1 橋脚	27.3	27.2	26.1	24.8	26.7	27.8
	P_2 橋脚					22.6	22.8

c．計算手法

基本計算手法として応答スペクトル法を用いる。応答スペクトル法は、地震時の構造物の最大応答値を近似する方法として多くの耐震規定において採用されている耐震設計手法である。任意のｓ次振動モードによる応答加速度($\ddot{u}_s$)・応答変位(u_s) は次式で与えられる。

$$\ddot{u}_s \fallingdotseq \beta_s \cdot S_A(T_s, h_s) \cdot \phi_s \quad \cdots\cdots (3.4.1)$$

$$u_s \fallingdotseq \beta_s \cdot S_A(T_s, h_s) / \omega_s^2 \cdot \phi_s \quad \cdots\cdots (3.4.2)$$

ここに、β_s , ϕ_s , ω_s ：s次振動モードの刺激係数，振動モード，固有振動数

$S_A(T_s, h_s)$ ：s次振動モードの固有周期(T_s)，減衰定数(h_s)に対する加速度応答スペクトル値

また、s次振動モードによる要素の節点力(F_s)は、s次振動モードによる応答変位(u_s)と要素剛性マトリクスを乗じることによって算定される。このようにして求められる各振動モードの応答から構造物の最大応答を推定する方法には種々の手法が提案されているが、ここでは次式で示される二乗和平方根法（ＳＲＳＳ法）を用いる。

$$\ddot{u}_{max} \fallingdotseq (\Sigma \ddot{u}_s^2)^{1/2}, \quad u_{max} \fallingdotseq (\Sigma u_s^2)^{1/2}, \quad F_{max} \fallingdotseq (\Sigma F_s^2)^{1/2} \quad \cdots\cdots (3.4.3)$$

ここに $\ddot{u}_{max}$, u_{max} , F_{max} はそれぞれ最大加速度、最大変位、最大節点力である。

本検討では、応答スペクトル法を適用するにあたり、固有値解析結果に基づいて有為と考えられる高次の振動モードまでを考慮する場合を“Multiple-mode Method”と呼び、１次の基本モードのみを考慮する場合を“Single-mode Method”と呼ぶ[2)]。

免震橋では免震装置の減衰定数と上部構造や下部構造の減衰定数とはかなり異なることが想定されるため、各次振動モードの減衰定数をエネルギー比例型減衰により算定する。

d．入力地震動

入力地震動はレベル２地震入力とし、橋軸方向ならびに橋軸直角方向にそれぞれ独立に作用するものとして検討する。

(2) 計算モデルの検討

ｉ）検討方法

下部構造を設計する場合には、まず下部構造を仮定し、選定した免震装置を含めて骨組構造にモデル化した後、始めて地震時作用外力が算定され、下部構造が決定される。免震装置の剛性や減衰定数は上部構造と下部構造の相対変位に対して非線形性を示す。しかるに、設計当初においては下部構造の詳細形状は不確定の場合が多く、その振動特性を計算モデルに反映させるためには、上記の手順を幾度か反復する必要がある。そこで、下部構造に作用する地震時外力を適切に評価しうる範囲で、不確定要素のモデル化を省くことが望ましい。

また、上部構造の地震時慣性力は橋梁の１次振動モードに支配される場合が多い。一方、免震橋梁の１次振動モードは、一般橋梁に比して下部構造の剛性の影響を受けにくく、免震装置の特性に大きく左右されると考えられる。

これらのことから、免震橋梁に対しては一般的橋梁よりも簡易なモデルで下部構造を設計しうる可能性があると考えられる。ここでは、応答スペクトル法（Multiple-mode Method）を用いて、簡易化の程度の異なるモデルの応答を比較することにより、計算モデルの簡素化の可能性を検討する。

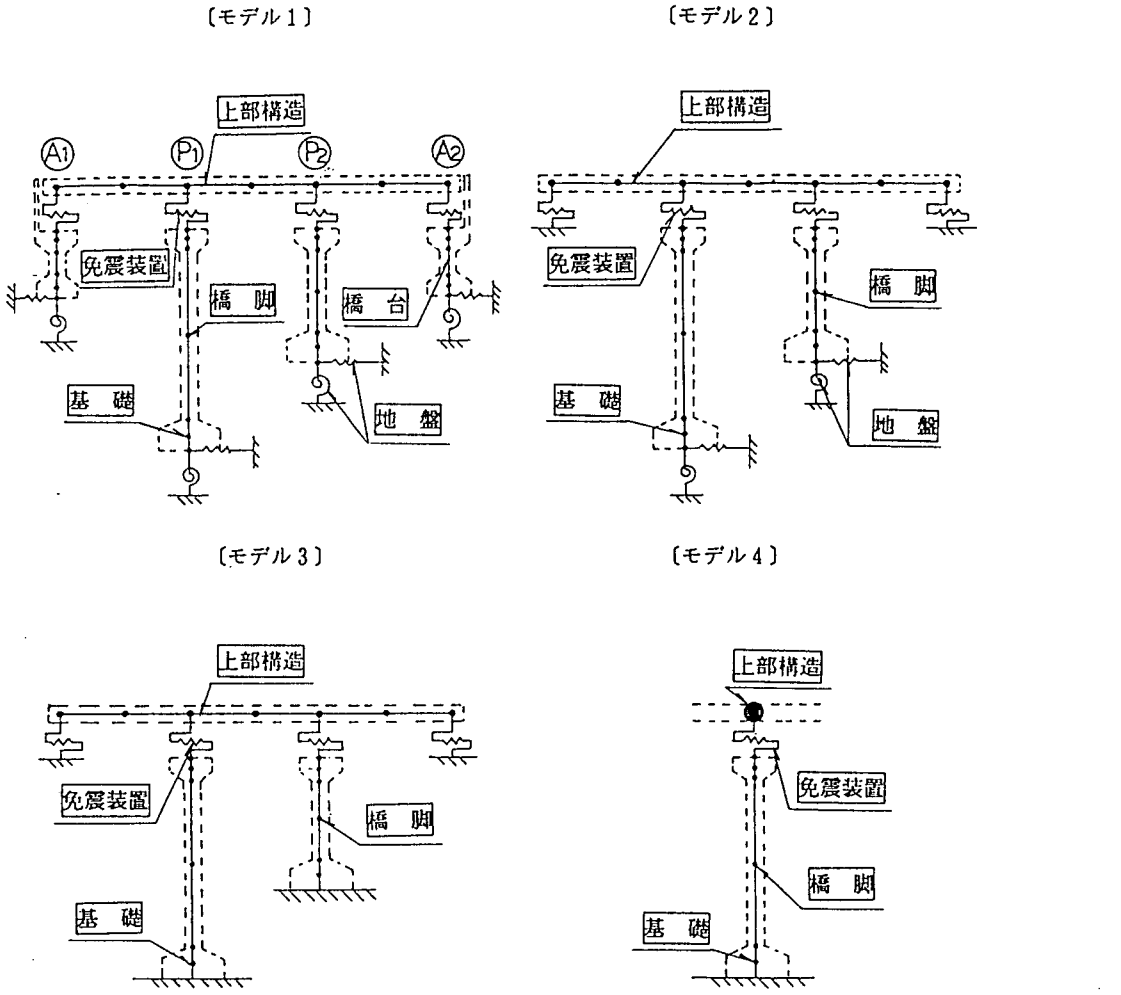
比較検討に用いた免震橋梁モデルを図－3.4.2 に示す。

〔モデル１〕　橋脚，橋台，基礎地盤すべての振動特性を反映した最も詳細な骨組構造モデルであり、本検討では基本モデルとして位置づける。

〔モデル２〕　橋台の剛性・質量を無視したモデルであり、橋台部分は免震装置の剛性のみを考慮する。

〔モデル３〕　橋台の剛性・質量および橋脚基礎の変位を無視したモデルである。

〔モデル４〕　単独橋脚をとりだしたモデルであり、１径間分の上部構造を集中質量として評価する。



図－3.4.2　簡易計算モデル

ii）検討結果

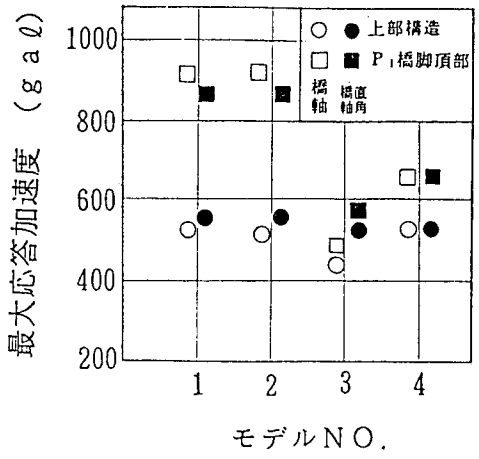
構造ケース１の固有周期を表－3.4.3 に示す。ケース２（モデル１）の橋軸方向，橋軸直角方向の基本固有周期はそれぞれ 1.075秒，　1.085秒であり、ケース３（モデル１）では 1.227秒，　1.239秒である。

表－3.4.3　固有周期（ケース１）

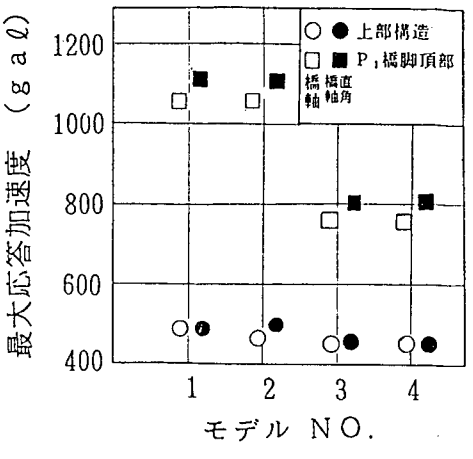
〔単位：sec〕

	橋軸方向				橋軸直角方向			
	モデル１	モデル２	モデル３	モデル４	モデル１	モデル２	モデル３	モデル４
１次固有周期	1.342	1.301	1.229	1.389	1.334	1.327	1.235	1.392
２次固有周期	0.290	0.290	0.297	0.246	0.351	0.350	0.345	0.246
３次固有周期	0.173	0.122	0.072	0.072	0.284	0.284	0.245	0.072

図－3.4.1 に示した構造ケースに対して、計算モデルの相違に伴う応答値の比較結果を図－3.4.3 ～図－3.4.15に示す。各図とも、白抜き記号は橋軸方向に地震が作用した場合の応答であり、黒塗り記号は橋軸直角方向に作用した場合の応答である。

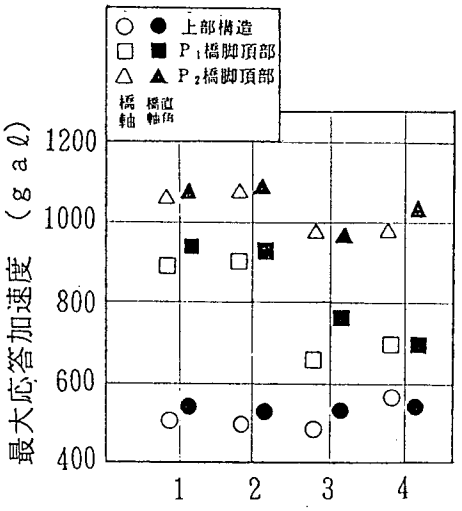


図－3.4.3 最大応答加速度（ケース1）

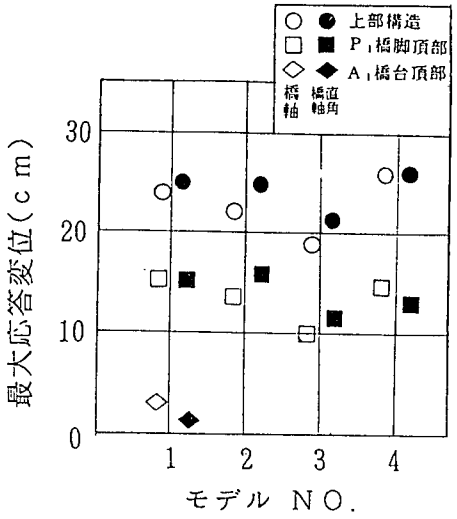


図－3.4.4 最大応答加速度（ケース2）

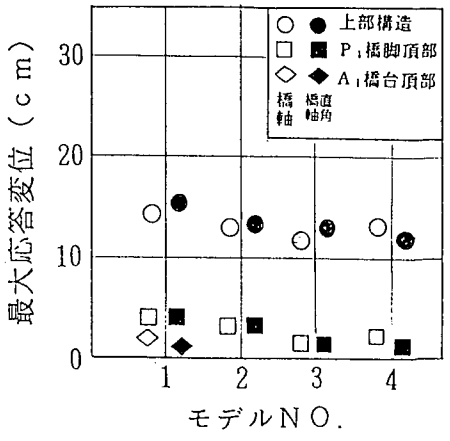
上部構造および橋脚頂部の最大応答加速度を図－3.4.3 ～図－3.4.5 に示す。上部構造の最大加速度に関しては、計算モデルの相違による差は小さい。一方、橋脚頂部の加速度については、モデル1とモデル2との間ではほとんど差がないが、下部構造の下端を固定したモデル3，モデル4ではモデル1，モデル2に比較してかなり加速度応答が小さくなっており、橋脚の応答に関連する高次振動モードに対する地盤バネの影響が現れたものと考えられる。



図－3.4.5 最大応答加速度（ケース3）



図－3.4.6 最大応答変位（ケース1）

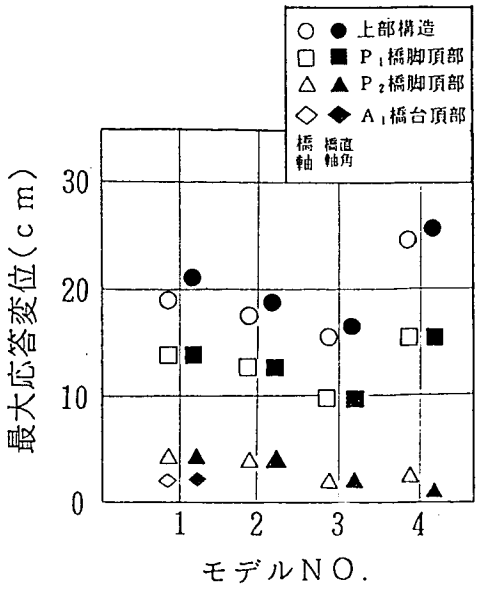


図－3.4.7 最大応答変位（ケース2）

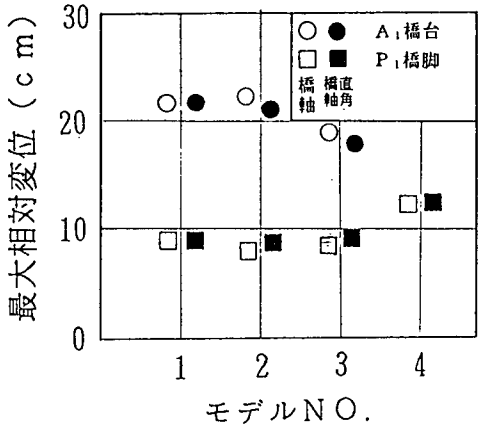
図－3.4.6 ～図－3.4.8 に、上部構造および橋脚頂部の最大応答変位を示す。最大加速度と同様に、上部構造の最大変位に対する計算モデルによる影響は小さいが、橋脚頂部の最大変位に対しては、モデル3，モデル4とモデル1とでは20%～50%程度の差を生じる場合もあることがわかる。

免震装置に生じる最大相対水平変位を図－3.4.9 ～図－3.4.11に示す。モデル1とモデル2の近似度は高く、モデル3を用いてもモデル1に対して10%程度の近似度で推定しうる。

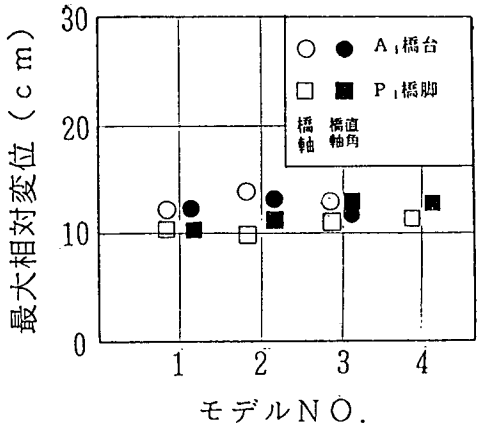
表－3.4.4 は橋脚の慣性力分担比（橋台頂部に作用する慣性力に対する橋脚頂部に作用する上部構造慣性力の比率）を示す。詳細なモデル1に対して、モデル2，モデル3を用いても15%程度以内の誤差で慣性力分担比を推定することができる。



図－3.4.8 最大応答変位（ケース3）



図－3.4.9 最大相対変位（ケース1）

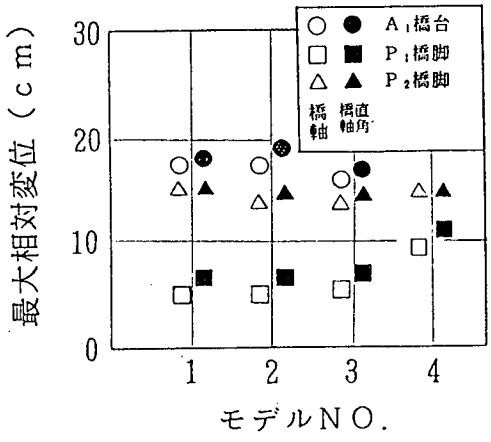


図－3.4.10 最大相対変位（ケース2）

表－3.4.4 橋脚の慣性力分担比

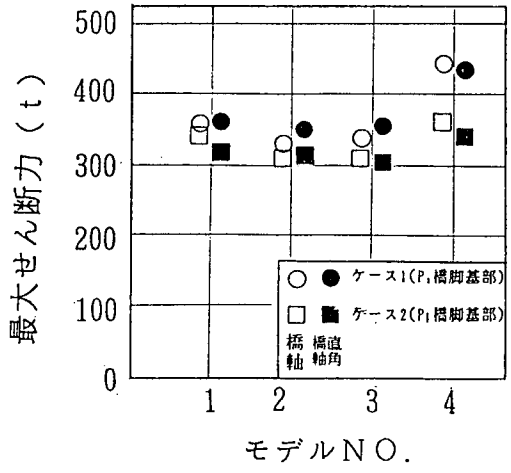
		モデル1	モデル2	モデル3
ケース1	P_1，P_2	0.96 0.99	0.85 0.97	1.07 1.20
ケース2	P_1，P_2	1.49 1.44	1.28 1.41	1.46 1.56
ケース3	P_1	0.97 1.01	0.84 0.89	1.08 1.13
	P_2	1.45 1.57	1.26 1.49	1.41 1.54

〔上段：橋軸方向，下段：橋軸直角方向〕

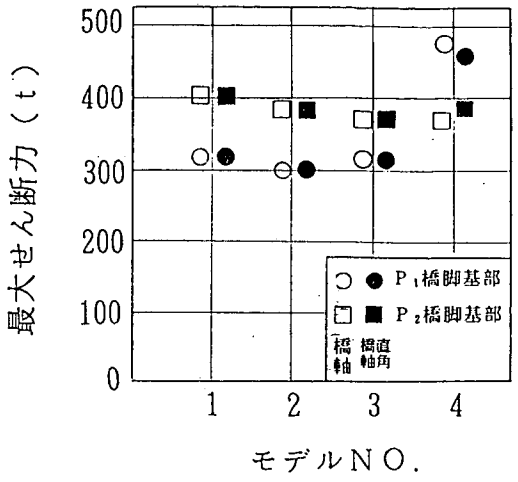


図－3.4.11 最大相対変位（ケース3）

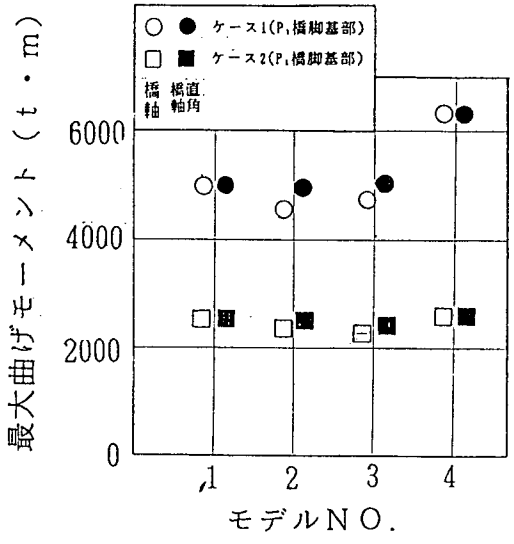
図－3.4.12，図－3.4.13に橋脚基部に生じるせん断力を、図－3.4.14，図－3.4.15に最大曲げモーメントを示す。モデル4を用いた場合には、剛性の小さい高橋脚P_1の断面力が他のモデルに比較してかなり大きな値を示すが、モデル1で算定された断面力との差は、モデル2を用いた場合は10%以内、モデル3を用いた場合は15%以内であり、かなり近似していることがわかる。



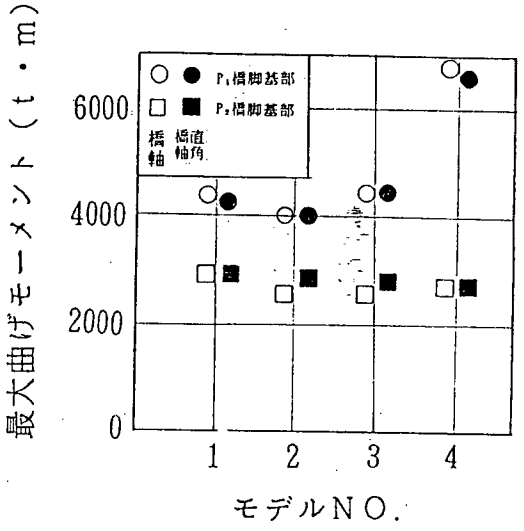
図－3.4.12　最大せん断力（ケース1,2）



図－3.4.13　最大せん断力（ケース3）



図－3.4.14　最大曲げモーメント（ケース1,2）



図－3.4.15　最大曲げモーメント（ケース3）

以上に示したように、詳細なモデル1と橋台部を免震装置の剛性のみで評価したモデル2とでは加速度，変位，断面力とも比較的良く対応することから、橋脚に比べ剛性が高い橋台のたわみが橋梁の応答に対する影響は少なく、簡易モデルにおいてはこれを無視しても差し支えないと考えられる。また、下部構造の下端を固定端としたモデル3とモデル1との対比においては、基礎地盤変形の影響が橋脚頂部の最大加速度の相違として表れているものの、上部構造の慣性力分担比，橋脚の断面力についてはかなりの精度で推定しうる。この計算モデルは、ニュージーランドの免震設計で提案されているモデルとほぼ同一であり[3]、

本検討においてもモデルの適用性が確認された。

したがって、Ⅰ種地盤のように堅固な地盤上の免震橋梁に対しては、ここに示したモデル2またはモデル3を用いることにより橋脚の設計と免震装置の選定を行い、橋台については算定された上部構造の慣性力をもとに別途設計する方法を提案しうると考える。

(3) レベル2地震入力に対する応答スペクトル法の適用性

ⅰ）検討方法

一般的に免震橋梁の場合には非免震橋梁と比べた場合に免震装置を採用することで1次の振動モードが卓越することから、1次の振動モードのみを考慮した応答スペクトル法（Single-mode method）の適用性は高いと考えられる。一方、下部構造と上部構造とが柔な免震装置で結合されているため、各下部構造がばらばらに振動するモードが励起されることが懸念される。したがって、レベル2地震入力に対して、"Single-mode method"と固有値解析結果に基づき有為と考えられるモード次数までを考慮した場合（Multiple-mode Method）の応答結果を比較することにより、高次の振動モードが免震橋梁の地震時挙動に与える影響を検討する。

また、応答スペクトル法の適用性の検討にあたっては、信頼性の高い解析手法による検証が必要不可欠である。ここでは、信頼性の高い手法としてモード重畳法による時刻歴応答解析（以下、モード重畳法と呼ぶ）を行うこととし、応答スペクトル法とモード重畳法の結果を比較し、簡易計算法としての応答スペクトル法の適用性の検討を行う。

検討対象橋梁は橋脚高さの異なる3つの免震橋梁（図－3.4.1 参照）であり、免震橋梁の計算モデルとしては前節における最も詳細なモデル1（図－3.4.2 参照）を用いた。

ⅱ）検討結果

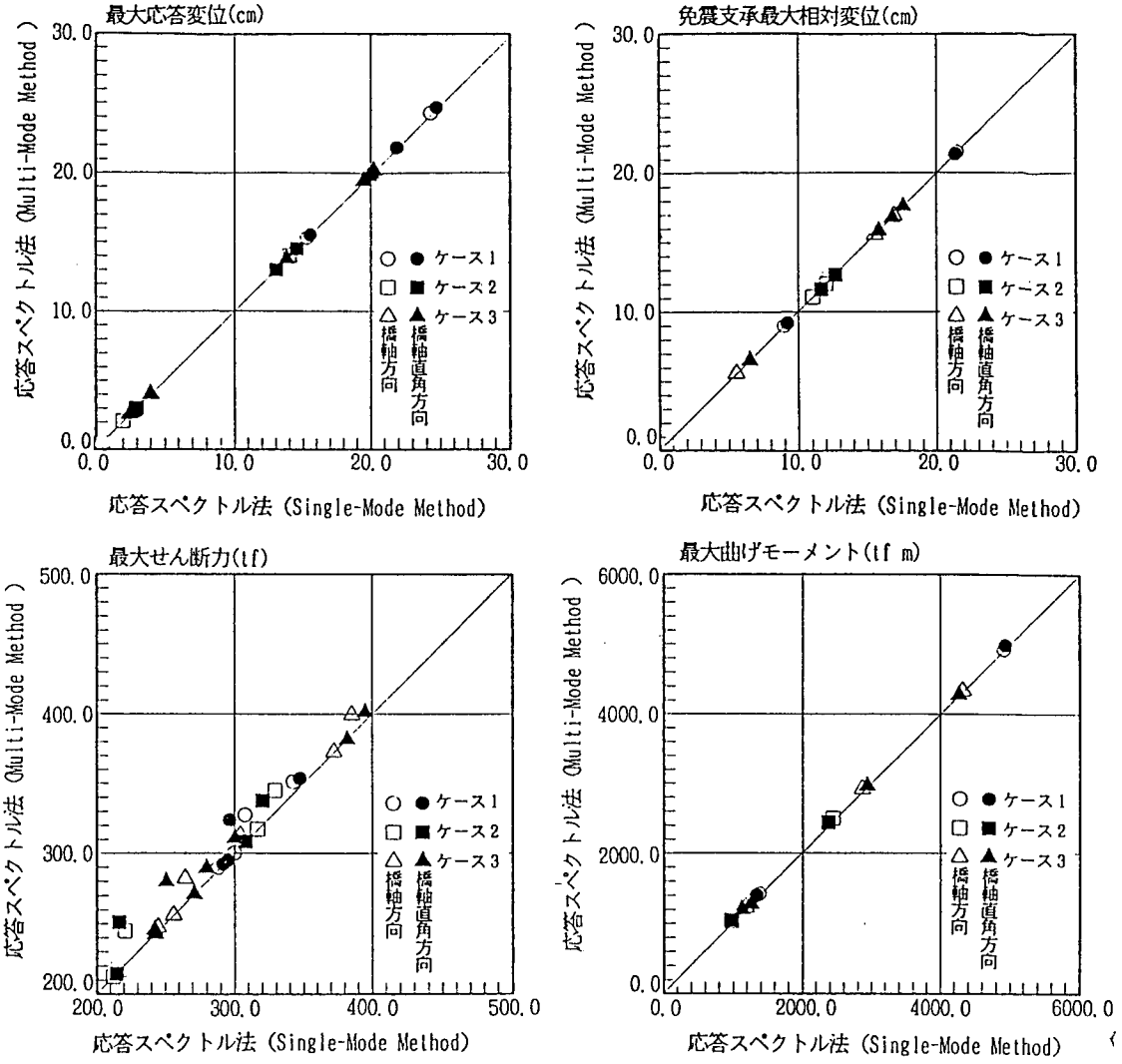
a. "Single-mode Method"と"Multiple-mode Method"の比較

"Single-mode Method"と"Multiple-mode Method"から得られる計算結果の比較を行い、高次モードの影響について考察する。図－3.4.16は、橋梁各部（上部構造，下部構造頂部，下部構造基部）における最大応答変位，最大応答加速度，最大せん断力，最大曲げモーメントおよび免震装置に生じる最大相対変位について、"Single-mode Method"と"Multiple-mode Method"による応答値の相関を示したものである。それぞれの図中において、白抜き記号は橋軸方向の結果を黒塗り記号は橋軸直角方向の結果を示す。

検討対象橋梁の橋脚は矩形断面を有することもあって、橋軸方向と橋軸直角の結果には顕著な相違は見られないことがわかる。したがって、以下の議論では特に検討方向の違いについては考慮しないこととする。最大応答変位，免震装置最大相対変位，曲げモーメントについては、"Single-mode Method"と"Multiple-mode Method"との相関性は極めて高い。

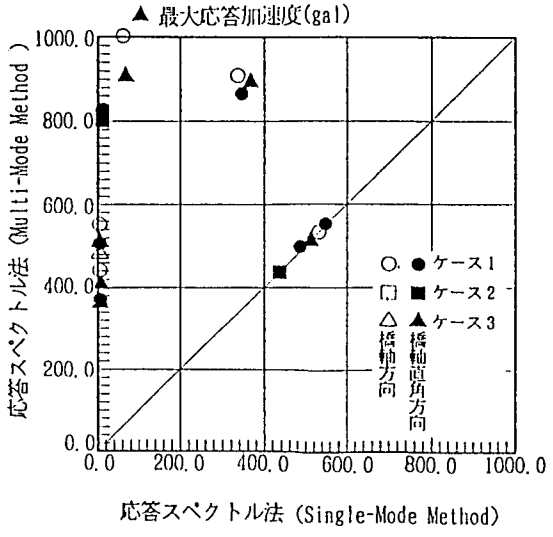
最大せん断力に関しては、"Multiple-mode Method"が"Single-mode Method"に比較してやや大きめの値を示しており、高次モードの影響が若干見られるが、下部構造の慣性力に比べて上部構造の慣性力が下部構造に生じるせん断力に対して支配的であることから、その影響はそれほど顕著ではない。

最大応答加速度については、一部の結果（上部構造）についてはほぼ等しい値を示すものもあるが、そ



の他の箇所（下部構造）の応答はいずれも、“Single-Mode Method”による結果は“Multiple-Mode Method”による結果に比べてかなり過小な値を与えており、高次モードの寄与率が高いことがわかる。これらの結果は、固有値解析結果からも明らかなように免震橋梁の応答は1次の振動モードが非常に支配的であり、高次モードの影響は、橋台および橋脚の最大応答加速度にのみ見られることを示している。

免震橋梁の下部構造の設計という観点からは、免震支承の最大相対変位、最大せん断力（特に、上部構造の慣性力の分担率）および橋台、橋脚下端での最大曲げモーメントが重要となるが、これらについては、いずれの橋梁モデルについても“Single-Mode Method”

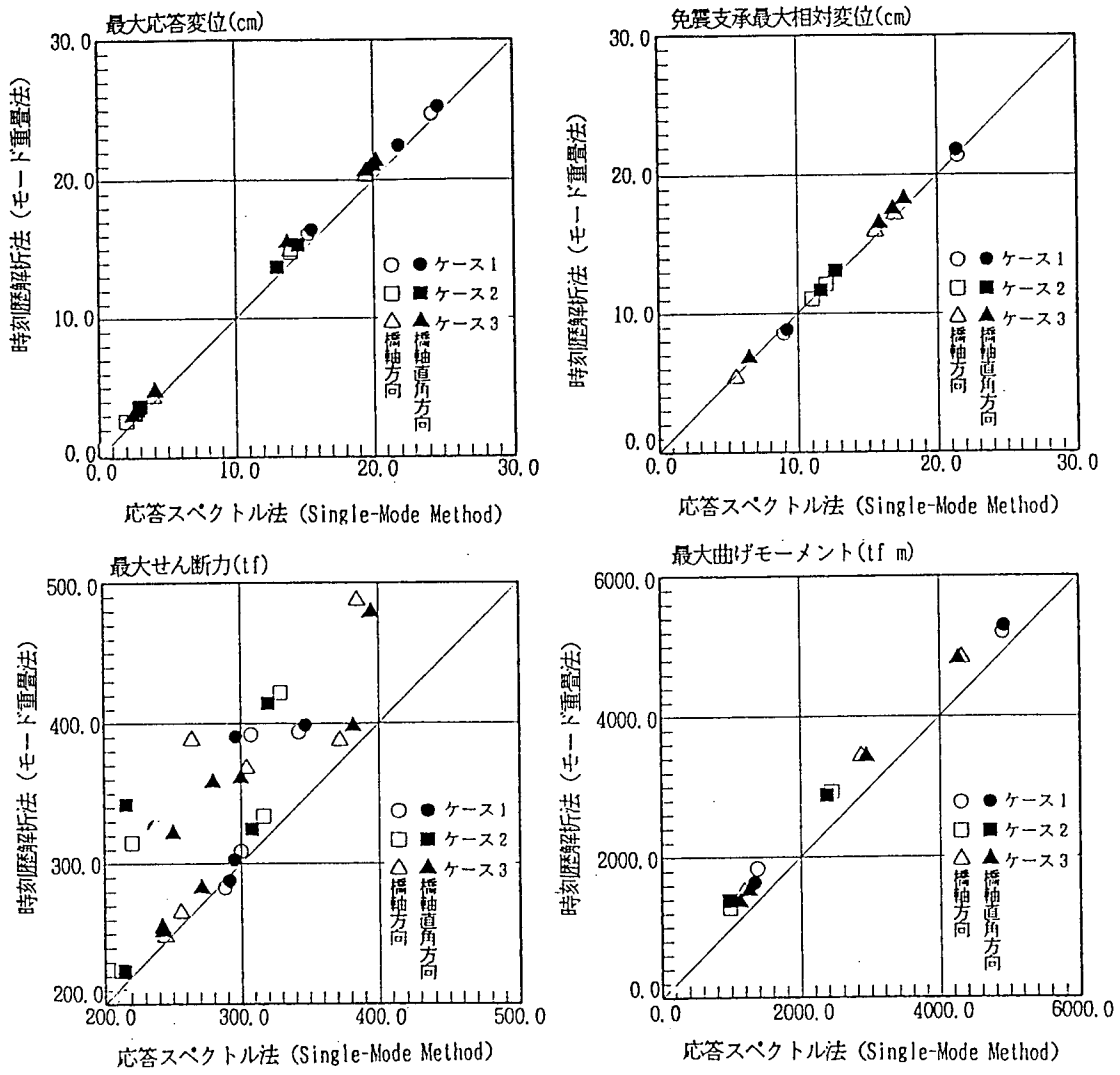


図－3.4.16　“Single-Mode Method”と“Multiple-Mode Method”による計算結果の比較

と“Multiple-Mode Method”の間にはほとんど差が生じておらず、設計上は高次モードの影響は少ないと考えられる。以上の点から、応答スペクトル法を簡易設計法として採用する限りにおいては、“Single-Mode Method”と“Multiple-Mode Method”の間には有為な差は全くなく、設計上は“Single-Mode Method”で十分対応が可能である。

b．応答スペクトル法と時刻歴解析法の比較

モード重畳法に基づく時刻歴応答解析法による計算結果と応答スペクトル法（Single-Mode Method）による結果の比較を行う。図－3.4.17は、橋梁各部における最大応答変位，最大せん断力、最大曲げモーメントおよび免震装置最大相対変位について、両者の計算結果の相関を示したものである。



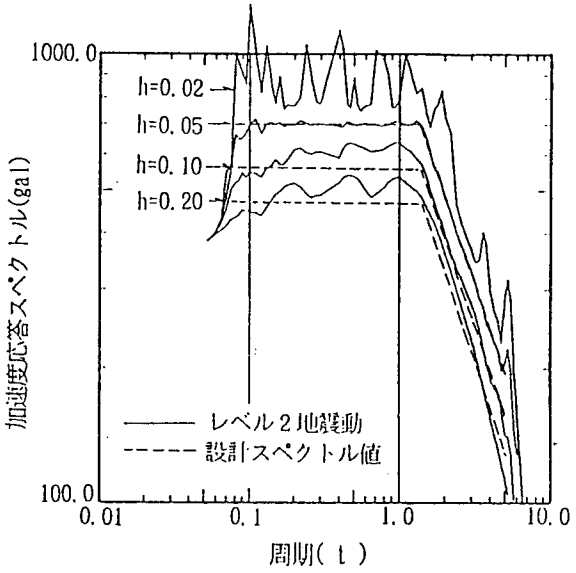
図－3.4.17　応答スペクトル法（Single-Mode Method）と時刻歴解析法（モード重畳法）による計算結果の比較

時刻歴解析法と“Single-Mode Method”の相関性にも、検討方向の違い（橋軸方向と橋軸直角方向）による傾向の相違は見られない。最大加速度については、時刻歴解析法の場合も“Multi-Mode Method”と同じ

く高次モードの影響を取り込んでおり、上部構造の応答を除いて、“Single-Mode Method”とは大きく異なる結果を示している。

最大応答変位と免震支承最大相対変位については、“Single-Mode Method”とモード重畳法との間に有為な差は見られず、免震橋梁の変位に対する応答には1次の振動モードがほぼ支配的であることが明らかである。一方、最大せん断力と最大曲げモーメントに関しては、いずれも“Single-Mode Method”に基づいた応答スペクトル法が時刻歴解析法より小さめの値を示す結果となっており、純粋に高次モードの影響と考えられる“Single-Mode Method”と“Multi-Mode Method” との相違以上の差が見られる。

この原因としては、応答スペクトル法で用いた設計用加速度応答スペクトルと時刻歴解析法で用いた入力地震動が必ずしも充分に対応していないことを挙げることができる。もちろん、二乗和平方根法（ＳＲＳＳ法）の適用性の問題点も指摘できるが、本モデルではその影響は相対的に小さいものと考えられる。図－3.4.18は、減衰定数を２％，５％，10％および20％とした場合のレベル２入力地震波の応答スペクトルと、同じ減衰定数を与えた場合の標準加速度応答スペクトルの比較図である。減衰定数５％の目標応答スペクトルに適合させたレベル２地震動により求まる応答スペクトルは、免震橋梁のように減衰定数が大きい場合は、標準加速度応答スペクトルの値を上回っている。



図－3.4.18　入力地震波加速度応答スペクトルと標準加速度応答スペクトルの比較

モード重畳法に基づいた時刻歴応答解析と応答スペクトル法では、このように入力となる地震動に関する整合性に欠けるため、厳密な意味での応答スペクトル法の手法上の検証が出来たとは言い難い。しかし、このような応答スペクトルの違いを考慮すると、総合的な判断として応答スペクトル法の適用性を否定する結果にはなっていないと考えられる。

ｃ．まとめ

“Single-Mode Method”と“Multi-Mode Method” および時刻歴解析法との計算結果の比較から、免震橋梁においては高次振動の影響は少なく、下部構造の設計に対する“Single-Mode Method”の適用性は高いことが明らかとなった。

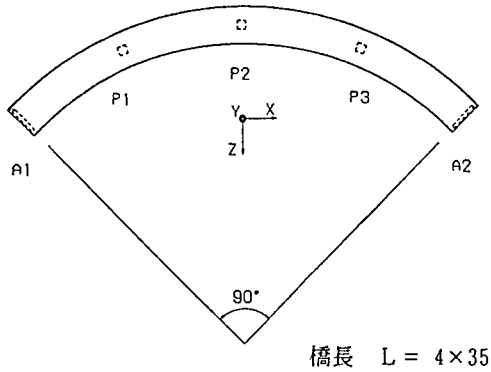
応答スペクトル法と時刻歴解析法との対応という観点からは、時刻歴解析における入力地震動設定の際には免震橋梁の固有周期や減衰特性などの動特性を考慮することが必要である。免震橋梁の１次振動モードに対する減衰定数は10％から30％程度であることを考慮すれば、時刻歴解析による結果の評価に対する一元性を確保するため、減衰定数が15％程度の標準加速度応答スペクトルに対応する地震動を、免震橋梁に対する時刻歴解析用地震度として提示しておくのも一法であると考えられる。

(4) 曲線橋への応答スペクトル法の適用

ｉ）検討方法

本報告書3.2.3(4)では、非線形時刻歴応答解析を用いて免震曲線橋の地震応答特性について検討した。ここでは、等価線形時刻歴応答解析および応答スペクトル法による解析を行い、これらの結果を比較することにより曲線橋に対して応答スペクトル法を適用する場合の課題を抽出する。

検討対象橋梁は図－3.4.19に示すような曲線半径89.127m の４径間連続桁橋である。橋脚，橋台の形状寸法および免震装置の示様は、本項(1)に示した橋梁ケース１と同等とする。等価線形解析における免震装置の等価剛性，等価減衰定数を表－3.4.5 に示す。これらの等価物性値は、対象橋梁を直線橋に置き換えた計算モデルを用いた非線形解析によって算定された免震装置に生じる最大相対変位に基づいて設定した。減衰は、等価線形解析ではひずみエネルギー比例型減衰により、非線形解析ではレイリー減衰により評価している。



橋長　L＝ 4×35＝140m
曲線半径　R＝89.127m

図－3.4.19　検討対象橋梁の平面図

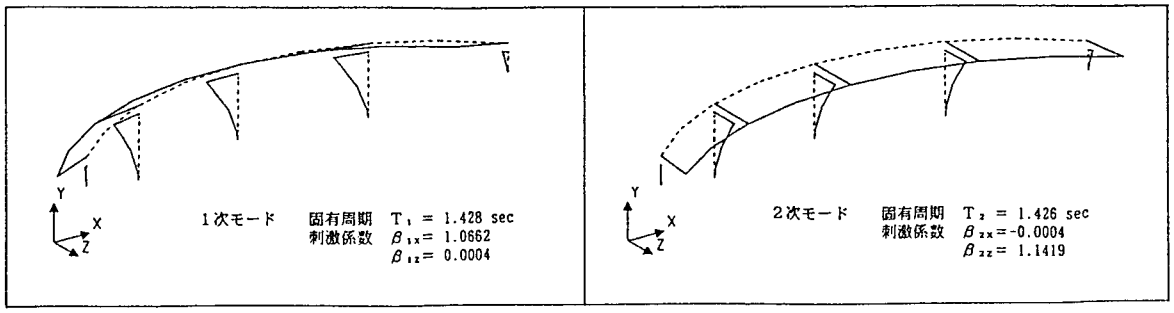
表－3.4.5　免震装置の等価物性値

	A1 および A2 橋台		P1 および P3 橋脚		P2 橋脚	
	桁　方　向	桁直角方向	桁　方　向	桁直角方向	桁　方　向	桁直角方向
等価剛性　(tf/m)	1,353	1,339	2,812	2,752	2,812	2,714
等価減衰定数 (%)	17.9	17.5	25.8	25.5	25.8	25.2

ii）検討結果

a．曲線橋の振動特性

図－3.4.20に等価線形モデルの振動モード図を示す。１次モードは直線橋の橋軸方向の基本モードに対応するものであり、図－3.4.19中に示した全体座標系のＸ軸方向への並進成分と橋軸接線方向の成分が複



図－3.4.20　検討対象橋梁のモード図

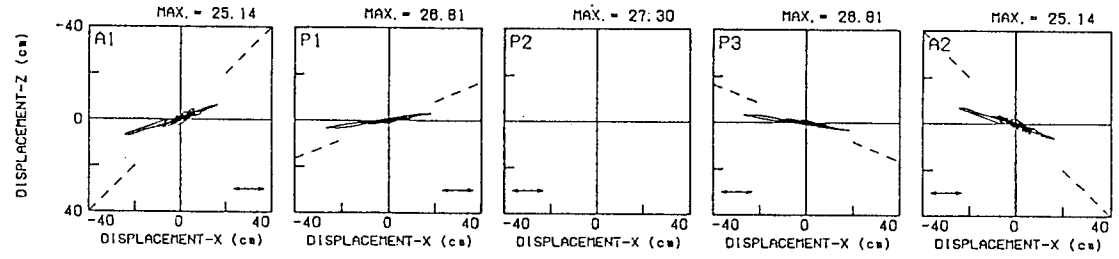
合しており、X，Z両軸方向の振動成分が表れている。一方、2次モードは直線橋の橋軸直角方向の基本モードに対応するものであり、橋梁の対称性を反映して、Z軸方向の振動成分が卓越している。

また、1次固有周期，2次固有周期はそれぞれ 1.428秒，1.426秒とかなり接近している。このように免震曲線橋においては低次においても固有周期の接近した振動モードが表れることが想定されるため、応答スペクトル法を適用する場合、地震入力方向によって完全2次形式結合法等を採用する必要も考えられる。

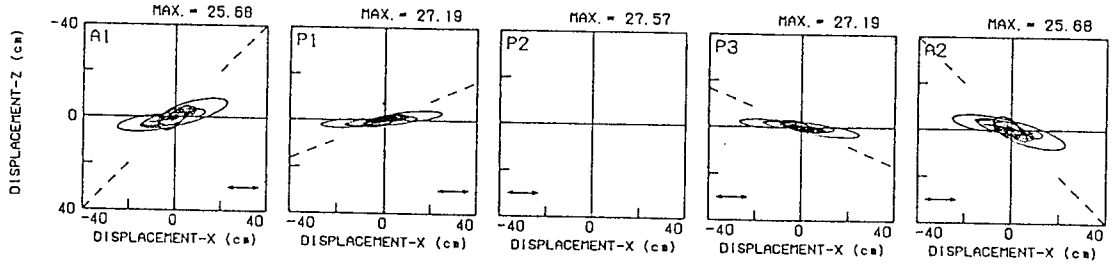
b．免震装置のモデル化の影響

等価線形解析においては、免震装置を橋軸接線方向と橋軸法線方向との直交する2つの等価剛性を有するせん断ばねで評価している。一方、非線形解析では、互いに22.5° の交角をなす8本のバイリニア型の履歴特性を有するせん断ばね（ＭＳＳばね）で評価している。これらのばねの剛性はばね方向の変位にのみ対応してそれぞれ独立に定まる。

① 非線形モデル（ＭＳＳばねモデル）



② 等価線形モデル（直交ばねモデル）



図－3.4.21　非線形および等価線形時刻歴応答解析による応答変位軌跡の比較

図－3.4.21は、全体座標系のX軸方向に地震入力した場合の時刻歴応答解析から得られた非線形モデルと等価線形モデルの変位オービットを示したものである。モデル化の特徴を反映して、等価線形モデルでは非線形モデルに比較して軌跡がふくらんでおり、地震入力方向からのずれがやや小さくなっていることがわかる。

表－3.4.6 において非線形モデル（ＭＳＳモデル）と等価線形モデル（直交ばねモデル）による最大応答値を比較しても、下部構造の加速度で20％程度、その他の応答値に対しては10％程度の差異であり、免震装置のモデル化の相違による影響は小さいと考えらえる。

表－3.4.6　1方向地震入力における時刻歴応答解析法と応答スペクトル法の最大応答値の比較

① 上部構造の最大応答変位（cm）

	時刻歴応答解析		応答スペクトル法
	非線形	等価線形	
A1,A2	25.14	25.68	22.82
P1,P3	26.82	27.19	26.24
P2	27.30	27.58	27.38

② 下部構造天端の最大応答変位（cm）

	時刻歴応答解析		応答スペクトル法
	非線形	等価線形	
A1,A2	2.88	2.57	2.05
P1,P3	16.00	16.56	15.60
P2	16.12	16.78	16.29

③ 上部構造の最大応答加速度（gal）

	時刻歴応答解析		応答スペクトル法
	非線形	等価線形	
A1,A2	542.9	545.7	449.7
P1,P3	537.2	535.9	509.6
P2	545.2	539.6	531.4

④ 下部構造天端の最大応答加速度（gal）

	時刻歴応答解析		応答スペクトル法
	非線形	等価線形	
A1,A2	742.2	639.9	655.5
P1,P3	1010.0	801.5	854.5
P2	1042.2	802.5	894.9

⑤ 免震装置の最大相対変位（cm）

	時刻歴応答解析		応答スペクトル法
	非線形	等価線形	
A1,A2	22.98	23.63	21.24
P1,P3	11.09	10.74	10.81
P2	11.46	10.89	11.19

⑥ 免震装置の最大せん断力（tf）

	時刻歴応答解析		応答スペクトル法
	非線形	等価線形	
A1,A2	313.6	318.5	287.4
P1,P3	313.0	301.3	303.9
P2	316.6	306.3	314.8

⑦ 下部構造基部の最大せん断力（tf）

	時刻歴応答解析		応答スペクトル法
	非線形	等価線形	
A1,A2	381.4	357.8	304.7
P1,P3	388.3	413.7	359.8
P2	392.7	418.9	371.8

⑧ 下部構造基部の最大曲げモーメント（tf-m）

	時刻歴応答解析		応答スペクトル法
	非線形	等価線形	
A1,A2	1,616	1,512	1,338
P1,P3	5,154	5,399	5,081
P2	5,193	5,475	5,246

c．地震入力方向の影響について

表－3.4.6 に示した全体座標系のX軸方向に地震動を入力した場合の最大応答値について、応答スペクトル法の結果と等価線形時刻歴解析の結果とを比較する。最大値の方向には若干の相違がみられるものの最大応答値に対する両者の相違は10%程度である。本項(3)で述べたように、減衰定数が大きい場合の時刻歴応答に用いる地震動の加速度スペクトルと標準応答スペクトルとの不整合性を考慮すれば、曲線橋に対しても直線橋と同様に応答スペクトル法が適用しうると考えられる。

曲線免震橋に応答スペクトル法を適用する場合には、直交する水平2方向に地震動を入力することが考えられる。全体座標系のX軸とZ軸方向の入力地震動に対して応答スペクトル法を適用した場合の最大応答値と、様々な方向の1方向地震入力に対して行った非線形時刻歴応答解析に基づく最大応答値の比較結果を表－3.4.7 に示す。本来ならば2方向地震入力とした時刻歴解析結果と比較すべきではあるが、適切な2方向地震動を選定することが出来なかったため、地震動の卓越する方向が存在するものと仮定して、便宜的に上述したような比較を行った。応答スペクトル法と時刻歴応答法との応答値の差異は10%程度である。

曲線免震橋に対する応答スペクトル法の適用性を検討するに当たっては、入力方向の相違が橋梁の応答に与える影響を検討しておく必要あると考えられる。

表－3.4.7　2方向入力とした応答スペクトル法と着目成分方向への1方向入力とした時刻歴応答解析法との最大応答値の比較

① 免震装置の最大相対変位（cm）

		時刻歴応答解析法	応答スペクトル法
A1	桁方向	26.96	27.20
A2	桁直角	18.68	18.08
P1	桁方向	11.86	11.73
P3	桁直角	12.54	10.82
P2	桁方向	11.46	11.20
	桁直角	11.76	12.30

② 免震装置の最大せん断力（tf）

		時刻歴応答解析法	応答スペクトル法
A1	桁方向	352.6	368.1
A2	桁直角	274.9	242.1
P1	桁方向	323.9	329.8
P3	桁直角	299.6	297.8
P2	桁方向	316.6	314.9
	桁直角	320.9	333.8

③ 下部構造基部の最大せん断力（tf）

		時刻歴応答解析法	応答スペクトル法
A1	桁方向	438.2	393.3
A2	桁直角	350.5	276.3
P1	桁方向	405.4	392.4
P3	桁直角	381.3	351.5
P2	桁方向	392.7	372.0
	桁直角	412.4	394.4

④ 下部構造基部の最大曲げモーメント（tf-m）

		時刻歴応答解析法	応答スペクトル法
A1	桁方向	1,840	1,720
A2	桁直角	1,463	1,170
P1	桁方向	5,364	5,513
P3	桁直角	4,969	4,993
P2	桁方向	5,193	5,266
	桁直角	5,427	5,582

3.4.3　橋脚初期寸法の設定法

(1) 設定法の必要性

橋梁の設計においては、機能的，空間的，時間的，環境的条件などの制約条件や景観などを考慮し、構造的に安全で経済的な橋梁の構造形式や部材を設定する。上部構造と下部構造が分離しているような形式では、上部構造を決定し、その反力等を基に下部構造の形式，断面諸寸法を決定するという流れで設計が進められる。このような場合では、橋脚などの下部構造の諸元が上部構造の反力に及ぼす影響は特殊な場合を除き少なく、反力が一義的に決定するので、下部工の設計が比較的に容易になされる。

また、上下部一体で扱うような構造においても、設計者が参考とする設計例や資料の蓄積があるとともに、下部工の多少の諸元の変更があっても部材設計で用いる断面力にあまり影響しないため、基本的には、上下部分離構造の場合と同様に設計が進められる。

しかしながら、免震橋梁は新構造形式の橋梁であり、わが国での設計例や資料は皆無に近い。また、免震橋梁では免震装置で柔らかく支持されるため、下部構造や免震装置の特性によって上部構造の地震時水平慣性力の分散性や大きさが変化しやすい。そのため、設計者が当初段階で概略設計を行う場合にも何回もの反復設計が必要となり、設計者にとって非常に繁雑となる。

このような免震橋梁における反復設計の繁雑さは、免震橋梁の普及や発展にとって大きな阻害要因となり得るものである。したがって、免震設計の最初の段階において下部構造の初期寸法を設定することにより反復設計を少なくすることが重要であり、通常の橋梁の設計感覚で比較的容易に橋脚の初期寸法が決定できる方法を検討することが必要となる。

(2) 設定手順

免震橋梁においては、下部構造（橋脚部材断面）と免震装置（免震装置の剛性）をいかに設定するかがポイントとなる。

本項においては、これらの設定にあたり、免震橋梁の振動特性を簡略化することにより、設計の反復作業を少なくし、比較的ストレートな流れで設計を行う方法について提案する。なお、本方法は、レベル1地震入力に対する設計において適用するものとする。

i）基本仮定

設定手法は、以下に示す基本仮定に基づいている。

① 上部構造の構造形式、構造寸法およびスパン割りが、既に決まっているものとする。

② 下部構造断面は、地震時で決定されるものとする。

③ 免震橋梁の橋軸方向の振動モードは1次モードが卓越し、下部構造の地震時断面力に対しても1次モードが支配的である。

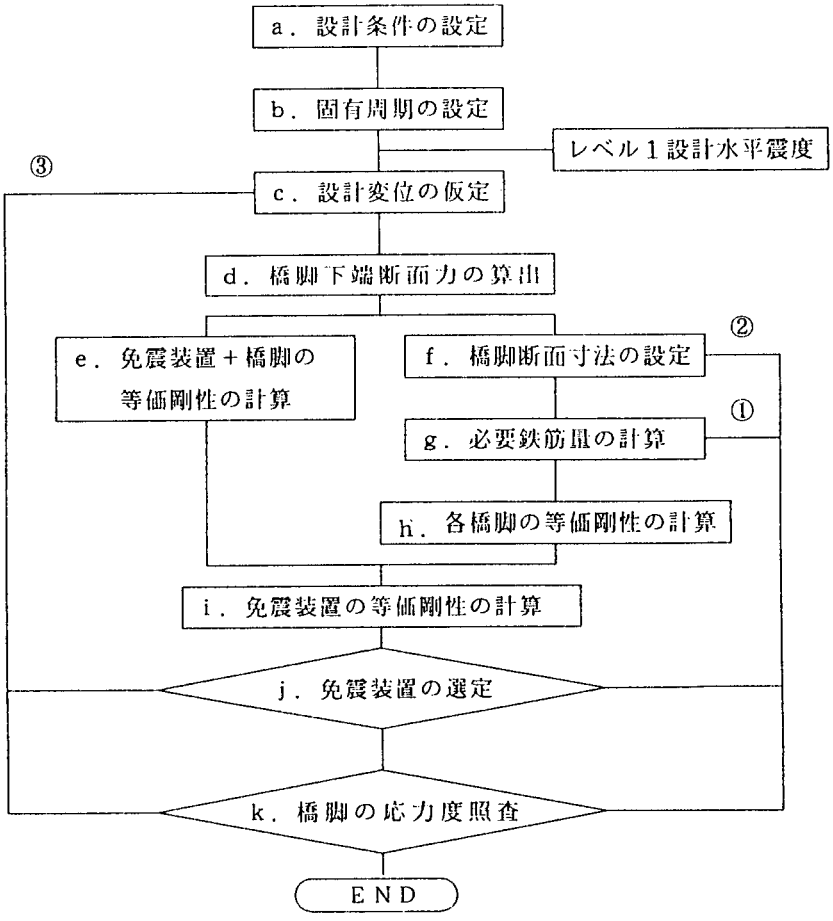
④ 1次の振動モードにおいては、主桁は遊動円木的に振動し、橋脚天橋の相対変位は免震装置が受け持つものとする。

③および④の仮定については、3.4.2 で妥当性が示されている。また、②の仮定については、「平成元年度共同研究報告書4.1 」[4] でほぼ妥当なことが示されている。

ii）設定フロー

設定手順としては、上部構造を剛体とみなし、各部構造の剛性を考慮して橋梁全体の挙動を1自由度系にモデル化する。このモデルを用いて、レベル1設計水平震度に対して免震装置の特性を考慮して下部構造（橋脚）の初期寸法を設定し、免震装置を選定する。再び震度法による検討を行い、設定した初期寸法が妥当であるかを照査する。

本フローを図−3.4.22に示す。



図−3.4.22 橋脚初期寸法の設定フロー

iii）設定方法

以下に、フローの項目ごとに設定方法を示す。

a．設計条件の設定

設計条件としては以下のものが与えられているものとする。

① 橋梁形式

上部構造：構造形式・支間長・上部工重量等

下部構造：構造形式・橋脚高等

② 設計地震動：レベル1地震動・レベル2地震動

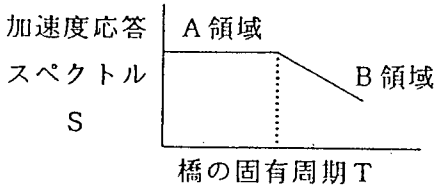
③ 環境条件：地域区分・地盤種別・重要度等

④ 設計地震動方向：橋軸方向・橋軸直角方向

b．固有周期の設定

目標とする橋の固有周期を設定することにより、その固有周期に対応する橋の変位量が算出できる。この変位量を目安として設計変位量を設定することにより、橋脚の初期寸法の設定を容易に行う事が可能となる。

橋の固有周期（レベル1地震時）の設定の方法としては、図－3.4.23に示すA領域（応答加速度スペクトル一定領域）を目指す場合と、B領域（応答加速度スペクトル変化領域）を目指す場合の2つの方法がある。ここでは、応答加速度スペクトルが一定であるA領域を目標とする。なお、A領域の橋の固有周期は地盤種別ごとに表－3.4.8 のようになっている。



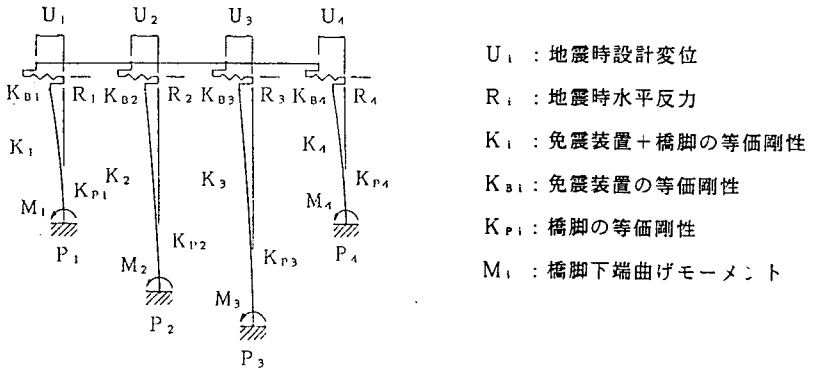
図－3.4.23　加速度応答スペクトル

表－3.4.8　A領域の固有周期

地盤種別	固有周期
Ⅰ種地盤	T＜1.12 sec
Ⅱ種地盤	T＜1.40 sec
Ⅲ種地盤	T＜1.68 sec

c．設計変位の仮定

ii）の③，④の基本仮定より、免震橋梁の地震時の挙動は図－3.4.24に示すように1自由度系のモデルに表すことができる。



図－3.4.24　免震橋梁の地震時挙動のモデル化

このようにモデル化することにより、橋の固有周期Tと各橋脚に作用する地震時水平反力R_iは次式で求められる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot \Sigma K_i}} \quad \cdots\cdots (3.4.4)$$

$$R_i = U_i \cdot K_i = W_i \cdot K_{hi} \quad \cdots\cdots (3.4.5)$$

W ：上部工総重量

g ：重力加速度

W_i ：i橋脚に作用する上部工鉛直反力

K_{hi}：i橋脚の設計水平震度

$$K_{hi} = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot k_{ho} \quad \cdots\cdots (3.4.6)$$

K_{ho}：標準設計水平震度

c_z ：地域別補正係数

c_G ：地盤別補正係数

c_I ：重要度別補正係数

c_T ：固有周期別補正係数

また、橋の地震時変位U_iは一定である。これらの関係から、設計変位Uを橋の固有周期Tと設計水平震度K_{hi}を用いて表すと次式のようになる。

$$U = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot g \cdot K_h \quad \cdots\cdots (3.4.7)$$

上式にb．で設定した橋の固有周期を代入して算出された変位量を目安として設計水平変位量を設定する。

d．橋脚下端断面力の算出

橋脚の断面寸法の設定および免震装置＋橋脚の等価剛性の算出をする際に必要な橋脚下端に作用する断面力を求める。

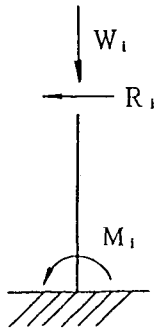
① 上部工鉛直反力

各橋脚は、橋脚両側の支間長の半分の上部工重量を受け持つと仮定すると上部工鉛直反力W_iは次式で求められる。

$$W_i = \frac{(L_i + L_{i+1})}{2} \cdot \frac{W}{L} \quad \cdots\cdots (3.4.8)$$

L_i 、L_{i+1} ：i橋脚の両側の支間長

L：上載荷重域長



図－3.4.25 作用断面力モデル

② 地震時水平反力

各橋脚の作用する地震時水平反力R_iは式（3.4.8)より上部工鉛直反力W_iと設計水平震度K_{hi}の積で求められる。

③ 橋脚下端曲げモーメント

各橋脚下端に作用する曲げモーメントM_i は次式で求められる。

$$M_i = R_i \cdot \ell_i = W_i \cdot K_{hi} \cdot \ell_i \quad \cdots\cdots (3.4.9)$$

ℓ_i ：橋脚長

e．免震装置＋橋脚の等価剛性の計算

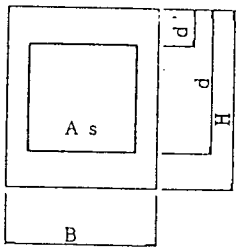
d．で算出した橋脚下端の曲げモーメントを用いて、免震装置＋橋脚の等価剛性K_i を計算する。

$$K_i = \frac{M_i}{U \cdot \ell_i} = \frac{R_i}{U} \quad \cdots\cdots (3.4.10)$$

上式を用いて算出した等価剛性を用いて式 (3.4.4)により橋の固有周期を算出し、確認する。

f．橋脚の断面寸法の設定

橋の規模や設計条件及びd．で算出した橋脚下端での断面力を考慮して橋脚の断面寸法を設定する。



B　：部材幅
H　：部材高
d　：圧縮縁から引張鉄筋図心までの距離
d'：　〃　　圧縮鉄筋図心までの距離

図－3.4.26　橋脚の断面寸法

g．必要鉄筋量の算出

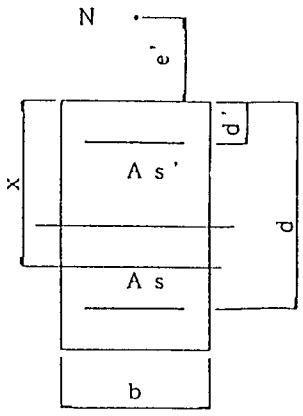
f．で仮定した橋脚断面寸法においてコンクリートの圧縮応力と引張応力が同時に許容応力度になるように引張鉄筋断面積を決定する。必要鉄筋量の算出には、一般に使われている軸方向力と曲げを受ける複鉄筋長方形断面の鉄筋断面積の計算法を用いる。

中立軸の位置x及び必要鉄筋断面積は次式により求められる。

$$x = k \cdot d = \frac{n \cdot \sigma_{ca}}{n \cdot \sigma_{ca} + \sigma_{sa}} d \quad \cdots\cdots (3.4.11)$$

$$A_s = \frac{N(d' + e') + \frac{1}{2} b \cdot x \left(\frac{x}{3} - d'\right) \sigma_{ca}}{\sigma_{sa}(d - d')} \quad \cdots\cdots (3.4.12)$$

n　：ヤング係数比
d'：圧縮縁から圧縮鉄筋図心までの距離
d　：圧縮縁から引張鉄筋図心までの距離
e'：圧縮縁からNの作用点までの距離
b　：部材幅
N　：軸方向力
σ_{ca}：コンクリートの許容引張応力度
σ_{sa}：鉄筋の許容引張応力度



上式で算出された鉄筋量がかぶり，あき等の構造細目等により断面内に配置することが不可能な場合には、断面寸法を再度仮定する必要がある。

このようにして求められた配置鉄筋量が最少鉄筋量及び最大鉄筋量を満足しているか照査する必要がある。照査は、配置鉄筋量Ａｓが次式の条件を満足することを確認することにより行う。

$$0.0015A \leqq A_s \leqq 0.06A \quad \cdots\cdots (3.4.13)$$

Ａ：橋脚の全断面積

ｈ．各橋脚の等価剛性

ｆ．，ｇ．の計算により設定された橋脚の断面寸法を用いて各橋脚の等価剛K_{Pi}を次式により求める。

$$K_{Pi} = 3E_i \cdot I_i / \ell_i^3 \quad \cdots\cdots (3.4.14)$$

E_i ：橋脚のヤング係数

I_i ：橋脚の断面２次モーメント

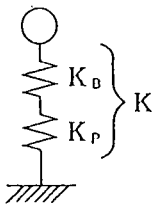
ℓ_i ：橋脚長

ｉ．免震装置の等価剛性

ｅ．で算出された免震装置＋橋脚の等価剛性K_i とｈ．で算出された橋脚の等価剛性K_{Pi}から免震装置に要求される等価剛性K_{Bi}を算出する。

いま、１つの橋脚に着目すれば、各々の橋脚は図－3.4.27のように直列バネの１質点１自由度系にモデル化することができる。したがって、免震装置の等価剛性は次式のように表せる。

$$K_{Bi} = \frac{K_{Pi} \cdot K_i}{K_{Pi} - K_i} \quad \cdots\cdots (3.4.15)$$



図－3.4.27免震装置と橋脚のモデル化

ｊ．免震装置の選定

ｉ．で算出された免震装置の等価剛性を得るのに必要な免震装置の降伏荷重Ｑと２次剛性K_2 の組合わせを次式により算出する。

$$Q = U(K_B - K_2) \quad \cdots\cdots (3.4.16)$$

免震装置の製作可能な性能及び形状寸法等を考慮して降伏荷重と２次剛性の組合わせを設定する。等価剛性を満足する装置の製作が不可能な時は、橋脚の断面寸法を再設定する。断面寸法の変更ができない場合には、設計変位の設定を再度行う。

ｋ．橋脚の応力度照査

以上の検討により設定された橋脚の初期寸法を用いて橋脚下端の応力度照査を行う。橋脚下端に作用する断面力には、軸方向力・地震時水平反力・橋脚下端曲げモーメントを考慮する。

① 軸方向

軸方向力V_i には、式 (3.4.8)で求まる上部工鉛直反力W_i と橋脚の自重を考慮する。

$$V_i = W_i + W_{i1} + W_{i2} \quad \cdots\cdots (3.4.17)$$

W_{i1}：橋脚張出部の自重

W_{i2}：橋脚支柱部の自重

② 地震時水平反力

地震時水平反力R_iには、式（3.4.5）で求まる上部工の地震時水平反力R_iと橋脚自身の地震時水平反力を考慮する。

$$R_i = R_i + W_{i1} \cdot K_h + W_{i2} \cdot K_h \quad \cdots\cdots (3.4.18)$$

③ 橋脚下端曲げモーメント

橋脚下端曲げモーメントには、式（3.4.9)で求まる上部工の地震時水平反力による曲げモーメントM_iと橋脚自身の地震時水平反力による曲げモーメントを考慮する。

$$M_i = M_i + W_{i1} \cdot K_h \cdot \ell_{i1} + W_{i2} \cdot K_h \cdot \ell_{i2} \quad \cdots\cdots (3.4.19)$$

ℓ_{i1}：橋脚下端から橋脚張出部の地震時水平反力の作用点までの距離

ℓ_{i2}：橋脚下端から橋脚の地震時水平反力の作用点までの距離

応力度の算出方法としては、一般に用いられている軸力と曲げを受ける複鉄筋長方形断面の計算方法を用いる。中立軸を位置x及びコンクリートの応力度σcと引張鉄筋及び圧縮鉄筋の応力度σs，$\sigma s'$は次式から求められる。

$$x^3 + 3e' \cdot x^2 + \frac{6n}{b}\{As'(e'+d') + As(e'+d)\}x - \frac{6n}{b}\{As' \cdot d(e'+d') + As \cdot d(e'+d) = 0 \quad \cdots\cdots (3.4.20)$$

$$\sigma c = \frac{2x \cdot N}{b \cdot x^2 + n\{As'(x+d') - As(d-x)\}} \quad \cdots\cdots (3.4.21)$$

$$\sigma s = n \cdot \sigma c \frac{d-x}{x} \quad \cdots\cdots (3.4.22)$$

$$\sigma s' = n \cdot \sigma c \frac{x-d'}{x} \quad \cdots\cdots (3.4.23)$$

応力度照査後のフローとしては以下に示す方向がある。

① 配置鉄筋量の見直し

② 橋脚断面寸法の見直し

③ 設計変位Uの仮定の見直し

コンクリートおよび鉄筋の応力度が許容値を満足していない場合は、①→②→③の順に許容値を満足するように検討を行う。許容値が満足している場合は、経済性・機能性・施工性等の追求を行うために①，②，③のいずれかに進むか、この断面寸法を用いて免震装置の設計に進むことになる。

(3) 設定例

橋脚の初期寸法の設定例として、不等スパンの連続桁形式の免震橋梁について検討を行った結果を以下に示す。

a．設計条件の設定

設計条件としては以下のものが与えられる。

① 橋梁形式（図－3.4.28参照）

上部構造　　構造形式：3径間連続ＰＣ合成桁橋（4橋脚）

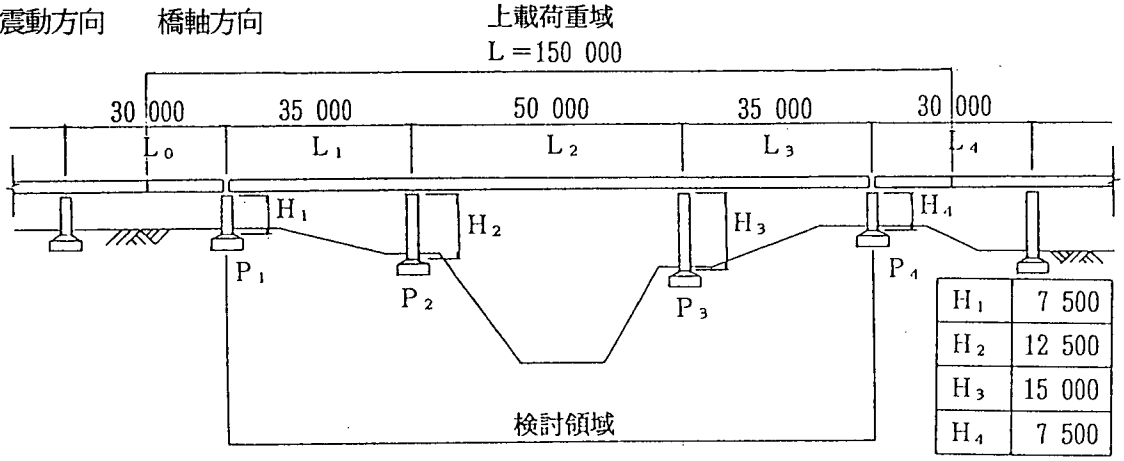
総重量（死荷重）：2.884 t

下部構造　　構造形式：矩形張出式橋脚、直接基礎

② 設計地震動　　レベル1地震動

③ 地盤条件　　Ⅰ種地盤

④ 地震動方向　　橋軸方向



図－3.4.28　橋梁一般図

b．固有周期の設定

レベル1地震時の固有周期はA領域を目標とする。地盤種別がⅠ種地盤なので、目標とする固有周期は

$$T < 1.12 \text{ sec}$$

となる。

c．設計変位の設定

設計水平震度の次式から

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot k_{ho} = 1.0 \times 0.8 \times 1.0 \times 1.25 \times 0.2 \times = 0.2$$

ここで、$k_{ho} = 0.2$（標準設計水平震度），$c_z = 1.0$（A地域），$c_G = 0.8$（Ⅰ種地盤）

$c_I = 1.0$（1級），$c_T = 1.25$（A領域）

と計算されるので、$T = 1.12$ secとなる時の上部構造の変位量は、

$$U = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot g \cdot K_h = \left(\frac{1.12}{2\pi}\right)^2 \cdot 9.8 \cdot 0.2 = 0.0623\text{m}$$

となる。したがって、U＝0.06mと仮定する。

d．橋脚下端断面力の算出

① 上部構造鉛直反力

〔P_1 橋脚，P_4 橋脚〕 $W_1 = W_4 = \dfrac{L_0 + L_1}{2} \cdot \dfrac{W}{L} = \dfrac{30+35}{2} \times \dfrac{2884}{150} = 624.9$ tf

〔P_2 橋脚，P_3 橋脚〕 $W_2 = W_3 = \dfrac{L_1 + L_2}{2} \cdot \dfrac{W}{L} = \dfrac{35+50}{2} \times \dfrac{2884}{150} = 817.1$ tf

② 地震時水平反力

〔P_1 橋脚，P_4 橋脚〕 $R_1 = R_4 = W_1 \cdot K_h = 624.9 \times 0.2 = 125.0$ tf

〔P_2 橋脚，P_3 橋脚〕 $R_2 = R_3 = W_2 \cdot K_h = 817.1 \times 0.2 = 163.4$ tf

③ 橋脚下端曲げモーメント

〔P_1 橋脚，P_4 橋脚〕 $M_1 = M_4 = R_1 \cdot \ell_1 = 125.0 \times 7.5 = 937.5$ tfm

〔P_2 橋脚〕 $M_2 = R_2 \cdot \ell_2 = 163.4 \times 12.5 = 2042.5$ tfm

〔P_3 橋脚〕 $M_3 = R_3 \cdot \ell_3 = 163.4 \times 15.0 = 2451.0$ tfm

e．免震装置＋橋脚の等価剛性の計算

免震装置＋橋脚の等価剛性K_i を計算する。

〔P_1 橋脚，P_4 橋脚〕 $K_1 = K_4 = \dfrac{M_1}{U \cdot \ell_1} = \dfrac{R_1}{U} = \dfrac{125.0}{0.06} = 2083.3$ tf/m

〔P_2 橋脚，P_3 橋脚〕 $K_2 = K_3 = \dfrac{M_2}{U \cdot \ell_2} = \dfrac{R_2}{U} = \dfrac{163.4}{0.06} = 2723.3$ tf/m

等価剛性を合計すると、

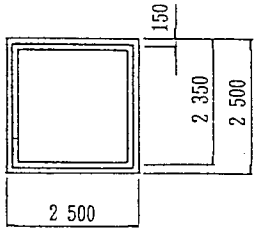
$$K = \sum_{i=1}^{4} K_i = 2083.3 + 2723.3 + 2723.3 + 2083.3 = 9613.2 \text{tf/m}$$

となる。したがって、橋の固有周期は次のようになる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K \cdot G}} = 2\pi \sqrt{\frac{2884}{9613.2 \times 9.8}} = 1.0993 \text{ sec} < 1.12 \text{ sec} \quad (\text{A領域})$$

f．橋脚断面寸法の設定

各橋脚の断面寸法を図－3.4.29に示す。ここでは、施工性および美観を考慮して各橋脚の幅は一定とし、作用モーメントに対しては鉄筋量を変化させることによって対処するものとする。



断面諸元

B ＝2.5 m

H ＝2.5 m

d′ ＝0.15m

d ＝2.35m

鉄筋コンクリート

$\gamma c = 2.5$ tf/m³

E ＝2.7×10^6 tf/m²

図－3.4.29 橋脚の断面寸法

g．必要鉄筋量の算定

d．で求めた各橋脚下端に作用する断面力を用いて、各橋脚に必要な鉄筋量を算出する。

ヤング係数比：n＝15.0

許容応力度　：σ_{ca}＝ 120 kg/cm²，σ_{sa}＝2700 kg/cm²

〔P_1 橋脚，P_4 橋脚〕

$$x=\frac{15\times120}{15\times120+2700}\times235=94.0\ \text{cm},\quad e'=\frac{M}{N}-e=\frac{937.5}{624.9}-1.25=0.250\text{m}=25.0\text{cm}$$

$$\therefore As=\frac{624.9\times10^3\ (15+25.0)+\frac{1}{2}\times250\times94.0\ (\frac{94.0}{3}-15)\times120}{2700\times(235-15)}=80.9\ \text{cm}^2$$

D35を 250mm間隔で2段配筋する。 ⟶ As＝19-D35(ctc250)＝ 181.8cm² ＞ 80.9 cm²

〔P_2 橋脚〕

$$x=\frac{15\times120}{15\times120+2700}\times235=94.0\text{cm},\quad e'=\frac{M}{N}-e=\frac{2042.5}{817.1}-1.25=1.250\text{m}=125.0\text{cm}$$

$$\therefore As=\frac{817.1\times10^3\ (15+125.0)+\frac{1}{2}\times250\times94.0\ (\frac{94.0}{3}-15)\times120}{2700\times(235-15)}=231.4\text{cm}^2$$

D35を 125mm間隔で2段配筋する。 ⟶ As＝38-D35(ctc125)＝ 363.5cm² ＞ 231.4cm²

〔P_3 橋脚〕

$$x=\frac{15\times120}{15\times120+2700}\times235=94.0\text{cm},\quad e'=\frac{M}{N}-e=\frac{2451.0}{817.1}-1.25=1.750\text{m}=175.0\text{cm}$$

$$\therefore As=\frac{817.1\times10^3\ (15+175.0)+\frac{1}{2}\times250\times94.0\ (\frac{94.0}{3}-15)\times120}{2700\times(235-15)}=300.1\text{cm}^2$$

D35を 125mm間隔で2段配筋する。 ⟶ As＝38-D35(ctc125)＝ 363.5cm² ＞ 300.1cm²

次に、各橋脚の配筋量が最小鉄筋量、最大鉄筋量の規定を満足しているか照査する。鉄筋の配筋方法としては、圧縮鉄筋は引張鉄筋と同量配筋し、側方筋については、引張鉄筋の半分を配筋するものとする。

① P_1 橋脚，P_4 橋脚：0.0015A＝93.75 cm² ≦As＝3×181.8 ＝ 545.5cm² ≦0.06A ＝3750cm²

② P_2 橋脚，P_3 橋脚：0.0015A＝93.75 cm² ≦As＝3×363.5 ＝1090.5cm² ≦0.06A ＝3750cm²

したがって、配筋鉄筋量は最小最小鉄筋量および最大鉄筋量を満足している。

h．各橋脚の等価剛性

① P_1 橋脚，P_4 橋脚

$$K_{P1}=K_{P4}=\frac{3EI_1}{\ell_1{}^3}=\frac{3\times2.7\times10^6\times\dfrac{2.5\times2.5^3}{12}}{7.5^3}=62500.0\ \mathrm{tf/m}$$

② P_2 橋脚

$$K_{P2}=\frac{3EI_2}{\ell_2{}^3}=\frac{3\times2.7\times10^6\times\dfrac{2.5\times2.5^3}{12}}{12.5^3}=13500.0\ \mathrm{tf/m}$$

③ P_3 橋脚

$$K_{P3}=\frac{3EI_3}{\ell_3{}^3}=\frac{3\times2.7\times10^6\times\dfrac{2.5\times2.5^3}{12}}{15.0^3}=7812.5\ \mathrm{tf/m}$$

i．各免震装置の等価剛性

① P_1 橋脚，P_4 橋脚

$$K_{B1}=K_{B4}=\frac{K_{P1}\cdot K_1}{K_{P1}-K_1}=\frac{62500.0\times2083.3}{62500.0-2083.3}=2155.1\ \mathrm{tf/m}$$

1支承当たりの等価剛性：$K_{B1}/4=538.8\mathrm{tf/m}$

② P_2 橋脚

$$K_{B2}=\frac{K_{P2}\cdot K_2}{K_{P2}-K_2}=\frac{13500.0\times2723.3}{13500.0-2723.3}=3411.5\ \mathrm{tf/m}$$

1支承当たりの等価剛性：$K_{B2}/4=852.9\mathrm{tf/m}$

③ P_3 橋脚

$$K_{B3}=\frac{K_{P3}\cdot K_3}{K_{P3}-K_3}=\frac{7812.5\times2723.3}{7812.5-2723.3}=4180.6\ \mathrm{tf/m}$$

1支承当たりの等価剛性：$K_{B3}/4=1045.1\mathrm{tf/m}$

j．免震装置の選定

i．で算出された免震装置の等価剛性になるような降伏荷重Qと2次剛性K_2の組み合わせを求める。

① P_1 橋脚，P_4 橋脚（1支承当たり）

$Q=U(K_B-K_2)=0.06(538.8-K_2)$

Q（tf）	26.33	20.33	14.33
K_2（tf/m）	100.0	200.0	300.0

② P_2 橋脚

$Q=0.06\ (\ 852.9-K_2\ )$

Q (tf)	33.17	27.17	21.17
K_2 (tf/m)	300.0	400.0	500.0

③ P_3 橋脚

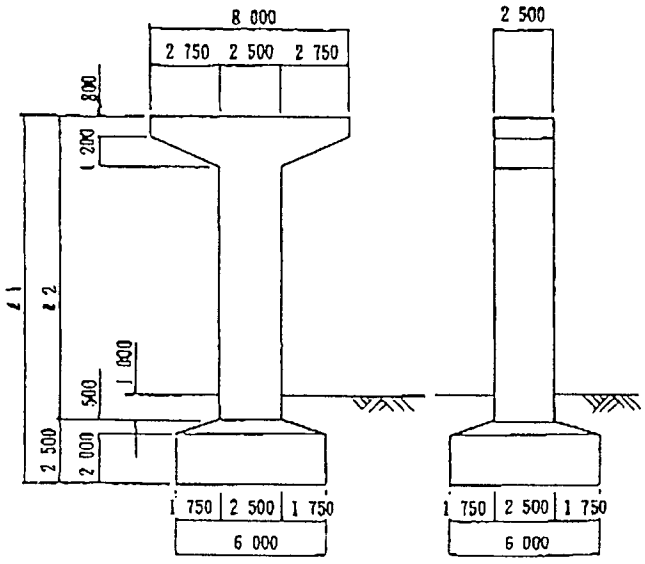
$Q=0.06\ (1045.1-K_2\ )$

Q (tf)	38.71	32.71	26.71
K_2 (tf/m)	400.0	500.0	600.0

k．橋脚の応力照査

各橋脚形状を図−3.4.30のように設定する。

	ℓ 1	ℓ 2
P 1	10 000	7 500
P 2	15 000	12 500
P 3	17 500	15 000
P 4	10 000	7 500

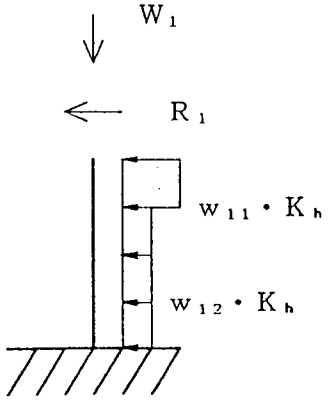


図−3.4.30　橋脚形状図

各橋脚について、橋脚下端での応力度照査を行う。

① P_1 橋脚，P_4 橋脚

橋脚下端に作用する断面力を求める。



・軸方向力　W_1'

$w_{11}=\ (8.0+2.5)/2\times1.2\ \times2.5\ \times2.5$

$\quad +0.8\ \times8.0\ \times2.5\ \times2.5\ =79.4tf$

$w_{12}=5.5\ \times2.5\ \times2.5\ \times2.5\ =85.9tf$

$\therefore\ W_1'=W_1+w_{11}+w_{12}=624.9+79.4+85.9=790.2tf$

・地震時水平反力：R_1'

$R_1'=R_1+w_{11}\times K_h+w_{12}\times K_h=125.0+79.4\times0.2+85.9\times0.2=158.1tf$

・橋脚下端曲げモーメント：M_1'

$M_1'=M_1+w_{11}\times K_h\times\ell_1+w_{12}\times K_h\times\ell_2$

$\quad =937.5+79.4\times0.2\times(5.5+1.166)+85.9\times0.2\times5.5/2=1090.6tfm$

中立軸の位置及び応力度を求める

$$x^3+3e'\cdot x^2+\frac{6n}{b}\{As'(e'+d')+As(e'+d)\}x$$

$$-\frac{6n}{b}\{As'\cdot d'(e'+d')+As\cdot d(e'+d)\}=0$$

$$e'=\frac{M_1}{W_1}-e=\frac{1090.6}{790.2}-1.25=0.130m=13.0\ cm$$

$$3e'=3\times13.0=39.0\ cm$$

$$\frac{6n}{b}\{As'(e'+d')+As(e'+d)\}$$

$$=\frac{6\times15}{250}\{181.8(13.0+15)+181.8(13.0+235)=18064$$

$$\frac{6n}{b}\{As'\cdot d'(e'+d')+As\cdot d(e'+d)\}$$

$$=\frac{6\times15}{250}\{181.8\times15(13.0+15)+181.8\times235(13.0+235)=3841798$$

したがって、

$$x^3+39x^2+18064x-3841798=0$$

$$x=z-\frac{39}{3}=z-13.0とおくと$$

$$p=18064-\frac{1}{3}\times39^2=17557$$

$$q=\frac{2}{27}\times39^3-\frac{1}{3}\times39\times18064-3841798=-4072236$$

$$z=\sqrt[3]{-\frac{q}{2}+\sqrt{(\frac{q}{2})^2+(\frac{p}{3})^3}}+\sqrt[3]{-\frac{q}{2}-\sqrt{(\frac{q}{2})^2+(\frac{p}{3})^3}}$$

$$=\sqrt[3]{\frac{4072236}{2}+\sqrt{(\frac{4072236}{2})^2+(\frac{17557}{2})^3}}+\sqrt[3]{\frac{4072236}{2}-\sqrt{(\frac{4072236}{2})^2+(\frac{17557}{2})^3}}$$

$$=160.3-36.5=123.8$$

$$\therefore x=x-13.0=123.8-13.0=110.8cm$$

応力度：σc，σs，$\sigma s'$

$$\sigma c = \frac{2xN}{b \cdot x^2 + 2n\{As'(x-d') - As(d-x)\}}$$

$$= \frac{2 \times 110.8 \times 790.2 \times 10^3}{250 \times 110.8^2 + 2 \times 15\{181.8(110.8-15) - 181.8(235-110.8)\}}$$

$$= 60.1 \text{ kg/cm}^2 < \sigma ca = 120 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma s = n \cdot \sigma c \frac{d-x}{x} = 15 \times 60.1 \frac{235-110.8}{110.8} = 1011 \text{ kg/cm}^2 < \sigma ca = 2700 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma s' = n \cdot \sigma c \frac{x-d}{x} = 15 \times 60.1 \frac{110.8-15}{110.8} = 779 \text{ kg/cm}^2 < \sigma ca = 2700 \text{ kg/cm}^2$$

② P_2 橋脚

P_1 橋脚と同様にして橋脚下端に作用する断面力および中立軸と位置と応力度を求める。

軸方向力：W_2 ＝1060.6tf，水平反力：R_2 ＝212.1tf，曲げモーメント：M_2 ＝2317.9tfm

中立軸の位置：x＝127.2cm

応力度：σ_c ＝65.9 kg/cm² ＜σ_{ca}，σ_s ＝ 838 kg/cm² ＜σ_{sa}，σ_s' ＝ 872 kg/cm² ＜σ_{sa}

③ P_3 橋脚

P_1 橋脚と同様にして橋脚下端に作用する断面力および中立軸と位置と応力度を求める。

軸方向力：W_3 ＝1099.6tf，水平反力：R_3 ＝219.9tf，曲げモーメント：M_3 ＝2787.5tfm

中立軸の位置：x＝127.2cm

応力度：σ_c ＝112.5kg/cm² ＜σ_{ca}，σ_s ＝2278 kg/cm² ＜σ_{sa}，σ_s' ＝1434 kg/cm² ＜σ_{sa}

したがって、各橋脚においてコンクリートおよび鉄筋の応力度は許容応力度を満足しているので、これを橋脚初期寸法として設定する。

3.4.4　簡易計算法による設計手順

(1) 基本概念

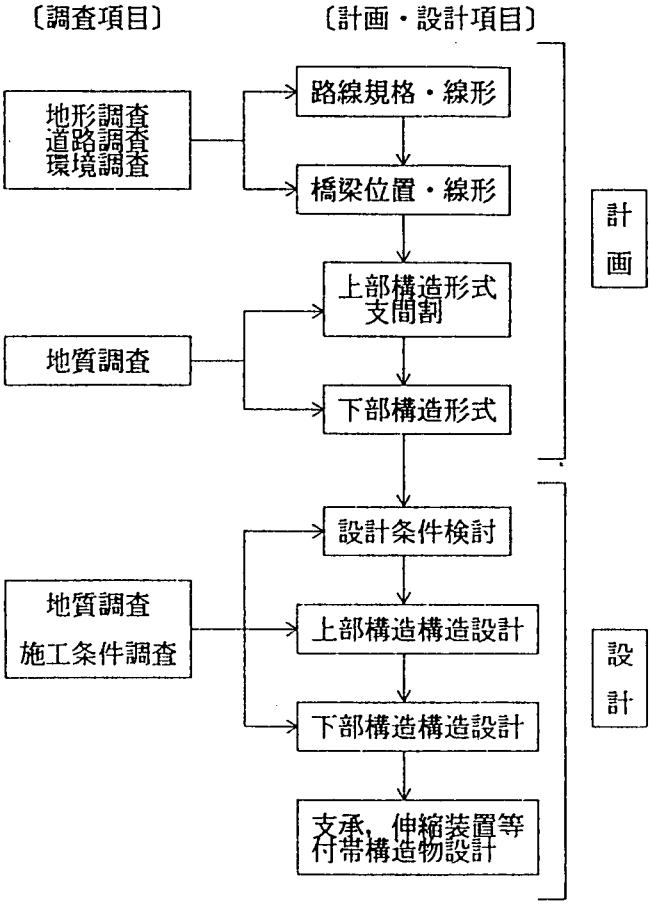
橋梁の計画・設計の一般的な流れを図－3.4.31に示す。計画段階においては、路線線形に基づき橋梁位置，線形が決定され、地形・地質・環境等を考慮して上部構造および下部構造の形式が選定される。設計段階では通常、上部構造→下部構造→付帯構造物の順に設計が行われる。

免震装置を有する橋梁の計画・設計にあたっても基本的な流れは変わらないと考えられる。しかし、図－3.4.32に示すように下部構造（特に橋脚）と免震装置の地震時挙動は相互に関連しているため、それぞれの設計を行う場合に前提とした条件の整合性をとる必要が生じる。

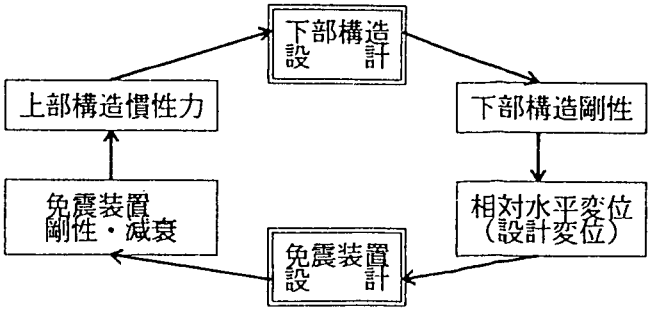
下部構造に作用する上部構造の慣性力は支承の剛性，減衰特性によって定まり、装置の動特性は装置に生じる相対水平変位によって変化する。したがって、免震設計を行う際には、免震装置の特性を規定する相対水平変位（設計変位）をいかに想定するかが重要な課題となる。

「道路橋の免震設計法ガイドライン（案）」の試設計例において、下部構造の剛性を考慮するか否かによって、装置の相対変位は相違するという結果が示されていることからも、免震設計の最初の段階において下部構造の初期寸法を設定することが合理的であると考えられる。また、設計者が上部構造・下部構造をあらかじめ想定した上で、適切な免震装置を選定・設計するという流れは、従来の設計手順にも沿うものである。

我が国においては、橋梁に対する免震装置の適用が始まったばかりであり、必ずしも現在までに蓄積された知見がそのまま適用しうるとは限らない。また、当面は免震装置の適用により既存の橋梁より高い耐震性を確保することが主眼となると推定されることから、免震設計が適用された橋梁においても「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編」[5]で規定される基本的な事項を満足することが望ましいと考えられる。



図－3.4.31　橋梁の計画・設計



図－3.4.32　設計要因連関図

(2) 免震設計手順

前項で述べた考え方を基本概念として、下部構造の初期寸法設定法に基づく免震設計手順の試案を図－3.4.33に示す。設計地震動としては規模の異なる3段階の地震を対象とする。下部構造はレベル1に対して、免震装置はレベル2に対して設計することとし、下部構造および免震装置の設計には、ともに静的計算手法を用いることを基本としている。必要に応じてレベル2に対する下部構造の保有耐力照査および動的解析による照査を実施するものとしている。以下に、設計手順の概要を示す。

① 初期寸法の設定

上部構造を剛体とみなし、各下部構造の剛性を考慮して、橋梁全体を1質点1自由度系にモデル化する。このモデルを用い、レベル1設計水平震度に対して下部構造（橋脚）の初期寸法を想定し、免震装置を選定する。免震装置の特性を考慮して、再度震度法による検討を行い、想定した初期寸法が妥当か否かを確認する。

② 免震装置の設計

免震装置はレベル2地震入力に対して設計する。①で設定された下部構造の降伏時剛性を考慮して免震装置の設計変位を仮定し、等価線形化法により免震装置を設計する。

③ 震度法による設計

ⅰ）曲率半径の小さい曲線橋や斜角の小さい斜橋のように三次元性を無視しえない場合。

ⅱ）各橋脚の断面形状や基礎形式が異なり、橋脚の剛性にかなり差がある場合。

等のように、初期寸法設定法では各下部構造が分担する上部構造の慣性力を推定しがたい場合には、骨組構造モデルを用いて、レベル1設計水平震度に対して、震度法により耐震性を検討する。

④ 保有水平耐力法による照査

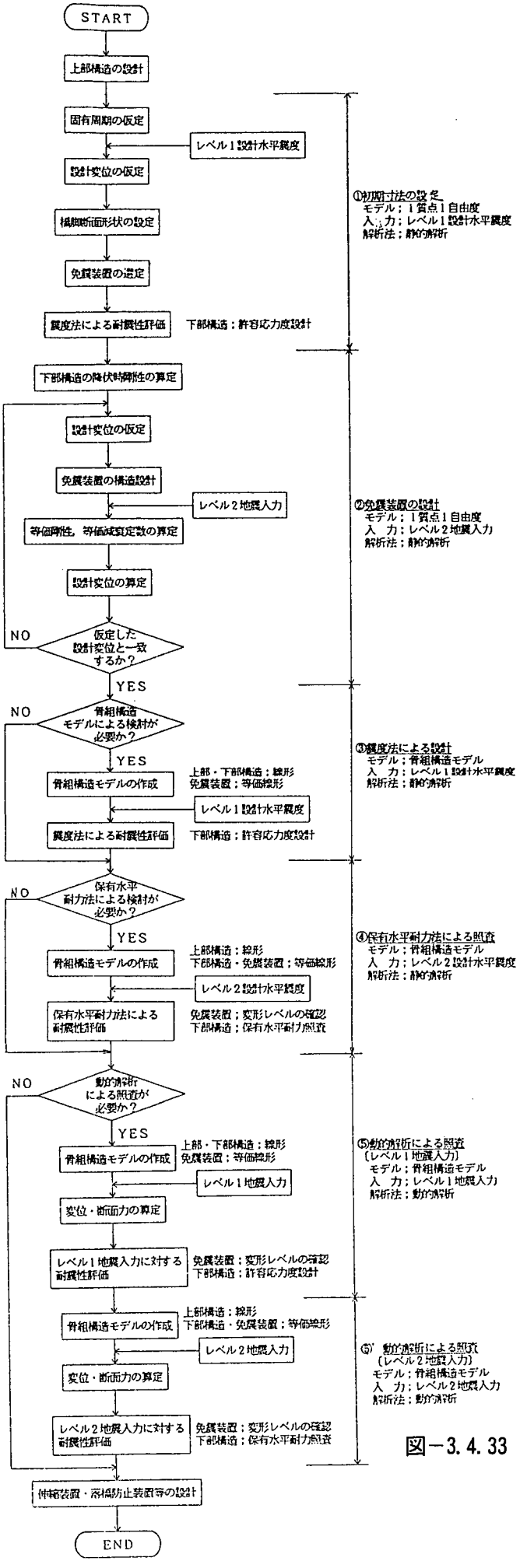
鉄筋コンクリート橋脚に対しては、ぜい性的な破壊を生じないことを確認するため、レベル2設計水平震度に対して、保有水平耐力の照査を行うことが望ましい。橋脚の保有水平耐力は、基本的には「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編」に基づいて照査するものとする。ただし、レベル2設計水平震度を算定するために必要となる橋梁の等価固有周期は、免震装置，下部構造の等価剛性を考慮した骨組構造モデルを用いて求めることが望ましいと考えられる。

⑤ 動的解析による照査

ⅰ）橋梁の地震時挙動に与える影響の大きい振動モードが震度法で想定した振動モードと著しく異なる場合。

ⅱ）橋梁の地震時挙動に対して高次の振動モードが無視しえないばあいい。

には動的解析法を用いて照査することが望ましい。動的解析による照査は必要に応じてレベル1地震入力またはレベル2地震入力に対して行うものとする。解析モデルとしては骨組構造モデルを、解析手法としは応答スペクトル法を基本とするが、必要に応じて時刻歴応答解析手法を用いることとする。



図－3.4.33　初期寸法設定法に基づく免震橋設計手順（試案）

3.4.5　今後の課題

(1) 次年度における本研究の方針

次年度は、本年度の研究を継続することを基本方針とする、「道路橋の免震設計マニュアル（案）」作成との関連性を考慮して研究課題を設定する。

ⅰ）骨組構造モデルに関する検討

本年度の研究では、レベル2地震入力に対するⅠ種地盤上の免震橋梁の挙動を把握する方法として、1次の振動モードのみを考慮した応答スペクトル法が有効であることを確認し、骨組構造モデルの簡略化に関する提案を行った。次年度は計算手法として、応答スペクトル法とともに震度法も含めることとし、以下の項目について検討する。

① Ⅱ種地盤を対象として提案したモデルの適用性を検討することにより、適用範囲を明確にする。

② レベル2地震入力に対する下部構造のモデル化および耐震性評価に関する検討を行う。

③ 曲線免震橋梁の3次元振動特性を把握し、震度法および応答スペクトル法の適用方法について検討する。

ⅱ）橋脚初期寸法設定法に関する検討

本年度の研究では、免震設計の最初の手順として必要と考えられる橋脚初期寸法の設定法を提案し、設定例を示した。次年度は設定法の検証を目的として、以下の項目について検討する。

① 設定法のB領域への適用性（免震橋梁の目標固有周期を加速度応答スペクトルが低減する領域とする場合）を検討する。

② 設定法において仮定された設計変位を骨組構造モデルを用いた等価線形解析によって求まる応答変位とを比較検討することにより、設定法の検証を行う。

ⅲ）「道路橋の免震設計マニュアル（案）」の作成

本研究成果、「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編」、「道路橋の免震設計法ガイドライン（案）」を参考として、「道路橋の免震設計法マニュアル　4.下部構造の設計・照査」を作成する。

(2) 研究工程

表−3.4.9　研　究　工　程

研究項目＼期間	平成 3年度上期	平成 3年度下期
ⅰ）骨組構造モデルに関する検討	←―――	―――→
ⅱ）橋脚初期寸法設定法に関する検討	←―――	―――→
ⅲ）「道路橋の免震設計マニュアル」の作成	←―――	―――→

<参考文献>

1）道路橋の免震設計ガイドライン（案）；㈶国土開発技術センター，1989. 3

2）Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges ; America Association of State Highway and Transportation Officials, 1983

3）D.H.Turkigton ; Seismic Design of Bridges on Lead-Rubber Bearings, Report of Master of Eng. at the University of Canterbury, 1987. 2

4）道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その１）；建設省土木研究所共同研究報告書第44号，平成２年３月

5）道路橋示方書・同解説Ⅴ．耐震設計編，日本道路協会，平成２年２月

<民側担当会社>　鹿島建設株式会社，清水建設株式会社，株式会社熊谷組，株式会社竹中土木，株式会社竹中工務店，五洋建設株式会社，株式会社奥村組

3.5 免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究

3.5.1 平成2年度の研究成果の概要

(1) 研究の概要

この節における研究の目的は免震設計を用いた橋の構造細目の決定方法を検討することである。

橋の被害が落橋と言う最悪の事態に至る原因を調査考察し、これを避けるために設ける落橋防止構造のありかたを検討した。橋面の連続性を保つために設ける伸縮装置についても、免震設計を用いた橋では相当量の変位が発生することに対して特別の配慮が必要であると考え、そのあり方を検討した。

(2) 成果の要約

既往震害例の調査、反映すべき点の分析と考察、代表的なケースを想定した解析による検討を行い、次の諸点が明らかとなった。

① 橋の被害が落橋と言う最悪の事態に至る原因の多くは、橋の各部に生ずる相対変位の処理が適切であったか否かにあるとする結論を得た。

② 上下部構造間に発生する相対変位に対して適切に対応するためには、十分な寸法の構造遊間やけた掛かり長等を設けることによって変位を包含する構造の余裕を設けることと、変位の発生を押し留めるための装置を設けることの2点が有効であると考えた。

③ 上下部構造間に発生する相対変位を抑制する目的で設ける装置を移動制限装置と呼ぶこととし、この種の装置が持つべき特性について考察および解析による検討を行い、設計に反映すべき点を抽出した。

④ 上部構造の移動を押し留めるためには相当量のストロークが必要であること、および、その際に生ずる反力は非常に大きいので移動制限装置は全ての下部構造頂部に設けるとした方が適切であるとする結論を得た。

⑤ 移動制限装置の力学的特性として現段階で実用出来るものは「粘弾性型」「摩擦型」「変位硬化型弾性」であると考え、その反力を推定する式を提案し、それぞれの型式の移動制限装置を用いた場合の効果を知るために簡単な解析による挙動検討を行なった。

⑥ 下部構造の耐力や安定に影響のない部分に移動制限装置の反力をとることができれば合理的である。この目的に対しては、ノックオフジョイントの利用が有効であると考え、第2グループにおけるノックオフジョイント載荷実験結果を基に簡単な解析による挙動検討を行なった。解析の結果はこの種の装置を利用することが有効であることを示唆している。この点については、次年度さらに詳細な検討を行う予定である。

⑦ 橋の設計に際して、落橋防止構造および伸縮装置等の構造細目を設計する方法を検討し、マニュアルに記載すべき事項の一部を試案として示した。

⑧ マニュアルでは落橋防止構造および伸縮装置等の構造細目に関して、より具体的把握を可能にする

ため、視覚イメージに訴えるような概念図を示すことを考え、その一部を試案として示した。

3.5.2 落橋防止構造設計の基本方針

(1) 震害事例からの反映

橋梁被害としては、様々な形態と程度段階があり得るが、橋そのものに要求される機能を考えると「落橋；けたが落下して路面の連続性が失われる事態」が重大な折れ目であることは確かである。これを越えるものとしては、先の90年7月、フィリピン地震に見られるように、地盤が大規模に変形して、下部構造がまったく地盤内に呑み込まれてしまうような事態がある。しかしながら、この種の被害は、橋の建設地点を注意して選定することや、地盤改良等の橋の構造以外の努力によって解決されるべきものである。

免震で取り扱うような橋の、構造上の耐震設定においては、落橋に至るか否かと、それに至るまでにどの様な過程があって、どの様な機構がこれに関与したかという点が問題となる。

この章では、既往の震害の内から典型的な事例を取り上げ、それぞれの事態が落橋という最悪の事態に至るまでにどの程度の余裕が残されていたか、どの様な構造要素がそれを防いだのかという点を中心に考察を加え、橋の構造細目を決定する際に参考となる事項をまとめる。

「道路震災対策便覧（震災復旧編）[1]」では、橋の震害の程度を評価する目的で次の様な5段階表示が提案されている。

Ａｓ；落橋……落橋した場合

Ａ　；大被害……耐荷力の低下に著しい影響のある損傷を生じており、落橋等致命的な被害の可能性がある場合

Ｂ　；中被害……耐荷力の低下に著しい影響のある損傷であるが、余震、活荷重等による被害の進行が無ければ、当面の利用が可能な場合

Ｃ　；小被害……短期間には耐荷力の低下に影響のない場合

Ｄ　；被害なし……耐荷力に関して特に異常が認められない場合

この章で震害を参照する目的は夫々の事例において上記のＡｓに当てはまる結果となったものと、ＡやＢに止まったものとの間にどのような構造上の差があったのかを知ることである。

ｉ）１９６４年6月１４日　新潟地震[2),3)]

ａ．昭和大橋

昭和大橋は1964年に架設され、同年６月の地震によって、Ｇ５からＧ７までの３連の上部構造が落下するＡｓに分類される被害を受けた。この被害に至った要因として次の指摘がある。

① たわみやすい鋼管杭橋脚（パイルベント方式）を採用している。

② 各スパンとも単純げたである（図－3.5.1 を参照）。

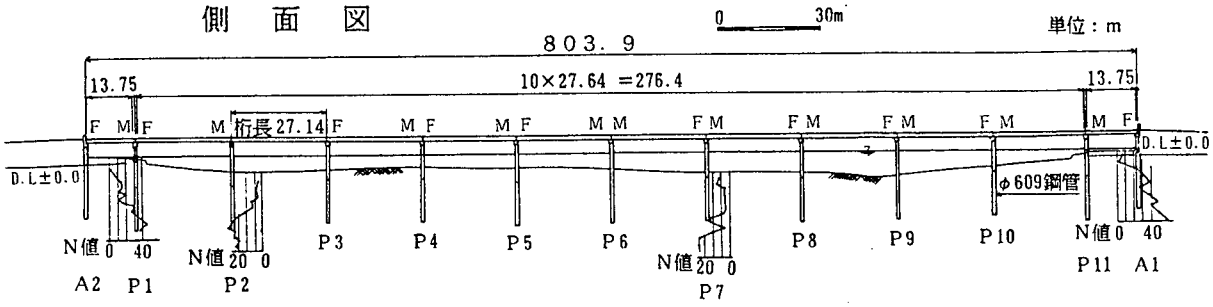
③ 移動制限装置および落橋防止装置が設置されていない。

④ 液状化により、杭に大きな変形が発生した（図－3.5.2 を参照）。

⑤ 橋台、橋脚の移動（最大で 1.2m以上）、傾斜、沈下、等により橋脚間に大きな相対変位が発生し

た。

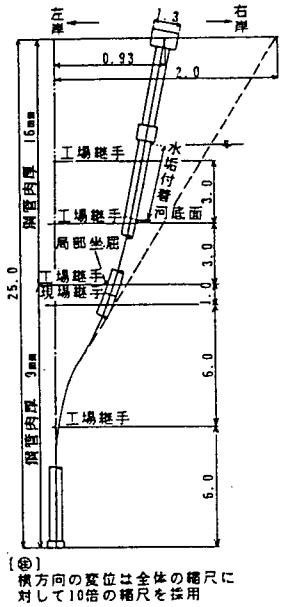
この震害事例によって、上下部構造および隣接する上部構造の相対変位を制限することの必要が認識されることになり、これ以後、設計方法の見直し、改良が行われた。



図－3.5.1　昭和大橋の概要[2),3)]

b．万代大橋

万代橋は、主径間が6径間連続固定アーチ橋（橋長 307m）で、前記の昭和大橋と同様の地盤上にあり、下部構造は大きく変位したが、全面的な落下には至らなかった。このことは、軟弱地盤において不静定構造が強い耐震性を持つという一般的な知見と一致する。ただし、地震直後の耐荷力としてはBに分類される程度に低下したとされている。

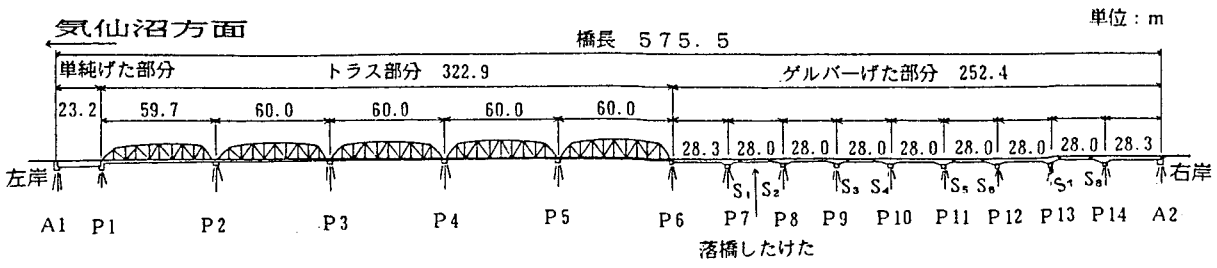


図－3.5.2
昭和大橋基礎鋼管杭の性状[2),3)]

ii）１９７８年６月１２日　宮城県沖地震[4)~7)]

a．錦桜橋

錦桜橋は、単純トラス5連、ゲルバー鈑げた9連の橋長 576mの橋梁である。1978年2月の地震によって鈑げた部の支承の移動制限装置の多くに損傷を受けており、修復計画中に再度地震を受けた結果、図－3.5.3 に示すゲルバーげたが落下するＡｓに分類される被害を受けた。地震後には P_8 橋脚支承の上沓は完全に下沓からはずれており、原位置に戻れない状態であった。P_6 橋脚位置ではトラスが鈑げたに衝突した痕跡が見られた。上下部構造間および隣接する上部構造間の相対変位を制限することが完全であれば、被害がここまで拡大することを避け得たと考えられる。可動支承部分に大きな相対変位が生じても原位置復帰できる構造とすることも有効である。



図－3.5.3　錦桜橋の概要[4)~7)]

b．千代大橋

千代大橋は、単純げた９連、橋長 310mの橋梁である。被害は脚柱張り出し部とフーチングの接合部におけるコンクリートの破壊および鉄筋のはらみ出しであり、橋脚の耐荷力としてはＢあるいはＣに分類される程度に低下したとされている。この橋においても隣接する上部構造が伸縮継手部分で衝突した痕跡が見られる。各橋脚が水平方向慣性力を分担する範囲が明確に限定されるようなけた端の遊間を設けること、伸縮継手部の接触によって過大な水平力が伝達されないような配慮が必要であると考えられる。

c．小野橋

小野橋は、単純げた13連、橋長 247mの橋梁である。P_4 からP_{12}の９径間において橋軸直角方向へ最大65cmのけた移動が見られた。支承は、12橋脚中の10橋脚においてアンカーボルトの破断が見られた。落橋を免れたのは、橋軸直角方向のけた掛り長が十分にあったためと考えられる。

iii）１９８９年１０月１７日　ロマプリータ地震[8),9)]

海外における震害例の内では、ロマプリータ地震によるサンフランシスコの被害が落橋防止構造に対する示唆を多く含んでいる。

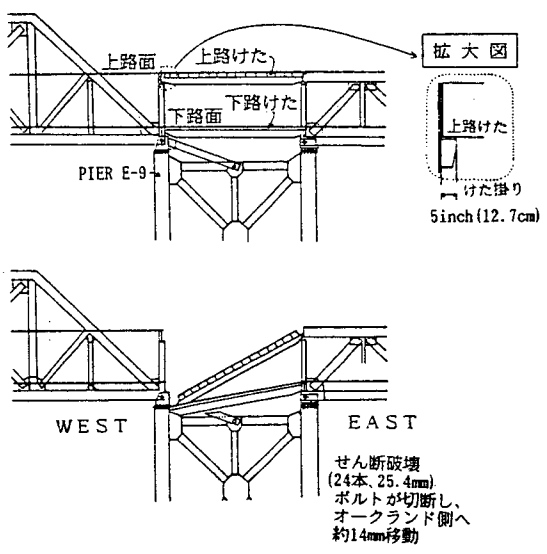
a．オークランドベイブリッジ

オークランドベイブリッジのＰＥ９においては、けた落下寸前に至る被害が生じたが、これに関して報告されている事実と類推される示唆をまとめると次のようである。

① けたがはずれたのはＰＥ９の天端に設けられた渡しげたであって、このけた自体は単純げたである。（図－3.5.4）

② けたは、はずれた後に完全に落下したのではなく、その下にある変電設備用けたに支えられて残った。意図したことではないが、この変電設備用けたは落橋防止装置として働いたことになり、外れたけたを大規模な損傷から守って震後復旧を大いに助けたと考えることができる。

③ はずれたけたのあるＰＥ９はメインスパンとアプローチとの境界に位置するものであり、「異なる特性を持つ構造部の境界に大きな相対変位が生ずる」という一般的な知見と合致する。



図－3.5.4　ベイブリッジＥ９橋脚上道路げたの落下と復旧[8),9)]

④ このけたのけた掛り長は５inchと非常に少なく、これがもう少し長ければはずれる事はなかったとされている。該当するスパンは、両支点とも一つの橋脚上にあるので、あまり大きなけた掛り長は必要がないと考えられたようであるが、上部構造慣性力以外の原因によっても変位が発生することがあることを考えるならば、このような位置であっても十分なけた掛り長を設ける必要があることを示唆

している。

b．シェラポイントブリッジ

この橋は設計時には非免震であったが、その後の耐震検討で免震化されたものである。ロマプリータ地震によっては震害がなかったと報告されているが、構造細目の視点から参考になる点が多く、次のようにまとめられる。

① 外観からは連続げた橋のように見えるが、主要構造部材の構成を良く見ると各列の橋脚上に比較的しっかりした横げたが設けられ、この横げたに縦げたが1スパンづつ架けられたものであり、単純げたが連続して架設された構造と考えた方が良い。

② 設計上の考え方として、床版を連続としたか否かははっきりしないが、各横けた上に伸縮継手は設けられておらず、地震による上部構造の水平方向挙動は全スパンとも一体として動いたと考えられる。

③ 免震装置としては、各橋脚天端と横げたの間に鉛プラグ入りゴム支承が設けられている。

④ 床版端部と橋台パラペットの間隙は非常に小さく、地震時に免震装置が有効に働くためには、先ずこの部分に部分的破壊が生ずる必要があるはずである。

⑤ ロマプリータ地震によっては、この部分が破壊するには至らず、従って免震装置による柔軟化及び減衰付与の効果は発揮されなかった。

⑥ このように地震が「ある程度の大きさに至るまでは非免震と同等であり、橋台パラペット等の部分破壊が生じるような大きさの地震を受けた時に免震となる」という設計があり得る。

⑦ ただし、この橋のように免震装置より上の上部構造があまりはっきりと一体化されていない場合には、バラバラに挙動することも考えられ、けた落下に対する安全性という点では不安が残る。

⑧ この橋については、横げたと縦げたをケーブルで連結する型式の落橋防止装置が施されている。

(2) 落橋防止構造に対する基本的な要求事項

過去の震害事例から類推すると、良く設計された橋はたとえ部分的破壊が生じても、その状態からけた落下に至るまでは相当量の余裕を持っていると考えることができる。ここでいう「良く設計された橋」とは次の各要素を持つものである。

① 相対変位を生じる箇所に十分な可動幅を持ち、衝突等の不測の接触が起こらない。

② 上記可動幅の範囲における動きは可逆的であり、原位置復帰を妨げない。

③ 橋全体の特性を見渡した場合に、著しくスパンの異なる上部構造が隣接したり、基礎形式が異なる等の異なる特性が隣り合う部分が注目されるべきであり、この部分に十分な配慮が払われている。

④ 重要な部分には、何重にも安全策がとられている。

⑤ 上下部構造間、隣接する上部構造間、端部げたの各部分に過大な移動を制限する配慮が払われている。

⑥ 不測の事情により、過大な相対変位が発生した場合であっても、上部構造を支えることができる十分なけた掛り長が設けられている。

項目⑤に関して移動を制限する目的で設ける装置を本報告書では、「広義の移動制限装置」と呼ぶこと

にする。道路橋示方書に定義される移動制限装置は、温度変化や乾燥収縮等によるけたの伸縮以上の変位を拘束する目的で設けるものであって、主に固定、可動の別のある橋を想定した規定となっているが、ここではこの規定によらないものであっても、相対変位を制限する目的で設けられるすべての装置を、この呼称で呼ぶものとする。

橋が落橋に至る原因の内で決定的な影響を持つものは、過大な相対変位が発生することであると考えることができる。従って、要求事項としては相対変位を抑制することと、発生した相対変位を包含することに焦点を絞ってまとめた。相対変位は、“地震によって生ずる上部構造慣性力が主な原因となって発生する分”と“地震による地盤の変状が原因となって下部構造が変位する分”に分けて考えることができる。これらの内の慣性力による分は、主に移動制限装置によって対応すべきであると考えられる。ただし、発生した相対変位を包含するためには、地盤変状による分を含める必要があり、けた掛り長の規定にはこの点の配慮が必要となる。

3.5.3 落橋防止構造の作動原理の検討

(1) 作動原理の分類

先に「(2)落橋防止構造に関する基本的な要求事項」において広義の「移動制限装置」として説明した装置が橋のどの部分に設けられるべきか、その力学的特性としてどのようなものが現実的かという点について考察する。

ｉ）設置位置による分類

道路橋示方書耐震設計編に規定されている一般的な非免震の橋においては各下部構造頂部の支承に固定・可動の区別があり、上下部構造間の相対変位を拘束する装置は次のように設置されるように決められている。

① すべての可動支承には、温度変化等の地震以外の原因によるけた伸縮以上の変位を拘束する「移動制限装置」を設ける。

② けた端部には、上下部構造を連結するか、あるいは隣接するけた相互を連結するための「落橋防止装置」を設ける。

免震の橋については上下部構造間を柔軟に結合して、地震時においても相対変位を許容するのが基本であるから上記①の考え方は適用できない。

②の考え方は、「橋軸方向に変位することが落橋につながるのは、けた端部においてである」とする考察によるものである。免震の橋においても、この事情は共通であるが、レベル２を越えるような大きい地震動を受けた際に受け止める力は非常に大きいので連続けたの端部のみで止めることが無理な場合が多い。

以上のことを考えて、免震の橋において移動制限装置を設置する位置は次のように考える。

ｉ．上下部構造間を連結して移動を制限する装置はけた端部のみでなく、すべての下部構造の頂部に設ける。

ii．上記においては、地震による上下部構造間相対変位を考慮に入れた上で十分な量の遊間を設ける。

ⅲ．けた端部における下部構造が十分な水平耐力を持っている場合、あるいは下部構造の応力・安定に影響を与えない場所に反力が取れる場合にはⅰによらなくても良い。

ⅱ）作動パターンによる分類

免震の橋において広義の移動制限装置を落橋防止構造として設ける場合には、比較的小さい地震動(Ex. レベル1）に対しては作動しないように遊間を設ける。それ以上の地震動（レベル2）に対しては次の2通りの考え方をとることができる。

① レベル2の地震動による変位を越える変位が生じたその時点から広義の移動制限装置が作動を始めるように遊間を設定する。

② 上記遊間をレベル1による変位より大きく、レベル2による変位より小さい中間の位置に対応するように設定する。

設計の考え方としては①を原則とするのが自然であるが、この場合には移動制限装置が作動を始めてから上下部構造間の相対速度が停止するまでの間にストロークが必要である。ストロークが非常に大きくなって主要構造物間の遊間がこれに見合うだけとれない場合や、レベル2による変位そのものが非常に大きくて、これを抑制する必要がある場合には②の設定を選ぶことになる。この場合には免震装置が途中から硬化したのと同じことになるので、レベル2に対する設計計算および照査においては移動制限装置の特性を加えて検討を行なわなければならない。

ⅲ）力学的特性による分類

落橋防止構造として設ける広義の移動制限装置の力学的特性としては次のような性質が要求される。

① 作動し始めた後に急激な反力増加を発生しない。

② 作動することによって大きな反発を発生したり、振動をかえって増幅することがない。（緩衝）

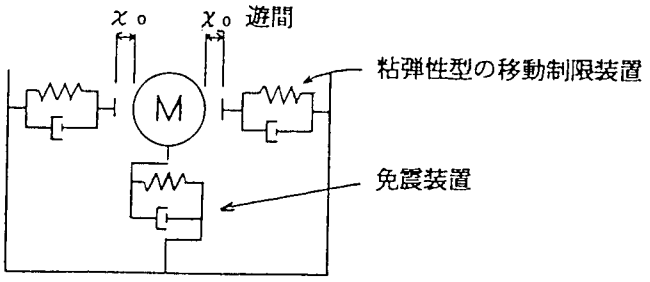
③ 適当な量のストロークの範囲で挙動を停止することができる。

構成材料として何を使うかを勘案しながら実現可能な反力特性パターンを選ぶと、次の3種類があげられる。

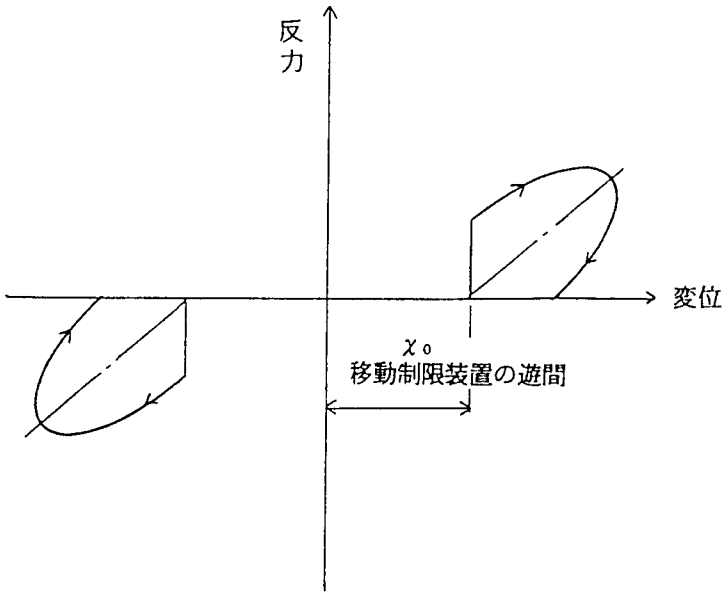
a．粘弾性型

ショックアブソーバとして最も良く用いられるタイプの装置である。

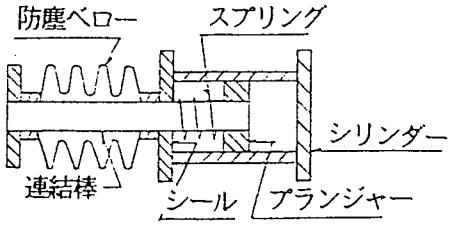
構造原理としては図－3.5.5 示すように線型のばねと速度に依存する反力を生ずるダンパーを組み合わせて用いる。その反力履歴を図－3.5.6 に示す。接触した瞬間には相当の相対速度を持っているのでダンパーによる反力が大きく、ストロークが伸びるに従ってばね反力がこれに替って発生する。具体的には、図－3.5.7 に示すダンバートン橋に見られる例や鉄道車輌の連結に見られるような金属のコイルばねと簡単なオイルダンパーを組み合わせたものがこれに相当する。



図－3.5.5　粘弾性型の移動制限装置の構造原理



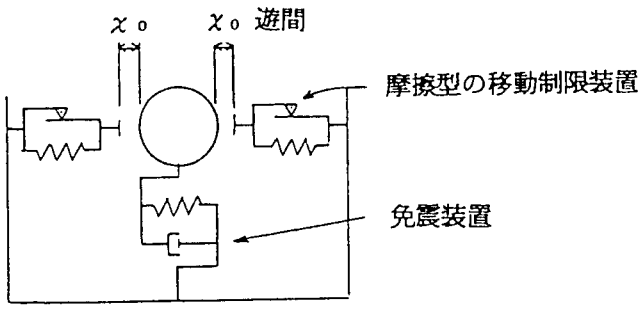
図－3.5.6　粘弾性型の移動制限装置の反力履歴



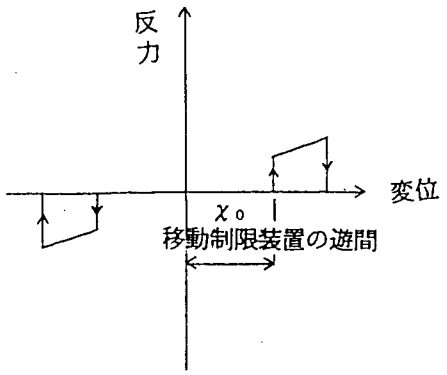
図－3.5.7　ダンバートン橋に見られる粘弾性型の移動制限装置

b．摩擦型

構造原理としては図－3.5.8 に示すように摩擦型の反力を発生する装置と線型のばねを組み合わせて用いる。その反対履歴を図－3.5.9 に示す。並設ばねは移動制限装置を常に原位置に復帰させる目的で設けるものであるが、移動制限装置が1回の地震に対してその最大動を抑制するだけで良いと考えるならばこの原点復帰ばねは不要である。例えばノックオフ装置は実験によって摩擦型反力を発生することが確認されており、この場合には並設ばねを伴わない摩擦型移動制限装置として用いることができる。

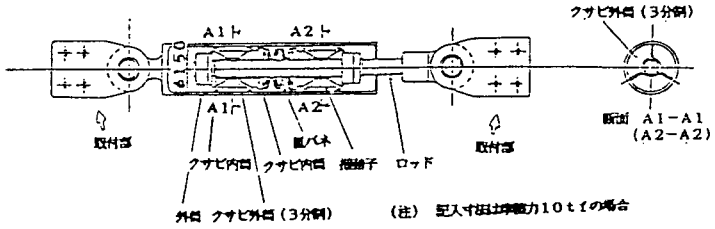


図－3.5.8　摩擦型の移動制限装置の構造原理

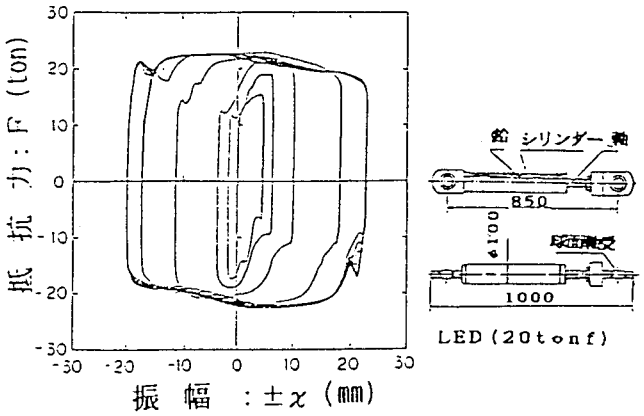


図－3.5.9　摩擦型の移動制限装置の反力履歴

摩擦型の反力を発生する装置としては図－3.5.10に示す摩擦を利用するものや、図－3.5.11に示す鉛の塑性を利用するものがある。



図－3.5.10　摩擦を利用する装置の事例



L E D 履歴曲線

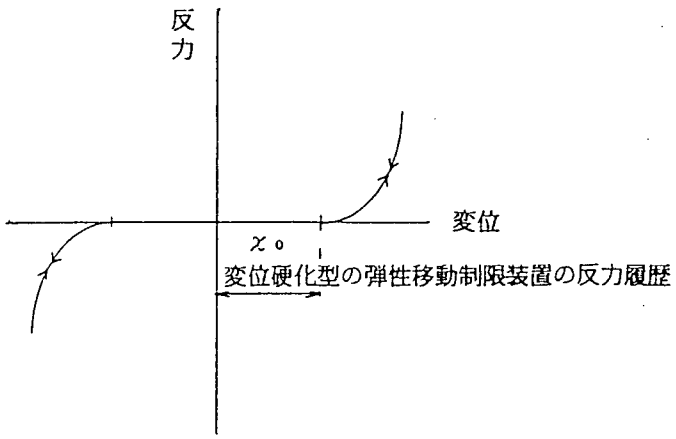
図－3.5.11　摩擦型の反力を発生する装置と反力履歴の事例
（鉛押し出し式ダンパー）

c．変位硬化型弾性

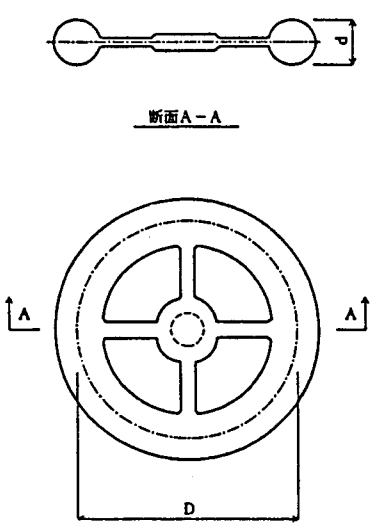
構造原理としては図－3.5.5 粘弾性型の移動制限装置の構造原理に示したもののばねをその剛性が変位に依存する非線型のばねに置換えたものを用いる。その反力履歴を図－3.5.12に示す。

具体的には例えばゴムを圧縮するタイプの装置がこれに相当する。ゴムを圧縮した場合には、接触の直後の反力が大きく、除々にその剛性が増すのでこの点は移動制限装置に要求される「確実に停止させる」特性を持つと考えられる。

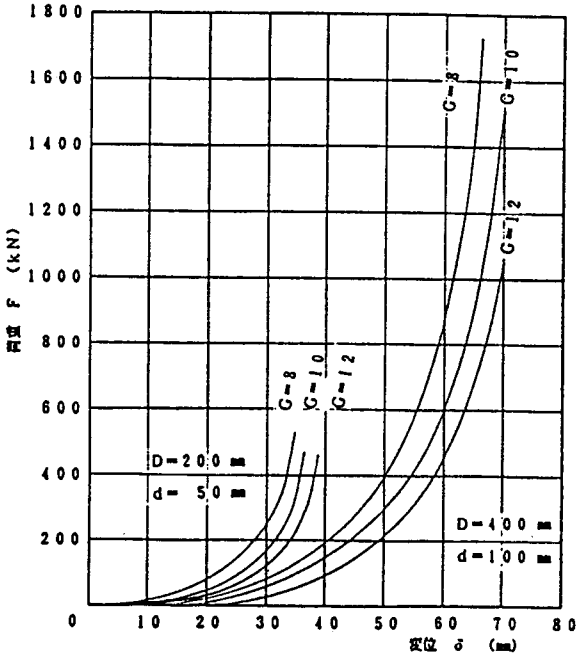
ニュージーランドMWDによってこの種の装置と載荷実験の結果が報告されており、外形寸法を図－3.5.13に、載荷実験による反力―変位曲線を図－3.5.14に示す。



図－3.5.12　変位硬化型弾性移動制限装置の反力履歴



図－3.5.13　ゴム製移動制限装置の一例



図－3.5.14　図3.5.13に示した装置についての載荷実験結果の例

図－3.5.13に示したような、断面が円で、環状のゴム製の装置の反力特性を表現するものとして式－3.5.1)～3.5.3)を提案する。図－3.5.14の実験値をあてはめ、式中の係数を求めたものを表3.5.1 に示す。

$$F_A = Ka \cdot \gamma^n \qquad (3.5.1)$$

ここに

$$Ka = Ra \cdot A \cdot N_p \qquad (3.5.2)$$

$$\gamma = \frac{\delta}{N_t \cdot t_e} \qquad (3.5.3)$$

ここに

F_A ；移動制限装置の反力

K_a ；歪＝１．０の時の反力（仮想）

R_a ；歪＝１．０の時の断面積当り反力（仮想）

N_p ；歪列枚数

A ；断面積

γ ；歪

δ ；圧縮変位

N_t ；重ね枚数

t_e ；１枚の厚さ

n ；係数

表3.5.1） 式（3.5.1）～（3.5.3）に用いる係数の一例

形 式	R_a（t／cm²）	n	A（cm²）	t_e（cm）
A	1．20	4．8	942．5	10
B			233．6	5

(2) 解析による検討

ｉ）解析の目的と方針

先に「(1)作動原理の分類」で説明した広義の移動制限装置が作動した場合に発生する橋の各部の挙動を動的解析によって求める。それらの内から実用し得る特性値の範囲を選定してガイドラインに推薦案として反映するのがこの章における解析の目的である。

この章において検討を行う移動制限装置はレベル３の地震動に対する構造細目のあり方を探る努力の一環であり、設計方法として力学的な検討を薦めるものでは決してない。あくまでレベル２を越えた後で何か起こるかについての傾向を把むことを目的とする解析を示したものである。

ａ．想定する地震動

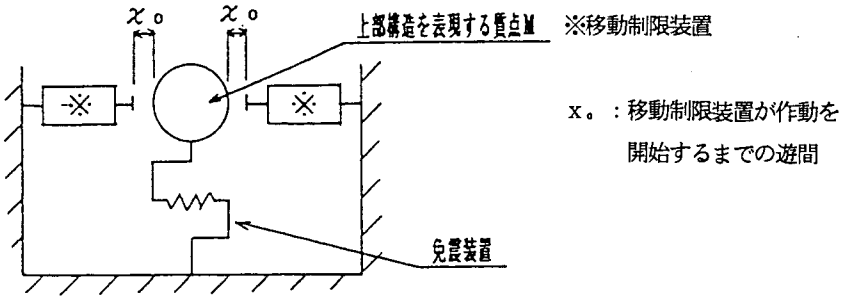
橋を設計する際に想定する地震動をレベル１～レベル３の３段階に分けて設定したが、落橋防止構造を検討するのはこの内のレベル３の地震動である。レベル３地震動はレベル２として数値によって定義した地震動を越えるものであり、本来は定量的に定義しないものであるが、ここでは便宜上、レベル２として設定した応答スペクトルの 1.5倍の強度を持つものを仮定して用いる。この仮定の目的はレベル２を越える地震動による挙動の傾向を概略的に求め、設定した移動制限装置特性のどの範囲が支えるのかを定性的に判断することにある。応答スペクトルは地盤種ごとに規定されているが、この章における解析には「第Ⅱ種地盤に用いる地震動」の応答スペクトルを用いる。先に「3.5.1 落橋防止構造の基本方針」において橋が落橋に至る原因を“地震による慣性力の影響”と“地震による地盤の変状”の２つに分けたが、ここでの解析は前者に着目する。

ｂ．落橋防止装置の特性

前章「ⅲ）力学的特性による分類」でとりあげた３種類の特性パターン「粘弾性型」「摩擦型」「変位硬化型弾性」についてパラメトリックな試算を行う。

c．解析モデル

解析に用いるモデルは図－3.5.15に示すような1質点1自由度系の振動モデルとし、※印の部分に各種の移動制限装置反力特性を設定する。



図－3.5.15　解析モデル

このモデルにおいては、免震装置と移動制御装置のみを考えた反力が上部構造の挙動に関与するものとし、下部構造剛性は非常に大きいものと便宜的に仮定して計算には反映していない。下部構造の耐力安全性についてはこのモデルによって得られた総反力を用いて検討するものとする。このモデルでは「ｉ）設置位置による分類」において説明したように、連続するけたを支える全ての下部構造頂部に移動制限装置を設けることを想定している。従って図－3.5.15に示す質点Mは、該当する下部構造が支える1スパン分に相当し、免震装置および移動制限装置は該当下部構造の頂部に設けられる1セット分に相当する。

d．応答計算の方法

解析モデルの質点Mに免震装置と移動制限装置の両方が作用した際の挙動を知る目的で次の2通りの方法で計算を行った。

① 応答スペクトル法（等価線形化手法）

② 時刻歴演算法

上記の内①は、免震と移動制限装置の両方が作動している時点での構造系の全体をとらえてパラメータを設定することが可能であり、目的とする適値をくまなく探るのに適している。しかしながらその解は変位の最大値が得られるのみであって、落橋防止構造のように衝撃的な力が授受される現象を扱う場合には、反力の最大値が得られるとは限らない。そこで移動制限装置が作用を始めた後に急激に反力が増加する様子を逐時に追いかける目的で②の手法による解析を同時に行って両者を総合的に比較し、考察を行うこととした。

e．ガイドラインへの反映

レベル3地震動に対応した設計の方法としては数値を用いた詳細な計算を行うのではなく、橋を全体の系としてとらえた概括的な考察によるものが望まれる。ここでの結論は例えば次のような点についてまとめる。

① 移動制限装置の等価剛性は免震装置の何倍程度が適しているか

② 緩衝のために必要なストローク（行程）はどの程度必要か

ガイドラインの具体的な文案は、これらの結論の各々を1行で表現できる程度の簡単な数式で提案するつもりである。

ii）応答スペクトル法による検討

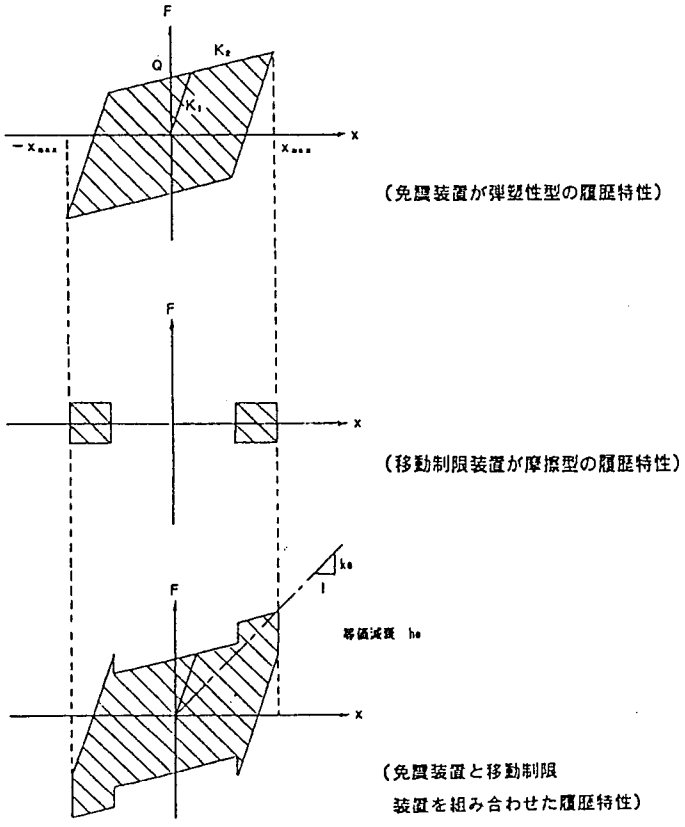
a）モデル化の方法

応答スペクトル法に基づく検討においては、①上部工を一自由度系でモデル化する、②下部工の剛性を非常に大きいと仮定する、③移動制限装置は下部工天端と同一の動きを示す、という仮定のもとに、iii）力学的特性による分類の項に示したモデル化を行った。また、免震装置および移動制限装置の復元力特性はともに、一般に非線形となるが、ここでは両者を一体とした反力の履歴特性を等価線形化して解析した。

等価線形化の方法を図－3.5.16に示す。図－3.5.16は、免震装置が弾塑性型、移動制限装置が摩擦型の場合を示している。図－3.5.16に示したように、免震装置と移動制限装置を一体とした履歴特性において、最大変位点と原点を結ぶ直線の勾配として等価剛性k_eを定義し、半サイクル間の履歴に伴うエネルギー損失△Wをもとに、次式で等価減衰定数h_eを定義した。

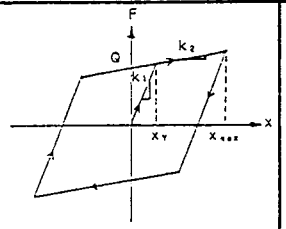
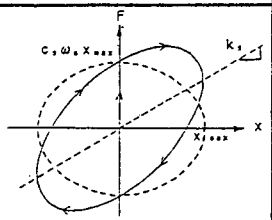
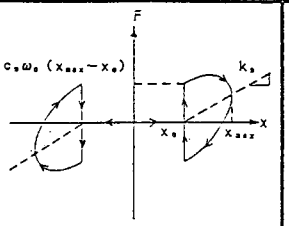
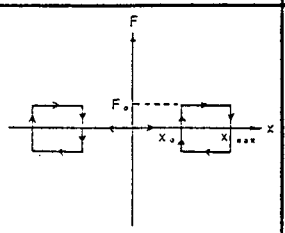
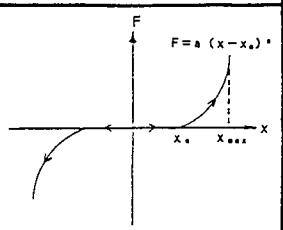
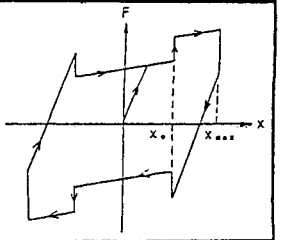
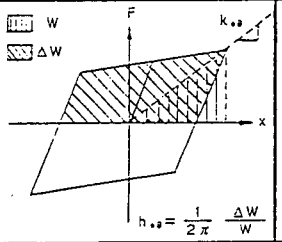
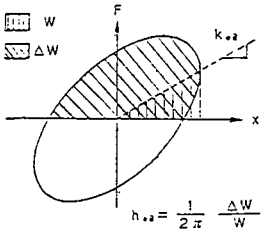
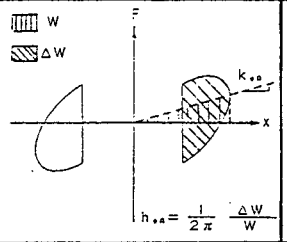
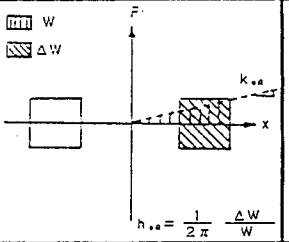
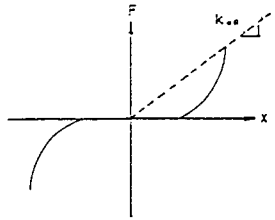
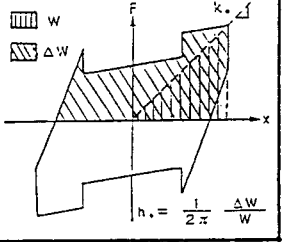
$$h_e = \frac{1}{2\pi}\frac{\triangle W}{W} \quad 、 \quad W = \frac{1}{2} k_e \cdot X_{max}^2 \qquad (X_{max}：最大変位)$$

以下の解析で用いた、免震装置の履歴特性としては、代表的なものとして、弾塑性（バイリニア）型と粘弾性型の2種類とし、移動制限装置としては、種々のものが考えられるが、ここでは、装置として設計・製作上の可能性が高い粘弾性型、摩擦型および変位硬化型弾性の3種類を考えた。以上の履歴特性を有する免震装置と移動制限装置に対して、それぞれの履歴特性のパラメータ、等価線形化時の等価剛性と等価減衰定数の表示式を示したのが表－3.5.2 である。



図－3.5.16　履歴特性の等価線形化の方法

表－3.5.2　免震装置と移動制限装置の履歴特性と等価線形化

	免震装置		移動制限装置			免震装置＋移動制限装置
	弾塑性型	粘弾性型	粘弾性型	摩擦型	変位硬化型弾性	
履歴特性						
等価減衰定数 he の定義						
keとheの表示式	(i) 降伏変位 x_y を用いた場合 $k_{eq}=\frac{k_1}{\mu}(1-r+\mu r)$ $h_{eq}=\frac{2}{\pi}\frac{(1-r)(\mu-1)}{\mu(1-r+\mu r)}$ ここに、$r=\frac{k_2}{k_1}$、$\mu=\frac{x_{max}}{x_y}$ (ii) 降伏荷重Qを用いた場合 $k_{eq}=k_2\frac{1+\alpha}{\alpha}$ $h_{eq}=\frac{2}{\pi}\frac{(1-r)\alpha-r}{\alpha(1-r)(1+\alpha)}$ ここに、$r=\frac{k_2}{k_1}$、$\alpha=\frac{k_2 x_{max}}{Q}$	$k_{eq}=k_e$ $h_{eq}=\frac{c_e\omega_e}{2k_e}$	$k_{eq}=\frac{k_2}{\eta}$ $h_{eq}=\frac{c_e\omega_e}{2k_e\eta}$ ここに、$\eta=\frac{x_{max}}{x_{max}-x_e}$	$k_{eq}=\frac{F_e}{x_{max}}$ $h_{eq}=\frac{2}{\pi\eta}$ ここに、$\eta=\frac{x_{max}}{x_{max}-x_e}$	$k_{eq}=\frac{a(x_{max}-x_e)^n}{x_{max}}$ $h_{eq}=0.0$	$k_e=k_{eq}+k_{e\alpha}$ $h_e=\frac{k_{eq}h_{eq}+k_{e\alpha}h_{e\alpha}}{k_{eq}+k_{e\alpha}}$

b）計算方法

表－3.5.2 に示すような等価線形化手法において、免震装置および移動制限装置のパラメータは、表－3.5.3 に示すようになる。レベル3における免震装置と移動制限装置を組み合わせた全体構造の固有周期をレベル3における全体の固有周期T_{L3}'とする。また、摩擦型の移動制限装置における、移動制限装置による反力を上部工重量で割った値を摩擦係数μとする。今回の計算に用いたパラメータの入力値を表－3.5.4 に示す。また、移動制限装置は、レベル2の地震動による変位が生じた時点から作動するものと考え、上部工と移動制限装置の遊間X_0をレベル2での免震装置の最大変位とした。外力条件としての地震動スペクトルは、レベル2の 1.5倍を設定している。

レベル2における計算では、免震装置のパラメータを用いて、表－3.5.2 に示す免震装置の等価線形化により等価剛性、等価減衰定数を設定し、応答スペクトル法に基づく繰り返し計算を行い、上部工と移動制限装置の遊間X_0を求める。

レベル3における計算では、免震装置と移動制限装置のパラメータを用いて、表－3.5.2 に示す等価線形化により全体構造の等価剛性、等価減衰定数を設定し、応答スペクトル法に基づく繰り返し計算を行い、最大変位量X_{max}、反力Fを求める。

表－3.5.3　免震装置と移動制限装置のパラメータ

免震装置	弾塑性型	T_h（あるいはT_s） Q／W γ（$=k_2/k_1$）
	粘弾性型	T_h（$=T_s$） H_B
移動制限装置	粘弾性型	T_{L3}' H_A、X_0
	摩擦型	T_{L3}'（あるいはμ） X_0
	変位硬化型弾性	T_{L3}' X_0

T_s　：L－1における免震装置の固有周期
T_h　：L－2における免震装置の固有周期
T_{L3}　：L－3における免震装置の固有周期
T_{L3}'　：L－3における全体の固有周期
H_B　：免震装置の減衰定数
H_A　：移動制限装置の減衰定数
μ　：移動制限装置の摩擦係数
X_0　：移動制限装置の作動し始める変位
Q　：免震装置の降伏荷重
W　：上部工重量
k_1　：免震装置の一次剛性
k_2　：免震装置の二次剛性

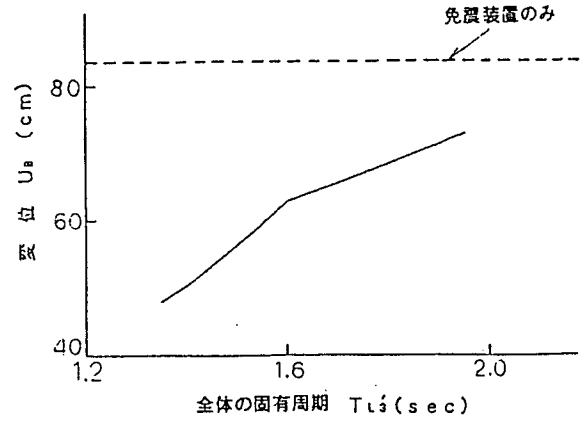
表－3.5.4　計算に用いたパラメータの入力値

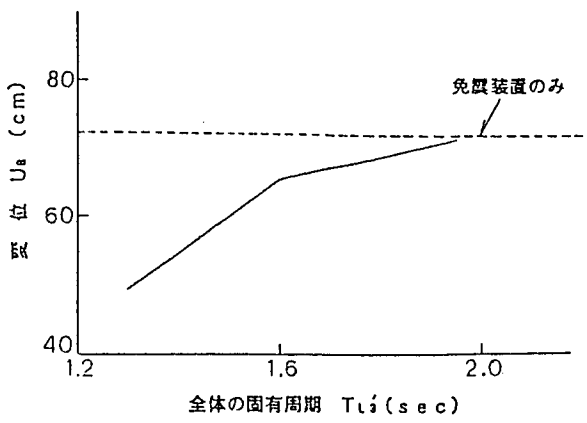
	免震装置	移動制限装置		
		粘弾性型	摩擦型	変位硬化型弾性
弾塑性型	・T_h ＝2.1sec （T_s ＝1.5sec） ・Q／W＝0.15 ・k_2/k_1 ＝1/6.5	・T_{L3}' ＝ 1.35～2.00 sec ・H_A ＝0.15	・T_{L3}' ＝1.35～2.00 sec （μ＝0.0 ～0.6）	・T_{L3}' ＝1.35～2.00 sec
等価線形型	・T_h ＝2.0sec （T_s ＝2.0sec） ・H_B ＝0.15	・T_{L3}' ＝1.30～2.00 sec ・H_A ＝0.15	・T_{L3}' ＝1.35～2.00 sec （μ＝0.0 ～0.6）	・T_{L3}' ＝1.30～2.00 sec

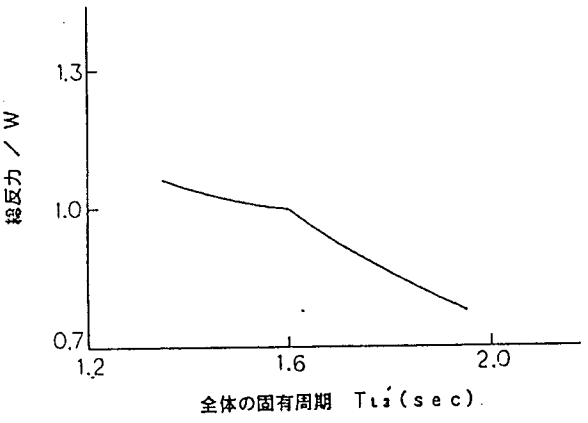
c）計算結果

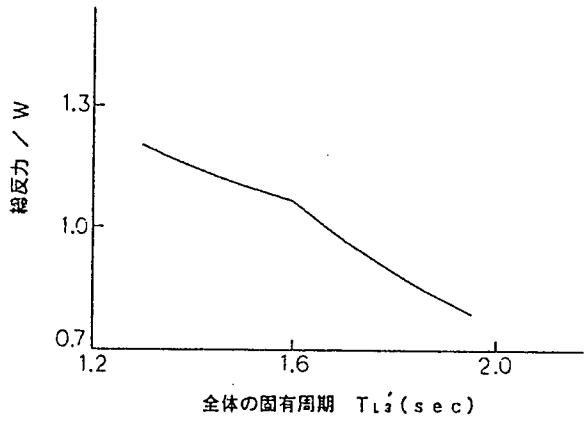
図－3.5.17～図－3.5.22に、表－3.5.4 に示した6ケースの計算結果を示す。それぞれの場合で、レベル3の変位、免震装置と移動制限装置から作用する反力の合力、および移動制限装置から作用する力を示した。図における反力については、上部工重量で割った震度で表示している。また、変位の図で破線で示しているのは、レベル3での免震装置のみでの変位である。

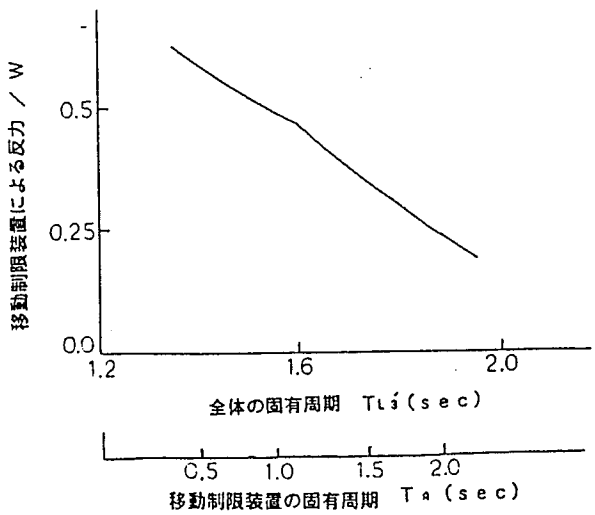
これらの図より、移動制限装置が変位硬化型弾性の場合の変位が他より少し大きめであるが、減衰を考慮していないためと考えられる。免震装置と移動制限装置の履歴特性によって多少の差は見られるが、全体的には、変位で45～75cm程度、総反力で0.7 ～1.2 G程度、移動制限装置の反力で0.0 ～0.65Gの程度の変動がうかがえる。

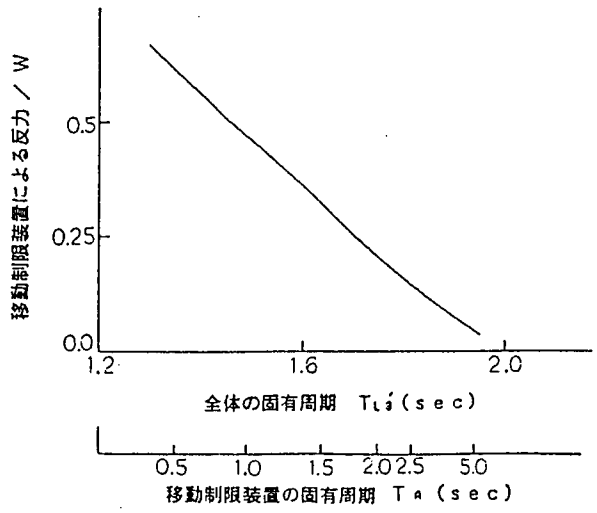






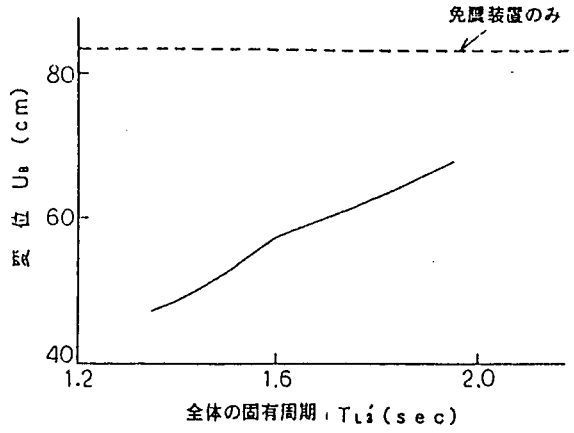


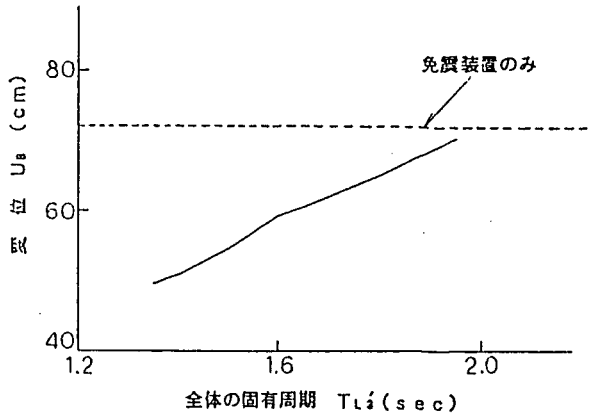


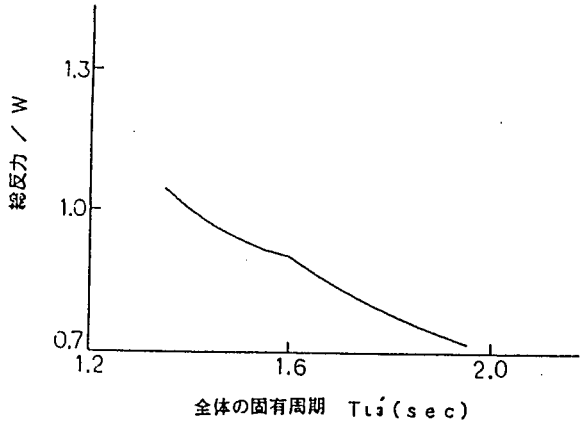


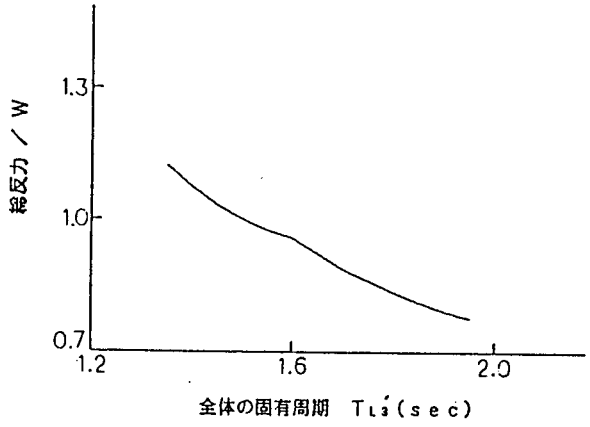
図－3.5.17　計算結果（免震装置が弾塑性型、移動制限装置が粘弾性型の場合）

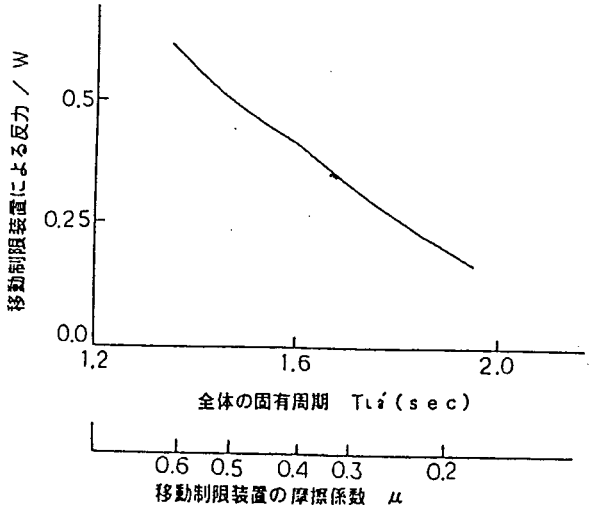
図－3.5.18　計算結果（免震装置が等価線形型、移動制限装置が粘弾性型の場合）

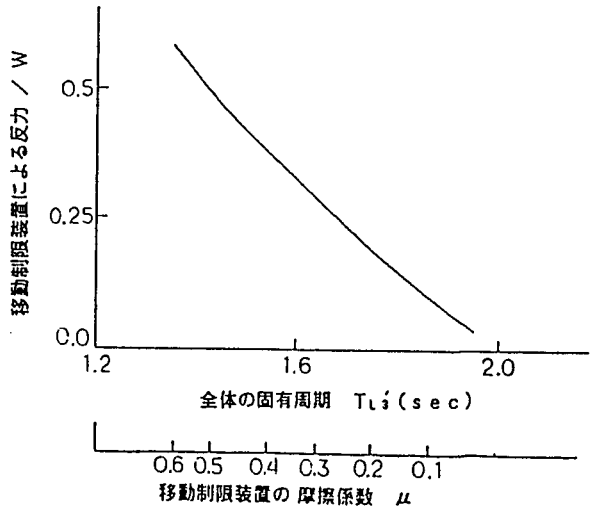






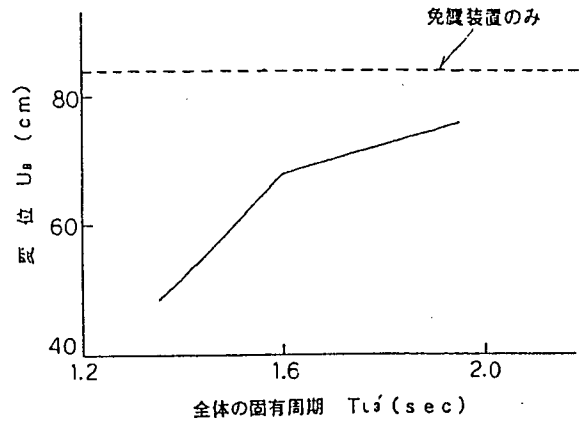


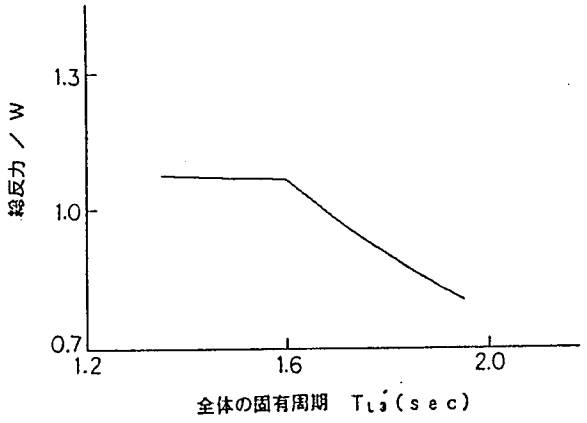


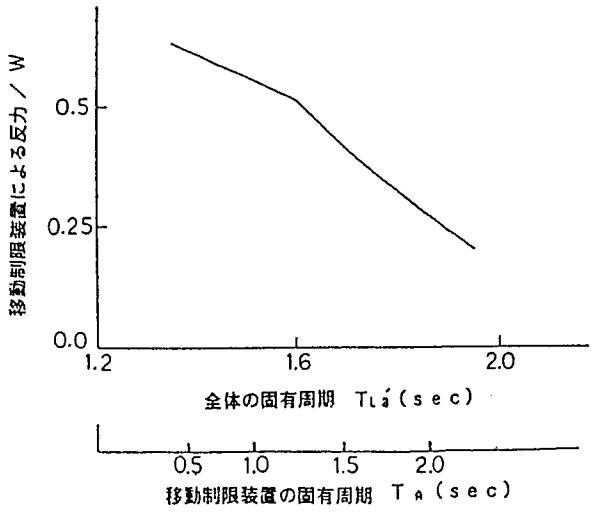


図－3.5.19　計算結果（免震装置が弾塑性型、移動制限装置が摩擦型の場合）

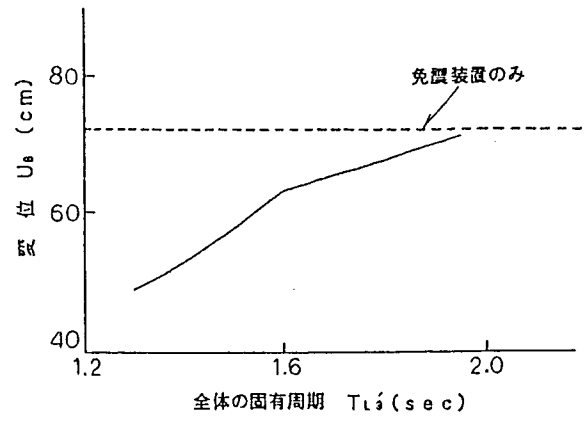
図－3.5.20　計算結果（免震装置が等価線形型、移動制限装置が粘弾性型の場合）

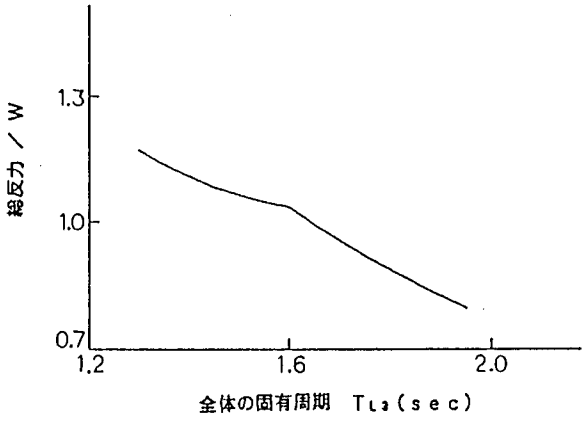


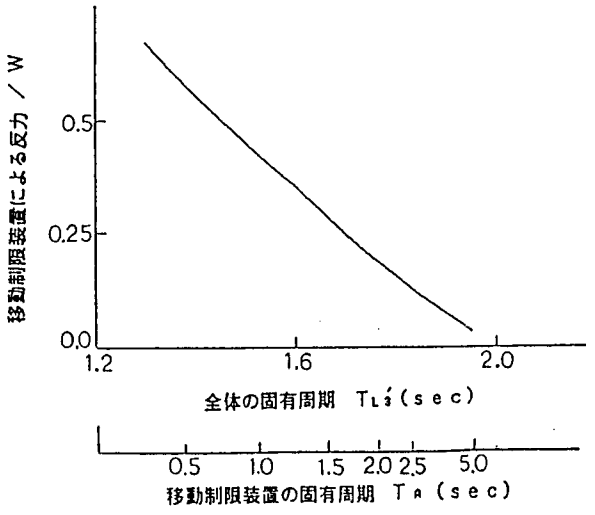




図－3.5.21　計算結果（免震装置が弾塑性型、移動制限装置が変位硬化型弾性の場合）







図－3.5.22　計算結果（免震装置が等価線形型、移動制限装置が変位硬化型弾性の場合）

ⅲ）時刻歴演算法による検討

時刻歴演算法による検討はモデルのパラメータを連続的に変化させるのではなく、前節で行った応答スペクトル法による検討で探した代表的なパラメータを選び、選んだケースについて反力の時間的な変化を調べる。

a．計算方法

図－3.5.15に示した解析モデルを用い、式3.5.4)に示した運動方程式を直接積分法によって解き、時刻歴応答を求める。

〔運動方程式〕

$$M \cdot \ddot{X} + C \cdot \dot{X} + K_B \cdot X + F_A = M\ddot{e}(t) \quad \text{(3.5.4)}$$

ここに

M ；上部構造を表現する質点の質量

C ；系の減衰係数

移動制限装置が作動しない範囲 $X \leqq X_0$ の時 $C = C_B$

移動制限装置が作動する範囲 $X \geqq X_0$ の時 $C = C_B + C_A$

C_B ；免震装置の減衰係数

C_A ；移動制限装置の減衰係数

K_B ；免震装置の等価バネ定数

F_A ；移動制限装置の反力（移動制限装置の力学特性の種類ごとに設定し、次節以降において説明）

$\ddot{X}$, $\dot{X}$, X ；系の加速度、速度、変位

$\ddot{e}(t)$ ；式3.5.6)による入力

t ；時間

〔初期条件〕

上部構造質点が構造系の中立位置（X＝0）にある時、式3.5.4)による初期速度 V_0 を持つものとする。

$$V_0 = S_{A3} \cdot \left(\frac{T_B}{2\pi} \right) \quad \text{(3.5.5)}$$

S_{A3} ；移動制限装置が作動しないと仮定し、応答スペクトル法によって求めた加速度応答値

T_B ；等価固有周期

〔入力〕

$$\ddot{e}(t) = 2 \cdot h_B \cdot S_{A3} \cdot \cos\left(\frac{2\pi}{T_B} \cdot t \right) \quad \text{(3.5.6)}$$

ここに

$\ddot{e}$（t）；モデルに与える入力

h_B　　；系の等価粘性減衰定数

ここに示した初期速度と入力を与えることによって応答スペクトル法による解と同等の定常振動状態を模擬し、原点通過の時点から以後の挙動を計算することになる。

この章における解析では移動制限装置を主な着目点としているので、これについては考えられる限りの種類を用意した。免震装置をモデル化するにあたっては等価線形化したものを用い、次に示すようにごく平均的な特性を与えることにした。

$$K_B = M \cdot \left(\frac{2\pi}{T_B}\right)^2 \qquad (3.5.7)$$

$$C_B = 2 \cdot h_B \cdot M \left(\frac{2\pi}{T_B}\right) \qquad (3.5.8)$$

ここに

K_B ；免震装置の等価バネ定数

M　；上部構造を表現する質点の質量

T_B ；免震装置の等価固有周期　　（2.0秒）

C_B ；免震装置の等価粘性減衰係数

h_B ；免震装置の等価粘性減衰定数　（15%）

この章における計算では、免震の橋を設計する場合に一般的に設定されるであろう特性としてT_B =2.0 秒、h_B =15%を仮定した。この特性値を選ぶに当たっては、次に示す試算結果を参考にした。

一般的な免震装置はその剛性が変位に依存して変化するので、例えばレベル１地震動を入力した時の等価固有周期を設定するとそれより大きなレベル２の地震動に対してはこれよりも長い等価固有周期を持つことになる。鉛プラグ入りゴム支承のようなバイリニア型の反力特性を想定してレベル１の時の等価固有周期を1.5 秒、降伏荷重化Q／Wを0.15とすると

レベル２地震動を入力した時の変位は47.0cmとなり

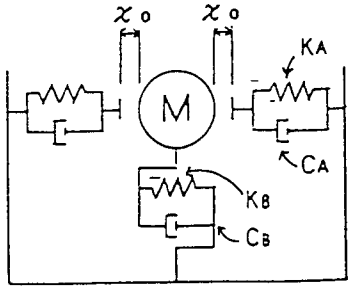
固有周期T_h は 2.1秒　　減衰定数は19.8%となる。

レベル２の 1.5倍の地震動を入力した時の変位は83.7cmとなり

固有周期は 2.3秒　　減衰定数は13.7%となる。

b．粘弾性型の移動制限装置による検討

この解析では図－3.5.23に示すような線形のばねと速度に比例する反力を生ずるダンパーを組み合わせた移動制限装置をモデル化する。



図－3.5.23　粘弾性型の移動制限装置を検討するためのモデル

応答解析においては式3.5.4)に示した運動方程式中の移動制限装置の反力F_Aを式3.5.9)によって与える。

$$F_A = K_A \cdot SGN(X) \cdot |X - X_0| + C_A \cdot V \quad \text{(3.5.9)}$$

ここに

F_A ；移動制限装置の反力

K_A ；移動制限装置の等価ばね

X ；系の変位

X_0 ；移動制限装置の作動遊間

V ；系の速度

移動制限装置が作動する範囲は次の2条件が両方とも満足される場合である。

① $|X| \geqq X_0$ （作動遊間を越える変位が発生している）

② $F_A \cdot X \geqq 0$ （移動制限装置の反力が質点を押し戻す方向に働いている）

各々の計算ケースにおいて移動制限装置の等価バネおよび等価粘性減衰係数は式3.5.10）～3.5.11）によって設定する。

$$K_B = M \cdot \left(\frac{2\pi}{T_A}\right)^2 \quad \text{(3.5.10)}$$

$$C_A = 2 \cdot h_A \cdot M \left(\frac{2\pi}{T_A}\right) \quad \text{(3.5.11)}$$

ここに

K_A ；移動制限装置の等価ばね

M ；上部構造質点の質量

T_A ；移動制限装置の等価固有周期

C_A ；移動制限装置の等価粘性減衰係数

h_A ；移動制限装置の等価粘性減衰定数

〔移動制限装置が免震装置と同程度の減衰定数を持つ場合〕

減衰定数を免震装置と同じ15％とし、ばね剛性を免震装置の0.5 倍～3.5 倍の範囲で変化させた場合の応答を、図－3.5.24に反力－変位履歴として示す。この図において、横軸は系の変位、縦軸は系の総反力（免震装置反力と移動制限装置反力の和）を質点の重量で割ったものであって、物理量としては設計震度と同じ次元のものである。

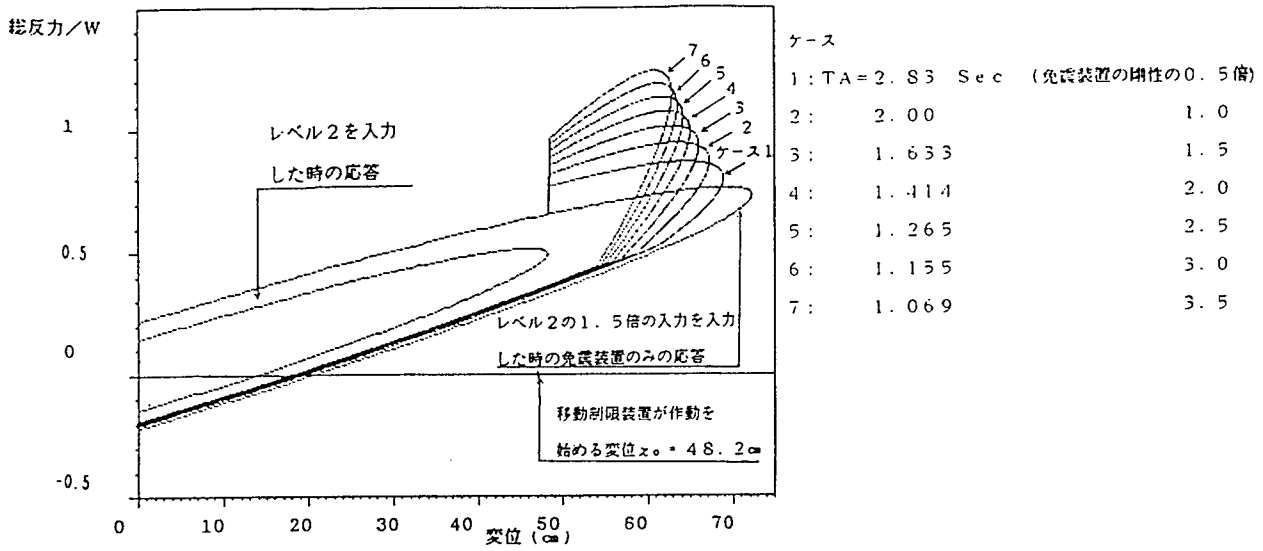
〔移動制限装置の減衰定数が非常に小さい場合〕

移動制限装置にダンパーを組み合わせないで、ばね材料が本来持っている分を想定して$h_a = 2\%$を与えた場合について計算し、図－3.5.25に示す。

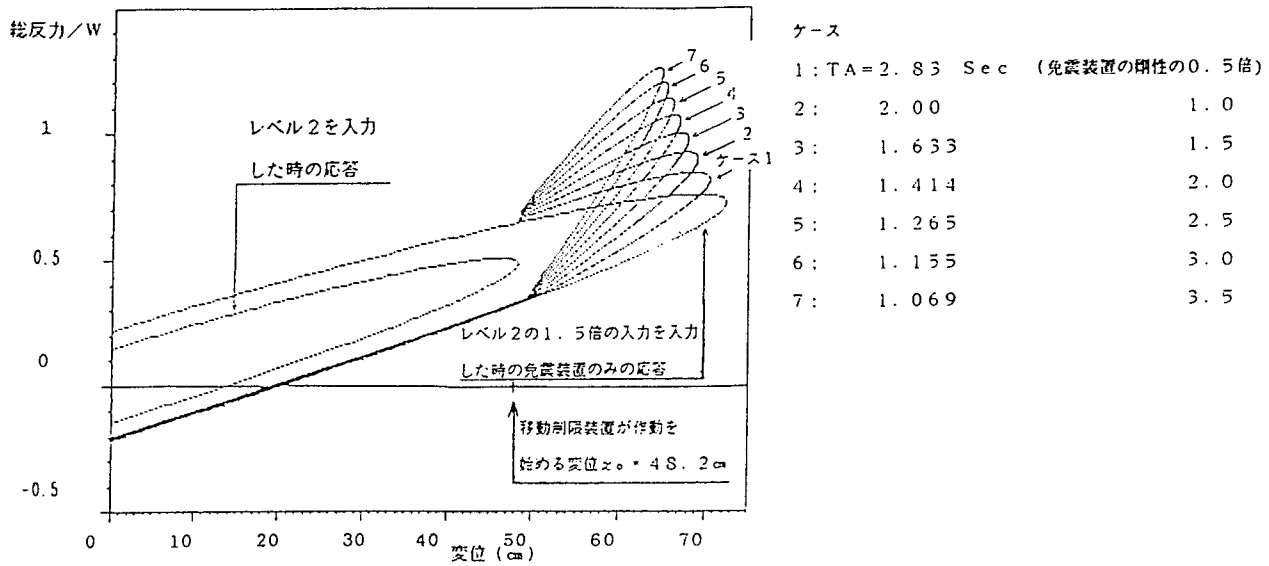
〔考察；反力履歴曲線に見られる傾向〕

図－3.5.24図と3.5.25を比較して見ると次の点がわかる。

① 減衰の大きな場合と小さい場合とで総反力の最大値はそれ程の差が生じないが、変位の最大値には差があり、減衰の大きい方が上部の変位を押し留める効果が大きい。



図－3.5.24 粘弾性型の移動制限装置を用いた場合の反力履歴
（免震装置と同程度の減衰定数を持つ場合）



図－3.5.25 粘弾性型の移動制限装置を用いた場合の反力履歴
（減衰定数が小さい場合）

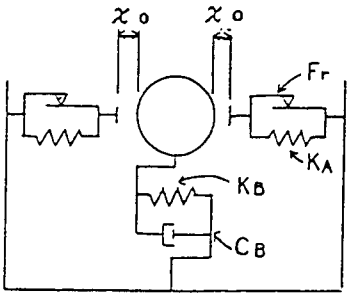
② 下部構造に伝達される総反力が過大になると、震後用途に支障をきたす様な大きな損傷に至ることが考えられる。この限度を仮に 1.2Gと考えると図－3.5.24および図－3.5.25のケース６までがこれに相当し、移動制限装置の等価ばね定数の上限は免震装置の 3.0倍程度と考えることができる。（総反力の限度については「iv）総反力の限界についての試案」を参照）

③ レベル２の 1.5倍の強度を持つ地震動を考えた場合には、押し留めるために要するストロークは相当に大きく、ケース６の結果でも10cm強が必要である。

c．摩擦型の移動制限装置による検討

この解析では図－3.5.26に示すように摩擦型反力を発生する装置と線形のばねを並列に組み合わせる移動制限装置をモデル化する。

応答解析においては式3.5.4)に示した運動方程式中の移動制限装置の反力F_Aを式3.5.12）によって与える。



図－3.5.26　摩擦型の移動制限装置を検討するためのモデル

$$F_A = SGN(X) \cdot Fr + SGN(X) \cdot K_A \cdot |X - X_0| \quad \text{————} \quad (3.5.12)$$

ここに

Ｆｒ；摩擦型反力を発生する装置の反力

K_A；上記装置と並列に設けるばねのばね定数

Ｘ　；系の変位

X_0；移動制限装置の作動遊間

移動制限装置が作動する範囲は次の２条件が両方とも満足される場合である。

①　$|X| \geqq X_0$　　（作動遊間を越える変位が発生している）

②　$F_A \cdot X \geqq 0$　　（移動制限装置の反力が質点を押し戻す方向に働いている）

各々の計算ケースにおいて摩擦型反力を発生する装置の反力Ｆｒと、並設するばねのばね定数は式3.5.13）～3.5.14）によって設定する。

$$Fr = M \cdot \mu \quad \text{————————} \quad (3.5.13)$$

$$K_A = M \cdot \left(\frac{2\pi}{T_A}\right)^2 \quad \text{————————} \quad (3.5.14)$$

ここに

Ｆｒ；摩擦型反力を発生する装置の反力振幅

Ｍ　；上部構造質点の質量

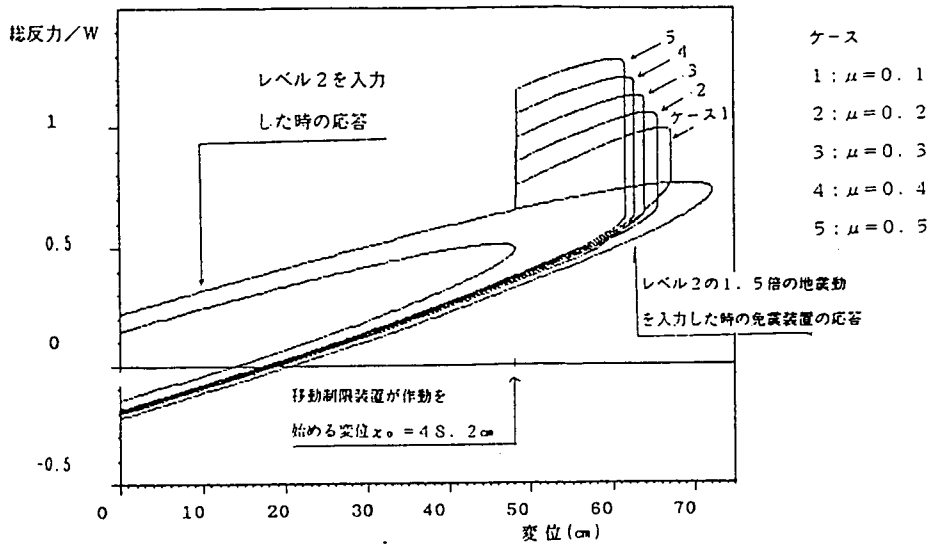
μ　；摩擦型反力の係数

K_A；並設するばねのばね定数

T_A；並設するばねの等価固有周期

〔移動制限装置に免震装置と同程度のばねを並設する場合〕

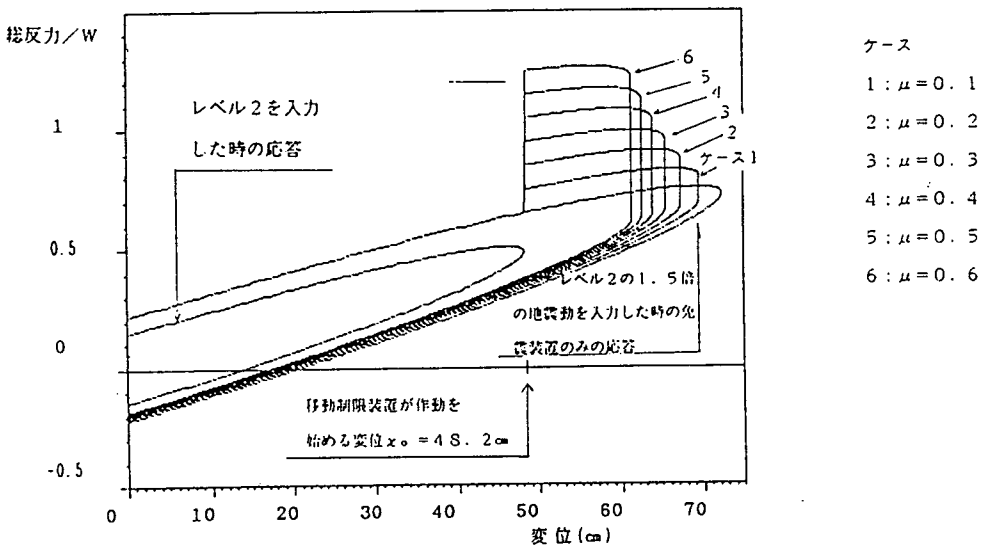
摩擦型反力の係数を0.1 ～0.5 とし、並列するばねの等価固有周期を 2.0秒とした場合の応答を図－3.5.27に反力－変位履歴として示す。



図－3.5.27　摩擦型の移動制限装置を用いた場合の反力履歴
（免震装置と同程度のばねを並設する場合）

〔移動制限装置にバネを並設しない場合〕

摩擦型反力の係数を0.1 ～0.6 とし、ばねを並設しない場合の応答を図－3.5.28に反力履歴曲線として示す。



図－3.5.28　摩擦型の移動制限装置を用いた場合の反力履歴
（ばねを並設しない場合）

〔考察；反力履歴曲線に見られる傾向〕

図－3.5.27と図－3.5.28を比較しながら見ると次の点がわかる。

① ばねを並設する場合と、並設しない場合を比較すると、並設しない場合の方が平均的に反力

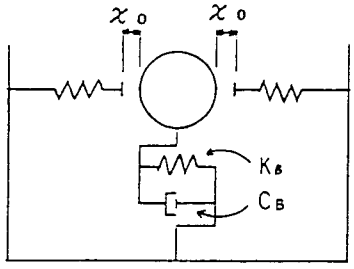
が発生する結果、少ない反力で挙動を押し留める効果がある。

② 下部構造に伝達される反力の限界を 1.2Gとするとバネのない場合では$\mu=0.5$ まで、免震装置と同程度のばねを並設する場合では$\mu=0.4$ までが上限と考えられる。

③ 上記においてストロークは10cm強が必要である。

d．変位硬化型弾性の移動制限装置による検討

この解析では図－3.5.29に示すようにばねのみによる移動制限装置をモデル化する。このばねは変位が増すに従って剛性が増加する変位硬化型の特性を持つ。具体的には例えばゴムを圧縮するタイプの装置がこれに相当する。ゴムのみによる反力はほとんど履歴特性を持たないと考えられるので減衰については無視した。



図－3.5.29　変位硬化型弾性の移動制限装置を検討するためのモデル

応答解析においては式3.5.4)に示した運動方程式中の移動制限装置の反力F_A を式3.5.15）によって求める。

$$F_A = SGN(X) \cdot Ka \cdot \left(\frac{|X-X_0|}{S_t}\right)^n \qquad (3.5.15)$$

ここに

Ｋａ；変位硬化型移動制限装置のひずみが 1.0の時の反力（仮想）

S_t ；変位硬化型移動制限装置のゴムの総厚さ（式3.5.3)の$N_t \cdot t_e$ に相当する）

ｎ　；係数

Ｘ　；系の変位

X_0 ；移動制限装置の作動遊間

移動制限装置が作動する範囲は次の２条件が両方とも満足される場合とする。

①　$X \geqq X_0$　　（作動遊間を越える変位が発生している）

②　$F_A \cdot X \geqq 0$　（移動制限装置の反力が質点を押し戻す方向に働いている）

各々の計算ケースにおいて設定する移動制限装置の特性は、式3.5.15）中の係数K_a とS_t を式3.5.16～3.5.17）によって設定する。

$$Ka = W \cdot C_K \qquad (3.5.16)$$

$$S_t = (U_{B3} - U_{B2}) \cdot Cs \qquad (3.5.17)$$

ここに

W　；上部構造質点の重量

C_k　；剛性に関する係数

U_{B3}；レベル２の 1.5倍の強度を持つ応答スペクトルを入力した場合の変位

U_{B2}；レベル２の応答スペクトルを入力した場合の変位

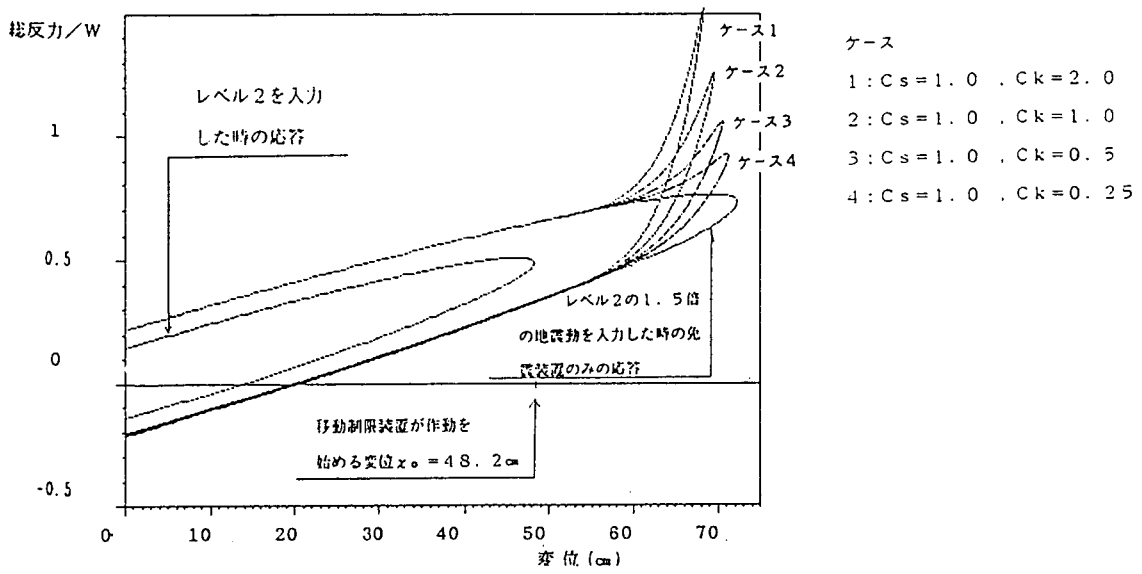
Ｃｓ；移動制限装置のストローク（行程）に関する係数

（係数Ｃｓは、ゴムの総厚さと移動停止のためのストロークの最大値の比を意味する。）

円形の断面を持つ環状のゴム製移動制限装置を想定として、係数ｎについては表3.5.1 よりｎ＝4.8 を用いる。

〔ゴムの断面積を変化させた場合〕

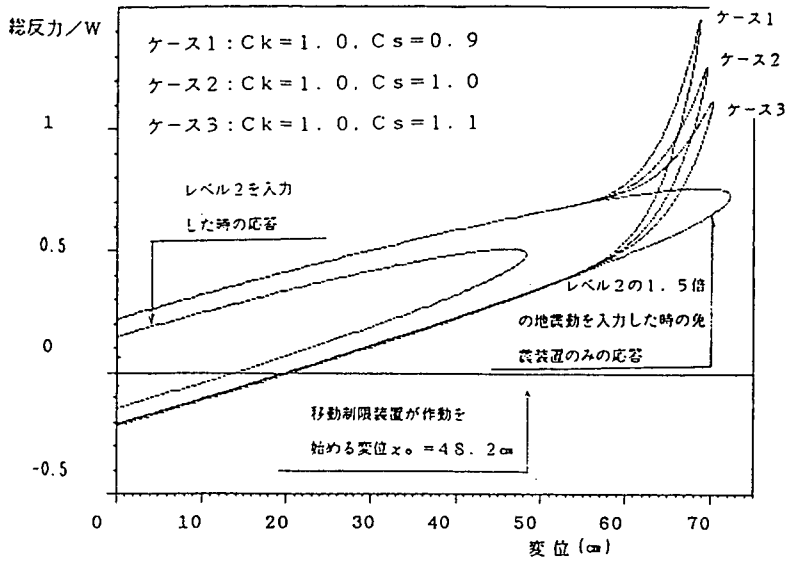
式3.5.17）の係数Ｃｓ（ストロークに関する係数）を1.0 に固定し、係数C_k（剛性に関する係数）を変化させた場合の応答を図－3.5.30に反力―変位履歴として示す。これらのケースは移動制限装置ゴムの総厚さ、あるいはゴムの直列重ね段数を同じとし、並列に何列ならべるかと言う点に関する試算である。



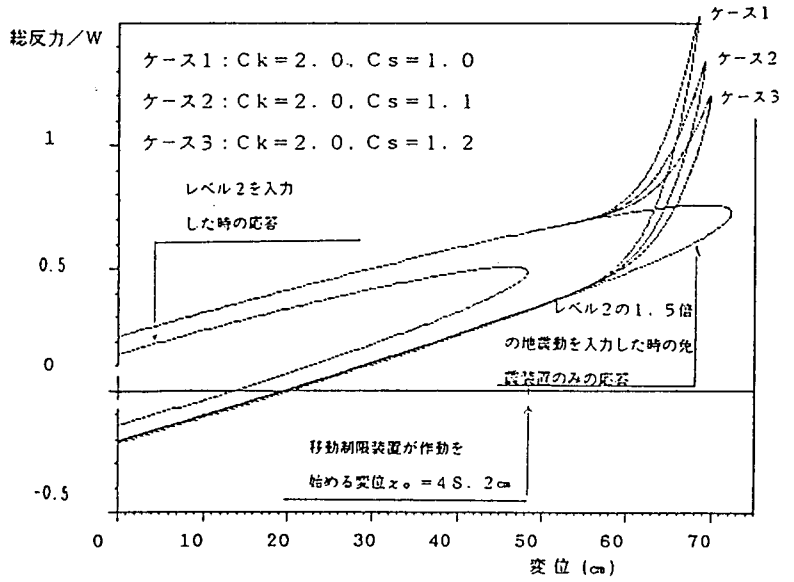
図－3.5.30　変位硬化型の移動制限装置を用いた場合の反力履歴
（ゴムの断面積を変化させた場合）

〔ゴム厚さを変化させた場合〕

式（3.5.16）の係数Ｃｋを固定し、係数Ｃｓを変化させた場合の応答を図－3.5.31に示す。これらのケースは移動制限装置ゴムの必要総厚さあるいは重ね段数を変化させた時の応答の傾向を調べるための試算である。



a）Ck ＝1．0に固定した例



b）Ck ＝2．0に固定した例

図－3.5.31　変位硬化型の移動制限装置を用いた場合の反力履歴（ゴムの総厚さを変化させた場合）

〔反力履歴曲線に見られる傾向〕

図－3.5.30～図－3.5.31を比較しながら見ると次の点がわかる。

① 変位硬化型の移動制限装置は他の型式のものに較べて大きいストロークが必要となる。

② Kaで表現した仮想反力を上部構造重量と同等にとった場合にはゴム総厚が‘レベル3による変位とレベル2による変位の差’の 1.1倍程度の時に総反力が 1.2を下廻わり、先に仮定した下部構造耐力を満足する。

③ Kaで表現した仮想反力を上部構造重量の2倍とした場合にはゴム総厚が‘レベル3による変位とレベル2による変位の差’の 1.2倍程度の時に総反力が 1.2を下廻わり、先に仮定した

下部構造耐力を満足する。

④ 変位硬化型の移動制限装置は変位の小さい範囲ではあまり反力を生ずることがなく、ある程度変位が大きくなった所から効き始める傾向がある。従ってX₀（移動制限装置の作動遊間）を先に設定したようにレベル2の時の変位に一致させるよりは、もう少し小さくした方が有効であると考えられる。この点については今後さらに検討を要する。

iv）反力の限界についての試案

a．試算の目的と方法

この章で検討している落橋防止構造はレベル3地震動に対応するための構造細目に関するものである。レベル3地震動に対しては力学的な計算によらず、主として構造の形態を配慮することによって対処することを考えている。

しかしながら、実務としての計算方法規定を案出するためには、力学的な参考のための試算もある程度は必要であると考え、前節までででは解析による検討を行い、結果を示した。

解析結果に総反力として示されているものは橋脚頂部に働く水平方向慣性力の総和であるから、これが過大である場合には基部の塑性化が進み、橋脚が倒壊する。従って、この総反力には何らかの上限を設ける必要があると考えられ、前節までの解析結果を判断できる程度の概略精度の値を用意することにした。

橋脚が持つ最終的な耐力を求める方法としては、道路橋示方書耐震設計編に示されている「地震時保有水平耐力法」が実際的な参考となり得る。ここでは、橋脚のじん性に着目し、保有耐力とレベル2地震動による慣性力を比較することによって調査を行うことが規定されている。

一方、この章で検討を進めているレベル3地震動は上記よりもさらに限界的なものである。以上のことを勘案し、次のような手順によって“一般的な橋脚に許される橋脚頂部の水平方向耐力の限界は重力の何倍程度に相当するか？”を推定した。

① 既往の設計事例について地震時保有水平耐力法と同じ計算を行い、P－δカーブを求める。

② 総括的な視点から上記①の結果をまとめ、P－δカーブのひな型を作成する。

③ レベル3に対する許容塑性率を仮に、終局変位に対応する塑性率と仮定する。

④ 上記③の塑性率に対応する等価地震を求め、レベル3に対する限界的な耐力を考える。

結果として、レベル3に対する限界的な耐力を 1.2×Gと仮定した。

検討に用いたサンプル数が非常に少いこと、工学的吟味が不十分であることは承知しているが、本報告書の解析結果を判断する目的に限定してこの値を用いることとした。

b．試算の内容

表－3.5.5 に、サンプルとして用いた事例を示す。表中の各記号は次の通りである。

W ；等価固有周期の算出に用いる等価重量

ke ；降伏時の剛性

Te ；降伏時の剛性による等価固有周期

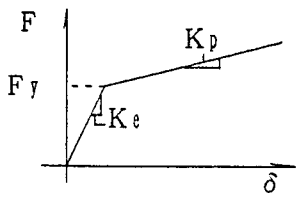
$$Te = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot ke}} \qquad (3.5.18)$$

ここに

g ；重力の加速度

Fy ；降伏時の水平反力

ky ；降伏時の水平反力による等価地震



添字e，pはそれぞれ弾性域，塑性域を示す。

$$ky = \frac{Fy}{W} \qquad (3.5.19)$$

kp ；終局時の剛性

Tp ；終局時の剛性による等価固有周期

$$Tp = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot kp}} \qquad (3.5.20)$$

表－3.5.5　試算に用いた事例

橋梁名	W (t)	ke (t/m)	Te (sec)	Fy (t)	ky	kp (t/m)	Tp (sec)	備考
N　橋	614	4,830	0.72	155	0.252	70	5.95	橋脚高H＝17.0m 断面⬭
E　橋(1)	1094	9,452	0.68	293	0.268	427	3.22	H＝11.8m 断面◯7.0m×1.9m
E　橋(2)	1024	23,636	0.42	271	0.265	1,846	1.49	H＝6.5m 断面◯4.0m×1.7m
S高架橋(1)	1657	16,676	0.63	710	0.428	177	6.15	H＝20.3m 断面□4.0m×4.0m
S高架橋(2)	1371	17,130	0.57	532	0.388	1,467	1.94	H＝12.5m 断面○φ 4.0m
G　橋	702	3,070	0.96	140	0.199	89	5.64	H＝17.0m 断面□2.5m×2.5m

降伏時の等価固有周期Te、および終局時の等価固有周期Tp は図－3.5.32，図－3.5.33に示すように橋脚の高さHとの関係から推定できると仮定し、式（3.5.21）式（3.5.22）を作成した。

$$Te = 0.4 + 0.015H \qquad (3.5.21)$$

ここに

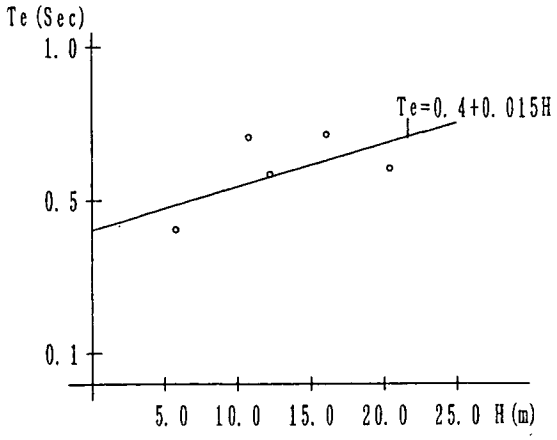
Te ；降伏時の等価固有周期（Sec）

H ；橋脚の高さ（m）

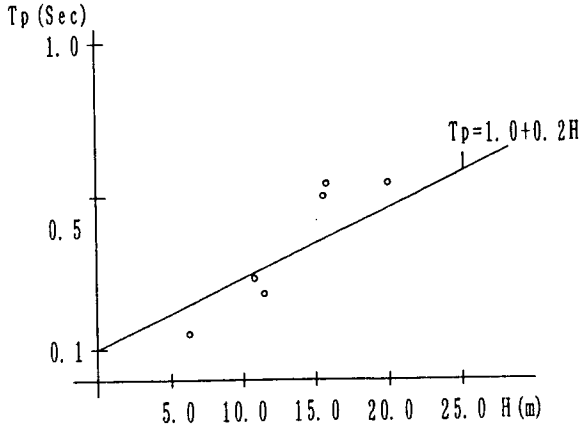
Tp ；1．0＋0．2H ―――――――――――― (3.5.22)

ここに

Tp ；終局時の等価固有周期（Ｓｅｃ）



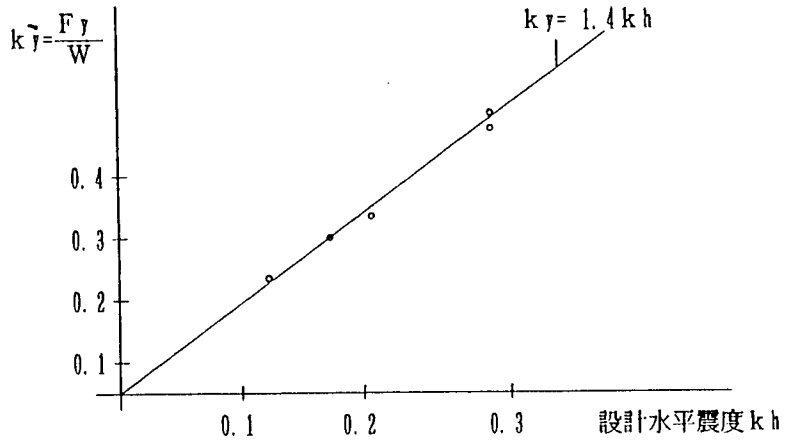
図－3.5.32 固有周期（Te)と橋脚高との関係



図－3.5.33 固有周期（Tp)と橋脚高との関係

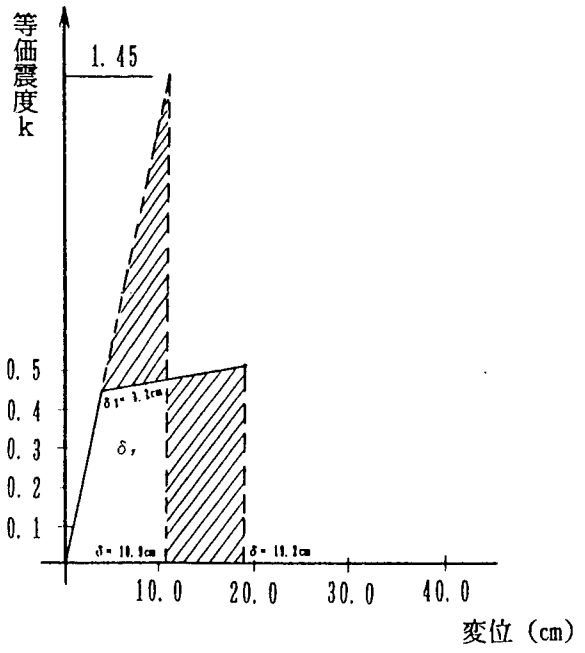
降伏時の水平反力による等価震度ｋｙ は図－3.5.34に示すように、設計時の震度法に用いる設計水平震度ｋｈ との関係から推定できると仮定し、式（3.5.23）を作成した。

ｋｙ ＝1．4ｋｈ ―――――――――――― (3.5.23)



図－3.5.34 降伏時の水平反力による等価震度ｋｙ と設計時の震度法に用いる設計水平震度ｋｈ の関係

以上に示した推定式（3.5.21），(3.5.22)，(3.5.23)を用い、橋脚高さＨと設計時の震度法に用いる設計水平震度ｋｈ を設定することによってＰ－δ曲線に相当するものを作成することができる。図－3.5.35に、Ｈ＝10.0m，ｋｈ ＝0.30とした場合の例を示す。この図において縦軸は橋脚頂部の水平反力Ｐを重量Ｗで除した値をとっている。レベル３に対する塑性率としては終局時変位の塑性率を6.0 を仮定してあてはめ、エネルギー一定則によって等価震度を求めたものを表－3.5.6 に示す。



表－3.5.6　本報告書の推定方法によって求めた橋脚の終局耐力に対応する等価震度

設計水平震度kh ＼ 橋脚高さ	0.25	0.30
10.0m	1.20	1.45
15.0m	1.19	1.43

図－3.5.35　(3.5.21)(3.5.22)(3.5.23)を用いて作成した橋脚の反力一変位曲線（H＝10.0m，kh ＝0.30の場合）

以上の検討より、非常に概略的で精度を問わない場合に限り、レベル3に対応する一般的な橋脚の頂部の水平方向終局耐力を1.2 ×G程度と推定できると考えた。

v）解析による結論

この章の解析において設定した条件と、計算の結果明らかになったことをまとめると次のようになる。

〔条　件〕

① レベル2地震動を入力した時に生ずる変位を越えて上部構造が移動することを抑制する目的で、移動制限装置を設けることを考えた。

② 上記の移動制限装置はレベル2地震動による変位に達した時点から作動を開始するように遊間を定めた。

③ 移動制限装置は、作動することによってかえってその挙動を増幅することがないようにその特性を選んだ。

④ 計算の便宜のため、レベル2の 1.5倍の応答スペクトル強度を持つ地震動を仮にレベル3地震動として用いた。

〔結　果〕

① 上部構造の動きを押し留めるためには相当量のストロークが必要であることがわかった。

② 総反力が過大とならない範囲を約 1.2Gと考え、これ以内に留めようとすると上記ストロークは10cm強が必要であり、この量は作動原理によって多少の差があった。

③ 移動制限装置のバネ効果が過大であると総反力も過大となる。
概略の目安としては、免震装置の3倍が上限と考えられる。

④ 変位硬化型の移動制限装置は作動直後の反力が小さいので押し留めるために必要なストロークが比較的大きい。この点を考えると、レベル2地震動による変位に達する少し前から作動を開始するような設定が適しているようである。

⑤ 落橋を防ぐために移動を制限する装置を、けた端部のみに設けるとすると、その反力が過大になり、下部構造の限界的な耐力を越えると考えられる。

⑥ 上記に対処するためには、すべての下部構造の頂部に移動制限装置を設ける必要がある。

⑦ 連続上部構造を用いる場合で、その両方のけた端部が橋台上にある場合には下部構造の基本構造に悪影響を与えない場所に移動制限装置を設けることが可能であり、この意味でノックオフジョイント等を利用することは有望である。

3.5.4 落橋防止構造の設計方法試案

前項までの検討によって明らかとなった事項および地震時における橋の挙動の傾向を勘案し、設計の際に行なうべき落橋防止構造の検討の方法を示して、次年度に予定されているマニュアルで記載する内容の試案とする。

(1) 基本事項

落橋防止構造とは、次に示す4事項を満足するように構成された構造である。

① 主要構造物間の遊間の確保；

主要構造物相互の間に、橋の地震時挙動を充分に許容する遊間が設けられていること。

② けた掛り長の確保；

地震時に発生する上部構造の移動を考慮した上で、けた端部が鉛直方向の支持を失うことのない量のけた掛り長を有すること。

③ 移動制限装置の設置；

設計計算の際にレベル2地震動による変位として得られたものを越える変位が発生した際に、これを押し留めるための装置を有すること。

④ 支承の原位置復帰；

免震装置および支承に大きな相対変位が発生した場合であっても、元の位置に復帰することを妨げる事のない構造であること。

(2) 設計計算法の提案

落橋防止構造は、数量的な取り扱いになじみにくい程度の大きな地震動に対する構造上の対策であり、また移動制限装置は、けた端部におけるけた掛り長の確保と併用する二重安全策であることを考慮すると設計方法としては、詳細にわたる数値計算にはよらず、橋を全体系としてとらえた考察によるもので、かつ簡便なものとすべきであると考え、以下のように提案する。

ｉ）主要構造物間の遊間

けた端部には原則的として式(3.5.24)により算出される遊間を主要構造物に設けるものとする。

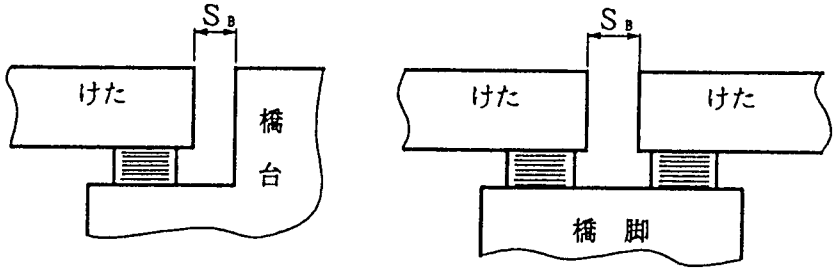
$$S_B = \begin{cases} U_B & (\text{けたと橋台間}) \\ \sqrt{U_{B1}^2 + U_{B2}^2} & (\text{隣接するけた間}) \end{cases} \qquad (3.5.24)$$

ここで

S_B ：図－3.5.36に示すけた端部の遊間の長さ（m）

U_B ：レベル２の地震動をうけた場合の橋台上の免震装置の設計変位（m）

U_{B1}^2, U_{B2}^2 ：レベル２の地震動をうけた場合の隣接するけたを支えるそれぞれの免震装置の設計変位（m）



図－3.5.36　けた端部における主要構造物間の遊間

ii）けた掛り長の確保

けた端におけるけた掛り長は、道路橋示方書耐震設計編7.2.3 の規定を満足し、かつ式(3.5.25)により算出される値以上とする。

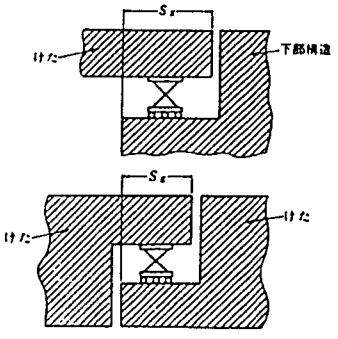
けた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さおよびかけ違い部のけたの長さは，式（7.2.1）の値以上とする。

$l \leqq 100$ の場合
$S_E = 70 + 0.5l$
$l > 100$ の場合
$S_E = 80 + 0.4l$

ここに，

S_E：図-7.2.1 に示すけた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さおよびかけ違い部のけたの長さ（cm）

l：支間長（m）



けた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さおよびかけ違い部のけたの長さ S_E（道路橋示方書耐震設計編）

$$U_E = U_B \times (1+\alpha) \quad \text{——} \quad (3.5.25)$$

U_E ：けた掛り必要長

U_B ：レベル2地震動を想定した構造計算によって求めた上下部構造間相対変位

α ：余裕を与える為の係数で$\alpha=0.5$ を下限とする

ⅲ）移動制限装置

移動制限装置に対する要求事項は次のようである。

（ｉ）レベル2を上回る地震動による上下部構造間の相対変位が生じたときに作動することを原則とする。

（ii）（ｉ）により難く、レベル2の地震動の途中から作動するような場合には発生する反力を考慮して免震効果を検討しなければならない。

（ⅲ）作動し始めた後に急激な反力を発生したり、反発を生じたりして振動を増幅することがないようにすること。

（iv）適当な量のストロークで上下部構造間の相対運動を停止すること。

本報告書3.5.2 ⅲ）項では、実現可能な反力特性パターンから次の3種類の装置が挙げられている。

a．粘弾性型

b．摩擦型

c．変位硬化弾性型

これらの基本的な要素は、粘性抵抗力、摩擦抵抗力および弾性抵抗力でありその特性は以下のように定式化される。

・粘性型

$$F_c = C_m \cdot V^m \quad \text{——} \quad (3.5.26)$$

ここに

F_c ：粘性抵抗力

C_m ：装置の定数

V ：速度

m ：非線型パラメータ

・摩擦型

$$F_t = \mu \cdot W \quad \text{——} \quad (3.5.27)$$

ここに

F_t ：摩擦抵抗力

μ ：摩擦係数

W ：摩擦力を発生させる力

・弾性型

$$F_s = K_n \cdot X^n \quad \text{——} \quad (3.5.28)$$

ここに

F_s ：弾性抵抗力

K_n ：装置の定数

X ：変位

n ：非線型パラメータ

前記3種類の装置の特性はこれらの組み合せで示される。

移動制限装置への要求特性は、3.5.2 (2)解析による結果にもとづき、図表化あるいは、簡単な計算式によって設定すべきであると考えるが、具体的な提案を行なうには至らず、次年度の作業としてこれらを明らかにする予定である。現在までの考察では、移動制限装置の設計において動的応答解析など過度に複雑な計算を必要とせず、エネルギー収支の計算で、装置のパラメータを決定できるような方法を提案したいと考える。

iv）支承の原位置復帰

震害報告には支承の部分に大きな相対変位が生じた場合に、次のような事態が起こることが報告されている。

① すべり支承の上沓が、その幅を越えて移動した結果、はずれてかみ合い元の位置へ戻れない状態となり、片方への変位が進み落橋に至る。

② 上沓と下沓の間隙に異物がはまり込み、片方への変位のみが拘束される結果、自由な方向への移動が進み、最終的に上沓がはずれ、落橋等の大きな被害に至る。

③ ローラー等、円滑に作動するための構造要素が脱落することによって上下部構造間の固定条件が変化し、結果として下部構造に不測の慣性力を伝達し、下部構造の耐荷力を大きくそこなう被害に至る。

④ 1度目の地震によって機能不全が発生し、それに続く同規模の地震の際に支承の固定条件が不明のまま、落橋等の大きな被害に至る。

免震装置を用いる場合には、レベル2による変位の 1.5倍の変位に対して決定的な破壊が生じないことを、計算と性能試験の両面から確認することになっている。従って、ここまでは「支承の原位置復帰」は完全であると考えても良いが、構造細目の視点からはこれを越える移動に対しても配慮することが要求される。マニュアルの記述では、免震装置の特殊性を考慮に入れた上で、考えられる限りの機能不全のパターンを示し、これに対処する具体的な方策を示すべきであると考えられる。

(3) 設計事例

先に、「3.5.2(iii）時刻歴演算法による検討、図－3.5.27摩擦型移動制限装置を用いた場合の反力履歴」に示されている$\mu=0.5$ のケースの計算結果を参考に、移動制限装置を設計しマニュアルに掲載するべき概念図を示す。

上部工の特性値

$T_B = 2.0$ sec

$h_B = 15$ %

地盤種別 2種地盤

橋脚1基当りの死荷重反力 W＝ 800t と想定する。

L－2レベル地盤動による橋脚当りの地震力

$$H_2 = 800 \times 0.5 = 400 \text{ ton}$$

L－2レベルの 1.5倍の強度をもつ地震動による

$$H_3 = 800 \times 1.2 = 960 \text{ ton}$$

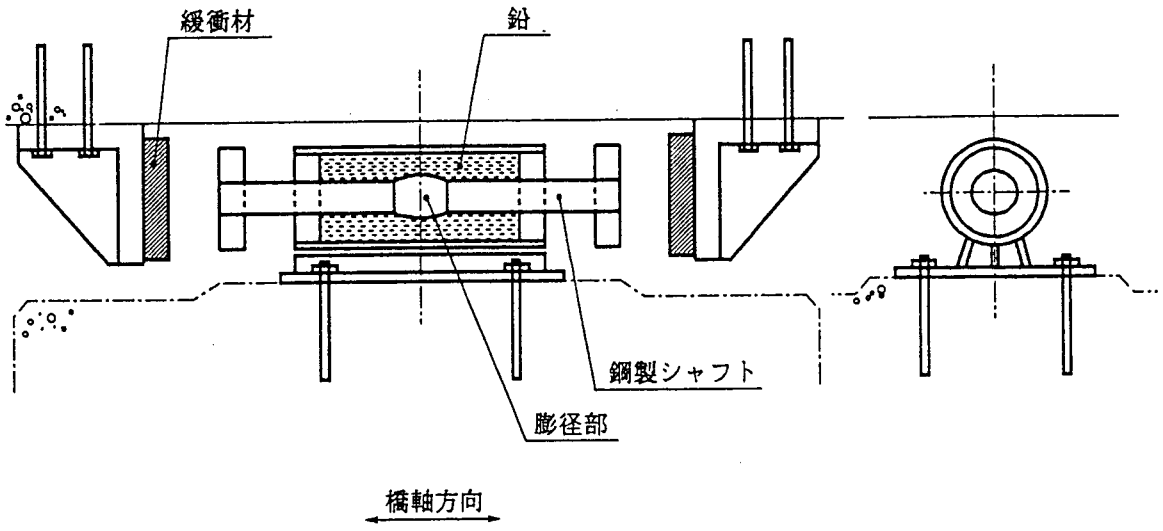
摩擦型移動制限装置のうける水平力

$$F_R = 800 \times 0.5 = 400 \text{ ton}$$

停止までのストローク

$$\delta = 16 \text{ cm}$$

鉛押出型ダンパー（ＬＥＤ）を用いた場合の概念図を図－3.5.37に示す。



図－3.5.37　鉛押しダンパー概要図

3.5.5 落橋防止構造に関する今後の課題

(1) 実証実験との連携

本年度の検討作業によって落橋を防ぐ手段として相対変位を制御することが必要であること、これを移動制御装置によって行う場合には相当量のストロークと水平反力が必要となることがわかった。

一方、本研究の第２グループでは「ノックオフジョイントに関する模型実験」が行われ、この構造の力学的特性について具体的な数値を得ている。

ノックオフジョイントは上部構造がこの部分に接触した後、比較的小さい反力を生ずるのみで後退し、この章で検討している落橋防止構造としての移動制限装置としても機能するものである。しかも、「(1)作動原理の分類」において「下部構造の応力・安定に影響を与えない場所に反力が取れる場合」としたものに相当するので、これを有効に使うことが望まれる。

実験によって得られた成果を基に、これを設計に活用する方法にまとめる作業が今後の課題となる。

ここでは本年度報告書「(2)解析による検討」で用いた手法によって、ノックオフジョイントを有するこ

とによる移動制限の効果がどの程度であるかを概略的に計算し、参考資料とする。

第2グループによる模型実験の結果から、ノックオフジョイントの反力は表－3.5.7 に示すように上部構造が速度を持ってジョイントに接触した時に大きくなり、ある程度の速度依存性があることがわかっている。

表－3.5.7　模型実験によるノックオフジョイントの反力

実験ケース	ノックオフジョイントの反力最大値（t）
静的	5.5
動的　10kine 15kine 20kine	19.0 21.0 24.5

次に示すような簡単な仮定を設定し、解析に用いる。

〔仮　定〕

① 模型の縮尺は1／2である。反力は面積に比例すると仮定すると実際の構造では実験値の4倍の反力が発生すると考える。

② 反力は静的載荷時に得られた静的基本反力と、速度に比例する分に分けることができると考え、式（3.5.29）によって与える。

$$F = a_1 + a_2 V \quad \text{——————} \quad (3.5.29)$$

ここに

F　：ノックオフジョイントの反力（t）

a_1 ：静的基本反力（22 t）

a_2 ：速度に比例する分の係数（2.0t/kine）

V　：上部構造の速度（kine）

〔1スパンの上部構造が衝突する場合〕

1スパン 800 t 程度の上部構造を想定し、これが橋台に設けたノックオフジョイントに衝突すると考え、「(2)解析による検討」と同じ方法によって反力履歴を求めたものを図－3.5.38に示す。

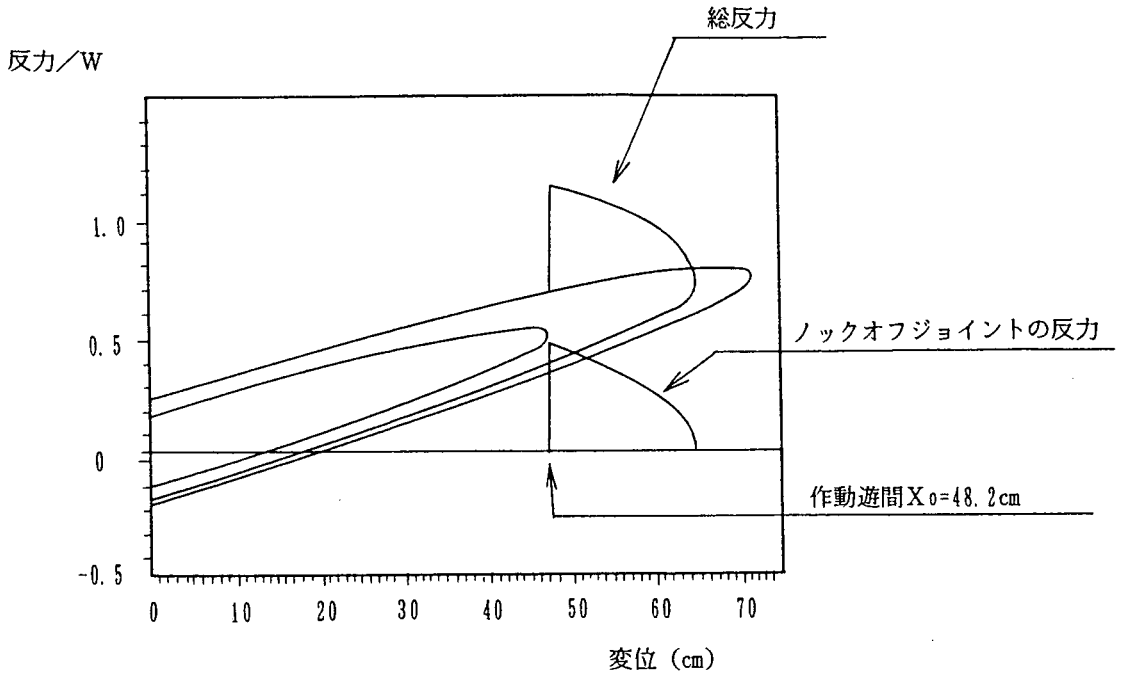
ノックオフジョイントの反力は衝突の瞬間に最大値が発生し、約 0.5×Gに相当する。この程度の反力であれば上部構造端部の損壊は軽微な程度にとどまるものと考えられる。

〔3径間連続の上部構造が衝突する場合〕

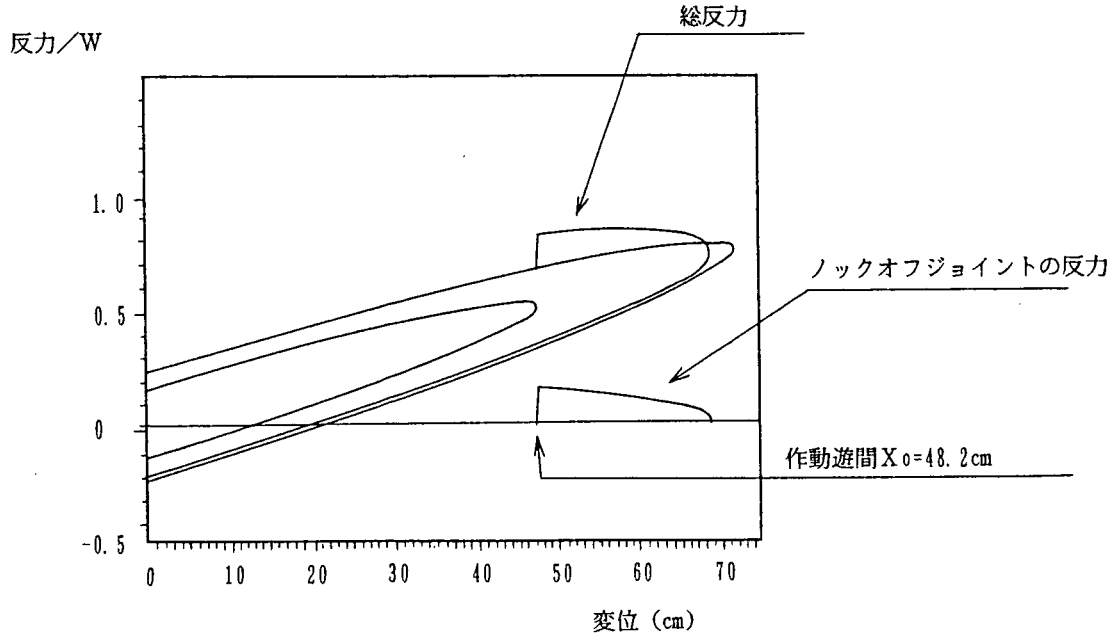
3径間連続 2,400 t 程度の上部構造を想定し、これが橋台に設けたノックオフジョイントに衝突する際の挙動を求め図－3.5.39に示す。

この程度の質量の上部構造が衝突した場合には、ストロークがかなり大きくなり、場合によってはノックオフジョイントのみを移動制限装置として期待するのでは不十分であると考えられる。

以上の解析はあくまで第1回目の概略計算であり、今後は実験の相似側が、一般的な構造への適用を考慮した上でさらに詳細な検討が必要であり、これは今後の課題となる。



図－3.5.38　ノックオフジョイントの移動制限装置としての効果試算
（1スパン 800 t 程度の上部構造を想定した解析）



図－3.5.39　ノックオフジョイントの移動制限装置としての効果試算
（3スパン 2,400 t 程度の上部構造を想定した解析）

3.5.6 伸縮装置設計の基本方針

(1) 震害事例からの反映

地震による伸縮装置の被害は、装置の目開きと目閉じ破損が多く、橋台、橋脚の移動、傾斜、沈下等に起因する2次的なものである。

これに対し、地震以外の原因による破損は交通荷重によるものが主であり、ゴム形式では後打ちコンクリートやゴムの破損、アンカーボルトのゆるみや段差、鋼製形式では段差、等が多く見られる。このため、補修を行わなければ破損状態はより悪化する。

また、レベル2クラスの地震動が50年に1度来ると仮定し、これまでの装置の耐用年数を舗装と同程度（仮に10年とする）と考えるならば、装置はこの間に5回程取替えることにより、地震における損傷割合より多くなる。

したがって、装置は地震以外の原因による破損が発生しないようにし、かつ、地震を受けても交通がある程度確保されるようなものを検討することが必要である。

i）地震による破損

今回調査した橋梁の震害例は次のとおりである。

① 伸縮装置に段差
② 伸縮継手の目閉じ
③ 鋼フィンガージョイントの密着、浮き上がり
④ 伸縮装置の破断
⑤ 伸縮装置の落下
⑥ 鋼重ね合わせジョイントの変状

被害が多いのは、伸縮装置の目開きと目閉じ破損であり、鉛直回りの回転運動をしているケース（上流側と下流側の遊間が違う）もあった。このように伸縮装置に関する被害は、橋体、橋脚、橋台、支承の移動、傾斜、沈下、等に起因する2次的被害が大部分である。

具体的な震害例は1987年宮城県沖地震における千代大橋と錦桜橋に見られ、次のとおりである。

① けたとけたの衝突によるもの

千代大橋の被害はけたの慣性力が過大に作用し、橋脚の破壊を引起こしたものであるが、原因としてはけた間の連結装置が設置されていることやけたの遊間が小さいため、伸縮装置が衝突し、連続げたとしての水平力が橋脚に作用し、破壊したものではないかと考えられる。

② けたと橋台の衝突によるもの

錦桜橋の被害はトラス橋部分がゲルバーげたに衝突し、ゲルバーげた部分の落橋を引き起こしたことやゲルバーげたが橋台に衝突し、橋台の破壊および裏込め舗装の盛り上がり（約50cmの高さ）が発生したことなどである。この時、トラスとゲルバーげたの遊間は10cmであり、鋼フィンガージョイントは目閉じの状態であった。

これらの被害例より、伸縮装置の設計において反映すべき事項をまとめると次の様になる。

① 伸縮装置本体の被害は少ないが、装置の移動可能量が小さいため、けたとけたや、けたと橋台が衝突し床版の欠損を生じ、落橋もしくは橋脚の破壊が生じた。このことにより、伸縮装置の十分な移動可能量の確保が重要である。

② けたが橋台に衝突し、橋台および裏込めの舗装の破壊が発生したが、伸縮装置で吸収しきれない大きさの変位が発生した場合には、ニュージーランドで採用されている様なノックオフジョイントの適用も重要である。

ii）地震以外の原因による破損

「伸縮装置便覧」，「橋梁の伸縮装置の補修に関する調査」および「橋梁伸縮装置の耐久性に関する実態調査」報告書より伸縮装置の調査本数、破損本数、型式等をまとめたものを下記に示す。

表－3.5.8　地震以外の原因による伸縮装置の破損実態

	鋼重ね合わせ	鋼フィンガー	目地	ゴムジョイント	その他	全　体
昭和３２年 全国一級国道	419/2131 (28.1%) <19.7%>	0/42 (0.6%) <0%>	942/5306 (70.1%) <17.8%>	0/0 (0%) <0%>	64/92 (1.2%) <69.6%>	14259/7571 (100%) <19%>
昭和４０年 名阪、環７ 京葉	1/24 (2.8%) <4.2%>	40/583 (67.9%) <6.9%>	51/209 (24.3%) <24.4%>	9/17 (2.0%) <52.9%>	2/26 (3.0%) <7.7%>	102/859 (100%) <11.9%>
昭和５９年 中国地建	35/111 (5.5%) <31.5%>	246/536 (26.8%) <44.2%>	137/310 (15.5%) <44.2%>	225/787 (39.3%) <28.65%>	99/258 (12.9%) <38.4%>	742/2002 (100%) <37.1%>
昭和５９年 四国地建	24/56 (11.7%) <42.9%>	18/161 (33.8%) <11.2%>	33/81 (17%) <40.7%>	105/187 (38.4%) <57.3%>	1/39 (8.2%) <2.6%>	181/477 (100%) <37.9%>

注）・破損本数／調査本数

・（ ）はその型式本数／全調査本数＊100

・＜　＞はその型式の破損率＝破損本数／その型式本数＊100

・昭和59年中国地建の鋼フィンガージョイントについては、この破損数に伸縮装置の排水装置の破損数も含んでいるのでこれを除くと破損率は約12%となり、全体の破損率は約28%となる。

伸縮装置も交通量の増大および車両の大型化に対処するため、目地などの簡単な構造から鋼フィイガージョイント、ゴムジョイントなどの本格的なジョイントに変遷しているが、伸縮装置の破損率はかえって増加している。

建設省技術研究所の報告書では破損の内容として

・目地型式では目地周辺の舗装の没落

・ゴム形式では後打コンクリートの破損，ゴムの破損，アンカーボルトのゆるみ，段差

・鋼製形式では排水機能喪失，段差

・一般地域と積寒地域での破損は積寒地域の方が早い傾向にある。

・ゴム系の伸縮装置はアンカーボルト式が多く、本体の破損より先にアンカーボルトが破損している

ことが多い。

四国技術の報告では、鋼製形式以外の伸縮装置の破損要因として交通や経年による劣化を挙げ、鋼製形式では経年による劣化を挙げている。特に鋼フィンガージョイントは損傷率も低く、耐久性のある伸縮装置と述べている。

伸縮装置の耐久性は、理想的には橋本体の耐久性と同じことが望ましいが、現実的には不可能であるので、舗装の寿命以上を期待するのが現実的である。しかし、伸縮装置の補修は、交通の確保ということから多大な手間と費用がかかるため伸縮装置をなくべく長持ちさせたいわけである。そこで、耐久性、対疲労性を考慮した伸縮装置の設計および使用場所の選択を検討する必要がある。

伸縮装置前後の舗装の段差が多くなると車輌による衝撃力が多くなり、そのために伸縮装置自体の破損につながりやすい。また、どのようにして破損まで至るのか検討し、その結果を設計にフィードバックする必要がある。

(2) 伸縮装置に対する基本的な要求事項

伸縮量は通常、以下の項目

① 温度変化によるけたの伸縮量

② コンクリートの乾燥収縮，クリープ，プレストレスによる弾性変形量

③ 活荷重載荷時のけた端の回転による変形量

④ 計算精度の粗さや施工誤差をカバーするための余裕量

以外、地震時の相対変位量も考慮する。

免震橋においては、ある程度の変位を許容することによって、設計上の利点を追求するものであるから、地震時の相対変位にいかに対処するかが問題となる。

伸縮装置部において発生する相対変位は、可能な限りその遊間で吸収するのが理想であるが、非常に大きな相対変位までを遊間で吸収しようとすると、装置が大規模になったり複雑な機構を必要とするようになる。そこで、地震によって発生する隣接けた間の相対変位については、地震動の大きさごとにその対応を変える。

① レベル1地震において計算される相対変位については、その全量を伸縮装置の移動可能量で吸収する。

② レベル2地震については、伸縮装置あるいは床版の取付部が一部破壊して変位を吸収する構造とする。ただし、けた間相互の間隔は十分確保し、けたどおしの接触を避けねばならない。

また、伸縮装置の検討に際しては、温度変化によるけたの伸縮と地震による上部構造の変位を合成することはしない。

利用可能な装置としては、平成元年度報告書表－3.5.3(p.150)の種類が挙げられるが、一般的なスパンの橋梁に用いるとすれば次の2つが現実的と考えられる。

① 鋼製フィンガージョイント

② ゴム製ジョイントのうちで移動可能量の大きい支持型ジョイント

この装置に対する基本的な要求事項をまとめると次の通りである。

・移動量

通常の温度変化等によるけたの伸縮量の他、レベル1地震でのけたの相対変位も考慮する。

・耐久性

免震橋梁では遊間が広いので、伸縮装置の耐久性については検討する必要がある。

・地震時挙動に対する追随能力

地震時挙動の様に、移動速度が速い場合にも適応が可能か検討する必要がある。

・排水性と水密性

鋼フィンガージョイントに使用されている弾性シール材は、地震時の場合、移動量も大きいため追随不可能と思われる。この場合シール材は破損することも考えられるが簡単に補修できる構造を考える必要がある。また、遊間が広いので樋形式の排水装置も考えられるがこの場合も補修しやすい構造とすべきである。

・補修性

ノックオフ構造と組み合わせた場合、破損箇所を予め想定し、どのように補修してゆくか検討する必要がある。

3.5.7 伸縮装置の設計方法試案

(1) 基本事項

道路橋の伸縮装置においては、

① 移動可能量の確保

② 活荷重の支持

③ 平坦性

④ 防水、異物排除等の目的としての機能

⑤ 耐久性、補修性

が要求される。

①の移動量については、従来の非免震の橋梁においては、特に地震の影響を考慮していなかった。

例えば、「道路橋伸縮装置便覧（日本道路協会）」1．結論では次のように説明されるが、ここでは地震による変位を配慮すべき特別の場合があることを示唆している。

『この便覧の伸縮装置は、けたの温度変化、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮による伸縮量とけた端の回転、けたのたわみ差、その他による一般的な構造上必要な余裕などによって構造を定めている。したがって橋台、橋脚の地震による変位、土圧変化による移動、不等沈下、等の影響を考慮に入れていない。

現状の伸縮装置で、全ての場合を考慮して設計することは極めて不経済ともなり、また、その仮定も複雑となるので、水平外力に伴う検討を無視することに踏み切ったのである。

しかし、特に下部構造の変形、変位による影響を考慮しなければならない場合は、この便覧で示されている数値にその必要量を加算して求めなければならない。』

地震による移動量を考慮した例としては、「鋼橋伸縮装置設計の手引（社団法人　日本橋梁建設協会）」が参考となる。この中で地震時移動量のあつかいについては、さまざまであるが少なくとも地震時移動量＝温度＋地震による移動量となっている。

しかし免震橋梁においては地震の影響を無視できないので、地震時の移動可能量の扱いについて明確にしなければならない。

免震橋梁において、設定した通りの免震効果を得るためには構造の各部分に不測の接触や衝撃があってはならず、伸縮装置部分において発生する相対変位は可能な限りその遊間についても十分な遊間を設けるべきであるが、レベル2地震動による変位は相当大きいので、レベル2を地震時の移動可能量とみるのは、次の理由で現実的ではないと考えられる。

① 伸縮装置が大きくなり非経済的である。

② 伸縮量を大きくとりすぎると伸縮装置部で異常な振動や騒音が発生しやすくのみならず、維持管理上、問題ともなりやすい。

従って以下のように考えるのが妥当である。

① レベル1地震動に対して

主要構造物間の遊間及び伸縮装置の遊間を十分にとり、橋の全ての隣接構造部分が接触が起こらないようにする。

② レベル2以上の地震動に対して

レベル2以上の地震動に際しては、伸縮装置の一部破壊を認めるが、その場合には破壊の様相がはっきりと予測できる構造とすることが求められる。

そこで、地震動レベルや相対変位の方向によっては次に示すように異なる対応を用意し、表－3.5.9～表－3.5.10に示すように組み合わせるのが現実的と考える。

① 伸縮装置の遊間で吸収する。

② 伸縮装置の一部分が破損することによって相対変位を解放する。

③ 伸縮装置以外に設けた移動制御装置によってそれ以上の相対変位を完全に拘束する。

④ 伸縮装置以外に設けた衝撃装置によってそれ以上の相対変位を柔らかく拘束する。

表－3.5.9　〔橋軸方向：免震、橋軸直角方向：非免震とする場合〕

	橋軸方向	橋軸直角方向
レベル1地震動	①遊間で吸収	③移動制御装置によって完全に拘束
レベル2地震動	②一部破損によって解放	③移動制御装置によって完全に拘束
レベル3地震動	②一部破損によって解放	②一部破損によって解放

表－3.5.10　〔橋軸方向：免震、橋軸直角方向：免震とする場合〕

	橋　軸　方　向	橋軸直角方向
レベル1地震動	①遊間で吸収	③遊間で吸収
レベル2地震動	②一部破損によって解放	③一部破損によって解放
レベル3地震動	②一部破損によって解放	②一部破損によって解放

橋軸方向と同時に橋軸直角方向にも免震設計を採用する場合には、合成せず、両方向に独立に検討する。

これは、橋軸方向と橋軸直角方向の応答が同時に最大値をとる確率は低いという従来の慣行に従ったものである。

伸縮装置の型式としては、200 m以下のけた橋において一般にあまり大規模なものや複雑な機能を持つものは適切ではない。

橋軸方向のみの免震の場合、例としては鋼フィンガージョイント、支持式ゴムジョイントがあげられる。

両方向免震の場合、例としては支持式ゴムジョイントがある。

(2)　設計計算法の提案

i）移動量

伸縮装置の伸縮量については、下記温度変化による伸縮量△Ｌｎとレベル1地震動による伸縮量△ＬＥ1を比較して大きい方を伸縮量とする。

温度変化に地震による伸縮量を加えないのは、温度変化の影響と地震による影響の最大値が同時に起こる確率が小さいと考えたためである。

①　温度変化等による常時の伸縮量

△Ｌｎ　：温度変化等による常時の伸縮量

△Ｌｔ　：温度変化によるけたの伸縮量

△Ｌｃ　：コンクリートの乾燥収縮、クリープによる伸縮量

△Ｌｒ　：活荷重載荷時のけた端の回転による伸縮量

△Ｌｙ　：余裕量

$$\triangle Ln = \triangle Lt + \triangle Lc + \triangle Lr + \triangle Ly$$

②　地震による伸縮量

ａ．けたと橋台間の場合

Ｑ1　：レベル1地震動におけるけた端と橋台との間に生じる地震相対変位、例えばけたが接近する場合中立時からの移動量つまり片振幅分である。

Ｑ2　：レベル2地震動におけるけた端と橋台との間に生じる地震相対変位片振幅分である。

△ＬＥ１：レベル１地震における設計伸縮量

△ＬＥ２：レベル１地震における設計伸縮量

△Ｌａ　：免震装置の設置誤差等を考慮した全裕間で20㎜以上とする。

$\triangle LE1 = 2 \times Q1 + \triangle La$

$\triangle LE2 = 2 \times Q2 + \triangle La$

ｂ．隣接するけた間の場合

Ｑ１Ａ、Ｑ１Ｂ：レベル１地震動におけるそれぞれのけたと橋脚との間に生じる地震時相対変位。
Ｑ１と同様片振幅分である。

Ｑ２Ａ、Ｑ２Ｂ：レベル２地震動におけるそれぞれのけたと橋脚との間に生じる地震時相対変位。
Ｑ２と同様片振幅分である。

$\triangle LE1 = 2 \times \sqrt{(Q1A)^2 + (Q1B)^2} + \triangle La$

$\triangle LE2 \quad 2 \times \sqrt{(Q2A)^2 + (Q2B)^2} + \triangle La$

ii）レベル２以上の地震動によって破損すべき箇所の設定

少なくともレベル１地震動による相対変位は伸縮装置の遊間によって吸収すべきであるが、「伸縮装置の移動可能量」は、地震動の大きさと関連して考慮する必要があり、レベル２地震動のように大きな地震動による変位量に対応することは困難である。

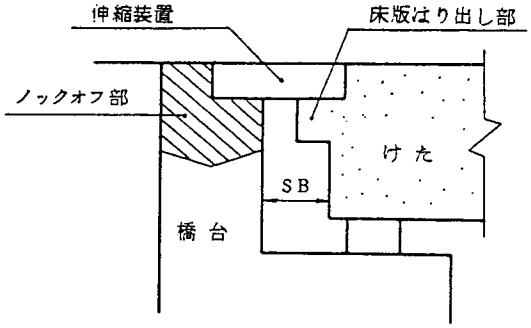
それ以上の相対変位に対しては伸縮装置の一部が破損あるいは離脱することによって対応するのが現実的である。

このことは、「現状の非免震の橋梁においても伸縮装置は温度変化乾燥収縮など地震以外の原因による量以上の相対変位には対応するように設計されていないこと」、「伸縮装置の多くはその寿命を舗装の寿命程度としていること」の２点を考えたことによる。

伸縮装置の一部が破損あるいは離脱することを認める場合には予定した応力によって予定した箇所が確かに破損あるいは離脱することを計算によって確認する必要がある。

海外の事例では大地震時に伸縮装置の一部破損を認めるという考え方がある。

また、けたと橋台間の遊間をあまり大きくしないための工夫の１つとして、ニュージーランドでは図－3.5.40に示すようなノックオフ構造が実用化されている。



図－3.5.40　ノックオフ構造例

これは大地震時に、けたが橋台と衝突した場合には、ノックオフ部の橋台が裏込め土の方に適当に移動できるようにしておき、その後の衝撃による影響を緩和しようというものである。

ただし、ノックオフ構造を設けるには、以下の点に留意しなければならない。

① ノックオフ構造には衝撃を含んだ交通荷重が直接作用する。このため、そのような荷重に対してノックオフ構造が浮き上がりや滑動を起こさないように安定計算に基づいた設計を行なう。

また、伸縮装置を通して作用する交通荷重の影響も考慮しなければならない。

② ノックオフ構造は、免震設計の効果を損なわないように適度な抵抗力のもとで降伏あるいは滑動することが必要である。

③ 伸縮装置と同様、応急処置によって一定の交通を確保しながら、恒久的な修復工事を実施できる構造でなければならない。

iii）主要構造物間の遊間

けた端部の遊間ＳＢは、「道路橋の免震設計法ガイドライン（案）」の6.2.1 式より導かれ、伸縮装置の大きさは、けた端部の遊間ＳＢによってある程度決定される。

a．けたと橋台間の場合

$$SB = Q2$$

b．隣接するけた間の場合

$$SB = \sqrt{(Q2A)^2 + (Q2B)^2}$$

ノックオフ構造の場合は図－3.5.40のように床版はり出し部をもうけて伸縮装置の遊間を小さくすることができる。

iv）活荷重による応力度

△Ｌｎ状態つまり温度変化乾燥収縮などの地震以外の原因による量の相対変位によって伸縮装置が最も開いた状態において後輪荷重が載荷された場合で伸縮装置の応力度を計算する。

地震時、伸縮装置上に荷重はかかっていないものとする。

v）伸縮装置による反力が免震効果に与える影響

ゴム製の伸縮装置や目地材を充填した伸縮装置を用いる場合にはその反力が原因となって免震設計において設定した柔軟化の効果が損なわれる可能性があるのでこの剛性を調査し、免震装置の等価剛性の20％を超える場合には安全性を照査するのがよい。

vi）保守・補修のサイクルと補修方法

先に伸縮量の検討において設定した以上の相対変位に対しては、伸縮装置の一部が破損あるいは離脱することによって対応するとした場合には破損あるいは離脱箇所を補修する方法をあらかじめ決めておく必要があり、また、地震後の避難路、補給路となる場合があるので交通の確保（例えば覆工板を敷くこと、覆工板を橋梁の近傍においておく等）をどのようにするか具体的に検討しなければならない場合もある。

伸縮装置の一部が破損あるいは離脱することによって対応するとした場合、フィンガージョイント等では、排水路は地震時に破壊されるので、破壊されても取り替えやすい構造にするか補修しやすい構造にすべきである。

vii）その他

鉛直回りの回転運動（上流側と下流側の遊間がちがう）、つまりけた端に相対角変位が生じる場合もあ

るので、その場合はそれに適応できるか検討が必要である。

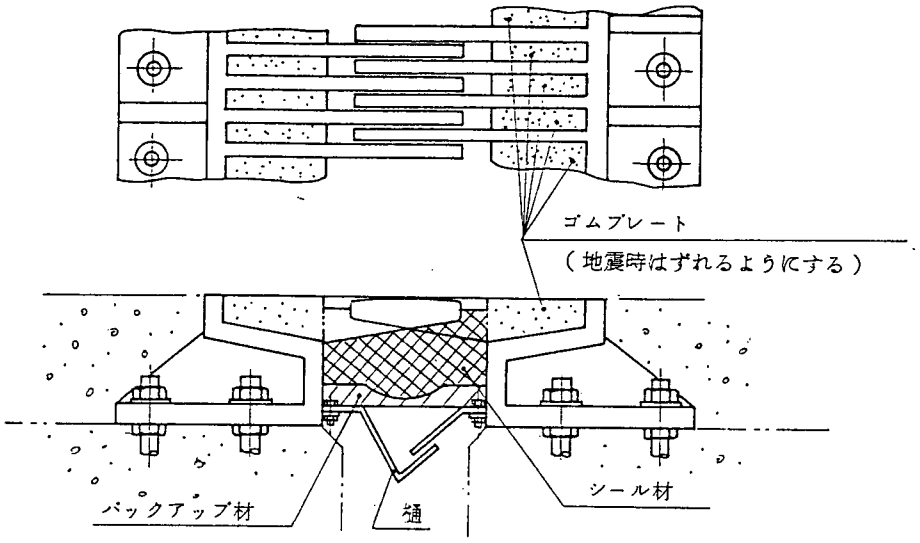
地震時挙動に対する追随能力として地震時挙動の様に移動速度が速い場合にも適応するかどうか検討が必要である。

(3) 設計例

200 m以下のけた橋における免震橋梁の伸縮装置の案を2、3下記に示す。

図－3.5.41は、橋軸直角方向非免震の場合で、橋軸方向については、レベル2地震時に伸縮装置の一部分であるゴムプレートがはずれる事により対応した例である。

止水部については、レベル2地震動時には壊れてもよいものとしている。



図－3.5.41　橋軸直角方向非免震の場合で伸縮装置の一部分が破損する事により対応した例

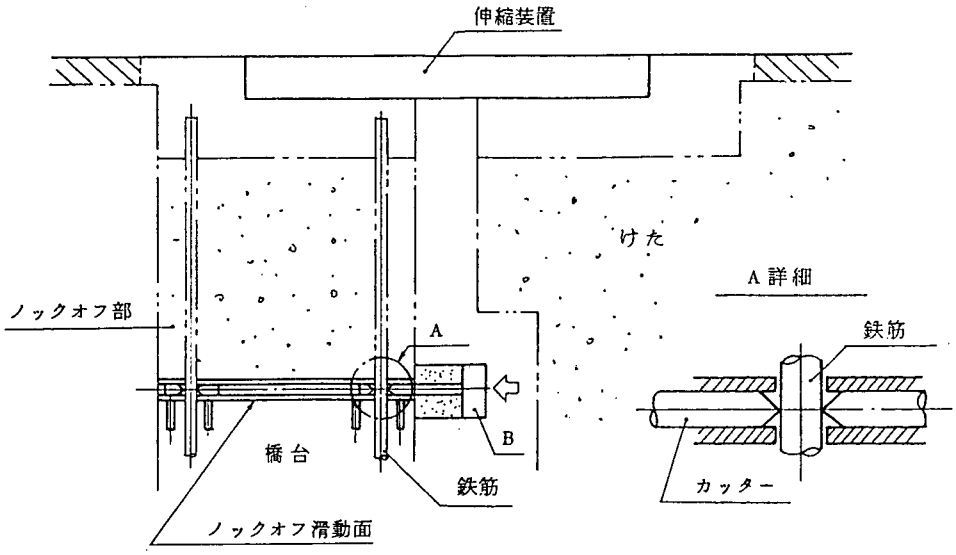
図－3.5.42、図－3.5.43は、ノックオフ構造を持った支持式ゴムジョイントの案である。

ノックオフ部は自動車の走行上どうしても鉄筋が必要であるが、地震時この部分の破壊を確実にしようとした案が図－3.5.42である。遊間が狭くなった時、けたの力を利用してBを押しカッターにより鉄筋を切断してノックオフ滑動面から破壊するようにしたものである。

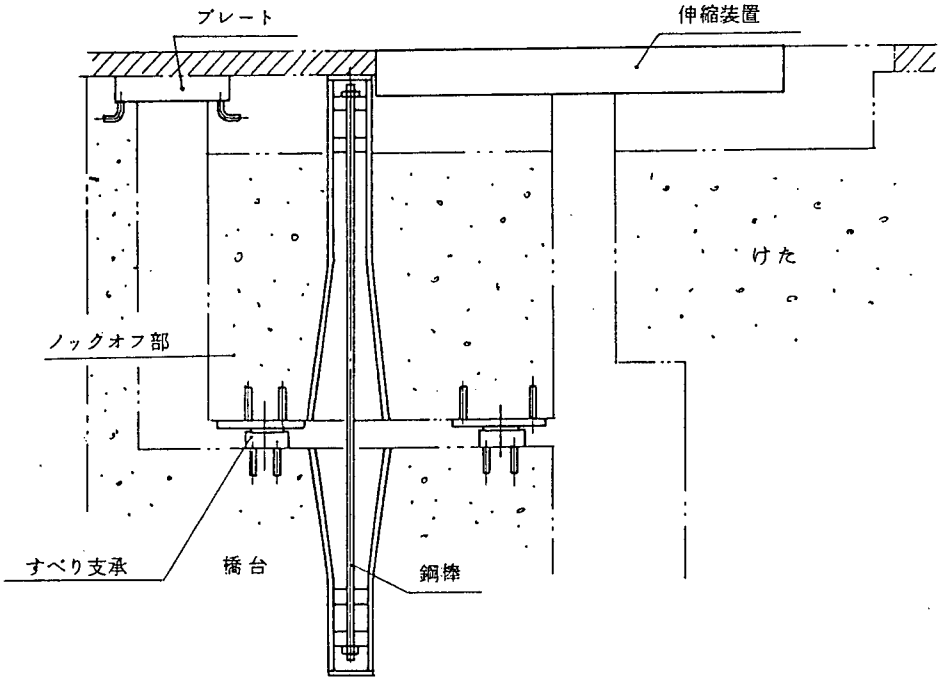
遊間が広がる方向は伸縮装置のゴムの伸びに期待している。

ノックオフ部背面土の影響、舗装の影響も考慮に入れて、設定で意図したように破壊されるか検討する必要がある。またノックオフ背面にハニカム構造など使用して背面土の影響をすくなくする考えもある。図－3.5.43がその案である。

温度時においては、鋼棒、すべり支承、プレート等で固定し、地震時はプレートの破壊、鋼棒の伸びで対処するようにした案である。ノックオフ部の背面はこの図では空間となっいるがハニカム構造にする事も考えられる。



図－3.5.42　ノックオフ構造の例（1）
（ノックオフ構造部にアンカー筋がある場合）



図－3.5.43　ノックオフ構造の例（2）

3.5.8 平成3年度の計画

1）解析による検討　；レベル2地震動及びレベル3地震動に相当する地震動を仮定し、移動制限装置が働いた後の橋梁の挙動解析について、90年度の報告書の問題点を抽出して検討を行なう。（落橋防止構造）

2）設計方法の検討　；上記1）の検討結果を踏まえるとともに、昨年度考案した設計方法について問題点を抽出して検討を行なう。

3）計算例の作成　；上記1），2）の検討結果を踏まえ、作動原理によって分類された型式ごとに構造計算を行ない、図化する。

4）実証実験との連携：90年度の報告書の問題点を抽出するとともに、2章で検討されている実験計画と連携しながら作業を進める。

5）マニュアル作成　；上記2）設計方法の検討を踏まえ、落橋防止構造・伸縮装置の設計に関する部分「7章免震装置を用いた場合の構造細目」をまとめる。

表－3.5.11　研究行程

年度 / 研究項目	平成3年度
① 解析による検討	←→
② 設計方法の検討	←→
③ 計算例の作成	←→
④ 実証実験との連携	←→
⑤ マニュアル作成	←→

＜民間担当会社＞　㈱大林組，㈱間組，日本鋳造㈱，オイレス工業㈱，パシフィックコンサルタンツ㈱

3.6　模型振動実験に基づく非線形動的解析法の検証に関する研究

3.6.1　研究の概要

免震橋は、アイソレーターによる長周期化およびエネルギー吸収装置による減衰特性の向上を基本として設計されるため、動的解析に際してアイソレーターの剛性およびエネルギー吸収装置の減衰性能を適切に評価しモデル化することが重要である。昨年度は、免震装置を等価線形化法によりモデル化する場合の等価剛性および等価減衰定数の評価法、エネルギー比例減衰による橋全体としての減衰定数の評価法を検討した。等価線形法によれば免震橋を線形モデルとして取り扱うことができるため、動的解析を容易に行うことができる。しかしながら、免震装置の非線形性を考慮し、橋全体の時刻歴地震応答を正確に求めるためには、非線形動的解析によらなければならない。また、長周期化に伴うけたの過大変位を防ぐためには変位制限装置（移動制限装置および落橋防止装置）の設置が必要であり、その設計に際しては衝突による衝撃力の適切な評価が行なわれなければならない。

本年度は、免震橋模型を用いた振動台加振実験とその非線形動的解析との比較、および実橋を対象とした非線形動的解析を行い、以下の項目について検討を行った。

①アイソレーターおよびエネルギー吸収装置の荷重～変位関係をバイリニア型バネとしてモデル化することにより、免震橋の地震応答をどの程度正確に求めることができるか。

②変位制限装置をどのようにモデル化すれば衝突による衝撃力を正確に求めることができるか。

③変位制限装置による拘束が、どの程度免震効果に影響を与えるか。

3.6.2　バイリニア型バネを用いた非線形動的解析に関する検討

(1)　解析対象とした免震橋振動台実験の概要

解析対象とする免震橋模型および実験ケースは、昨年度と同じものである。実験に用いた免震装置は、鉛プラグ入り積層ゴム支承（以下、ＬＲＢと呼ぶ）および高減衰積層ゴム支承（以下、ＨＤＲと呼ぶ）の2種類である。振動台実験では正弦波による共振振動実験と実地震波による地震波振動実験を行った。表－3.6.1は、解析対象とした地震波振動実験の振動台入力最大加速度、けたの最大加速度およびけたの最大相対変位を示したものである。ここで、開北橋記録とは1978年宮城県沖地震において開北橋近傍地盤上で記録されたもので、八郎潟記録とは1983年日本海中部地震において八郎潟干拓堤防上で記録されたものである。

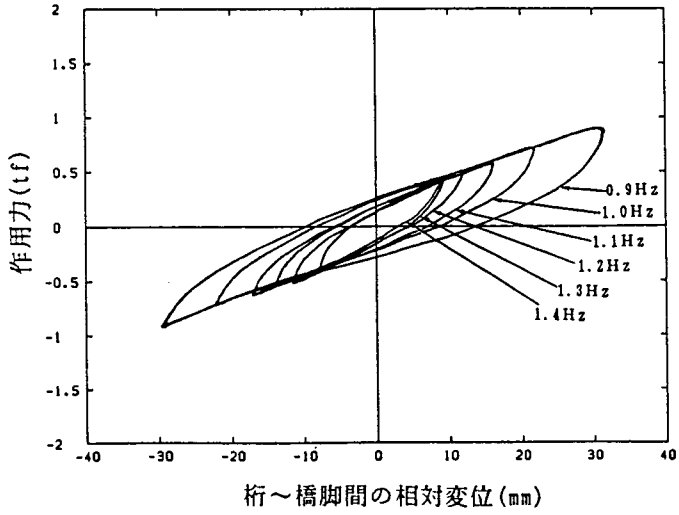
(2)　バイリニア型バネによる免震装置のモデル化

免震装置の荷重～変位関係は一般に紡錘形をしており、バイリニア型バネとしてモデル化することができる。一次勾配、二次勾配および降伏荷重（履歴ループにおいて変位が零の時の荷重）はそれぞれの免震装置に固有のものであり、個別に定式化の検討が行われている。しかし、本研究は各免震装置の定式化の

表－3.6.1　解析に用いた免震橋の地震波振動実験

入力地震動		LRBを用いた場合			HDRを用いた場合		
		振動台入力最大加速度 (gal)	けたの最大加速度 (gal)	けたの最大相対変位 (mm)	振動台入力最大加速度 (gal)	けたの最大加速度 (gal)	けたの最大相対変位 (mm)
開北橋記録	A	273.2	72.5	21.0	276.4	124.6	18.6
	B	481.3	101.0	35.8	484.7	181.9	33.1
八郎潟記録	A	85.1	81.7	26.1	83.1	102.7	14.0
	B	115.6	110.2	41.2	111.5	170.4	30.4

適、不適を検討することではなく、実験から得られた荷重～変位関係をできるだけ忠実にモデル化したバイリニア型バネを使って、非線形動的解析により免震橋の時刻歴地震応答をどの程度の精度で求めることができるかを検討することを目的としている。したがって、実験に用いたＬＲＢおよびＨＤＲに対してそれぞれ提案されている一次勾配、二次勾配、降伏荷重の一般式にはよらず、共振振動実験から得られた免震装置の荷重～変位関係からバイリニア型バネの各パラメータを求めることとした。図－3.6.1は、共振振動実験から得られたＬＲＢの荷重～変位関係の例を示したものである。履歴ループの形状はせん断変形の大きさに依存していることが同図からわかる。したがって、バイリニア型バネの一次勾配k_1、二次勾配k_2および降伏荷重Ｑは、せん断変形の関数として求められなければならない。各パラメータの具体的な求め方は以下の通りである。



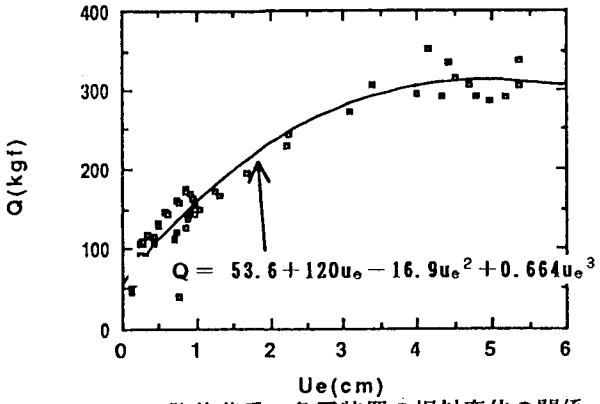
図－3.6.1　共振振動実験から得られたＬＲＢの荷重～変位関係

①降伏荷重Ｑ

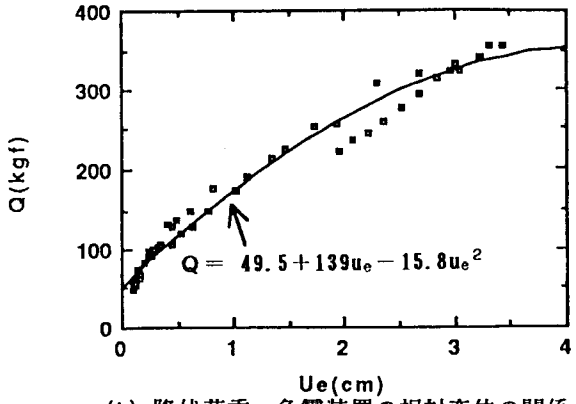
降伏荷重Ｑは、共振振動実験から得られた履歴ループが、ｙ軸（荷重軸）と正側および負側で交わる点の平均荷重とした。図－3.6.2は、このようにして求めた降伏荷重Ｑとせん断変形u_sとの関係を示したものである。これによれば、降伏荷重Ｑ（tf）はせん断変形u_s(cm)の関数として次式で与

えられる。

$$Q=\begin{cases}53.6+120u_e-16.9u_e^2+0.664u_e^3 & (0.05\text{cm}\leqq u_e\leqq 5.3\text{cm})\ \text{LRBの場合}\\ 49.5+139u_e-15.8u_e^2 & (0.1\text{ cm}\leqq u_e\leqq 3.6\text{cm})\ \text{HDRの場合}\end{cases}\cdots(3.6.1)$$



(a) 降伏荷重～免震装置の相対変位の関係
（ＬＲＢの場合）



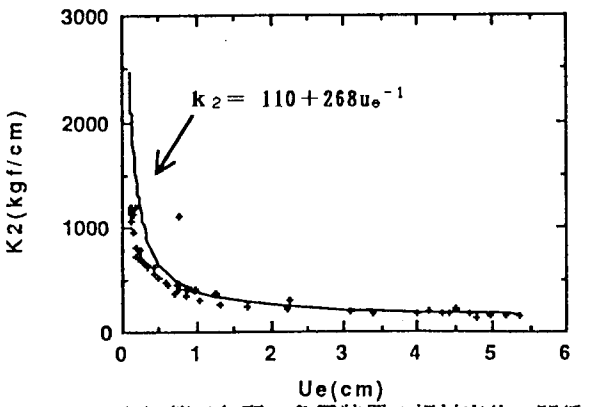
(b) 降伏荷重～免震装置の相対変位の関係
（ＨＤＲの場合）

図－3.6.2　共振振動実験から求めた免震装置の降伏荷重Q

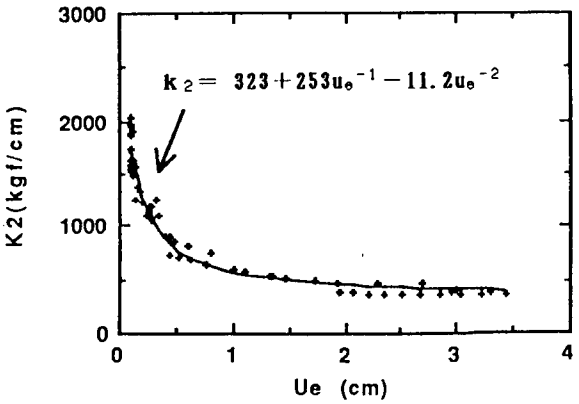
②第二勾配k_2

第二勾配k_2は、履歴ループがｙ軸と正側で交わる点（正の降伏荷重）と最大変位点とを結ぶ直線の勾配と、ｙ軸と負側で交わる点（負の降伏荷重）と最小変位点とを結ぶ直線の勾配の平均値とした。図－3.6.3は、このようにして求めた第二勾配k_2とせん断変形u_eとの関係を示したものである。これによれば、第二勾配k_2(kgf/cm) はせん断変形u_e(cm)の関数として次式で与えられる。

$$k_2=\begin{cases}110+268u_e^{-1} & (0.05\text{cm}\leqq u_e\leqq 5.3\text{cm})\ \text{LRBの場合}\\ 323+253u_e^{-1}-11.2u_e^{-2} & (0.1\text{ cm}\leqq u_e\leqq 3.6\text{cm})\ \text{HDRの場合}\end{cases}\cdots\cdots\cdots(3.6.2)$$



(a) 第二勾配～免震装置の相対変位の関係
（ＬＲＢの場合）



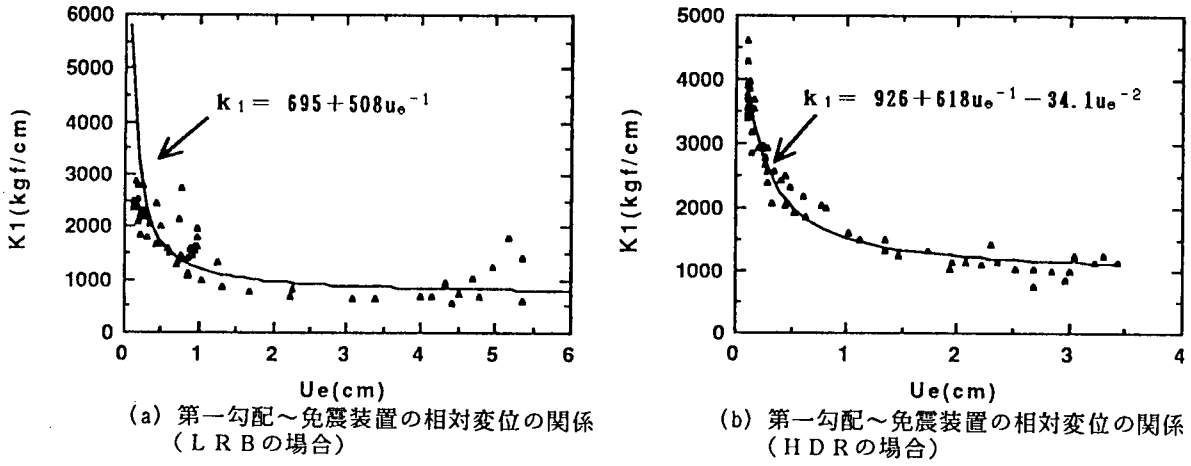
(b) 第二勾配～免震装置の相対変位の関係
（ＨＤＲの場合）

図－3.6.3　共振振動実験から求めた免震装置の第二勾配k_2

③第一勾配k_1

降伏荷重Qおよび第二勾配k_2は、上記に示したように履歴ループの形状から判断して簡単に求めることができる。これに対して、最大変位点から変位が減少するときには、履歴ループが丸みを帯びているため、最大変位点から変位が減少するときの勾配で表わされる第一勾配k_1をループの形状だけから判断するのは難しい。したがって、本研究では減衰特性に着目して第一勾配k_1を求めることとした。つまり、第一勾配k_1は、上記①、②で求められた降伏荷重Qおよび第二勾配k_2を用いて算出されるバイリニア型バネの等価粘性減衰定数が、履歴ループから求められる等価粘性減衰定数と等しくなるように決めることとした。図－3.6.4は、このようにして求めた第一勾配k_1とせん断変形u_eとの関係を示したものである。これによれば、第一勾配k_1(kgf/cm)はせん断変形u_e(cm)の関数として次式で与えられる。

$$k_1 = \begin{cases} 695 + 508u_e^{-1} & (0.05\text{cm} \leqq u_e \leqq 5.3\text{cm})\ \text{LRBの場合} \\ 926 + 618u_e^{-1} - 34.1u_e^{-2} & (0.1\ \text{cm} \leqq u_e \leqq 3.6\text{cm})\ \text{HDRの場合} \end{cases} \quad \cdots\cdots\cdots (3.6.3)$$



(a) 第一勾配～免震装置の相対変位の関係（ＬＲＢの場合）

(b) 第一勾配～免震装置の相対変位の関係（ＨＤＲの場合）

図－3.6.4　共振振動実験から求めた免震装置の第一勾配k_1

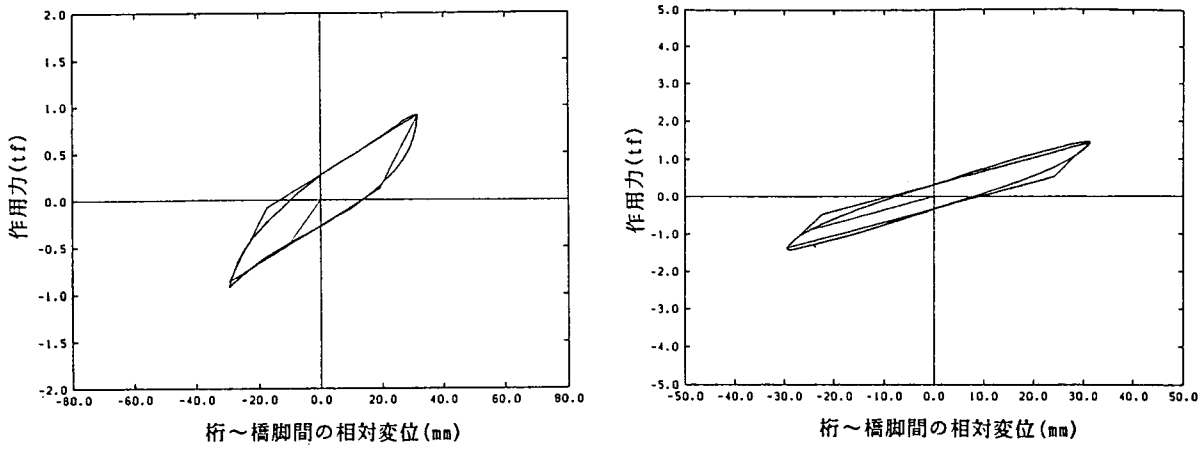
以上、①、②および③で求められたバイリニア型バネと実験から得られた履歴ループを比較した例が、図－3.6.5である。履歴ループはバイリニア型バネによって精度よくモデル化されており、上記による各パラメータの求め方が適切であったことがわかる。

上記①、②および③により各パラメータがせん断変形u_eの関数として求められたが、バイリニア型バネをバネ要素として取り入れることのできる一般の非線形動的解析プログラムでは、せん断変形に応じてバネのパラメータを変化させることはできない。したがって、u_eをバイリニア型バネの第一勾配、第二勾配および降伏荷重を一義的に定めるための基準となる免震装置のせん断変形と考えて、これを昨年度と同様に免震装置の最大せん断変形から次式により与えるものとする。

$$u_e = c_{NL} \cdot u_{max} \quad \cdots\cdots\cdots (3.6.4)$$

ここで、c_{NL}　：非線形動的解析における等価係数

u_{max}　：地震時に免震装置に生じた最大変形



(a) ＬＲＢの場合　　(b) ＨＤＲの場合

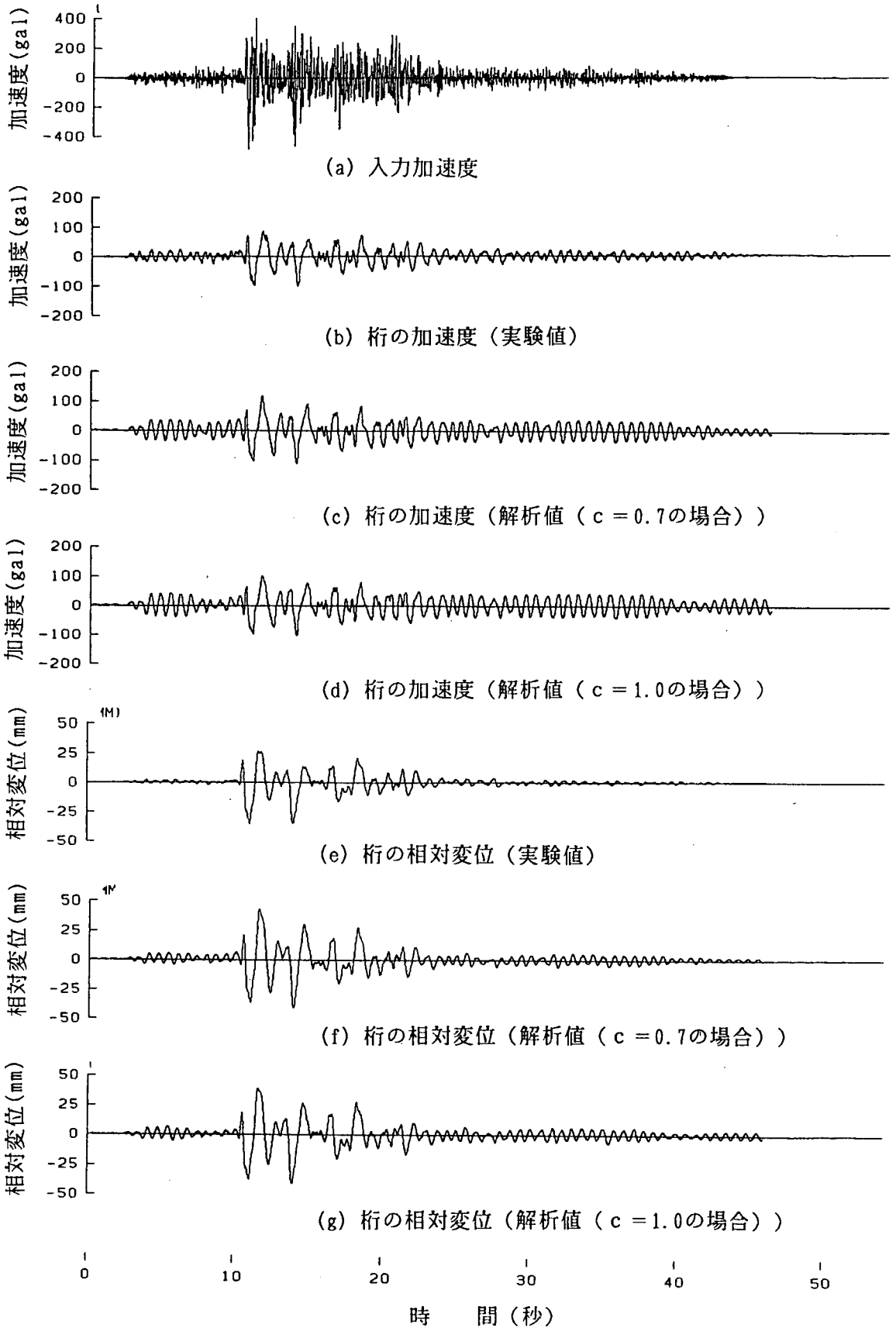
図－3.6.5　共振振動実験から得られた履歴ループとバイリニア型バネの比較

実際の非線形動的解析では、地震時に免震装置に生じるであろう最大変形をあらかじめ仮定し、その仮定値と解析の結果として得られる最大変形とが一致するまで繰り返し計算を行わなければならない。しかし、本年度の解析の目的は、免震装置をバイリニア型バネとしてモデル化した場合の非線形動的解析の精度を検証することであるから、実験で得られた最大せん断変位を正解とし、c_{NL}をどのように選べばよいかを検討した。

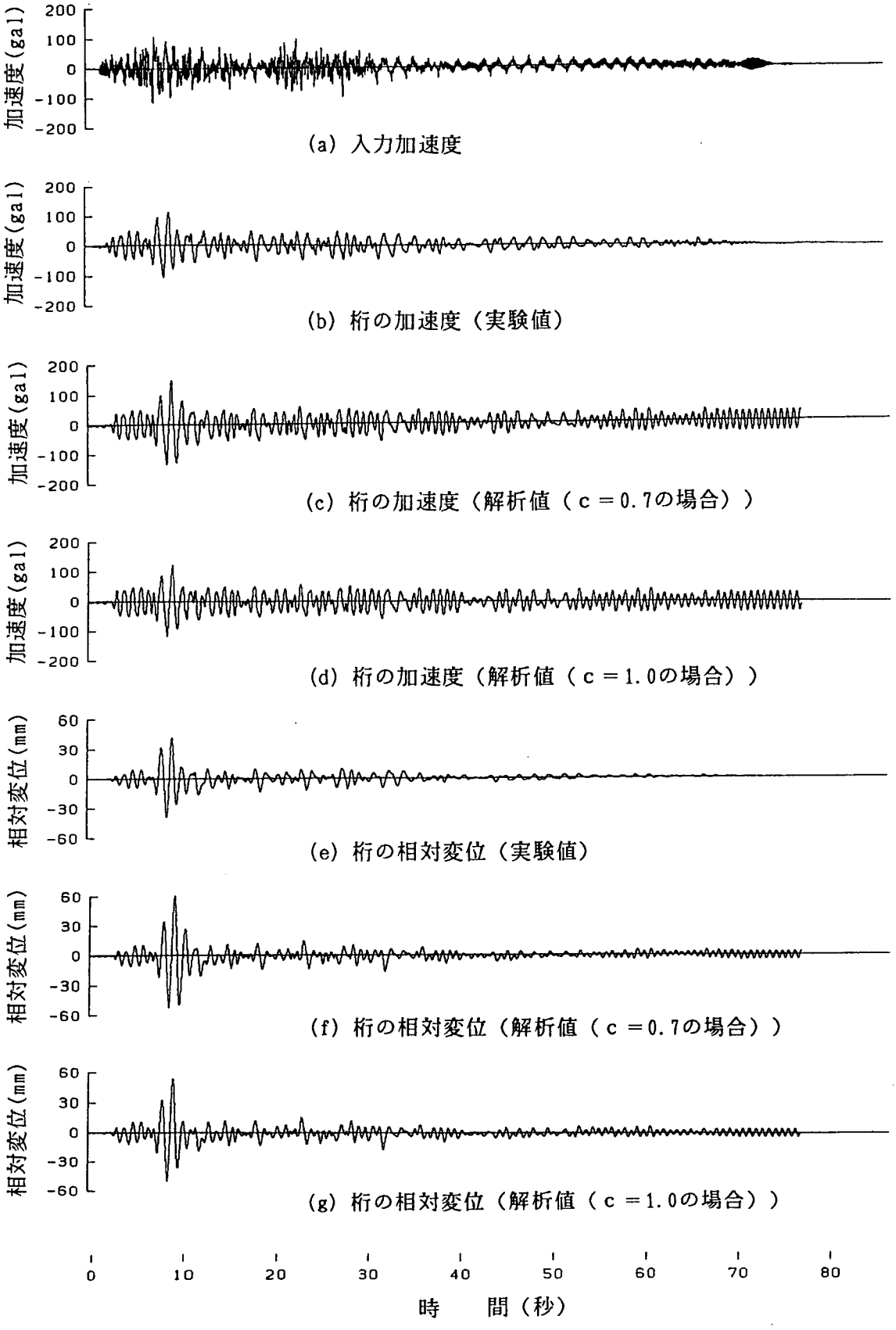
(3) 解析結果

図－3.6.6および図－3.6.7は、開北橋Ｂ記録および八郎潟Ｂ記録を作用させた場合の橋の応答加速度および免震装置の相対変位に対する実験値と解析値の比較（ＬＲＢの場合）を示したものである。ここで、式（3.6.4）の等価係数としては、地盤の等価線形化動的解析によく用いられる 0.7とした場合と、免震装置のピーク応答をそのまま用いた 1.0とした場合の２通りに変化させた。

また、免震装置の履歴減衰以外の減衰はレイリー減衰により考慮されている。レイリー減衰の定数は、橋脚の減衰定数を２％、免震装置および上部構造の減衰定数を０％、免震装置の剛性を一次勾配としてひずみエネルギー比例減衰から算出される一次および二次のモード減衰とレイリー減衰が一致するように定められた。ここで、橋脚の減衰定数２％は、免震装置を用いない模型橋の振動台実験から求められたものである。



図－3.6.6　桁の応答加速度及び相対変位に対する実験値と解析値の比較
（開北橋Ｂ記録、ＬＲＢ）



図－3.6.7　桁の応答加速度及び相対変位に対する実験値と解析値の比較
（八郎潟B記録、ＬＲＢ）

いずれの記録の場合にも、入力地震動の主要動近くでは、解析値は実験値の特徴をよく再現しており、等価係数$c_{NL}=0.7$ と$c_{NL}=1.0$ の間には大きな違いはない。また、主要動が終了した後の応答が減衰していく状況については、解析値は実験値ほど速くは減衰していないことがわかる。これは、バイリニア型バネのパラメーターを$c_{NL}=0.7$ あるいは1.0 に対する免震装置の変形を用いて決めているため、最大主要動終了の比較的小さい入力地震動に対する免震装置の小変形状態の力学特性を十分にモデル化できていないことによると考えられる。$c_{NL}=0.7$ のほうが$c_{NL}=1.0$ よりもわずかに速く減衰していることもからも、c_{NL}の値としてさらに小さい値を用いれば、小変形状態の免震装置の正確なモデル化が可能となり、主要動終了後の減衰状況はさらに精度よく再現できると考えられる。

表－3.6.2は、最大応答値に着目して解析値と実験値を比較したものである。これによるとけたの最大加速度および最大相対変位を実験値に対する比としてみると、比の値は$c_{NL}=1.0$ の場合には大部分のケースで 0.9～1.1 以内に収まっている。これに対して$c_{NL}=0.7$ の場合には、$c_{NL}=1.0$ に比較して比の値が大きくなっており、特にＬＲＢを用いて八郎潟記録を入力したときには、けたの最大加速度について 1.3～1.5 、けたの最大相対変位について 1.4～1.5 と大きくなっている。また、平均値でみても$c_{NL}=1.0$ の方が、解析値と実験値がよく一致しているといえる。

表－3.6.2　非線形動的解析により求めた模型橋の最大応答値と実験値の比較

免震装置	入力地震動		入力最大加速度 (gal)	実験値 けたの最大加速度 (gal)	実験値 けたの最大相対変位 (mm)	解析値 $c_{NL}=0.7$ の場合 けたの最大加速度 (gal)	解析値 $c_{NL}=0.7$ の場合 けたの最大相対変位 (mm)	解析値 $c_{NL}=1.0$ の場合 けたの最大加速度 (gal)	解析値 $c_{NL}=1.0$ の場合 けたの最大相対変位 (mm)
ＬＲＢを用いた場合	開北橋記録	A	273.2	72.5	21.0	92.2(1.27)	25.3(1.20)	83.6(1.15)	25.7(1.22)
		B	481.3	101.0	35.8	118.3(1.17)	43.4(1.21)	102.7(1.02)	40.4(1.13)
	八郎潟記録	A	85.1	81.7	26.1	123.7(1.51)	40.3(1.54)	97.3(1.19)	34.1(1.31)
		B	115.6	110.2	41.6	148.4(1.35)	60.7(1.46)	123.0(1.12)	53.8(1.29)
ＨＤＲを用いた場合	開北橋記録	A	276.4	124.6	18.6	128.6(1.03)	22.1(1.19)	116.5(0.93)	20.7(1.11)
		B	484.7	181.9	33.1	172.3(0.95)	34.4(1.04)	156.9(0.86)	31.7(0.96)
	八郎潟記録	A	83.1	102.7	14.0	95.0(0.93)	15.6(1.11)	93.6(0.91)	15.4(1.10)
		B	111.5	170.4	30.4	189.9(1.11)	39.3(1.29)	185.3(1.09)	39.8(1.31)
（ ）内の平均						1.17	1.26	1.03	1.18

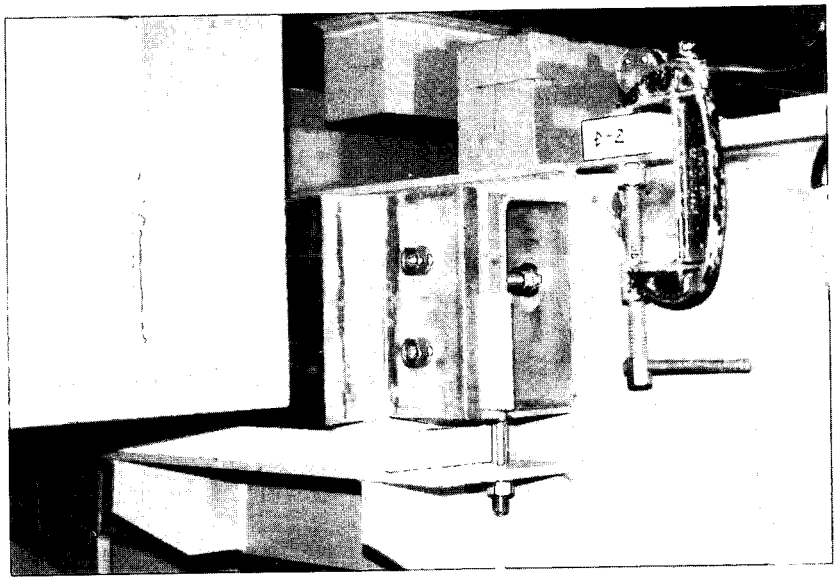
（ ）内は実験値との比を示したものである。

3.6.3　非線形動的解析による変位制限装置の衝撃力に関する検討

(1)　解析対象とした免震橋振動台実験の概要

解析対象とした免震橋模型の上部構造は前節で用いたものと同じであるが、変位制限装置の衝突による

衝撃力が橋脚の変位により緩和されることを避けるため、橋脚は剛性が高く、ほぼ剛体と考えられるものを用いた。また、本解析で対象とした免震装置はＬＲＢであるが、免震装置の寸法および剛性は前節のＬＲＢとは異なる。実験では、けたと橋脚との間に過大な相対変位が生じるのを防止するため、写真－3.6.1に示すような変位制限装置（ストッパー）を両橋脚およびけた下に設けた。なお、過度な衝撃力を緩和するため、ストッパーの衝突面にはゴムクッションを取り付けた。各橋脚に設けたストッパーの遊間は加振前の静止状態において相互にできるだけ等しくなるように調整した。ただし、けたと両橋脚が必ずしも同時に衝突するわけではない。



写真－3.6.1　橋脚に設けた変位制限装置（ストッパー）

解析対象とした実験ケースは、開北橋記録を入力して遊間を5cm（衝突しない）、3cm、2cmと変化させたものである。表－3.6.3は、これらのケースの振動台入力最大加速度、けたの最大加速度およびけたの最大相対変位を示したものである。

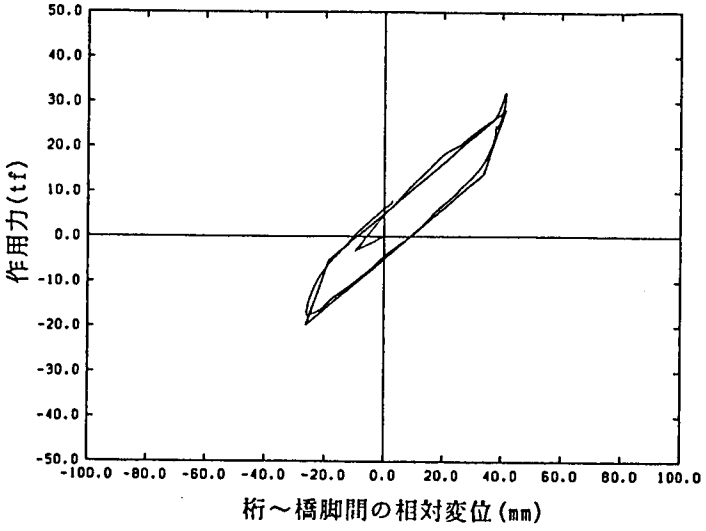
表－3.6.3　解析に用いた免震橋の地震波加振実験

ストッパー間隔	振動台入力最大加速度　(gal)	けたの最大加速度　(gal)	けたの最大相対変位　(mm)
5cm（衝突なし）	751.6	785.8	43.1
3cm	768.6	937.4	39.1
2cm	787.2	1023.1	35.7

(2)　免震装置および変位制限装置のモデル化

図－3.6.8は、遊間を5cmとしたときの加振実験から得られた免震装置の荷重～変位履歴ループのうち、最大変位を記録したときの1ループを示したものである。変位制限装置との衝突を解析することが本節の目的であるから、衝突を起こすような最大変位時の免震装置の荷重～履歴関係ループを忠実にモデル化し

なければならない。したがって、図－3.6.8に示す履歴ループに対して、前節と同じ方法で免震装置の第一勾配、第二勾配および降伏荷重を求めることとした。同図には、このようにして求められたバイリニア型バネの荷重～変位関係も示している。



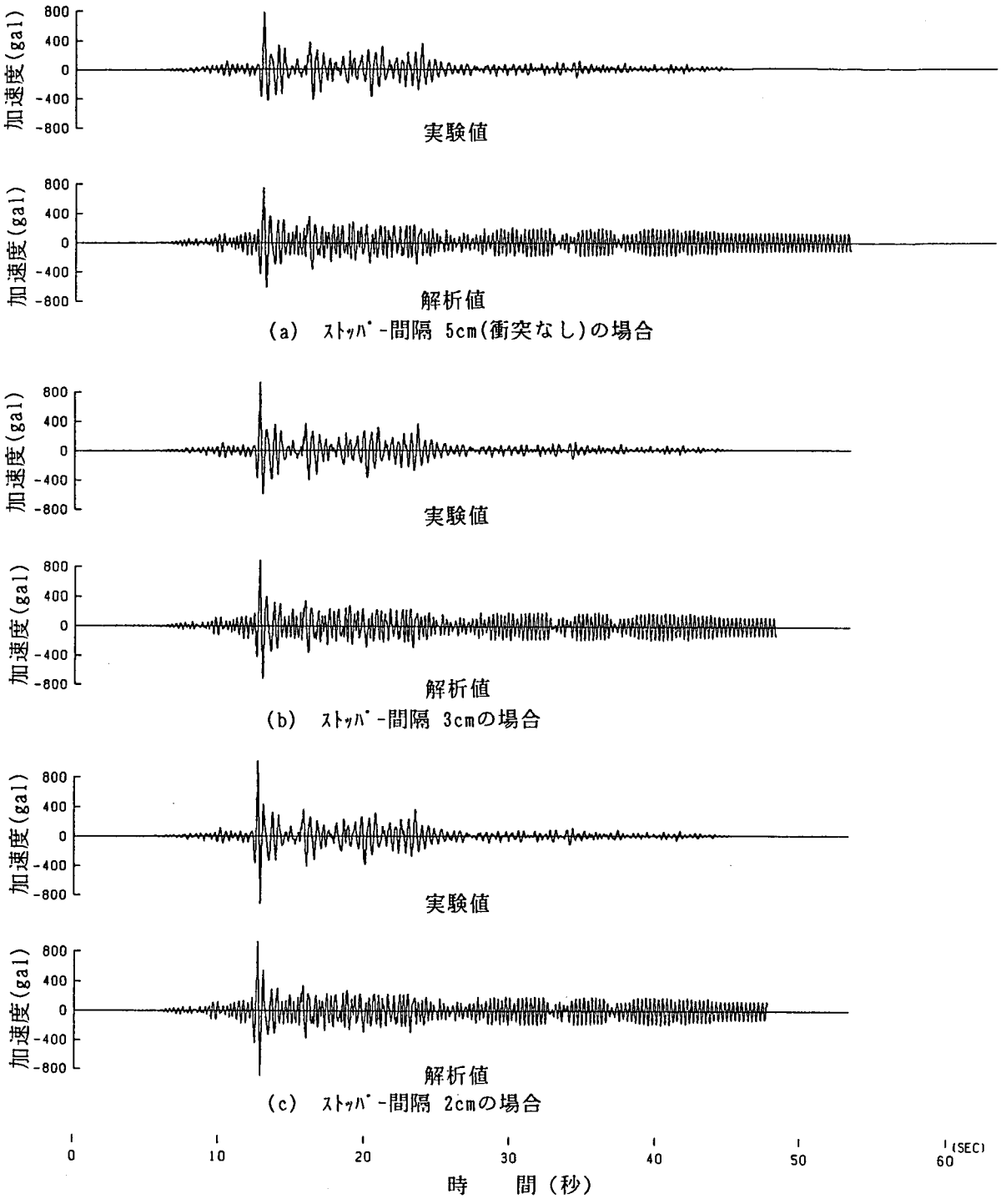
図－3.6.8　加振実験から得られた免震装置の荷重～変位の履歴ループ
（ストッパー間隔5cm（衝突なし）の場合）

変位制限装置はストッパーの衝突後、ゴムクッションの圧縮剛性に相当する線形バネとして作用するようモデル化することとした。ゴムクッションの幅w、高さh、厚さtおよびヤング係数Eは、それぞれ40cm、20cm、7.1cmおよび40.0kgf/cm² であり、圧縮剛性Kは次式のように求められる。

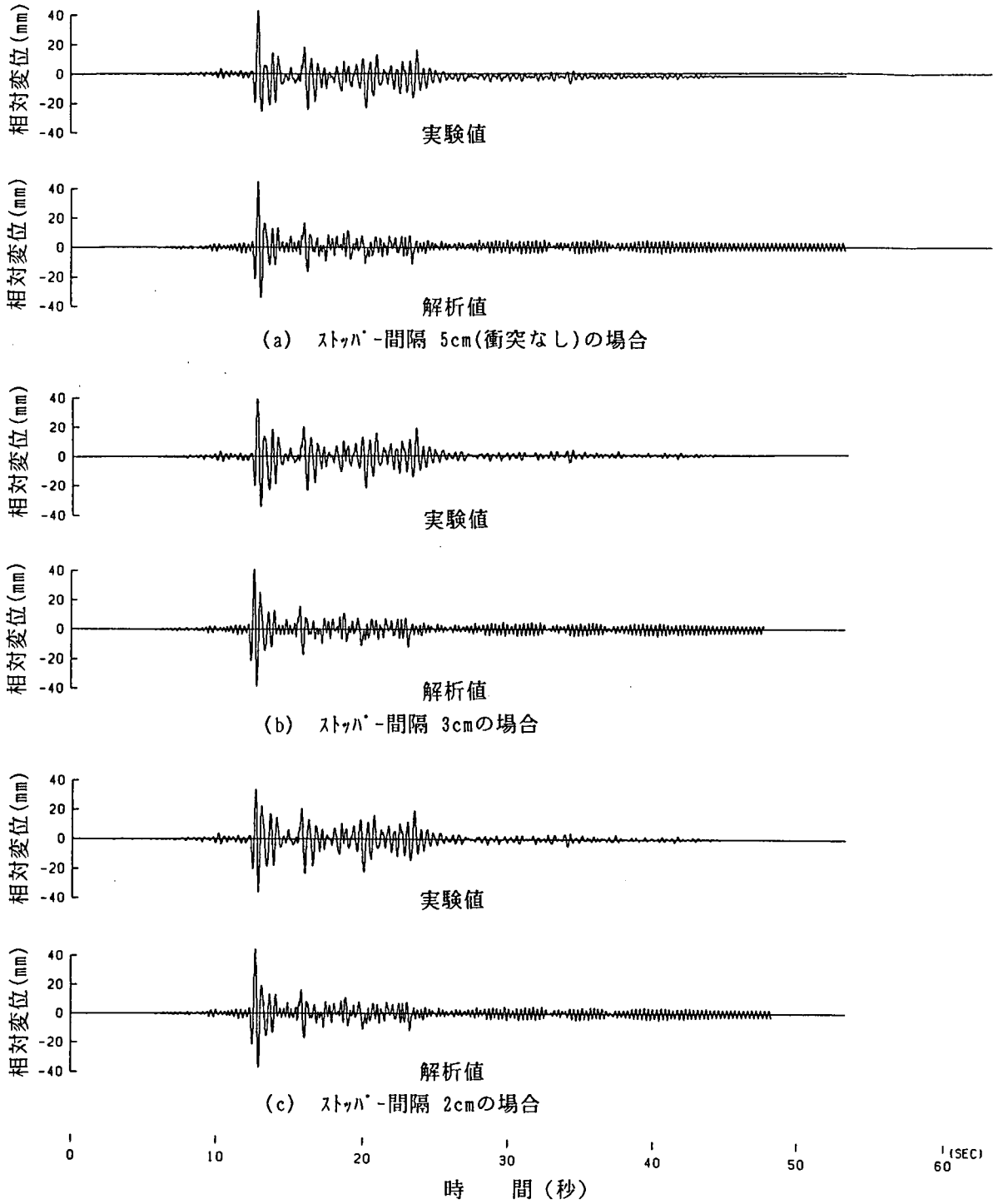
$$K = E \cdot w \cdot h / t$$
$$= 40.0 \times 40 \times 20 / 7.1$$
$$= 4,507 \text{kgf/cm}$$

(3) 解析結果

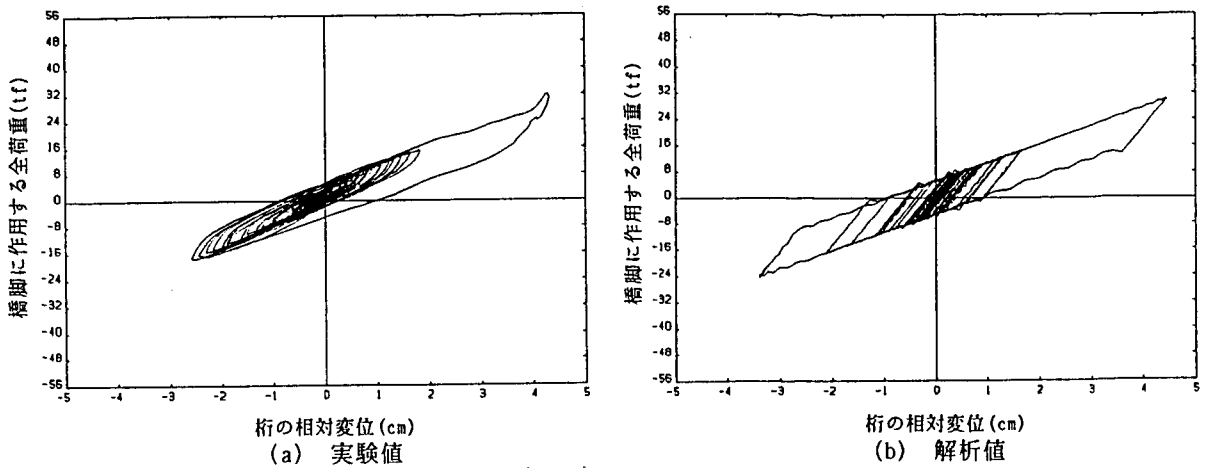
図－3.6.9および図－3.6.10は、それぞれけたの応答加速度および免震装置の相対変位に対する実験値と解析値を比較して示したものである。ここで、免震装置の履歴減衰以外の減衰は、前節と同様の方法で求められるレイリー減衰により考慮した。ストッパー間隔によらず、衝突が起きている入力地震動の主要動近くでは、解析値は実験値の特徴をよく再現している。図－3.6.11～13は、免震装置と変位制限装置に加わる合計の荷重、つまり橋脚に作用する全荷重を上部構造の加速度にその質量を乗じることにより求め、これとけたの相対変位との関係について実験結果と解析結果を比較したものである。履歴ループ全体の形状としては、実験と解析はよく合っている。ただし、実験では、ストッパー衝突後に荷重がひずみ硬化的に急激に増加しているが、解析ではストッパーの圧縮剛性を一定としているため、実験ほど急激な荷重増加は見られない。



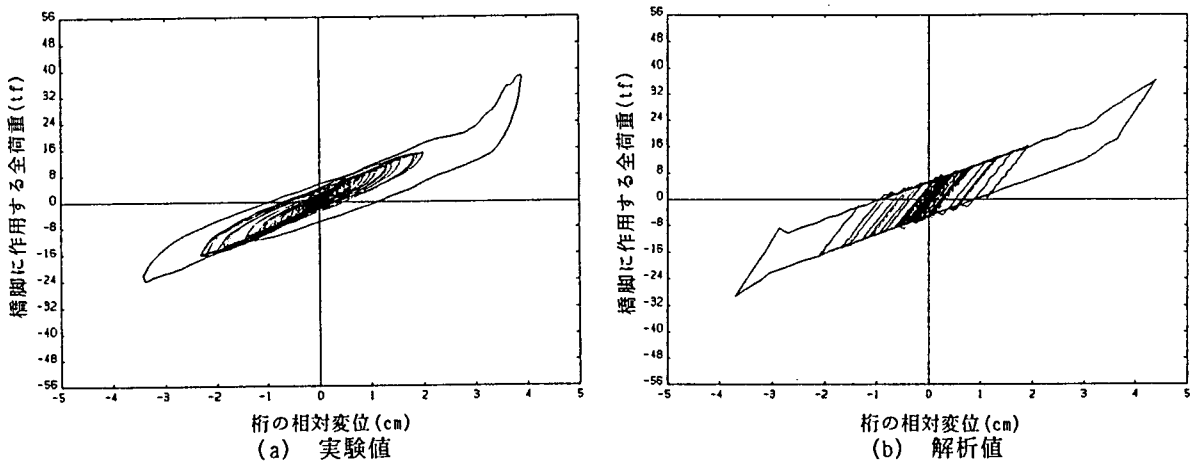
図－3.6.9 桁の応答加速度に対する実験値と解析値の比較



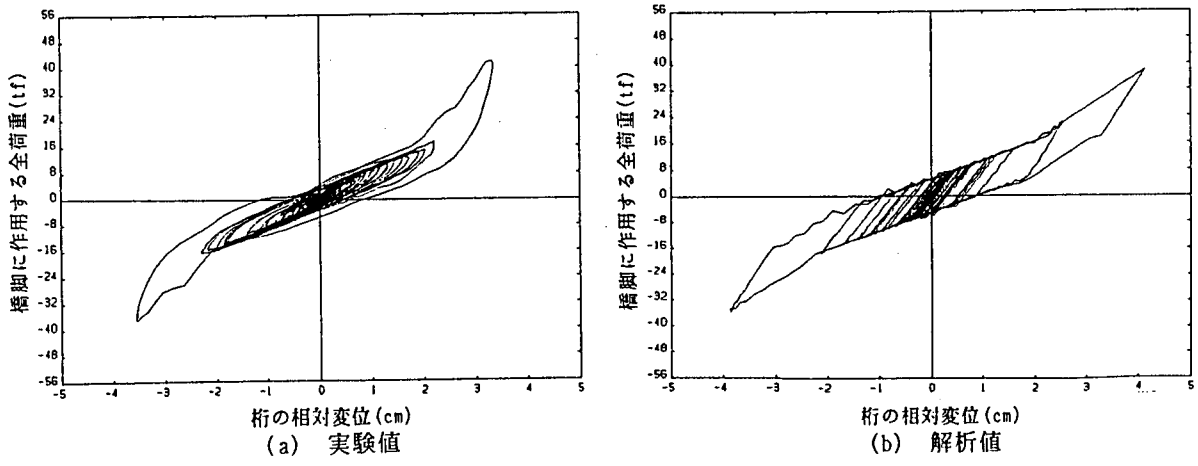
図－3.6.10 免震装置の相対変位に対する実験値と解析値の比較



図－3.6.11 橋脚に作用する全荷重～桁の相対変位関係の実験値と解析値の比較
（ストッパー間隔5 cm（衝突なし）の場合）



図－3.6.12 橋脚に作用する全荷重～桁の相対変位関係の実験値と解析値の比較
（ストッパー間隔3 cmの場合）



図－3.6.13 橋脚に作用する全荷重～桁の相対変位関係の実験値と解析値の比較
（ストッパー間隔2 cmの場合）

表－3.6.4は、最大応答値に着目して解析値と実験値を比較したものである。衝突を起こしている間隔3cmおよび2cmの場合について、けたの最大加速度および最大応答変位を実験値に対する比としてみると、比の値はけたの最大加速度に対して0.92～0.95、最大相対変位に対して1.13～1.16であり、解析値と実験値はおおむね一致しているといえる。ただし、履歴ループに見られたひずみ硬化的な荷重の急激な増加を考慮してストッパーの剛性を高くすれば、さらによく一致するようになると考えられる。

表－3.6.4　非線形動的解析により求めた模型橋の最大応答値と実験値の比較

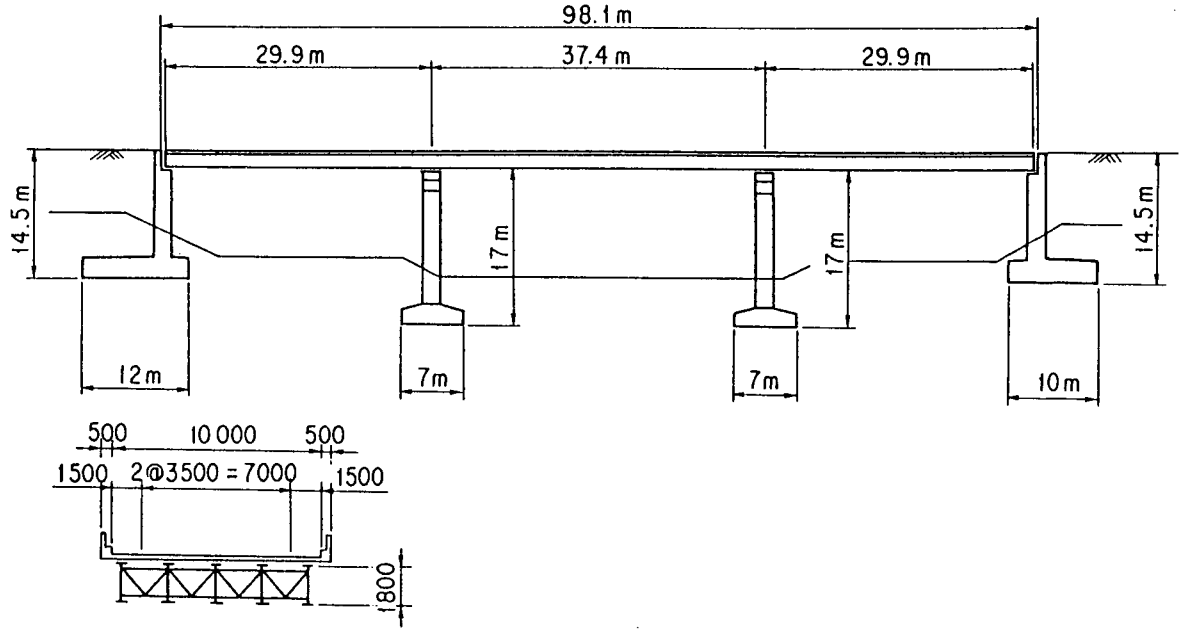
ストッパー間隔	振動台入力最大加速度 (gal)	実験値		解析値	
		けたの最大加速度 (gal)	けたの最大相対変位 (gal)	けたの最大加速度 (gal)	けたの最大相対変位 (gal)
5cm (衝突なし)	751.6	785.8	43.1	744.7(0.95)	44.5(1.03)
3cm	768.6	937.4	39.1	891.9(0.95)	44.0(1.13)
2cm	787.2	1023.1	35.7	936.8(0.92)	41.4(1.16)

( ) 内は実験値との比を示したものである。

3.6.4　非線形動的解析による変位制限装置の拘束効果に関する検討

(1) 解析対象とした免震橋および解析条件

解析対象とした免震橋は、図－3.6.14に示す橋長98.1m幅員10mの3径間連続鋼鈑桁橋である。解析方



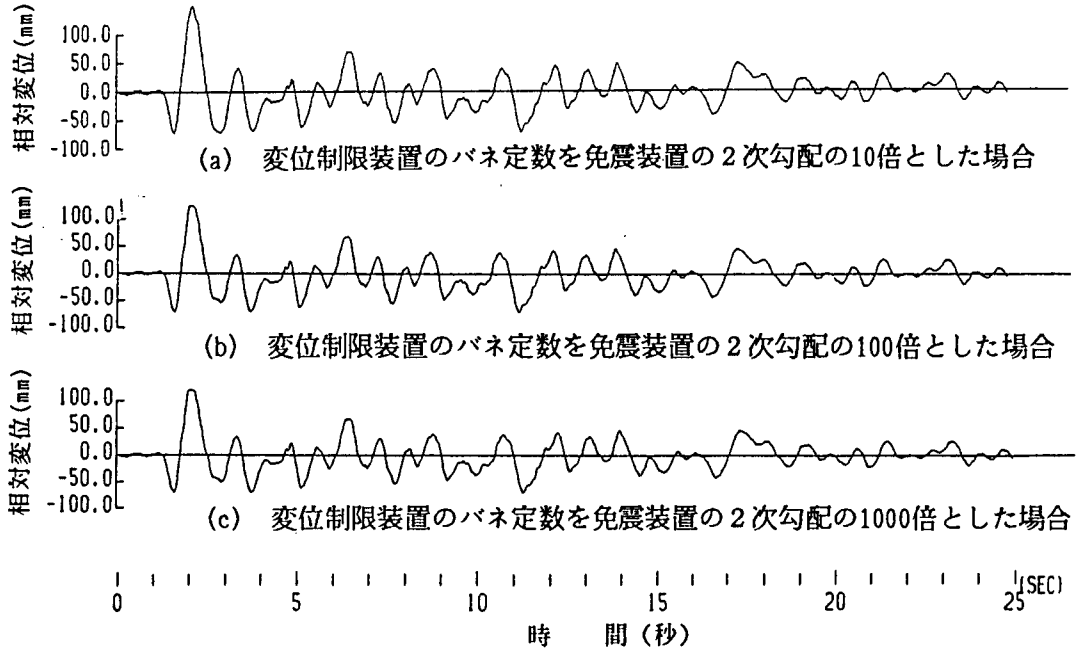
図－3.6.14　解析対象とした免震橋

向は橋軸方向である。入力地震動は、開北橋記録を道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度に合うように振幅調整したものである。免震装置はＬＲＢであり、各下部構造に５個ずつ設置されている。解析では、免震装置をバイリニア型バネとしてモデル化した。また、免震装置の履歴減衰以外の減衰については、前節までと同様の方法でレーリー減衰として考慮した。

変位制限装置は、前節の結果をもとに衝突後、変位制限装置の剛性に対応する線形バネとして働くようにモデル化した。解析ケースは、変位制限装置のバネ定数を免震装置の２次勾配の10、 100、 1,000倍と変化させた３ケースである。変位制限装置の設置位置としては、全下部構造、橋脚のみ、橋台のみなど種々のケースが考えられるが、解析対象橋では橋台部の相対変位が橋脚部に比べて大きく、けた端における落橋を防止するということから、橋台部のみに変位制限装置を設置することとした。また、変位制限装置の遊間は、変位制限装置がない場合には橋台部における最大相対変位が 170㎜程度となり、この過大な変位を抑えるということから、 120㎜と決めた。

(2) 解析結果

図－3.6.15は、Ａ１橋台における上下部構造間の相対変位を比較して示したものである。変位制限装置の剛性を高くするに従って、相対変位が抑えられていることがわかる。特に、剛性を最も高くしたケースでは、相対変位が、変位制限装置の遊間量である 120㎜のところではっきりとカットされている様子が見える。また、いずれのケースにおいても、相対変位が 120㎜よりも小さく、変位制限装置が働いていないところでは、それぞれの波形に大きな差は見られず、変位制限装置の衝突は免震橋のその後の地震応答に影響は及ぼさないことがわかる。



図－3.6.15 Ａ１橋台における上下部構造間の相対変位の比較

表－3.6.5は、上部構造から下部構造に作用する慣性力、および上下部構造間の相対変位について最大値をまとめて示したものである。橋台では変位制限装置を設置しているため、変位制限装置の剛性を高くするに従って慣性力が大きくなるが、相対変位は抑えられるようになる。これに対して、変位制限装置を設置していない橋脚では、変位制限装置の剛性を高くするに従って、慣性力、相対変位とも小さくなっている。

変位制限装置を設置している橋台について、変位制限装置の剛性と慣性力および相対変位との関係を具体的な数値でまとめると次のようになる。

① 上下部構造間の相対変位から変位制限装置の遊間量 120㎜を差し引いた値を過大な相対変位とすれば、変位制限装置がない場合には52㎜～55㎜程度の過大な相対変位が生じているが、免震装置の2次勾配の10倍程度の剛性を有する変位制限装置を設置することにより、慣性力は変位制限装置がない場合の約2倍になるが、過大な相対変位は約半分程度に抑えられる。

② 免震装置の2次勾配の 100倍程度の剛性を有する変位制限装置を設置することにより、慣性力は変位制限装置がない場合の約3倍程度になるが、過大な相対変位は約1/10程度に抑えられる。

③ 免震装置の2次勾配の 1,000倍程度の剛性を有する変位制限装置を設置することにより、慣性力は変位制限装置がない場合の4倍を越えるようになるが、過大な相対変位はほとんどゼロに抑えることができる。

3.6.5 結論

今年度は、免震装置をバイリニア型バネでモデル化した場合の非線形動的解析の精度、非線形動的解析による変位制限装置の衝撃力の評価、および非線形動的解析による変位制限装置の拘束効果について検討した。本年度の検討結果は、以下のようにまとめられる。

1）免震装置をバイリニア型バネとしてモデル化するに際しては、最大変位に対する第一勾配、第二勾配および降伏荷重、つまり $c_{NL}=1.0$ とした場合の値を用いることにより、免震装置の動的応答を非線形動的解析により再度よく再現することができる。

2）変位制限装置は、衝突後、線形バネとしてモデル化することにより、変位制限装置による衝撃力および上下部構造間の相対変位量を適切に評価することができる。

3）変位制限装置の剛性を高くすると、上部構造から下部構造に作用する慣性力は大きくなるが、上下部構造間の過大な相対変位を有効に制限することができる。具体的には、遊間量を越える変位を変位制限装置がない場合の半分程度に抑えようとするならば、免震装置の2次勾配の10倍程度の剛性を有する変位制限装置が必要であり、これにより慣性力は変位制限装置がない場合の約2倍程度に増加することなどがわかった。

表－3.6.5　上部構造から下部構造に作用する慣性力と免震装置の相対変位

変位制限装置の剛性	慣性力（tf）				相対変位（mm）			
	A1	P2	P3	A2	A1	P1	P2	A2
変位制限装置なし	141.2	227.0	227.2	138.7	175.4 (55.4)	134.1	134.2	172.4 (52.4)
$10\times k_2$	323.1 [2.28]	206.6 [0.91]	207.6 [0.91]	276.7 [1.99]	149.1 (29.1)	117.7	118.4	143.0 (23.0)
$100\times k_2$	450.6 [3.19]	187.7 [0.83]	189.7 [0.83]	430.2 [3.10]	125.1 (5.1)	102.9	104.4	124.7 (4.7)
$1,000\times k_2$	492.4 [3.49]	184.2 [0.81]	186.8 [0.82]	615.4 [4.43]	120.6 (0.6)	99.9	101.8	121.3 (1.3)

注1）k_2 は免震装置の2次勾配

注2）[ ] 内は、慣性力について、変位制限装置がない場合に対する比の値

注3）( ) 内は、相対変位について、遊間量 120mmを引いた値

3.6.6　平成3年度の研究方針

(1) 今後の課題

1）非線形動的解析との比較により、等価線形動的解析法の適用範囲を明らかにする。

2）移動制限装置や落橋防止構造による拘束が免震効果に及ぼす影響を具体的な数値として評価する方法を開発する。

(2) 平成3年度研究計画

上記の課題について研究を進めるとともに、本研究の成果を具体的に「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」で反映させる計画である。マニュアルにおいて反映させる項目は次の通りである。

1）免震装置の等価剛性および等価減衰定数の評価法

2）エネルギー比例減衰による橋全体の減衰定数の評価法

3）非線形動的解析におけるバイリニア型バネによる免震装置の評価法

4）非線形動的解析における変位制限装置の評価法

5）変位制限装置の拘束効果の評価法

6）等価線形動的解析法の適用性

<参考文献>

1）川島一彦、長谷川金二、吉田武史、山内博、小坂寛己：免震橋の振動特性に関する模型振動実験、土木技術資料Vol.30－10、1989年10月

<土木研究所　耐震研究室>

第4章　免震設計の適用に関する研究

はじめに

(1) 平成2年度の研究項目

ⅰ）ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究

① ＰＣ免震橋の設定及び基本的特性に関する検討

非免震と免震橋の基本モデルを設定し、支承特性の変動の影響を解析し常時荷重及び静的地震力に対する応答を調べた。

② ＰＣ橋の耐震性の向上に関する検討

上述の基本モデルについて応答スペクトル解析を実施し、免震化による耐震性の向上の度合いを調査した。

③ ＰＣ橋の免震化への適用性に関する検討

応答スペクトル法により免震支承の特性、橋脚剛性・基礎剛性に着目したパラメーター解析を実施し、それ等が免震橋の応答に及ぼす影響を検討した。

ⅱ）鋼橋に対する免震設計に関する研究

① 鋼橋の耐震性向上に関する検討

非免震橋と免震橋の基本モデルを設定、支持方式の違いによる耐震性の向上を検討した。

② 鋼橋の免震化への適用性に関する検討

免震支承の特性、橋脚剛性・基礎剛性、応答計算における線形モデルと非線形モデル、曲線桁質量中心の偏心量、鋼橋脚とＲＣ橋脚、等をパラメーターに解析を実施した。また、上部構造の各部質量ならびに橋脚高さと固有周期の関係を調査した。

ⅲ）超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究

① 試設計による超多径間連続橋の免震設計の実現性に関する検討

ＰＣ橋と鋼橋について1㎞の超多径間連続モデル橋を設定し、動的解析を含む試設計を行なって、免震設計の成立性と免震支承、伸縮装置の適用性を検討した。

② 時刻歴応答解析による超多径間連続橋の応答特性の検討

上述と同じモデル橋を対象に位相差入力を考慮した時刻歴応答解析を行なった。

③ 超多径間連続橋の免震設計フローの構成要因の検討

超多径間連続橋の免震設計を適用する上での留意事項を検討した。

ⅳ）耐震補強に対する免震設計に関する研究

① 道路橋の耐震設計規定の改定経緯と内容に関する調査

既設橋梁の耐震補強が必要となる状況を把握するため、最近までの耐震設計規定の変遷を調べた。

② 耐震補強に対する免震装置の適用計画および設計手法に関する検討

耐震補強ならびに上部工構造の変更に対する免震装置の適用条件、問題点、設計のフロチャートを検討した。

③ 耐震補強対策としての免震装置の検討

ＲＣ橋脚の主筋段落し、ＲＣ橋脚基部の保有水平耐力の不足、基礎の支持力不足、等を対象にそれぞれ試算検討を行なった。

④　上部工構造計画変更に伴う免震装置の検討

歩道添架、多径間連続化を対象にそれぞれ試算検討を行なった。

⑤　施工法および構造細目に関する検討

支承の取り替え方法、ノージョイント化の施工法、構造細目、落橋防止装置のダンパー化、等について検討した。

(2)　平成２年度の研究成果

ｉ）ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究

①　ＰＣ免震橋の設定及び基本的特性に関する検討

支承に作用する変位の増加と共に免震支承の剛性・減衰定数は共に減少するが剛性の減少率の方が小さいこと、支承の剛性変化が橋の固有周期に与える影響は支承の剛性が小さい範囲で大きいこと、減衰による免震効果（設計震度の低減効果）は橋の減衰定数が20～30％付近で頭打ちになることが明らかになった。

②　ＰＣ橋の耐震性向上に関する検討

ａ．レベル１での耐震性の向上

減衰の効果により、免震橋の加速度応答は非免震橋に比べて30％前後減少していること、応答断面力と主桁の応答変位も応答スペクトルの低減に相当する分だけ減少すること、下部構造の剛性が大きいほど免震支承のエネルギー分担率が大きく免震支承を有効に利用できること、等が明らかになった。

また、動的解析と静的解析の応答値を比較すると動的解析の方が30％程度小さくなり、免震化により耐震性が向上していることが示された。

ｂ．レベル２での耐震性の向上

長周期化と高減衰化の効果により、橋脚下部の応答断面力は免震橋のほうが非免震橋より30％程度減少し、主桁の応答変位は非免震橋とほぼ同じレベルに押えられることがわかった。

③　ＰＣ橋の免震化への適用性に関する検討

ａ．免震支承の特性変化に対する検討

許容変位量と橋脚下端に発生する応力度のバランスから最も効果的な免震支承の剛性が決定されること、連続橋において１橋脚の免震支承の剛性を変化させると、上部構造の変位は一様に変化するが橋脚天端の変位及び橋脚の曲げモーメントの変化は支承の剛性が変化した橋脚のみに限定されること、等が明らかになった。

ｂ．橋脚剛性・基礎剛性変化に対する検討

下部構造の剛性が高いほうが応答変位は小さくなるが応答断面力はあまり変化しないこと、不等橋脚の影響は剛性が変化した橋脚に顕著にあらわれその橋脚については設計上注意を要すること、異種地盤の影響は応答変位、応答断面力にあまり現われず土質定数・基礎形式のバラツキが免震橋に及ぼ

す影響は小さいこと、等が明らかになった。

ii）鋼橋に対する免震設計に関する研究

① 5径間連続桁の鋼橋をモデルに、多点ヒンジ方式とした場合とゴム支承あるいは免震支承による弾性固定方式とした場合について、橋脚基部の曲げモーメント等に着目して比較した。その結果、多点ヒンジ方式で拘束桁長が長い場合には、地震よりも温度変化の影響のほうが卓越するのに対して、弾性固定方式の温度変化の影響は地震にくらべ極めて小さく、温度変化に対する追随性に優れていることが明らかとなった。また弾性固定方式のうち免震支承を用いた構造は、非免震ゴム支承を用いたものより地震時モーメントが20％～30％小さい値となり免震橋の耐震性の向上度合いが明らかとなった。

② 下部構造の剛性が実際の適用を考えた範囲で不等に変化しても、免震支承を用いた橋では、支承剛性が橋脚の剛性に比べて極端に小さいため、発生断面力の変動は小さく、橋脚高の変化や基礎地盤のバラツキに対しての追随性の良さが明らかとなった。

③ 免震支承の剛性と減衰定数をパラメータとした解析から、支承変位と発生断面力には減衰よりも剛性の変化の影響のほうが大きくなる傾向にあることが判った。

④ 免震支承の履歴曲線を線形モデルとした場合と、非線形モデルとした場合について、応答スペクトル法と時刻歴応答解析法により検討を行なった。その結果、レベル２入力での応答値は、線形の応答スペクトル法、線形の時刻歴応答解析法、非線形の時刻歴応答解析法の順に小さな値を得ることが判った。

⑤ 曲線橋に免震構造を採用した場合の地震応答を把握するため、円弧形状の曲線橋に対して、円弧のライズｆと弦長Ｌの比ｆ／Ｌをパラメータにとり検討を行なった。支持条件として、すべて免震支承とした場合と、端支点のみ可動にした場合の２ケースを設定した。その結果、すべて免震支承にした場合のほうが、ｆ／Ｌの変化に対しても応答の変動が小さく、反力分散や応答の方向性が均一化されることが判った。

⑥ 上記①と同じ３つの支承方式を基に、鋼製橋脚を用いた場合とＲＣ橋脚を用いた場合の地震時（レベル１）挙動を比較した。その結果、鋼製橋脚は脚天端の変位が大きく、脚付根の曲げモーメントは小さくなる傾向になることが判った。しかし、その差は僅かであり適用性には影響を与えない程度であることが明らかとなった。

⑦ 上部構造ならびに橋脚高が固有周期に与える影響の分析から、鋼床版の固有周期はＲＣ床版より約60％短周期になること、橋脚は高くなると曲げ剛性も大きくなるように設計されるため、高さ14.5mと30mで固有周期にはほとんど差がないことが明らかになった。

iii）超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究

① 連続桁長１kmの超多径間連続橋では、ＰＣ桁、鋼桁のいずれの場合も免震支承の大きさは常時の鉛直荷重によってほぼ決まって過大なものにはならず、橋脚の断面力や杭反力は温度等の影響より地震の影響に支配されることから、非多径間の免震橋脚とほぼ同等の設計が成り立つことが確認された。

② 上述の試設計ではＰＣ桁、鋼桁とも伸縮装置の遊間は温度等の常時の荷重によって決定され、桁端間の遊間はレベル２の地震動によって決定された。伸縮装置は橋軸直角方向に移動制限を設けた場合

は既存のもので対応可能であるが、橋軸直角方向も免震化する場合には特殊なものを用意する必要がある。

③ 地震波が橋軸方向に伝搬する状態を仮定した位相差入力の時刻歴応答解析から、入力に位相差があると橋脚の断面力や桁の応答加速度は減少し、免震装置の相対変位も桁端部を除いて減少し、一方、桁に発生する断面力は増加し、桁の一方の端にエネルギーが集中して桁が大きく振動する現象が生じること、等が判かった。これらの結果はＰＣ橋、鋼橋ともほぼ同じであった。

④ その他、非免震橋の動的応答は免震橋の約1.5 倍となること、今回の試設計モデルでは応答スペクトル法に採用するモード次数は50次程度で充分であること、動的解析において仮定した支承変位と計算された支承変位が30％以上異なる場合は支承変位を仮定し直して再計算することが望ましいこと、ゴム支承の設計法と免震支承の設計法には考え方の相異があること、等が指摘された。

⑤ 設計上の留意事項として、温度変化・プレストレス導入・クリープ・乾燥等による桁の伸縮地震時上部工慣性力の下部構造への合理的な配分、等を取り上げ、超多径間連続橋のための免震設計フローとしてとりまとめるべく検討を続けることとした。

iv）耐震補強に対する免震設計に関する研究

① 耐震補強に対する免震設計の運用計画および設計手法に関する検討を行ない、免震装置を適用した耐震補強の計画・設計フローを作成した。

② 耐震補強対策としての免震装置の適用性は、ＲＣ橋脚の主鉄筋段落し部の補強については実施可能であるものの、基礎に余裕のない場合や仮締切りが必要な場合以外はＲＣ巻き立てに比較すると経済性に劣ること、保有水平耐力が不足するＲＣ橋脚基部の補強については免震装置の減衰効果を考慮した場合に適用の可能性があること、基礎の補強の場合には基礎杭の地震時支持力不足と河床低下によるケーソン基礎の地震時支持力不足の場合に適用可能であるが液状化には不適であること、等が明らかになった。

③ 歩道添架による上部工反力の増加を対象とした概略の試算から、免震装置の減衰効果に見合う上部工反力の増加の程度を明らかにすることができた。また、既存の単桁橋の多径間連続化に伴う水平反力の増加に対して免震装置の適用が可能な連続化径間長を明らかにし、免震装置の試設計を実施した。

④ 支承の取り替えと免震装置の設置方法、ノージョイント化に伴う床版の施工法、伸縮継手や落橋防止構造などの構造細目、落橋防止装置のダンパー化についてもそれぞれ具体案を提示した。

(3) 平成３年度の研究方針

ｉ）ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究

都市内高架橋をイメージした500 m長クラスの連続桁形式ＰＣ橋を対象とし、３章の成果ならびに平成２年度までのパラメーター解析の成果をもとに試設計を行う。施工法の検討、構造細目の検討も合わせて行なう。

ii）鋼橋に対する免震設計に関する研究

３章で開発された免震設計法に基づいて連続桁形式の鋼免震橋の試設計を行なう。対象地盤はⅢ種

地盤とし、橋軸直角方向も免震とする。その結果に基づいて実施設計に則した設計フローを作成するとともに、地盤との連成振動ならびに入力地震波との共振の影響についても検討する、また施工法の検討も行なう。この他、免震装置の利用方法を検討しタイプ別の利用方法の提案を行なう。

iii）超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究

平成3年度はより現実的な条件で試設計を行うこととし、鋼桁橋については曲線橋を、ＰＣ桁橋については地盤条件の変化等を考慮した設計を行う。また、その施工法についても検討を行う。さらに、超多径間連続免震橋としての設計フローを作成する。

iv）耐震補強に対する免震設計に関する研究

平成3年度は設計手法と施工手法および構造細目の詳細を定めることとし、レベル1における水平震度設定法の見直し、耐震補強としての適用可能条件の明確化、動的解析による効果の確認と安全性の検証を進める。

4.1　PC橋に対する免震設計に関する研究

4.1.1　平成2年度研究成果の概要

(1) 研究の概要

免震設計の当初の考え方は、免震支承により上部工を柔かく支持して長周期化を図ることにより入力地震動を低減させ、応答低減効果を得るというものであった。しかし、この考え方では、大きな耐震安全性を得ようとした場合に固有周期の大きな領域を目指す必要があり、免震設計の設計及び伸縮装置の設計にかなりの困難を示すものとなる。

そこで、免震装置の減衰効果を利用し、これに基づいた耐震安全性を付与することにより、PC橋の耐震安全性の向上を目指す方向が考えられた。しかしながら、その耐震安全性は必ずしも定量的に把握されていない。

この様な状況から、平成2年度は前年度の研究成果を踏まえて、反力分散方式のPC連続桁橋に免震構造を採用した場合を対象とし、その耐震性に影響を及ぼすと考えられる要因についてパラメータ解析を実施した。

パラメータ解析としては5径間連続PC箱桁橋を基本に、非免震橋（ゴム支承を用いた反力分散方式の橋）と免震橋（免震支承を用いた橋）に対して実施することにより、各要因の影響度を定量的に把握し、免震効果、適用性、適用範囲について検討するとともに、減衰効果を付与する場合の耐震性の向上についても検討することとした。

免震橋の設計及び応答スペクトル解析に使用する入力地震は、3．1章の入力地震を使用し、免震・非免震とも同様のものを用いるものとした。

なお、今年度は橋軸方向の地震動に対して検討を行うこととした。

平成2年度の研究項目と内容の概要は以下の通りとした。

ⅰ）PC免震橋の設定及び基本特性に関する検討

非免震橋と免震橋の基本モデルを設定する。免震支承の設定にあたって、免震支承の特性についても検討する。また、非免震橋と免震橋の常時荷重（クリープ・乾燥収縮及び温度荷重考慮）及び静的地震力に対する応答を調べ比較することにより、クリープ・乾燥収縮の影響の程度を把握する。

ⅱ）PC橋の耐震性の向上に関する検討

ⅰ）で設定した基本モデルを用いて非免震橋と免震橋について応答スペクトル解析をレベル1及びレベル2に対して実施する。地震時応答（変位、断面力）について比較することにより、各地震レベルにおいて免震化による耐震性の向上の度合いを把握するとともに、固有周期の変化により耐震性の向上率がどのように変化するかを調査し、検討する。さらに、耐震性向上の要因についても検討する。

ⅲ）PC橋の免震化への適用性に関する検討

① 免震橋について、免震支承の特性に着目したパラメータ解析を実施し、免震化への適用性及び免震

支承の最適な条件を検討する。

② 免震橋について、橋脚剛性・基礎剛性に着目したパラメータ解析を実施し、免震化への適用性を検討する。

(2) 成果の要約

平成2年度研究成果の概要は以下のようである。

ⅰ）ＰＣ免震橋の設定及び基本特性に関する検討

a．ＰＣ免震橋に対する種々の検討を行うにあたって、基本モデルの設定をおこなった。この際、非免震橋と免震橋の耐震性の比較検討のために、両者の固有周期がレベル1において同じになるように免震支承を設定した。

b．免震支承の設定を行うにあたって、静的な簡易計算法により免震支承の特性に関して検討を行った結果、以下の事が確認された。

① 免震支承の設計変位と等価剛性及び等価減衰定数との関係

通常の設計に用いる範囲においては、設定変位の増加と共に免震支承の剛性はわずかに減少するが減衰定数はかなり減少する。

② 免震支承の剛性と橋の固有周期との関係

支承の剛性変化が橋の固有周期に与える影響は、支承の剛性が大きい範囲では小さく、剛性が小さい範囲では大きい。

③ 免震支承の等価減衰定数ｈと応答スペクトル法に用いる減衰定数別補正係数C_Dとの関係

免震効果（加速度応答スペクトルの低減効果）は橋の減衰定数が20～30％付近で頭打ちとなる。

c．クリープ・乾燥収縮については、今回のモデルでは、橋脚の曲げモーメントにおいて地震時の3割程度であり、下部構造は、地震時において決定する。

ⅱ）ＰＣ橋の耐震性の向上に関する検討

a．レベル1での耐震性の向上

① 固有値解析結果および応答スペクトルの比較

減衰の効果により、免震橋の加速度応答スペクトルは非免震橋に比べて30％前後減少していることが分かった。

② 応答解析結果の比較

橋脚下端の応答断面力と主桁の応答変位はともに、減衰による応答スペクトルの低減分（約30％）だけ免震橋のほうが減少していることが分かった。

また、下部構造の剛性が大きいほど免震支承のエネルギー分担率が大きく、免震化による耐震性の向上が大きいと考えられる。

さらに、免震橋について動的解析による応答断面力と静的解析による応答断面力を比較すると、動的解析値の方が30％程度小さくなっている。これは、動的解析では免震支承の減衰が応答値に反映されているためであり、潜在的な免震化による耐震性の向上が確認できた。

b．レベル２での耐震性の向上

① 固有値解析結果および応答スペクトルの比較

レベル１での検討と同様の結果が示された。

② 応答解析結果の比較

橋脚下端の応答断面力は、減衰の効果により免震橋のほうが30％程度減少していることが分かった。また、主桁の応答変位は、非免震橋に比べて支承の剛性低下が大きくなるが、減衰の効果により、非免震橋とほぼ同じレベルに押さえられていることが分かった。

したがって、免震化により、耐震性が向上されたと言える。

c．耐震性の向上の要因解析

耐震性の向上の要因としては、免震支承を採用したことによる減衰効果と長周期化の２つが挙げられる。

① 減衰効果による耐震性の向上

一般に下部構造の剛性が高いほど、免震支承にひずみエネルギーが集中し易く構造全体に減衰定数ｈを高める意味では、減衰効果が有効に働くことが分かった。

② 長周期化による耐震性の向上

免震支承剛性が同一ならば、橋の固有周期は下部構造の剛性が高いほど長周期化の影響が大きい傾向にあることが分かった。

ⅲ）ＰＣ橋の免震化への適用性に関する検討

a．免震支承の特性変化に対する検討

① 全橋脚の免震支承の剛性を変化させた場合。

免震支承の剛性を大きくすることにより、主桁の応答変位は小さくなるが、橋脚下端での応答断面力が大きくなることが分かった。したがって、許容変位量と橋脚下端に発生する応力度の釣り合いから、免震効果が最も良いと思われる免震支承の剛性を求めることができると思われた。

② １橋脚の免震支承の剛性を変化させた場合。

１橋脚の免震支承の剛性が変化することにより、上部構造の変位は一様に変化するが、橋脚天端の変位及び橋脚下端の曲げモーメントの変化は、支承の剛性が変化した橋脚にのみ限定されることが分かった。その変化の割合は、免震支承の剛性変化の割合の86％程度となった。

③ 免震支承の減衰を変化させた場合。

免震支承の減衰が大きい方が、応答変位及び応答断面力が減少し、耐震性が向上することが確認された。また、耐震性の向上の度合いは、免震支承の剛性の変化と比較して敏感ではないことが分かった。

b．橋脚剛性・基礎剛性変化に対する検討

① 橋脚・基礎剛性を変化させた解析

下部構造の剛性が高いほうが応答変位は小さくなるが、応答断面力はあまり変化しないことが分かった。

② 不等橋脚の解析

不等橋脚の影響は剛性が変化した橋脚に顕著にあらわれること及び、上部構造の応答変位は全体的に変化することが分かった。したがって、不等橋脚の場合は、剛性が変化している橋脚について設計上注意をする必要があると思われた。

③ 異種地盤の解析

応答変位、応答断面力に変化はあまり見られなかった。したがって、土質定数・基礎形式のバラツキが免震時に及ぼす影響は少ないと考えられた。

4.1.2　ＰＣ免震橋の設定および基本特性に関する検討

(1) 検討方針

ＰＣ免震橋に対する種々の検討を行なうにあたって、先ず基本モデルの設定を行なった。基本モデルの設定はＰＣ橋を免震化にするにあたって、その効果と有用性が活かされる構造形式を選定した。

また、基本特性に関する検討にあたっては免震橋と非免震橋の特性を明確に把握するために基本モデルの軀体形状および鉄筋配置は同一のものとし、支承の機能差による特性に解析の重点を置くものとする。

基本モデルの支持形式は免震、非免震の特質比較が明確になり得る反力分散方式とし、使用支承としては免震橋では鉛プラグ入りゴム支承（ＬＲＢ）を、非免震橋では弾性ゴム支承を採用する。

ＰＣ橋特有のクリープ・乾燥収縮は常時状態で発生するため、地震時発生応力を常時換算して明確にする。解析方法は静的解析にて行ない、着目項目として、支承の水平変位、橋脚天端の水平反力、橋脚付根の曲げモーメントとする。

(2) 基本モデルの設定

ＰＣ免震橋の基本モデルを設定するにあたっては、既存の非免震ＰＣ橋の中から免震化が計り易く、また、免震化するとメリットがありそうな橋梁を選定し、検討モデルにふさわしくなるよう適宜修正を加えた。基本モデルを図－4.1.1 に示す。

ｉ）上部構造

① 構造形式は免震橋の適用性を考慮して、連続桁を基本とし、都市内高架橋などに多く見られる等断面の箱桁形式とした。

② 支間長は免震装置に対する支承反力の適用規模ならびに等断面箱桁としての適性支間（30m～50m）を考慮して選定した。また、支間数は桁端移動が適切となり、かつ実績の多い５径間とした。

③ 免震支承は、解析上のモデル化においては、等価剛性と等価減衰のみで表現されるので一般的な免震支承（ＬＲＢ・高減衰支承等）であれば解析上近似的な挙動を示すものと考えられる。

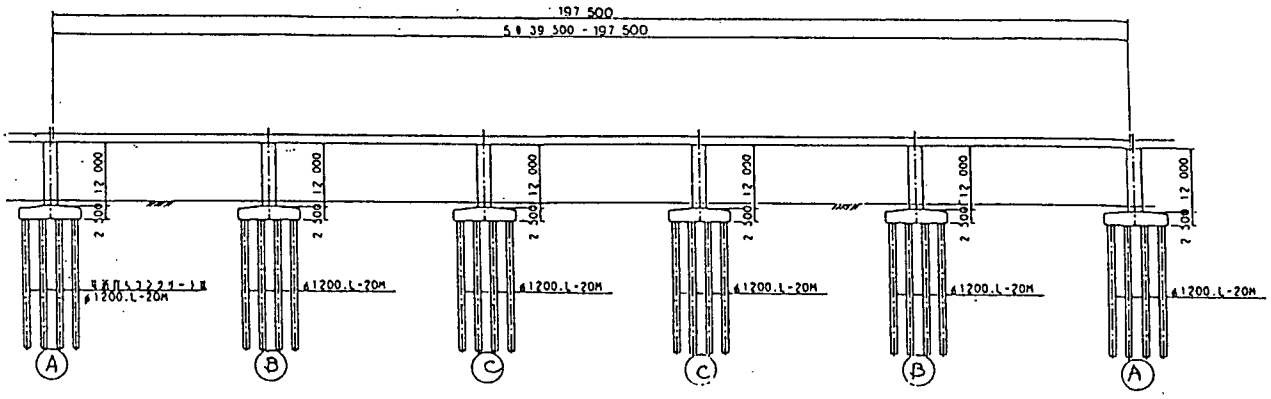
本研究においては非免震橋の反力分散支承との類似性を考慮し、また、ニュージーランド等でも実績の多いＬＲＢを採用することとした。

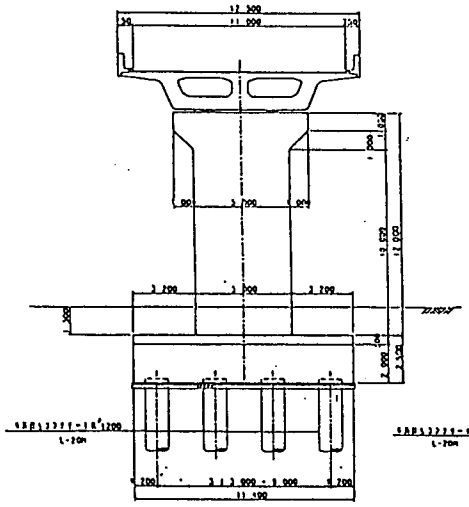
ii）下部構造

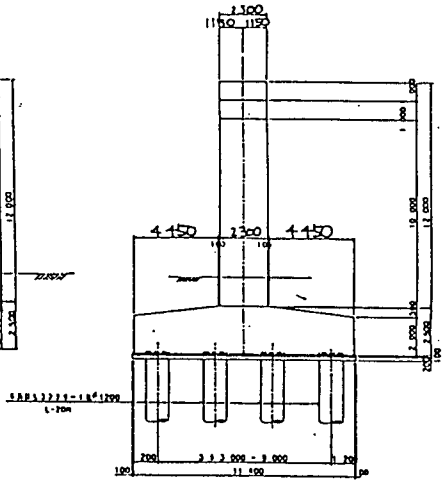
① 橋脚は一般的な張出し式橋脚（矩形断面）としたが、張出し部に過大な応力を発生しない程度の張出し長とした。

② 脚注の橋軸方向幅は、鉄筋とコンクリートの応力バランスの良い幅に設定した。

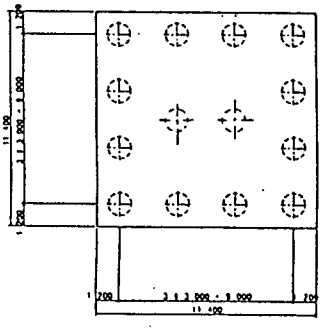
③ 基礎は都市内高架橋等で施工実績の多い場所打ちコンクリート杭（φ1200）を設定した。

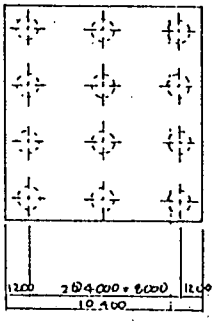






B橋脚　　A，C橋脚





剛性の断面諸元

		A橋脚		B,C橋脚	
断面積	A	5.750	m²	11.500	m²
基準Z軸モーメント(橋軸方向)	I	2.535	m⁴	5.070	m⁴
基準Z軸モーメント(橋軸方向)	I	11.98	m⁴	23.96	m⁴
ねじり基準Z軸モーメント	J	10.139	m⁴	20.278	m⁴

注）かけ違い橋脚の剛性は、
解析上半分とする。

主桁の断面諸元

断面積	A	7.01 m²
上縁より図心までy'		0.740m
基準Z軸モーメント(橋軸方向)	I	3.69 m⁴
基準Z軸モーメント(橋軸方向)	I	71.99 〃
ねじり基準Z軸モーメント	J	9.61 〃

図−4.1.1　基本モデル

(3) 設計条件および解析モデル

基本モデルの設計条件および解析モデルを表－4.1.1 および図－4.1.2 を示す。また、解析モデルに用いた諸数値を表－4.1.2 ～表－4.1.4 に示す。

表－4.1.1　設　計　条　件

一般条件	等　　級	1等橋（TL－20，TT－43）	
	道　路　規　格	第1種第2級	
	上　部　工　形　式	5径間連続PC箱桁	
	下　部　工　形　式	柱式橋脚（矩形断面）	
	基　礎　工　形　式	場所打ちコンクリート杭（φ1200）	
	有　効　幅　員	11．0m	
	支　　間　　割	5@39．5^{m}＝197．5^{m}	
	舗　　装	アスファルト　t＝75^{mm}	
	適　用　示　方　書	平成2年2月	
荷重条件	使用材料の単位体積重量	コンクリート	γ＝2．5tf／m^{3}
		土　砂　重　量	γ＝1．9　〃
	コンクリートのクリープおよび乾燥収縮度の影響	一般性を考慮して一括施工として取扱う。	※ 温度換算－65℃
	温度変化の影響	構造全体の温度変化	温度昇降±20℃
	地震の影響	地域別補正係数	A地域（＝1．0）
		地盤別補正係数	Ⅱ　種（＝1．0）
		重要度別補正係数	1　級（＝1．0）

※　温度換算値の算出方法

プレストレスによるひずみ　ε_1

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma cpe\ /\ \eta}{Ec} = \frac{40/0.85}{2.89\times10^5} = 16.3\times10^{-5}$$

プレストレスクリープによるひずみ　ε_2

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma cpe\ \cdot\ \phi}{Ec} = \frac{40\times2.6}{3.1\times10^5} = 33.5\times10^{-5}$$

乾燥収縮によるびすみ　ε_3

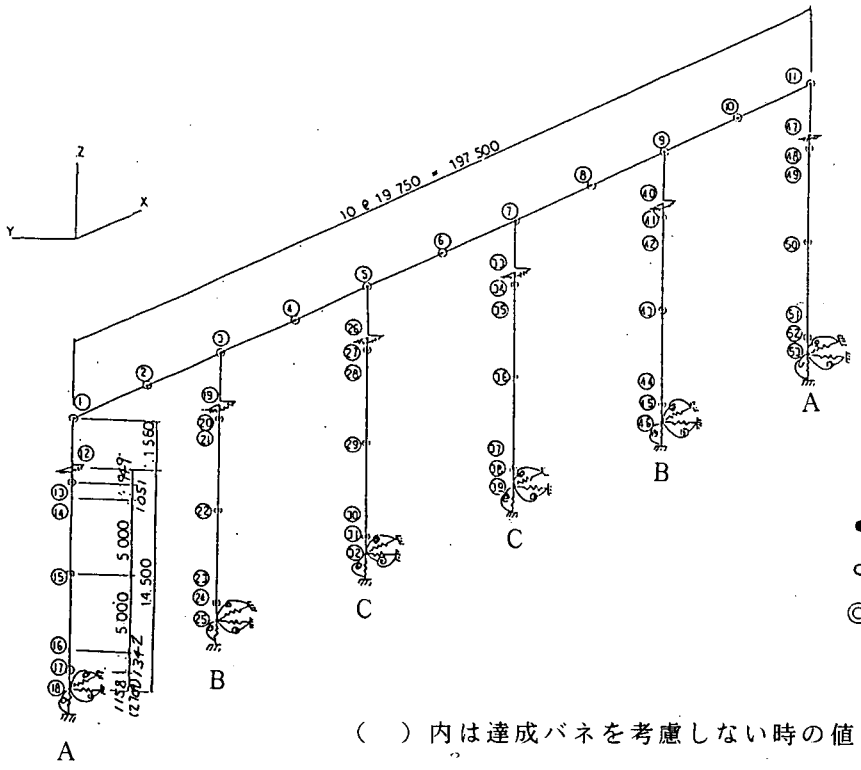
$$\varepsilon_3 = 15\times10^{-5}$$

ひずみの合計

$$\Sigma\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = (16.3+33.5+15)\times10^{-5} = 64.8\times10^{-5}$$

温度換算

$$T = \frac{\Sigma\varepsilon}{\ell t} = \frac{64.8\times10^{-5}}{1.0\times10^{-5}} = 64.8 \rightarrow 65℃$$



（　）内は達成バネを考慮しない時の値を示す。

図－4.1.2　解析モデル

表－4.1.2　質点重量

（t）

質点	重量	質点	重量	質点	重量
①	258,004	⑮	143,750	㊸	287,500
②	516,008	⑰	341,580	㊺	748,840
③	〃	⑳	74,750	㊽	37,375
④	〃	㉒	287,500	㊿	143,750
⑤	〃	㉔	748,840	(52)	341,580
⑥	〃	㉗	74,750		
⑦	〃	㉙	287,500		
⑧	〃	㉛	683,150		
⑨	〃	㉞	74,750		
⑩	〃	㉟	287,500		
⑪	258,004	㊱	683,150		
⑬	37,375	㊵	74,750		

表－4.1.3　支点バネマトリックス

常：常時解析用

固：固有周期解析用

橋脚			K_H tf／m	K_R tfm／rad	K_V tf／m	K_{HR} tf.m／rad
A	橋軸	常	—	4,173,125	622,800	——
		固	203,279	4,481,610	622,800	——
	直角	常	—	——	—	——
		固	203,279	4,299,955	622,800	-315,341
B	橋軸	常	152,251	10,437,900	726,600	-344,946
		固	474,317	11,157,700	726,600	-735,794
	直角	常	—	——	—	——
		固	474,317	11,391,300	726,600	-735,794
C	橋軸	常	130,501	8,346,250	622,800	-295,668
		固	406,557	8,963,220	622,800	-630,681
	直角	常	—	——	—	——
		固	406,557	8,599,910	622,800	-630,681

表－4.1.　支承の動的特性

		非免震		免震	
		L_1	L_2	L_1	L_2
支承バネ tf／m	A橋脚	868	868	864	512
	B 〃	2152	2152	2148	1246
	C 〃	2688	2688	2672	1861
減衰 %	A 〃	5.0	5.0	27.1	13.6
	B 〃	〃	〃	27.3	14.1
	C 〃	〃	〃	22.5	8.8

(4) 免震支承の設定

免震支承の基本解析モデルは、支承の特性（剛性および減衰）以外は非免震橋の基本解析モデルと全く同一のものとする。さらに、支承の特性においても、非免震橋と免震橋との耐震性の比較検討のために、両者の固有周期がレベル1で同じになるように免震支承を設定する。

免震支承は等価剛性および等価減衰定数によってモデル化される。免震支承の設計において、等価剛性を精度良く算定するためには、下部工（橋脚・基礎）の剛性を考慮して橋の固有周期を計算する必要がある。下部工剛性は、レベル1において、非免震橋の固有周期より、図－4.1.3に示すように逆算した。なお、計算を簡単にするために、レベル2でもレベル1と同じ下部工剛性を用いて免震支承の設計を行っている。

また、免震支承の減衰はレベル2においてのみ、設計震度の算定に（A）式によって示される減衰の補正係数c_Dを組み入れることで考慮している。（A）式中の橋の減衰定数hの算定にはひずみエネルギー比例減衰による（B）式を用いている。

$$c_D = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \qquad \cdots (A)$$

$$h = \frac{h_B \cdot K_B \cdot u_B^2 + h_p \cdot K_B^2 \cdot u_B^2 / K_p}{K_B \cdot u_B^2 + K_B^2 \cdot u_B^2 / K_p} \qquad \cdots (B)$$

ここに、h_B ：支承の減衰定数

K_B ：支承の等価剛性

u_B ：支承の設計変位

h_p ：橋脚の減衰定数（＝5％）

K_p ：橋脚の剛性（本計算では下部工剛性を使用）

基本解析モデル橋の免震支承の設計条件および形状寸法を表－4.1.5に示す。次に、免震支承の設計計算結果を表－4.1.6に示す。

<免震支承の設計用橋脚剛性の算定>

非免震橋の固有周期の算定（L1レベル）より、

T＝1.49 sec 、W_u ＝5160 tf 、δ ＝0.547 m

直列剛性（全体） $K_T = \dfrac{W_u}{\delta} = 9433$ tf/m

支承剛性（全体） K_B ＝（868 ＋ 2152 ＋ 2688）× 2

＝ 11416 tf/m

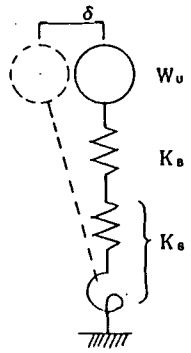
下部工剛性（全体） $K_s = \dfrac{1}{1/K_T - 1/K_B} = 54315$ tf/m

したがって、

A橋脚 K_{sA}＝ 0.1 ×K ＝ 5430 tf/m

B、C橋脚 K_{sB}＝K_{sC}＝ 0.2 ×K ＝ 10860 tf/m

※K_{sA}、K_{sB}、K_{sC}は各橋脚において橋脚剛性と基礎剛性を合成した下部工剛性である。



図－4.1.3　下部工剛性の算定

表－4.1.5　免震支承の諸元

				A橋脚	B橋脚	C橋脚
設計条件	上部工重量		ton	5160		
	反力	最大（1支承当り）	ton	270	715	645
		死荷重（1支承当り）	ton	200	580	510
	変位	水平変位量（常時）	mm	64.5	32.9	10.5
		回転角（常時）		1 / 300	1 / 600	1 / 600
	1橋脚当り支承個数		個	2	2	2
	橋脚剛性 K_p		t/m	5430	10880	10860
	橋脚の減衰定数 h_p		%	5.0	5.0	5.0
支承形状・寸法	ゴムのせん断弾性係数 G_0		kg/cm²	8.0	8.0	8.0
	平面形状	A×B	cm	95×100	120×125	125×130
	鉛プラグ	n×φ	cm	2 ×φ14.4	4 ×φ16.0	4 ×φ14.9
	ゴム厚	t_E	cm	1.8×33層 ＝ 52.8	2.0×20層 ＝ 40.0	2.0×12層 ＝ 24.0
支承の動的特性	1次剛性	K_1	t/m	2577	6200	10366
	2次剛性	K_2	t/m	398	954	1595
	降伏荷重	Q	t	50.8	125.5	108.8

(5) 免震支承の設定に関する検討

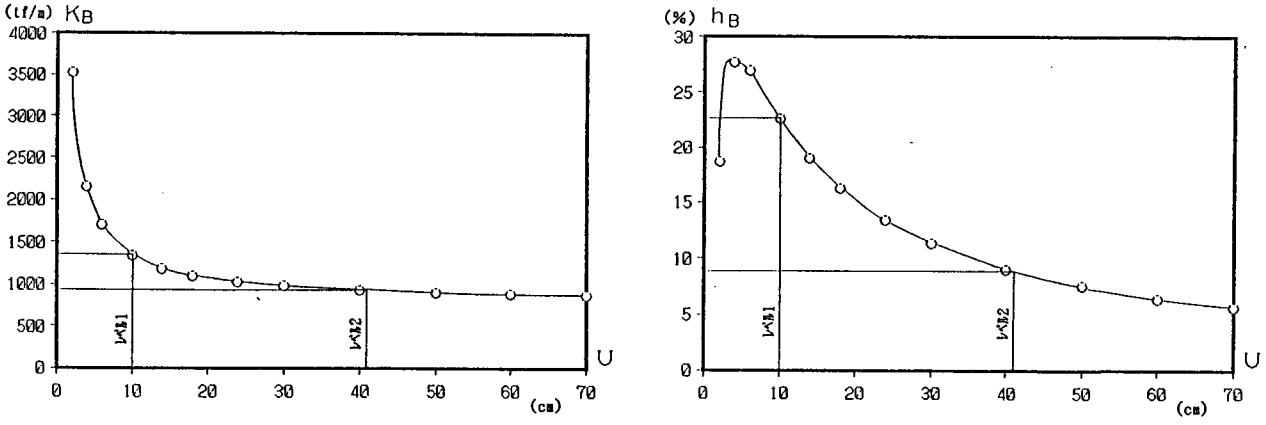
免震支承の特性が橋全体の振動特性にどのような影響を与えるかを、(4)で示した免震支承の設計に用いた、下部工剛性および減衰を考慮した静的な簡易計算法によって検討した。

i）免震支承の変位と等価剛性および等価減衰定数の関係

一個の免震支承における設計変位U_Bと等価剛性K_Bおよび等価減衰定数h_Bとの関係を図－4.1.4に示す。これらの関係は、基本解析モデルに設定したC橋脚上の支承について示したものである。このとき、レベル1での設計変位は10.1cmであり、レベル2での設計変位は40.9cmである。免震支承の等価剛性は設計変位の増加と共に減少し、レベル1で1336tf／m、レベル2で930 tf／mとなる。免震支承の等価減衰定数は、u＝4.4 cmで最大値（h=27.8%）をとった後、設計変位の増加と共に減少し、レベル1で22.5%、レベル2で8.8 %である。

表－4.1.6　免震支承の設計計算結果

特　性　（1橋脚当り）			A橋脚	B橋脚	C橋脚
レベル1	設計震度 k_H = 0.23 , 橋の固有周期 T = 1.49 sec				
	上部工の変位 u = 12.6 cm				
	橋の等価剛性 K_T = 9367 t/m, 橋の減衰定数 h_T = 21.6 %				
	支承の設計変位 u_B	cm	10.9	10.5	10.1
	支承の等価剛性 K_B	t/m	864	2148	2672
	橋脚との直列剛性 K	t/m	746	1793	2144
	支承の減衰定数 h_B	%	27.1	27.3	22.5
	水平力（常時＋地震時）	t	93.9	269.5	302.6
	せん断ひずみ		0.63	0.93	1.04
	せん断ひずみ の許容値		2.77	2.77	2.77
レベル2	設計震度 k_H = 0.59 , 橋の固有周期 T = 1.81 sec				
	上部工の変位 u = 47.9 cm				
	橋の等価剛性 K_T = 6348 t/m, 橋の減衰定数 h_T = 10.7 %				
	設計変位 u_B	cm	43.8	43.0	40.9
	等価剛性 K_B	t/m	512	1246	1861
	橋脚との直列剛性 K	t/m	468	1117	1588
	等価減衰定数 h_B	%	13.6	14.1	8.8
	水平力 （地震時）	t	224.5	535.8	761.6
	せん断ひずみ		4.00	3.71	3.90
	許容値		4.16	4.16	4.16
	大変形時の偏心	cm	35.4	21.3	20.5
	許容値	cm	51.2	77.0	84.1



図－4.1.4　免震支承における設計変位と等価剛性および等価減衰定数との関係

ii）免震支承の剛性と橋の固有周期との関係

免震支承の等価剛性K_Bと橋の固有周期Tとの関係は、図－4.1.3のモデルにより次式で示される。

$$K_B = W/(U-U_P)、\qquad U=\left(\frac{T}{2.01}\right)^2$$

ここに、W　：上部構造重量＝5160 tf

U　：上部構造重量を水平に載荷した場合の上部構造の水平変位

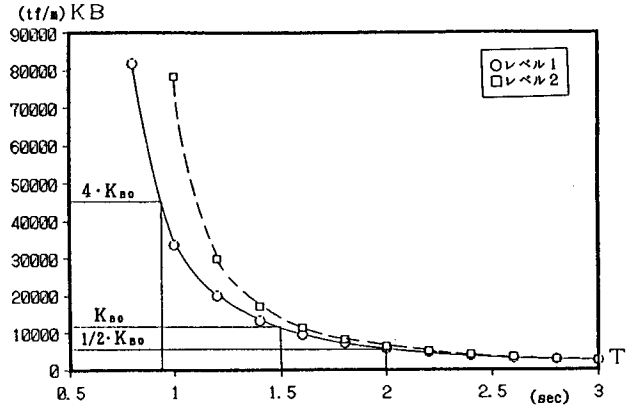
U_P　：上部構造重量を水平に載荷した場合の下部構造剛性による上部構造の水平変位。

$$U_p = W / K_p$$

K_p ：下部構造剛性。レベル1で54300 tf／m 、レベル2で28400 tf／m 。

上式において、橋の固有周期を仮定し免震支承の等価剛性を算定した結果を図示すれば、図－4.1.5のようになる。レベル1における免震支承の剛性を比較検討するために、基本解析モデルの免震支承の剛性を基本値K_{B0}（＝11400 tf／m)としておく。

図によれば、免震支承の等価剛性の変化が橋の固有周期に与える影響は、比較的剛性の大きい部分では小さく、免震支承の剛性が基本値の4倍以上では橋の固有周期はほとんど変化しない。4・K_{B0}のときには、T＝0.94 secである。なお、支承部を固定とした場合（K_B ＝∞）の解析モデル橋の固有周期T＝0.62 secである。



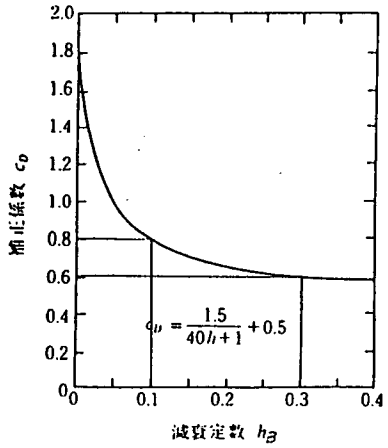
図－4.1.5　支承の等価剛性と固有周期の関係

免震支承の等価剛性を基本値より小さくしていった場合、橋の固有周期は急に長くなる。橋の固有周期をあまり長くすると、レベル2での変位が過大となり、免震支承の設計および伸縮装置の設計が困難になる。したがって、レベル1での橋の固有周期を2秒程度に押さえるとすれば、現実性のある免震支承の剛性の下限値として、図より、1/2・K_{B0}を考えればよいと思われる。1/2・K_{B0}のときT＝2.02 secである。

iii）免震支承の等価減衰定数h_Bの応答スペクトル法に用いる減衰定数別補正係数c_Dとの関係

橋のモード減衰定数hと応答スペクトル法に用いる減衰定数別補正係数c_Dとの関係は、(4)で示した（A）式により示される。免震橋の場合、表－4.1.5及び表－4.1.6から分かるように、橋の減衰定数のうちの大部分が支承の減衰定数の寄与によるものであることを考えると、式中の橋のモード減衰定数hは支承の等価減衰定数h_Bに置き換えられる。この関係を図示すると、図－4.1.6のようになる。

図－4.1.6によれば、免震効果（加速度応答スペクトルの低減効果）は免震支承の減衰定数が10％以下ではあまり期待できなくなる（h_B ＝10％のとき、c_D ＝0.80）。また、30％以上ではその免震効果がほとんど変わらなくなる（h_B ＝30％のとき、c_D ＝0.62）。したがって、設計対象となる免震支承の等価減衰定数h_Bの範囲としては10～30％あたりを考えればよいと思われる。



図－4.1.6　支承の減衰と設計震度の関係

iv）免震支承の剛性を変化させた場合の橋の応答特性の変化

解析モデル免震橋において、免震支承の等価剛性K_{B0}をレベル1で1/2 ・K_{B0}から4 ・K_{B0}までの範囲で変化させた場合の、橋の応答特性の変化を図－4.1.7～4.1.10に示す。

計算は、先に示した免震支承の設計の流れに沿って、目標の等価剛性を持つように免震支承の諸元を適宜設定することによって行った。免震支承の減衰定数はレベル1において解析モデル橋と等しくなるように設定している。

a）免震支承剛性の変化による橋の固有周期の変化

橋の固有周期Tと免震支承の剛性K_Bの関係を図－4.1.7に示す。計算を簡単にするために、レベル2でもレベル1と同じ下部構造剛性を用いたので、図－4.1.5と違って、1本の曲線しか得られない。この場合、レベル2での固有周期Tは小さめに算定されていることになる。免震支承の剛性変化に対し、Tは、レベル1でT＝0.94～2.02sec 、レベル2でT＝1.10～2.45 sec の範囲にある。

b）免震支承剛性の変化による橋のモード減衰定数hの変化

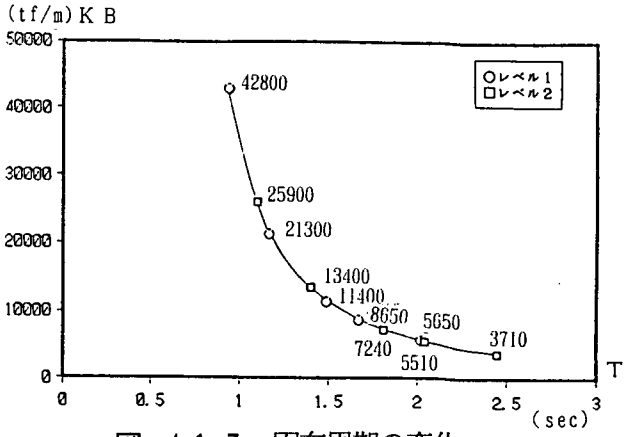
橋の固有周期Tと橋のモード減衰定数hとの関係を図－4.1.8に示す。橋のモード減衰定数hは、レベル1でh＝16.5～23.3%、レベル2でh＝9.4 ～12.7%の範囲にある。レベル1において、免震支承の減衰定数は免震支承の剛性にかかわらずほぼ等しくなるように設定しているが、橋の減衰定数は免震支承の剛性が大きいほど小さくなる。これは、減衰に対する支承の寄与率（支承のエネルギー分担率）が、免震支承剛性が大きいほど小さくなることによる。減衰に対する支承の寄与率は、橋の減衰定数hの算定式（（B）式）における免震支承の減衰定数h_Bにかかる係数

$$\alpha = K_B \cdot u_B^2 \ / \ (K_B \cdot u_B^2 + K_B^2 \cdot u_B^2 \ / K_P)$$

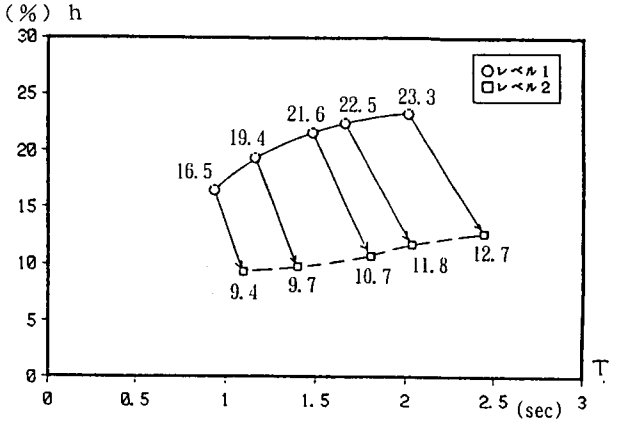
で示される。αの値は$K_B = 4 \cdot K_{B0}$のとき56%であるのに対し、K_{B0}のとき83%で、$1/2 \cdot K_{B0}$のとき91%となっている。

c）橋の固有周期Tと上部工変位Uとの関係

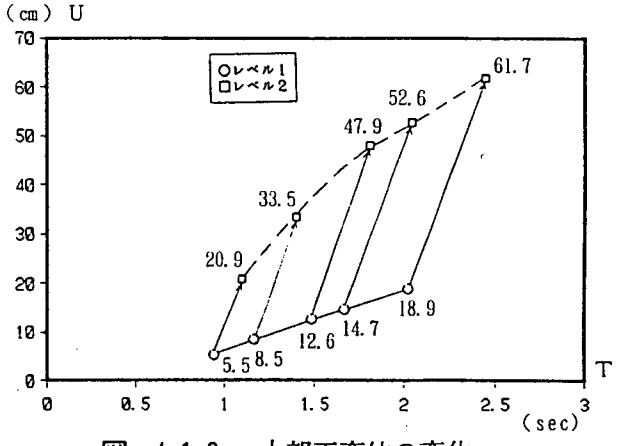
橋の固有周期Tと上部工変位Uとの関係を図－4.1.9に示す。固有周期が長くなるほど変位も大きくなる



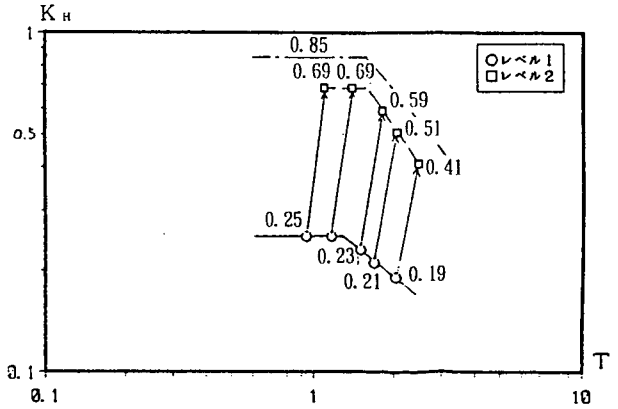
図－4.1.7　固有周期の変化



図－4.1.8　減衰定数の変化



図－4.1.9　上部工変位の変化



図－4.1.10　設計震度の変化

が、レベル2で特にその傾向が強い。上部工変位Uは、レベル1でU＝5.5 ～18.9cm、レベル2でU＝20.9～61.7cmの範囲にある。

d）橋の固有周期Tと設計震度k_Hとの関係

橋の固有周期Tと設計震度k_Hとの関係を図－4.1.10に示す。図には標準応答スペクトル（に相当する震度）を同時に示している。レベル1では、計算に減衰の効果を見込んでいないので、設計水平震度は標準応答スペクトルの線上にある。レベル2では計算に減衰の効果を見込んでいるので設計震度が低減され、標準応答スペクトルに対し、73%～81%程度の値となっている。

(6) 免震橋と非免震橋の常時荷重および静的地震力に対する応答比較

i）免震橋と非免震橋の応答比較

基本モデルの静的解析における応答比較は以下の4ケースが考えられる。

ケース①：常時（クリープ・乾燥収縮作用時）の免震橋と非免震橋の応答比較

ケース②：温度変化時（クリープ・乾燥収縮含む）の免震橋と非免震橋の応答比較

ケース③：地震時（レベル1，クリープ・乾燥収縮含む）の免震橋と非免震橋の応答比較

ケース④：地震時（レベル2，クリープ・乾燥収縮は橋脚が塑性変形しているので拘束が解放していると仮定）の免震橋と非免震橋の応答比較

a．常時荷重に対する比較

ケース①、②、③は免震支承と非免震支承の水平バネをほぼ等しく設定してあり、静的解析の場合は地震力は減衰の大きさに依存せず、同じになるので、支承変形、橋脚天端水平反力、橋脚付根曲げモーメントの解析結果は当然のことながら免震橋と非免震橋では、ほぼ等しい結果となった。（表－4.1.7）

表－4.1.7　免震橋と非免震橋の比較

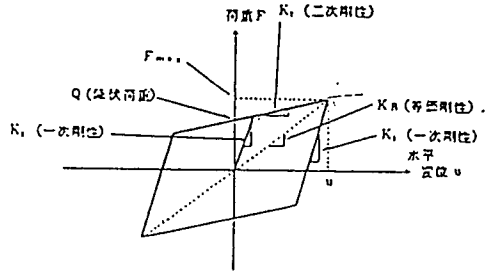
〔常時，温度変化時，地震時（レベル1）〕

		非免震			免震		
荷重ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース①	ケース②	ケース③
変位(cm)	A橋脚	64.0	83.7	175.5	64.0	83.7	175.9
	B橋脚	32.9	43.0	142.5	32.9	43.0	142.9
	C橋脚	10.5	13.7	115.3	10.5	13.7	115.8
水平反力(tf)	A橋脚	——	——	188.2	——	——	188.2
	B橋脚	68.8	90.0	297.4	68.7	89.8	297.7
	C橋脚	27.1	35.4	297.8	27.0	35.3	297.2
橋脚付根曲げモーメント(tf)	A橋脚	——	——	3074.6	——	——	3073.4
	B橋脚	933.2	1220.4	4553.5	931.8	1218.5	4558.0
	C橋脚	367.9	481.1	4558.3	366.1	478.8	4551.1

b．静的地震力に対する比較

ケース④では免震支承の場合、図－4.1.11に示すようにレベル2になるとＬＲＢの鉛が降伏していない一次剛性域から鉛が降伏した二次剛性域に移行するので等価剛性で表わされる水平バネ値は、

レベル1の値よりも小さくなる。



図－4.1.11　免震装置の荷重と水平変位の関係

一方、非免震支承の場合、免震支承（ＬＲＢ）のようなハイブリッド材料でないのでレベル2でもレベル1と同等の剛性を有すると考えられるので、水平バネ値はレベル1と同じとみなした。

また、レベル2では鉄筋コンクリート橋脚の剛性は降伏時剛性を用いて計算するが、今回の試設計では免震橋と非免震橋では下部工形状、配筋等が同一なので降伏時剛性も同じ値となる。

以上の条件でケース④を解析した結果を表－4.1.8に示す。

表－4.1.8　免震橋と非免震橋の比較

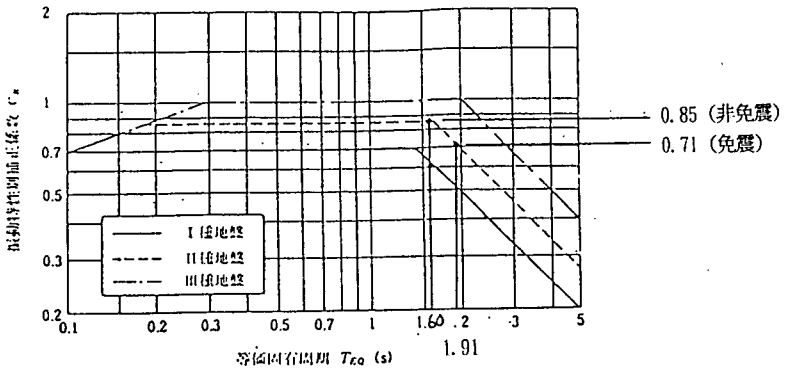
〔地震時（レベル2）〕

		非免震	免震	免震／非免震
荷重ケース		地震時 ケース④	地震時 ケース④	地震時 ケース④
沓変位 mm	A橋脚	429.4	554.7	1.292
	B橋脚	418.9	547.0	1.306
	C橋脚	392.3	505.7	1.289
反水力平(tf)	A橋脚	704.2	549.2	0.780
	B橋脚	845.7	656.5	0.776
	C橋脚	972.9	889.6	0.914
橋脚は橋曲げモーメント(tmf)	A橋脚	11474.0	9053.8	0.789
	B橋脚	13391.8	10509.1	0.785
	C橋脚	15116.0	13670.6	0.904

すなわち、支承の変形は免震支承の方が約30％大きくなるため、固有周期は免震橋の方が大きくなる。したがって、図－4.1.12に示すように設計水平震度算定用の振動特性別補正係数C_Rの値が免震橋の方が小さくなり、設計水平震度の低減が行なわれ、橋脚天端の水平反力および橋脚の曲げモーメント等の断面力が非免震橋の78～90％まで小さくなっている。その結果（地震時保有水平耐力／等価慣性力）比は、非免震橋では 1.039～1.179 、免震橋では 1.191～1.521 となり長周期化により約10％～30％の安全度が増加したと考えられる（表－4.1.9）。

また、支承の変形は免震橋の方が約30％増加する。

以上述べたことは、あくまでも静的解析時の挙動であり、免震橋の動特性は減衰を考慮した動的解析を行なうことにより明解となる。



図－4.1.12　振動特性別補正係数

表－4.1.9　免震橋と非免震橋の比較

〔地震時のまとめ〕

		非免震		免震	
		L 1	L 2	L 1	L 2
全体系	固有周期T. Teq(sec)	1.49	1.60	1.49	1.91
	補正係数 C_T. C_H	1.142	0.85	1.142	0.71
	設計震度 kh. khc	0.23	0.85	0.23	0.71
A橋脚	等価震度 khe	——	0.300	——	0.248
	断面二次モーメント(m⁴)	2.535	1.045	2.535	1.045
	断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ比 L2/L1	0.412		0.412	
	等価慣性力 khe·w (tf)	——	302.9	——	236.7
	保有水平耐力 Pa (tf)	——	314.8	——	314.8
	保有水平力比 Pa/khe·w	——	1.039	——	1.330
B橋脚	等価震度 khe	——	0.410	——	0.338
	断面二次モーメント(m⁴)	5.070	2.212	5.070	2.212
	断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ比 L2/L1	0.436		0.436	
	等価慣性力 khe·w (tf)	——	482.2	——	373.7
	保有水平耐力 Pa (tf)	——	568.4	——	568.4
	保有水平力比 Pa/khe·w	——	1.179	——	1.521
C橋脚	等価震度 khe	——	0.390	——	0.327
	断面二次モーメント(m⁴)	5.070	2.178	5.070	2.178
	断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ比 L2/L1	0.430		0.430	
	等価慣性力 khe·w (tf)	——	517.0	——	469.0
	保有水平耐力 Pa (tf)	——	558.5	——	558.5
	保有水平力比 Pa/khe·w	——	1.080	——	1.191

ii）クリープ・乾燥収縮の影響

本モデルでは、クリープ・乾燥収縮を温度換算値－65℃、温度変化を±20℃に設定している。

ケース①～ケース③までを「道路橋示方書・Ⅲコンクリート橋編」の許容応力度の割増し係数により常時換算した値を表－4.1.10を示す。

表－4.1.10　橋脚付根の曲げモーメント（非免震橋）

		常　時 ケース ①	温度変化時 ケース ②	地　震　時 ケース ③	固定支間長
割増係数		1.00	1.15	1.50	
A橋脚	解析値	―――	―――	3074.6	―――
	常時換算	―――	―――	2049.7	
	比　率	―――	―――	1.00	
B橋脚	解析値	933.2	1220.4	4553.5	118.5m
	常時換算	933.2	1061.2	3035.7	
	比　率	0.307	0.305	1.00	
C橋脚	解析値	367.9	481.1	4558.3	39.5m
	常時換算	367.9	481.3	3038.9	
	比　率	0.121	0.138	1.00	

※　A橋脚は，かけ違い橋脚なので隣接橋梁の常時拘束力も受け，地震力のみ作用すると仮定する。

この表からわかるように、常時換算値で比較した場合でも今回のモデルのような固定支間長118.5m（B橋脚間）程度では地震時の曲げモーメントで橋脚断面が設定されている。したがって、中規模橋梁では、クリープ・乾燥収縮の影響のみによっては下部構造が決定しないことが推測される。今回の検討の範囲では定量的なことは言えないがモデルに設定した高架橋でもかなりの多径間連続桁でなければクリープ・乾燥収縮による拘束が地震力を卓越することはないといえる。しかしながら、多径間になるにしたがってクリープ・乾燥収縮による影響度が増大することはあきらかであり、何らかの方法（例えば支承に予備変形を与える等）にて、橋体完成後に拘束力を解放することも必要となろう。

4.1.3　ＰＣ橋の耐震性の向上に関する検討

ＰＣ連続桁において、支承を減衰特性に優れた免震支承に置きかえ免震構造とした場合、その減衰性能により耐震性の向上（断面力・変位等の低減）が期待される。しかし、非免震構造に対する耐震性の向上の度合いに関しては明確でないため、動的解析を実施する事によりこれを定量的に把握し免震化の効果を確認する。

また、橋梁の固有周期帯が異なった場合に、免震支承を用いた事による耐震性の向上の度合いの変化を調査するために、下部構造の剛性をパラメータとして橋梁の固有周期を変化させた場合についても検討するものとする。

(1) 検討方法

4.1.2で決定された非免震橋と免震橋の解析モデルを基本ケースとし、支承の特性は変化させずに4.1.4で設定した範囲で橋脚剛性・基礎剛性を変化させ、応答スペクトル解析（減衰の考え方は歪エネルギー比例減衰によって行う）を実施する。検討はレベル１、レベル２の両方にて行う。各構造要素の減衰定数は道示Ⅴ　表－解6.2.1に示された参考値を採用し、上部構造３％、下部構造５％、基礎構造10％とした。

以下に本検討に用いた支承モデルと橋脚剛性・基礎剛性を示す。

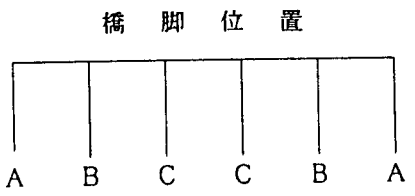
ｉ）支承モデル

支承モデルについては4.1.2を参照。なお非免震支承（ゴム支承）の減衰定数は５％とした。表－4.1.11に解析に用いた支承の剛性および減衰定数を示す。

表－4.1.11　支承の剛性（K_B）および減衰定数（h_B）

（単位：ftm, ％）

	非免震支承		免震支承			
			レベル１		レベル２	
橋脚	K_B	h_B	K_{B1}	h_{B1}	K_{B2}	h_{B2}
A	868	5.0	864	27.1	512	13.6
B	2152		2148	27.3	1246	14.1
C	2688		2672	22.5	1861	8.8



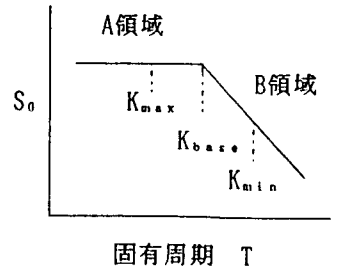
ii）橋脚剛性・基礎剛性

動的解析に用いる加速度応答スペクトルは橋の固有周期により、低減の無い領域（以下Ａ領域と称する）と低減される領域（以下Ｂ領域と称する）に分けられる。各々の領域による耐震性向上の違いを調査するために、基本ケースに対して下部構造の剛性をパラメータとして、橋の固有周期がＡおよびＢ領域にある検討ケースを設定した。表－4.1.12に解析モデルの基本ケース（K_{base}）に対して設定した下部構造の剛性比率を示す。

橋脚剛性・基礎剛性のパラメータ設定については4.1.4を参照。

表－4.1.12　基本ケース（K_{base}）に対する下部剛性パラメータ

剛性ケース	支承剛性	下部構造剛性	
		橋脚剛性 K_P	基礎剛性 K_K
K_{min}	（一定）	$0.3 * K_{P-base}$	$0.5 * K_{K-base}$
K_{base}		K_{P-base}	K_{K-base}
K_{max}		$3.0 * K_{P-base}$	∞（基礎剛結）



iii）検討ケース

設定した検討ケースを表－4.1.13に示す。解析における橋脚の剛性は、レベル1においては全断面剛性を、レベル2においては降伏時剛性を用いた。

表－4.1.13　検討ケース一覧

検討ケース		非免震	免震	橋脚剛性	
レベル1	ケース1	○		K_{min}	全断面剛性
	ケース2	○		K_{base}	
	ケース3	○		K_{max}	
	ケース4		○	K_{min}	
	ケース5		○	K_{base}	
	ケース6		○	K_{max}	
レベル2	ケース1	○		K_{min}	降伏剛性
	ケース2	○		K_{base}	
	ケース3	○		K_{max}	
	ケース4		○	K_{min}	
	ケース5		○	K_{base}	
	ケース6		○	K_{max}	

表－4.1.11　固有値解析結果（レベル1）

非免震橋基本ケース（K_{base}）

次数	固有周期	刺激係数		有効質量比（%）	
	T（s）	X（橋軸）	Z（鉛直）	X（橋軸）	Z（鉛直）
1	1.5189	23.950	0.000	53.4	0.0
2	0.4830	0.000	3.379	0.0	1.1
4	0.3606	0.000	5.979	0.0	3.3
6	0.2633	0.000	17.550	0.0	28.7
8	0.2127	9.361	0.000	8.2	0.0
10	0.2086	10.550	0.000	10.4	0.0
12	0.2048	7.173	0.000	4.8	0.0
15	0.1020	0.000	12.890	0.0	15.5
17	0.0977	0.000	19.650	0.0	36.0
18	0.0833	9.372	0.000	8.2	0.0
20	0.0820	10.120	0.000	9.5	0.0
22	0.0810	7.319	0.000	5.0	0.0
25	0.0774	0.000	12.690	0.0	15.0

免震橋基本ケース（K_{base}）

次数	固有周期	刺激係数		有効質量比（%）	
	T（s）	X（橋軸）	Z（鉛直）	X（橋軸）	Z（鉛直）
1	1.5214	23.950	0.000	53.4	0.0
2	0.4830	0.000	3.379	0.0	1.1
4	0.3606	0.000	5.979	0.0	3.3
6	0.2633	0.000	17.550	0.0	28.7
8	0.2128	9.383	0.000	8.2	0.0
10	0.2086	10.540	0.000	10.4	0.0
12	0.2048	7.172	0.000	4.8	0.0
15	0.1020	0.000	12.890	0.0	15.5
17	0.0977	0.000	19.650	0.0	36.0
18	0.0833	9.374	0.000	8.2	0.0
20	0.0820	10.120	0.000	9.5	0.0
22	0.0810	7.319	0.000	5.0	0.0
25	0.0774	0.000	12.690	0.0	15.0

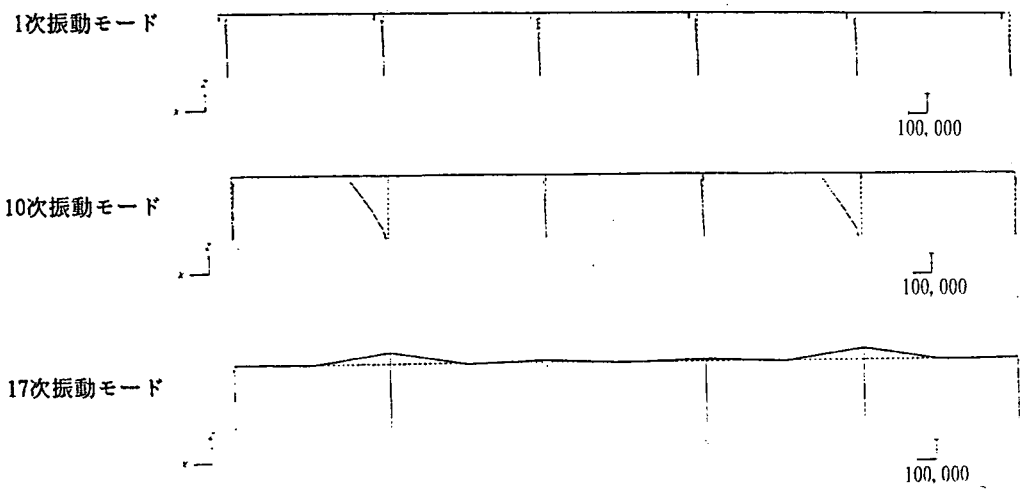
(2) レベル1での耐震性の向上

i）固有値解析結果および入力される応答スペクトル値の比較

固有値解析結果として基本ケース（K_{base}）の各モードの固有周期、刺激係数および有効質量比を表－4.1.14に示す。表－4.1.14では有効質量比が1.0 %未満のモードは省略してある。また、橋軸方向の地震動によって励起される振動モードのうち刺激係数の大きい次数（橋軸方向－1次および8次、10次）の振動モード（非免震、免震共通の振動形状）を図－4.1.13に示す。

本解析では、レベル1において免震支承の等価剛性と非免震支承の剛性とを等しくし、非免震橋と免震橋の固有周期を等しくするように解析モデルを設定している。したがって、表－4.1. を見てもわかるように、非免震橋と免震橋との間で固有値解析の結果に差異は全く認められない。

図－4.1.13に示されるように、1次モードは主桁・橋脚の橋軸方向への変形モードであって、支承部の変形が卓越していて橋脚の影響は少ない。これに対し、橋軸方向の高次モードは、A、B、Cの何れかの橋脚の変形が卓越したモードとなっている。いずれにしろ1次モードにおける有効質量は50%以上であり、応答はほぼ1次モードに支配される。よって、ここでは1次モードの結果に着目して非免震と免震との比較を行う。



図－4.1.13　主要振動モード図（非免震・免震共通）

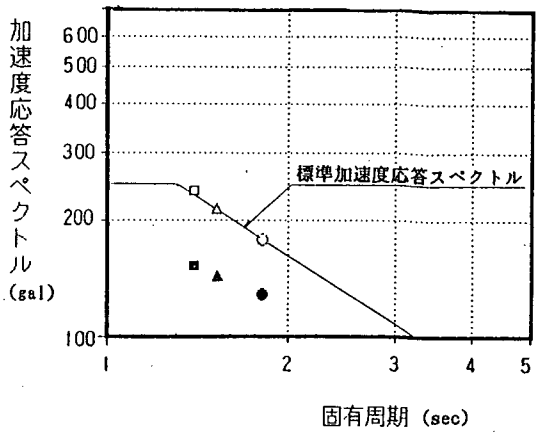
各検討ケースでの1次モードの固有周期およびモード減衰定数、加速度応答スペクトルを表－4.1.15に示す。また、図－4.1.14に加速度応答スペクトルを標準加速度応答スペクトルとともに示す。

非免震支承と免震支承の剛性が同じになるように設定してあるので、非免震と免震とで固有周期に違いはない。モード減衰は、ほぼ支承の減衰に比例した形で非免震橋が約5.0 %であるのに対し、免震橋では16～24%と大きな値を示している。この減衰の効果によって、免震橋の加速度応答スペクトルは非免震橋に比べてK_{min} で72%、K_{base}で67%、K_{max} で64%と小さくなっている。加速度応答スペクトルの低減率は下部構造の剛性の変化によって若干の違いが見られ、下部構造の剛性が大きいほうが低減割合が大きい。

表－4.1.15　固有周期および応答スペクトル

（レベル1、1次モード）

検討ケース	構造	固有周期 T（sec）	ﾓｰﾄﾞ 減衰 h（%）	加速度応答 ｽﾍﾟｸﾄﾙ S(gal)
K_{min}	非免震○	1.809	5.4	178
	免震 ●	1.811	16.6	129 (0.72)
K_{base}	非免震△	1.519	5.3	214
	免震 ▲	1.521	21.2	144 (0.67)
K_{max}	非免震□	1.392	5.0	238
	免震 ■	1.395	23.8	153 (0.64)



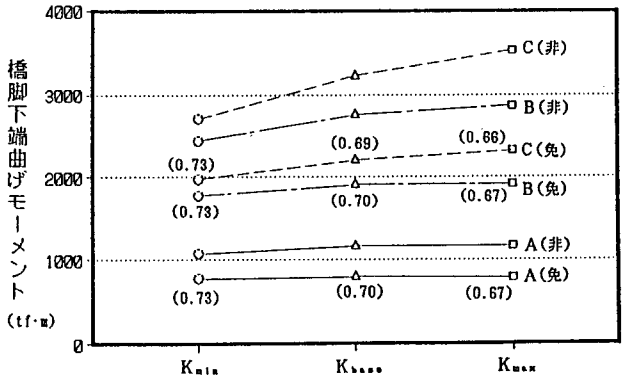
図－4.1.14　加速度応答スペクトル

（レベル1）

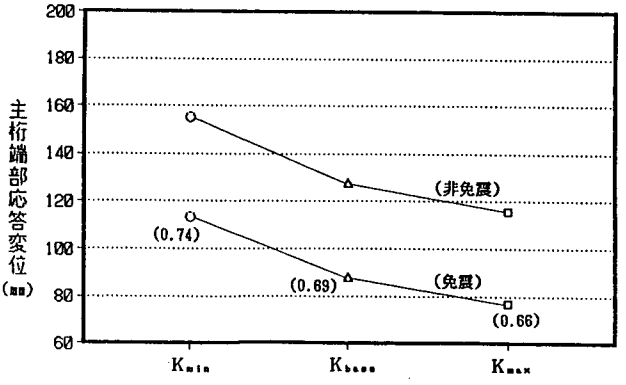
ii）応答解析結果の比較

応答解析結果より橋脚下端曲げモーメントの最大応答値の比較を図－4.1.15に示す。免震橋の最大応答値は、免震による地震力（応答スペクトル）の低減に伴い、非免震橋に比べてK_{min}で73%、K_{base}で70%、K_{max}で67%となっている。各ケース内では、A、B、C各橋脚間において橋脚下端曲げモーメントの低減率に違いは見られない。

主桁端部の最大応答変位の比較を図－4.1.16に示す。非免震支承（反力分散支承）と免震支承の剛性がレベル1で等しいことから、免震橋の応答変位も減衰による応答スペクトルの低減分だけ非免震橋に比べて減少している。免震橋の応答変位の減少率は、非免震橋に比べてK_{min}で74%、K_{base}で69%、K_{max}で66%となっている。



図－4.1.15　橋脚下端モーメントの比較



図－4.1.16　主桁端部応答変位の比較

図－4.1.17に各橋脚支承部の最大応答変位とみなされる主桁と橋脚天端との相対変位を示す。支承部の変位も桁端変位と同様に免震支承の減衰による応答スペクトルの低減分だけ減少している。免震橋の応答変位の減少率は、非免震橋に比べてK_{min}で73%、K_{base}で69%、K_{max}で66%となっている。

ひずみエネルギー比例減衰の場合、橋のモード減衰h_iは、要素jの減衰定数h_jとエネルギー分担率E_jによって、次式のように表される。

$$h_i = \Sigma h_j \cdot E_j$$

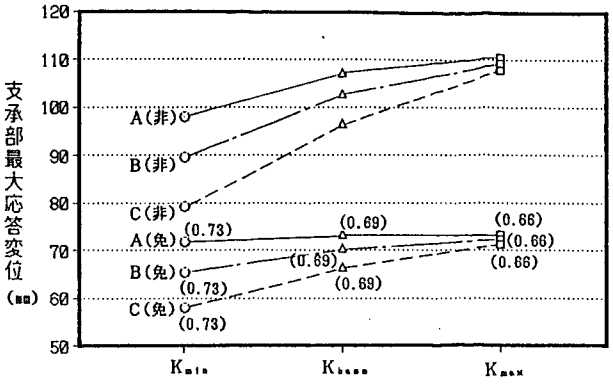
$$E_j = \frac{\Sigma \phi_{ij}^T \cdot K_j \cdot \phi_{ij}}{\phi_i^T \cdot K \cdot \phi_i}$$

ここに、ϕ_{ij}：i次振動モードの要素jのモードベクトル

K_j ：要素jの剛性マトリックス

ϕ_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ックス



図－4.1.17 支承部最大応答変位の比較

上式によって示されるエネルギー分担率を1次振動モードについて示すと、表－4.1.16のようになる。各要素の剛性が等しいので免震橋と非免震橋では、その値は変わらない。エネルギー分担率は下部構造の剛性によって変化し、K_{min} で55%、K_{base}で79%、K_{max} で94%となっている。下部構造の剛性が大きいほど支承部分での分担割合が大きくなっている。

表－4.1.16 各部材のエネルギー分担率 E_j(%)

検討ケース	構造	桁	橋脚	基礎	支承
K_{min}	非免震	0.1	36.4	8.6	54.9
	免震	0.1	36.3	8.6	55.0
K_{base}	非免震	0.2	15.2	6.0	78.7
	免震	0.2	15.2	6.0	78.8
K_{max}	非免震	0.2	5.9	0.0	93.9
	免震	0.2	5.9	0.0	93.9

さらに各要素の減衰を考慮して、橋のモード減衰h_i に対する各要素の減衰$h_j \cdot E_j$ が占める割合（$h_j \cdot E_j / h_i$ ）を表－4.1.17に示す。減衰分担率を表4.1.13に示したE_j と比較すると、減衰の大きな要素において実際のエネルギー分担割合が大きくなることがわかる。特に減衰の大きい免震支承がある場合には、K_{min} で84%、K_{base}で94%、K_{max} で99%と、橋のエネルギー分担のほとんど全てを免震支承が担っていることがわかる。また、下部構造の剛性が大きいほど免震支承の分担割合が大きく、免震支承を有効に利用できると考えられる。この支承の分担率の違いによって、先に示した応答スペクトルの低減率の下部構造の剛性による差が出てくるものと考えられる。免震支承の方が、非免震支承と比べて下部構造の剛性の差による分担率の差は小さくなっている。

表－4.1.17 各部材の減衰分担率 $\frac{h_j \cdot E_j}{h_i}$ (%)

検討ケース	構造	桁	橋脚	基礎	支承
K_{min}	非免震	0.0	33.5	15.8	50.6
	免震	0.0	10.9	5.2	83.8
K_{base}	非免震	0.1	14.3	11.3	74.2
	免震	0.0	3.6	2.8	93.6
K_{max}	非免震	0.1	5.9	0.0	93.9
	免震	0.0	1.2	0.0	98.7

レベル1において動的応答解析の結果を、4.1.2(6)で示し静的解析の結果と比較すると、表－4.1.18のようになる。表内の応答解析の結果には、クリープ・乾燥収縮による常時の静的解析結果を重ねあわせてある。免震橋の場合、部材を設計する静的解析では減衰の効果を見込んでいないので、非免震橋と変わらない設計となっている。しかし、実際には減衰による免震効果があるので、動的応答解析によって免震化による耐震性の向上分が算出される。（動的解析の値）／（静的解析の値）は、それぞれの橋脚に対し、

支承部作用水平力で0.68～0.74程度、橋脚下端モーメントで0.54～0.63程度であり、かなりの耐震性の向上があることがわかる。

表－4.1.18　動的解析と静的解析の比較（レベル1）

解析ケース		非免震			免震		
		静的	動的	動／静	静的	動的	動／静
支承変位（mm）	A橋脚	175.5	171.1	0.97	175.9	137.5	0.78
	B橋脚	142.5	135.7	0.95	142.9	103.4	0.72
	C橋脚	115.3	107.2	0.93	115.8	77.0	0.66
支承水平反力（tf）	A橋脚	188.2	187.2	0.99	188.2	128.4	0.68
	B橋脚	297.4	291.3	0.98	297.7	221.7	0.74
	C橋脚	297.8	288.2	0.97	297.2	206.0	0.69
橋脚下端曲げモーメント（tfm）	A橋脚	3074.6	2356.2	0.77	3073.4	1645.8	0.54
	B橋脚	4553.5	3711.0	0.81	4558.0	2863.5	0.63
	C橋脚	4558.3	3601.6	0.79	4551.0	2595.7	0.57

(3)　レベル2での耐震性の向上

i）固有値解析結果および入力される応答スペクトル値の比較

固有値解析結果として基本ケース（K_{base}）の各モード固有周期、刺激係数および有効質量比を表－4.1.19および表－4.1.20に示す。但し、有効質量比が1.0％未満のモードは省略した。

レベル2における非免震橋と免震橋との固有値解析上の違いは、支承モデルの剛性差のみでありその影響は各々の表に見られるように1次モードの固有周期に表れている。非免震、免震とも1次モードは橋軸方向への変形モードで、いずれの場合も有効質量が50％以上となる支配的なモードである。その後のモードは、A、B、Cのいずれかの橋脚の変形が卓越しているが支配的なモードではない。また、2次以降のモードでは振動モードの出現順序に違いがあるものの非免震橋、免震橋の振動性状はほぼ同様なものであることが確認された。よってここでは主に1次モードに着目して非免震、免震の比較を行なう。

主要なモード形状は、レベル1で示したものと同様である。

表－4.1.19　非免震橋基本ケース(K_{base})

固有値解析結果

次数	固有周期	刺激係数		有効質量比（%）	
	T（s）	X（橋軸）	Z（鉛直）	X（橋軸）	Z（鉛直）
1	1.6659	24.320	0.000	55.1	0.0
2	0.4831	0.000	3.377	0.0	1.1
4	0.3607	0.000	5.977	0.0	3.3
6	0.2635	0.000	16.610	0.0	25.7
7	0.2619	0.000	-5.570	0.0	2.9
8	0.2617	5.091	0.000	2.4	0.0
10	0.2543	6.577	0.000	4.0	0.0
12	0.2516	10.320	0.000	9.9	0.0
15	0.1020	0.000	12.890	0.0	15.5
17	0.0977	0.000	-19.650	0.0	36.0
18	0.0945	10.290	0.000	9.9	0.0
20	0.0922	-10.980	0.000	11.2	0.0
22	0.0887	-7.691	0.000	5.5	0.0
25	0.0774	0.000	12.690	0.0	15.0

表－4.1.20　免震橋基本ケース(K_{base})

固有値解析結果

次数	固有周期	刺激係数		有効質量比（%）	
	T（s）	X（橋軸）	Z（鉛直）	X（橋軸）	Z（鉛直）
1	1.9608	23.960	0.000	53.5	0.0
2	0.4833	0.000	3.378	0.0	1.1
4	0.3607	0.000	5.978	0.0	3.3
7	0.2768	5.582	0.000	2.9	0.0
9	0.2714	8.504	0.000	6.7	0.0
11	0.2661	9.299	0.000	8.1	0.0
12	0.2632	0.000	17.500	0.0	28.5
15	0.1020	0.000	12.890	0.0	15.5
17	0.0977	0.000	-19.650	0.0	36.0
18	0.0949	-10.360	0.000	10.0	0.0
20	0.0925	11.030	0.000	11.3	0.0
22	0.0890	7.711	0.000	5.5	0.0
25	0.0774	0.000	-12.680	0.0	15.0

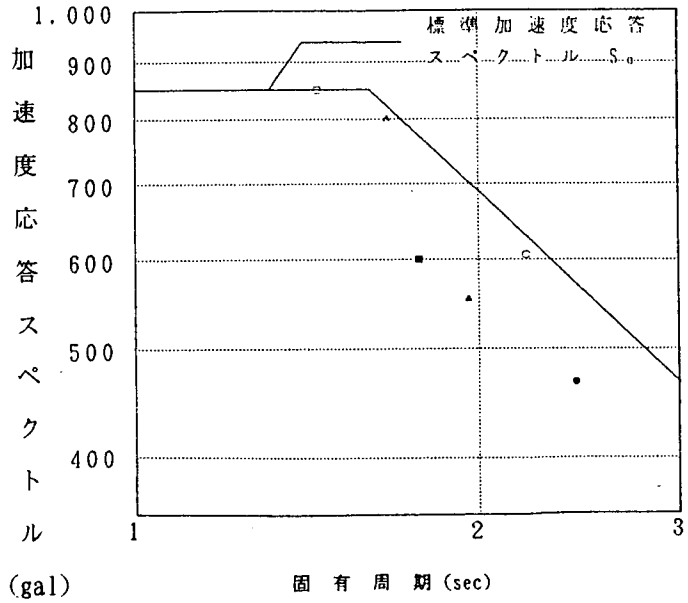
表－4.1.21　固有周期および応答スペクトル値

（レベル２，１次モード）

ケース	剛性ケース	構造	固有周期 T（sec）	モード減衰 h（%）	加速度応答スペクトル S(gal)
ケース1	K_{all}	非免震○	2.206	5.3	605
ケース4		免震●	2.438	8.6	467 (0.77)
ケース2	K_{base}	非免震△	1.666	5.3	801
ケース5		免震▲	1.961	10.1	553 (0.69)
ケース3	K_{min}	非免震□	1.446	5.0	850
ケース6		免震■	1.775	10.8	599 (0.70)

※( )内数値は免震/非免震の比率

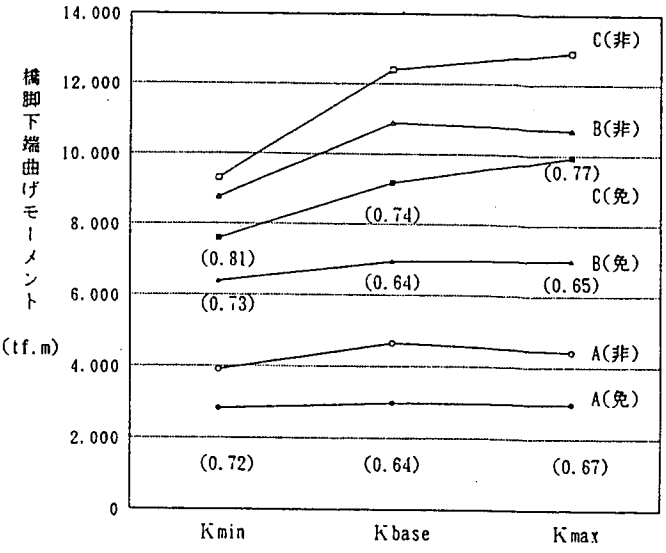
各検討ケースでの固有値解析結果（１次モード）および減衰定数より算定される１次モードのモード減衰、固有周期に対し、入力される加速度応答スペクトル値を表－4.1.18に示す。非免震支承と免震支承の減衰定数と剛性の違いにより、免震橋ではモード減衰の増加と入力される加速度応答スペクトル値の減少が見られる。モード減衰はほぼ支承の減衰定数に比例した形で非免震橋の５％から免震橋の８～10％へと向上しており、また固有周期は各ケースとも約 0.2～0.3 秒延びている。これら両方の影響によって１次モードに入力される加速度応答スペクトル値は（免震）／（非免震）の比率が 0.7～0.8 前後となった。図－4.1.18に各々のケースで入力される加速度応答スペクトル値（レベル２，１次モード）を示す。



図－4.1.18　加速度応答スペクトルの比較

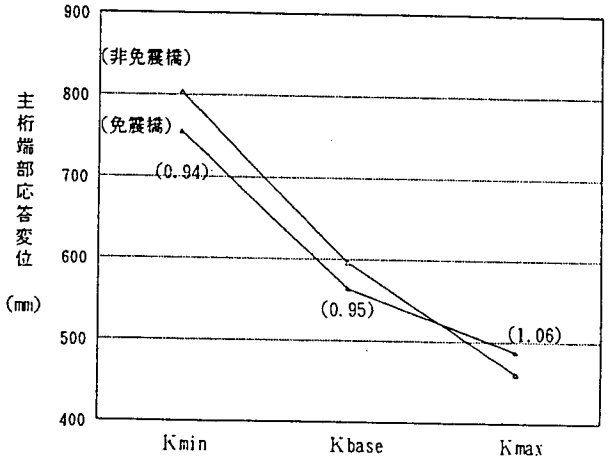
ii）応答解析結果の比較

応答解析結果より橋脚下端曲げモーメントの最大応答値の比較を図－4.1.19に示す。各橋脚下端での曲げモーメント比率〔（免震）／（非免震）〕は、A，B橋脚で65～75%、C橋脚で75～80%となり応答値が約7割程度に低減している。C橋脚における値が大きい理由は、レベル1での各橋脚の支承剛性の比率がPC橋特有のクリープ・乾燥収縮により発生する水平力を考慮して表－4.1.11に示したようにA：B：C＝1.0:2.5:3.0 に設定されているのに対し、レベル2では免震支承の剛性の変化によってその比率が1.0:2.5:3.5 となりC橋脚の地震慣性力の分担比が大きくなっているためである。



図－4.1.19　橋脚下端モーメントの比較

主桁端部の最大応答変位の比較を図－4.1.20に示す。レベル2での免震橋モデルは支承剛性が非免震橋より小さいため、表－4.1.19に示すように橋脚天端の水平力に対する水平剛性は非免震橋に比べ約7割程度となる。しかし、免震支承の採用により地震力もまた7割程度に低減されているため、応答変位は非免震橋とほぼ同レベルとなっている。図－4.1.20においてK_{max}の場合非免震橋に比べ免震橋の主桁応答変位が大きくなっているのは、橋脚・基礎剛性が大きいことにより支承の剛性差が顕著に表れていることおよび非免震橋のK_{max} 時は図－4.1.18に示す様に加速度応答スペクトルの入力値がA領域にあたり、地震力が固有周期に対して変化しないためである。



図－4.1.20　主桁端部応答変位の比較

図－4.1.21に支承の変位である主桁と橋脚天端の応

表－4.1.22　非免震橋と免震橋の水平剛性の比較（レベル2時）

レベル2における水平剛性 K (tf/m)							
	構造	非免震橋			免震橋		
	橋脚	A橋脚	B橋脚	C橋脚	A橋脚	B橋脚	C橋脚
K_{max}	支承剛性 K_B	868	2 152	2 688	512	1 246	1 861
	脚水平剛性 K_{P-BASE}	4 536	9 601	9 453	4 536	9 601	9 453
	基礎剛性 K_{K-BASE}	19 293	35 931	28 797	19 293	35 931	28 797
	各橋脚の水平剛性K	702	1 676	1 951	449(0.64)	1070(0.64)	1475(0.76)
	橋梁の水平剛性ΣK	8 658			5 989 (0.69)		
K_{min}	各橋脚の水平剛性K	502	1 153	1 259	358(0.71)	830(0.72)	1042(0.83)
	橋梁の水平剛性ΣK	5 829			4 460 (0.77)		
K_{mid}	各橋脚の水平剛性K	816	2 002	2 455	493(0.60)	1194(0.60)	1746(0.71)
	橋梁の水平剛性ΣK	10 547			6 868 (0.65)		

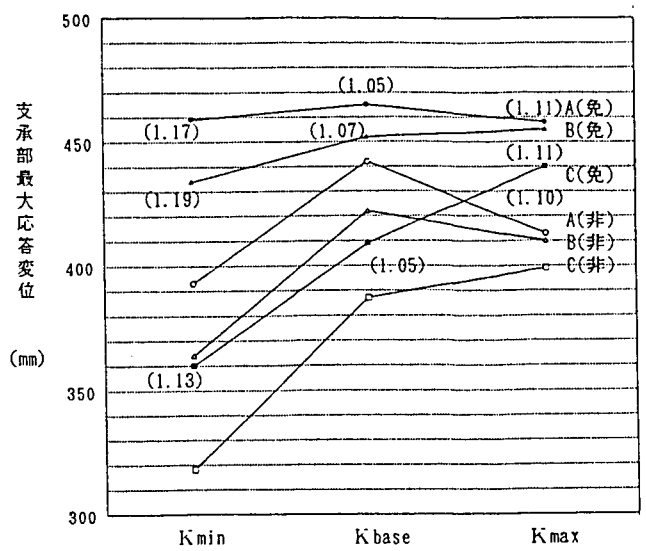
答相対変位を示す。図中（　　）内数値は非免震支承に対するする免震支承の値である。

下部構造の剛性が増加した場合の、支承と主桁の変位を比較すると、主桁変位は小さくなるが支承変位は増加している。また主桁の変位に対する支承の変位の占める割合は、K_{min} 時の5割からK_{max} 時の9割へと増加している。橋脚・基礎剛性が高くなるにつれ、この割合が高くなる傾向にある。

非免震橋においてはK_{max} 時の支承の変位が少なくなっているが、これは剛性の高いC橋脚に水平力が集中しているためである。

表4.1.20に各構造要素のひずみエネルギー分担率を示す（1次モード）。ひずみエネルギー分担率はレベル1と同様な傾向にあり、橋脚剛性が高くなる程支承の分担率が増加している。

さらに各構造要素の減衰を考慮した減衰の分担率を表－4.1.24に示す。減衰性能の高い免震支承に分担率が集中していることが分かる。



図－4.1.21　支承部最大応答変位の比較

表－4.1.23　各部材のエネルギー分担率

E_j （%）（レベル2）

剛性ケース	構造	主桁	橋脚	基礎	支承	（免震支承の内訳）		
						A橋脚	B橋脚	C橋脚
K_{min}	非免震	0.1	57.6	5.9	36.5	——	——	——
	免震	0.1	47.2	4.9	47.9	9.3	19.8	18.8
K_{base}	非免震	0.1	29.7	5.0	65.1	——	——	——
	免震	0.1	21.6	3.7	74.5	12.4	28.4	33.7
K_{max}	非免震	0.1	12.9	——	87.0	——	——	——
	免震	0.1	8.7	——	91.1	13.6	32.5	45.0

表－4.1.24　各部材の減衰分担率

$h_j \cdot E_j / h_i$ （%）（レベル2）

剛性ケース	構造	主桁	橋脚	基礎	支承	（免震支承の内訳）		
						A橋脚	B橋脚	C橋脚
K_{min}	非免震	0.1	54.4	11.1	34.5	——	——	——
	免震	0.0	27.6	5.7	66.7	14.8	32.6	19.3
K_{base}	非免震	0.1	28.3	9.5	62.1	——	——	——
	免震	0.0	10.7	3.7	85.6	16.7	39.6	29.3
K_{max}	非免震	0.1	12.9	——	87.0	——	——	——
	免震	0.0	4.0	——	96.0	17.1	42.3	36.6

(4)　耐震性向上の要因分析

免震支承を採用したことによる耐震性向上の要因には、減衰効果と長周期化の効果が挙げられる。ここではレベル1およびレベル2の解析結果に基づき各々の要因について分析する。表－4.1.25に各検討ケースの固有周期、モード減衰定数、加速度応答スペクトル値等を示した。

表－4.1.25　固有値解析結果および加速度応答スペクトル値の比較（レベル1,2　1次モード）

剛性ケース	構造	固有周期 T (sec)		モード減衰定数 h (%)		標準加速度応答スペクトル S_0 (gal)		減衰定数別補正係数 C_D		加速度応答スペクトル S(gal)	
		L1	L2	L1	L2	L1	L2	L1	L2	L1	L2
K_{min}	非免震	1.809	2.206	5.4	5.3	180	617	0.97	0.98	175	605
	免　震	1.811	2.438	16.6	8.6	179 (0.99)	558 (0.90)	0.70(0.72)	0.84(0.86)	125(0.71)	467(0.77)
K_{base}	非免震	1.519	1.666	5.3	5.3	214	816	0.98	0.98	210	801
	免　震	1.521	1.961	21.2	10.1	214 (1.00)	694 (0.85)	0.66(0.67)	0.80(0.82)	141(0.67)	553(0.69)
K_{max}	非免震	1.392	1.446	5.0	5.0	233	850	1.00	1.00	233	850
	免　震	1.395	1.775	23.8	10.8	233 (1.00)	766 (0.90)	0.64(0.64)	0.78(0.78)	150(0.64)	599(0.70)

※（ ）内数値は各項目での免震／非免震の比率

ｉ）減衰効果による耐震性の向上

本検討のように同じ減衰定数と剛性を有した免震支承を使用した場合でも、下部構造の剛性の相違によって減衰の効果が異なってくる。これは構造全体における支承のエネルギー分担率が変わってくるためで、一般に下部構造の剛性が高いほど、支承にひずみエネルギーが集中し易く構造全体の減衰定数ｈを高める意味ではその減衰効果が有効に働く。しかし、実質上の減衰による地震力低減の指標である減衰定数別補正係数C_D 値は本検討において下部構造の剛性にかなりの差（橋脚剛性は10倍、基礎剛性は∞倍）をつけているにもかかわらず非免震橋と免震橋のC_D 値は表－4.1.25に示す様に0.64～0.72（レベル１）と10%程度の差にとどまっており、下部構造の剛性により減衰の効果はあまり変化しないと言える。

ii）長周期化による耐震性の向上

支承剛性が同じならば橋の固有周期は下部構造の剛性が高いほど長周期化し易い。これは、下部構造の剛性が高くなる程、支承にひずみエネルギーが集中し易いことからも説明できる。但し、実際に長周期化が地震力の低減に及ぼす影響は応答スペクトル値に左右されるため、免震支承を用いた結果がＡ領域にとどまる場合には長周期化による地震力の低減効果は無く、また、Ｂ領域に入った場合でも元の非免震の状態がＡ領域にあったならばその効果は小さいものとなる。

このため、長周期化による耐震性の向上率についても、橋脚剛性が高い方が有利となる傾向にあるものの、大きな差はないと言える。

4.1.4　ＰＣ橋の免震化への適用性に関する検討

一般の橋梁では、レベル１（震度法レベル）で設計され、レベル２（保有水平耐力法レベル）で照査を行う。したがって、免震化への適用性に関する検討としてはレベル１で行い、影響度を比較検討するものとする。

ここでは、免震橋について、地震時応答に影響を及ぼす主なパラメータとして①免震支承の特性、②橋脚・基礎剛性に着目し、応答スペクトル法によりパラメータ解析を実施する。各要因が応答変位・応答断面力に及ぼす影響度を定量的に把握し、免震化への適用性を検討する。

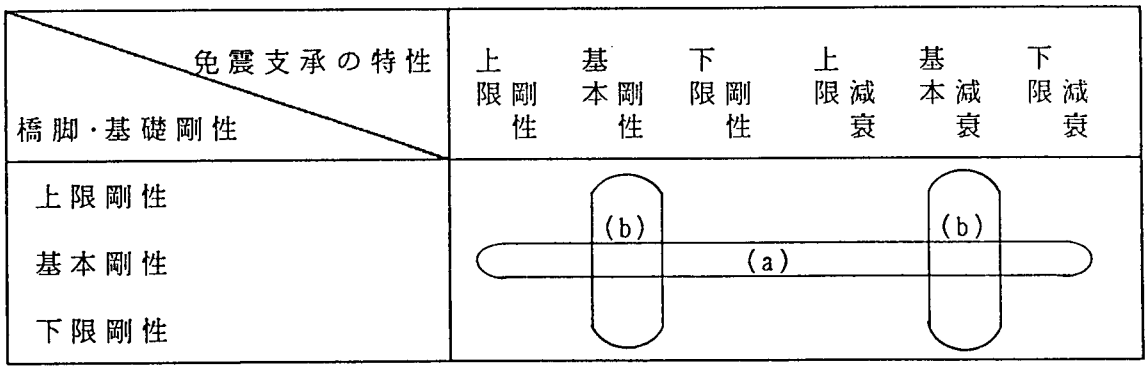
(1)　検討方法

免震支承の特性、橋脚・基礎剛性をパラメータとして応答スペクトル法解析を実施する。

具体的には以下の２種類のパラメータ解析を行う。

(a)　橋脚・基礎剛性一定で、免震支承の特性を変化させたパラメータ解析

(b)　免震支承の特性一定で、橋脚・基礎剛性を変化させたパラメータ解析



図－4.1.22　パラメータ解析の種類

着目する応答値は、A、B、Cの各橋脚に対して基本的に以下のとおりとする。

①　上部構造、橋脚天端の最大応答変位

②　上部構造、橋脚天端の最大応答加速度

③　橋脚下端の最大応答せん断力

④　橋脚下端の最大応答曲げモーメント

(2)　免震支承の特性変化に対する検討

ｉ）検討の目的

4.1.2の(2)及び(4)で示されているように、下部構造に作用する上部構造の地震時慣性力は橋梁の１次振動モードに支配される場合が多い。一方、免震橋梁の１次振動モードは一般橋梁に比較して下部構造の剛

性の影響を受けにくく、免震支承の特性に大きく左右されると考えられる。したがって、下部構造の応答変位及び応答断面力は免震支承の特性によると考えられる。そこで、地震時応答に影響を及ぼすパラメータのうち、橋脚剛性・基礎剛性を変化させずに免震支承の特性（剛性・減衰）を変化させることにより、地震時応答（応答変位・応答断面力）がどのように変化するか、さらに、橋の振動性状（固有周期・減衰）を調査し、免震支承の特性が地震時応答及び橋の振動性状におよぼす影響度を把握することにより免震支承の適用性について検討する。

ii）解析パラメータ

免震支承の特性（剛性・減衰定数）のパラメータとしては、4.1.2の(5)で述べられている免震支承全体の剛性と橋の固有周期との関係及び橋のモード減衰定数hと応答スペクトル法に用いる減衰定数別補正係数C_Dとの関係を基に免震支承の剛性の範囲と免震支承の減衰定数の範囲を設定した。

また、免震支承の性能（特に剛性）にはある程度のバラツキが発生する。したがって、そのバラツキが地震時応答に与える影響について調査する事を目的として、1橋脚の免震支承の剛性を変えて、免震支承の剛性に偏りを持たせたパラメータ解析を行う。パラメータとしては、C橋脚の剛性のみ基本値の1.5倍とするケースを考える。（図－4.1.23参照）

したがって、パラメータ解析の検討ケース及び免震支承の剛性と減衰定数は表－4.1.26の6ケースを設定することとする。ここで、パラメータ解析で使用する免震橋の解析モデルは4.1.2で設定した免震橋のモデルを基本モデルとする。

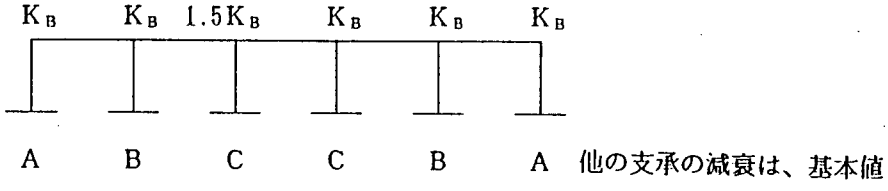
検討ケース　①　全橋脚の免震支承の剛性を変化させた場合

②　1橋脚の免震支承の剛性を変化させた場合

③　全橋脚の免震支承の減衰を変化させた場合

表－4.1.26　解析パラメータ

検討ケース	①		②	③		
	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
剛　性	4倍 (全体)	1/2倍 (全体)	1.5倍 (C橋脚)	基本値	基本値	基本値
減衰定数	基本値	基本値	基本値	10% (全体)	20% (全体)	30% (全体)



図－4.1.23　1橋脚の剛性を変化させた場合のモデル図

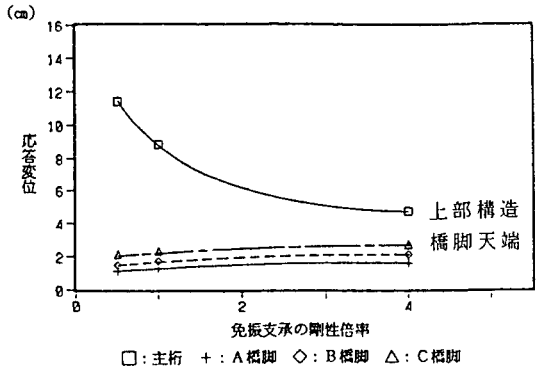
iii）解析結果及び考察

パラメータ解析の解析結果を検討ケースごとに示し、考察する。

a．全橋脚の免震支承の剛性を変化させた場合。

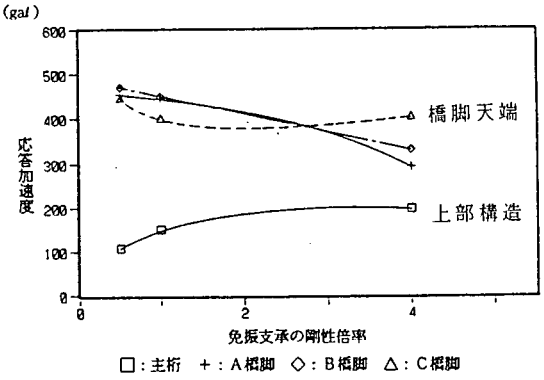
上部構造及び橋脚天端の応答変位，応答加速度，橋脚下端のせん断力，橋脚下端の曲げモーメントを示すと図－4.1.24～図－4.1.25のようになる。

図－4.1.24から免震支承の剛性が大きくなると、支承自体の変形が小さくなることにより、主桁の応答変位が減少するが、橋脚天端の応答変位はほとんど変化しないことが分かる。また、主桁の変位の減少率及び橋脚天端の変位増加率は免震支承の剛性が2倍程度で頭打ちとなる。



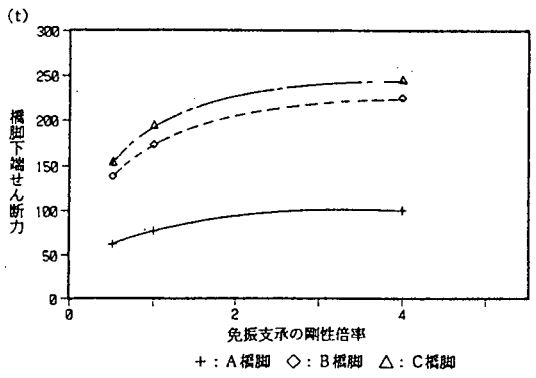
図－4.1.24　上部構造及び橋脚天端の応答変位

図－4.1.25から主桁の応答加速度は応答変位の減少率とほぼ同じ割合で増加している。また、各橋脚天端の応答加速度は、支承の剛性が小さい範囲ではほとんど一緒であるが、免震支承の剛性が大きくなるに従い中心の橋脚に集まる傾向があると推察される。

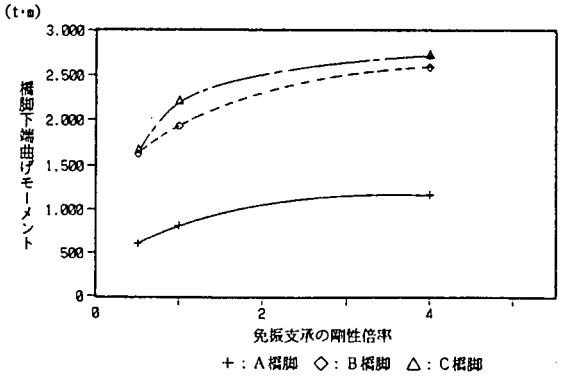


図－4.1.25　上部構造及び橋脚天端の応答加速度

図－4.1.26と図－4.1.27から免震支承の剛性が大きくなるに従い、橋脚下端での応答断面力が大きくなることが分る。これは、橋脚天端の応答変位が大きくなっていることからも推定できる。橋脚下端の応答断面力と応答変位の増加率は、ほぼ一致している。また、各橋脚間でも等しくなっている。



図－4.1.26　橋脚下端せん断力

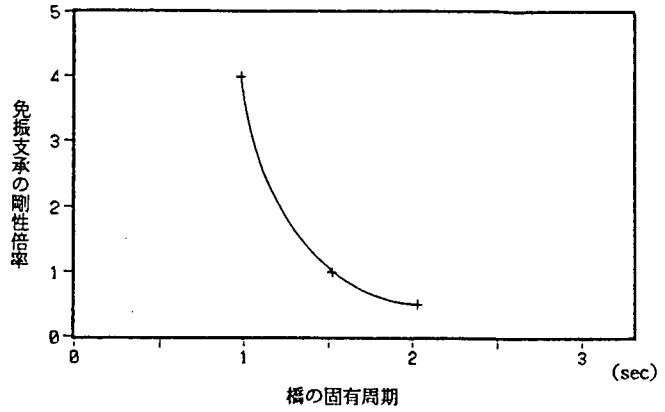


図－4.1.27　橋脚下端曲げモーメント

以上のことから、免震支承の剛性を大きくすることにより、主桁の応答変位は小さくなるが、橋脚下端での応答断面力が大きくなることが分かった。したがって、設計許容変位量と橋脚下端に発生する応力度

の釣り合いから、期待している免震効果が得られる免震支承の剛性を求めることができると思われる。

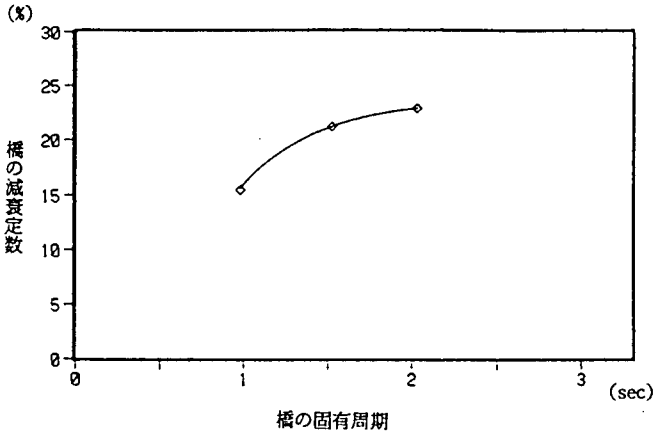
さらに、橋の固有周期と剛性及び橋の減衰定数の関係を図－4.1.28と図－4.1.29に示す。図－4.1.28から支承の剛性が4倍になると橋の固有周期はほとんど変化せず、基本値よりも小さくなると固有周期が急に長くなることが分かる。また、図－4.1.29から免震支承の剛性が大きいほど橋の減衰が小さくなることが分かる。これらの結果は、4.1.2の(5)の静的簡易設計法による検討結果と一致している。



図－4.1.28　橋の固有周期と支承剛性の関係

b．1橋脚の免震支承の剛性を変化させた場合

上部構造及び橋脚天端の応答加速度・上部構造及び橋脚天端の応答変位・橋脚下端の曲げモーメントを示すと、図－4.1.30～図－4.1.31の様になる。

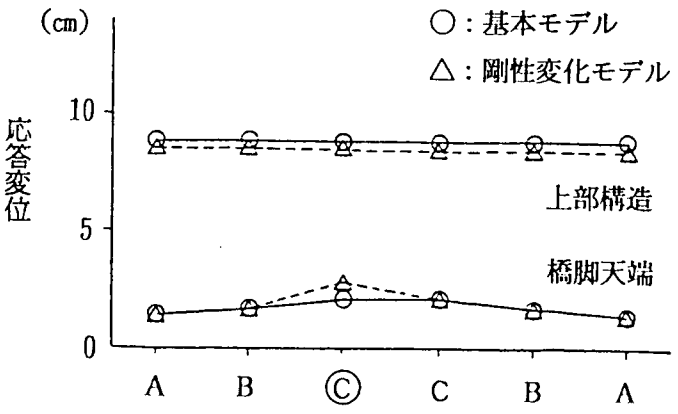


図－4.1.29　橋の固有周期と減衰定数の関係

図－4.1.30より分かるように、1つの支承の剛性が大きくなることにより、上部構造全体の変位は小さくなる。剛性が大きくなった支承自体の変位量は小さくなるので、免震支承の剛性が変化している橋脚天端の変位量は大きくなっている。この時の橋脚天端の変位量の増加率は1.3倍となり、支承の剛性の増加率1.5倍と比較して小さくなっている。他の橋脚天端の変位量は変化しない。

また、図－4.1.31からは、橋脚天端の変位量の増加により橋脚下端の曲げモーメントが増加している事が分かる。ただし、この場合も曲げモーメントの増加率は1.3倍となり、支承の剛性の増加率1.5倍より小さくなっている。他の橋脚下端の曲げモーメントは若干小さくなっているが、ほとんど変化はない。

すなわち、1橋脚の免震支承の剛性が変化することにより、上部構造の変位は一様に変化するが、橋脚天端の変位及び橋脚下端の曲



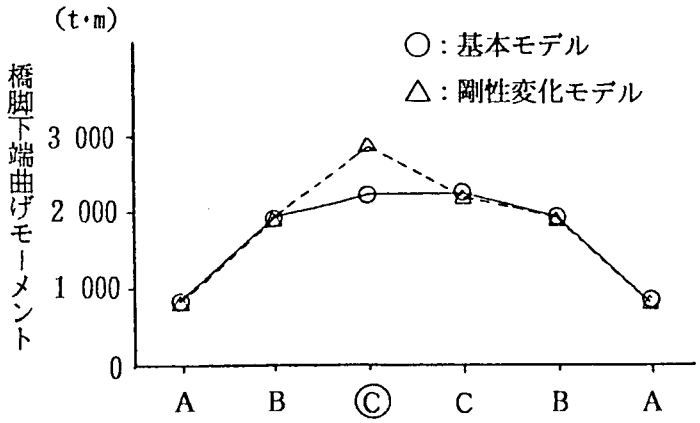
図－4.1.30　上部構造及び橋脚天端の応答変位

げモーメントの変化は、支承の剛性が変化した橋脚に限定される。

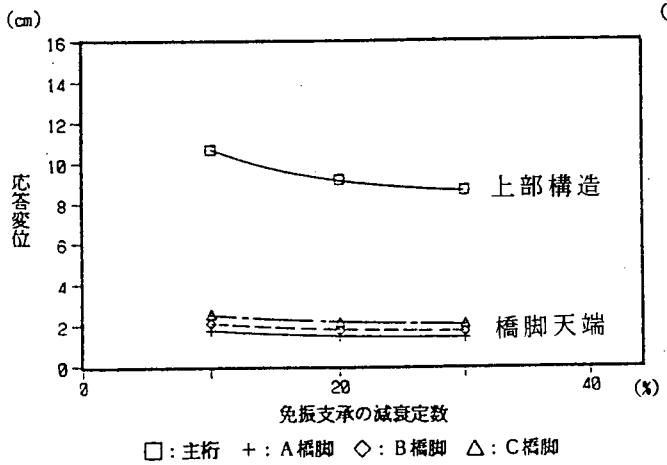
したがって、免震支承の剛性が異なっている橋脚についてはその橋脚の耐力について注意する必要があると思われる。

c．免震支承の減衰を変化させた場合

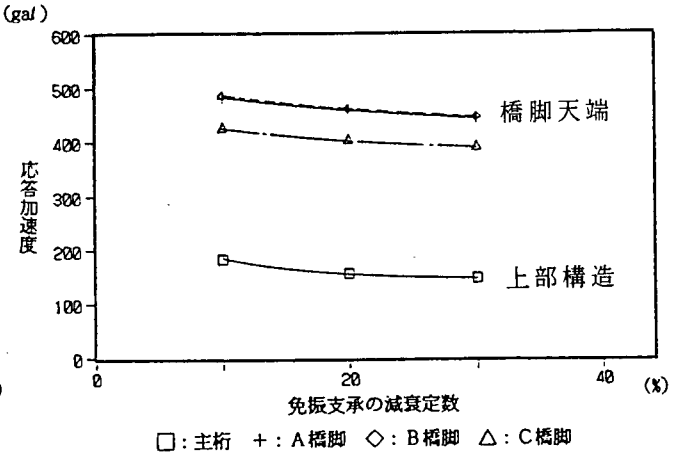
上部構造及び橋脚天端の応答加速度・上部構造及び橋脚天端の応答変位・橋脚下端のせん断力・橋脚下端の曲げモーメントを示すと、図－4.1.32～図4.1.35の様になる。



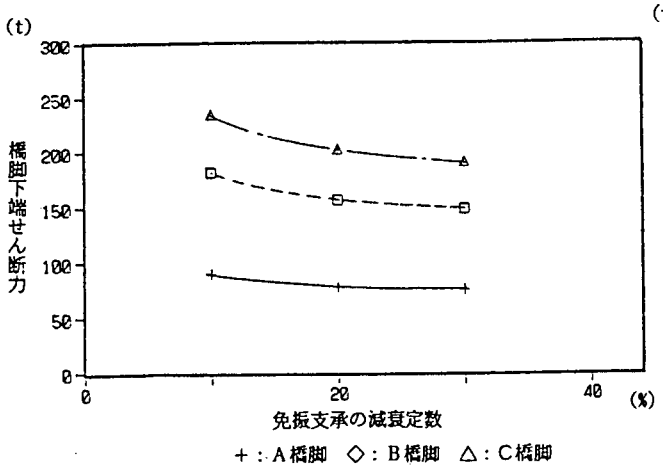
図－4.1.31　橋脚下端曲げモーメント



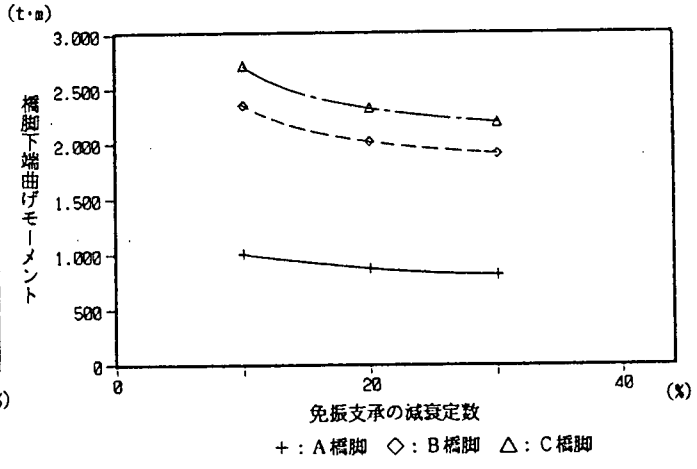
図－4.1.32　上部構造及び橋脚天端の応答変位



図－4.1.33　上部構造及び橋脚天端の応答加速度



図－4.1.34　橋脚下端せん断力



図－4.1.35　橋脚下端曲げモーメント

これらの図から、上部構造及び橋脚天端の応答加速度・上部構造及び橋脚天端の応答変位・橋脚下端のせん断力・橋脚下端の曲げモーメントの全ての検討項目において、免震支承の減衰定数が増加すると減少する傾向にあることが分かる。その減少率は、免震支承の減衰定数が10％の時を基準とすると、10％～20％の間で約86％となっており、20％～30％の間で約94％となっている。橋脚天端の最大加速度については、

減少率は約96％と一定になっている。このことから、支承の減衰が大きい方が、地震時応答に与える免震の効果は大きいことが確認できる。また、耐震性の向上率は支承の減衰が30％程度になるとほとんど変化しなくなっていることが分かる。これは、4.1.2の(5)のⅲ）で述べられている傾向と一致している。さらに、4.1.2の(5)のⅲ）に示されているように、免震支承の減衰定数が10％と30％の時の免震効果（補正係数C_Dの比）は0.78となっており、パラメータ解析から求められる免震効果の0.8 はほぼ一致していると言える。

(3) 橋脚・基礎剛性の変化に対する検討

ⅰ）検討の目的

免震支承の特性を変化させずに、橋脚・基礎剛性を変化させることにより、これらの要因が免震橋の地震時応答に及ぼす影響度を把握する。

また、不等橋脚及び異種地盤の場合に、免震橋の応答がどのように変化するかを調査する。

ⅱ）解析パラメータ

a．橋脚剛性と基礎剛性

イ．橋脚剛性

基本解析モデルの橋脚断面について、設計上考えられる最大及び最小寸法の断面形状を仮定し、橋脚剛性を設定する。

具体的な設定方法は以下のとおりである。

① 各種地盤における設計震度を算出し、橋脚下端における断面力を求める。

② 基本モデルの橋脚断面（Ⅱ種地盤相当）の断面２次モーメントを求め、次式により橋脚剛性を求め、基本橋脚剛性Ｋｐとする。

$Kp = 3EI / L^3$　　ここで、Ｅ：ヤング係数

Ｉ：断面２次モーメント

Ｌ：橋脚高さ

③ Ⅲ種地盤相当の断面力作用時において、基本モデルの橋脚の幅を一定とし、厚さを大きくし、最小鉄筋量（断面積の0.15％）を配置し、鉄筋が許容応力度になるときの断面を設定し、②と同様に上限橋脚剛性を求める。

④ Ⅰ種地盤相当の断面力作用時において、基本モデルの橋脚の幅を一定とし、厚さを小さくし、コンクリートの圧縮応力度を満足する範囲で、最大鉄筋量を配置し、鉄筋が許容応力度になるときの断面を設定し、②、③と同様に下限橋脚剛性を求める。

計算の結果、次のように橋脚剛性のパラメータを設定した。

上限橋脚剛性：3.0Ｋｐ

基本橋脚剛性：　Ｋｐ

下限橋脚剛性：0.3Ｋｐ

ロ．橋脚高さ

基本解析モデルの橋脚高さの2倍のモデル（高橋脚モデル）を設定し、橋脚剛性を求める。設定方法は以下のとおりである。

① 基本解析モデル（Ⅱ種地盤）と等しい設計震度により、橋脚下端における断面力を求める。

② 基本解析モデルと同じ鉄筋比とし、鉄筋が許容応力度になるときの断面を設定し、橋脚高さを考慮した橋脚剛性を求める。

計算の結果、高橋脚モデルの断面2次モーメントは、基本解析モデルの断面2次モーメントの4倍になったので、基本解析モデルの橋脚剛性Ｋｐを、

$K_p = 3EI/L^3$　　ここで、Ｅ：ヤング係数

Ｉ：断面2次モーメント

Ｌ：橋脚高さ

とすれば、高橋脚モデルの橋脚剛性Kptは、

$Kpt = 3E(4I)/(2L)^3 = 0.5Kp$

となる。

したがって、イでの橋脚剛性のパラメータの範囲0.3Ｋｐ～3.0Ｋｐに含まれてしまい、さらに高さを3倍にした場合でもこの範囲に入ることが計算の結果明らかとなったため、橋脚高さに関して新たなパラメータを設定しないこととした。

ハ．基礎剛性

基本解析モデルのⅡ種地盤（杭周辺部Ｎ値＝10，杭先端部Ｎ値＝50）で場所打ち杭基礎（杭長：20ｍ）の他に、上限基礎モデルとしてⅠ種地盤（支持地盤Ｎ値＝50）で直接基礎を、下限基礎モデルとしてⅢ種地盤（杭周辺部Ｎ値＝3，杭先端部Ｎ値＝50）で打ち込み鋼管杭基礎（杭長：70ｍ）を設定し、それぞれの地盤バネ定数を求め、基礎剛性を設定した。

計算の結果、次のように鉛直バネ、水平バネ、回転バネ、連成バネの全ての基礎剛性のパラメータを一律に設定した。

上限基礎剛性：固定（∞）

基本基礎剛性：Ｋｋ

下限基礎剛性：0.5Ｋｋ

ニ．橋脚剛性と基礎剛性の組合せ

橋脚剛性と基礎剛性の組合せは、以下の3ケースを設定することにする。

① 下限モデル　…　下限橋脚剛性（0.3 Ｋｐ）＋下限基礎剛性（0.5 Ｋｋ）

② 基本モデル　…　基本橋脚剛性（　Ｋｐ　）＋基本基礎剛性（Ｋｋ）

③ 上限モデル　…　上限橋脚剛性（3.0 Ｋｐ）＋上限基礎剛性（∞）

ホ．橋脚剛性と基礎剛性における各要因の影響度

橋脚剛性と基礎剛性の剛性を決定する主な要因として、次の3点が挙げられる。

① 橋脚剛性

② 基礎剛性における水平地盤バネ定数

③ 基礎剛性における回転地盤バネ定数

ニでは剛性の上限・基本・下限モデルとして組合せを設定したが、パラメータ解析を行う上で、それぞれの要因の影響度の大きさまたは比率、いわゆる寄与率を明確にしておく必要がある。影響度の指標として、本橋脚モデルの橋脚天端に単位水平集中荷重載荷時の橋脚天端の水平変位を比較すればこれを良く表現できると考える。

単位荷重ｐ＝100t載荷したときの計算の結果は表－4.1.27のとおりである。なお、橋脚・基礎剛性は、基本モデルの剛性をＫとしたとき、各モデルの変位より逆算して比率で表したものである。

表－4.1.27　各要因の影響度

単位：mm

		下限モデル		基本モデル		上限モデル	
		変位	割合	変位	割合	変位	割合
橋脚剛性		11.8	75%	3.6	64%	1.2	100%
基礎剛性	水平バネ	0.4	3%	0.2	4%	0.0	0%
	回転バネ	3.5	22%	1.8	32%	0.0	0%
合計		15.7	100%	5.6	100%	1.2	100%
橋脚・基礎剛性		0．36 K		1．0 K		4．7 K	

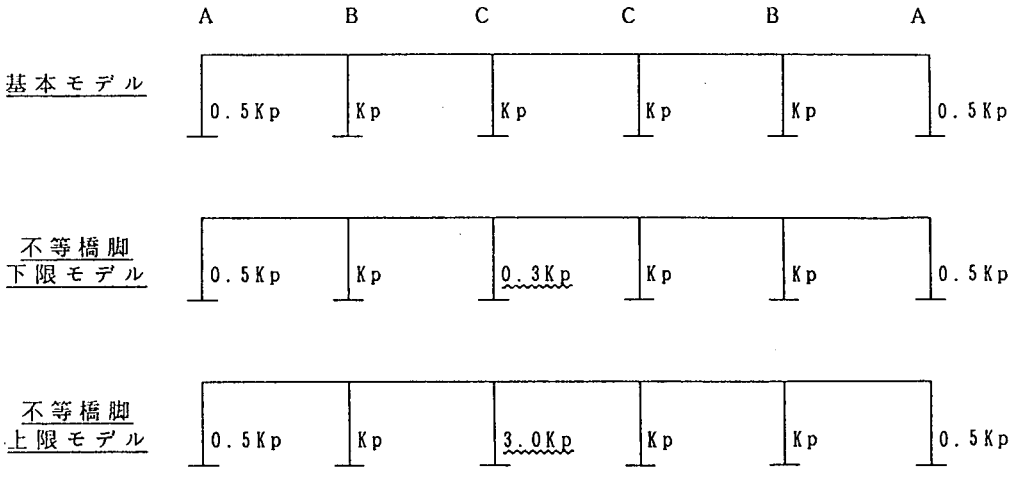
b．不等橋脚

一連の連続橋において、橋脚剛性が部分的に異なるいわゆる不等橋脚が存在することは少なくない。一連の連続橋の橋脚剛性が異なる場合として、次のようなケースが考えられる。

① 橋梁が河川、渓谷等を横断し、橋脚の長さ・断面等より橋脚剛性が異なる場合

② 都市内の高架橋において桁下空間の建築限界により一部の橋脚の断面が制限される場合

現実の橋梁では、厳密に言えば、すべての橋脚の剛性が異なると考えられるが、パラメータ解析としては、基本モデルの１ケ所の橋脚剛性（Ｃ橋脚）を0.3Ｋｐ～3.0Ｋｐの範囲で変化させるものとする。なお、橋脚剛性が変化すれば、基礎剛性も変化すると考えるのが妥当であるが、基礎剛性は変化させない。

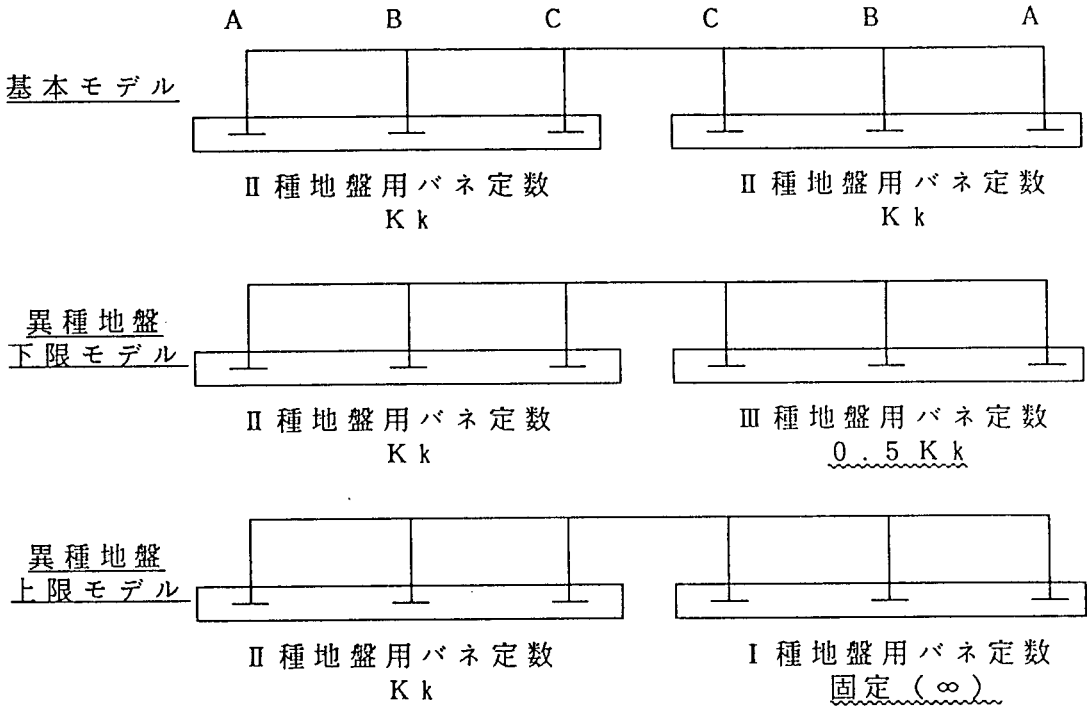


図－4.1.36　不等橋脚のモデルケース

c．異種地盤

一連の連続橋において、地盤条件が異なり、またそれに応じて基礎形状が異なる場合が考えられる。また、土質データの信頼性や基礎構造の施工精度の高低も橋梁に対しては異種地盤と考えることもできる。

下部構造剛性の中に占める基礎剛性の影響度は、表－4.1.27各要因の影響度で示したように基本モデルの場合36％であり、その割合は、橋脚剛性の影響度に較べて小さい。また、異種地盤が限られたわずかな部分だけで、1ケ所のみ基礎形式が異なる場合は稀である。したがって、以下のように基礎剛性（地盤のバネ定数）は全体の半分の区間で変化すると考える。なお、橋脚の剛性は基本モデル、入力はⅡ種地盤用を用いる。

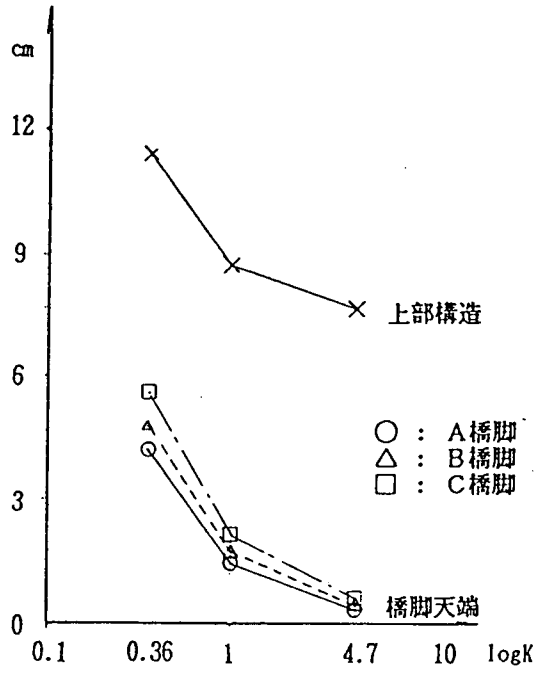


図－4.1.37　異種地盤のモデルケース

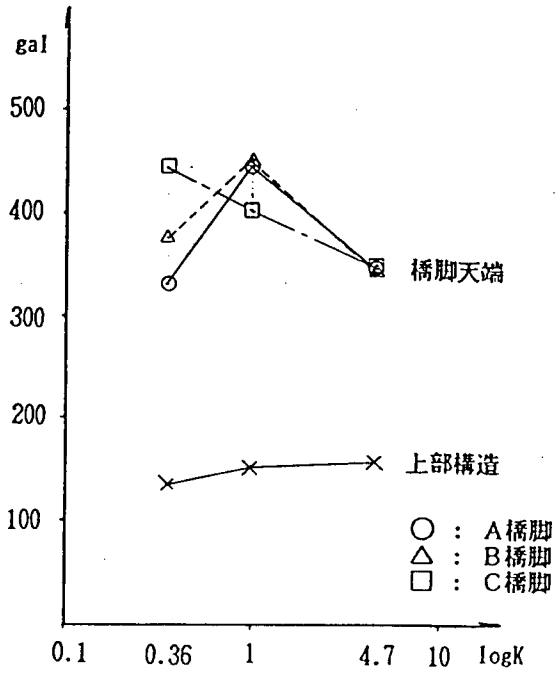
iii）解析結果

a．橋脚・基礎剛性を変化させた解析

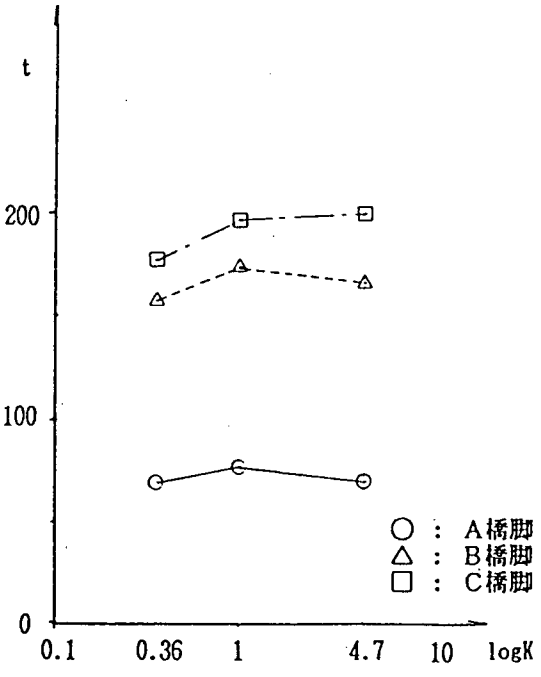
解析結果を図－4.1.38～図－4.1.41に示す。



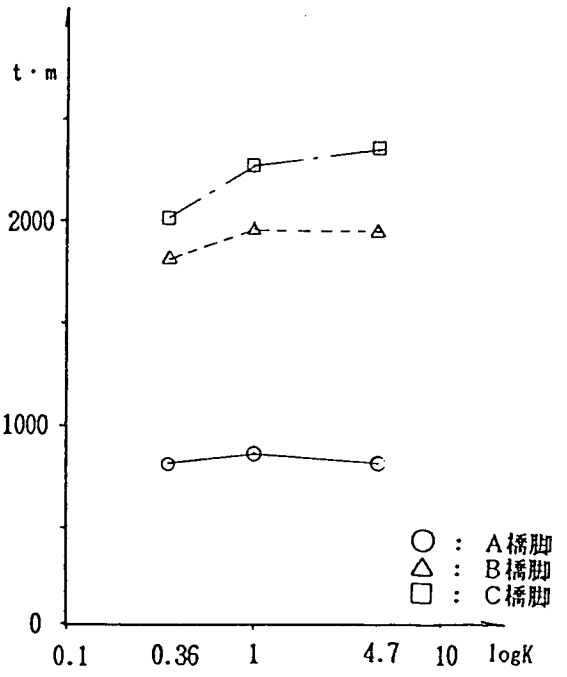
図－4.1.38　最大変位



図－4.1.39　最大加速度



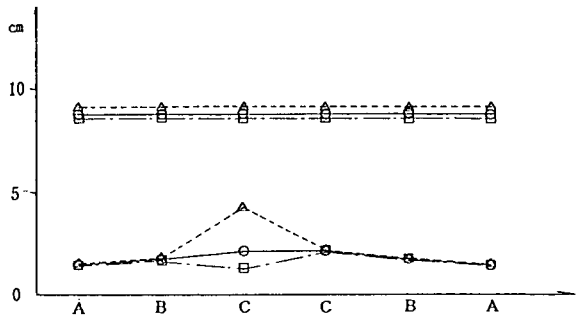
図－4.1.40　最大せん断力
（橋脚下端）



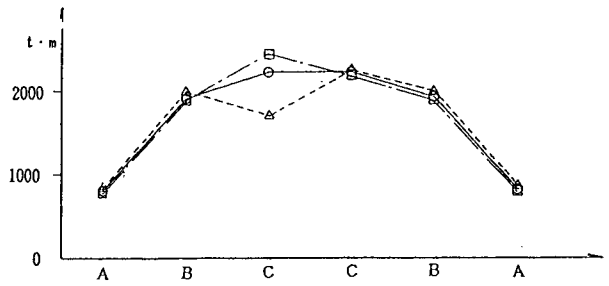
図－4.1.41　最大曲げモーメント
（橋脚下端）

b．不等橋脚の解析

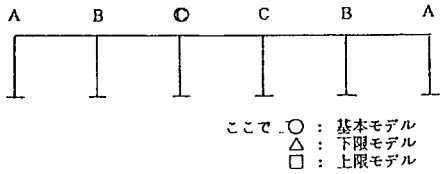
解析結果を図－4.1.42～図－4.1.43に示す。



図－4.1.42　最大変位



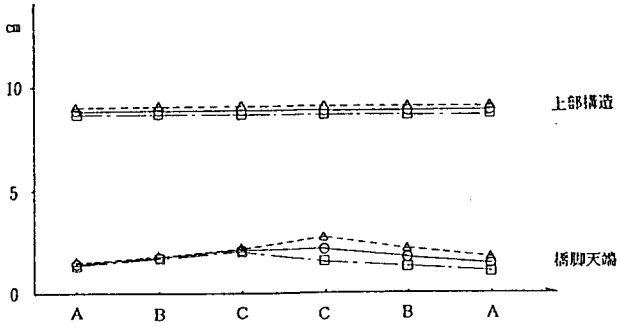
図－4.1.43　最大曲げモーメント（橋脚下端）



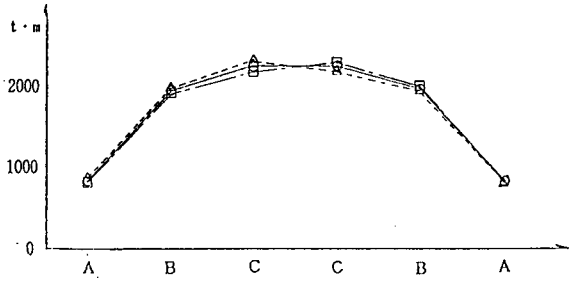
図－4.1.44　橋脚の剛性を変化させた場合のモデル

c．異種地盤の解析

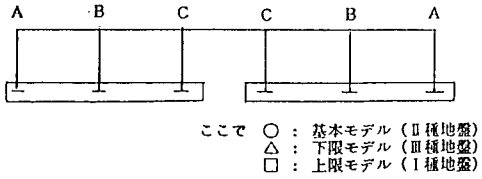
解析結果を図－4.1.45～図－4.1.46に示す。



図－4.1.45　最大変位



図－4.1.46　最大曲げモーメント（橋脚下端）



図－4.1.47　異種地盤解析のモデル

iv）考察及びまとめ

a．橋脚・基礎剛性を変化させた解析

① 応答変位は剛性が小さいほど大きくなるが、支承部の相対変位（上部構造と橋脚天端の相対変位）はそれほど差がない。（図－4.1.38参照）

② 応答加速度は剛性が変化してもそれほど差がない。ただし、下限モデルの橋脚天端の応答加速度が各橋脚でややばらついている。これは、橋脚・基礎剛性が小さいため免震支承の剛性に近づき、各モードで免震支承、下部構造、上部構造のひずみエネルギーの分担率が明確に分かれないために、応答スペクトル法によりモードの重ね合わせを行った結果このようにばらついたと電算結果より推定される。（図－4.1.39参照）

③ 応答断面力は剛性が変化しても、支承の相対変位・上下部構造の加速度等に差がないために、それほど変化しない。（図－4.1.40および図－4.1.41参照）

④ 以上より、橋脚・基礎剛性が変化しても、免震橋に及ぼす影響度は少ないと言える。

b．不等橋脚の解析

① C橋脚（1ケ所）の剛性が小さくなると、上部構造全体の変位は少し大きくなり、C橋脚天端の変位が大きくなるが、他の橋脚天端の変位はほとんど変化しない（図－4.1.42の△印参照）。その結果、支承の相対変位はC橋脚を除いて少し大きくなるが、支承の物性値（等価剛性・減衰定数）を変化させるほどではない。しかし、免震支承はバイリニア型の非線形特性を有しているので、相対変化の小さいC橋脚の免震装置の等価剛性は相対的に大きくなると考えられ、その結果、実際にはC橋脚では、より橋脚天端の変位が大きくなり、支承の相対変位は小さくなると思われる。また、橋脚が大きく変位するため、橋脚下端の断面力は基本モデルにより近づくものと考えられる。

② C橋脚（1ケ所）の剛性が小さくなると、断面力の分担率はC橋脚で少なくなるが、他の橋脚でそれほど断面力は増えない。（図－4.1.43の△印参照）

③ C橋脚の剛性が大きくなった場合では、以上述べたことと全く逆となる。

④ 今回のケースのような不等橋脚の場合は、その橋脚について、設計上注意を払う必要があるものと思われる。

c．異種地盤の解析

① 今回のケースでは、応答変位、応答断面力に変化はあまりない。したがって、土質定数、基礎形式のバラツキが免震橋に及ぼす影響は少ないと考えられる。（図－4.1.45および図－4.1.46参照）

d．まとめ

① 今回のケースで設定した橋脚・基礎剛性は、パラメータの設定で述べたように設計上考えられる非常に大きな範囲を考慮している。したがって、実際の一般的な橋梁について、免震橋に及ぼす橋脚・基礎剛性の影響は小さいと思われる。

4. 1. 5　平成３年度の研究方針

次年度は、今年度に引き続き、連続桁形式のＰＣ免震橋を対象とし、３章等の成果、及び本研究でのパラメータ解析の成果を基に、試設計を行うことによりＰＣ免震橋の構造的な問題点、設計フロー上の問題点を解決する。

次年度の研究の主なねらいは、以下の通りである。

1）設計フローに従って試設計を行うことにより設計上の問題点を探り、それを解決する。また、実用化にあたり細部構造の解決を行う。

2）設計フロー上の問題点、設計手順の簡素化を図り、合理的な設計フローを検討する。

3）クリープ乾燥収縮の取扱いを明確にする。

次年度の研究項目として以下を予定する。

① 設計上の基本方針

試設計対象橋梁の設定、及び設計条件の検討を行う。

② 設計フローの検討

今年度の共同研究を基に、各設計段階のフローを整理し、事前にフロー上の問題点を明らかにする。

③ 試設計

下部工の初期寸法の設定、下部工の設計、動的解析による照査を行い、一連の設計を行う。

④ 細部構造の設計

施工法も含め、免震支承、伸縮継手の細部構造の設計を行う。

⑤ 問題点の検討及び解決

③④で発生した問題点について、解析的に検討を行う。

⑥ まとめ

以上行った試設計をマニュアルの設計例としてまとめる。また、１，２年度の成果を含めて、適用性の検討をまとめる。

また、試設計の対象としては、以下を考える。

① 本年度は、橋長 200mクラスについて解析したが、次年度は、 500mクラスを考える。

② 基本的に都市内高架橋をイメージする。

平成３年度の研究工程を表－4.1.28に示す。

表－4.1.28　研　究　工　程

	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
①試設計の基本方針	―											
②試設計条件の設定		―	―									
③フローの検討		―	―									
④試設計				―	―	―	·····	·····	―			
⑤細部構造						―	―	―				
⑥問題点の検討						―	―	―				
⑦まとめ										―	―	―

<参考文献>

1）ニュージーランドにおける橋梁の免震装置調査報告書：㈶国土開発技術研究センター免震装置を有する道路橋の耐震研究委員会　現地調査団，1087.12

2）川島一彦：ニュージーランドにおける橋梁の免震設計技術，土木技術資料30－9，1988

3）川島一彦：ニュージーランドおよび米国における免震設計を用いた既存橋の耐震補強技術，土木技術資料31－3，1989

4）Billings, I.J. and Kirkcadie, D.K.: Base Isolation of Bridge in New Zealand, Proc. of New Zealand-Japan Workshop on Base Isolation of Highway Bridge, Wellington, 1987

5）Stuart, C.R.: Seismic Retrofitting of Highway Bridge in New Zealand, New Zealand-Japan Workshop on Base Isolation of Highway Bridge, Wellington, 1987

6）ＰＣ橋の計画について：㈳プレストレストコンクリート建設業協会，プレストレストコンクリート技術資料No.2，1984. 2

7）ＰＣ多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書：㈶高速道路調査会，1988.3

8）道路橋の免震設計法ガイドライン（案）：㈶国土開発技術研究センター，平成元年３月

9）Turkington, D.H., Cooke, N., Moss, P.J.& Carr, A.J.: Development of Revised Design Procedures for Bridges on Lead-Rubber Bearings, Proc. of Zealand-Japan Workshop on Base Isolation of Highway Bridges, Wellington New Zealand, 1987

<民側担当会社>　鹿島建設㈱，住友建設㈱，三井建設㈱，大成建設㈱，新構造技術㈱

4.2　鋼橋に対する免震設計に関する研究

4.2.1　平成2年度研究成果の概要

(1) 研究の概要

ⅰ）研究方針

鋼道路橋は自重が軽い、製作架設が容易、複雑な線形にも適合しやすいなどの利点を有し、長支間の橋から都市内高架橋に至るまで、その適用は広範囲に及んでいる。しかしながら、従来の耐震設計法では、地震力を低減し下部構造への負担を少なくするという設計概念は薄く、耐震上の問題から適用範囲が限定されたり、構造全体系での粘り強さや美観・経済性においてもかならずしも満足のいく設計ばかりとは言えない。

そのため、本研究では鋼橋に免震設計を適用した場合に考えられる種々の影響要因について検討することにより、その適用範囲にあたっての条件、範囲、効果などを明らかにすることを基本的な目標とする。

ⅱ）研究項目

本年度の研究項目は大きく分けて「鋼橋の耐震性向上に関する検討」と「鋼橋の免震化への適用性に関する検討」の2項目からなる。具体的な項目と内容は表4.2.1に示すとおりであるが、表中の①は耐震性向上に関する検討であり、②～⑨は適用性に関する検討である。

表－4.2.1　研究項目と内容

項　　目	内　　容
① 基本構造系の設定と支持方式の違いによる耐震性向上に関する検討	非免震橋と免震橋についての一定条件の基で設計し、解析基本モデルの断面諸元を設定するとともに、併せて支持方式の違いによる耐震性向上についての比較検討を行う。
② 橋脚剛性差による影響の検討	実際の適用を想定した場合に橋脚高さが不等になることが考えられるため、その影響度を検討する。
③ 基礎剛性差による影響の検討	実際の適用を想定した場合に杭基礎と直接基礎の混合タイプ、あるいは杭基礎での地盤常数の変化が考えられるためその影響度を検討する。
④ 免震支承の特性値が耐震性に及ぼす影響の検討	免震支承の剛性と減衰定数をパラメータに鋼免震橋の耐震性に及ぼす影響を検討する。
⑤ 応答解析手法の違いによる応答特性の相違についての検討	応答スペクトル法と時刻歴応答解析法により応答特性の相違について検討する。
⑥ 曲線桁を免震構造にした場合の検討	曲線桁について、円弧のライズと弦長の比をパラメータとして、免震支承の効果について検討する。
⑦ 鋼製橋脚を用いた免震橋の検討	非免震橋と免震橋で支持方式をパラメータにＲＣ橋脚と比較検討する。
⑧ 上部構造が固有周期に与える影響分析	横構、床版、桁断面が上部工の固有周期に与える影響について定量的に解析調査する。（橋軸方向と直角方向）
⑨ 橋脚高が固有周期に与える影響分析	橋脚高が固有周期に与える影響について定量的に解析調査する。（橋軸方向と直角方向）

(2) 成果の要約

ｉ）支持方式の違いによる耐震性の向上に関する検討

非免震橋と免震橋について同一条件の基で上部構造の支持方式を変化させ、支持方式の違いによる常時（温度変化時）および地震時の橋脚における応答値（変位、断面力）を比較することにより、免震橋の保有する耐震性を定量的に把握した。

支持方式としては、①多点固定方式（非免震橋）、②ゴム支承による弾性固定方式（非免震橋）、③免震支承（ＬＲＢ）による弾性固定方式（免震橋）、を選定し検討を行なった。

検討の結果と要約すると以下のとおりである。

① 常時（温度変化時）の橋脚付根の曲げモーメントは①が②、③に比べ５～７倍程度大きくなり、常時荷重に対して弾性固定方式の有利性が明らかとなった。

② 地震時での橋脚付根の曲げモーメント（動的解析値）は、非免震橋と免震橋の比率では、レベル１で１：0.72、レベル２で１：0.79となり免震橋の減衰効果による耐震性の向上が明かとなった。

③ また、支承変位ならびに桁端移動量は免震橋の方がレベル１では小さく、レベル２では大きな値となった。

ii）橋脚および基礎の剛性差による影響の検討

免震橋の実際の適用を想定すると、橋脚高が不当に変化する場合が考えられる。また基礎形式も杭基礎と直接基礎の混合タイプ、あるいは杭基礎での地盤常数の変化ならびにバラツキが考えられるため、その影響度を検討した。

検討の結果、下部構造の剛性が実際の適用を考えた範囲で変化しても発生断面力に対する影響は比較的小さくあまり問題ないことが判った。これは、支承剛性が橋脚や基礎の剛性に比べ極端に小さいためである。すなわち、検討モデルのような免震橋は下部構造の変化ならびに地盤のバラツキにも極めて追随性が良いことが明らかになった。

iii）免震支承の特性値が耐震性に及ぼす影響の検討

免震支承の剛性と減衰定数をパラメータに検討を行なった。

支承の相対変位は、支承のばね剛性半分になると30％ないし50％程度大きくなり、ばね剛性が２倍にあると40％程度小さくなる。脚天端のせん断力および脚付け根のせん断力や曲げモーメントは、逆に支承のばね剛性が半分になると20％ないし30％程度小さくなり、ばね剛性が２倍になると10％程度大きくなる。また支承の減衰が半分になると、支承の相対変位、脚天端のせん断力および脚付け根のせん断力や曲げモーメントのいずれも10％ないし20％程度大きくなり、支承の減衰が２倍になると10％ないし20％程度小さくなる。このように、支承の剛性による影響のほうが大きくなる結果が傾向的に得られた。

iv）応答解析手法の違いによる応答特性の相違についての検討

免震支承の履歴曲線を線形モデルとした場合と非線形モデルとした場合について応答スペクトル法と時刻歴応答解析法により検討を行なった。

レベル２では、線形モデルの時刻歴応答解析は、応答スペクトル法に比べ変位、断面力とも30％前後小さい応答値を与える。非線形モデルの時刻歴応答解析は、さらに20％ないし30％程度小さい応答値を与え

ている。ただ、レベル１の断面力については、線形モデルの時刻歴応答解析よりやや大きい応答値になっている。しかし、応答スペクトル解析の結果よりは小さくなっている。これはレベル１の応答値はほとんど線形の範囲に留まっており、免震支承の減衰効果がほとんどないのに対し、レベル２の応答値では、かなりの非線形履歴特性になっており大きな減衰効果が得られたためと考えられる。

v）曲線橋を免震構造にした場合の検討

曲線橋に免震構造を採用した場合の地震応答を把握するため、円弧形状の曲線橋に対して、円弧のライズｆと弦長Ｌの比ｆ／Ｌをパラメータにとり検討を行った。支持条件として、すべて免震支承とした場合と、端支点のみ可動にした場合の２ケースを設定した。

その結果、すべて免震支承にした場合の方が、ｆ／Ｌの変化に対しても応答の変動が小さく、反力分散や応答の方向性が均一化されることがわかった。

vi）鋼製橋脚を用いた免震橋の検討

鋼製橋脚を有する橋梁について、上部構造の支持方式を①多点ヒンジ方式、②ゴム支承による弾性固定方式、③免震支承による弾性固定方式とした場合に、ＲＣ橋脚を有する橋梁と比較して、耐震性向上の程度に差異があるかを検討した。

その結果、橋脚基部の断面力は、橋軸方向では①に対して②は同程度となり③については、25％～30％低減し、ＲＣ橋脚と同様の結果が得られた。

橋軸直角方向では①に対して②は３％～５％の低減効果となり③については30％強の低減効果が得られた。

vii）上部構造が固有周期に与える影響分析

上部構造が変わった場合に固有周期がどのように変化するかについて影響分析した。上部構造として非合成箱桁（ＲＣ床版）の他に、非合成鈑桁（ＲＣ床版）と鋼床版箱桁とした場合について固有値解析を行なった。検討方向は橋軸方向と橋軸直角方向の２方向について実施した。分析した結果を要約すると以下のとおりである。

① 非合成箱桁と非合成鈑桁とを比較すると橋軸方向、橋軸直角方向ともに固有周期に有意な差は見られなかった。これは死荷重や橋軸方向の曲げ剛性に大きな差がなことと、橋軸直角方向の曲げ剛性はＲＣ床版が支配的で、箱桁と鈑桁の差が表れないためと考える。

② 上部構造を鋼床版とした場合、ＲＣ床版の場合と比較して固有周期が約60％となった。これは死荷重が大きく軽減されたためと言える。

viii）橋脚高が固有周期に与える影響分析

橋脚高さが大きく変化した場合に、固有周期がどのように変化するかについて影響分析した。橋脚高さは2.５ｍから30ｍまでの変化とし、橋脚構造は基礎底面から天端までの高さが14.5ｍと30ｍで断面設定した２タイプとし、検討方向は橋軸方向と橋軸直角方向の２方向について実施した。分析した結果を要約すると以下の通りである。

① 高さに応じて断面が設計された橋脚は、高さが高くなるに従って、曲げ剛性も大きくなっているため、脚高さ14.5ｍと30ｍでの固有周期はほとんど変化が無かった。

② 高さ14.5mと同断面で、高さを34mにした場合は、固有周期が約2倍の2.25sec になった。

③ 橋軸直角方向については、高さに応じて断面が設計された脚柱形状がほぼ正方形であることから、橋軸方向とほとんど変化のない結果となった。

4.2.2 鋼橋の耐震性向上に関する検討

(1) 基本モデル橋の設定

ｉ）設定方針

鋼免震橋に対する耐震性向上ならびに適用性に関する種々の検討を行なうにあたって、先ず基本モデルの設定を行なった。

基本モデルは既存の橋梁を参考に検討モデルとして適当な形状に修正を加えたものとした。以下にモデル橋の選定にあたっての基本的な考えを示す。

① 構造形式は免震橋の適用性を考慮して連続桁とし、桁端部は橋台とした。

② 主桁形式は支間長との関連で適合性のある等断面の箱桁形式（ＲＣ床版）とした。

③ 支間長は免震装置に対する支承反力の適用規模、ならびに等断面箱桁としての適正支間（50m～70m）を考慮して選定した。

④ 支持方式は橋台部は可動、橋脚部は弾性固定とした。

⑤ 橋脚は一般的な張出し式橋脚（短形断面）とした。また、基礎形式は都市内高架橋等で施工実績の多い場所打ちコンクリート杭（φ1200）を設定した。

以上の設定方針に基づいた基本モデル橋の構造寸法図を図－4.2.1に示す。

ii）設計条件

a）一般条件

① 等　　級　　1等橋（ＴＬ－20、ＴＴ－43）

② 上部工形式　　鋼5径間連続箱桁橋

③ 下部工形式　　張出し式橋脚（短形断面）

④ 基礎工形式　　場所打ちコンクリート杭（φ1200）

b）荷重条件

① 荷重および支承反力　　表－4.2.2，表－4.2.3に示すとおり

表－4.2.2　荷重強度

鋼　　重	3．85tf／m
橋面工（遮音壁3m含む）	4．03　〃
床版・ハンチ	8．59　〃
合　　計	16．47tf／m

表－4.2.3　支承反力

(tf)

	死荷重反力	活荷重反力	合　計
A1，A2橋台	212	106	318
P1，P4橋脚	608	228	836
P2，P3橋脚	519	218	737

② 地震の影響

設計水平震度算定条件は次のとおりとする。

- 地域別補正係数　－－－A地域（c_z ＝1.0）
- 地盤別補正係数　－－－Ⅱ　種（c_G ＝1.0）
- 重要度別補正係数　－－－1　級（c_I ＝1.0）

③ 温度変化の影響

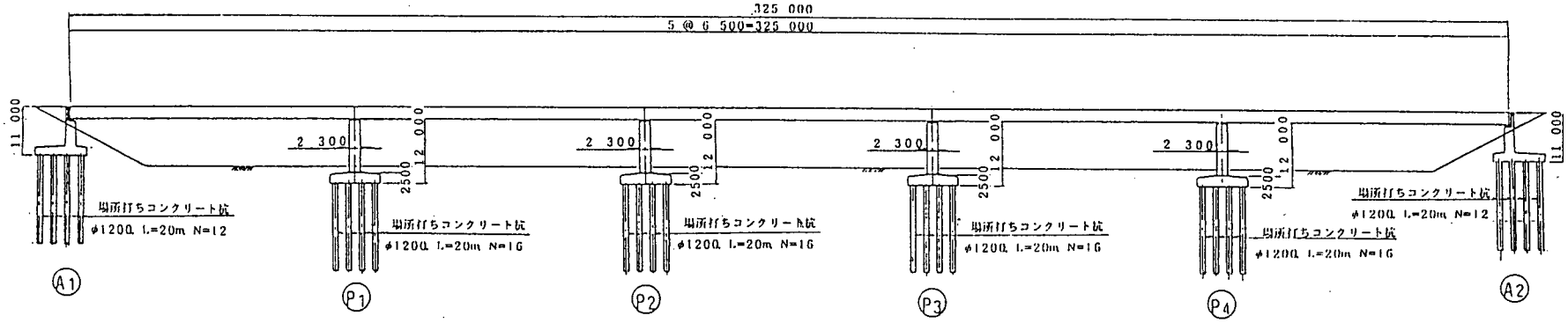
全体構造系の解析における温度変化の影響は温度の昇降をT＝±30℃として考慮する。

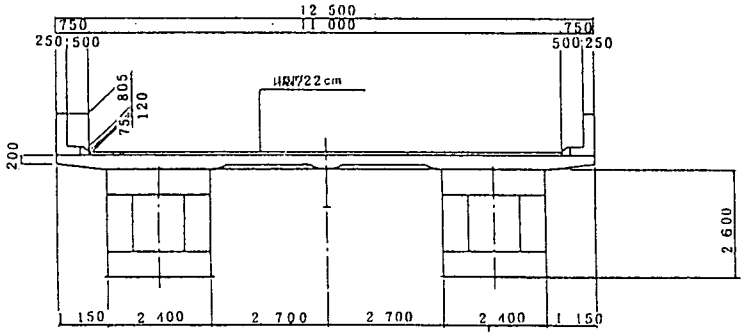
c）使用材料

主桁と下部構造の材料および特性値は表－4.2.4に示す。

表－4.2.4　使用材料

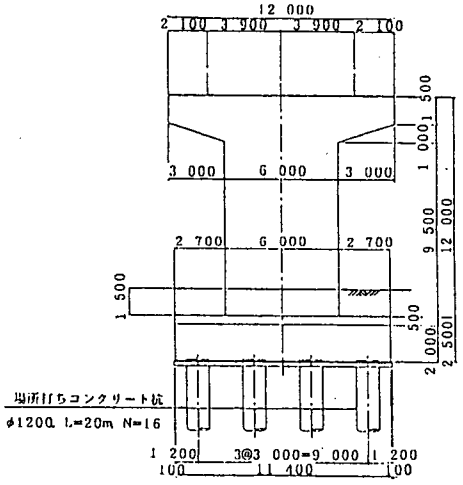
コンクリート	床　版	設計基準強度 σ_{ck} ＝240 kgf/cm²
	下部構造	ヤング係数　E＝2．5×10⁵ kgf/cm²
鋼　材	主　桁	ヤング係数　E＝2．1×10⁶ kgf/cm²
		線膨脹係数　α ＝12×10⁻⁶





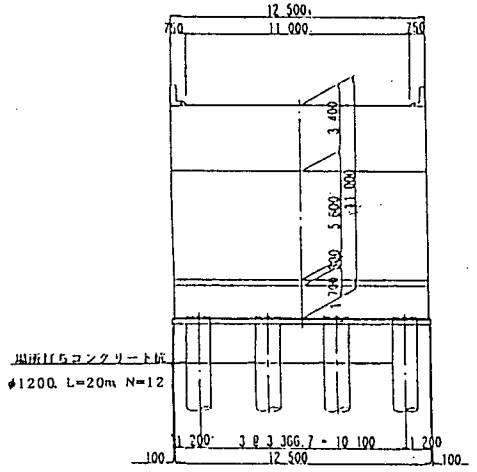
主桁の断面諸元（鋼橋算値）

断面積 A	0.729m²
偏心力作用位置	床版底面
断面2次モーメント（橋軸方向） I	0.830m⁴
断面2次モーメント（直角方向） I	10.840〃
ねじり断面2次モーメント J	0.435〃



橋柱の断面諸元

断面積 A	13.80m²
断面2次モーメント（橋軸方向） I	6.08m⁴
断面2次モーメント（直角方向） I	41.40〃
ねじり断面2次モーメント J	18.46〃



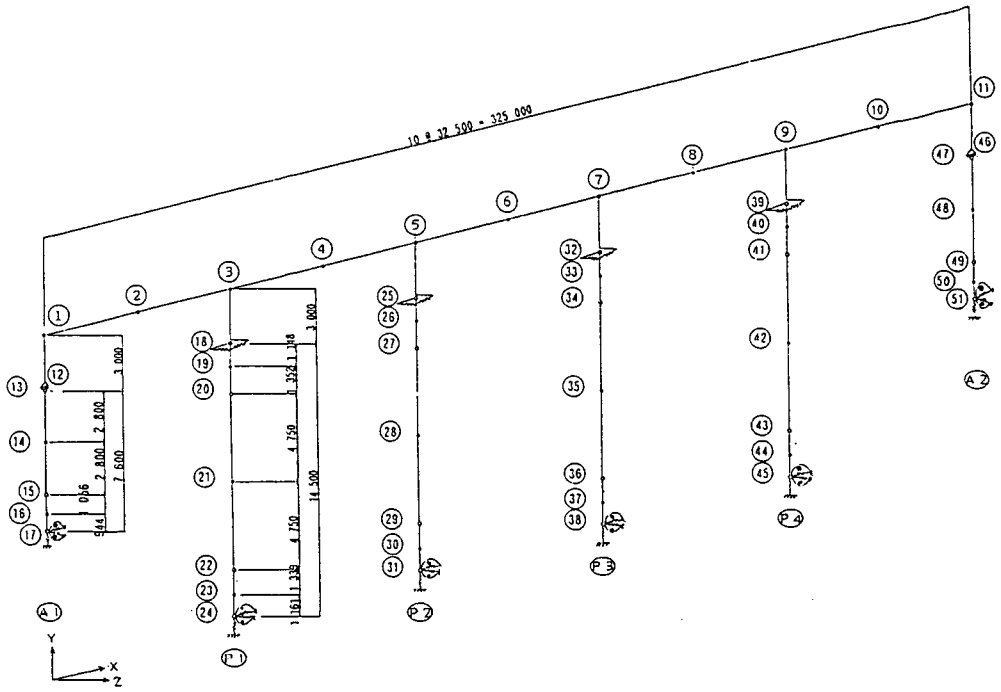
橋台竪壁の断面諸元

断面積 A	28.13m²
断面2次モーメント（橋軸方向） I	11.87m⁴
断面2次モーメント（直角方向） I	366.21〃
ねじり断面2次モーメント J	42.08〃

基礎の地盤バネ定数

	A1・A2橋台	P1～P4橋脚
水平 (tf/m)	543 947	543 947
鉛直 (tf/m)	829 400	829 400
速成 (tf)	-844 527	-844 527
回転（直角）(tf.m)	14 389 771	11 434 774
回転（橋軸）(tf.m)	11 434 774	11 434 774

図－4.2.1　構造寸法図



図－4.2.2　解析モデル図

d）地盤および基礎条件

地盤は、地表面から深さ22mまで平均N値が10の砂質土、深さ22m以深はN値50の支持地盤を設定する。耐震設計上の地盤種別はⅡ種地盤となる。

表－4.2.5　地盤条件

1　層	N　（N 値）＝10（砂質土）・H（層 厚）＝22m Vs（S波速度）＝172m／s　・γ（単位重量）＝1．9tf／m³
2　層	N　（N 値）＝50 Vs（S波速度）＝300m／s

表－4.2.6　杭基礎条件

杭　　長	ℓ	20m
杭　　径	ϕ	1200㎜
横方向地盤反力係数	k_H	2．0kgf/㎝　（常時）
〃	k_H	4．0　〃　（地震時）
〃	k_H	9．1　〃　（固有周期算出時）
軸方向バネ定数	k_V	519×10³ kgf/㎝
軸方向許容押込み支持力	Ra	250tf　（常時）
〃	Ra	375〃　（地震時）
軸方向許容引抜き力	Pa	30　〃　（常時）
〃	Pa	160〃　（地震時）
許容変位量	δa	15㎜

表－4.2.7　免震支承の諸数値

設計条件					
特性　（1支承当り）		P1	P2	P3	P4
最大荷重	t	836	737	737	836
死荷重	t	608	519	519	608
常時の水平変位量　δ	mm	35.1	11.7	11.7	35.1
回転角		.00667	.0067	.00667	.00667
適用橋脚数　NT	個	1	1	1	1
分担する水平力の割合	%	25	25	25	25
1橋脚当り支承個数　NB	個	2	2	2	2
ゴムのせん断弾性係数　GO	kg/cm^2	8	8	8	8
平面形状　A	cm	125	125	125	125
平面形状　B	cm	130	130	130	130
平面形状　a	cm	123	123	123	123
平面形状　b	cm	128	128	128	128
鉛プラグ　n×φ	mm	4xφ 175	4xφ 175	4xφ 175	4xφ 175
鉛プラグ面積　AP	cm^2	962.1	962.1	962.1	962.1
ゴム厚　tE	mm	20x 11層 220	20x 11層 220	20x 11層 220	20x 11層 220
LRB本体高　H	cm	32.6	32.6	32.6	32.6
ゴム面積　AR	cm^2	15288	15288	15288	15288
有効受圧面積　AER	cm^2	14333	14632	14632	14333
鉛プラグ面積比　AP／AR		.067	.066	.066	.067
ゴム支圧応力度　σ	kg/cm^2	58.3	50.4	50.4	58.3
形状係数　S		14.7	14.7	14.7	14.7
ゴム単体の剛性　KR	t／m	1112	1112	1112	1112
1次剛性(1橋脚当り)K1	t／m	12688	12688	12688	12688
2次剛性（〃）K2	t／m	1952	1952	1952	1952
降伏荷重（〃）Q	t	149.9	149.9	149.9	149.9
降伏荷重比　Q／W		.123	.144	.144	.123

レベル1　設計値					
特性　（1橋脚当り）		P1	P2	P3	P4
設計震度　KH		.24			
橋の固有周期　T	sec	1.377			
橋の等価剛性　KT	t/m	11405			
上部工重量	t	5356			
橋脚の剛性　KP	t/m	12900	12900	12900	12900
橋脚の減衰定数　hP	%	5	5	5	5
上部工の変位　U	cm	11.3			
橋の減衰定数　hT	%	20.6			
沓の設計変位　UB	cm	8.8	8.8	8.8	8.8
沓の等価剛性　KB	t/m	3660	3660	3660	3660
橋脚との直列剛性　K	t/m	2851	2851	2851	2851
沓の等価減衰定数　HB	%	25	25	25	25
水平力　（常時）	t	69	43	43	69
（地震時）	t	321.2	321.2	321.2	321.2
（合計）	t	390.2	364.2	364.2	390.2
せん断ひずみ		1.1	1.02	1.02	1.1
せん断ひずみの許容値		2.77	2.77	2.77	2.77

レベル2　設計値					
特性　（1橋脚当り）		P1	P2	P3	P4
設計震度　KH		.67			
橋の固有周期　T	sec	1.652			
橋の等価剛性　KT	t/m	7931			
上部工重量	t	5356			
橋脚の剛性　KP	t/m	12900	12900	12900	12900
橋脚の減衰定数　hP	%	5	5	5	5
上部工の変位　U	cm	45.3			
橋の減衰定数　hT	%	9.4			
沓の設計変位　UB	cm	38.3	38.3	38.3	38.3
沓の等価剛性　KB	t/m	2343	2343	2343	2343
橋脚との直列剛性　K	t/m	1983	1983	1983	1983
沓の等価減衰定数　HB	%	10.2	10.2	10.2	10.2
水平力　（地震時）	t	897.4	897.4	897.4	897.4
せん断ひずみ　（鉛直）		1.39	1.19	1.19	1.39
せん断ひずみ　（水平）		2.61	2.61	2.61	2.61
せん断ひずみ　（合計）		4	3.8	3.8	4
せん断ひずみの許容値		4.16	4.16	4.16	4.16
大変形時の偏心		24	28.1	28.1	24
許容値		86.7	86.7	86.7	86.7

e）免震装置

免震橋の免震装置は鉛プラグ入りゴム支承（ＬＲＢ）を用いる。水平力の分担率は各橋脚等しくする。

非免震橋の支承はゴム支承を用いることとし、支承の水平バネはＬＲＢのレベル１と同じとする。

表－4.2.7に免震装置の諸数値を示す。

f）地震時保有水平耐力照査用橋脚の等価剛性

橋脚の降伏時剛性と等価な剛性は表－4.2.8に示すとおりである。

表－4.2.8　橋脚の等価剛性（橋軸方向）

橋　脚	Ｐ1，Ｐ4	Ｐ2，Ｐ3
下部工全高　Ｈ　（m）	14．500	14．500
柱　高　ｈ　（m）	12．000	12．000
橋脚の降伏耐力　Ｐｙ　（tf）	586．867	583．267
橋脚の降伏変形　δｙ　（cm）	4．739	4．733
（Ｅ・Ｉ）　（×10⁶ tf．m）	71．330	70．980

(2)　支持方式の違いによる耐震性向上に関する検討

1）検討目的

免震橋は免震支承が保有する減衰性能と上部構造の慣性力を弾性支持し、橋全体を長周期化することにより地震力の低減を図ろうとするものである。従って、本検討では、免震橋の保有する耐震安全性がどの程度のものなのかを非免震橋と免震橋を比較することにより定量的に把握することを目的とする。

2）解析条件

①　解析は橋軸方向についてのみ行なう。

②　橋脚および基礎形状は、支持条件の違いによる特質を明確にするために、全ケース同一とする。

③　減衰定数および支承の水平バネは表－4.2.9の通りとする。

表－4.2.9　減衰定数および支承の水平バネ

項目／検討ケース	減衰定数					支承の水平バネ（tf/m）	
	上部工	支承		下部工	基礎工		
		レベル１	レベル２			レベル１	レベル２
Ｃａｓｅ－１　多点固定方式	0.02	――		0.05	0.20	∞（ピン結合）	
Ｃａｓｅ－２　非免震弾性固定方式		0.50				3660	
Ｃａｓｅ－３　免震弾性固定方式		0.25	0.102			3660	2343

④　解析モデルおよび諸条件は(1)基本モデル橋の設定の項によるが、温度変化時の基礎バネおよびCase－３の支承バネは別途、表4.2.10、表－4.2.11、の通り設定した。

表－4.2.10　温度変化時の基礎バネ

	K
水平バネ	174 500 tf/m
鉛直バネ	829 400 tf/m
回転バネ	11 125 800 tf/m
連成バネ	359 800 tf/m

表－4.2.11　温度変化時の免震支承等価バネ

	K_B
P1，P4橋脚	2 110 tf/m
P2，P3橋脚	4 407 tf/m

3）解析ケース

表－4.2.12に示す3つのモデルについて、

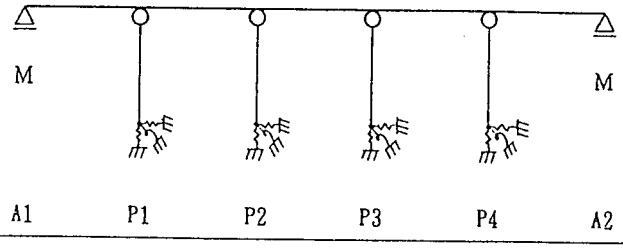
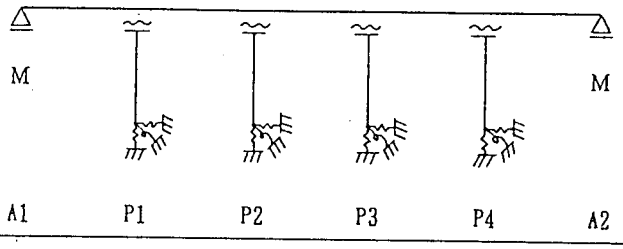
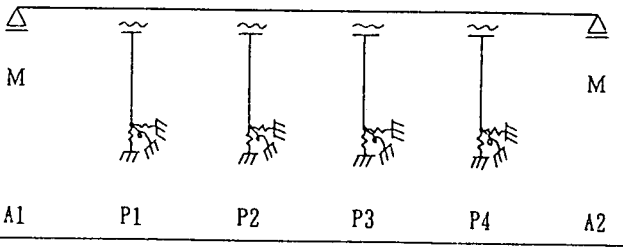
①　温度変化時（常時）

②　静的解析によるレベル1とレベル2（地震時）

③　応答スペクトル解析によるレベル1とレベル2（地震時）

の解析を行なった。

表－4.2.12　解析モデル

検討ケース	解析モデル
Case－1 多点固定方式 （非免震橋）	
Case－2 ゴム支承による 弾性固定方式 （非免震橋）	
Case－3 免震支承による 弾性固定方式 （免震橋）	

4）解析結果

解析結果としては、各部位の変位、せん断力、曲げモーメント等について表－4.2.13ならびに表－4.2.14にまとめて示す。またレベル1、レベル2の変形モード図を図－4.2.3に示す。

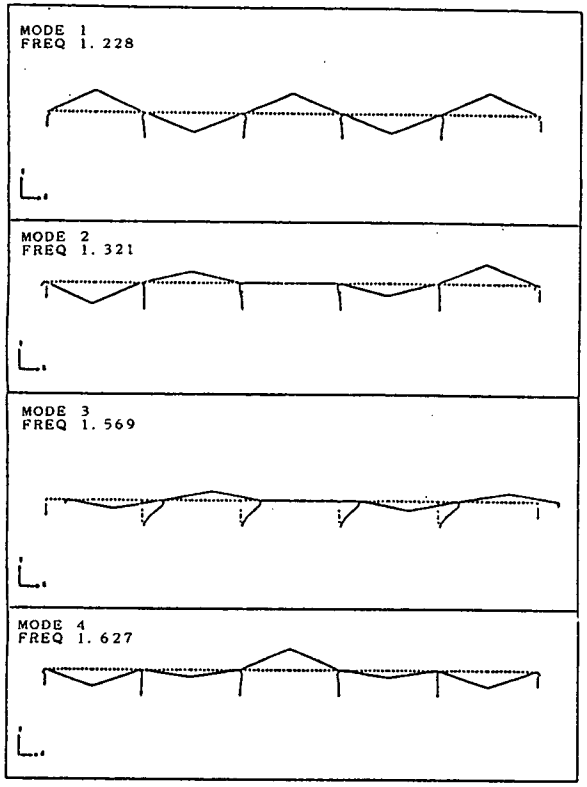
表－4.2.13　温度変化（+30℃）による解析結果

			Case-1	Case-2	Case-3
桁端絶対変位 (mm)			32	34	35
P1	(mm)	支承相対変位	0	28	31
	変位	脚柱天端	29	6	4
P4	(tf)	脚柱天端	501	102	65
橋	せん断力	脚柱付根	501	102	65
脚	脚柱付根曲げモーメント (tf・m)		6 018	1 227	775
P2	(mm)	支承相対変位	0	9	9
	変位	脚柱天端	10	2	2
P4	(tf)	脚柱天端	173	34	40
橋	せん断力	脚柱付根	173	34	40
脚	脚柱付根曲げモーメント (tf・m)		2 079	412	478

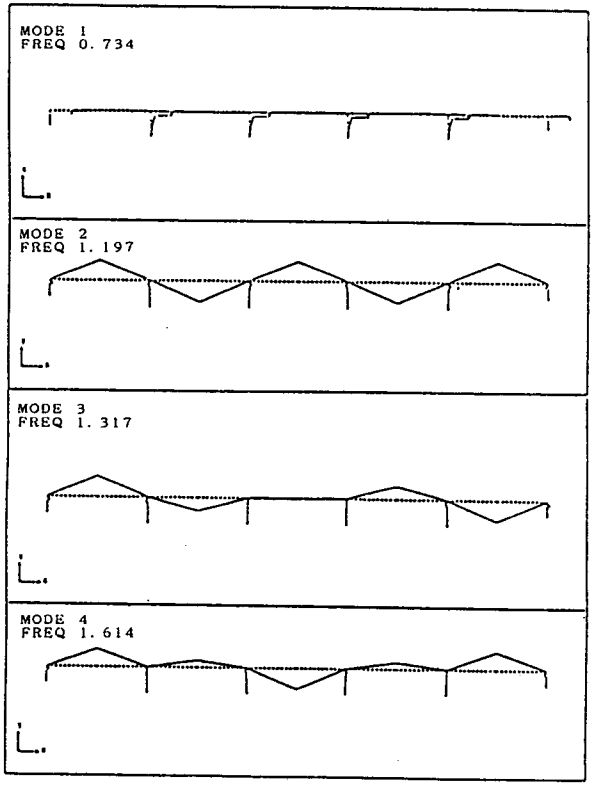
表－4.2.14　静的および動的応答値

			Case－1				Case-2				Case－3			
			静的解析		動的解析		静的解析		動的解析		静的解析		動的解析	
震度レベル			レベル1	レベル2	レベル1	レベル2	レベル1	レベル2	レベル1	レベル2	レベル1	レベル2	レベル1	レベル2
固有周期 (秒)			0. 59	0. 78	0. 64	0. 82	1. 34	1. 43	1. 36	1. 45	1. 34	1. 69	1. 36	1. 71
設計震度			0. 25	0. 85	——	——	0. 25	0. 85	——	——	0. 25	0. 82	——	——
桁端絶対変位 (mm)			24	138	22	122	116	449	110	436	116	601	79	483
P1	(mm)	支承相対変位	0	0	0	0	93	315	86	305	93	473	62	381
	変位	脚柱天端	22	131	21	111	22	131	21	125	22	127	15	100
P4	(tf)	脚柱天端	333	1136	295	934	334	1137	315	1118	334	1097	227	892
橋	せん断力	脚柱付根	454	1547	349	1094	455	1548	338	1202	455	1495	248	970
脚	脚柱付根曲げモーメント (tf・m)		4804	16 392	3961	12 458	4821	16 402	3925	13 990	4821	15 824	2844	11 178
P2	(mm)	支承相対変位	0	0	0	0	92	314	87	306	92	471	62	381
	変位	脚柱天端	22	132	20	119	22	132	21	125	22	127	15	100
P3	(tf)	脚柱天端	336	1139	269	998	335	1138	317	1120	335	1098	228	892
橋	せん断力	脚柱付根	457	1549	319	1166	456	1548	337	1193	456	1494	246	943
脚	脚柱付根曲げモーメント (tf・m)		4847	16 420	3626	13 340	4829	16 410	3932	13 971	4829	15 830	2845	11 058

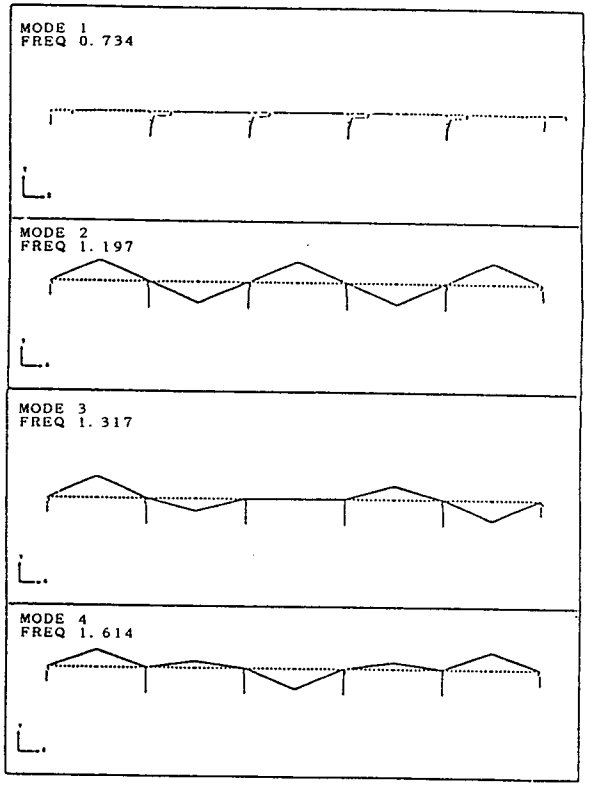
Case−1



Case−2

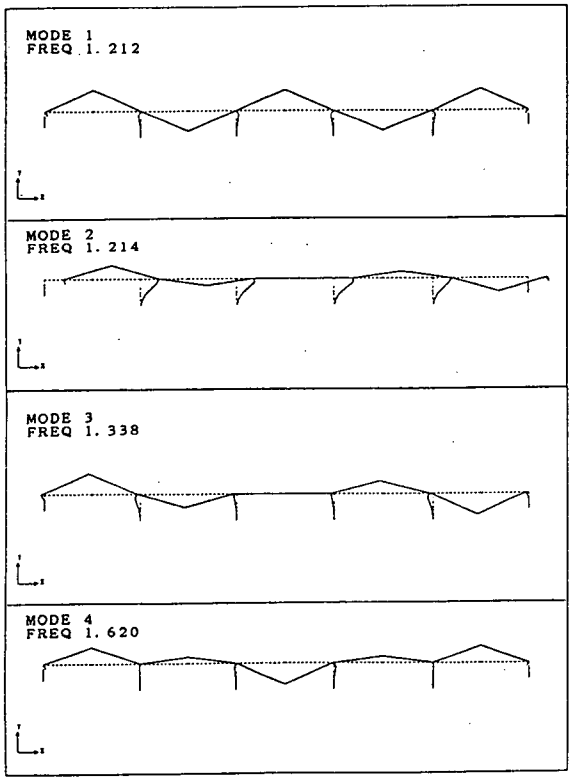


Case−3

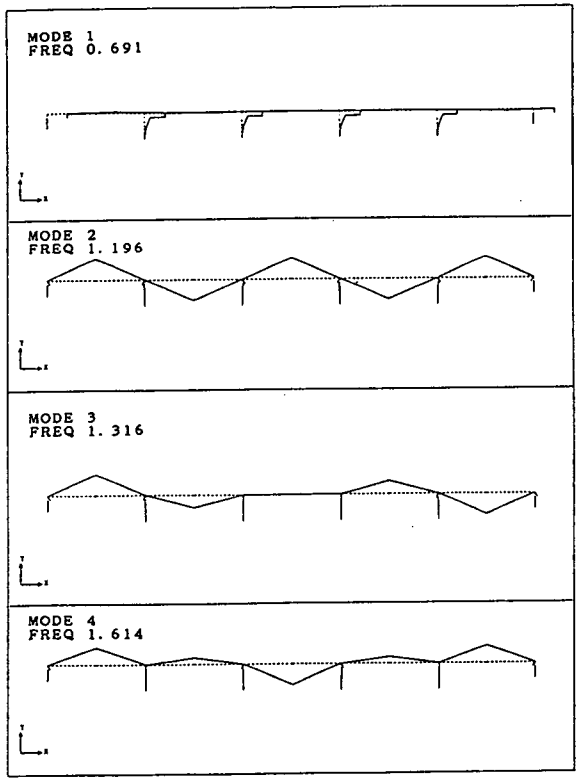


図−4.2.3(a) モード図（レベル1）

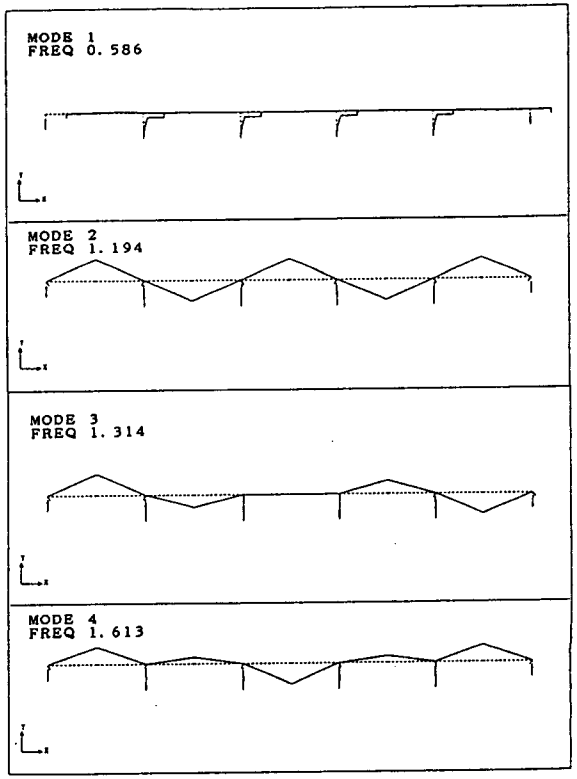
Case−1



Case−2



Case−3

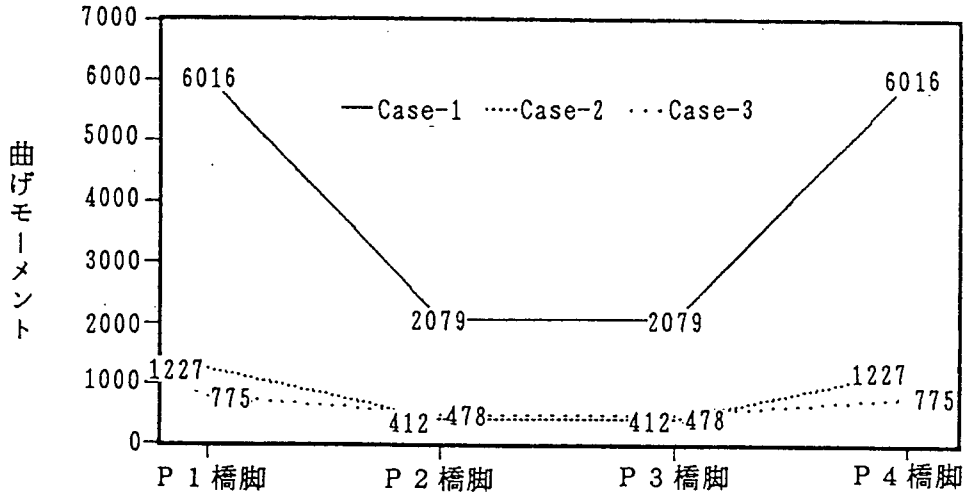


図−4.2.3(b) モード図（レベル2）

5) 考察

① 温度変化と地震力との関係について

図－4.2.4に各ケースの温度変化による橋脚付根の曲げモーメントを示す。これによるとCase－1は脚の拘束力により大きな値となる。Case－2およびCase－3は桁の軸変形を弾性支承の変形で吸収するため小さな値となり、両者の値はＰ２・Ｐ３橋脚においては大差ない。しかしながら、Ｐ１（Ｐ４）橋脚とＰ２（Ｐ３）橋脚の間で反転している。これは、Case－3の免震支承のせん断バネが変形量に反比例する性質であることによるもので、Case－3の支承せん断バネが不動点に近く、変形量の少ないＰ２・Ｐ３橋脚において大きなせん断バネとなり、不動点から遠い変形量の大きいＰ１・Ｐ４橋脚では小さなせん断バネになったことによるものである。

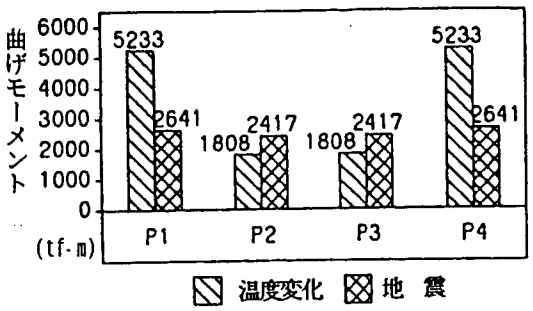


図－4.2.4　温度変化時の橋脚付根の曲げモーメント

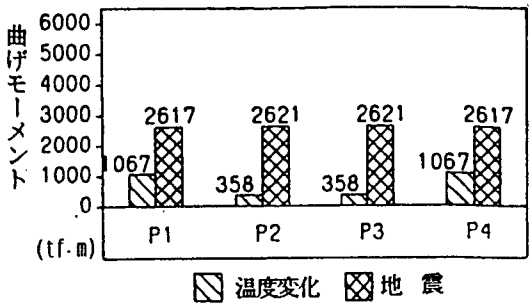
温度変化と地震力による曲げモーメントの関係を図－4.2.5に示す。Case－1においては温度変化による割合がかなり大きなものとなる。特にＰ１・Ｐ４橋脚においてはその傾向は著しく、地震モーメントを上回っており、桁長の大きな橋梁においては、温度変化による応力分散あるいは解放を施す必要があることがいえる。また、多点ヒンジ構造の荷重組合せとして、現行道示では考慮されていないが、地震と温度変化を同時に考慮すると、その荷重組合せがクリティカルになる可能性が大きいことがいえる。Case－2およびCase－3では温度変化の占める割合は小さく、10～30%程度である。

② 支点方式と曲げモーメントの関係について

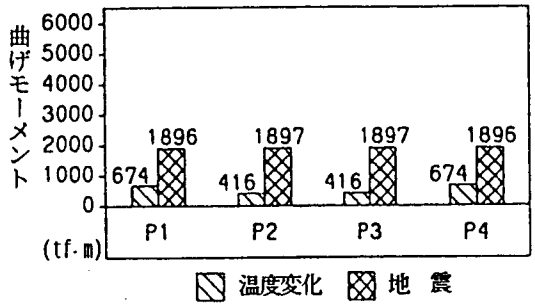
地震時曲げモーメントの支持方式による違いについて図－4.2.6に示す。最大値を1としてモーメント比率で示す。Case－3は常にCase－2を下回り、0.7～0.8程度となり免震装置による減衰効果が現れている。Case－1はCase－2に比べ少し小さな値となっている。



(a) Case－1



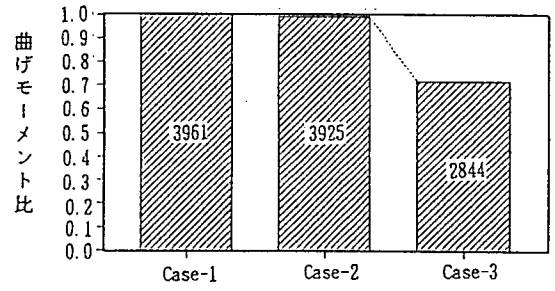
(b) Case－2



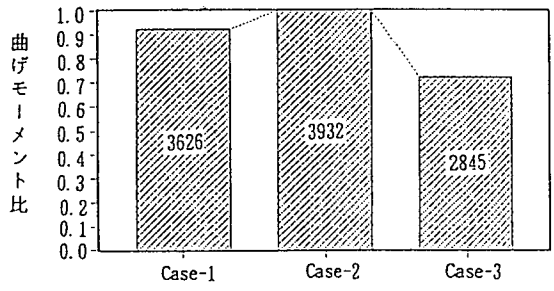
(c) Case－3

(注) 図中の数値は常時換算値で示す。
(温度変化は1.15, 地震は1.5で除した値)

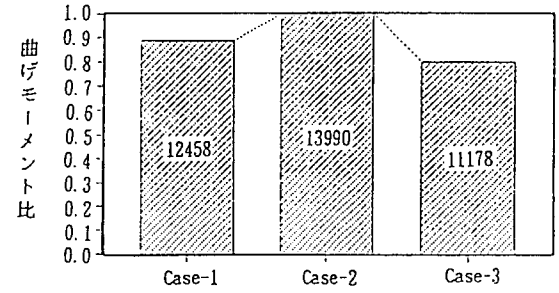
図－4.2.5 温度変化と地震（レベル1）の脚付値の曲げモーメント



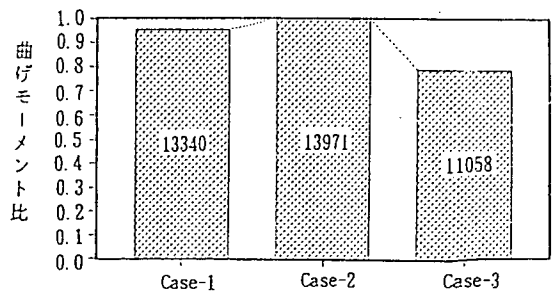
(a) P1橋脚（レベル1）



(b) P2橋脚（レベル1）



(c) P1橋脚（レベル2）



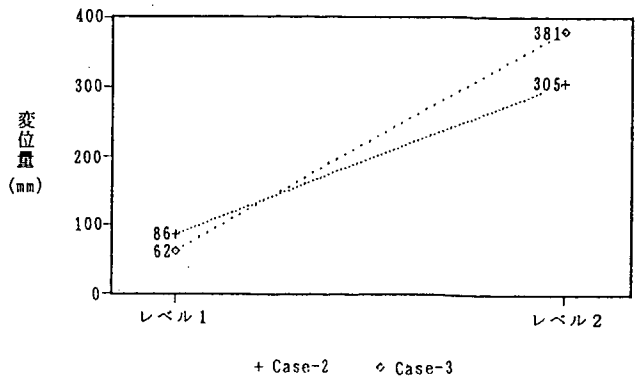
(d) P2橋脚（レベル2）

図－4.2.6 支持方式の違いによる地震時脚付値の曲げモーメント比

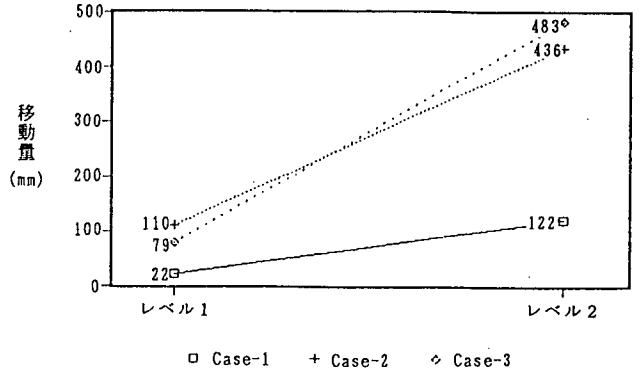
③ 支持方式と変位の関係について

地震時の桁端移動量を図－4.2.7に示す。Case－3は中間支点で拘束されていることから桁端移動量は小さい。レベル1においては、Case－2がCase－3を上回り、レベル2においては両者は反転する。これは変形量に依存する免震支承の等価バネの減少によるものである。

支承変形量（図－4.2.8）についてもCase－2とCase－3の関係は同様の傾向になる。Case－1は水平方向の移動が拘束されているので0となる。



図－4.2.7 桁移動量



図－4.2.8 支承変位量

4.2.3 鋼橋の免震化への適用性に関する検討

橋の建設される適用条件を実際に想定すると様々な外的影響要因が考えられる。鋼免震橋を普及させ発展拡大を図っていく上ではこのような外的要因に対しても適合していくことが必要である。

したがって、本項では実際の適用を図っていく上で考えられる主な要因についてパラメトリックスタディーを行ない、その影響度を定量的に把握し感度分析を行なうことにより、今後計画される鋼免震橋の参考資料として供するものである。

(1) 橋脚および基礎の剛性差による影響の検討

1) 検討目的

一連続桁構造内において橋脚高ならびに地形・地質条件が一定であれば問題はないが、このような恵まれた条件は希であり、実際には橋脚高が不等に変化したり、杭基礎と直接基礎の混合タイプ、あるいは杭基礎での地盤常数の変化が考えられる。

したがって本検討では、橋脚および基礎の剛性が一定な基本モデルに対して、橋脚および基礎の剛性をイレギュラーに変化させたケースについて対比させることにより、その影響度を検討する。

2) 解析条件

① 解析は橋軸方向についてのみ行なう

② 橋脚高を変化させても、脚柱断面性能は一定とする

③ 解析モデルは免震支承による弾性固定方式とし、入力地震をレベル1で解析する

④ 動的解析は平均応答スペクトル法によるものとし、減衰定数は表－4.2.15に示すとおりとする

表－4.2.15　減衰定数

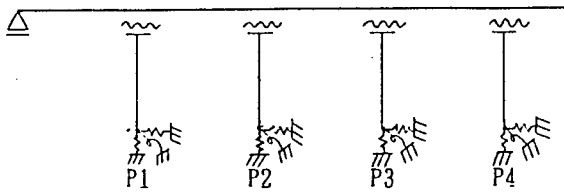
部　材	上部工	支　承	下部工	基礎工
減衰定数	0.02	0.25	0.05	0.20

3)　解析ケース

解析ケースを表－4.2.16に示す。

橋脚高を変化させた場合として、Case－1～3を、基礎の剛性を変化させた場合として、Case－4～6を実施する。

表－4.2.16　解析ケース



	橋脚高：H・基礎バネ：K			
	P1	P2	P3	P4
Case－1	0.5H	H	H	H
Case－2	H	1.5H	H	H
Case－3	H	0.5H	1.5H	H
Case－4	0.5K	K	K	K
Case－5	K	∞K	K	K
Case－6	K	0.5K	∞K	K

ただし、Case－1～3の基礎バネKは一定とし、Case－4～6の橋脚高Hは一定とする。

4) 解析結果

Case－1～3の解析結果を表－4.2.17にCase－4～6の解析結果を表－4.2.18に示す。

表－4.2.17 解析結果（Case－1～3）

解析ケース			Case－1		Case－2		Case－3	
解析方法			静的解析	動的解析	静的解析	動的解析	静的解析	動的解析
固有周期（秒）			1.31	1.33	1.40	1.42	1.36	1.39
設計震度			0.25	——	0.24	——	0.24	——
A1橋台桁端絶対変位（mm）			110	76	122	83	115	80
P1橋脚	（mm）変位	支承相対変位	106	71	98	66	93	63
		脚柱天端	3	3	23	16	22	16
	（tf）せん断力	脚柱天端	382	259	353	241	335	232
		脚柱付根	440	264	469	265	451	252
	脚柱付根曲げモーメント（tf・m）		1976	1241	5018	3024	4799	2903
P2橋脚	（mm）変位	支承相対変位	88	60	62	46	111	75
		脚柱天端	21	15	60	38	3	3
	（tf）せん断力	脚柱天端	319	220	225	166	402	276
		脚柱付根	440	250	400	205	458	280
	脚柱付根曲げモーメント（tf・m）		4636	2805	6158	3546	2067	1318
P3橋脚	（mm）変位	支承相対変位	88	60	98	66	58	44
		脚柱天端	21	15	23	16	57	37
	（tf）せん断力	脚柱天端	319	220	354	242	212	160
		脚柱付根	440	233	470	261	388	200
	脚柱付根曲げモーメント（tf・m）		4637	2728	5023	3010	5915	3436
P4橋脚	（mm）変位	支承相対変位	91	60	98	66	93	63
		脚柱天端	19	15	23	16	22	16
	（tf）せん断力	脚柱天端	319	219	353	241	335	232
		脚柱付根	439	238	469	256	451	253
	脚柱付根曲げモーメント（tf・m）		4633	2744	5016	2988	4802	2904
A2橋台桁端絶対変位（mm）			110	76	122	83	116	80

表－4.2.18 解析結果（Case－4～6）

解析ケース			Case－4		Case－5		Case－6	
解析方法			静的解析	動的解析	静的解析	動的解析	静的解析	動的解析
固有周期（秒）			1.35	1.37	1.33	1.35	1.34	1.36
設計震度			0.24	——	0.25	——	0.25	——
A1橋台桁端絶対変位（mm）			113	80	113	77	115	78
P1橋脚	(mm) 変位	支承相対変位	85	58	91	61	93	62
		脚柱天端	28	21	22	15	22	15
	(tf) せん断力	脚柱天端	305	213	328	223	334	226
		脚柱付根	421	235	449	248	454	247
	脚柱付根曲げモーメント（tf・m）		4437	2684	4748	2817	4814	2837
P2橋脚	(mm) 変位	支承相対変位	90	63	97	67	86	57
		脚柱天端	22	16	15	9	28	21
	(tf) せん断力	脚柱天端	327	231	353	243	312	210
		脚柱付根	443	260	474	254	433	233
	脚柱付根曲げモーメント（tf・m）		4700	2934	5047	2994	4559	2653
P3橋脚	(mm) 変位	支承相対変位	90	63	91	61	99	67
		脚柱天端	22	16	22	15	15	9
	(tf) せん断力	脚柱天端	327	231	329	224	359	247
		脚柱付根	443	244	450	244	479	257
	脚柱付根曲げモーメント（tf・m）		4700	2859	4757	2807	5115	3035
P4橋脚	(mm) 変位	支承相対変位	90	63	91	61	92	62
		脚柱天端	22	16	22	15	22	15
	(tf) せん断力	脚柱天端	326	230	328	223	334	226
		脚柱付根	442	248	449	239	454	246
	脚柱付根曲げモーメント（tf・m）		4691	2868	4749	2774	4814	2833
A2橋台桁端絶対変位（mm）			113	80	114	77	115	78

5） 考察

① 橋脚作用力に対する橋脚高さの影響

図－4.2.9に各ケースごとの橋脚の分担率を示す。

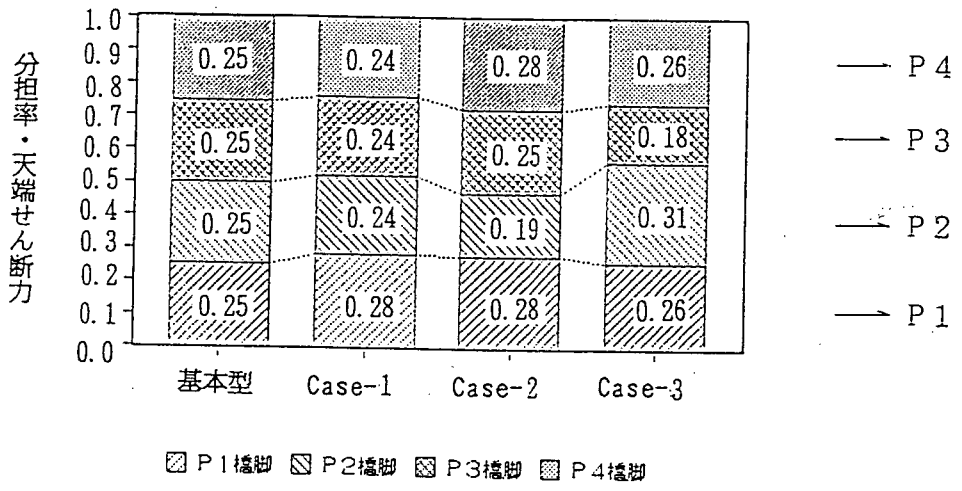
Case－1では、Ｐ1橋脚の高さを1／2にすることでＰ1橋脚の分担率が12%増加した。

Case－2では、Ｐ2橋脚の高さを1.5倍にすることでＰ2橋脚の分担率が20%減少した。Ｐ2橋脚の分担率減少分は、Ｐ1・Ｐ4橋脚に影響を与えている。

Case－3では、Ｐ2橋脚の高さを1／2に、そしてＰ3橋脚の高さを1.5倍にすることでＰ2橋脚で24%増加し、Ｐ3橋脚で25%減少した。

このように、脚高を変化させることによる分担率に与える影響は、脚を低くするよりも高くすることによることの方が大きくなる、これは橋脚のせん断バネが高さの3乗に反比例することによる。

また、脚高が3種類の場合には中間の高さの橋脚にはほとんど関係せず、大小の高さをもつ橋脚同志の分担率の入れかわりがなされることがわかった。



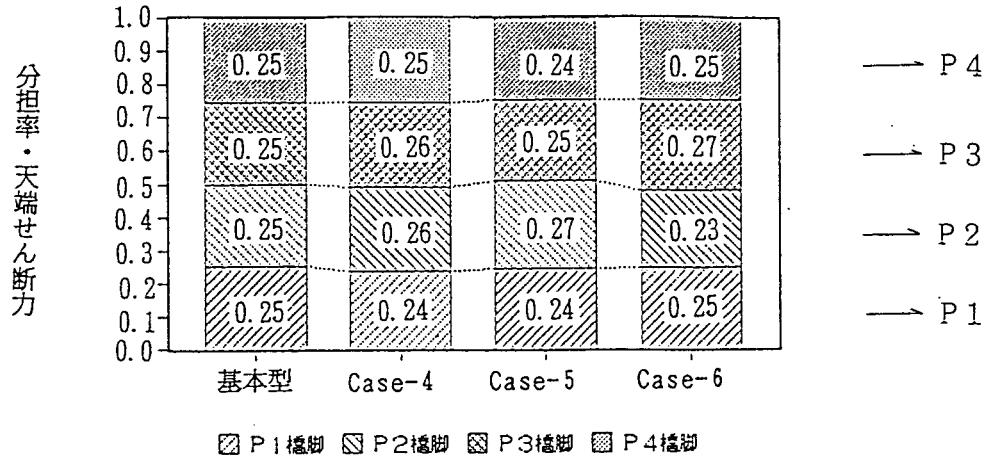
図－4.2.9　橋脚高の影響

② 橋脚作用力に対する基礎バネの影響

図－4.2.10に各ケースごとの橋脚の分担率を示す。

Case－4では、Ｐ1橋脚の基礎バネを1／2にしたが、分担率は6%の減少であった。Case－5では、Ｐ2橋脚の基礎を固定支持にしたが分担率は7%の増加に留まった。Case－6では、Ｐ2橋脚の基礎バネを1／2にすると同時にＰ3橋脚の基礎を固定にしたが、分担率の増減は約8%であった。

このように、基礎バネの変化による各橋脚の分担率に与える影響は、比較的小さいことが確認された。



図－4.2.10　基礎バネの影響

(2)　免震支承の特性値が耐震性に及ぼす影響の検討

ｉ）解析モデルと条件

ここでは、免震支承の剛性や減衰などの動特性値が鋼免震橋の耐震性に及ぼす影響を検討する。そのため、橋脚・地盤を含む平面骨組の等価線形モデルを作成し、レベル１（L_1)地震動、レベル２（L_2)地震動相当の応答スペクトルを用い、免震支承の動特性値をパラメータにして、応答スペクトル法による簡易動的解析を行う。解析モデルは、分布質量梁－質点系モデルとし、震度法により決定された免震支承バネの等価剛性、地盤バネおよび下部構造寸法、剛性を用いた。応答解析は、橋軸方向の地震入力について行い、橋軸直角方向と橋軸回りおよび鉛直軸回りは固定した。減衰定数は、基礎バネの水平方向、回転方向とも20%、上部工２%、橋脚５%とした。各モードごとの減衰定数は、ひずみエネルギー化例減衰により算出した。解析ケースでは、震度法による耐震設計により決定された諸元を基準にして、免震支承の等価剛性と等価減衰を変化させた。表4.2.19に、基準にした免震支承の等価剛性と等価減衰比を示す。また、表4.2.20に、解析ケースを示した。

表－4.2.19　基準にした免震支承の等価剛性と等価減衰比

地震入力の種類	等価剛性	等価減衰比
	P1&P2&P3&P4	P1&P2&P3&P4
レベル１地震動	3660 tonf/m	25.0 %
レベル２地震動	2343 tonf/m	10.2 %

表－4.2.20　解析ケース

ケース番号	等価剛性　%	等価減衰　%	地震入力の種類	地震入力の方向
①	50 75 100 150 200	50 75 100 150 200	レベル1地震動	橋軸方向
②	50 75 100 150 200	50 75 100 150 200	レベル2地震動	橋軸方向

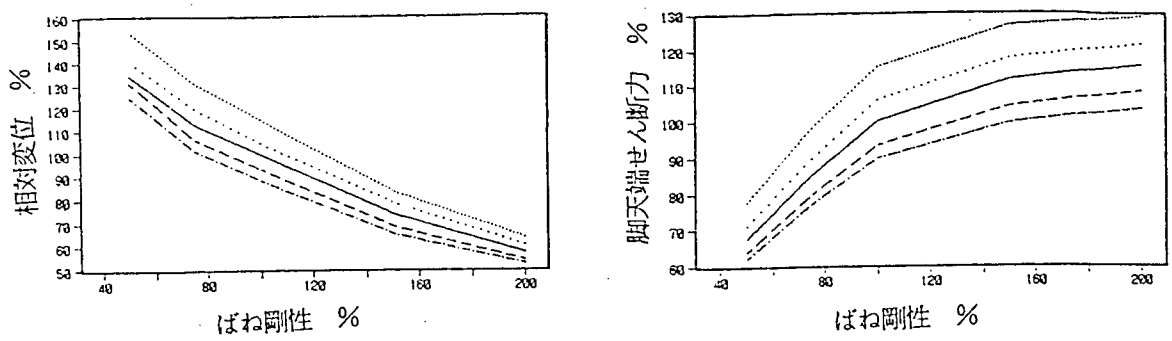
ii）解析結果のまとめ

上部工の変位、免震支承の相対変位、免震支承に働くせん断力（上部工に作用する慣性力）、橋脚根元の断面力に着目して、免震支承の等価剛性、等価減衰のパラメータの影響を整理した。表4.2.21に基準系の応答解析結果を示す。採用モード数は、50次までとした。これ以上採用モード数を増やしても、応答変位の値はほとんど変化しなかった。図4.2.11に、レベル1のパラメータ解析の結果を示した。また、図4.2.12に、レベル2のパラメータ解析の結果を示した。横軸に免震支承の等価剛性のパーセント、縦軸に基準の免震支承の特性値に対する各応答値のパーセントを示している。図4.2.11では、断面力として脚天端のせん断力のみ示したが、脚付け根のせん断力や曲げモーメントも傾向はほとんど同じである。これらの図より、支承の剛性が小さくなるにつれ支承の相対変位は大きくなり、断面力は小さくなる傾向および支承の剛性が大きくなるにつれ支承の相対変位は小さくなり断面力は大きくなる傾向がよくわかる。支承の相対変位は、支承のばね剛性が半分になると30％ないし50％程度大きくなり、ばね剛性が2倍になると40％程度小さくなる。断面力は、逆に支承のばね剛性が半分になると20％ないし30％程度小さくなり、ばね剛性が2倍になると10％程度大きくなる。また、支承の減衰効果についてみてみると、当然のことながら応答変位、断面力とも支承の減衰が大きくなるにつれ小さくなり、逆に支承の減衰が小さくなると応答変位、断面力とも大きくなる。支承の減衰が半分になると、支承の相対変位、脚天端のせん断力や脚付け根のせん断力や曲げモーメントのいずれも10％ないし20％程度大きくなり、支承の減衰が2倍になると10％ないし20％程度小さくなる。このように、応答スペクトル解析の結果では、支承の剛性の影響のほうが支承の減衰の影響より大きくなった。この理由は、支承剛性の変化は基本の固有周期を大きく変化させ応答倍率の大きな変化をもたらすのに対し、減衰の変化が全体の減衰におよぼす影響は相対的に小さく応答倍率の変化もそれほど大きくはないためと考えられる。

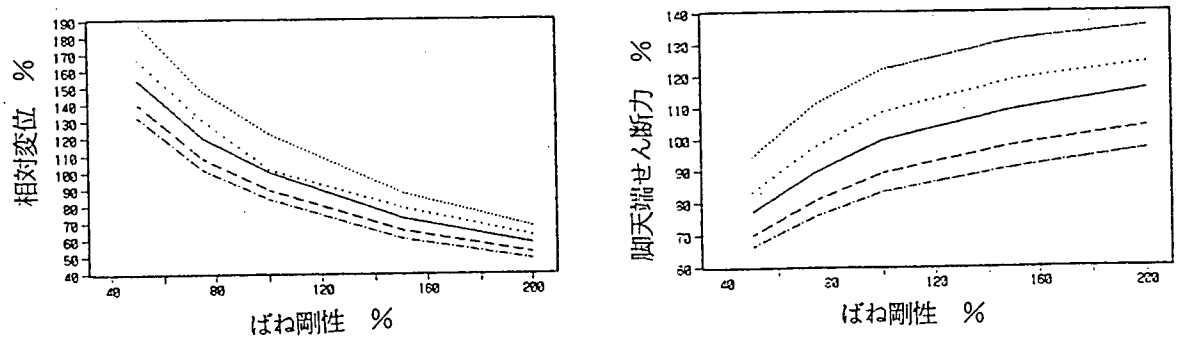
表－4.2.21　基準系の応答スペクトル解析結果

		橋軸方向					
		L1			L2		
		A1	P1	P2	A1	P1	P2
固有周期（s）		1．36			1．64		
変位（mm）	支承相対変位	76.9 (76.2)	60.2 (75.8)	60.4 (75.6)	471 (468)	401 (467)	402 (466)
	脚柱天端	0.8	14.9	14.8	2.7	63.0	62.7
	フーチング下面	0.3	1.0	1.0	1.0	4.3	4.2
せんだん力（t）	脚天端	—	220	221	—	939	941
	脚付け根	51.1	236	231	175	987	976
脚付け根B．M（t・m）		192	2760	2740	657	11630	11570

注）（ ）内は上部工変位



図－4.2.11　レベル1の免震支承の特性値パラメータ解析結果



図－4.2.12　レベル2の免震支承の特性値パラメータ解析結果

したがって、免震支承に期待できる応答倍率の低減効果としては、支承の剛性を小さくして基本固有周期の長周期化をはかる効果のほうが減衰効果による効果よりは大きいといえよう。今回の検討では、免震支承の等価剛性と等価減衰とを独立に変化させたが、免震支承の等価剛性と等価減衰は本来独立ではなく、支承の初期剛性、降伏荷重、降伏後の剛性などの免震支承の動的特性および地震時に生じる支承の相対変位で決まるものである。実際の設計では、支承の相対変位をある程度以下に抑えながら、できるだけ下部工の断面力を小さくできるような免震支承の剛性と減衰の値を設定することが重要になる。図4.2.11と図4.2.12は、その設定の際、有用な資料となろう。

(3)　応答解析法の違いによる応答特性の相違についての検討

i）解析ケースと条件

ここでは、(2)で行った等価線形化した応答スペクトル解析に加え等価線形化した時刻歴応答解析および免震支承の非線形性を考慮した時刻歴応答解析とを行い、これらの比較より応答解析の手法の違いによる免震橋の応答特性の相違を検討した。この解析では、免震支承の等価剛性および等価減衰は基準のものを用い、地震入力の種類は、レベル1地震動とレベル2地震動とし、それぞれ応答スペクトル解析に用いた応答スペクトルに対応する時刻歴波形を用いた。解析モデルは、等価線形化した時刻歴応答解析には、応

答スペクトル解析と同じモデルを用い、非線形の時刻歴応答解析では、免震支承のみバイリニアのヒステリシス効果を忠実に再現できる非線形ヒステリシス要素に置き換え、そのほかの条件は等価線形化したモデルと同じとした。

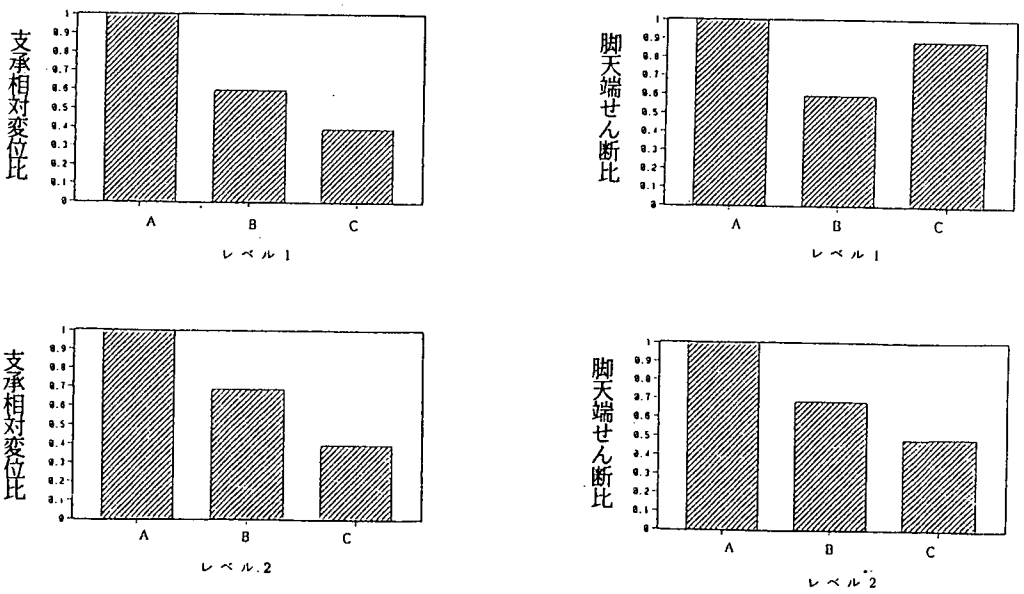
ii）時刻歴応答解析結果のまとめ

上部工の変位、免震支承の相対変位、免震支承に働くせん断力、橋脚根元の断面力に着目して、免震支承を等価線形化した場合と非線形として扱った場合の各応答解析結果を表－4.2.22にまとめた。応答スペクトル解析結果の表4.2.21と合わせ、免震支承の相対変位と脚天端のせん断力に着目して、相対的な大きさを分かりやすく整理しなおしたものが図4.2.13である。縦軸は、応答値の最大値に対する比を示している。図4.2.13より、つぎのようなことがいえる。線形の時刻歴応答解析は、応答スペクトル法に比べ変位、断面力とも30%前後小さい応答値を与える。非線形の時刻歴応答解析は、さらに20ないし30%程度小さい応答値を与えている。ただ、レベル1の断面力については、線形の時刻歴応答解析よりやや大きい応答値となっている。しかし、応答スペクトル解析の結果よりは小さくなっている。

表－4.2.22　時刻歴応答解析結果のまとめ

		線形解析						非線形解析					
		L1			L2			L1			L2		
		A1	P1	P2	A1	P1	P2	A1	P1	P2	A1	P1	P2
変位	支承相対変位	47.9 (43.4)	36.0 (43.0)	33.2 (43.0)	311 (320)	276 (319)	273 (318)	33.6 (35.6)	23.5 (35.1)	20.6 (34.9)	180 (190)	158 (189)	155 (188)
	脚柱天端	0.5	9.1	9.1	2.1	43.7	43.9	0.5	12.2	13.4	2.1	32.2	33.3
(mm)	フーチング下面	0.2	0.7	0.7	0.9	3.0	3.1	0.2	0.9	1.0	0.9	2.5	2.4
せん断力 (t)	脚天端	—	131	121	—	646	640	—	196	190	—	459	453
	脚付け根	30.4	158	149	109	691	686	30.4	228	224	109	530	523
脚付け根B.M (t-m)		113	1870	1740	407	8100	8040	113	2590	2540	407	6070	5980

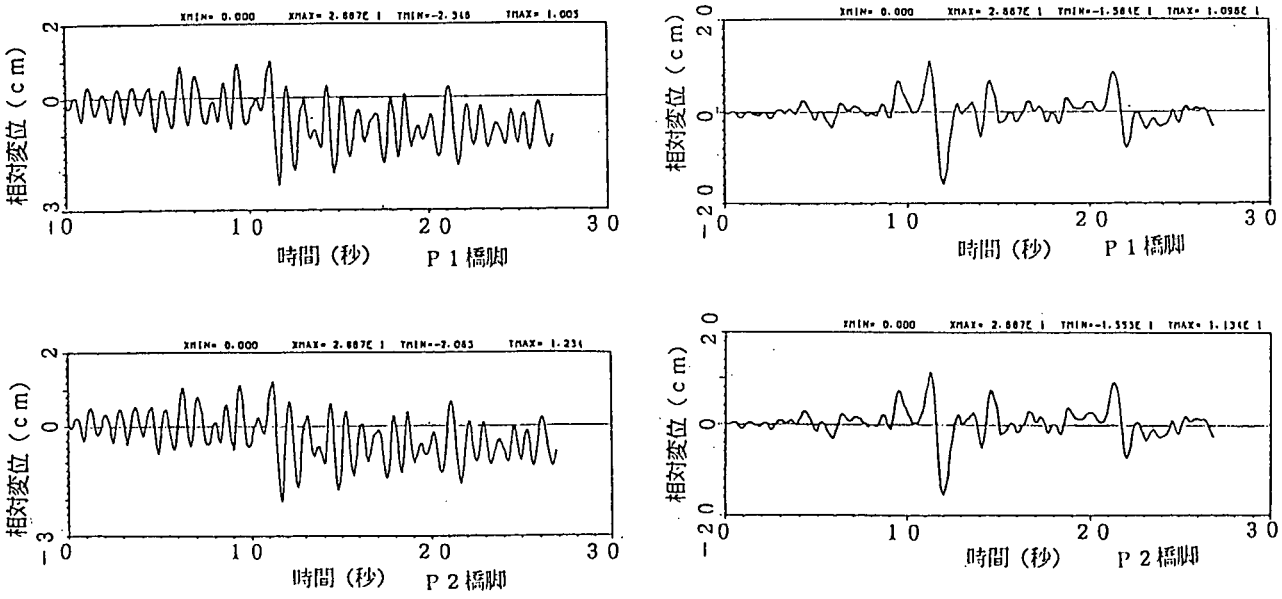
注）（）内は、上部工変位



A：応答スペクトル解析　　B：等価線形時刻歴応答解析　　C：非線形時刻歴応答解析

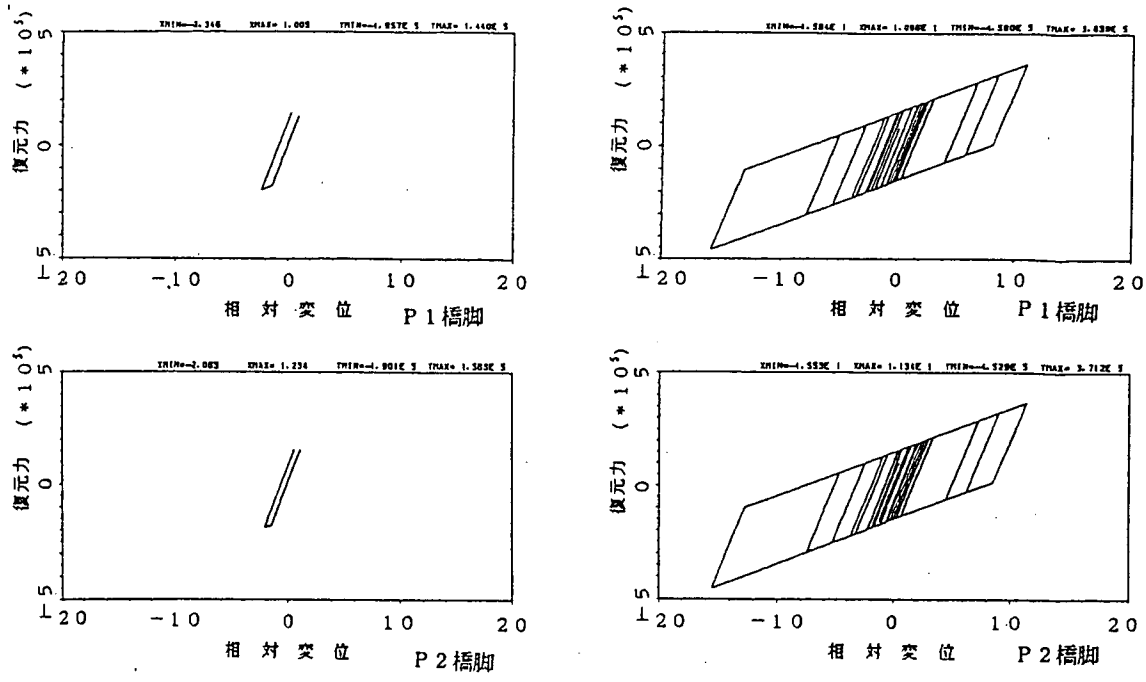
図－4.2.13　各応答解析結果の相対比較

また、非線形解析による免震支承の時刻歴応答波形を図4.2.14に、履歴曲線を、図4.2.15に示す。レベル1の応答値はほとんど線形の範囲に留まっており、レベル2の応答値では、かなりの非線形履歴特性を示していることがわかる。この差が減衰効果の差となって現れ、レベル1では比較的大きな断面力になったのに対し、レベル2では小さい断面力になったものと考えられる。すなわち、等価線形の時刻歴応答解析に用いた免震支承の等価減衰は、8.8 cmの相対変位を仮定し、25%としている。一方、非線形の時刻歴応答解析では、免震支承の減衰効果は、履歴減衰効果としてのみ考慮されているので、レベル1の計算では、表－4.2.22に示すように免震支承の相対変位は最大値2.3 cmにとどまっているため履歴減衰効果はほとんど現れておらず、このため等価線形の時刻歴応答解析より大きな断面力を与えたものと思われる。したがって、等価線形化した応答スペクトル解析や時刻歴応答解析の結果得られた免震支承の相対変位が、免震支承の等価剛性や等価減衰を求めるうえで仮定した相対変位に比べ相当小さい場合は、免震支承の等価剛性や等価減衰を設定しなおして応答計算を行うことが望ましい。しかし、そのような場合でも、静的震度法を上回る可能性は少ない。すなわち、免震支承の減衰効果の影響を無視している震度法はかなり安全側の大きな断面力を与えていると考えられる。



(a) レベル1地震動　　(b) レベル2地震動

図－4.2.14　非線形解析による免震支承の時刻歴応答波形



(a) レベル1地震動　　(b) レベル2地震動

図－4.2.15　非線形解析による免震支承の履歴曲線

(4) 曲線橋を免震構造にした場合の検討

1) 検討目的

都市内高速道路等では、線形上の制約から曲線橋が採用される場合が少なくない。このような曲線橋に免震構造を適用した場合、直線橋と比較して動的挙動がどのように変化するかを明らかにする。曲線橋として円弧線形を有する橋梁にたいして、円弧のライズｆと弦長Ｌの比ｆ／Ｌをパラメータにとり、応答変位、断面力、などに着目して検討する。

2) 解析条件

曲線線形の影響を明らかにするため、上部工の円弧長が一定となるようにライズを変えて解析を行う。上部工、下部工、基礎の剛性、質量ならびに減衰は基本モデルと同じとし、橋台部のみ可動支承とした場合、すべて免震支承とした場合の２種類の支持条件に対して解析を行う。応答値はＬ１地震動にたいする応答スペクトルにより求めるものとする。

3) 解析ケース

次の３つのパラメータを組み合わせて、合計16ケースの応答解析を行う。

曲線の度合　　ｆ／Ｌ＝０（直橋）、0.1，0.2，0.3

端支点の条件　　ケースＣ（可動）、ケースＤ（免震支承）

ただし、中間橋脚上は免震支承

地震の方向　　ケースＸ（弦方向）、ケースＹ（Ｘと直角水平）

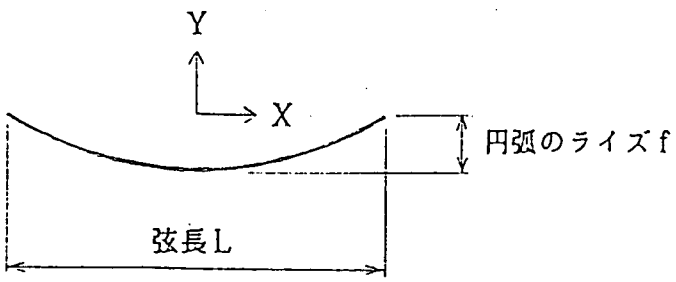


図4.2.16　解析モデル

4)　解析結果

まず、立体固有値解析の結果を図4.2.17に示す。

桁端可動の場合にはX方向が1次モード、Y方向が2次モードになるのに対し、すべて免震支承の場合、それが逆転する。

また、f／Lが増すと固有周期は、桁端可動の場合、増加するが、すべて免震支承の場合、あまり変化しない。

次に、橋脚P1、P2の天端の変位と基部のせん断力、曲げモーメントについて、応答結果を図4.2.18に示す。横軸は全てf／Lである。この図より

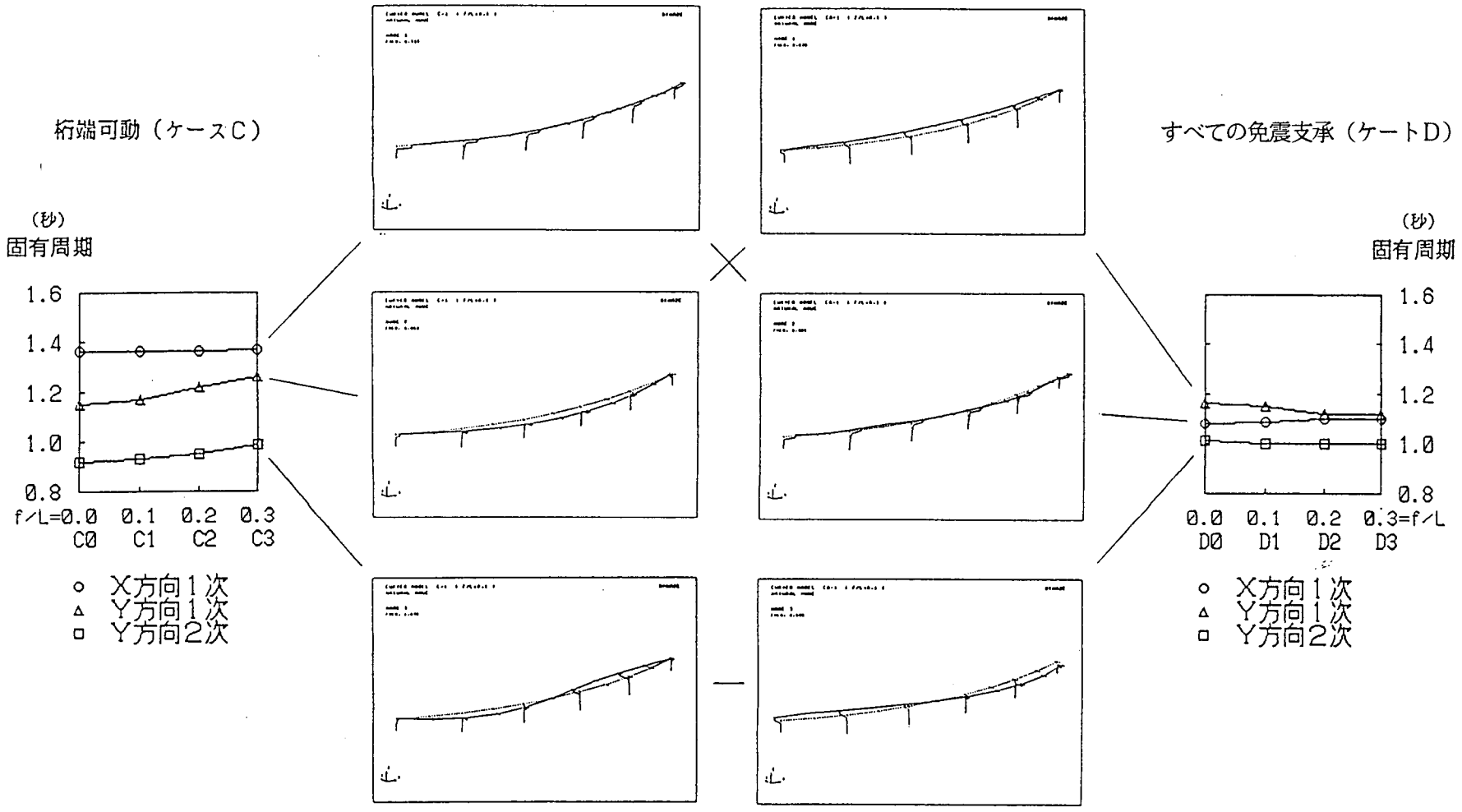
① X方向地震時に、その方向の応答はf／Lが増すと、桁端可動の場合には減少するが、すべて免震支承の場合、あまり変化しない。応答は後者の方が小さい。

② Y方向地震時に、その方向の応答はf／Lが増すと、桁端可動の場合、微増、すべて免震支承の場合、微減となる。いずれも、P2橋脚の応答値がP1より大きい。

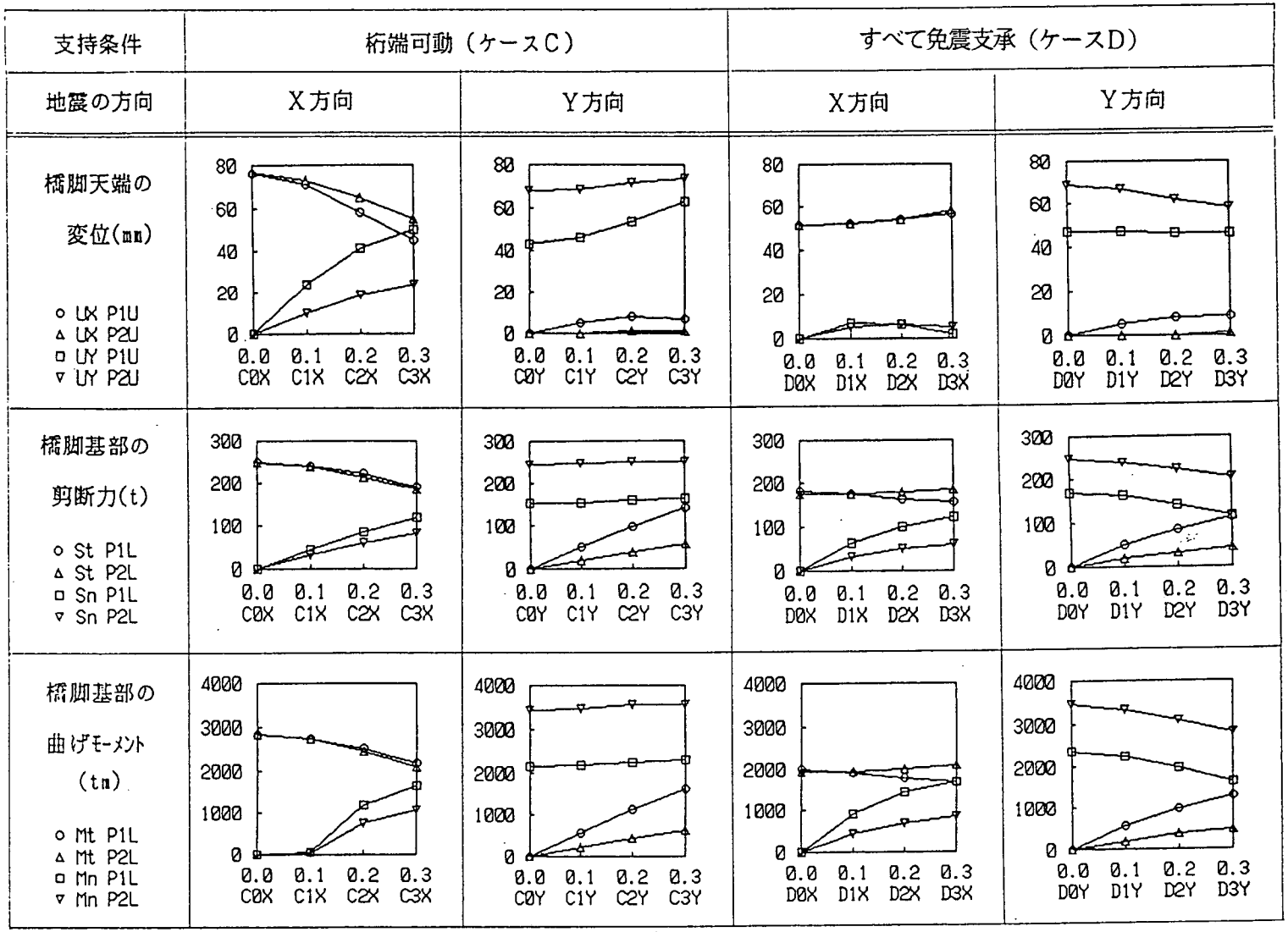
③ 地震と直交方向の応答は、f／Lにつれて増加するが、その度合は、桁端可動の方が大きく、かつ、いずれもP1橋脚の方が大きい。

これらは、端支点の支持条件のちがいや、f／Lの増加に伴う橋脚の主軸の傾きに起因すると考えられる。

以上より、すべて免震支承の方が、f／Lの変化に対しても応答の変動が小さく、反力分散や応答の方向性が均一化され、有利と考えられる。



図－4.2.17　曲線橋の立体固有値解析



X：弦方向

Y：X直角水平方向

t：接線方向

n：法線方向

図－4.2.18　曲線橋のスペクトル応答

(5) 鋼製橋脚に免震構造を採用した場合の検討

1) 検討目的

都市内高速道路等では、橋梁下面の制約などにより鋼製橋脚が採用される場合がある。鋼製橋脚を下部工に採用した場合、上部工の支持方式の違いによる耐震性の向上に関して調べるとともに、ＲＣ橋脚と比較して耐震性向上の程度に差異があるかを明らかにする。

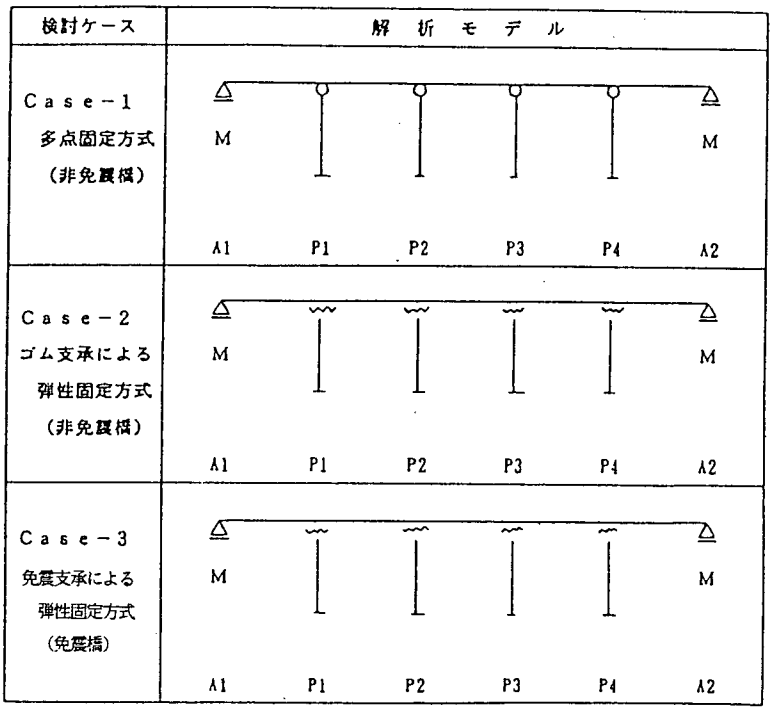
2) 解析条件

鋼製橋脚を採用することによる影響を明かにするため、4.2.2(2)で扱ったモデルにたいして、橋脚部の剛性、質量ならびに減衰定数（３％）を変更して解析を行う。鋼製橋脚は、形状はＴ型とし、梁部も実剛度によりモデル化する。

応答値は、Ｌ１地震動に対する応答スペクトルにより求める。

3) 解析ケース

4.2.2(2)と同様、多点固定支持、ゴム支承による弾性支持、免震支承による弾性支持の３モデルにたいして地震方向が面内、面外の合計６ケースについて解析をおこなう。



4) 解析結果

鋼製橋脚に対してゴム支承を採用した場合、ＲＣ橋脚の場合と同様、橋軸地震に対する橋脚付け根部曲げモーメント低減効果は非常に小さい。免震支承を採用した場合は、ＲＣ橋脚の場合と同様、多点固定に対して25％～30％程度の低減効果が得られた。橋直地震に対しては、ゴム支承の場合３～５％、免震支承の場合30％強の断面力低減効果が得られた。

ＲＣ橋脚と鋼製橋脚とで応答に大きな差は認められないが、今回の鋼製橋脚はＴ型のために、面外変形がＲＣ橋脚よりも大き目に生じている。

表－4.2.23　ＲＣ橋脚と鋼製橋脚の比較

			橋軸方向					
			多点固定		ゴム支承		免震支承	
			RC橋脚	メタル橋脚	RC橋脚	メタル橋脚	RC橋脚	メタル橋脚
Ｐ１	変位	支承（相対変位）	0.000	0.000	86.000	85.000	61.000	60.000
	(mm)	橋脚天端	21.000	26.000	21.000	26.000	15.000	18.000
	せん断力	橋脚天端	299.000	304.000	318.000	312.000	227.000	218.000
	(t)	脚付根	353.000	317.000	341.000	317.000	249.000	222.000
	脚付根B. M.	(tf・m)	4012.000	3763.000	3960.000	3784.000	2854.000	2644.000
Ｐ２	変位	支承（相対変位）	0.000	0.000	87.000	86.000	62.000	60.000
	(mm)	橋脚天端	19.000	23.000	21.000	26.000	15.000	18.000
	せん断力	橋脚天端	273.000	278.000	320.000	314.000	228.000	220.000
	(t)	脚付根	323.000	288.000	339.000	318.000	246.000	222.000
	脚付根B. M.	(tf・m)	3675.000	3419.000	3963.000	3797.000	2848.000	2652.000

			橋軸直角方向					
			多点固定		ゴム支承		免震支承	
			RC橋脚	メタル橋脚	RC橋脚	メタル橋脚	RC橋脚	メタル橋脚
Ｐ１	変位	支承（相対変位）	0.000	0.000	52.000	53.000	38.000	37.000
	(mm)	橋脚天端	7.000	22.000	7.000	21.000	5.000	15.000
	せん断力	橋脚天端	165.000	204.000	190.000	194.000	138.000	138.000
	(t)	脚付根	204.000	213.000	204.000	199.000	152.000	141.000
	脚付根B. M.	(tf・m)	2921.000	3069.000	2949.000	2987.000	2158.000	2055.000
Ｐ２	変位	支承（相対変位）	0.000	0.000	82.000	85.000	59.000	60.000
	(mm)	橋脚天端	11.000	34.000	12.000	33.000	9.000	24.000
	せん断力	橋脚天端	250.000	318.000	303.000	312.000	219.000	220.000
	(t)	脚付根	307.000	329.000	327.000	317.000	244.000	225.000
	脚付根B. M.	(tf・m)	4420.000	4777.000	4705.000	4634.000	3440.000	3280.000

(6) 上部構造が固有周期に与える影響

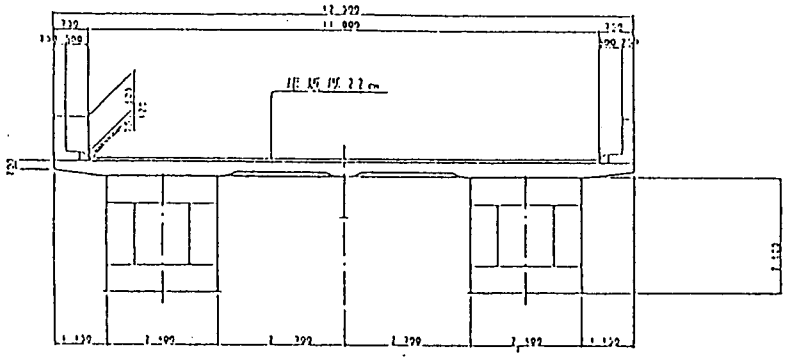
1) 目的

免震構造を鋼橋に採り入れる際に、橋梁上部工の型式の違いによって、その挙動がどのような差異を示すかを検討しておく必要がある。ここでは上部工型式として、非合成ＲＣ箱桁、非合成ＲＣ鈑桁および鋼床版箱桁の３タイプを選び、上部工型式によって橋梁全体の固有周期にどのような差異が表れるかを検討した。解析は橋軸方向と橋軸直角方向とで行った。

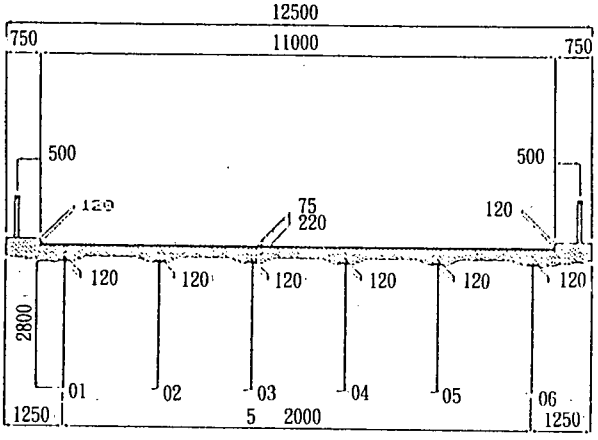
2) 解析条件

本解析では4.2.2(1)で設定した非合成ＲＣ箱桁橋を基本モデルとし、免震支承や橋脚の構造と物性値はそのままに、上部工のみを変更した。基本モデルの非合成ＲＣ箱桁の断面構成を図－4.2.19に、比較モデルとしての、非合成ＲＣ鈑桁と鋼床版箱桁の断面構成を図－4.2.20と図－4.2.21に、解析用特性値を表4.

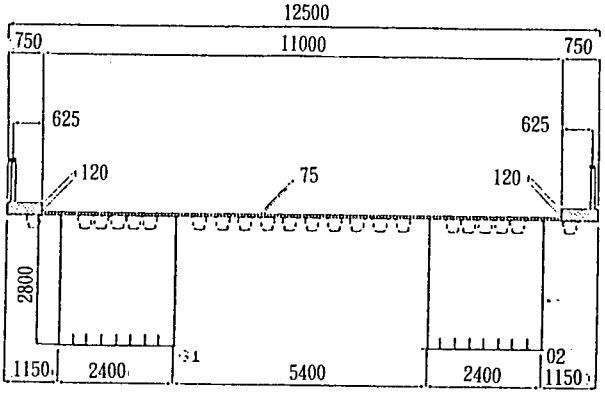
2.23に示す。なお、解析モデルは図－4.2.2と同一である。



図－4.2.19　非合成ＲＣ箱桁（基本モデル）



図－4.2.20　非合成ＲＣ鈑桁



図－4.2.21　鋼床版箱桁

表－4.2.24　解析用特性値

項　目		単位	非合成RC箱桁	非合成RC鈑桁	鋼床版箱桁	備　考
支承	水平方向バネ	tf・m	3 660	3 660	3 660	
	鉛直方向バネ	tf・m	366 000	366 000	366 000	
上部工	断面積	m2	0.729	0.834	0.426	鋼材換算値
	I　橋軸	m4	0.830	0.583 ＊	0.462	＊RC床版除く
	I　橋軸直角	m4	11.840	5.127 ＊	3.717	
	質量					
	桁端JOINT	kg	27 300	23 200	11 000	
	桁中間JOINT	kg	54 600	46 400	22 000	

3) 解析ケースと固有周期

上部工の型式を変え、そのそれぞれについて橋軸方向と橋軸直角方向の固有値解析を実施した。解析ケースと解析結果としての固有周期を4.2.25に示す。

表－4.2.25 解析ケースと固有周期

case	振動方向	上部工構成	固有周期 sec.	備 考
RCBX	橋軸方向	非合成ＲＣ箱桁	1.35	基本モデル
RCIX	橋軸方向	非合成ＲＣ鈑桁	1.25	
SDBX	橋軸方向	鋼床版箱桁	0.87	
RCBZ	橋軸直角方向	非合成ＲＣ箱桁	1.14	基本モデル
RCIZ	橋軸直角方向	非合成ＲＣ鈑桁	1.07	
SDBZ	橋軸直角方向	鋼床版箱桁	0.75	

4) 考察

① 箱桁と鈑桁の比較

固有周期で比較すると、非合成ＲＣ鈑桁は非合成ＲＣ箱桁に対して、橋軸方向で93%、橋軸直角方向で94%の差しかなく有意な差は見られなかった。これは死荷重や橋軸方向の曲げ剛性に大きな差がないことと、橋軸直角方向の曲げ剛性はＲＣ床版が支配的で、箱桁と鈑桁の差が表れないためと考える。

② ＲＣ床版と鋼床版の比較

固有周期で比較すると、鋼床版箱桁は非合成ＲＣ箱桁に対して、橋軸方向で65%、橋軸直角方向が66%に減少している。この固有周期の減少の主たる要因は、死荷重の低減にある。

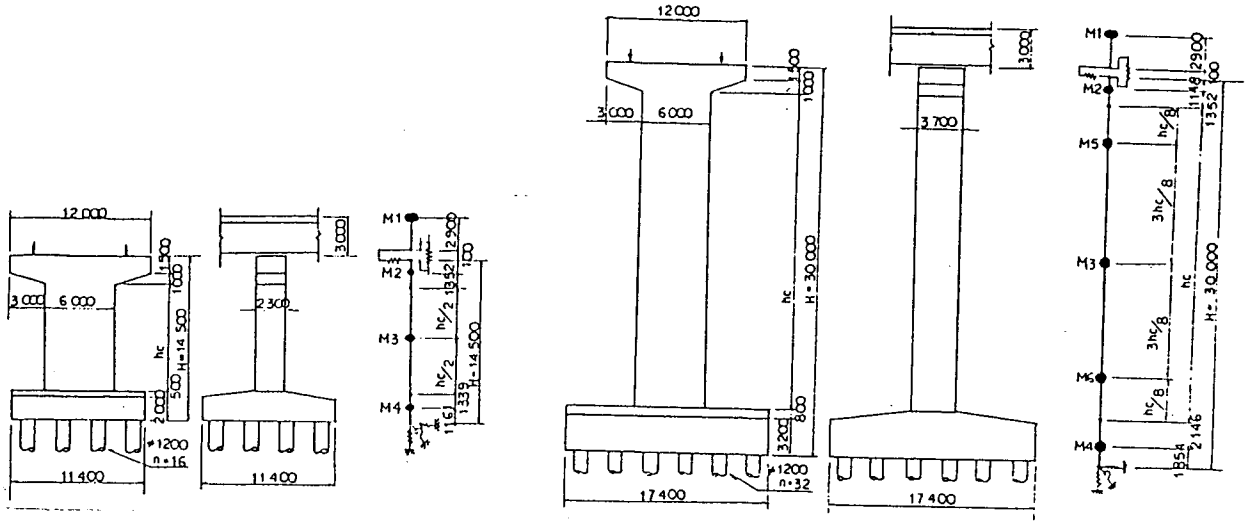
(7) 橋脚高さが固有周期に与える影響分析

1) 目的

免震橋の構造を計画するためには、橋脚高さが大きく変化した場合での挙動を推定しておくことが必要である。基本構造で採用した橋脚を中心にして、橋脚高さの変化にともない、固有周期がどの様に変化するかを調査した。また、橋軸方向と橋軸直角方向の固有周期の差についても調査した。

2) 解析条件

本解析では基本モデル橋の解析モデルを基に、橋脚一本当たりの振動系に単純化して解析を実施した。橋脚のモデルは基本モデル橋の橋脚高さ14.5mを基本橋脚1とし、橋脚高さ30.0mを基本橋脚2とし、それぞれの橋脚高さに応じて脚柱断面を決定した。橋の構造や特性値は基本モデルと同一にし、基本モデルと同じ免震支承で解析を実施した。基本橋脚の形状とその解析モデルを、図－4.2.22に示す。また、特性値を表－4.2.26に示す。



基本橋脚１とその解析モデル
橋脚高さ H=14.5m

基本橋脚２とその解析モデル
橋脚高さ H=30m

図－4.2.22　基本橋脚形状とその解析モデル

表－4.2.26　解析用特性値

項目		単位	基本橋脚１	基本橋脚２
基礎	水平バネ	tf/ m	544 000	1 087 900
	鉛直バネ	tf/ m	829 000	1 658 800
	回転バネ　橋軸	tf・m	11 430 000	53 760 000
	橋軸直角	tf・m	14 390 000	50 030 000
脚柱	断面積	m2	13.8	22.2
	I　橋軸方向	m4	6.06	25.3
	I　橋軸直角方向	m4	41.40	66.6
支承	水平方向バネ	tf・m	3 660	3 660
	鉛直方向バネ	tf・m	366 000	366 000
質量	M１	kg	136 600	136 600
	M２	kg	15 600	25 490
	M３	kg	33 400	77 870
	M４	kg	76 400	385 000
	M５	kg	－	38 900
	M６	kg	－	38 900

3） 解析ケースと固有周期

基本橋脚の脚柱部の長さや、振動方向を変えて検討した。解析ケースと解析結果としての固有周期を、表－4.2.27に示す。

表－4.2.27 解析ケースと固有周期

case NO.	ベースとする基本橋脚	脚柱部の長さ (hc) m	橋脚高さ(H) 基礎底面から橋脚天端まで m	振動方向	固有周期 sec.	備考
C1	1	0	5.0	橋軸	1.22	＊
C2	1	9.5	14.5	橋軸	1.34	基本橋脚1
C3	1	9.5	14.5	橋軸直角	1.27	基本橋脚1
C4	1	19.5	24.5	橋軸	1.77	＊
C5	1	29.5	34.5	橋軸	2.25	＊
C6	2	13.5	20.0	橋軸	1.28	＊＊
C7	2	23.5	30.0	橋軸	1.47	基本橋脚2
C8	2	23.5	30.0	橋軸直角	1.34	基本橋脚2
C9	2	33.5	40.0	橋軸	1.87	＊＊

注）＊の脚柱断面は基本橋脚1と同断面である。

＊＊の脚柱断面は基本橋脚2と同断面である。

4） 考察

① 高さに応じて脚断面を設計した橋脚での、橋脚高さによる影響

基本橋脚1と基本橋脚2が、高さに応じて脚断面を設計した構造である。高さの変化と一次の固有周期の変化を図－4.2.23に示す。また、この振動モードを図－4.2.24に示す。高さに応じて脚断面を設計した橋脚は、高さが高くなるに従って、曲げ剛性も大きくなっている。基本橋脚2は基本橋脚1の約2倍の高さであるのに、固有周期や振動モードがほとんど変化のない結果となっている。

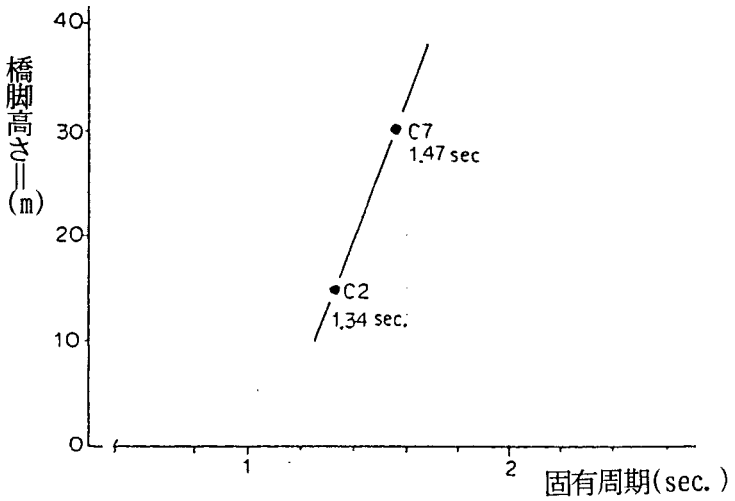


図4.2.23 高さに応じて脚断面を設計した橋脚での橋脚高さと固有周期との関係（橋軸方向）

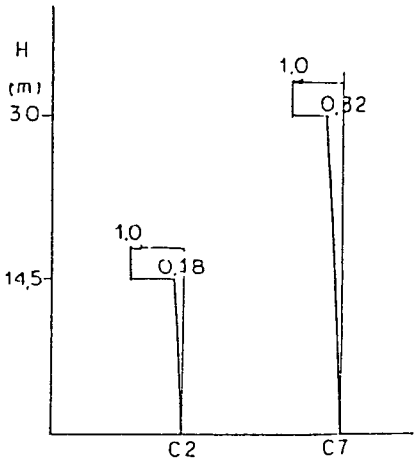
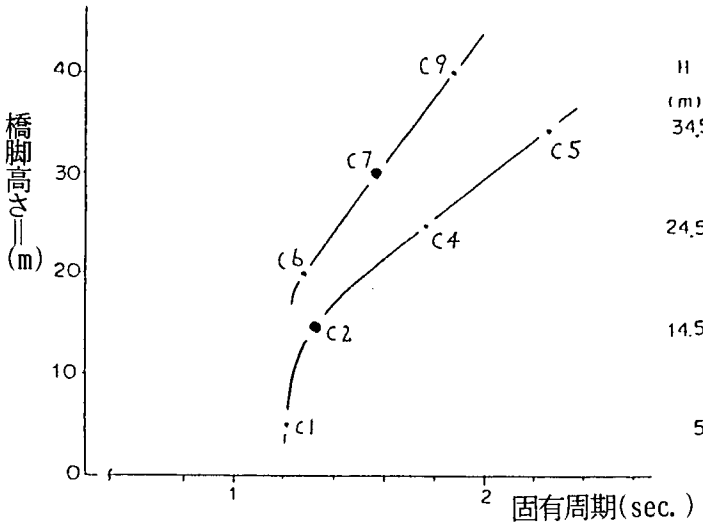


図4.2.24 高さに応じて脚断面を設計した橋脚での振動モード（橋軸方向）

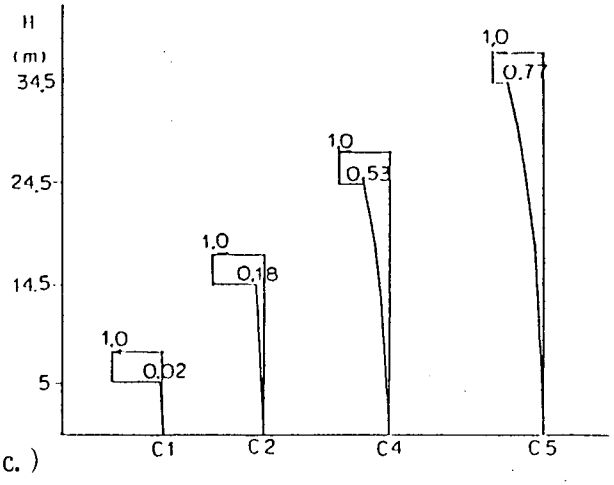
② 橋脚の脚柱部のみの高さを変化させた場合の影響

仮に免震構造の採用によって、橋脚の剛性を小さく出来るようになった場合などを想定して、橋脚の高さや剛性の違いで、固有周期がどのように変化するかについて検討した。検討は、基本橋脚構造1と2について、脚柱部の長さを変化させて行った。

図－4.2.25に脚柱部のみの高さを変化させた場合の固有周期の変化を示す。また、この場合の振動モードの様子を図－4.2.26に示す。基本橋脚構造1において、高さを約2倍の34.5mにすると、固有周期も約2倍の2.25sec になった。また、振動モードでは支承部の変形が高さが高くなるにしたがって、小さくなる傾向になっている。



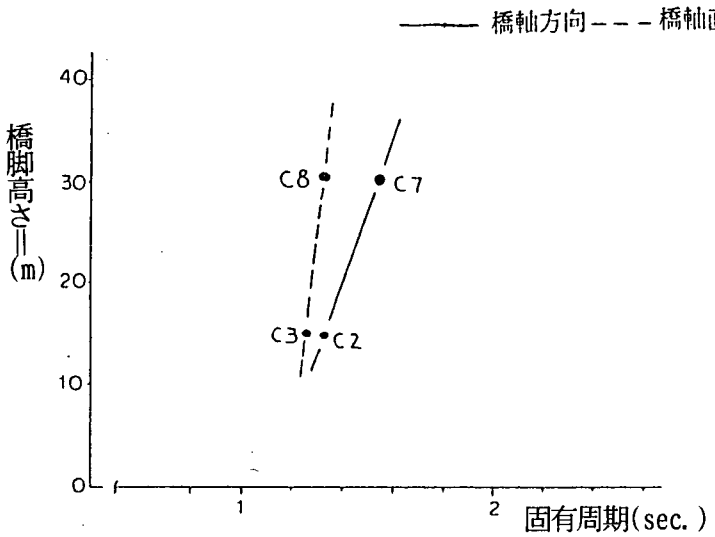
図－4.2.25 脚柱部のみ変化させた場合の橋脚高さと固有周期の関係（橋軸方向）



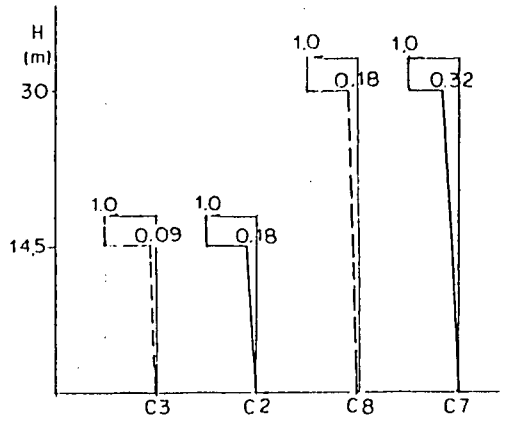
図－4.2.26 脚柱部のみ変化させた場合の振動モードの変化（橋軸方向）

② 橋軸方向と橋軸直角方向の比較

高さに応じて脚断面を設計した基本橋脚1と2について、橋軸直角方向の固有周期を解析し、橋軸方向の値と比較した。この様子を図－4.2.27に示す。また振動モードを図－4.2.28に示す。この結果から、橋軸方向と橋軸直角方向の剛性比は低橋脚の方が大きい（1：6.7）にもかかわらず、固有周期の差は小さく、また高橋脚は剛性比が小さい（1：2.6）にもかかわらず、固有周期の差は大きくなる傾向にある。これは高橋脚になるにしたがって、橋脚自体の変形率が高くなるためである。



図－4.2.27　橋軸方向と橋軸直角方向の固有周期の比較



図－4.2.28　橋軸方向と橋軸直角方向の振動モードの比較

4.2.4 平成3年度の研究方針

次年度の研究は、以下の要領で行なう。

(1) 鋼免震橋の試設計

第3グループで開発された免震設計法に基づいて、連続桁形式の鋼免震橋の試設計を行なう。

設計モデルは平成2年度と同じモデルとするが、支持条件は全支点とも免震支承による弾性固定方式とし、対象地盤はⅢ種地盤とする。また、橋軸直角方向も免震構造として試設計を行なう。

試設計にあたっての主な着目点は以下の通りとする。

① 実施設計に即した設計フローの作成

② 設計フローに基づいた設計例の作成

③ Ⅲ種地盤としての照査、すなわち地盤との連成振動ならびに入力地震波と構造周期による共振への影響についての検討

④ 免震支承の設置等に関する施工検討

(2) 免震装置の利用方法の検討

免震装置としては、アイソレーターとダンパーを別々に組み合わせたものとアイソレーターとダンパーが一体構造となった免震支承に分類される。これらの免震装置について実橋を想定した利用方法を提案する。

(3) 研究工程

研究項目と工程は表4.2. に示す通りとする。

表－4.2.28 研究工程

研究項目	平成3年度
① 鋼免震橋の試設計	
・設計モデルと諸元の設定 ・設計フローの検討と作成 ・試設計の実施 ・Ⅲ種地盤としての照査 ・施工検討	
② 免震装置の利用方法の検討	
・実施例の調査とまとめ ・利用方法の提案	
③ 報告書のまとめ	

＜民側担当会社＞ 新構造技術（株），石川島播磨重工業（株），日本鋼管（株），（株）神戸製鋼所

4.3 超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究

4.3.1 平成2年度の研究成果の概要

(1) 研究の概要

研究の初年度であった昨年度は基礎的な調査に主眼をおいたが、平成2年度はモデル橋を設定して具体的な検討を行ない、免震設計による超多径間連続橋の実現性と今後の開発課題を明らかにすることに努めた。

平成2年度の研究項目は次の通りである。

① 試設計による超多径間連続橋の免震設計成立性の検討

② 時刻歴応答解析による超多径間連続橋の地震応答特性の検討

③ 超多径間連続橋の免震設計フローの構成要因の検討

なお、①及び②の検討に適用するモデル橋は、条件を簡明にするため、一様なⅡ種地盤に建設された連続桁長1kmの直線橋とした。

(2) 成果の要約

① 設計で考慮する温度変化をＰＣ橋で±20℃、鋼橋で±30℃として鉛プラグ入り積層ゴム支承を使った場合を検討した所、免震装置の大きさは一般的な寸法のものに設定でき、連続桁長が1kmとなっても免震装置の設計が可能であることが明らかになった。

温度変化等による緩速載荷時にはせん断変形に対する剛性が小さくなる鉛プラグ入り積層ゴムの特性がこの設計の成立性に大きく影響した。

② ＰＣ橋に対する試設計結果では、常時（クリープと乾燥収縮を含む）＋温度による橋脚の応力はレベル－1震度法による応力の約1／3、杭反力については約2／3に留まり、超多径間化による温度応力の増加は免震支承の採用によって設計が可能な値に緩和されることが明らかになった。さらに、応答スペクトル法による動的解析を行なった結果、橋脚の応力ならびに杭反力はレベル－1震度法の約3／5に留まり、免震設計によって安全性が向上していることも確認された。

③ 鋼橋に対する試設計結果では、常時＋温度による橋脚の応力はレベル－1震度法による応力の約1／4、杭反力については約2／3に留まることが明らかになった。さらに応答スペクトル法による動的解析を行なった結果、橋脚の応力はレベル－1震度法の約3／5に留まった。

④ 試設計の結果、伸縮装置の橋軸方向の遊間はレベル1地震力よりも温度変化により決定され、必要伸縮量はかけ違い部でＰＣ桁橋の場合±22.6cm、鋼桁橋の場合は±35.8cmとなった。桁端相互間隔はレベル2地震力により決定され、かけ違い部でそれぞれ49.8cmと57.0cmであった。

伸縮装置の橋軸直角方向の必要伸縮量はかけ違い部でそれぞれ±15.5cmと±16.6cmであった。

この様な伸縮量に対応できる装置を調査した結果、既存の技術で対応可能であるが特殊なものにな

らざるを得ないことが判かった。

⑤ 非免震設計との比較においては、非免震設計の際に採用されると考えられるゴム支承の設計方法と免震支承の設計方法が異なっているため、非免震設計の方が長周期となって整合性のある検討ができなかった。そこで、非免震設計の場合として、剛性は免震支承と同じで減衰定数が５％と小さい支承を仮に考えて動的解析を行ない比較したところ、約1.５倍の応答増となった。

⑥ 応答スペクトル法による動的解析において、免震装置の特性値の変形依存性をイテレーションで解析した結果とレベル－１震度法による設計時に設定された特性値に固定して解析した結果を、橋脚の応力について比較したところ、前者の方が15％～30％大きくなった。

⑦ ＰＣならびに鋼の超多径間連続橋について、各橋脚に地震波が一定の時間遅れを持って作用する位相差入力を考慮した時刻歴応答計算を行なった所、位相差入力によって桁の曲げ応力は増加する傾向を示すが、橋脚の曲げ応力や桁の応答加速度は逆に減少し、免震装置に生じる相対変位は端部で大きく中間部で小さくなる傾向を示した。また、ある位相遅れにおいて、桁に地震波と同調した波動が発生し、超多径間の端桁部が大きく振動する現象が生じることも明らかになった。

さらに、今回検討した条件ではＰＣ橋と鋼橋でこれ等の応答特性に大きな相違がないことが判かった。

⑧ 免震設計フローの構成要因の検討では、超多径間連続橋特有の考慮事項として、温度変化の影響による桁伸縮、プレスト導入による桁の弾性伸縮とクリープ収縮、乾燥収縮、地震による上部構慣性力の下部構造への合理的な分散、等を取り上げた。

4.3.2 試設計による超多径間連続橋の免震設計の実現性に関する検討

(1) モデル橋の設定

モデル橋の設定に際しては、ＰＣ橋と鋼橋の各々について既設の橋梁を上部構造のプロトタイプとして選定した。超多径間連続橋としての対象モデルは、ＰＣ橋と鋼橋ともに連続支間長を１㎞まで延長し、杭基礎形式・橋脚高さ・地盤条件・幅員構成・桁端部の条件（掛け違い橋脚とする）などについては、両タイプで一致させた。検討条件の詳細は以下に示すとおりである。

ｉ）ＰＣ橋の設計条件

ａ）橋梁諸元

ＰＣモデル橋は、支間長39.５mの26径間連続ＰＣ箱桁橋である。上部・下部構造および基礎構造の形式・寸法については、図4.3.２の一般図に示すとおりである。

ｂ）荷重に関する条件

① 荷重強度および支承反力

・荷重強度

桁自重＋橋面工　－－－　w＝26.41 ᵗᶠ／m

・支承反力（２点沓）は表－4.3.１のとおりとする。

表－4.3.1　支承反力

（tf）

	死荷重反力	活荷重反力	合　計
掛け違い部　P_1、P_{27}橋脚	220	68	288
連　続　部　P_2、P_{26}橋脚	555	135	690
連　続　部　P_3～P_{25}橋脚	525	130	655

② 地震の影響

設計水平濃度の算定条件は次のとおりとする。

- 地域別補正係数　－－－A地域（＝1.0）
- 地域別補正係数　－－－Ⅱ　種（＝1.0）
- 重要度別補正係数　－－－1　級（＝1.0）

③ 温度変化の影響

免震橋の設計における温度変化の影響は、温度の昇降をT＝±20℃として考慮する。

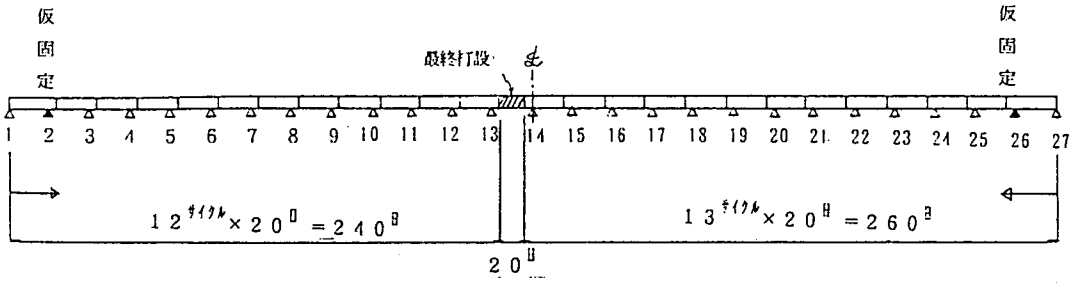
④ プレストレス力およびコンクリートのクリープ・乾燥収縮の影響

主桁内のプレストレス力は、断面にσ_c＝40kgf／cm²の平均プレストレスが導入されるものとして考慮する。コンクリートは早強ポルトランドセメント使用のものとし、クリープ乾燥収縮の影響は施工段階の構造系の変化を考慮し、道路橋示方書Ⅰ（共通編）[1]に基づいて算出する。

- 基本クリープ係数　ϕ_{t0}＝2.0
- 基本乾燥収縮ひずみ　$\varepsilon_{s0}=25\times10^{-5}$
- 持続荷重載荷時材令　t_0＝4日
- 部材の仮想厚　h_{th}＝60cm
- コンクリートの平均温度T＝20℃

上部工施工条件は次のとおりとする。（図－4.3.1）

- 施 工 方 法－－移動式支保工による分割施工
- 施工サイクル－－20日／ｽﾊﾟﾝ



図－4.3.1　上部工施工条件

c）使用材料

主桁と下部構造のコンクリート強度は、各々σ_{ck}＝400kgf／cm²と240kgf／cm²とし、鉄筋はSD35を使用する。物理定数、許容応力度および割増し係数については、道路橋示方書Ⅰの規定に従うものとする。

d）地盤および杭基礎条件

地盤はⅡ種地盤とし、表－4.3.3に示すような2層の地盤構成を想定する。杭基礎の条件は表－4.3.4に示すとおりとする。

ii）鋼橋の設計条件

a）橋梁諸元

鋼モデル橋は、支間長65.0mの16径間連続鋼箱桁（非合成）である。上部・下部構造および基礎構造の形式・寸法については、図－4.3.3の一般図に示すとおりである。

b）荷重に関する条件

① 荷重強度および支承反力

・荷重強度

鋼重＋橋面工＋床版・ハンチ－－－　w＝16.47tf／m

・支承反力（2点沓）は表－4.3.2のとおりとする。

② 地震の影響

設計水平震度算定条件はＰＣ橋と同じとする。

③ 温度変化の影響

免震橋の設計における温度変化の影響は、温度の昇降をＴ＝±30℃として考慮する。

c）使用材料

下部構造のコンクリートおよび鉄筋はＰＣ橋と同じとする。上部構造の鋼材のヤング係数は、Ｅ＝2.1×10^6kgf／cm^2とする。物理定数、許容応力度および割増し係数については道路橋示方書Ⅰの規定に従うものとする。

d）地盤および杭基礎条件

地盤および杭基礎条件はＰＣ橋と同じとする。

表－4.3.2　支承反力

（tf）

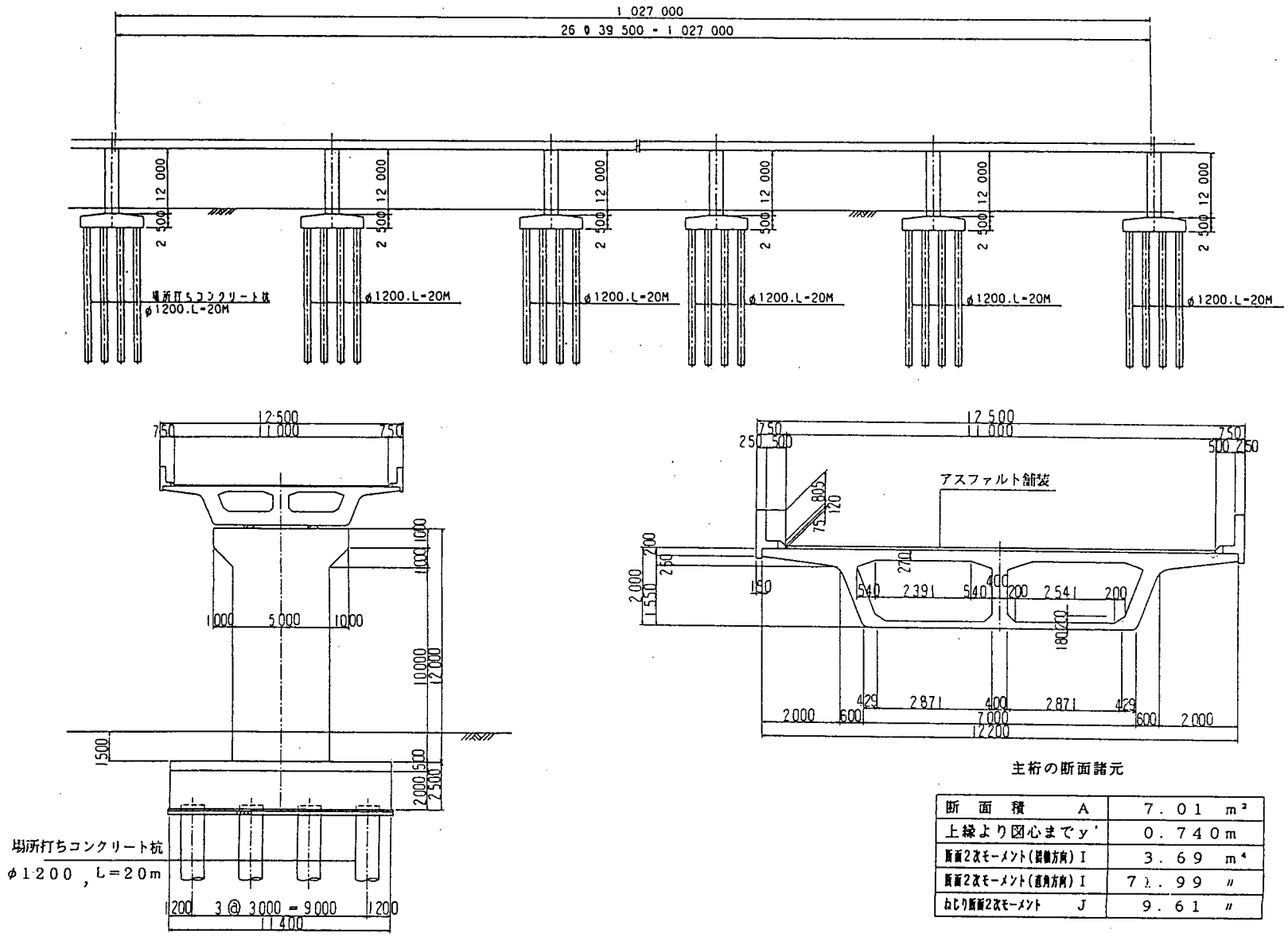
	死荷重反力	活荷重反力	合　計
掛け違い部　P_1、P_{17}橋脚	212	106	318
連　続　部　P_2、P_{16}橋脚	608	228	836
連　続　部　P_3～P_{15}橋脚	519	218	737

表－4.3.3　地盤条件

1　層	N　（N　値）　＝10（砂質土）　H（層　厚）　＝22m Vs（S波速度）＝172m／s　　γ（単位重量）＝1．9tf／m^3
2　層	N　（N　値）　＝50 Vs（S波速度）＝300m／s

表－4.3.4　杭基礎条件

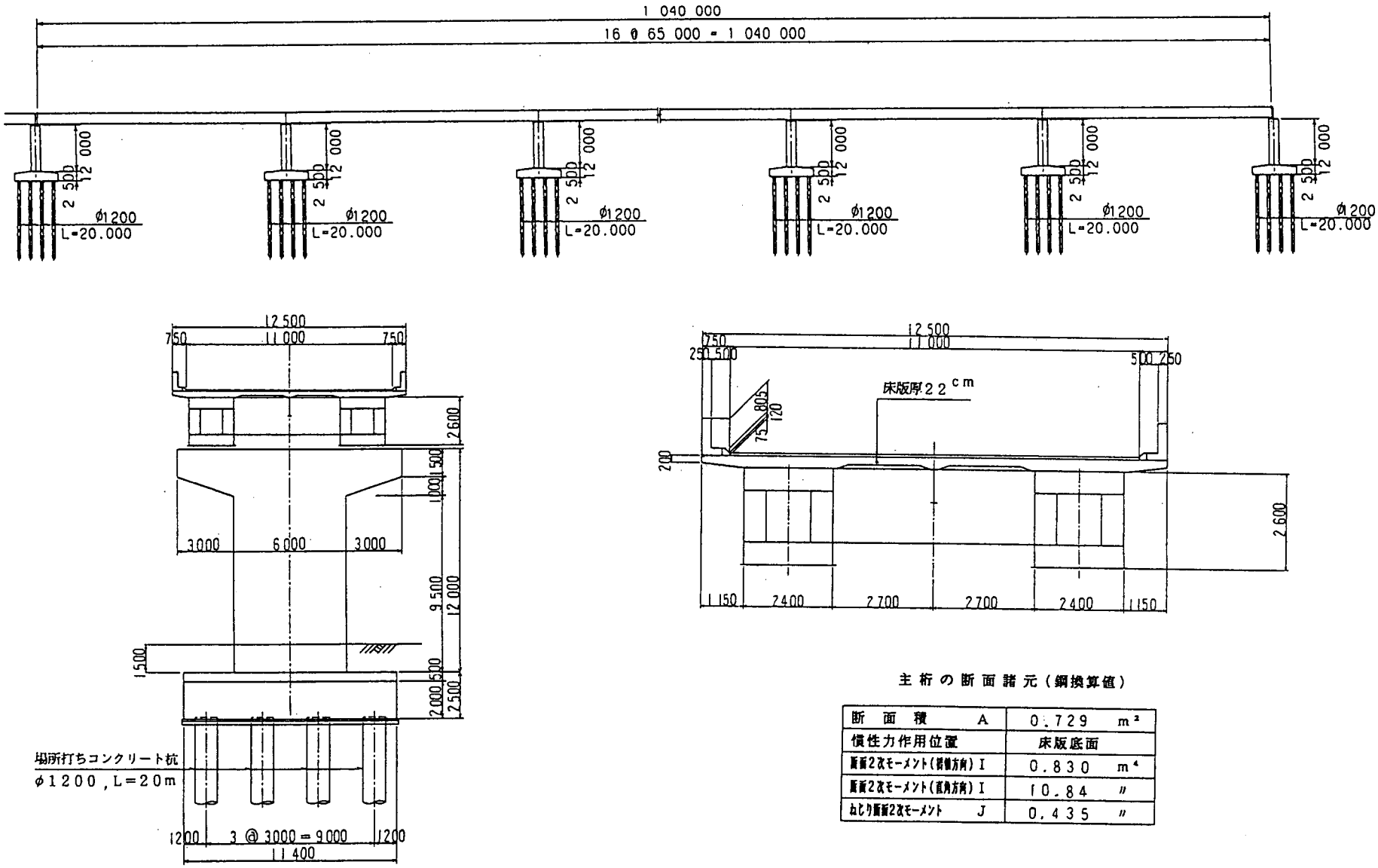
杭　　長	ℓ	20 m
杭　　径	ϕ	1200 mm
横方向地盤反力係数	k_H	2．0 kgf／cm³　（常　時）
〃	k_H	4．0　〃　（地震時）
〃	k_H	9．1　〃　（固有周期算定時）
軸方向バネ定数	Kv	519×10³ kgf／cm
軸方向許容押込み支持力	Ra	250 tf　（常　時）
〃	Ra	375　〃　（地震時）
軸方向許容引抜き力	Pa	30　〃　（常　時）
〃	Pa	160　〃　（地震時）
許容変位量	δa	15 mm



主桁の断面諸元

断面積	A	7.01 m²
上縁より図心までy'		0.740m
断面2次モーメント(橋軸方向)	I	3.69 m⁴
断面2次モーメント(直角方向)	I	71.99 〃
ねじり断面2次モーメント	J	9.61 〃

図－4.3.2　ＰＣモデル橋の一般図



主桁の断面諸元（鋼換算値）

断面積	A	0.729 m²
慣性力作用位置		床版底面
断面2次モーメント（橋軸方向）	I	0.830 m⁴
断面2次モーメント（直角方向）	I	10.84 〃
ねじり断面2次モーメント	J	0.435 〃

図－4.3.3　鋼モデル橋の一般図

(2) 試設計に用いる地震力

3.1章「3.1.4免震設計に用いる地震入力」で設定された方針に従って次の各項に示す規定により求める。

ここに、地域区分はA、地盤種別はⅡ種、重要度は1級とする。非免震設計の検討を行なう場合の地震入力も同一の規定により求めるものとする。

i）震度法による免震装置の設計の場合

静的解析用のレベル1とレベル2の入力を用いる。

a．レベル1

$$k_{h1}=c_Z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_{T1} \cdot k_{h10} \qquad 式（4.3.1）$$

ここに、

k_{h1}：レベル1の設計水平震度

c_Z：地域別補正係数で　区分Aとし　1.0とする。

c_G：地域別補正係数で　Ⅱ種とし　1.0とする。

c_I：重要度別補正係数で　1級とし　1.0とする。

c_{T1}：レベル1の固有周期別補正係数で、Ⅱ種地盤の場合は固有周期をT（秒）として次の各式から求める。

$T<0.2$　　$c_T=2.15\,T^{1/3}$ ただし $c_T \geqq 1.00$

$0.2 \leqq T \leqq 1.3$　　$c_T=1.25$

$1.3<T$　　$c_T=1.49^{-2/3}$

k_{h10}：レベル1の標準設計水平震度で0.2とする。

この試設計の条件で式（4.3.1）は次の様に簡略化される。

$$k_{h1}=0.2 \cdot c_{T1} \qquad 式（4.3.2）$$

b．レベル2

$$k_{h2}=c_Z \cdot c_I \cdot c_D \cdot c_{T2} \cdot k_{h20} \qquad 式（4.3.3）$$

ここに、

k_{h2}：レベル2の設計水平震度

c_Z：地域別補正係数で　区分Aとし　1.0とする。

c_I：重要度別補正係数で　1級とし　1.0とする。

c_D：減衰定数別補正係数で次式より求める。

$$c_D=1.5 \diagup (40h+1)+0.5$$

$h=$　減衰定数

c_{T2}：レベル2の固有周期別補正係数で、Ⅱ種地盤の場合は固有周期をT（秒）として次の各式から求める。

$T<0.18$　　$c_{T2}=1.51\,T^{1/3}$ ただし $c_{t2} \geqq 0.7$

$0.18 \leqq T \leqq 1.6$　　$c_{T2}=0.85$

1.6＜T　　c_{T2}＝1.36 /T

k_{h20} ：レベル2の標準設計水平震度で1.0とする。

この試設計の条件で式（4.3.3）は次のように簡略化される。

$k_{h2}＝c_D \cdot c_{T2}$　　式（4.3.4）

ii）動的解析による免震装置の照査の場合

レベル2の応答スペクトルを用いる。すなわち、

$S_2 ＝c_z \cdot c_I \cdot c_D \cdot S_{20}$　　式（4.3.5）

ここに、

S_2 ：レベル2の応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル

c_z ：地域別補正係数で　区分Aとし　1.0とする。

c_I ：重要度別補正係数で　1級とし　1.0とする。

c_D ：減衰定数別補正係数で次式より求める。

$c_D ＝1.5／(40h ＋1) ＋0.5$

h＝　減衰定数

S_{20}：レベル2の標準加速度応答スペクトルでⅡ種地盤の場合は固有周期をT（秒）として次の各式から求める。

T＜0.18　　$S_{20}＝1506\ T^{1/3}$ ただし$S^{20}≧700$

0.18≦T≦1.6　　$S_{20}＝850$

1.6＜T　　$S_{20}＝1360$ /T

この試設計の条件下では式（4.3.5）は次の様に簡略化される。

$S_2 ＝c_D \cdot S_{20}$　　式（4.3.6）

iii）震度法による下部構造の設計の場合

静的解析用のレベル1、すなわち、i）a．で示した式（4.3.1）又は式（4.3.2）を用いる。

iv）下部構造の地震時保有水平耐力の照査の場合

3.1章「3.1.4免震設計に用いる地震入力」では免震装置の設計レベル2における地震入力、すなわち式（4.3.3）又は式（4.3.4）によることとしているが、この試設計では過渡的な処置としてより安全側の結果を与える道路示方書・同解説・耐震設計編の規定によることとした。すなわち、地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平濃度は道示Ⅴ5.3.2により式（4.3.7）で算出する。この時の等価固有周期T_{EQ}は、免震装置設計時に得られたレベル2の固有周期を用いる。

$k_{hc}＝c_z \cdot c_I \cdot c_R \cdot k_{h20}$　　式（4.3.7）

ここに、

c_z ：地域別補正係数　　A地域（＝1.0）

c_I ：重要度別補正係数　　1　級（＝1.0）

c_R ：固有周期別補正係数　　T_{EQ}＜0.18の時$c_R ＝1.51 T_{EQ}^{1/3}$ ただし$c_R ≧0.7$

0.18≦T_{EQ}≦1.6の時$c_R ＝0.85$

$1.6 < T_{EQ}$　　の時 $c_R = 1.16 T_{EQ}^{-2/3}$

k_{h20} ：レベル2の標準設計水平震度（＝1.0）

この試設計の条件下で式（4.3.7）は次のように簡略化される。

$k_{hc} = c_R$　　式（4.3.8）

v）動的解析による下部構造の照査の場合

レベル1とレベル2の応答スペクトルを用いる。

a．レベル1

$S_I = c_Z \cdot c_I \cdot c_D \cdot S_{I0}$　　式（4.3.9）

ここに、

S_I ：レベル1の応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル

c_Z ：地域別補正係数で　区分Aとし　1.0とする。

c_I ：重要度別補正係数で　1級とし　1.0とする。

c_D ：減衰定数別補正係数で次式より求める。

$c_D = 1.5 /（40h + 1）+ 0.5$

h ：減衰定数

S_{I0}：レベル1の標準加速度応答スペクトルでⅡ種地盤の場合は固有周期をT（秒）として次の各式から求める。

$T < 0.2$　　$S_{I0} = 427\ T^{1/3}$ ただし、$S_{I0} \geqq 200$

$0.2 \leqq T \leqq 1.3$　　$S_{I0} = 250$

$1.3 < T$　　$S_{I0} = 325 / T$

この試設計の条件下では式（4.3.9）は次のように簡略化される。

$S_I = c_D\ S_{I0}$　　式（4.3.10）

b．レベル2

レベル2の応答スペクトル、すなわち式（4.3.5）又は式（4.3.6）を用いる。

(3) 免震装置の試設計

i）設計方針

連続橋に免震装置を設置する場合に要求される事項は、次の通りである。

① 地震による上部構造の水平方向慣性力の低減

② 地震による上部構造の水平方向慣性力の各下部構造への合理的配分

③ 温度変化による桁の伸縮装置に係わる不静定力の低減

④ 上記の①～③総合効果として、各下部構造に働く水平力の影響が均一化されること

上記の内で、免震に直接の関係を持つものは①のみであるが、免震装置が各下部構造へ伝達される水平力を調節する効果を利用すると②～④が同時に達成される。

一連の上部構造の延長が特に長い場合には温度変化による桁の伸縮量が大きいので、免震装置の諸元は

地震によるよりも温度変化に対する検討によって決定されるようになる。4.3章においては、延長を1kmとした場合に地震と温度変化のどちらがどの程度に影響して免震設計がなされるかを試設計を行うことによって調べる。

免震装置の剛性を決める条件は、次の通りである。

① 地震時の上部構造水平方向慣性力低減が十分に得られる。

② 温度変化によるけたの伸縮が原因となって生ずる水平力が、地震による慣性力を越えない。
（各ケースの許容応力度割増率の差を考慮した上で）

③ 震度法（レベル1）による変位U_Bを基に算出される伸縮の可動必要量が、温度変化による変位U_Bを基に算出される可動量を著しく越えない。

④ 地震時保有水平耐力法（レベル2）による変位を基に算出した免震設計のせん断力、および転倒安全性が確保される。

上記の内で、①と②は免震装置を柔軟にすることで達成される条件であり、③および④は剛にすることによって達成されるものである。特に④の条件は免震装置の剛性を変化させるだけで達成されるものではなく、その平面条件にも影響を与える。この章でとりあげた1kmの延長を持つ例題においては、予め行った予備的試算によって②の条件は決定的な要因とはならないことがわかった。このことは、この例題で用いている鉛プラグ入りゴム支承が、温度変化のように緩速の載荷に対しては非常に柔軟な特性を示し、ゴム支承部分による反力にほぼ等しいという性質を持っていることによるものである。従って、一連の上部構造を支える橋全体の免震装置の剛性の総量は、もっぱら地震による慣性力の低減と免震装置の変形許容能力を満たすように決定することになった。

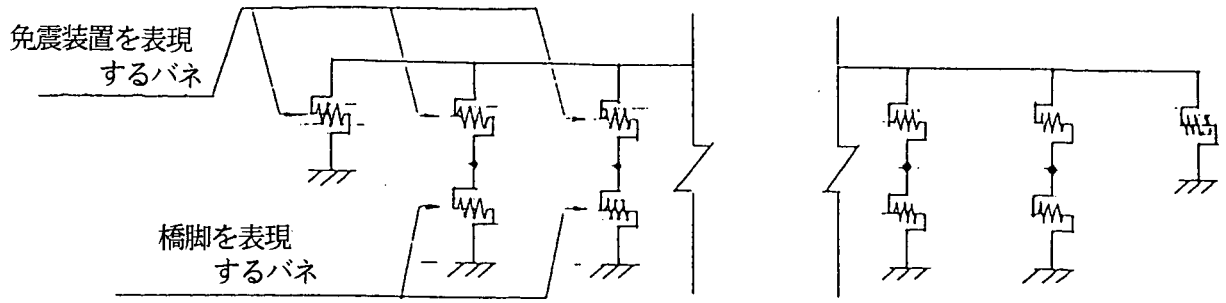
各下部構造に配分される水平力の割合を調節するためには、下部構造ごとに免震装置の剛性を変化させる。ここでは、けた端部の架け違い橋脚上の免震装置の特性と他の免震装置の特性に差を設けて、レベル2におけるけた端部の変位を少なくする努力をした。このことによって、隣接するけた間の遊間を小さくすることができ、架け違い部橋脚頂部寸法を節約することができる。

ii）免震装置の設計計算法

免震装置の剛性や変位を求める試算においては、免震装置そのものの剛性だけでなく下部構造の剛性が必要である。試算においては、設計震度を仮に決めた概略計算によって下部構造を決定し、この剛性を用いた。試算に用いたモデルは、「3.4簡易計算法の開発に関する研究」において提案されているモデルを用いた。このモデルは、下部構造を等価な剛性を持つバネに置き換え、上部構造の質量にかかわる慣性力のみによる変形を求めるものである。免震装置の反力特性は変位に依存するので、免震装置変位およびこれに対応する等価剛性を求めるために繰り返し計算を行う。

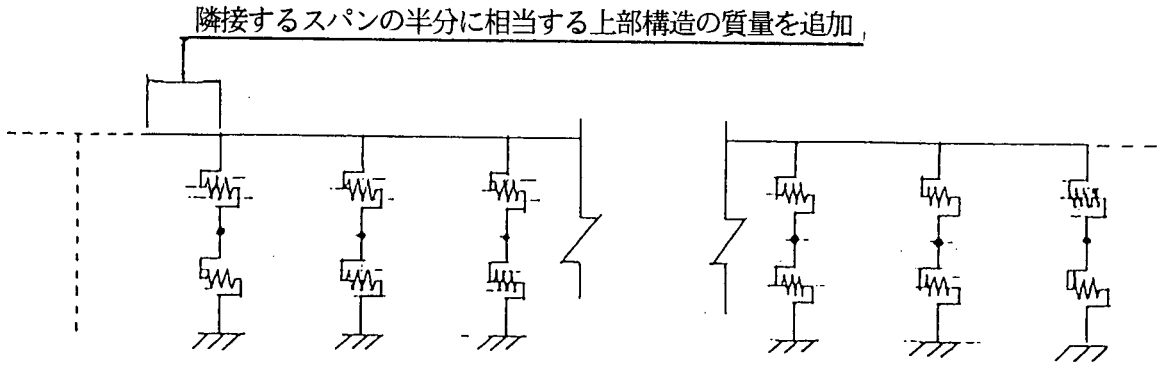
延長1kmの設計区間の前後の境界条件は、ほぼ同等の連続けたを有する免震の橋が続くものと仮定した。

従って温度変化によるけたの伸縮の影響は、架け違い橋脚では左右から同量の力を受けるので、モデルとしては下部構造を完全に剛と仮定し、免震装置の剛性のみを考慮する境界条件を設けた。（図－4.3.4）



図－4.3.4　温度変化に対するモデル

地震の影響を検討する際には、架け違い部橋脚とその頂部に設けた免震装置の剛性をモデルに与え、そのかわりに上部構造の質量は、隣接するスパンの半分に相当する分を追加して与えた。（図－4.3.5）



図－4.3.5　地震に対するモデル

ⅲ）免震装置特性の設定

免震装置の効果を震度法においても求めるためには、設計震度を求める際の周期別補正係数が右下がりとなる範囲まで固有周期を伸ばすことが必要である。例題とした橋の地盤の条件は、第Ⅱ種地盤であるから橋全体の固有周期が1.3秒を越える部分がこれに相当する。しかしながら、固有周期を過度に長くすると変位が大きくなって免震装置のせん断耐力および転倒安全性に問題が生ずる。そこで震度法による免震装置の変位に対応する等価剛性を用いたときの橋全体の固有周期が、1.4秒となるように免震装置の等価剛性を設定した。

各下部構造ごとの水平力配分と変位の配分を考えると、各々の免震装置の特性に差を設けることが有効であるが、この点についてはつぎのように考えた。

各下部構造頂部に設ける免震装置の等価剛性K_Bは、レベル1の変位に対して全橋脚ともに同等とし、降伏荷重Qは架け違い部の免震装置のみを他の免震装置よりも小さく設定した。このようにすることによ

って架け違い部橋脚上の免震装置は、ほかの免震装置よりもその特性が線型に近くなり、レベル2の変位に対しては相対的にほかの免震装置よりも剛性が高くなる。その結果、架け違い部の免震装置の最大変位を小さくすることができる。

iv）設計された免震装置諸元および試算の結果

モデル橋としたＰＣけた橋のケースに対し、設計された免震装置諸元と、変位および設計震度、およびKhcを表－4.3.5～表－4.3.6に示す。

免震装置の剛性としては架け違い部とその他の2種類を設定したが、端部に近いスパンについては鉛直反力が大きいことを考慮に入れた結果、架け違い部以外の免震装置の平面寸法を2種類に分けたので、全体としては3種類となった。

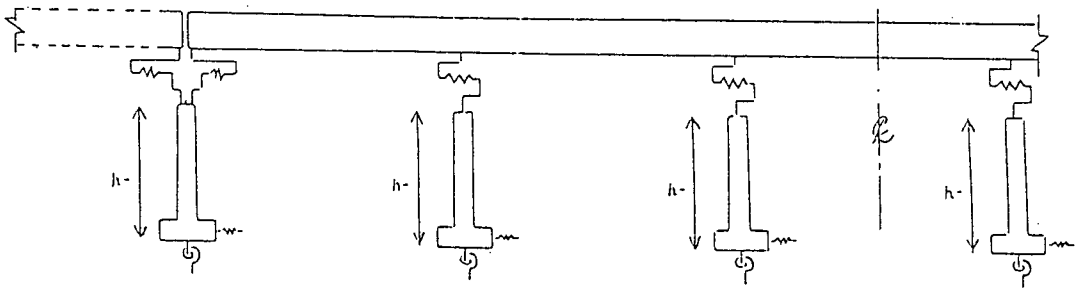
v）設計結果の評価

得られた変位に対して、免震装置のせん断耐力および転倒安全性を確保することができるか否かを検討した。その結果として、例題橋程度の上部構造を持つ非免震の橋のゴム支承とあまり差のない程度の平面形状を持つ免震装置を設定することができた。この例においては、支承1個当りの鉛直反力が相当に大きいので、支圧応力の制限から決定される平面形状がそれなりに大きく、この範囲でせん断変形による増加分を吸収できたのであるが、この例よりもスパンが短い場合や、支承の数が多い鋼板けたの場合には、相当の無理が生ずると考えられる。

免震装置の設計において決定的となったのは地震による影響であって、温度変化による桁伸縮による影響は相対的に包合することができた。従って、免震装置の事情からだけ判断すると、延長1㎞以上となっても免震化が可能であると結論することができる。

表－4.3.5　26径間連続ＰＣ箱桁の試算結果

橋　　長：２６@３９．５＝１０２７m
有効幅員：１１．０m
死荷重強度W＝２６．４１tf/m



《　》；温度時*1
［　］；レベル２時
これ以外の数値は
レベル１時とする。

*1：温度時変位量U_B
は下式による。

$U_B = U_1 + U_2 - \delta$

U_1：クリープ乾燥収縮変位

U_2：温度変化変位（T＝20℃）

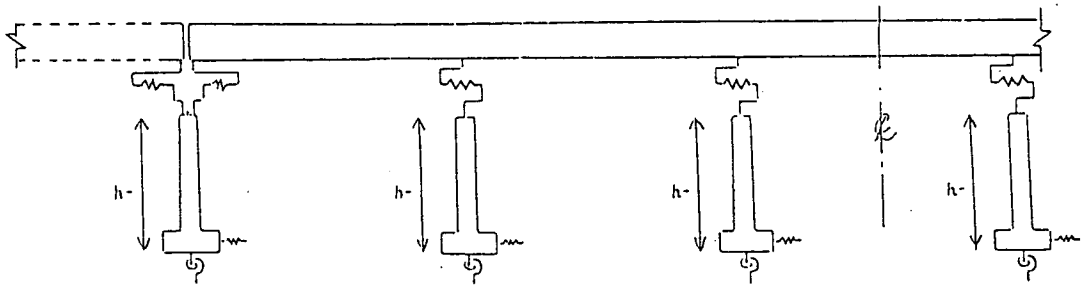
δ：下部工天端変位

橋軸方向　（L－2減衰考慮）

		P_1・P_{27}	P_2～P_7・P_{21}～P_{26}	P_8～P_{20}	
地盤種別		Ⅱ種地盤			
地震動種別		レベル１　［レベル２］			
上部構造重量	全体重量 W(t)	26.41×(1027＋39.5)＝28166.3 t			
	分担重量 $W_{1.8}$(t)	1043［1370］	1043［1018］	1043［1018］	
免震支承当り	第１剛性 K_1 (kg/cm)	26290	27730	27730	
	降伏荷重 Q(t)	23.47	83.45	83.45	
	変位 U_B (cm)	《26.1》 9.55 ［35.19］	《17.5》 9.55 ［38.18］	《6.3》 9.55 ［38.18］	《温》 レベル１［レベル２］
	等価剛性 K_B (kg/cm)	6503 ［4712］	13005 ［6452］	13005 ［6452］	
	等価固有周期 T_B (Sec)	1.27 ［1.71］	1.27 ［1.78］	1.27 ［1.78］	
	等価減衰率 h_B (%)	21.4 ［8.7］	24.8 ［19.6］	26.8 ［19.6］	
	降伏荷重比 Q／W	0.09 ［0.07］	0.17 ［0.164］	0.16 ［0.164］	
	塑性率	9.05 ［33.35］	2.20 ［10.73］	2.69 ［10.73］	
下部構造	柱体剛性 EI (kg・cm²)	1.628×10¹⁴	1.628×10¹⁴	1.628×10¹⁴	
	高さ h (cm)	1450	1450	1450	
基礎	水平方向バネ定数 K_h (kg/cm)	5.409×10⁶	5.409×10⁶	5.409×10⁶	
	回転方向バネ定数 $K\theta$ (kg・cm/Rad)	1.196×10¹²	1.196×10¹²	1.196×10¹²	
	非対角項 $Kh\theta$ (kg/Rad)	－	－	－	
	$K\theta h$ (kg・cm/cm)	－	－	－	
橋全体の特性	固有周期 T(Sec)	1.40 ［1.97］			
	減衰定数 h(%)	21.94 ［15.99］			
	分担水平力 F(t) 1脚当り	《162.7》 248.4 ［663.1］	《90.6》 248.4 ［492.7］	《56.2》 248.4 ［492.7］	《温》，レベル１［レベル２］
	設計震度 k_h	0.238 ［0.49］			
免震装置	死荷重 W_d (t/個)	220	525(P_2，$_{26}$ 555)	525	
	活荷重 W_l (t/個)	68	130(P_2，$_{26}$ 135)	130	
	ゴムの弾性係数 G_0 (kg/cm²)	8.0	8.0	8.0	
	平面形状 a×b (cm)	90×90	100×100	100×100	
	ゴムの総厚 n×te＝Σte (cm)	24.0 (2.4×10)	42.0 (1.2×35)	42.0 (1.2×35)	
	鉛プラグ直径 (cm)	20.0×1	19.0×4	19.0×4	
	支承全高 h (cm)	32.88	58.88	58.88	

表－4.3.6　16径間連続鋼箱桁（非合成）の試算結果

橋　　長：16@65．0＝1040m
有効幅員：11．0m
死荷重強度W＝16．47tf/m



《　》；温度時*2
［　］；レベル2時
これ以外の数値は
レベル1時とする。

＊2：温度時変位量U_B
は下式による。

$U_B = U_T + \delta$

U_T：温度時桁変位量

δ：下部工天端変位

橋軸方向　（L－2減衰考慮）

		P_1・P_{17}	P_2～P_5・P_{13}～P_{16}	P_6～P_{12}
地盤種別			Ⅱ種地盤	
地震動種別			レベル1　［レベル2］	
上部構造重量	全体重量 W(t)		$16.47^{tf/m} \times (1040^{m} + 2 \times 32.5^{m}) = 18199.35^{tf}$	
	分担重量 W_{1e}(t)	1071［1419］	1071［1025］	1071［1025］
免震支承当り	第1剛性 K_1 (kg/cm)	24950	26030	26300
	降伏荷重 Q(t)	24.1	85.6	85.7
	変位 U_B (cm)	《17.9》 10.33［38.9］	《15．6》 10.33［40.8］	《6.7》 10.33［40.8］
	等価剛性 K_B (kg/cm)	6170［4457］	12335［6147］	12340［6147］
	等価固有周期 T_B (Sec)	1.322［1.79］	1.322［1.83］	1.322［1.83］
	等価減衰率 h_B (%)	21.4［8.6］	26.8［19.70］	26.8［19.7］
	降伏荷重比 Q／W	0.09［0.07］	0.16［0.17］	0.16［0.17］
	塑性率	9.05［34.12］	2.68［10.59］	2.68［10.59］
下部構造	躯体剛性 EI (kg・cm²)	3.375×10^{14}	3.374×10^{14}	3.374×10^{14}
	高さ h (cm)	1450	1450	1450
基礎	水平方向バネ定数 K_h (kg/cm)	5.429×10^{6}	5.429×10^{6}	5.429×10^{6}
	回転方向バネ定数 $K\theta$ (kg・cm/Rad)	1.195×10^{12}	1.195×10^{12}	1.195×10^{12}
	非対角項 $Kh\theta$ (kg/Rad)	－	－	－
	$K\theta h$ (kg・cm/cm)	－	－	－
橋全体の特性	固有周期 T(Sec)	1.40［1.935］		
	減衰定数 h(%)	23.90［16.60］		
	分担水平力 F(t)	《103.4》 254.9［694.1］	《93．2》 254.9［501.1］	《59．7》 254.9［501.1］
	設計震度 k_h	0.238［0.489］		
免震装置	死荷重 W_d (t/個)	212	519($P_{2,16}$ 608)	519
	活荷重 W_{11} (t/個)	106	218($P_{2,16}$ 228)	218
	ゴムの弾性係数 G_e (kg/cm²)	8.0	8.0	8.0
	平面形状 a×b (cm)	85×85	110×110	105×105
	ゴムの総厚 $n \times te = \Sigma te$ (cm)	22.0(2.0^{m}×11^{n})	49(1.0^{m}×49^{n})	46.0(1.0^{m}×46^{n})
	鉛プラグ直径 (cm)	20.0×1	19.0×4	19.0×4
	支承全高 h (cm)	31.2	70.3	67.0

(4) 免震支承の設計と非免震設計との比較

ｉ）免震支承とゴム支承の設計基準およびその適用範囲

ゴム支承の場合には、道路橋支承便覧（日本道路協会）の思想から座屈安定に対して下記のような規定があり、通常の設計を行う限りこれを満足する必要がある。しかし現在、免震支承においては幅と厚さの関係にはその規定がない。多径間連続橋のように温度変化・乾燥収縮などでの移動量が大きな場合には特にこの規定が支承の寸法の決定要因となり、極端に移動量が大きいとゴム支承の設計が不可能になる場合がある。また今回の試設計の免震支承においてこの規定を仮に適用した場合には、基準値を満足しないものとなる。

したがって特に免震支承を常時に変位量が大きい多径間橋梁に採用する上での基本的な問題としてこの座屈安定に関する規定をどのように扱うか解決しておく必要がある。

設計基準第２部構造物設計基準（橋梁編）[2] 平成２年６月　阪神高速道路公団

第１編共通　４章支承　4.6 ゴム支承の設計許容値　より抜粋

4.6.3　形状寸法

ゴム支承の形状寸法は次によるものとする。

(1) 支承全体の形状係数（S_o）　$S_o = \dfrac{a \cdot b}{2\,(a+b)\,\Sigma te} > 1$ ……（4.6.1）

(2) 寸法（a，b，Σte）　$a,\ b \geqq 5\,\Sigma te$ ……（4.6.2）

$a,\ b \geqq 10cm$ ……（4.6.3）

$b \leqq$けた幅－面取り幅

a：橋軸方向寸法

b：橋軸直角方向寸法

Σte：弾性ゴム総厚

〔解説〕

(1)(2)について

形状係数S_o（Shape Factor）は式（4.6.1）で定義されるが、ゴム支承全体の形状係数は安定上１以上とする。

ゴム支承の最小寸法は$a = b = n \cdot \Sigma te$として$S_o > 1$の条件にあてはめると式（解4.6.3）となる。

$$S_o = \frac{a \cdot b}{2\,(a+b)\,\Sigma te} = \frac{n^2 \cdot (\Sigma te)^2}{4n\,(\Sigma te)^2} > 1 \quad \cdots\cdots \text{(解4.6.3)}$$

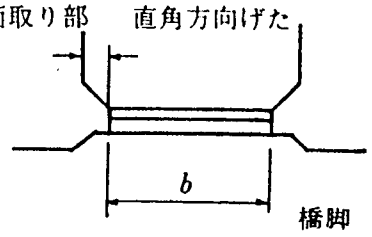
これより$n > 4$となり補強板等を考慮すれば、a，bの値は合成ゴム総厚の５倍以上必要である。

逆にこれを満足すれば形状係数の計算はしなくてもよい。

橋軸直角方向寸法bは図－解4.6.2に示すとおりである。

なお、ゴム支承の移動性、橋台橋脚等との縁端距離を考慮してa≦bとすることが望ましい。

分散ゴム支承にあっては、鋼鈑げた等で下フランジ幅や橋座縁端との取合いの関係上a＞bとしてもよい。ただし、短辺と長辺の比は1：1.5以下を原則とする。



橋軸直角方向の支承幅

ii）免震設計と非免震設計との比較方針

今回の免震支承の代わりにゴム支承を採用した場合の試算結果の一例を表--4.3.6に示す。

ゴム支承の設計基準を適用するか否かは支承単体の設計のみならず全体系の設計震度、温度伸縮による水平力、さらには超多径間化の可能延長の決定要因の一つになっていると言える。したがって、ゴム支承のみに支承便覧の設計思想を採用することは、双方の比較設計を行う上での基本的設計条件が違っていることとなる。以上の点から比較の意味が曖昧になるので今回の免震および非免震橋梁の試設計については、減衰定数のみの違いによる動的な解析の比較だけにとどめる。

表－4.3.6　P2橋脚支承の試算結果（参考値）

	PC橋		鋼橋	
	免震支承（LRB）	非免震支承（ゴム支承）	免震支承（LRB）	非免震支承（ゴム支承）
支承寸法(a*b*Σte)	1000*1000*420 mm	1350*1350*327 mm	1100*1100*490 mm	1150*1150*239 mm
静的バネ（tf/m）	321	730	299	728
動的バネ（tf/m）	1300	730	1295	728
温度変化水平力(tf)	41	94	44	103
下部工設計震度	0.25	0.20	0.24	0.21
支承の減衰定数	25%	5%	27%	5%

(5) PC免震橋の試設計

i）震度法による下部構造の設計

a）固有周期の算定（静的フレーム法）

橋の設計振動単位は、26径間連続桁部とこれを支持する27基の下部構造より構成されるものとし、図－4.3.6に示す全体骨組モデルにより固有周期を算定した。また、同モデルによって下部工に作用する断面力も算出した。以下にモデル化の要領を示す。

① 杭基礎のバネの影響は、フーチング下端でのバネに置換して考慮した。

② 主桁部及び橋脚部は梁要素として、部材剛性は全断面有効として算出した。尚、フーチング部は剛体とした。

③ 免震支承は、主桁と橋脚天端を結ぶ線形バネとしてモデル化した。バネの値は急速載荷荷重（地震）

及び緩速載荷荷重（クリープ、乾燥収縮、温度）に対してそれぞれ以下の要領で算出した。

地震時のバネ：降伏荷重Qと２次剛性K_2から求まる等価剛性K_Bを用いる。

$$K_B = Q / U_B + K_2$$

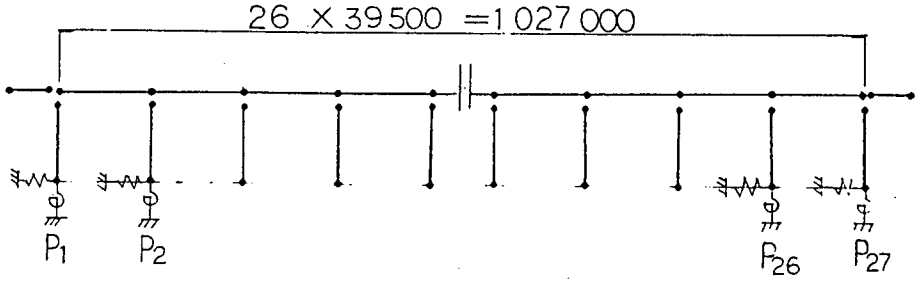
温度時のバネ：「ガイドラインH. 1. 3」　式（付2.1.7）による。

$$F_S = 0.2Q + K_r \cdot U_s$$

$$\therefore K_S = 0.2Q / U_s \cdot K_r$$

④ 隣接径間部は、同様の橋梁が連続するものとして掛け違い部の橋脚に半径間分の反力、免震支承を考慮した。ただし、この橋脚では、クリープ、乾燥収縮、温度による断面力は、発生しないものとした。

静的フレーム法により得られた固有周期は、橋軸方向：T=1.348(S)、橋軸直角方向：T=1.307(S)であった。



図－4.3.6　全体骨組モデル

b）設計水平震度

設計水平震度は、(2)に示す式（4.3.1）に従って算出することとし、固有周期は前記の値を使用した。表－4.3.7に算定結果を示す。

c）断面力

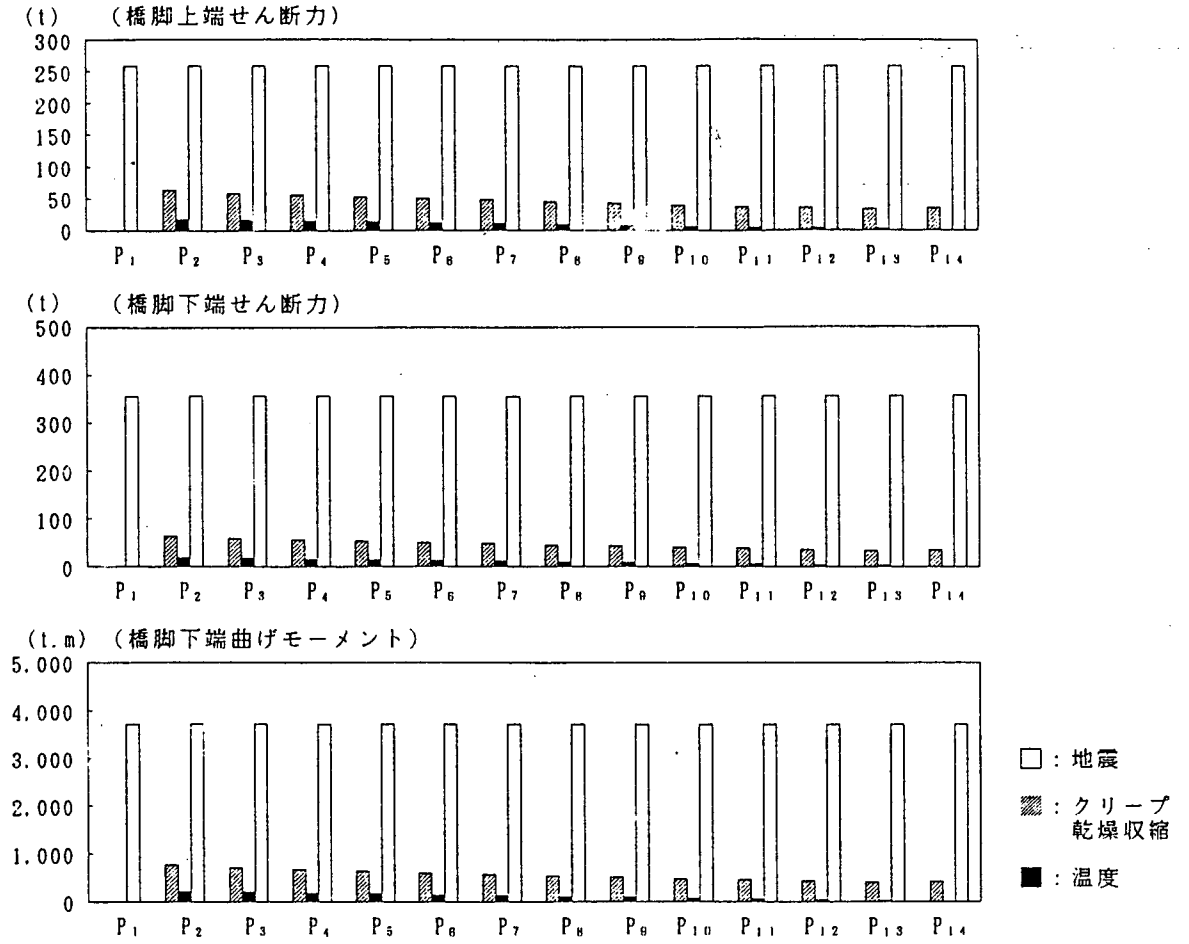
橋脚の橋軸方向の断面力を図－4.3.7に、直角方向の断面力を図－4.3.8に示す。

表－4.3.7　固有周期及び設計水平震度

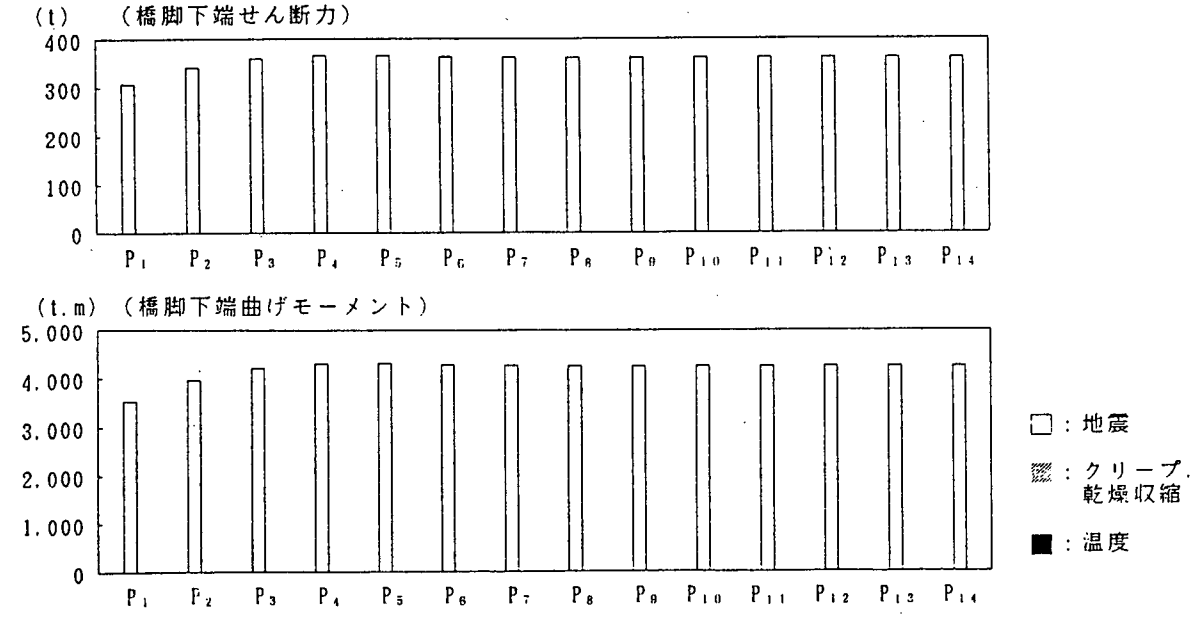
方　向	固有周期 T(s)	補正係数 c_T	設計水平震度 k_h
橋軸方向	1.348	1.221	0.25
橋軸直角方向	1.307	1.246	0.25

橋軸方向では、図からわかるように、クリープ、乾燥収縮、温度による断面力は、主桁変位量の大きい端部橋脚になるに従って増加している。ただし、クリープ、乾燥収縮による断面力は、予備せん断型の支承を使用することによって、１／２に低減している。地震による断面力は、各橋脚ともほとんど同じ大きさとなっている。断面力の比率は温度時に対して、地震時が約５倍と卓越しており、下部構造の寸法は地震時において決定された。

直角方向地震では、端部付近の橋脚（P_1，P_2）の断面力が他の橋脚に比べ、２割程度小さくなっているが、他の橋脚はほぼ同程度の大きさである。



図－4.3.7　橋軸方向断面力



図－4.3.8　橋軸直角方向断面力

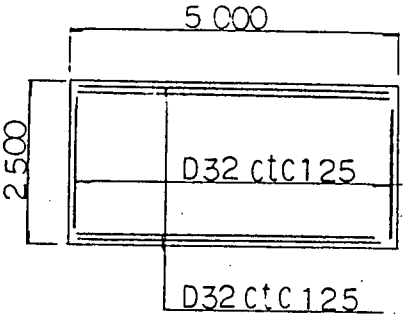
d）橋脚の検討

ここでは、全橋脚の中、代表的なP_1，P_2，P_3 橋脚について、橋脚下端の断面力及び応力度の検討結果を表－4.3.8に示す。

表－4.3.8　橋脚の検討結果

	位置		P_1	P_2	P_3～P_{16}	許容値
温度時	断面力	M (t・m)	0.0	984.0	906.0	
		N (t)	1545.8	1773.8	1703.8	kg/cm² $\sigma_{sa} \leq 2070$
		S (t)	0.0	82.0	75.5	
	応力度	σs(kg/cm²)	11	30	25	kg/cm² $\sigma_{ca} \leq 92$
		σc(kg/cm²)	11	31	29	
橋軸方向地震時	断面力	M (t・m)	3712.3	4479.1	4419.1	
		N (t)	1273.8	1503.8	1443.8	kg/cm² $\sigma_{sa} \leq 3000$
		S (t)	356.5	420.4	415.4	
	応力度	σs(kg/cm²)	2441	2973	2967	kg/cm² $\sigma_{ca} \leq 120$
		σc(kg/cm²)	89	108	106	
直角方向地震時	断面力	M (t・m)	3536.3	3974.7	4316.8	
		N (t)	1273.8	1503.8	1443.8	kg/cm² $\sigma_{sa} \leq 3000$
		S (t)	306.0	341.0	364.9	
	応力度	σs(kg/cm²)	1960	2017	2698	kg/cm² $\sigma_{ca} \leq 120$
		σc(kg/cm²)	67	74	84	

鉄筋配置



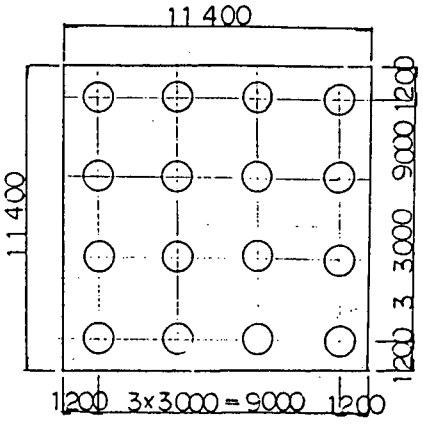
e）杭の検討

杭群中心に作用する断面力及び杭反力の検討結果を表－4.3.9に示す。

表－4.3.9　杭の検討結果

	位置		P_1	P_2	P_3～P_{16}	許容値
温度時	断面力	M (t・m)	0.0	1189.0	1094.8	
		N (t)	2678.0	2906.0	2836.0	
		S (t)	0.0	82.0	75.5	$-30 \leq R_a \leq 250t$
	杭反力	R_{max} (t)	167	211	205	
		R_{min} (t)	167	152	150	
橋軸方向地震時	断面力	M (t・m)	4821.3	5747.9	5675.4	
		N (t)	2406.0	2636.0	2576.0	
		S (t)	544.1	608.0	603.0	$-160 \leq R \leq 375t$
	杭反力	R_{max} (t)	271	309	303	
		R_{min} (t)	30	21	19	
直角方向地震時	断面力	M (t・m)	4520.4	5044.8	5446.8	
		N (t)	2406.0	2636.0	2576.0	
		S (t)	494.2	528.5	552.3	$-160 \leq R \leq 375t$
	杭反力	R_{max} (t)	263	291	297	
		R_{min} (t)	37	39	25	

杭配置



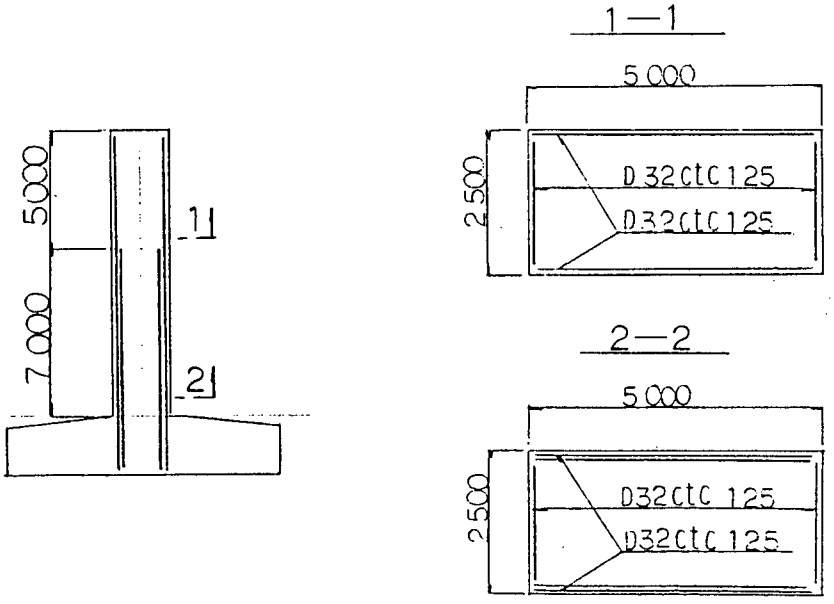
ii）地震時保有水平耐力の照査

a）橋脚の地震時保有水平耐力

震度法によって設計された各橋脚が大地震に対して十分なねばり強さを有していることを確認するため、地震時保有水平耐力の照査を行う。保有水平耐力の算出は、道示Ⅴ．5.4の規定に従って行い破壊形態は曲げ破壊が先行すると判定された。表－4.3.10に計算結果を示す。

表－4.3.10　橋脚の地震時保有水平耐力

方向・位置			水平耐力及び水平変位			地震時保有水平耐力 P_a (t)	許容塑性率 μ
			ひびわれ時	降伏時	終局時		
橋軸方向	P_1	P (t)	191.3	452.1	528.0	502.7	3.228
		δ (cm)	0.577	3.919	17.012		
	P_2	P (t)	200.0	468.8	547.5	521.3	3.067
		δ (cm)	0.603	3.968	16.266		
	P_3～P_{14}	P (t)	197.8	464.5	542.4	516.5	3.107
		δ (cm)	0.597	3.955	16.455		
直角方向	P_1	P (t)	371.7	723.0	1019.0	920.4	4.124
		δ (cm)	0.288	1.715	9.751		
	P_2	P (t)	388.6	753.8	1051.8	952.4	3.423
		δ (cm)	0.301	1.740	8.064		
	P_3～P_{14}	P (t)	384.2	745.7	1043.2	944.1	3.930
		δ (cm)	0.298	1.734	9.352		



図－4.3.9　橋脚の配筋

b）照査に用いる設計水平震度

地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度は、(2)に示す式（4.3.7）に従って算出するが、この時の等価固有周期は震度法と同様全体骨組モデルにより算定する。各部材の剛性については、上部構造と基礎バネは震度法の場合と同値とするが、橋脚部は降伏剛性を、免震支承の水平バネはレベル2時の等価剛性を用いる。表－4.3.11に固有周期及び水平震度の計算結果を示す。

c）照査に用いる等価水平震度

地震時保有水平耐力の照査に用いる等価水平震度は、道示Ⅴ．5.3.1の規定に従い各橋脚毎に算出した。計算結果を表－4.3.12に示す。

表－4.3.11　固有周期及び設計水平震度

方　向	固有周期 T_{EQ}(s)	補正係数 C_R	設計水平震度 k_{hc}
橋軸方向	1.883	0.761	0.761
直角方向	1.818	0.779	0.779

d）安全性の照査

a）で求めた各橋脚の保有水平耐力P_aと、上記の等価水平震度に等価重量を乗じた照査水平力Pを比較し安全性の照査を行った。照査結果を表－4.3.13に示すが、各橋脚とも$P_a > P$となっており安全性が確認された。

表－4.3.12　等価水平震度

位　置	橋軸方向		直角方向	
	許容塑性率	等価水平震度	許容塑性率	等価水平震度
P_1	3.228	0.326	4.124	0.289
P_2	3.067	0.336	3.423	0.322
P_3～P_{14}	3.107	0.333	3.930	0.297

$$k_{he}=\frac{k_{hc}}{\sqrt{2\times\mu-1}}$$

表－4.3.13　地震時保有水平耐力の照査結果

位　置	上部工重量 W_u (t)	躯体重量 W_p (t)	橋軸方向 照査水平力 P(t)	橋軸方向 保有水平耐力 P_a (t)	直角方向 照査水平力 P(t)	直角方向 保有水平耐力 P_a (t)
P_1	880.0	393.8	351.1	＜502.7	311.2	＜920.4
P_2	1110.0	393.8	439.1	＜521.3	420.8	＜952.5
P_3～P_{14}	1050.0	393.8	415.2	＜516.5	370.3	＜944.1

iii）動的解析による照査

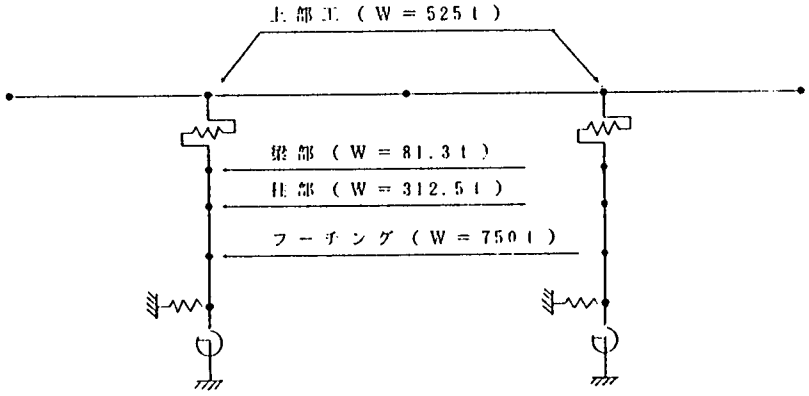
a）解析手法及びモデル

動的解析に用いる手法はモード解析による応答スペクトル法とし、解析モデルは質量が有限個の節点に集中する離散系モデルとした（図－4.3.10参照）。モデルの骨組、剛性はレベル1地震動、レベル2地震動に対して、各々、震度法及び保有水平耐力法の固有周期算定時に用いたモデルと同じものとした。

モード解析を行う場合の各振動モード毎の減衰定数hiは道示Ⅴ．6.2.2に示されている式解6.2.1により算定した。また、各構造要素の減衰定数hjは道示Ⅴ．表解6.2.1の値を参考に決定した。ただし免震支承の減衰定数は「(1)免震装置の設計」において決定された等価減衰定数を用いた。表－4.3.11に解析に用いた各要素の諸元及び減衰定数を示す。

表－4.3.14　各要素の諸元及び減衰定数

		支承		橋脚		主桁		基礎	
		端部	中間	面内 (I_X)	面外 (I_Y)	面内 (I_X)	面外 (I_Y)	水平 (K_H)	回転 (K_R)
剛性バネ	レベル1	t/m 2601	t/m 2601	m^4 6.51	m^4 26.04	m^4 3.69	m^4 71.99	t/m 542870	tm/rad 11962675
	レベル2	1885	1290	2.70	9.91	3.69	71.99	542870	11962675
減衰	レベル1	0.214	0.268	0.05	0.05	0.02	0.02	0.30	0.10
	レベル2	0.087	0.196	0.05	0.05	0.02	0.02	0.30	0.10



図－4.3.10　解析モデル

応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトルはレベル1地震動、レベル2地震動に対して、各々(2)に示す式（4.3.5）及び式（4.3.7）より求めた。

b）震度法レベル（レベル1）の照査

固有値解析の結果を表－4.3.15に示す。表より橋軸方向、橋軸直角方向とも主要なモードは大別して、主桁が水平に変位する低次のモードと、下部工が変位する高次のモードに分かれている。

橋軸方向では、主桁の軸方向剛性が高いため、主桁の変位モードは、1次のみに表れている。これに対し、橋軸直角方向では、主桁の面外剛性が軸方向剛性に比して低いため、主桁の変位モードが2次、4次、6次モードに分かれて表れている。また、静的ＦＲＡＭＥ法により求めた固有周期は主桁の変位モードである1次、2次モードの値とよく一致している。

表－4.3.15　固有値解析結果（レベル1）

モード		固有周期 T(s)	刺激係数 橋軸方向	刺激係数 直角方向	有効質量比（%） 橋軸方向	有効質量比（%） 直角方向	モード減衰定数
1		1.351	54.471	0.000	49.5	0.0	0.239
2		1.335	0.000	49.006	0.0	40.1	0.252
4		1.320	0.000	17.827	0.0	5.3	0.247
6		1.257	0.000	12.741	0.0	2.7	0.227
78		0.143	36.541	0.000	22.3	0.0	0.099
87		0.118	0.000	40.284	0.0	27.1	0.102
静的解析	橋軸	1.348	—	—	—	—	0.237
	直角	1.307	—	—	—	—	0.258

次に動的解析の応答値と静的解析を比較したのが表－4.3.16である。応答値解析は、免震支承を使用し場合と非免震支承を使用した場合の2ケースについて行った。この時の非免震支承とは免震支承と同じ線形バネを有し減衰定数を5％に低減したものである。

免震支承を使用した場合、静的解析に対し、主桁の相対変位及び橋脚上端のせん断力は約65％程度に、橋脚下端のせん断力及び曲げモーメントは50～60％程度になっている。

一方、非免震支承を使用した場合、静的解析に対し、主桁の相対変位及び橋脚上端のせん断力は、ほぼ同じ、橋脚下端のせん断力、曲げモーメントは、70～85％程度となっている。

これは免震支承の様に減衰定数の大きな支承を使用した場合、その減衰効果により橋脚に作用する地震力をかなり低減できることを示している。従って、震度法によって設計された下部構造に対して免震支承を適用すれば、下部構造の安全性を向上させることができる。

表－4.3.16　応答値比較（レベル1）

方向	項　目	動　解（免　震）			動　解（非免震）			震度法　(K_H=0.25)		
		P_1	P_2	P_3~P_{14}	P_1	P_2	P_3~P_{14}	P_1	P_2	P_3~P_{14}
橋軸方向	主桁の相対変位　(mm)	65.4	65.4	65.5	97.2	97.8	97.7	98.5	99.0	99.2
	主桁の応答加速度(m/s²)	1.618	1.618	1.619	2.416	2.418	2.420	——	——	——
	橋脚上端　S(t)	169.3	170.4	170.3	253.1	254.8	254.6	258.1	258.1	258.1
	橋脚下端　S(t)	185.1	186.2	186.4	268.0	269.7	269.8	356.5	356.5	356.5
	橋脚下端　M(t·m)	2109.5	2122.9	2123.0	3116.1	3136.2	3135.2	3694.3	3697.3	3700.0
直角方向	主桁の相対変位　(mm)	52.8	62.7	68.2	66.0	83.9	98.1	79.8	102.2	100.8
	主桁の応答加速度(m/s²)	1.555	1.674	1.711	1.883	2.207	2.484	——	——	——
	橋脚上端　S(t)	137.4	163.0	177.5	171.2	218.9	255.3	208.2	242.6	260.7
	橋脚下端　S(t)	139.7	165.5	186.1	174.6	221.4	259.0	306.6	341.0	359.1
	橋脚下端　M(t·m)	1946.3	2275.1	2475.4	2440.1	3042.2	3556.1	3536.3	3974.7	4227.4

c）地震時保有水平耐力レベル（レベル2）の照査

固有値解析の結果を表－4.3.17に示す。レベル1と同様、主要なモードは主桁が水平に変位する低次のモードと下部工が変位する高次のモードに分かれている。ただ、固有周期は免震支承の等価剛性、橋脚の剛性が低下したことにより長周期側に移行している。

次に動的解析の応答値と静的解析を比較したのが表－4.3.18である。ここ

表－4.3.17　固有値解析結果（レベル2）

モード		固有周期	刺激係数		有効質量比（%）		モード
		T(s)	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	減衰定数
1		1.885	54.310	0.000	49.2	0.0	0.170
2		1.877	0.000	48.381	0.0	39.1	0.187
4		1.835	0.000	17.618	0.0	5.2	0.179
6		1.657	0.000	13.318	0.0	3.0	0.146
8		1.398	0.000	8.138	0.0	1.1	0.107
71		0.186	13.380	0.000	3.0	0.0	0.079
73		0.186	24.451	0.000	10.0	0.0	0.079
75		0.185	11.335	0.000	2.1	0.0	0.079
85		0.134	0.000	39.613	0.0	26.2	0.092
静的解析	橋軸	1.883	—	—	—	—	0.169
	直角	1.818	—	—	—	—	0.186

でもレベル１と同様に動的解析の応答値は静的解析に比べかなり小さな値となっている。主桁の相対変位、橋脚上端のせん断力は63％程度、橋脚下端せん断力、曲げモーメントは50～60％程度である。

表－4.3.18　応答値の比較（レベル２）

方向	項　目	動　解（レベル２）			保有水平耐力法 (0.761) (0.779)		
		P_1	P_2	P_3~P_{14}	P_1	P_2	P_3~P_{14}
橋	主桁の相対変位(mm)	374.6	398.3	397.9	556.4	589.3	589.7
軸	橋脚上端　S(t)	708.3	515.8	515.4	1048.5	760.3	760.6
方	橋脚下端　S(t)	760.4	573.2	573.1	1348.2	1059.8	1060.3
向	橋脚下端　M(t·m)	8767.7	6479.4	6475.8	14454.5	10995.8	10999.3
直	主桁の相対変位(mm)	263.7	348.1	408.4	393.4	521.4	660.5
角	橋脚上端　S(t)	497.0	449.2	527.1	741.3	672.6	774.7
方	橋脚下端　S(t)	504.1	454.8	532.9	1048.0	979.3	1081.4
向	橋脚下端　M(t·m)	6878.0	6413.4	7312.7	10741.0	10165.6	11172.2

iv）試設計結果

今回の試設計より得られた結果を要約すると以下の如くである。

① ＰＣ橋を超多径間化する場合、クリープ、乾燥収縮によって生じる橋脚の断面力をいかに低減できるかが問題となる。本試設計では、免震支承として緩速載荷時には剛性が小さくなる鉛プラグ入り積層ゴム支承を使用し、さらに予備せん断変形を与えることによりこの問題に対処した。結果的にクリープ、乾燥収縮による橋脚の断面力は、端部橋脚においても、地震による断面力の10％程度となり、全ての下部構造が同一寸法となった。

② 本設計のモデル橋は、橋長１kmとして設定したが橋脚の断面力は、温度時に対して地震時が約５倍となっており、下部工寸法は地震時において決定されている。したがってＰＣ橋ではさらに多径間化できる可能性が十分にあると考えられる。

③ 免震支承を使用した場合と非免震支承を使用した場合について動的解析を行った結果、橋脚の断面力は、免震支承を使用した場合、非免震支承を使用した場合の70％程度に低減されることがわかった。さらに、震度法（静的解析）に対しては、50～60％にまで低減されており、免震支承の有する減衰の効果が確認された。

(6) 鋼免震橋の試設計

ｉ）震度法による下部構造の設計

ａ．固有周期の算定（静的フレーム法）

16径間連続橋の全体を次の要領でＦＲＡＭＥモデルに置き換え、温度変化時の断面力と同時に固有周期を算出した。

① 基礎バネのモデル化：フーチング下端でのバネに置き換えて簡略化する。

水平バネ　$Kx = n \cdot 4EI \cdot \beta^3$　　(tf／m)

回転バネ　$Kr = n \cdot 2EI \cdot \beta + k_v \cdot \Sigma x_i^2$　(tf*m／rad)

連成バネ　$Krx = Kxr = -n \cdot 2EI \cdot \beta^2$　　(tf／rad)　(tf*m／m)

ここに　n　　：杭本数

k_v　　：杭１本当りの杭軸方向バネ常数

β　　：杭の特性値

Σx_i^2：杭群の２次モーメント

② 上部工のモデル化：上部工をモデル化する際、ＲＣ床版を 100％有効と考え、地覆、高欄は無視する。また、上部工重心位置は、橋軸方向・橋軸直角方向とも床版下面とする。

③ 免震装置のモデル化：水平方向の線形バネに置換する。

地震時のバネ：降伏荷重Ｑと２次剛性K_2 から求まる等価剛性K_B を用いる。

$$K_B = Q / U_B + K_2$$

温度時のバネ：「ガイドラインH. 1. 3」式（付　2. 1. 7）による。

$$F_S = 0.2Q + K_r \cdot U_s$$

$$\therefore K_S = 0.2Q / U_s + K_r$$

④ 隣接径間のモデル化

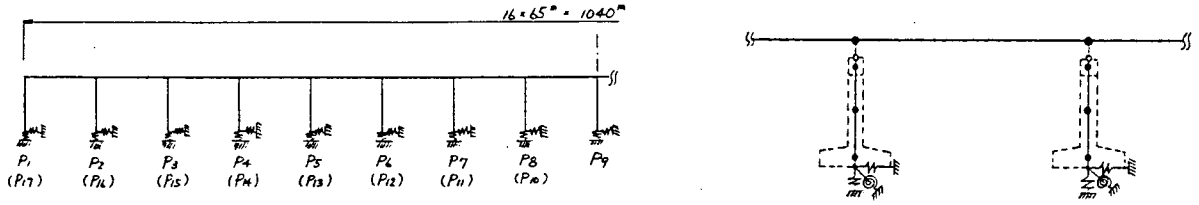
温度時：掛け違い橋脚には、変位が生じないので支承下面を固定とする。

地震時：隣接径間は同位相とし、掛け違い橋脚の脚柱及び基礎の剛性を１／２としてモデル化する。

静的フレーム法により固有周期は以下のように得られた。ただし試算によると、免震装置の変位が大部分を占めるため下部構造の質量及び上部工の剛性を無視しても大差のない結果が得られる。

橋軸方向　　：Ｔ＝1. 380sec

橋軸直角方向：Ｔ＝1. 376sec



図－4. 3. 11　静的ＦＲＡＭＥモデル

b．設計水平震度

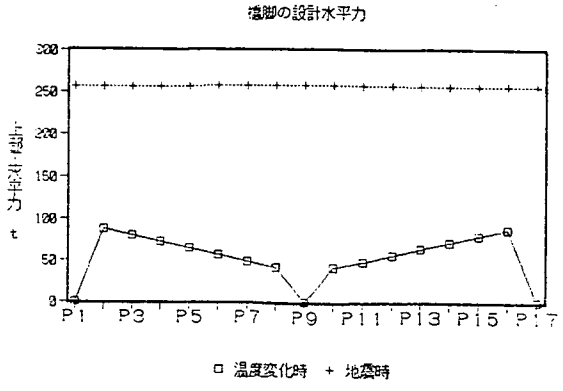
設計水平震度は(2)に示す式（4. 3. 1）に従い算出した。

橋軸方向　　$c_T = 1.49 * 1.380^{-2/3} = 1.202$

$$\therefore k_h = 1.0 * 1.0 * 1.0 * 1.202 * 0.2 = 0.240 \rightarrow 0.24$$

橋軸直角方向　　$c_T = 1.49 * 1.376^{-2/3} = 1.204$

$$\therefore k_h = 1.0 * 1.0 * 1.0 * 1.204 * 0.2 = 0.241 \rightarrow 0.24$$



図－4. 3. 12　橋軸方向水平力

c．断面力

静的フレームモデルにより求めた橋脚天端に作用する橋軸方向の水平力を図－4. 3. 12に示す。

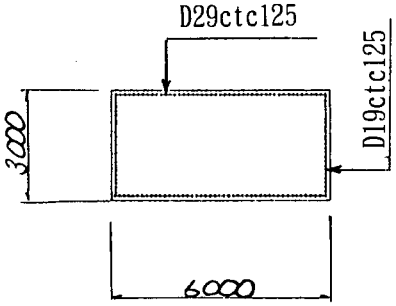
d．橋脚の応力度

橋脚の柱下端の設計断面力および応力度を表－4.3.19に示す。

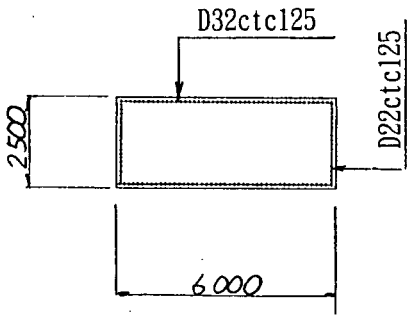
表－4.3.19　柱下端の設計断面力および応力度

			橋軸方向			橋軸直角方向		
			P1	P2	P6	P1	P2	P6
断面力	温度時	M(tf*m)	0	1055	673			
		N(tf)	1690	2197	1999			
		S(tf)	0	88	56			
	地震時	M(tf*m)	4087	3918	3942	3774	5252	4607
		N(tf)	1478	1741	1563	1478	1741	1563
		S(tf)	407	382	384	355	418	375
応力度	温度時	σs(kgf/m²)	-	-	260			
		σc(kgf/m²)	8.9	27.9	21.5			
		許容値	σsa=2070(kgf/m²)			σca=92(kgf/m²)		
	地震時	σs(kgf/m²)	2841	2709	2925	1159	2807	2317
		σc(kgf/m²)	79.2	93.8	94.2	45.9	82.4	71.2
		許容値	σsa=3000(kgf/m²)			σca=120(kgf/m²)		

P_1．P_{17}



P_2～P_{16}



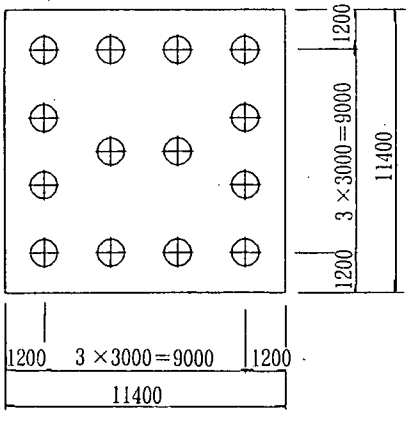
e．杭の反力

基礎杭の図心に加わる設計断面力と杭の反力を表－4.3.20に示す。

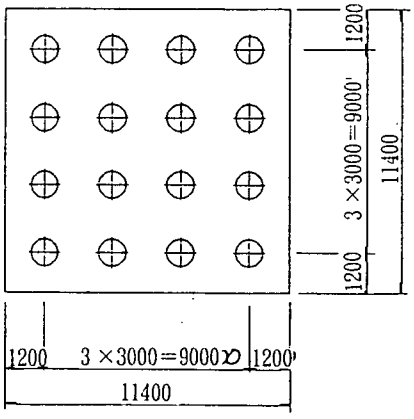
表－4.3.20　基礎杭の図心に加わる設計断面力と杭反力

			橋軸方向			橋軸直角方向		
			P1	P2	P6	P1	P2	P6
断面力	温度時	M(tf*m)	0	1275	813			
		N(tf)	3019	3322	3124			
		S(tf)	0	88	56			
	地震時	M(tf*m)	5316	5082	5111	5187	6505	5754
		N(tf)	2595	2866	2688	2595	2866	2688
		S(tf)	588	562	564	536	598	555
杭反力	温度時	Rmax(tf)	216	241	245			
		Rmin(tf)	216	174	201			
		許容値	Rmax≦250(tf/本)　Rmin≧-30(tf/本)					
	地震時	Rmax(tf)	335	317	336	333	351	354
		Rmin(tf)	36	41	48	38	8	30
		許容値	Rmax≦375(tf/本)　Rmin≧-160(tf/本)					

P_1, P_6～P_{12}, P_{17}



P_2～P_5, P_{13}～P_{16}



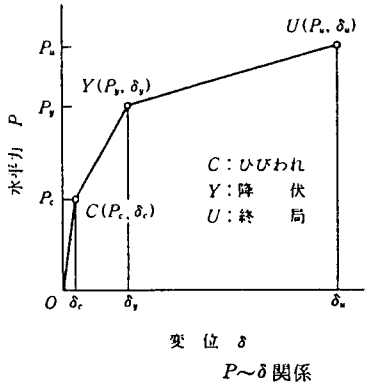
ii）地震時保有水平耐力の照査

a．橋脚の地震時保有水平耐力

各橋脚の形状・配筋・材料強度ならびに上部工反力を用いて各橋脚の破壊形態の判定を行ったところ、全ての橋脚でせん断破壊より曲げ破壊が先行すると判定された。道示Ⅴ5.4によって求めた地震時保有水平耐力を表－4.3.21に示す。

表－4.3.21　橋脚の地震時保有水平耐力

			ひびわれ時 Pc, δc	降伏時 Py, δy	終局時 Pu, δu	保有水平耐力 Pa(tf)
橋軸方向	P1	P(tf)	289.9	419.4	473.8	455.7
		δ(cm)	0.462	2.040	18.136	
	P2	P(tf)	225.6	409.8	463.2	445.4
		δ(cm)	0.603	3.312	17.425	
	P6	P(tf)	220.2	398.8	450.1	433.0
		δ(cm)	0.589	3.271	18.022	
橋軸直角方向	P1	P(tf)	446.4	540.4	735.6	670.5
		δ(cm)	0.356	1.107	22.050	
	P2	P(tf)	411.5	615.1	846.7	769.5
		δ(cm)	0.388	1.749	17.349	
	P6	P(tf)	401.7	595.5	825.1	748.6
		δ(cm)	0.379	1.713	18.863	



P～δ関係

算出式：Pa＝Py＋（Pu－Py）／1.5

b．照査に用いる設計水平震度

照査に用いる設計水平震度は(2)に示す式（4.3.7）に従い算出した。この時の等価固有周期T_{EQ}は、免震装置の設計において繰り返し計算により求められたLEVEL-2の固有周期を用いた。

橋軸方向　$T_{EQ}=1.935\text{sec}$　$\therefore c_R=1.16*1.935^{-2/3}=0.747$

$\therefore k_{hc}=1.0 * 1.0 * 0.747 * 1.0=0.747 \rightarrow 0.75$

橋軸直角方向　橋軸方向と同じとする。

$\therefore k_{hc}=1.0 * 1.0 * 0.747 * 1.0=0.747 \rightarrow 0.75$

c．照査に用いる等価水平震度

道示Ⅴ5.3.1により次式で算出した。

$k_{he}=k_{hc}/\sqrt{2\mu-1}$　ここに　μ：許容塑性率（曲げ破壊が先行するため次式で求められる）

$$\mu=1+(\delta_u-\delta_y)/(\alpha\cdot\delta_y)$$

表－4.3.22　照査に用いる等価水平震度

	橋軸方向		橋軸直角方向	
	許容塑性率 μ	等価水平震度 k_{he}	許容塑性率 μ	等価水平震度 k_{he}
P1	6.259	0.22	13.614	0.15
P2	3.840	0.29	6.946	0.21
P6	4.006	0.28	7.672	0.20

d．安全性の照査

地震時保有水平耐力Paが道示V5.2により求めた照査水平力Pを上回っていることにより、安全性を照査した結果、すべて満足している。照査結果を表－4.3.23に示す。

表－4.3.23　地震時保有水平耐力安全性の照査

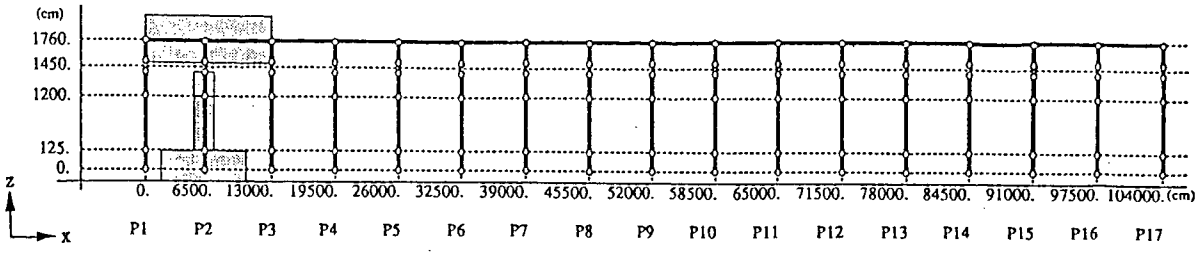
		上部工重量 Wu(tf)	躯体重量 Wp(tf)	等価重量 W(tf)	照査水平力 P(tf)	保有水平耐力 Pa(tf)
橋軸方向	P1	848	630	1163	225.9	455.7
	P2	1216	525	1479	428.9	445.4
	P6	1071	525	1334	373.5	433.0
直角方向	P1	848	630	1163	174.5	670.5
	P2	1216	525	1479	310.6	769.5
	P6	1071	525	1334	266.8	748.6

算出式：$W=Wu+0.5*Wp$　　$P=k_{he}*W$　　照査式：$Pa \geqq P$

iii）動的解析による照査（応答スペクトル法）

a．解析モデル

図－4.3.13に示す橋脚・地盤を含む平面骨組の等価線形モデルを作成し、解析モデルとした。モデルは、分布質量梁－質点系モデルとし、震度法により決定された免震支承バネの等価剛性、地盤ばねおよび下部構造寸法、剛性を用いた。



図－4.3.13　応答スペクトル法による動的解析のモデル

橋軸方向（x方向）の解析では橋軸直角方向（y方向）と橋軸（x軸）回りおよび鉛直軸（z軸）回りを固定とし、橋軸直角方向（y方向）の解析では橋軸方向（x方向）と鉛直方向（z方向）および橋軸直角方向軸（y軸）回りを固定する。各部材の減衰定数を表－4.3.24のように設定した。

図－4.3.24　各部材の減衰定数

基礎バネ	上部工	橋脚	免震支承	
			レベル1	レベル2
水平　30　%			P1&P17　21.6%	P1&P17　8.3%
	2　%	5　%	P2-P5　26.2%	P2-P5　20.0%
回転　10　%			P6-P12　26.3%	P6-P12　19.8%

解析ケースは、支承種類（免震と非免震）、地震入力の方向（橋軸と橋軸直角）、地震入力の種類（レベル1地震動とレベル2地震動）の組み合わせとした。

b．加速度応答スペクトル

レベル1（L_1)地震動相当の応答スペクトルには、(2)に示す式（4.3.7）を用い、レベル2（L_2)地震動相当の応答スペクトルには、(2)に示す式（4.3.5）を用いた。各モードごとにモード減衰定数を道示の6.2.2に示されている式（解6.2.1）により求め、道示の6.3.1に示されている式（6.3.2）によりモード減衰定数に応じた減衰定数別補正係数を算出した。

c．震度法レベル（レベル1）の照査

応答スペクトルの採用モード数は50次（周期0.08秒）までとした。それ以上採用モード数を増やしても相対変位は、ほとんど変化しなかった。免震支承を用いた場合の計算結果を表－4.3.25にまとめた。参考のため、同じ支承剛性を用い設計震度を0.24とした計算結果も静的震度法として併記した。ただし、本解析の前提とした震度法が集中質量梁モデルを用いているのに対し、応答解析と同じ分布質量梁モデルを用いている点が、異なっている。自重に静的水平震度を乗じた力が水平力として作用するよう静的解析のみ上部工質量を等価に置き換えている。

1次の基本モードの固有周期は、橋軸方向1.40秒、橋軸直角方向1.35秒、支承の相対変位は、6.6cmないし6.8cm程度、支承反力（脚天端せん断力）は166ton

表－4.3.25　免震橋のレベル1応答スペクトル解析のまとめ（初回）

		橋軸方向				橋軸直角方向			
		静的震度法		応答スペクトル法		静的震度法		応答スペクトル法	
		P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2
固有周期（s）		1．38		1．40		1．38		1．35	
設計震度（k_h）		0．24				0．24			
変位（mm）	支承相対変位	103.0	99.1	68.4	66.1	111.0	111.0	65.8	65.4
	脚住天端	16.9	20.4	8.7	11.4	10.3	10.1	5.2	5.1
	フーチング下面	2.1	1.8	0.9	0.8	0.4	0.3	0.2	0.2
せんだん力（t）	脚天端	258.0	257.0	172.0	171.0	280.0	287.0	166.0	169.0
	脚付け根	344.0	329.0	187.0	190.0	367.0	360.0	183.0	177.0
脚付け根B．M（t・m）		3980.0	3820.0	2190.0	2220.0	5110.0	5080.0	2620.0	2620.0

ないし172ton程度で静的解析の計算値に比べ30ないし35％小さい値が得られている。脚付け根のせん断力と曲げモーメントについては、静的解析の計算値に比べ40ないし50％程度小さい値が得られている。支承の相対変位については、本解析の前提とした震度法の10cm前後に対し７cm前後とかなり小さくなっており、支承剛性を小さめに評価しているので支承剛性を修正した場合について後で検討している。

免震支承と同じ支承剛性（初回仮定値）を用い減衰定数のみゴム支承の５％を用いた支承を非免震支承としてその計算結果を、表－4.3.26に示す。支承の相対変位、脚付け根のせん断力と曲げモーメントのいずれも免震支承の応答値より大きくなっており、断面力については、静的震度法に基づく計算値に比べほぼ等しいか小さくなっている。以上の動的解析の結果より、免震支承は非免震支承に比べその減衰効果により橋脚に作用する地震力を低減できること、静的震度法は安全側の変位、断面力を与えることが確認できた。

表－4.3.26　非免震橋のレベル１応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ 解析のまとめ

		応答スペクトル			
		橋軸方向		橋軸直角方向	
		P１	P２	P１	P２
変位（mm）	支承相対変位	100.0	96.7	99.7	99.2
	脚柱天端	12.6	16.2	7.7	7.7
	フーチング下面	1.2	1.1	0.2	0.2
せんだん力（t）	脚天端	252.0	251.0	251.0	257.0
	脚付け根	267.0	269.0	268.0	264.0
脚付け根Ｂ．Ｍ（t・m）		3160.0	3170.0	3920.0	3940.0

ｄ．地震時保有水平耐力レベル（レベル２）の照査

レベル１と同様の方法で、応答スペクトル解析を行い、結果を表－4.3.27にまとめた。参考のため、同じ支承剛性を用い設計震度を0.74とした計算結果も静的震度法として併記した。基本モードの固有周期は、橋軸方向1.94秒、橋軸直角方向1.90秒、支承の相対変位は、42.9cmないし47.4cm程度、支承反力（脚天端せん断力）は550ton ないし844ton程度で設計震度を0.74とした静的震度法の計算値に比べ25ないし35％ほど小さい値が得られている。脚付け根のせん断力と曲げモーメントについては、静的震度法の計算値に比べ35ないし45％程度小さい値が得られている。レベル１と同様、応答スペクトル法は、同等の震度を用いた静的な解析による計算値に比べ安全側の変位、断面力を与えることが確認できる。ただし、橋脚

表－4.3.27　免震橋のレベル２応答スペクトル解析のまとめ（初回）

		橋軸方向				橋軸直角方向			
		静的震度法		応答スペクトル法		静的震度法		応答スペクトル法	
		P１	P２	P１	P２	P１	P２	P１	P２
固有周期（s）		１．９６		１．９８		１．９６		１．９５	
設計震度（k_h）		０．７４				０．７４			
変位（mm）	支承相対変位	622.0	623.0	471.0	474.0	656.0	681.0	429.0	447.0
	脚柱天端	117.0	119.0	74.9	75.8	75.6	66.4	44.4	38.1
	フーチング下面	7.8	5.5	4.1	2.7	1.2	0.9	0.8	0.5
せんだん力（t）	脚天端	1110.0	767.0	844.0	583.0	1170.0	839.0	769.0	550.0
	脚付け根	1380.0	990.0	893.0	636.0	1440.0	1060.0	831.0	581.0
脚付け根Ｂ．Ｍ（t・m）		16100.0	11500.0	10600.0	7470.0	20400.0	15000.0	12000.0	8570.0

天端のせん断力は、表4.3.53の地震時保有水平耐力に比べると、かなり大きくなっている。4.3.5 ii）に示されているように、保有水平耐力の照査では、許容塑性率を用いて照査に用いる等価水平震度を低減させることができ、0.75から0.15ないし0.28まで低減されている。応答スペクトル解析でも、橋脚の塑性化を考慮して橋脚の剛性低下とエネルギー吸収による減衰の増加を考慮すべきであるが、その決定法について現在のところ確立された方法はないので、本解析ではレベル1と同じ値を用いている。したがって、応答スペクトル法による橋脚せん断力の計算値と保有水平耐力を直接比較することはできない。免震支承の非線形履歴特性を考慮した時刻歴応答解析は、応答スペクトル解析よりかなり安全側の断面力を与えることもあり、保有耐力レベルの応答スペクトル法による照査については、今後の研究に待つところが大きい。

iv）動的解析における免震支承剛性の設定法の影響

支承の相対変位については、レベル1の場合、震度法の10cm前後に対し7cm前後とかなり小さくなっている。したがって、応答スペクトル解析に用いた免震支承の等価線形剛性は、低めの値を用いていることになる。そこで、免震支承の等価線形の剛性と減衰定数を求めるために仮定した変位と、応答スペクトル解析により求めた免震支承の相対変位との差が10％程度以内になるよう、免震支承の等価線形の剛性と減衰定数を設定しなおした場合の計算結果を表－4.3.28にまとめた。参考のため、最終設定された支承剛性を用いた静的解析の計算結果も併記した。ただし、設計震度は、表－4.3.25と同じ値を用いた。1次の基本モードの固有周期は、支承の剛性がやや大きくなったため橋軸方向1.14秒、橋軸直角方向1.09秒と表－4.3.25に比べ20％程度短くなっている。支承の相対変位は、支承剛性が高くなったため5.0cmないし5.7cmと、表－4.3.25に比べさらに小さくなっている。一方、せん断力や曲げモーメントについては、逆にやや大きくなっている。この理由は、1次の基本モードの固有周期が1.3秒より短くなったため、応答倍率が大きくなったためと考えられる。それでも、静的解析の計算結果と比べると小さくなっている。表－4.3.29には、レベル2の場合における免震支承の等価線形の剛性と減衰定数を求める際仮定した支承の相対変位と、応答スペクトル解析で得られた支承相対変位との差が10％程度以内になるよう、免震支承の等価線形の剛性と減衰定数を設定しなおした場合の計算結果をまとめた。この場合には、もともと仮定した支承の相対変位と応答スペクトル結果の支承の相対変位との差が小さいため、表－4.3.27の初回の結果と大差のない結果が得られている。以上

表－4.3.28　免震橋のレベル1応答スペクトル解析のまとめ（最終）

		橋軸方向				橋軸直角方向			
		静的震度法		応答スペクトル法		静的震度法		応答スペクトル法	
		P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2
固有周期（s）		1．07		1．14		1．07		1．09	
設計震度（k_h）		0．24				0．24			
変位（mm）	支承相対変位	65.1	59.7	56.9	52.1	71.0	67.9	53.5	50.6
	脚柱天端	15.5	20.6	10.2	14.8	9.4	10.3	5.9	6.7
	フーチング下面	1.9	1.8	1.0	1.0	0.4	0.3	0.2	0.2
せんだんか（t）	脚天端	229.0	260.0	200.0	226.0	250.0	295.0	189.0	220.0
	脚付け根	316.0	332.0	219.0	251.0	336.0	367.0	206.0	229.0
脚付け根B．M（t・m）		3630.0	3850.0	2570.0	2890.0	4670.0	5180.0	2990.0	3400.0

の結果より、静的解析の結果に基づいて設定した免震支承の等価線形の剛性と減衰定数を用いて行った応答解析が、仮定した支承の相対変位との差が30％程度を越える程大きく違う支承の相対変位を与える場合、特に応答解析の結果の方が小さい相対変位を与える場合には、固有周期による応答倍率が大きくなるので支承剛性と減衰を設定しなおして応答解析を行うことが望ましいといえよう。しかし、そのような場合でも、震度法の値を上回る可能性はあまり高くない。言い替えれば震度法では、減衰の影響をみていないため、かなり安全側の大きな断面力を与えているといえよう。

表－4.3.29　免震橋のレベル2応答スペクトル解析のまとめ（最終）

		橋軸方向				橋軸直角方向			
		静的震度法		応答スペクトル法		静的震度法		応答スペクトル法	
		P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2
固有周期（s）		1．91		1．94		1．91		1．90	
設計震度（k_h）		0．74				0．74			
変位（mm）	支承相対変位	591.0	589.0	444.0	445.0	623.0	645.0	406.0	421.0
	脚柱天端	114.0	119.0	72.4	75.7	73.8	66.6	43.1	38.1
	フーチング下面	7.7	5.5	4.0	2.7	1.2	0.9	0.8	0.5
せんだん力（t）	脚天端	1080.0	770.0	814.0	581.0	1140.0	843.0	745.0	551.0
	脚付け根	1350.0	993.0	865.0	636.0	1410.0	1070.0	806.0	578.0
脚付け根B．M（t・m）		15700.0	11500.0	10200.0	7460.0	19900.0	15000.0	11700.0	8560.0

v）試設計結果

試設計の結果、試設計のモデルにおいて、超多径間連続鋼橋に免震支承を採用することの有効性が証明できたといえよう。ただし、免震支承は、つぎの性質が確保されなければならない。

① 温度変化などの速度の遅い変形に対して水平バネが十分柔らかいこと。

② 地震時の速度の速い変形に対して水平バネが適当に硬いこと。

③ 支承としての機能を有し、かつ減衰性能も十分に有すること。

この性能が発揮されれば、1㎞級の超多径間連続鋼橋において下部工は、通常の単純桁と同規模で設計可能であるといえる。

また、応答スペクトル法による動的解析の結果より、免震支承は非免震支承に比べその減衰効果により橋脚に作用する地震力を低減できること、レベル1およびレベル2の震度を用いた静的震度法による計算値に比べ、安全側の変位、断面力を与えることが確認できた。ただし、レベル2については、地震時保有水平耐力の照査において計算される保有水平耐力を上回る橋脚天端せん断力が得られているが、橋脚の塑性化によりもたらされる剛性低下やエネルギー吸収による減衰効果を無視していることから、単純に比較は難しい。この点に関しては、今後の研究が待たれる。また、免震支承の等価線形の剛性と減衰定数の変形依存性をイテレーションにより解析した結果、レベル1の震度法による設計時に設定された支承の特性値を用いて解析した場合に比べ、基本固有周期が小さくなるため応答倍率が大きくなり、橋脚断面力は15ないし30％大きくなった。この場合でも、震度法の断面力よりは小さくなっており、減衰を考慮しない震度法はかなり安全側の断面力を与えていることが明らかになった。

(7) 伸縮装置の検討

1) 伸縮装置遊間量の考え方

「3.5免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究」において、提案された伸縮装置の基本原理をまとめると以下になる。

① レベル1地震動に対しては、遊間でこの相対変位を吸収する。

② レベル2地震動に対しては、伸縮装置の一部破壊を許す事により、その相対変位を吸収するものの主要構造物間は、接触を避けるべく、充分な遊間を確保する。

一方、本章で検討を行っている超多径間連続橋においては通常の利用状態においても、けたの温度変化による伸縮量を吸収するために、大きな遊間量を設定する必要がある。

2)必要移動可能量の計算において求められたモデル橋の必要遊間量は、以下の通りである。

		PC箱桁	鋼箱桁
地震時変位	レベル1地震動	15.5cm	16.6cm
	レベル2地震動	49.8cm	57.0cm
温度変化等変位		22.6cm	35.8cm

これらから、以下のことが言える。

① 伸縮装置の橋軸方向の遊間量は温度変化等の変位により決定される。

② けた端相互間隔はレベル2地震動時変位により決定されその値は57cmとなり適正な橋脚天端幅といった観点からは、限界に近いと考えられる。

③ 直角方向の可動量16.6cmを取ることが伸縮装置の特性上困難な場合は、直角方向のけた相互移動制限装置を設け、直角方向相対変位を拘束する方法も考えられる。

2) 必要移動可能量の計算

主要構造物間の離れおよび伸縮装置の必要移動可能量を計算する。

a) 26径間連続PC箱桁

i) 主要構造物間の離れ

レベル2地震動の片振幅（お互いに近づく方向）の相対変位で決める。

$$U_{E2}=\alpha\sqrt{\ell_E{}^2\times 2+L_A}\quad\cdots\text{[道路橋の免震設計法ガイドライン（案）}^{3)}\text{平成元年3月「6.3伸縮装置の設計伸縮量」より]}$$

U_{E2}：相対変位量

α ：地震の発生頻度、橋の重要度を考慮して決める定数 （1.0とする）

ℓ_E ：けたと橋脚の間に生じる地震時相対変位 （35.2cm 表4.3.5より）

L_A ：設置誤差等を考慮した余裕量 （2.0cmと考える）

$$U_{E2}=1.0\times\sqrt{35.2^2\times 2+2.0}=49.8\text{cm}$$

ii) 伸縮装置の必要遊間量

片振幅時の相対移動量で決める。

・レベル1地震動によるもの

ℓ_E ：けたと橋脚の間に生じる地震時相対変位　(9.55cm　表4.3.5より)

$U_{E1}=1.0\times\sqrt{9.55^2\times2+2.0}=15.5$cm

・温度変化等によるもの

(1)モデル橋の設計Ⅰ）ＰＣ橋の設計条件に計算されたモデル橋の端部橋脚の支承部移動量は以下のようになる。

施　工　部	クリープ乾燥収縮等によるもの	1.5cm
橋体完成後	クリープ乾燥収縮等によるもの	17.1cm
	温度変化（20°の片振幅に対して）	10.3cm

通常は伸縮装置が橋体完成時にセットされるものとして必要遊間量は、クリープ乾燥収縮等によるものと温度変化の片振幅分を足し合わせるが、超多径間橋に対しては過大な量となり伸縮装置が大規模となることが予想される。

したがって、クリープ乾燥収縮等によるもののうち温度変化の片振幅分が完了した時に伸縮装置をセットすると考える。

$U_T=2\times10.3+2.0=22.6$cm

ⅲ）伸縮装置の伸縮量

伸縮装置の伸縮量は通常両振幅の値で表現されており、必要遊間量の2倍がこれに相当する。

b）16径間連続鋼箱桁

ⅰ）主要構造物の離れ

レベル2地震動の片振幅（お互いに近づく方向）の相対変位で決める。

$U_{E2}=\alpha\sqrt{\ell_E{}^2\times2+L_A}$ … [道路橋の免震設計法ガイドライン[3]（案）平成元年3月「6.3伸縮装置の設計伸縮量」より]

ここで

U_{E2}：相対変位量

α　：地震の発生頻度、橋の重要度を考慮して決める定数　(1.0とする)

ℓ_E　：けたと橋脚の間に生じる地震時相対変位　(38.9cm　表4.3.6より)

L_A　：設置誤差等を考慮した余裕量　(2.0cmと考える)

$U_{E2}=1.0\times\sqrt{38.9^2\times2+2.0}=57.0$cm

ⅱ）伸縮装置の必要遊間量

片振幅時の相対移動量で決める。

・レベル1地震動によるもの

ℓ_E　：けたと橋脚の間に生じる地震時相対変位　(10.33cm　表4.3.6より)

$U_{E1}=1.0\times\sqrt{10.33^2\times2+2.0}=16.6$cm

・温度変化等によるもの

(1)モデル橋の設計Ⅱ）鋼橋の設計条件によって計算されたモデル橋の端部橋脚の支承部移動量は17.9cmとなる。

したがって

U_T ＝17.9×２＝35.8cm

ⅲ）伸縮装置の伸縮量

伸縮装置の伸縮量は通常両振幅の値で表現されており、必要遊間量の２倍がこれに相当する。

３）既存の伸縮装置の調査

伸縮装置設計のための両振幅時移動量の条件を整理すると次のようになる。

		PC橋	鋼　橋
①常　　時	橋軸方向	±226mm(±20℃)	±358mm(±20℃)
	橋軸直角方向	0mm	0mm
②L_1 地震時	橋軸方向	±155mm	±166mm
	橋軸直角方向相対変位	±155mm	±166mm
③L_2 地震時	橋軸方向	±498mm	±570mm
	橋軸直角方向相対変位	±498mm	±570mm

以上の条件より、次の諸量を満足する伸縮装置について調査した。

橋軸方向伸縮量	±360mm
橋軸直角方向伸縮量	±170mm
主要構造物間の遊間	600mm

設計方針は次のとおりとし、特に橋軸直角方向の移動が可能である伸縮装置について調査した。

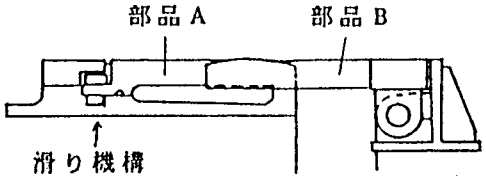
①常時およびL_1 地震時には、橋本体および伸縮装置の破損は無いものとする。

②L_2 地震時には、伸縮装置の橋本体の破損は許すが、橋本体の破損は無いものとする。

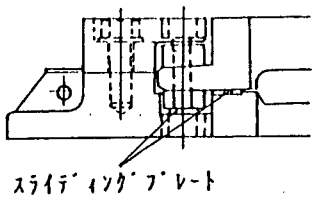
①中間支持式ジョイントの改造型（図－4.3.14）

本伸縮装置は、橋軸方向・橋軸直角方向の伸縮および水平方向・鉛直方向の回転が可能である。本装置は中間支持式ジョイントの改造型で、橋軸方向の伸縮に対しては、フィンガーの遊間およびラップにより吸収する。橋軸方向の伸縮量は、殆ど制限はなく小さいものから大きなものまで対応できる。

橋軸直角方向の伸縮は、片方のフィンガー（A部）に滑り機構を用いることにより可能である。また、鉛直方向の回転に対しては、もう一方のフィンガーに回転機構を設けることにより可能である。実績と



図－4.3.14-1　中間支持式ジョイント

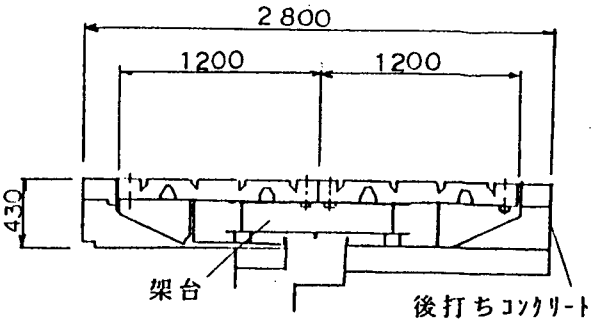


図－4.3.14-2　滑り機構

しては、本四公団与島ループ橋（昭和63年）がある。

②トランスフレックスジョイント（図－4.3.15）

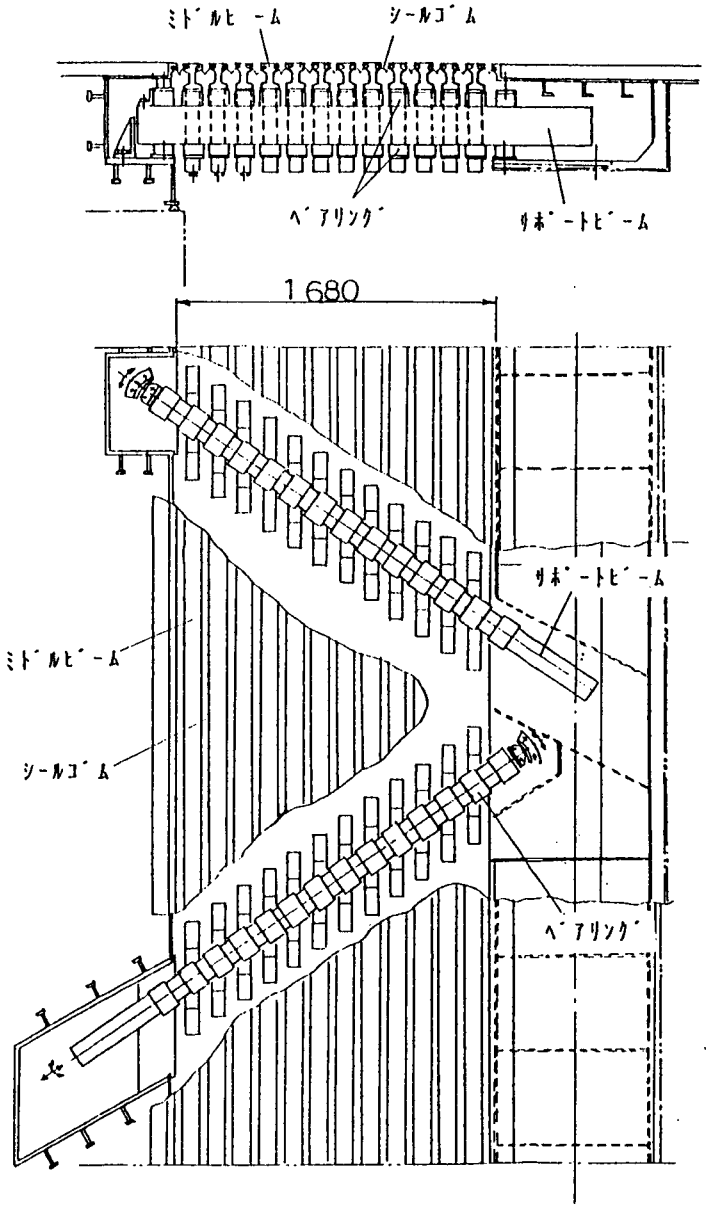
本伸縮装置はゴム系であるため方向性は自在である。一般に橋軸直角方向の伸びは、橋軸方向の伸びの 1/2程度である。橋軸方向の伸びの最大は、1ユニットで 330mmであり、これをタンデムで使用すれば660mm(±330mm)の伸縮が可能である。従って、橋軸直角方向の移動量は、 150mm程度である。



図－4.3.15　トランスフレックスジョイント

③マウラースイベルジョイント（図－4.3.16）

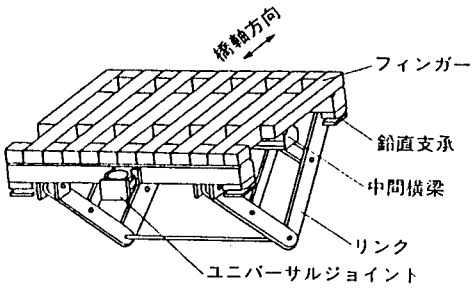
通常のマウラージョイントの輪荷重の伝達機構は、（ミドルビーム→サポートビーム→ベアリング→床版または桁）であり、本伸縮装置はこのマウラージョイントの改良型で、サポートビームを斜めに配置して、橋軸方向と同時に、橋軸直角方向の移動も可能なようにしたものである。サポートビームの一端をピンとし他端をフリーとして、ミドルビームの数とフリー端の可動範囲を制限することにより伸縮量を調節することができる。橋軸方向の移動量については、1セル当たり80mmである。最大移動量の実績は13セル（13×80＝1040mm）である。本伸縮装置は、ミドルビーム間にシールゴムをはめ込んであるため水密性が高く、非排水型の伸縮装置といえる。使用実績は、西独に多い。



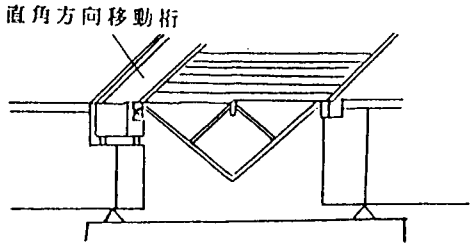
図－4.3.16　マウラースイベルジョイント

④リンク式ジョイント（図－4.3.17）

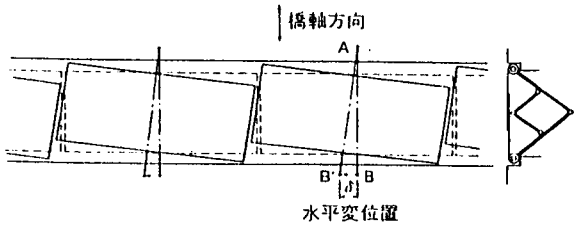
本伸縮装置の構造は、図－4.3.17-1に示すとおりである。橋軸方向の伸縮量は最大2000mmで非常に大きいが、橋軸直角方向の移動は、図－4.3.17-2に示すように、ユニバーサルジョイントを中心に水平面内で回転することによる1ユニット間のズレによってとるため、多くても±80mm程度である。また、同時に発生する橋軸直角方向の回転に対しては追随できない。したがって、橋軸直角方向の移動量を大きくとるためには、伸縮装置取付部（固定部）が直角方向にスライドするような構造とすることが考えられる。



図－4.3.17-1　リンク式ジョイント構造図



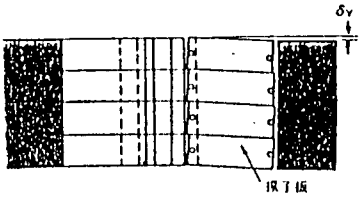
図－4.3.17-3　スライド機構を持った
リンク式ジョイント



図－4.3.17-2　水平変位機構

⑤ローリング・リーフ式（デマーグ式）ジョイント（図－4.3.18）

本伸縮装置は、伸縮にともない滑り板が、舌板の舌に潜り込んでいく構造になっており、非常に大きな移動量を確保できる。ハンバー橋では2900㎜の実績がある。橋軸直角方向の移動に関しては、振子板側に特別機構を儲け、振子板の回転により水平変位を吸収する。



図－4.3.18-2　橋軸直角方向移動機構

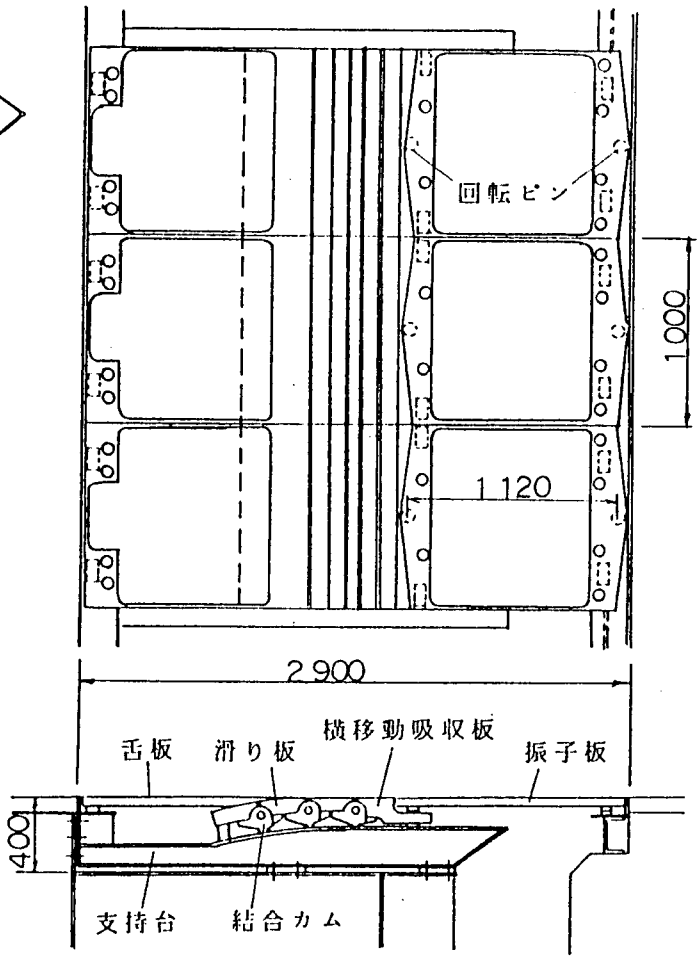


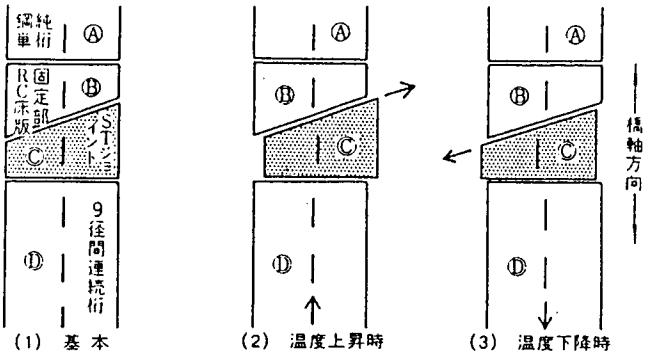
図4.3.18-1　ローリングリーフ式ジョイント

⑥ＳＴジョイント（図－4.3.19）

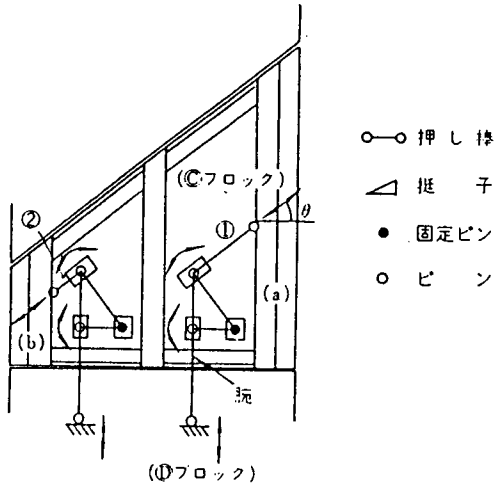
ＳＴジョイントは、首都高速足立・三郷線AS21工区、９径間連続ＰＣ箱桁橋（橋長408m）の伸縮装置に採用されたジョイントで、橋軸方向の移動を斜め方向に変換させる構造で、従来の橋軸方向に開閉する伸縮継手とは全く異なった機構をもった独創的な伸縮装置である。図－4.3.19-1に示すように、Ⓑブロックを固定し、台形のブロックⒸをⒹに連結し、この間に移動方向転換機能（図－4.3.19-2）を設け、Ⓓの橋

軸方向の動きに対しブロック©が横方向にスライドして伸縮を吸収する装置である。

なお、地覆部はスライドする床版とは独立した構造となっており、床版が橋軸直角方向に移動することによる幅員のズレの問題を解決している。



図－4.3.19-1　ＳＴジョイントの原理



図－4.3.19-2　ＳＴジョイントの機構

4.3.3　時刻歴応答解析による超多径間連続免震橋の応答特性の検討

(1) 検討方針

ｉ）検討の目的

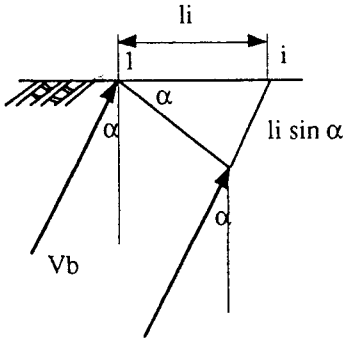
橋梁の耐震設計をする際に用いる震度法および応答スペクトル法では橋梁の全橋脚から同時に、同一の地震波が入射するものと仮定して耐震計算を行なわれる。しかしながら、前節4.3.2で試設計を実施した免震モデル橋は連続支間長が1kmに及ぶ超多径間連続橋であるため、全橋脚を通じて同一の地震波が同時に入射すると考えることは現実的ではない。実際には、地盤の不整形性や局所的な地盤の不均質性による地震波の散乱あるいは地震波の伝播経路の違い、斜め入射などの理由により、各橋脚には性状のわずかずつ異なる地震波が入射するものと考えられる。したがって、各橋脚から性状の異なる地震波が入射する場合の地震応答解析を実施し、各橋脚が負担する上部構造の地震時慣性力や免震装置に生じる相対変位について、震度法や応答スペクトル法による結果との差を把握しておくことは重要である。

そこで、本節では前節で試設計を行なったモデル橋について地震動の多点入力による時刻歴応答解析を実施し、各橋脚から性状の異なる地震波が入射する場合の超多径間連続橋の動的応答特性について検討する。

ⅱ）多点入力の方法

連続支間長が1kmに及ぶ超多径関連続橋を対象とした場合、各橋脚から入射する地震波が同一波形でないことは多くの地震観測結果より容易に推測される。しかしながら、各橋脚から入射する地震波が異なる原因は、地盤の不整形性や局所的な地盤の不均質性による地震波の散乱あるいは地震波の伝播経路の違い、斜め入射など多様であり、各橋脚に作用する入力地震動を個別に設定することは困難である。そこで、本

節では、各橋脚に作用する入力地震動は地震波の斜め入射によってのみ差異が生じるものと理想化し、多点入力による地震応答解析を行なう。すなわち、図－4.3.23に示すように、地震波の斜め入射によって生じる地表面の見かけの伝播速度（位相速度）によってのみ入力地震動に位相差が生じるものと仮定し、図－4.3.24に示すように、同一の地震波が見かけの伝播速度による時間遅れをもって各橋脚から入射するものとする。

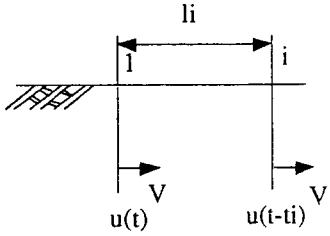


x1(t)=u(t)

xi(t)=u(t-ti)

ti = li sin a / Vb

Vb ; 伝播速度



ti = li / V

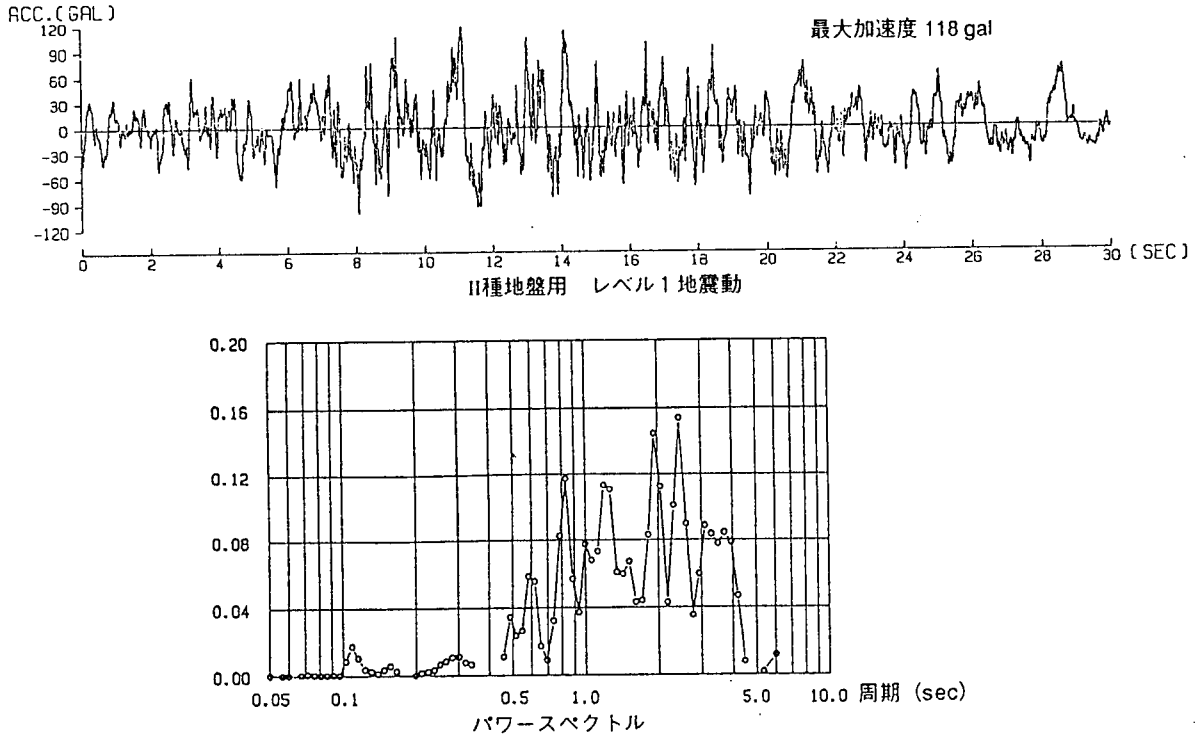
V ; 見かけの伝播速度

図－4.3.23　地震波の斜入射によって生じる位相差

図－4.3.24　見かけの伝播速度による位相差

iii）入力地震動と見かけの伝播速度の設定

解析に用いる入力地震動はⅡ種地盤のレベルⅠ地震動とし、その加速度波形とパワースペクトルを図－4.3.25に示す。



図－4.3.25　入力地震動の加速度波形とパワースペクトル

入力地震動の位相差を考慮に入れた時刻歴応答解析では絶対変位系による解析を行なう。そのため、入力地震動を加速度として解析する場合、入力した加速度波形の数値積分により求められる絶対変位波形にドリフト成分や無意味な長周期成分が現われる場合がある。その場合、一般に解析結果の応答加速度に及ぼす影響は少ないと考えられるが、相対変位や部材の断面力に及ぼす影響は無視できない場合がある。そこで、図－4.3.25に示した入力加速度波形には、数値積分により求められる絶対変位波形にドリフト成分が現われる原因となる成分をあらかじめ取り除く操作を施している。

解析に際して、考慮する地震波の見かけの伝播速度は500m/s、1000m/s 、および無限大（同位相）の3種類とする。宮城県沖地震の際の地震観測の例によれば、地表面での最大加速度が約120galの地点で観測された地表面での地盤ひずみは2×10^{-4}程度であり、2点で観測された記録から算定した地震波の見かけの伝播速度は平均で600m/sであると報告されている。そこで、本節で行なう多点入力による地震応答解析の結果算定される地盤の最大ひずみが2×10^{-4}前後となるように、見かけの伝播速度を決定するための予備解析を行なった。その結果、Ⅱ種地盤のレベル1地震動を用いて、地震波の見かけの伝播速度を500m/s、1000m/s とした場合、2点間の平均的な地盤ひずみの最大値はそれぞれ、3.6×10^{-4}、1.8×10^{-4}であった。このことから、本解析において考慮する地震波の見かけの伝播速度は500m/s、1000m/s および応答スペクトル法に対応して位相差を考慮に入れない無限大の3種類とした。

iv）解析手法

検討に用いる解析手法は多点入力による線形地震応答解析とし、前節で試設計を行なった連続支間長1kmのモデル橋をバネーマス系でモデル化する。免震装置はその履歴特性を等価な剛性で評価した線形バネでモデル化し、基礎地盤の変形の影響は地盤バネとしてモデル化することにより評価する。解析モデルは2次元モデルとし、地震動の作用方向は橋軸方向および橋軸直角方向の2方向とする。

地震応答解析は時間領域で行なうものとし、数値積分は時間刻みを0.01秒としたNewmark のβ法（$\gamma=1/2$、$\beta=1/4$）を用いる。減衰は各部材毎の減衰定数の違いを考慮に入れるため、各部剛性比例型減衰とする。

v）検討ケース

多点入力による時刻歴応答解析の検討ケースを表－4.3.30に示す。検討ケースはＰＣ橋、鋼橋共に同一とし、免震橋と非免震橋の動的応答特性の違いを比較するため、地震波の伝播速度が500m/sのケースについてのみ非免震橋の解析を行なう。

表－4.3.30　検討ケース

		ＰＣ橋		鋼　橋	
地震波の入力方向	見かけの伝播速度	免震橋梁	非免震橋梁	免震橋梁	非免震橋梁
橋軸方向	同位相	○	―	○	―
	1000 m/sec	○	―	○	―
	500 m/sec	○	○	○	○
橋軸直角方向	同位相	○	―	○	―
	1000 m/sec	○	―	○	―
	500 m/sec	○	○	○	○

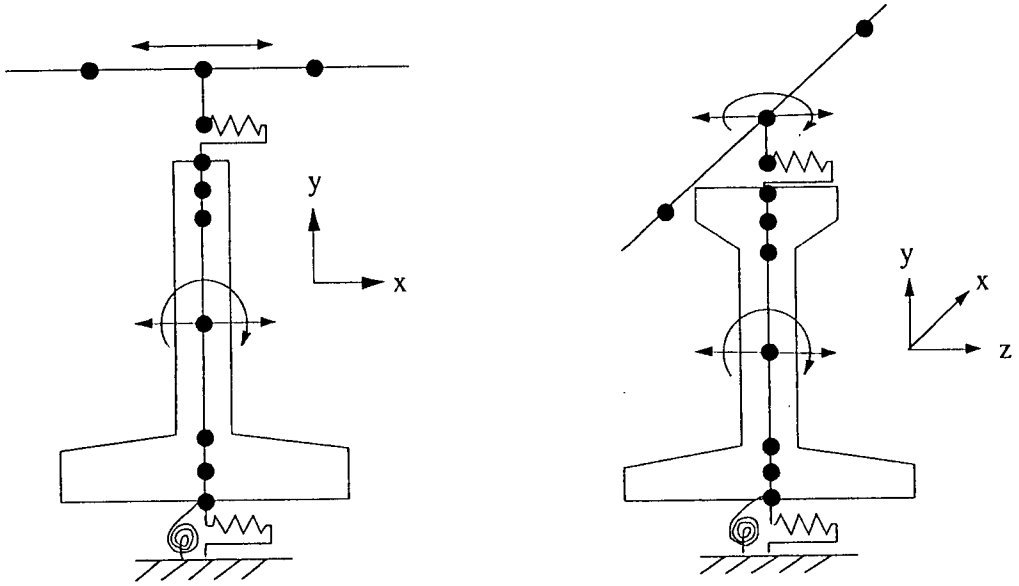
計　16ケース

(2) ＰＣ橋の応答解析

ｉ）解析モデルおよび物性値

時刻歴応答解析に用いるＰＣ橋の解析モデルは、前節4.3.2の動的解析による照査（応答スペクトル法）の際のモデルと同一のモデルを用いる。ＰＣ橋の場合27本の橋脚を持つが、橋脚番号は地震波が入力する順に１～27とする。

橋軸方向および橋軸直角方向における橋脚のモデル化と質点の自由度を図－4.3.26に示す。座標系を橋軸方向をｘ、鉛直方向をｙ、橋軸直角方向をｚとすると、橋軸方向モデルについては、桁部および支承部はｘ方向のみ自由度を持ち、橋脚はｘ方向とｚ軸周りの回転の自由度を持つものとする。一方、橋軸直角方向モデルについては、桁部および支承部はｚ方向とｙ軸周りの回転の自由度を持ち、橋脚はｚ方向とｘ軸周りの自由度を持つものとする。



図－4.3.26　橋脚のモデル化と質点の自由度

表－4.3.31～表－4.3.34に各部材の物性値を示す。橋脚２～26の物性値はすべて同じであるが、両端の橋脚１と27については掛け違いであることを考慮して定数の値を半分とする。減衰については各部剛性比例型減衰を用いており、表－4.3.34に示す値は固有値解析結果の一次の固有振動数における減衰定数である。また、非免震橋については免震支承のかわりに積層ゴム支承を設置したものと仮定し、支承の減衰定数を一律に５％としただけで、その他の物性値は免震橋の場合と同じである。

表－4.3.31　橋梁部材定数

		ヤング係数E (tf/m^2)	断面二次モーメントI (m^4)		ねじり定数J (m^4)	断面積A (m^2)
			橋軸加振	橋軸直角加振		
桁		3.1×10^6	－	71.99	9.61	7.01
橋脚	P1 ,P27	2.5×10^6	3.26	13.02	8.95	6.25
	P2 ～P26		6.51	26.04	17.89	12.50
フーチング		剛　部　材　と　す　る				

表－4.3.32　支承の水平方向バネ定数（t／m）

	P1 ,P27	P2 ～P26
免震橋	1301	2601
非免震橋	免　震　橋　と　同　一	

表－4.3.33　基礎バネ定数

水平　K_H (t/m)	回転　K_R (t・m/rad)
2.930×10^5	1.148×10^7

表－4.3.34　各部材の減衰定数（%）

基礎バネ		上部工	下部工	免震支承		非免震支承
回転	水平			P1 ,P27	P2 ～P26	P1 ～P27
10	30	3	5	21.4	26.8	5

ii）解析結果

a．固有値解析

時刻歴応答解析に先立って、解析モデルの振動特性を把握するために固有値解析を行なった。その結果、橋軸方向における1次の固有周期は1.37秒であり、支承部のずれによる桁部の並進モードである。2次以降は0.24秒まで桁部の縦振動によるモードが続き、0.16秒で橋脚の曲げによる振動モードが現われる。

橋軸直角方向については、1次の固有周期は1.32秒であり、桁部の1次の曲げモードである。2次以降は桁部の高次の曲げモードが続き、橋脚の曲げによる振動モードが現われるのは0.12秒である。

図－4.3.25に示した入力地震波のパワースペクトルによれば、入力地震波は0.8秒から2.5秒までの間に卓越する周期成分を持っており、0.8秒以下の成分は少ない。したがって、固有値解析結果と併せて考えると、同位相の場合の地震応答解析においては桁部の振動モードのみが卓越し、橋脚の曲げによる振動モードはほとんど現われないものと推測される。

b．応答解析

ＰＣ橋の応答解析結果を図－4.3.27～図－4.3.31に示す。出力図の内訳はつぎの通りである。各図には、免震橋の場合の同位相、1000m/s 、500m/sおよび非免震橋の場合の500m/sの4ケースの解析結果を重ねて表示する。

表－4.3.35

図－4.3.27	応答解析結果（橋軸方向）	支承部の相対変位,桁の軸力,フーチング上端の曲げモーメント
	（橋軸直角方向）	支承部の相対変位,桁およびフーチング上端の曲げモーメント
図－4.3.28	各橋脚の最大応答値分布（橋軸方向）	両端および中央橋脚の最大絶対加速度分布,最大相対変位,最大せん断力
図－4.3.29	各橋脚の最大応答値分布（橋軸直角方向）	両端および中央橋脚の最大絶対加速度分布,最大相対変位,最大せん断力
図－4.3.30	加速度応答波形（橋軸方向）	両端および中央橋脚位置における、桁部と橋脚天端の加速度応答波形
図－4.3.31	加速度応答波形（橋軸直角方向）	両端および中央橋脚位置における、桁部と橋脚天端の加速度応答波形

① 橋軸方向

図－4.3.27の支承部の相対変位は、同位相入力の場合には両端の橋脚を除いてすべて同じ値になっている。それに対して、免震橋で位相差を考慮した場合には両端付近の橋脚で同位相入力の場合よりも大きくなっているが、中央部では逆に小さくなっている。地震波の伝播速度による差は両端付近でほとんどみられず、中央付近で伝播速度 1000m/sの場合の方が500m/sの場合よりも著しく小さくなっている。また、非免震橋の場合には免震橋の相対変位とほとんど同じか若干大きくなる程度で顕著な差はみられない。

桁の軸力については同位相入力とした場合にはほとんど発生していない。それに対して、免震橋で位相差を考慮した場合には中央部で最も大きく、両端で同位相入力とした場合と同程度になる傾向を示している。地震波の伝播速度による差は中央部の最大軸力で伝播速度 1000m/sの場合の方が500m/sの場合よりも2割程度大きくなっている。また、非免震橋の場合と免震橋の場合の桁の軸力の差は小さく、免震橋の方が若干大きくなる程度である。

フーチング上端の曲げモーメントについてみると、その傾向は支承部の相対変位とほぼ同様である。しかしながら、曲げモーメントの値が大きくなる両端付近の橋脚においても、位相差を考慮した場合の結果が同位相入力の場合を若干上回る程度であり、中央部においては全橋脚を通じて同位相入力の場合よりも常に小さくなっている。

図－4.3.28の最大絶対加速度についてみると、同位相入力の場合には橋脚頂部で若干の加速度増幅がみられ、桁部でさらに増幅している。それに対して、免震橋で位相差を考慮した場合には、橋脚での加速度増幅はほとんどみられず、桁部では逆に入力加速度の1／3程度となっている。非免震橋の場合には、橋脚頭部での加速度増幅が免震橋の同位相入力の場合と同じく若干見られるが、桁部では免震橋の位相差を考慮した場合と同様に入力加速度の1／2～1／3程度となっている。このことから、同位相入力の場合には1次モードである桁部の並進モードが卓越しているのに対し、位相差入力の場合には桁部はほとんど振動せず、橋脚のみが振動しているものと考えられる。

最大相対変位についてみると、いずれのケースについても橋脚における相対変位はわずかであり、桁部でのみ大きくなっている。位相差入力の場合には最大絶対加速度で述べたように、桁部はほとんど振動せず、橋脚のみが振動していると考えられることから、支承部における桁部と橋脚天端の相対変位は基礎地盤の絶対変位に対応するものであると考えられる。最大相対変位の橋脚による差についてみると、両端の橋脚では同位相入力の場合よりも位相差入力の方が若干大きくなっているのに対して、中央部の橋脚では逆に位相差入力の方が小さくなっている。

最大せん断力についてみると、両端の橋脚では同位相入力と位相差入力でほぼ同程度の値を示しており、橋脚頭部では位相差入力の方が若干大きくなっている。それに対して、中央部の橋脚では位相差入力の場合の方が同位相入力の場合よりも小さくなっており、これらの傾向は最大相対変位の場合と同様である。

図－4.3.30の加速度応答波形についてみると、いずれのケースにおいても橋脚天端の波形は位相差による時間遅れがみられるだけで、入力波形との著しい相違はみられない。しかしながら、桁部についてはいずれのケースについても短周期成分が取り除かれた波形となっている。このことから、橋脚部分では入射した地震波がそのまま天端まで伝播するものの、支承部によって短周期成分が取り除かれ、桁部では比較的周期の長い振動をしていることがわかる。また、位相差入力の場合、桁部は橋脚天端に比較してほとんど振動していないことがわかる。

② 橋軸直角方向

図－4.3.27の支承部の相対変位は、同位相入力の場合には全橋脚を通じてほぼ同程度の値となっている。それに対して、免震橋で位相差を考慮した場合には中央部ではほとんど同位相入力の場合と同程度の値であるが、最初に地震波が入力する橋脚１と最終脚付近の橋脚26および27では大きくなる傾向にある。とくに、最終橋脚付近では大きくなっている。また、地震波の伝播速度による差は最終橋脚27を除いてほとんどない。非免震橋の場合には、免震橋の場合とほとんど同じ傾向であるが、相対変位量はほぼ２倍となっている。

桁の曲げモーメントは免震橋の場合両端部ではほとんど差がない。それに対して、中央部では地震波の伝播速度が500m/sの場合が最も大きく、 1000m/s、同位相入力の順に小さくなっている。また、非免震橋の場合には、免震橋の場合と同様の傾向にあるが、その値は約２倍となっている。

フーチング上端の曲げモーメントの傾向は支承部の相対変位と同様であり、免震橋の場合には両端部で若干の差がみられるものの、地震波の伝播速度にかかわらずほぼ同程度の値となっている。また、非免震橋の場合には、免震橋の場合と同様の傾向を示しており、その値は約1.５倍となっている。

図－4.3.29の最大絶対加速度および最大相対変位についてみると、両者はほぼ同様の傾向を示しており、いずれのケースにおいても橋脚頂部で若干の加速度および変位の増幅がみられ、桁部でさらに増幅している。同位相入力の場合には桁部の加速度、変位の増幅に橋脚による差はみられない。それに対して、地震波の伝播速度を考慮した場合には、地震波が最初に入射する橋脚１および中央橋脚14の桁部の増幅は同位相入力の場合とほとんど差がないが、最終橋脚27においては増幅の程度が大きくなっている。非免震橋の場合には橋脚頭部の増幅は免震橋の場合より若干大きくなる程度であるが、桁部での増幅の

差は大きく最大絶対加速度、最大相対変位ともに約2倍の値となっている。また、非免震橋においても免震橋の場合と同様に最終橋脚27では増幅が大きくなる傾向にある。これらのことから、地震波の伝播速度を考慮した場合には最終橋脚付近で応答が大きくなるむち打ち現象が生じているものと考えられる。

最大せん断力についても最大絶対加速度や最大相対変位と同様の傾向であり、最終橋脚以外では免震橋の3ケースについてはほとんど差がなく、非免震橋の場合のみ大きくなっている。最終橋脚については前述のむち打ち現象の影響により免震橋の場合についても差が生じており、最大絶対加速度や最大相対変位に対応した差となっている。

図－4.3.31の加速度応答波形についてみると、橋軸方向加振の場合と同様にいずれのケースにおいても橋脚天端の波形に入力地震波との著しい差はみられない。また、桁部についても同様に短周期成分が取り除かれた波形となっており、橋脚から入射した地震波はそのまま天端まで伝播し、支承部によって短周期成分が取り除かれていることがわかる。さらに、地震波の伝播速度を考慮した場合には前述のむち打ち現像の結果、最終橋脚で応答加速度が著しく大きくなることがわかる。

ⅲ）考察

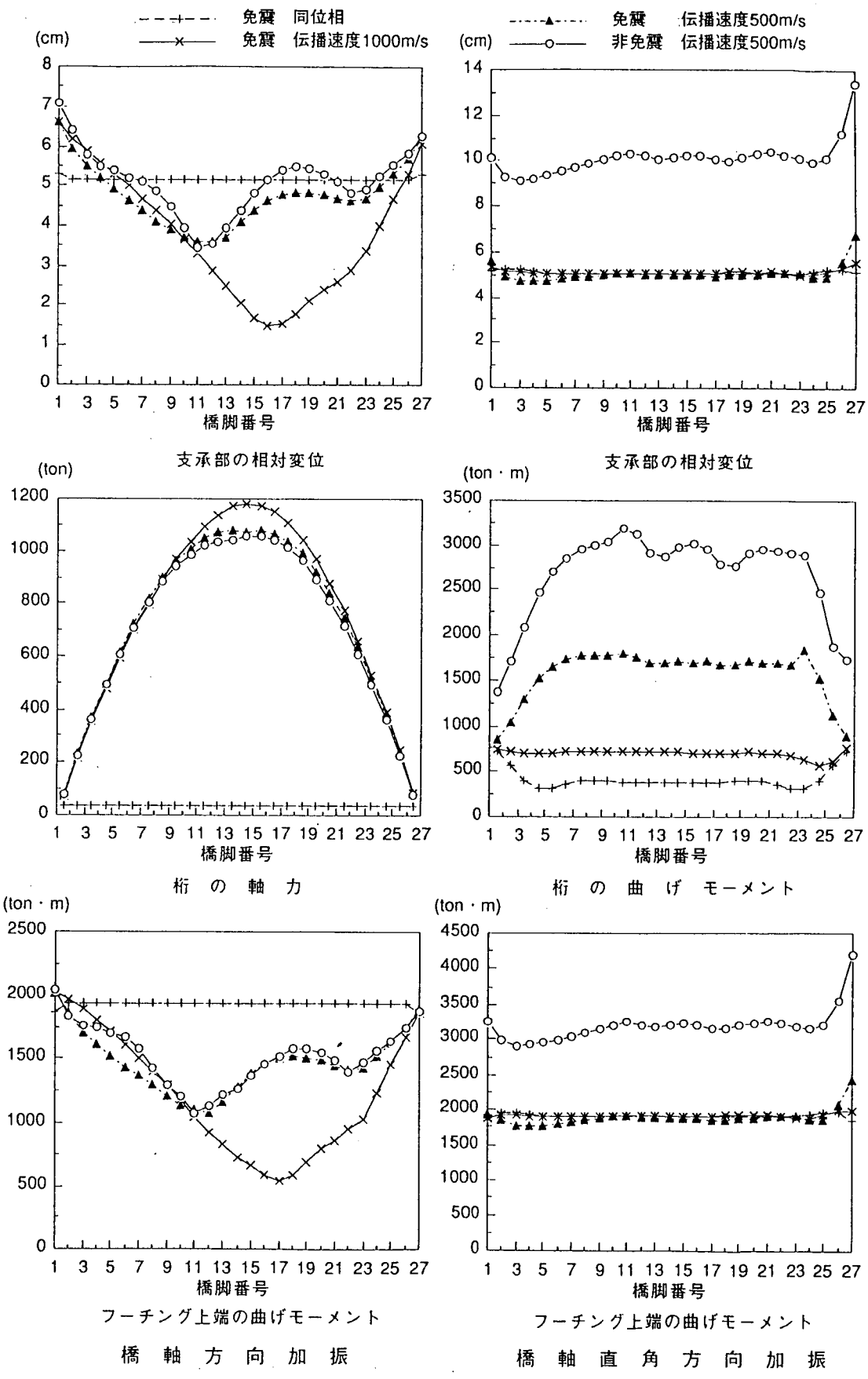
橋軸方向の応答特性については、同位相入力の場合には1次モードである桁部の並進モードが著しく卓越して振動している。それに対して、位相差入力の場合には桁部はほとんど振動せず、橋脚のみが振動する。このことから、位相差入力の場合の支承部における桁部と橋脚天端の相対変位は橋脚の基礎地盤の絶対変位に対応するものであると考えられる。

また、同位相入力の場合には桁の軸力がほとんど発生せず、位相差入力の場合には中央付近をピークに桁全体に渡って同位相入力の場合より常に大きくなる。このことから、桁部はほとんど振動していないものの、支承を通じて橋脚の振動が伝わることによりわずかながら伸縮振動しているものと考えられる。

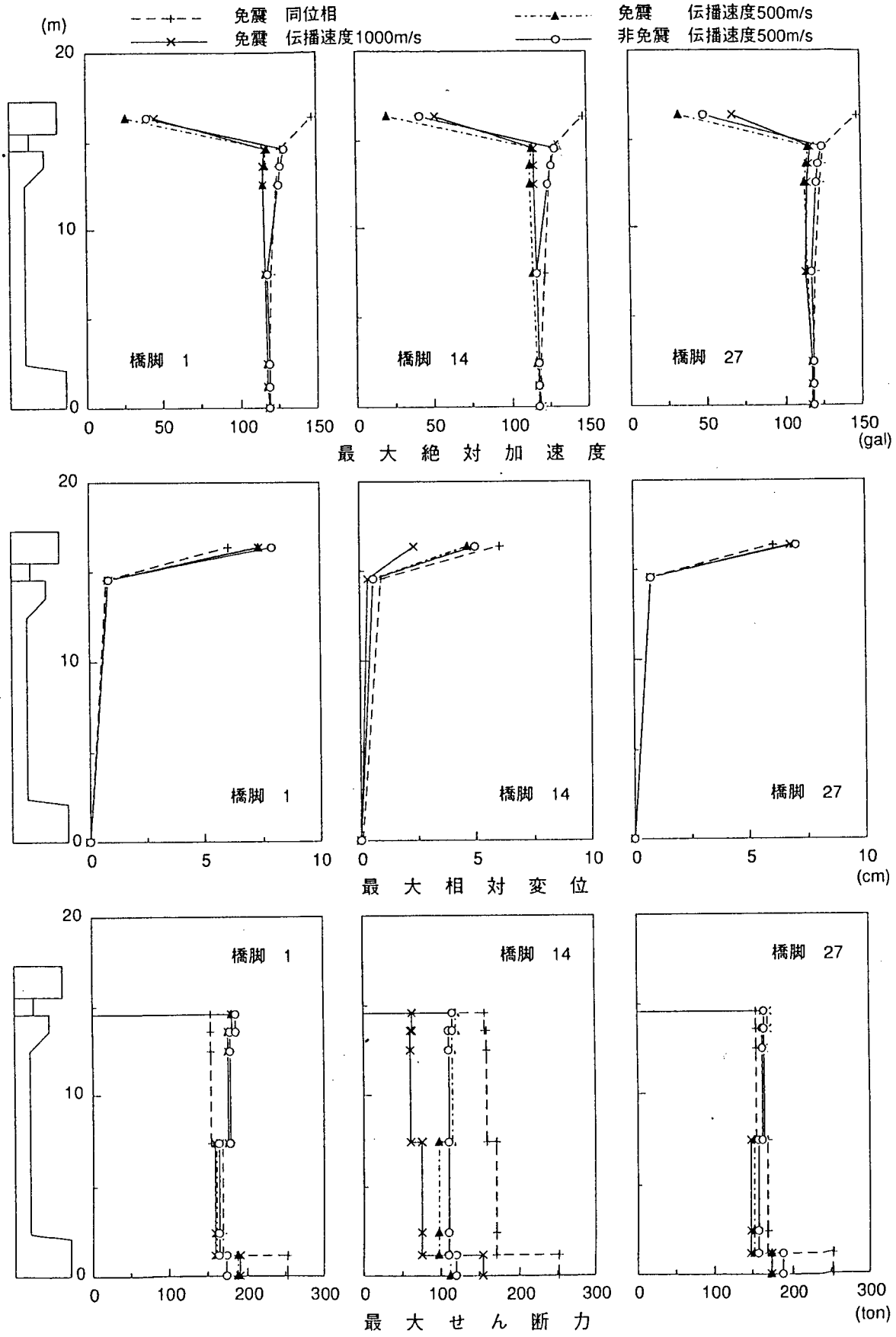
位相差入力による免震橋と非免震橋の応答特性を比較した場合、桁部の応答加速度の値が非免震橋の方がやや大きくなるものの、全体を通して著しい違いはみられなかった。

橋軸直角方向の応答特性については、免震橋において地震波の伝播速度による著しい影響は認められなかった。しかしながら、両端部を除く桁の曲げモーメントについては地震波の伝播速度による影響が生じており、地震波の伝播速度が遅くなるほど発生する桁の曲げモーメントは大きくなる傾向にある。また、最終橋脚付近では桁部を伝播してきた波動によるむち打ち現象が生じており、その結果、絶対加速度や相対変位の増幅が大きくなり、橋脚の最大せん断力も増大する傾向にある。非免震橋における応答特性は免震橋の場合とほぼ同様であるが、その応答値は免震橋の場合の約1.5倍から2倍程度大きくなる。

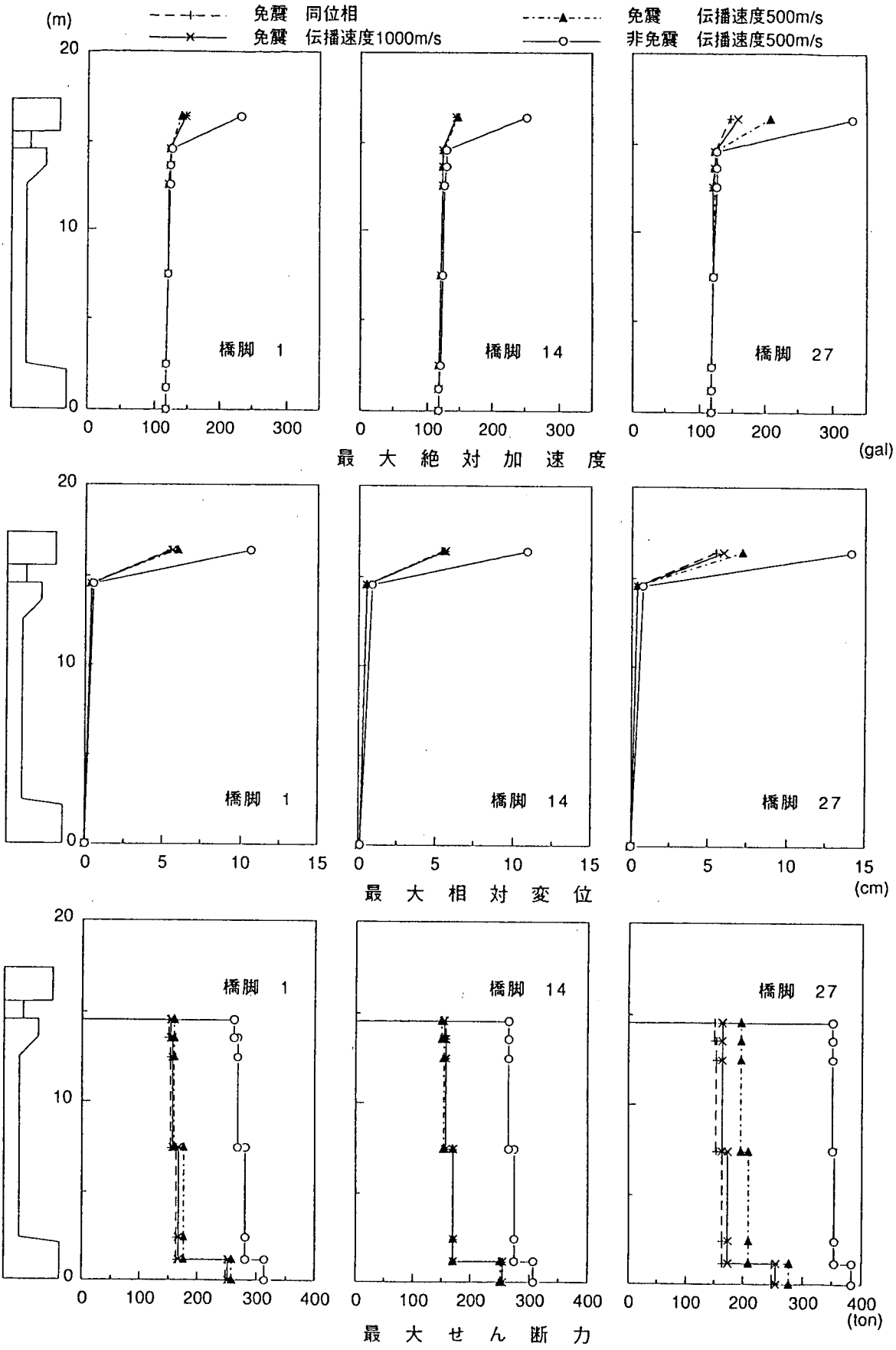
以上のように、地震波の伝播速度を考慮した場合の応答が同位相入力の場合の応答を大きく上回るのは桁の断面力のみであり、他の応答性は同位相入力の場合とほとんど同じか下回ることがわかった。とくに、橋軸直角方向については最終橋脚付近に生じるむち打ち現象を除いて、同位相入力の場合と顕著な差はみられなかった。



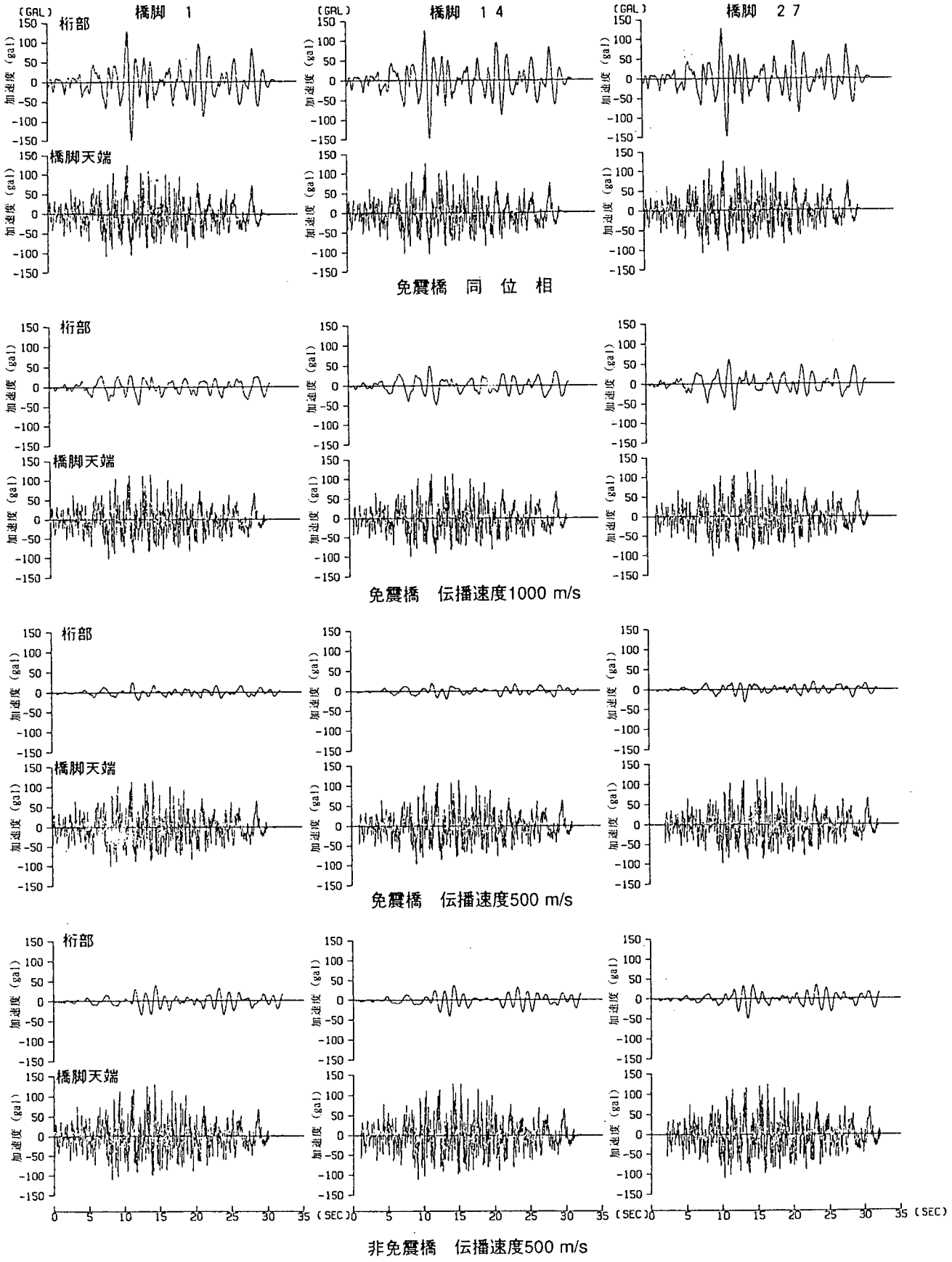
図－4.3.27　応答解析結果



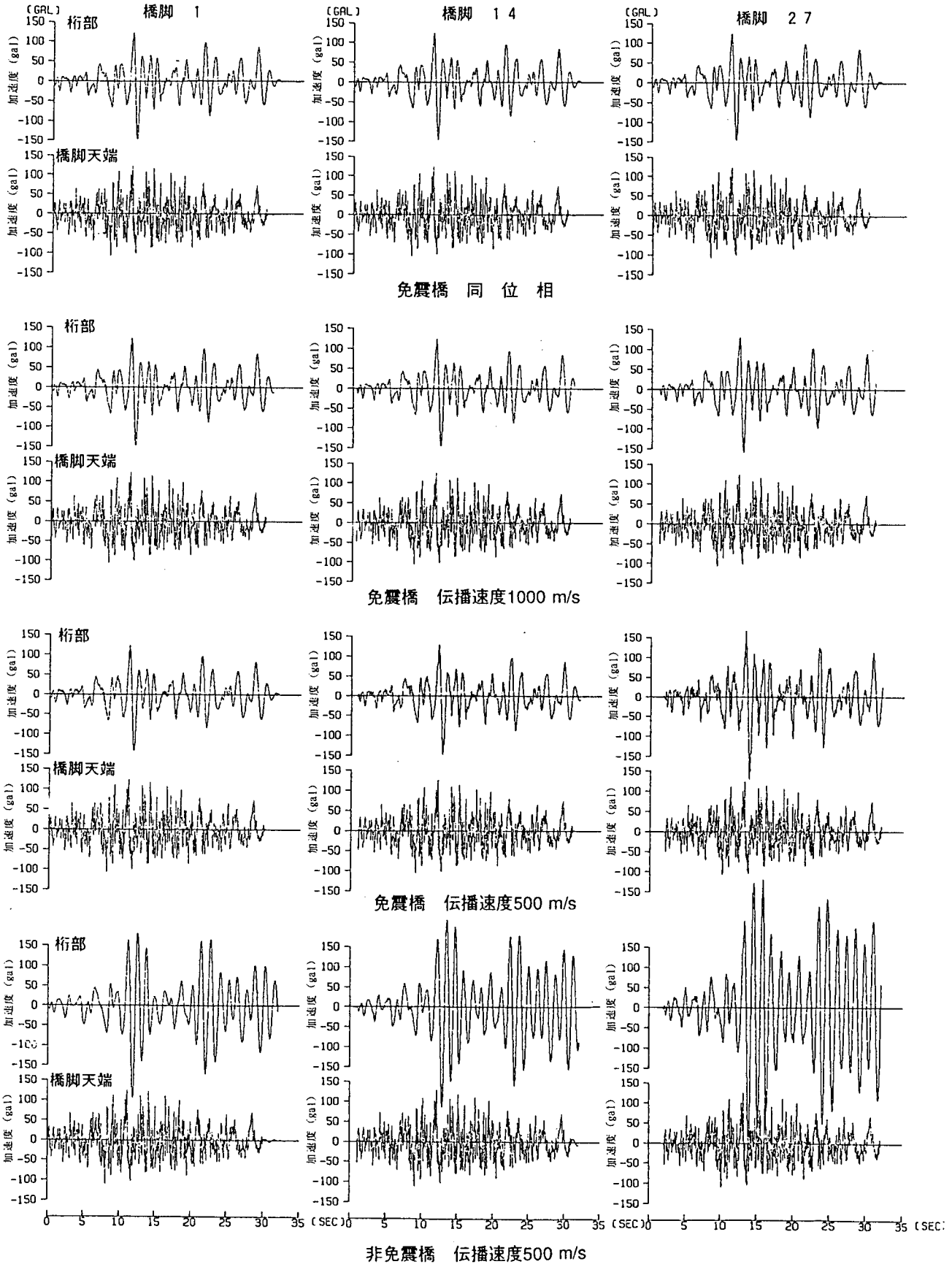
図－4.3.28 各橋脚の最大応答値分布（橋軸方向）



図－4.3.29 各橋脚の最大応答値分布（橋軸直角方向）



図－4.3.30 加速度応答波形（橋軸方向）



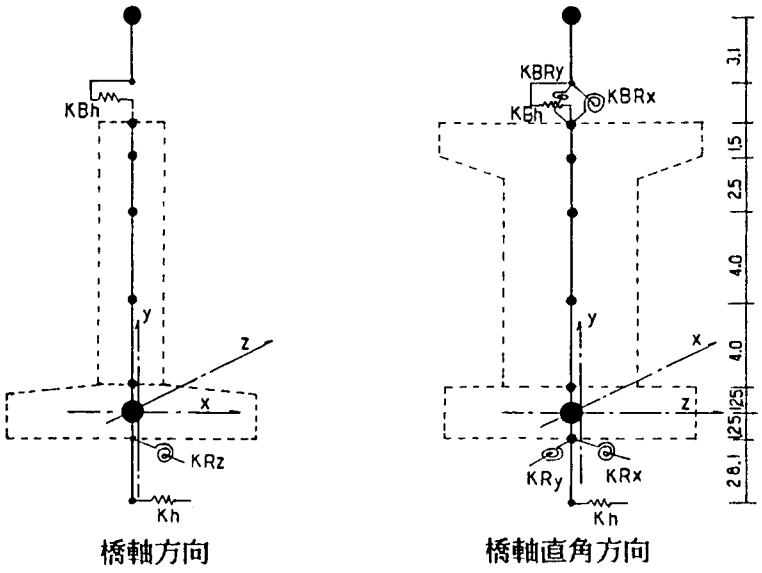
図－4.3.31 加速度応答波形（橋軸直角方向）

(4) 鋼橋の応答解析

i）解析モデルおよび物性値

橋梁構造全体のモデルについては、4.3.2(6)iii）動的解析による照査（応答スペクトル法）に示したとおりである。橋脚部、支承部および基礎地盤バネについては図－4.3.22に示すようにモデル化した。基礎地盤バネは道路橋示方書の方法により算定した。

橋軸方向（X軸方向）の解析では、桁部はY（鉛直）、Z（橋軸直角）方向ついて拘束し、橋脚はZ方向およびX軸、Y軸に関する回転を拘束した。橋軸直角方向ではX，Y軸方向およびZ軸に関する回転を拘束した。したがって、橋軸直角方向では支承部および、基礎部のX軸，Y軸に関する回転バネも設置している。表－4.3.36～表－4.3.39に各部材の定数、バネ値を示す。なお解析における減衰項は、剛性比例形の各部粘性減衰で表わし、C＝2h／ω・Kのω＝（2πf）は固有値解析結果の一次固有振動数とする。



橋軸方向　　橋軸直角方向

図－4.3.32　橋脚モデル

表－4.3.36　橋梁部材定数

		E（tf/m²）	I（m⁴）		J（m⁴）	A（m²）
			橋　軸	橋軸直角		
桁		2.1 ×10⁷	0.830	10.84	0.435	0.729
橋脚	P₁，P₇	2.5 ×10⁶	6.75	27.00	18.54	9.00
	P₂～P₁₆		7.80	45.00	22.97	15.00
フーチング		剛部材とする				

表－4.3.37　支承バネ定数　水平（t/m），回転（t・m/rad）

		P_1 ，P_{17}	P_2 ～P_5，P_{13}～P_{12}	P_6 ～P_{12}	備　考
免　震	水平	1258	2590	2610	橋軸・直角
	橋軸に対する回転	5.218×10^6	2.2275×10^7	1.892×10^7	直角のみ
	垂直軸に対する回転	38268	78788	79396	
非免震	免震と同一				

表－4.3.38　基礎バネ定数　水平（t/m），回転（t・m/rad）

		P_1 ，P_{17}	P_2 ～P_5，P_{13}～P_{12}	P_6 ～P_{12}	備　考
橋軸方向	水平　K_H	2.335×10^5	4.67×10^5	5.34×10^5	
	回転　K_R	5.6925×10^6	1.1385×10^7	1.1945×10^7	
直角方向	水平　K_H	2.335×10^5	4.67×10^5	5.34×10^5	
	橋軸に対する回転	5.576×10^6	1.1152×10^7	1.1945×10^7	
	垂直軸に対する回転	5.779×10^6	1.1558×10^7	1.200×10^7	

表－4.3.39　各部材の減衰定数（%）

基礎バネ		上部工	橋　脚	免　震　支　承			非免震支承
回転	水平			P_1，P_7	P_2 ～P_5，P_{13}～P_{16}	P_6 ～P_{12}	
10	30	2	5	21.4	26.8	26.8	5

ii）解析結果

a．固有値解析

図－4.3.33に橋軸方向および橋軸直角方向の主要モードとその固有周期を示す。

モード形は、A　上部工と支承バネによる水平平進振動、B　橋軸方向では桁の縦振動、橋軸直角方向では桁の曲げ振動、C　橋脚の曲げ振動に大別される。Aの振動数は橋軸、橋軸直角ともに0.7Hz程度、Bの振動数は橋軸では、1.6Hz および3.0Hz 前後、橋軸直角で0.7～0.8Hz 程度となっている。Cの振動数は橋軸で4.0Hz ～5.0Hz 、橋軸直角で5.0Hz ～6.0Hz 程度となっている。

この結果より時刻歴応答解析における減衰項を設定するωは、橋軸方向で4.56(0.726Hz)、橋軸直角方向で4.58（0.7289Hz)とする。

b．応答解析

解析結果を以下の図にまとめた。

図　番	タイトル	内　　容
4.3.34	応答解析結果	横軸に橋脚をとり、縦軸に支承部相対変位、桁軸力、桁曲げモーメント、フーチング上端の曲げモーメントを示す。
4.3.35 4.3.36	各橋脚の最大応答値分布	橋脚 1,9,17 について最大絶対加速度、最大相対変位、最大せん断力の分布を示す。
4.3.37 4.3.38	加速度応答波形	橋脚 1,9,17 について、桁および橋脚天端の加速度波形を示す。

iii）考察

a．応答モードの特徴

固有値解析の結果から橋梁のモードは、A　上部工と支承バネによる水平平進振動、B　桁の縦および曲げ振動、C　橋脚の曲げ振動に大別できる。このうち今回設定した入力波でその応答が支配的になるものは、AおよびB（特に橋軸直角加振）であるて考えられる。すなわち、橋脚は基礎部と天端でほとんど加速度の増幅がなく橋脚の曲げあるいはロッキングの影響は小さい。これは、入力波の周波数成分が橋脚の曲げ振動数である4 Hz 以上に少ないためと考えられる。しかし、この結果は、地盤の剛性、基盤までの深度杭の剛性、入力波の周波数特性などの相互関係によるものであり、多径間連続橋の一般的な特徴とは言えない。

橋軸方向では、その振動モードは、ほぼAの桁の並進振動であり、橋軸直角方向ではAとBの振動数が接近しているため、両者の複合された振動形態と考えられる。

b．位相差入力の影響

①　軸方向加振

支承の相対変位は、同位相入力の場合、各支承でほとんど差がないのに対し、位相差入力では両端の掛け違い部で最大となり中間にいくほど減少している。また、500m/sと 1000m/sで支承相対変位の減少の傾向に差がでている。応答加速度についてみると、同位相入力では橋脚天端より桁の方がやや大きくなるが、位相差入力の場合は500m/sで30gal，1000m/sで40gal 程度となり桁がほとんど応答していない。したがって、位相差入力の場合の支承部の相対変位は、そのほとんどが入力位置での地盤の相対変位によるものと考えられる。このことから、1波長が連続桁長以内で入力波形が同一であれば、位相差の大小にかかわらず、支承の相対変位の最大値は、ほぼ一定になるものと考えられる。

フーチング上端の曲げモーメントは、支承部の変位に対応した応答をしており、同位相入力の値が位相差入力の値を上まわっている。

橋脚に生じるせん断力は、同位相入力の場合、上部から下部にいくにつれて増えているが、位相差入力の場合は、上部から下部までほぼ同程度になっている。これは、同位相の場合、橋脚のせん断力には、橋脚にかかる慣性力も加わっているが、位相差入力の場合はそのほとんどが、支承バネにかかるせん断

力であることを示している。

② 橋軸直角方向加振

支承部の相対変位は、位相差の有無にほとんど影響されていない。しかし、同位相にくらべ伝播速度500m/sの場合、桁の曲げモーメントは4倍程度大きくなっており、桁の曲げやねじれによって支承部の相対変位が吸収されているものと考えられる。

一方、位相差入力の場合、最端部の橋脚位置（P_{17}）において、あたかもむちの先端が跳るように加速度、相対変位が増大している（むち打ち現象）。フーチング上端の曲げモーメントは、橋軸方向と同様に支承部の相対変位に対応した応答をしており同位相、位相差入力でほとんど差がないが、P_{17}橋脚にかぎれば、むち打ち現象により伝播速度500m/s、伝播速度 1000m/s、同位相入力の順で大きくなっている。

c．非免震設計の場合の応答

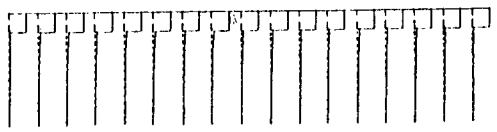
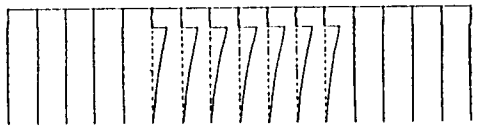
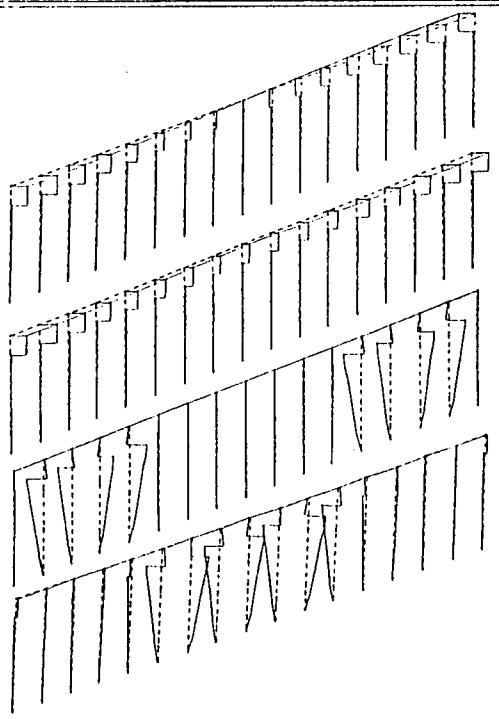
① 橋軸方向加振

支承の相対変位、桁の軸力フーチング上端の曲げモーメントで免震、非免震の差はあまり顕著ではない。これは、位相差入力の場合、支承の相対変位等は、桁振動にはあまり起因せず、地盤の変位の差によって生じるためと考えられる。

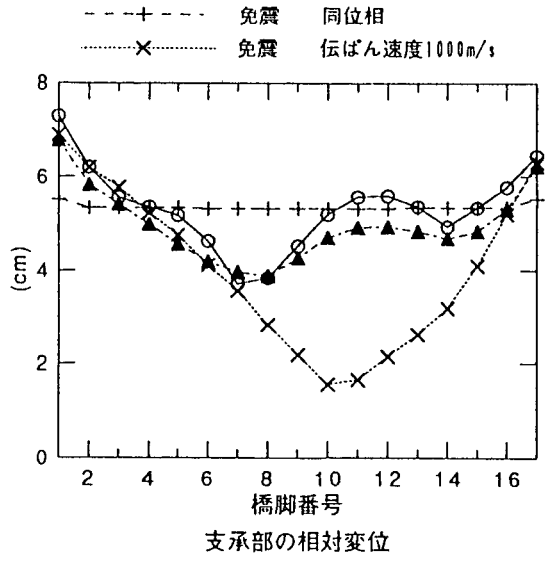
② 橋軸直角方向加振

非免震の場合、桁の応答加速度、支承の相対変位、桁の軸力、フーチング上端の曲げモーメントについて免震の場合の2倍弱程度の応答値が発生している。

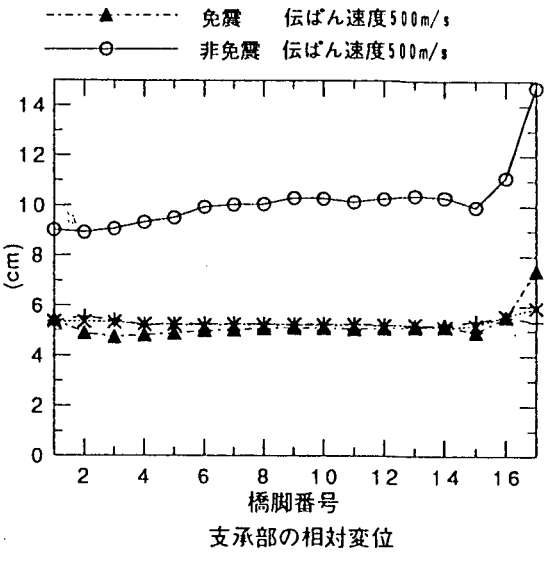
特に、最端分の橋脚位置（P_{17}）において、支承相対変位で15m、加速度で370gal程度発生しており、むち打ち現象がより顕著になっている。

	次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	モード形状	備考
橋軸方向	1	0.726	1.377		桁と支承による平進モード
	2	1.620	0.617		桁の縦振動モード
	12	4.614	0.217		橋脚の曲げ振動モード
	15	4.687	0.213		橋脚の曲げ振動モード
橋軸直角方向	1	0.7289	1.372		桁と支承によるモード
	2	0.7291	1.3716		桁の曲げ振動モード
	28	5.377	0.186		橋脚の曲げ振動モード
	33	5.526	0.181		橋脚の曲げ振動モード

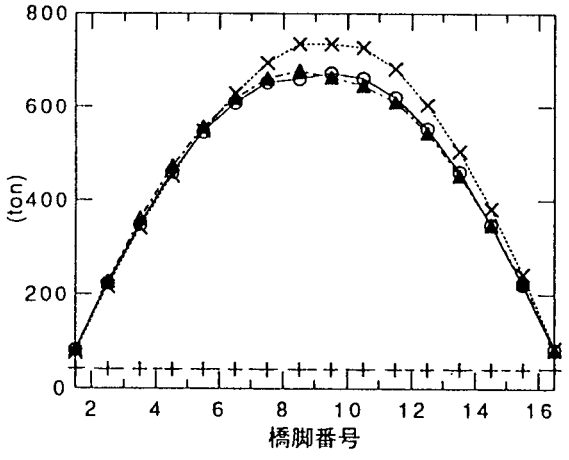
図－4.3.33　主要モード一覧



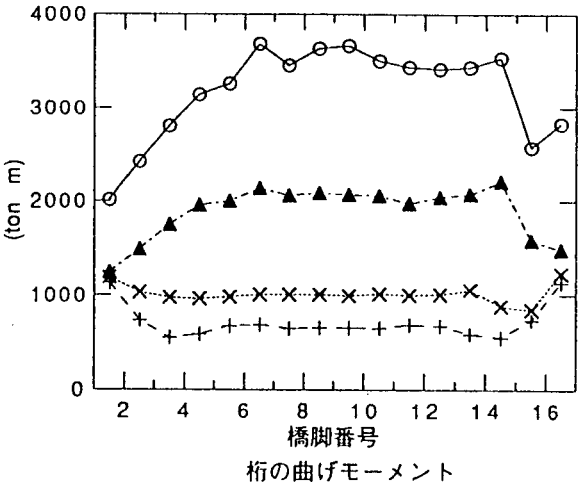
支承部の相対変位



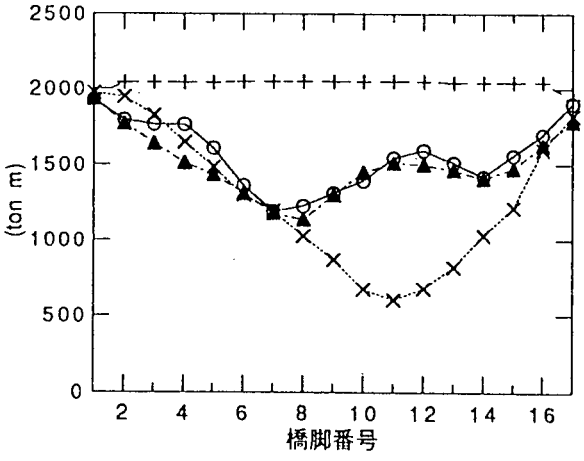
支承部の相対変位



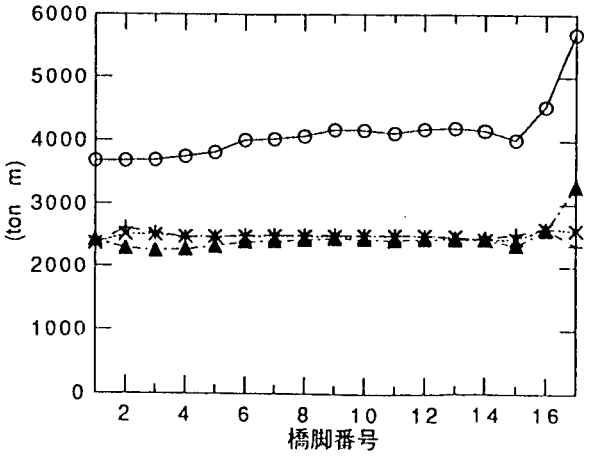
桁の軸力



桁の曲げモーメント

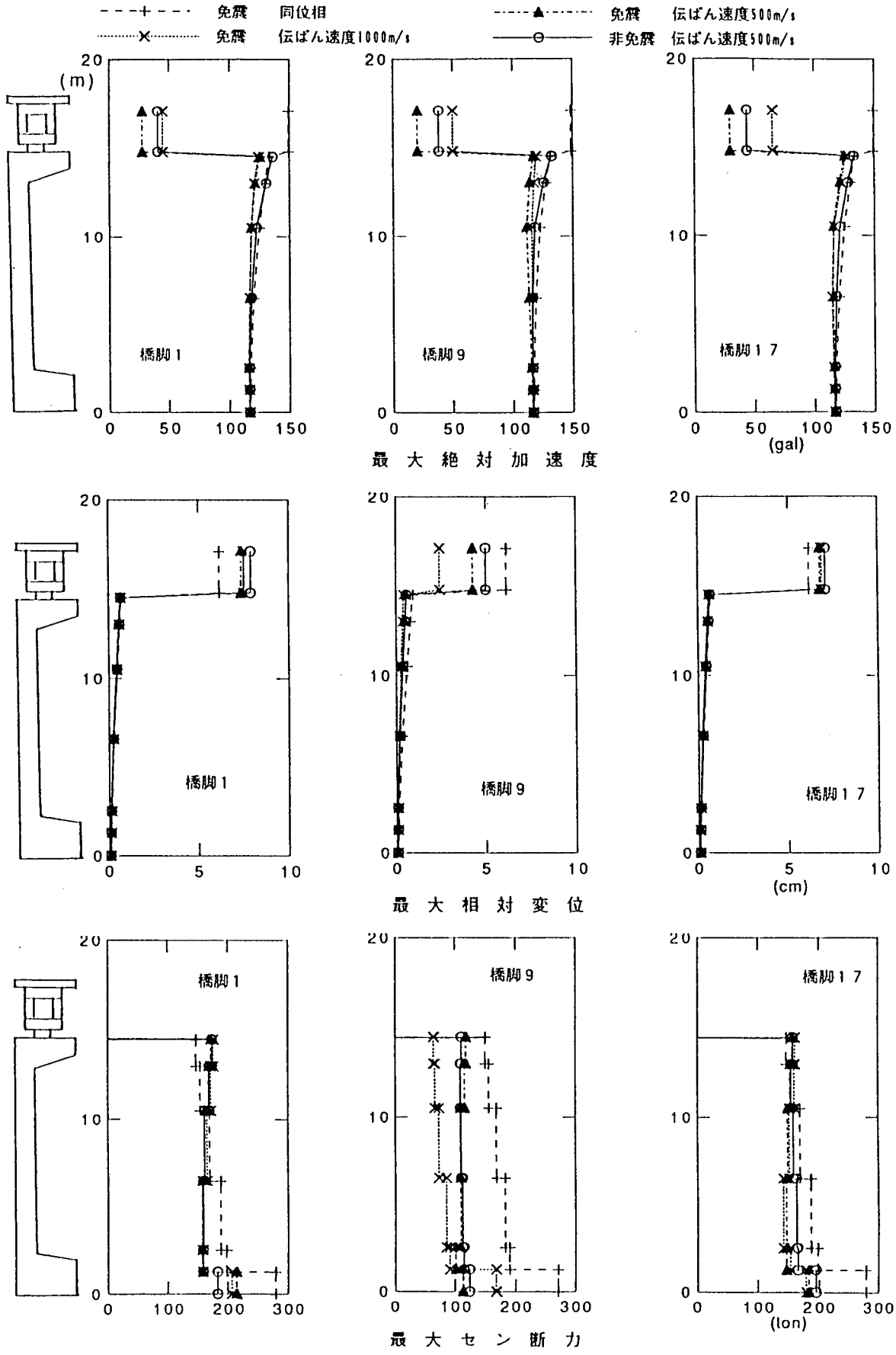


フーチング上端の曲げモーメント
橋軸方向

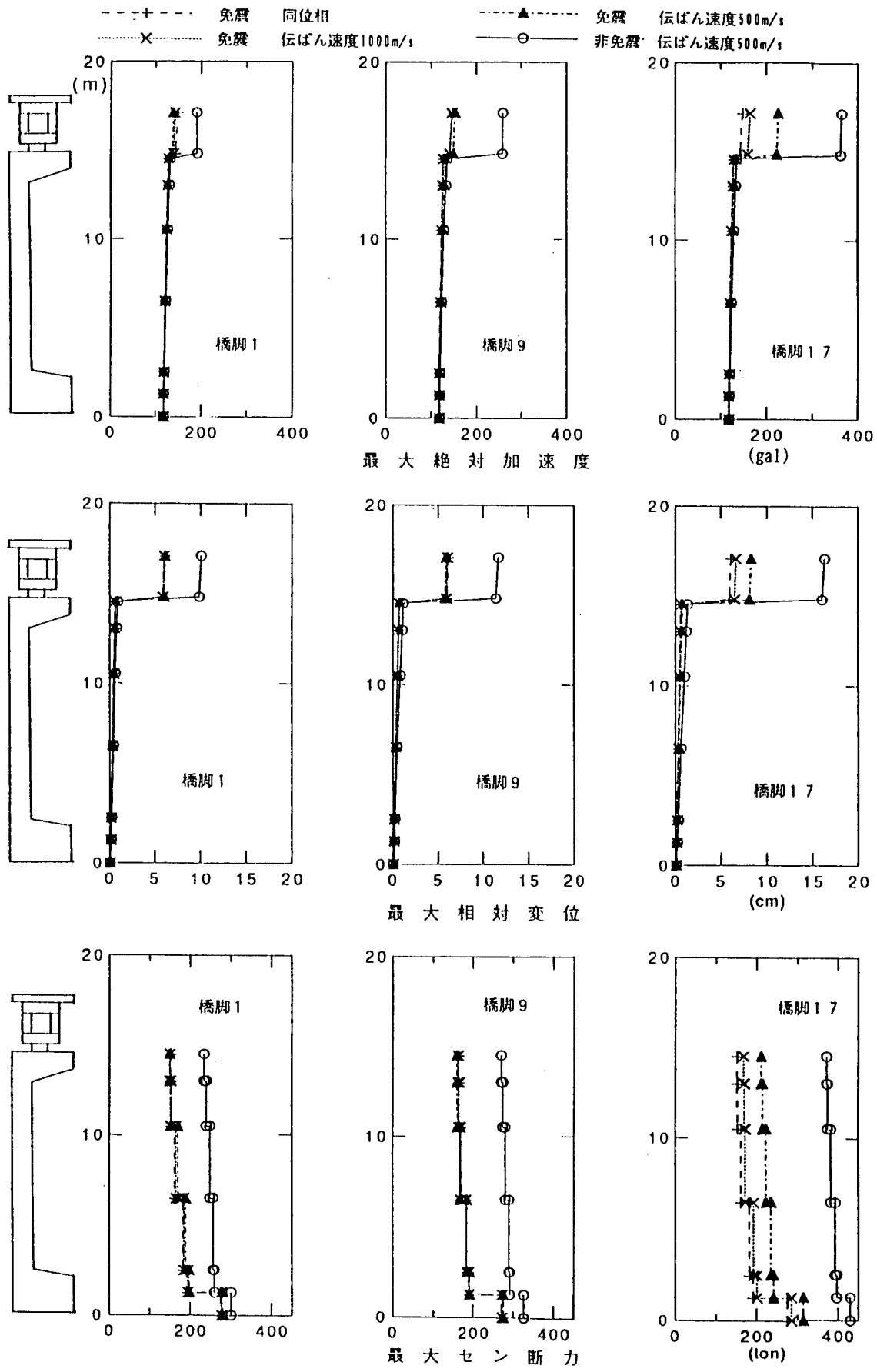


フーチング上端の曲げモーメント
橋軸直角方向

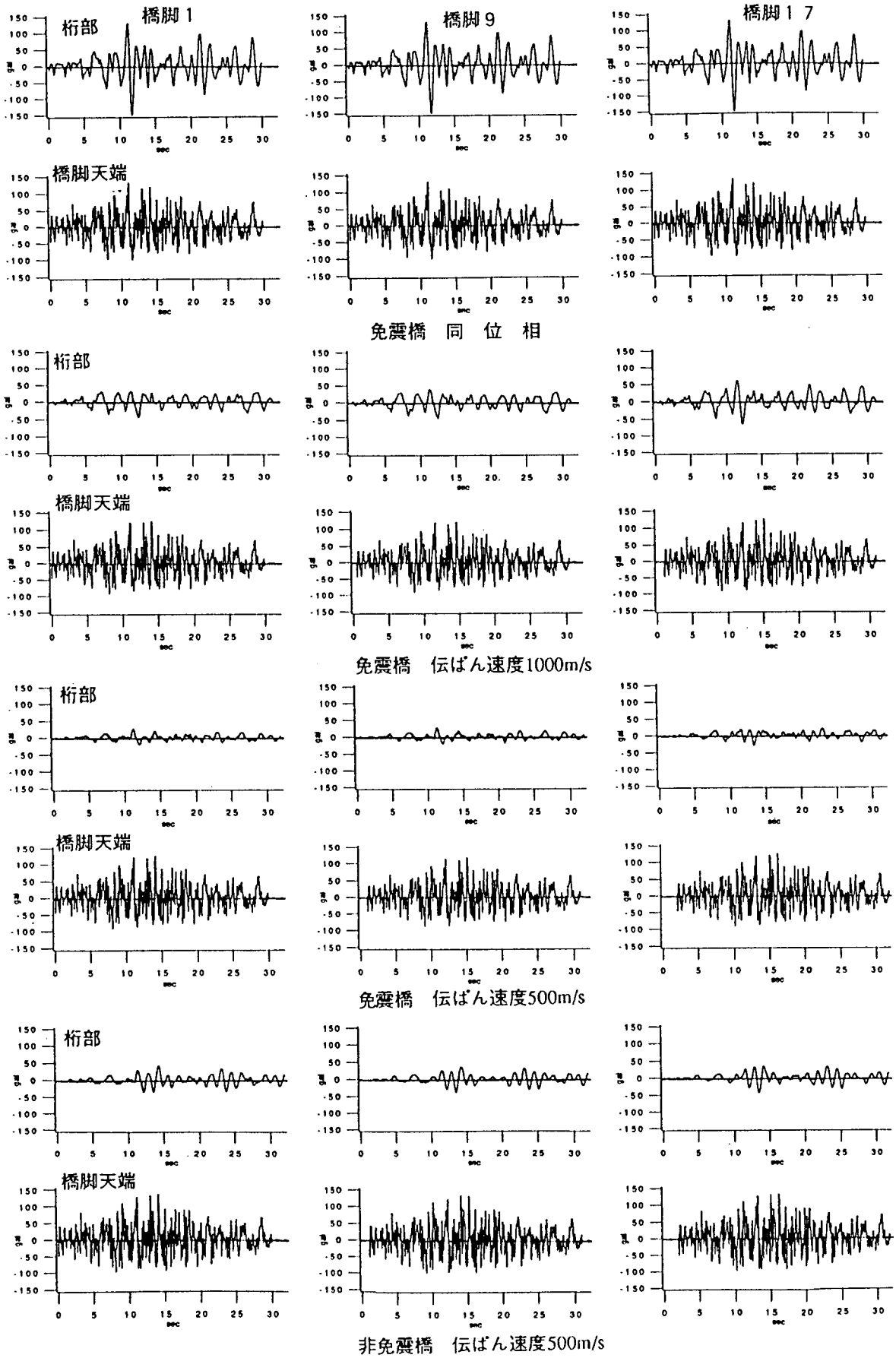
図－4.3.34　応答解析結果



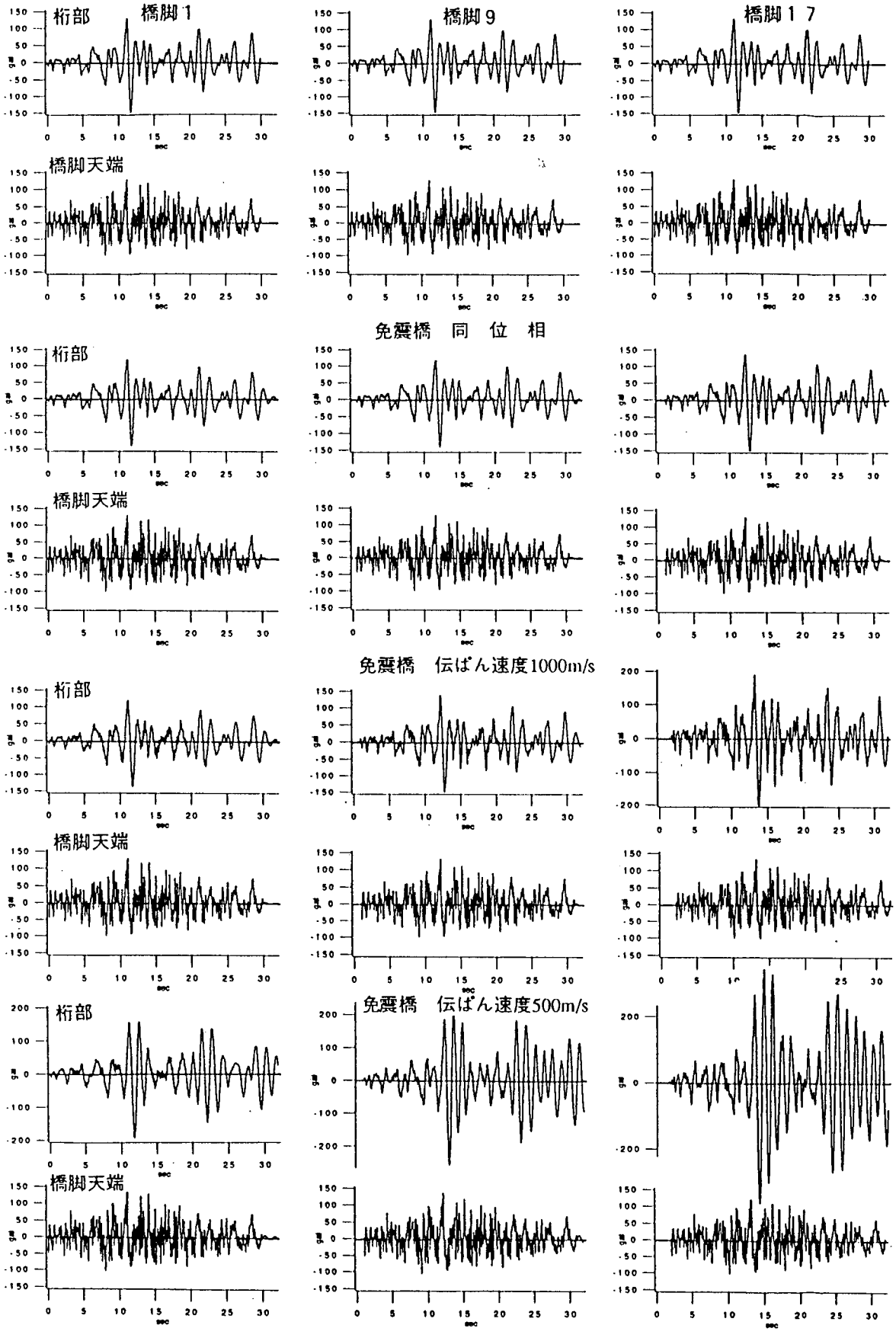
図－4.3.35　各橋脚の最大応答値分布（橋軸方向）



図－4.3.36　各橋脚の最大応答値分布（橋軸直角方向）



図－4.3.37　加速度応答波形（橋軸方向）



図－4.3.38　加速度応答波形（橋軸直角方向）

(5) まとめ

表－4.3.40と表－4.3.41はＰＣ橋と鋼橋の時刻歴応答解析結果を4.3.2の試設計における解析の結果とともに総括的に示したものである。これ等の数値をもとに、4.3.3の結果を考察する。

① ＰＣ桁と鋼桁の超多径間連続橋の応答特性はどの指標値をとっても同じ傾向にある。それぞれ異なった解析担当者が異なった数値計算プログラムを使い、入力だけを統一して解析したものであり、信頼性の高い結果といえる。

ＰＣ桁と鋼桁を比較すると鋼桁の方が軽いが、その分スパンが長いため免震支承1個が支持する死荷重がほぼ同じとなり、結果として応答特性が同じになったと考えることができる。

② 橋軸方向と橋軸直角方向を比較すると、位相差入力の影響は橋軸方向に顕著に現われ、応答が小さくなっていることが分かる。これは桁の剛性が橋軸方向に大きいためで、柔らかい免震支承で多点支持された桁に位相差入力が作用しても、桁全体には平均化された入力成分しか作用しないためである。この現象は橋脚と桁の間の幾何学的相互作用(Kinematic Interaction) として説明されるもので、動的な現象ではないことから、支承部の減衰が小さい非免震橋の場合にもほぼ同等の加速度の減少が起きている。この結果は超多径間化だけで橋軸方向の耐震安全性を向上できる可能性を示しており興味深い。

③ 橋軸方向と橋軸直角方向の比較で注目される他の1点は、橋軸直角方向の応答は、位相差入力を行なっても減少せず、逆に500m/secの場合には地震波が伝搬していく方向の一端で大きくなっていることである。これは、橋軸直角方向の桁の剛性が小さいので、②で述べた入力の平均化は発生せずに単一の橋脚とほぼ同等に応答し、一方で桁を橋軸方向に伝搬する曲げ変形の波動が発生する。それが地震波の伝搬と同調した場合は端部に波動エネルギーが集中し応答が大きくなる、と理解される。このような波動エネルギーの集中現象がどの様な条件下で発生するかについてはさらに検討を要しよう。しかし、地震波が特定の速度と方向で表層地盤を伝搬することは稀なことであろうし、減衰性の高い免震支承を使えば波動エネルギーが大きく増幅されることはないと考えられるので、設計上の対応は端部橋脚の耐震性を若干割り増す程度でよいと思われる。あるいは、伸縮装置の構造を単純化できるというメリットも合せて考えれば、端橋脚のみ橋軸直角方向を固定とするか支承のバネ剛性を大きくする方策も考えられる。

④ 非免震橋についての同位相入力の応答値が試設計における震度法に近い値となっている。これは、震度法の震度が長周期側では減衰が小さくなる仮定のもとに設定されていることから、当然の結果といえよう。

表－4.3.40　試設計と時刻歴応答解析の比較（ＰＣ橋）

	項　目	発生位置	免震橋					非免震橋	
			試設計		時刻歴応答解析			試設計	時刻歴応答解析
			震度法	応答スペクトル法	同位相	伝播速度1000m/s	伝播速度500m/s	応答スペクトル法	伝播速度500m/s
橋軸方向	桁の最大絶対加速度(gal)	橋脚 1	245*	161.6	147.4	44.7	26.6	241.6	39.8
		橋脚 14	245*	161.9	147.2	50.4	20.1	242.0	40.4
		橋脚 27	245*	161.6	147.4	67.6	32.0	241.6	48.0
	支承の最大相対変位(cm)	橋脚 1	9.85	6.54	5.32	6.60	6.61	9.72	7.10
		橋脚 14	9.92	6.55	5.17	2.07	4.09	9.77	4.38
		橋脚 27	9.85	6.54	5.32	6.06	6.21	9.72	6.26
	橋脚下端の最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ	(t・m)	3700.0	2123.0	1939.0	2036.0	2024.0	3136.2	2044.0
		発生位置	(橋脚3～25)	(橋脚 3～25)	(橋脚 2～26)	(橋脚 1)	(橋脚 1)	(橋脚 2,26)	(橋脚 1)
	橋脚下端の最大せん断力	(t)	356.5	186.4	171.0	159.8	160.1	269.8	162.6
		発生位置	(橋脚 1～27)	(橋脚 3～25)	(橋脚 2～26)	(橋脚 1)	(橋脚 1)	(橋脚 3～25)	(橋脚 1)
橋軸直角方向	桁の最大絶対加速度(gal)	橋脚 1	245*	155.5	146.2	146.2	141.9	188.3	231.0
		橋脚 14	245*	171.1	144.3	145.2	147.9	248.4	250.6
		橋脚 27	245*	155.5	146.2	157.9	206.9	188.3	330.2
	支承の最大相対変位(cm)	橋脚 1	7.98	5.28	5.18	5.31	5.58	6.60	10.09
		橋脚 14	10.08	6.82	5.09	5.08	4.98	9.81	10.11
		橋脚 27	7.98	5.28	5.18	5.60	6.75	6.60	13.42
	橋脚下端の最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ	(t・m)	4227.4	2475.4	1954.0	1992.0	2400.0	3556.1	4194.0
		発生位置	(橋脚 3～25)	(橋脚 3～25)	(橋脚 2,3,23,26)	(橋脚 26)	(橋脚 27)	(橋脚 3～25)	(橋脚 27)
	橋脚下端の最大せん断力	(t)	359.1	186.1	171.2	173.3	209.0	259.0	354.4
		発生位置	(橋脚 3～25)	(橋脚 3～25)	(橋脚 3,25)	(橋脚 26)	(橋脚 27)	(橋脚 3～25)	(橋脚 27)

* は設計震度（k_h＝0.25）より算定

表－4.3.41　試設計と時刻歴応答解析の比較（鋼橋）

	項　　目	発生位置	免震橋					非免震橋	
			試設計		時刻歴応答解析			試設計	時刻歴応答解析
			震度法	応答スペクトル法	同位相	伝播速度 1000m/s	伝播速度 500m/s	応答スペクトル法	伝播速度 500m/s
橋軸方向	桁の最大絶対加速度（gal）	橋脚 1	235.0 (k_h=0.24)	157.4	149.3	44.8	27.5	230.0	40.7
		橋脚 9		157.4	148.7	49.7	20.4	229.9	38.3
		橋脚 17		157.4	149.3	65.4	29.9	230.0	43.5
	支承の最大相対変位（cm）	橋脚 1	10.30	6.84	5.53	6.90	6.78	10.00	7.30
		橋脚 9	9.91	6.61（橋脚2）	5.32	2.19	4.26	9.67（橋脚 2）	4.50
		橋脚 17	10.30	6.84	5.53	6.32	6.21	10.00	6.44
	橋脚下端の最大曲げモーメント	（t･m）	3980.	2220.	2050.	1972.	1930.	3170.	1928.
		発生位置	（橋脚 1）	（橋脚 2）	（橋脚 6,12）	（橋脚 1）	（橋脚 1）	（橋脚 2）	（橋脚 1）
	橋脚下端の最大せん断力	（t）	344.	190.	188.	157.	157.	269.	159.
		発生位置	（橋脚 1）	（橋脚 2）	（橋脚 1）	（橋脚 1）	（橋脚 1）	（橋脚 2）	（橋脚 1）
橋軸直角方向	桁の最大絶対加速度（gal）	橋脚 1	235.0 (k_h=0.24)	159.0	148.4	143.0	138.7	235.9	190.4
		橋脚 9		156.1	148.0	145.5	152.1	231.8	259.4
		橋脚 17		158.9	148.4	165.2	226.6	235.9	366.4
	支承の最大相対変位（cm）	橋脚 1	11.10	6.58	5.37	5.35	5.43	9.97	8.99
		橋脚 9	11.10	6.54（橋脚2）	5.25	5.23	5.11	9.92（橋脚 2）	10.29
		橋脚 17	11.10	6.58	5.37	5.92	7.40	9.97	14.73
	橋脚下端の最大曲げモーメント	（t･m）	5252.	2620.	2608.	2586.	3278.	3940.	5686.
		発生位置	（橋脚 2）	（橋脚 1）	（橋脚 2,16）	（橋脚 17）	（橋脚 17）	（橋脚 2）	（橋脚 17）
	橋脚下端の最大せん断力	（t）	418.	183.	182.	192.	235.	268.	392.
		発生位置	（橋脚 2）	（橋脚 1）	（橋脚 1~17）	（橋脚 17）	（橋脚 17）	（橋脚 1）	（橋脚 17）

4.3.4 超多径間連続橋の免震設計フローの構成要因の検討

(1) 検討の目的

橋軸水平方向に対して多点支持された超多径間連続橋では、以下に示すような事項に配慮することが必要となる。

・温度変化の影響による桁伸縮を拘束しようとする水平力が橋脚部に生ずる。

・ＰＣ橋の場合は、プレストレスによる桁の弾性収縮とそれに対するクリープ収縮および乾燥収縮などが原因となって、同様の拘束水平力が生ずる。

・地震による上部構造の慣性力を、下部構造に合理的に分散させることが必要となる。

ここでは、上記の構造特性のもつ超多径間連続橋の免震設計を行う上での構成要因を挙げ、免震設計フロー作成のために考慮すべき項目について検討を行う。

(2) 構成要因の検討

ｉ）免震装置の設計

ａ）検討モデルの設定

・ 免震装置の設計は、「3.4簡易計算法の開発に関する研究」において提案されているモデル化手法を用い試算によって行うが、モデル化に際しては、桁端部の下部構造が橋台となるか掛け違い橋脚か、あるいは地震の影響を検討する場合か温度変化の影響の場合か等により、境界部におけるバネや上部構造質量の扱いを変える必要がある。

ｂ）免震装置の剛性の設定

・ 免震装置の剛性は、レベル2における免震装置の設計と温度変化の影響による水平力およびレベル1での橋梁全体の設計震度などに配慮して設定する。同時に、下部構造（掛け違い橋脚か否か）および鉛直反力と関連して免震装置に要求される特性も考慮する必要がある。

・ 地震時の検討では、レベル2でせん断変形耐力と転倒安全性ならびに桁遊間の照査を行う一方、レベル1における上部構造慣性力を下部構造に合理的に分散することが必要となる。

・ 温度変化の影響に対しては、許容値の割増しを考慮に入れ、温度変化により生ずる水平力と地震による水平力とのバランスを考えながら検討を行う必要がある。

・ ＰＣ橋の場合は、施工方法および順序を考慮して、施工時でのプレストレスによる桁の弾性収縮や施工時および橋体完成以後のクリープ収縮ならびに乾燥収縮の影響について見込む必要がある。ただし、何らかの方法によって予め免震装置にせん断変形を与えて、この収縮量相当分を吸収する場合であれば、この影響は考慮する必要がなくなる。

・ ii）の下部構造の設計および照査の結果、もしも仮定した下部構造の形状寸法を変更せざるを得ないことになった場合には、免震装置の設計を再度行うことが必要となる。

ii）下部構造の設計・照査

a）解析モデル

- 下部構造の設計では、下部構造部材と基礎バネを含む橋梁全体の平面骨組構造にモデル化する。免震装置の剛性は、地震の影響においてはｉ）の免震装置の設計時のレベル１で設定された等価剛性を用い、温度変化の影響およびＰＣ橋の場合のクリープ収縮・乾燥収縮の影響に対する検討では静的等価剛性とする。
- ＲＣ橋脚の地震時保有水平耐力の照査では、等価固有周期の算定は橋梁全体の平面骨組構造モデルによって行う。免震装置の剛性はレベル２で設定された等価剛性を用い、橋脚部材の剛性は降伏剛性を用いる。

b）検討ケース

- 下部構造の設計は、震度法による地震の影響と温度変化の影響の両検討ケースで行う。温度変化の影響については、ｉ）の免震装置の設計の際に温度変化と地震による水平力のバランスを考慮した検討が行われているが、下部構造の設計段階にも検討する。
- ＰＣ橋の場合で、クリープ収縮ならびに乾燥収縮の影響を考慮する必要があるときには、これが主荷重扱いとなるため、地震の影響と温度変化の影響の両方の検討において考慮する。
- ＲＣ橋脚に対する地震時保有水平耐力の照査においては、ＰＣ橋のクリープ収縮ならびに乾燥収縮の影響を考慮しない。

iii）動的解析による照査

a）簡易動的解析による照査

- 下部構造の設計結果および免震装置の設計と下部構造の保有水平耐力照査等の結果に対する動的解析による照査は、簡易動的解析すなわち応答スペクトル法によって、各々レベル１およびレベル２地動に対して行う。
- 解析モデルは橋梁全体の平面骨組構造の等価線形モデルとする。
- 簡易動的解析時の免震装置の剛性は、ｉ）の免震装置の設計で設定された特性値に固定してよい。

b）時刻歴応答解析による照査

- 時刻歴応答解析による照査は、地震波の伝播速度の影響で各橋脚に作用する地震動に位相差が生じ、橋脚が負担する上部構造の慣性力や免震装置の変位等の免震設計上の照査項目を、位相差の影響を考慮して検討する必要があるとされる場合に行うことが考えられる。
- 入力地震動は道示の標準波形とし、地震動の入力は各橋脚に位相差を考慮して行う。

iv）落橋防止構造および伸縮装置の設計

- 落橋防止構造および伸縮装置の設計については、「3.5免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究」の結果に従うものとする。
- 伸縮装置の橋軸方向の検討では温度変化の影響による変位量が大きく考慮を要するが、地震による変位量との合成はしない。

4.3.5 平成3年度の研究方針

(1) 今後の検討課題

平成2年度の検討により、連続桁長1㎞級の超多径間連続橋が免震設計可能であることが確認された。残された検討課題は次のとおりである。

a．温度変化等により桁の伸縮と地震力による変化の重ね合せの検討

b．曲線線形、地盤条件の変化等、現実的な諸条件を考慮した超多径間連続橋の免震設計の適用性の検討

c．超多径間連続橋の施工法の検討

d．橋軸直角方向にも伸縮が可能な伸縮装置の検討

e．温度変化などに対応した緩速載荷時の鉛プラグ入り免震支承の変形特性の調査と鉛プラグ入り積層ゴム以外の免震支承の適用の可能性検討

(2) 平成3年度の研究計画

平成3年度はこの共同研究の最終年度であり、3年間の研究の成果として設計マニュアルが取りまとめられる。したがって、平成3年度の研究は上述の残された各検討課題に取り組むとともに、その成果を平成2年度までの研究成果も含めてマニュアルに取り入れることを基本とする。

以下に平成3年度の研究項目を示す。

a．超多径間連続橋曲線橋の免震設計の検討

平成2年度に試設計した鋼橋と同一の諸元を持つ超多径間連続橋を考え、その平面線形が90°程度の曲がりをもつ場合を想定して構造細目も含めた免震設計の適用性を検討し、マニュアルの参考資料として取りまとめる。

b．現実的な諸条件を考慮した超多径間連続橋の免震設計の検討

ＰＣ橋について具体的なプロジェクトを参考にモデル橋を選定して試設計を行ない、マニュアルの設計例としてとりまとめる。

c．超多径間連続橋の施工法の検討

ＰＣ橋と鋼橋について施工法を検討し、マニュアルの参考資料として取りまとめる。

d．超多径間連続橋の免震設計のフローの作成

超多径間連続橋としての免震設計フローを作成し、マニュアルの参考資料としてとりまとめる。

なお、(1)今後の検討課題で示したａ．は第3章の研究成果に、ｄ．とｅ．は第1章と第2章の研究成果に期待することとする。

〈民側担当会社〉株式会社大林組、清水建設株式会社、住友建設株式会社、株式会社神戸製鋼所、
パシフィックコンサルタンツ株式会社、日本技術開発株式会社、新構造技術株式会社

4.4　耐震補強に対する免震設計に関する研究

4.4.1　平成2年度研究成果の概要

(1) 研究の概要

i）研究の方針

今年度は研究の2ヵ年目として初年度に実施した予備的な調査・検討の成果にもとづいて、既設橋梁の耐震補強に対する免震装置の適用性およびその設計の実施可能性を明らかにするため、計画・設計・施工のそれぞれの面からより具体的な試算を含む検討を行うこととした。

ii）研究の項目

上述した方針に基づいて、今年度の実施の対象とした研究項目は次のとおりである。

① 道路橋の耐震設計規定の改訂経緯と内容に関する調査

② 耐震補強に対する免震装置の適用計画および設計手法に関する検討

③ 耐震補強対策としての免震装置の検討

④ 上部工構造計画変更に伴う免震装置の検討

⑤ 施工方法および構造細目に関する検討

(2) 成果の要約

上記各項目の成果はそれぞれ次のようにまとめられる。

① 道路橋の耐震設計規定の改訂経緯と内容に関する調査

既設橋梁の耐震補強が必要となる状況については、初年度の成果により明らかにされているが、具体的に建設時点がいつ頃の橋が耐震補強の対象となるかを概略把握することを目的に、最近までの耐震設計規定――設計水平震度、許容応力度、ＲＣ橋脚の主鉄筋段落とし部の照査と配筋、基礎の耐震計算法――の変遷を調べた。

その結果、問題と考えられることとして杭基礎について昭和39年制定の「道路橋下部構造設計指針くい基礎の設計編」以前では、統一的な耐震計算の手法・条件が定められておらず、名神高速道路や首都高速道路の橋以外では杭は一般的に地震の影響は考慮されていたかどうか不明であることが判明した。

② 耐震補強に対する免震装置の適用計画および設計手法に関する検討

耐震補強に対する免震装置の適用性を明確にするために初年度の成果にもとづいて、具体の適用しうる条件および実現させるための問題解決の方策について整理を行った。

③ 耐震補強対策としての免震装置の検討

耐力増強や安定性向上による従来からの耐震補強対策の代替案としての免震装置の適用の特徴を整理するとともに、次の場合を対象に耐震補強対策としての免震装置の実施可能性を明らかにするために試算検討を行った。

a．ＲＣ橋脚の主鉄筋段落とし部の補強

b．保有水平耐力が不足するＲＣ橋脚基部の補強

c．基礎の補強――昭和54年橋梁震災点検結果に基づく耐震補強の実施例に着目して、基礎杭の地震時の支持力が不足する例、河床低下によるケーソン基礎の地震時の支持力が不足する例および地盤の液状化により杭基礎の支持力が不足する例を対象 ――

その結果、次のような事項が明らかとなった。

a．については実施可能ではあるものの、経済性にやや劣る。ただし、基礎の耐力や安定性に余裕のない場合や、河川内の橋脚で仮締切工を必要とする場合などでは免震装置の採用は有効と思われる。

b．についてはモデル橋脚に対して橋脚高さ、断面寸法をパラメータにした保有水平耐力を算出し、免震装置の減衰効果を考慮した場合のその適用可能性の安全率すなわち保有水平耐力と地震時の作用外力との比の範囲を示した。

c．については３例のうち地盤の液状化により杭基礎の支持力が不足する例では明らかに免震装置の適用ができないこと、他の２例では適用可能と考えられることがそれぞれ判明した。このうち、基礎杭の地震時の支持力が不足する例については試設計を行い免震装置の必要諸元の設定を行った。

④　上部工構造計画変更に伴う免震装置の検討

具体的な事例として次の二つのケース――歩道添架による上部工反力の増加、多径間連続化に伴う水平反力の増加――を対象に採用して概略の試算を行い、免震装置の適用の可能性について検討を行った。

その結果、歩道添架による上部工反力の増加に対しては免震装置の期待しうる減衰効果から、その適用が考えられる上部工反力の増加の程度を明らかにすることができた。また、多径間連続化に伴う水平反力の増加に対しては35ｍスパンの鋼鈑桁に対して免震装置の適用が可能な連続化径間長と橋脚の現状での支点条件を提示することができた。これらの内容にもとづいて多径間連続化に伴う免震装置の試設計を実施した。

⑤　施工方法および構造細目に関する検討

免震装置の採用に伴う支承の取り替えと免震装置の設置方法、ノージョイント化に伴う床版の施工法、伸縮継手や落橋防止構造などの構造細目について概略の検討を行うとともに落橋防止装置のダンパー化についてもその実施の見通しを明らかにすることができた。

4.4.2　道路橋の耐震設計規定の改訂経緯と内容に関する調査

(1) 概要

既設道路橋の建設時点での設計手法・条件がどのようなものであったかを把握することを目的として、道路橋の耐震設計規定の改訂経緯と内容に関する調査を行う。すなわち、既設橋梁の耐震補強が必要となる状況については、初年度の成果により明らかにされているが、具体的に建設時点がいつ頃の橋梁が耐震補強の対象となるかを概略把握することに主眼をおいて、設計震度、許容応力度、ＲＣ橋脚の主鉄筋段差落し部の照査と配筋、および基礎の耐震計算法の変遷について調査した。

調査結果を要約して表－4.4.1 に示すとともに、各項目ごとの内容を以下に述べる。

(2) 設計震度[18) 19)]

道路橋の設計において地震の影響を考慮するようになったのは、1923年(大正12年)の関東地震による橋梁の被害を契機として、大正15年「道路構造に関する細則案」において地震荷重の規定が盛り込まれたことに始まる。それ以降、昭和55年「道路橋示方書耐震設計編」までの設計震度の変遷を表－4.4.2 に示す。大正15年細則案の中では、地域別、地盤別の設計水平震度k_H ＝0.10～0.30が規定され、鉛直震度は水平震度の1/2 とされている。昭和14年「鋼道路橋設計示方書案」では、設計震度の標準値を水平 0.2、鉛直 0.1とし、架橋地点の状況を考慮してこれらの値を増減させた上で、合震度（表－4.4.2 に示す0.10～0.40）を用いて算出した地震力を水平方向に作用させるように別途解説されている。昭和31年「鋼道路橋設計示方書」では、地盤条件の区分を従前の２区分から３区分に変更され、水平震度はk_H ＝0.10～0.35の値をとることとし、鉛直震度はk_v ＝0.10を標準とすることとなっている。なお、昭和39年の示方書では、昭和31年のものと同様の規定となっている。

道路橋の耐震設計規定が体系づけられたのは、昭和46年「道路橋耐震設計指針」であり、設計震度についても大幅な改訂が行われ、地域・地盤・重要度に応じた補正を行う震度法と、これに加えて構造特性に応じた補正を行う修正震度法が規定された。また、鉛直震度は一般に考慮しないこととなった。昭和55年「道路橋示方書耐震設計編」では、さらに改訂が行われているが、基本的な事項は昭和46年指針と同様である。

以上のことから、設計震度に関する規定は、昭和46年の指針を境にそれ以降で現行の示方書に近い形で体系化されたものといえるが、設計震度の値そのものは、大正15年細則以来、基本的には水平震度k_H ＝0.20程度が採用されており、大正年代以前に設計された橋梁を除くと、設計震度に関しては年代別の有意な差はないものと考えられる。

表－4.4.1　主要な項目に関する道路橋耐震設計規定の変遷[17) 18)]

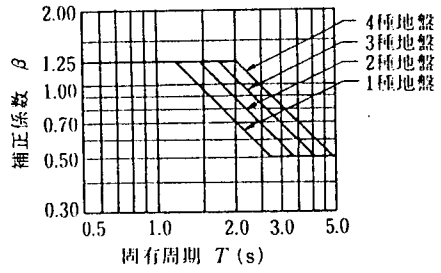
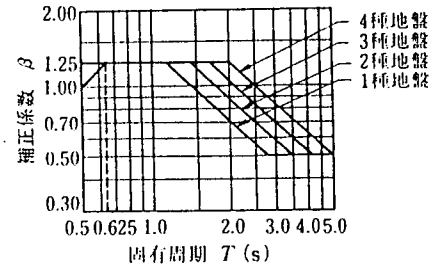
名　称	設　計　震　度	地震荷重に対する許容応力度の割増し	基　礎	下部工軀体（RC）	主な被害地震
大正15年細則	k_H =0.10～0.30 地域別地盤別の規定 k_v =1/2 k_H	60%	——		1923年関東地震
昭和14年鋼道示	k_H =0.2，k_v =0.1 を標準とし，地域別地盤別の合震度（K=0.10～0.40）を考える。	鋼材　80% コンクリート　60%	——		1946年南海地震 1948年福井地震 1952年十勝沖地震
昭和31年鋼道示	k_H =0.10～0.35 地域別地盤別の規定 k_v =0.1	鋼材　80% コンクリート　50%	——		
昭和39年指針 杭基礎設計編	——	——	杭基礎設計法の体系化。		
昭和39年鋼道示	（昭和31年鋼道示と同様）	鋼材　70% コンクリート　50%	——		1964年新潟地震 1968年十勝沖地震
昭和45年指針 ｹｰｿﾝ基礎設計編	——	——	ケーソン基礎設計法の体系化。		
昭和46年 耐震設計指針	k_{H0} =0.2 地域・地盤・重要度に応じた補正（震度法）および構造特性に応じた補正（修正震度法）。 k_v は一般に考慮しない。	道示鋼橋編 （昭和47年）　70% 鉄筋ｺﾝｸﾘｰﾄ橋示方書 （昭和39年）　50% 下部構造設計指針 50%	支持力を無視する土層（液状化）の規定。		1978年宮城県沖地震
昭和55年道示 Ⅳ下部構造編 Ⅴ耐震設計編	上記規定をより明確化したもの。	Ⅱ鋼橋編　70% Ⅲｺﾝｸﾘｰﾄ橋編　50% Ⅳ下部構造編　50%	昭和39年指針以来の各編を修正・統合したもの。	段差し部設計法の体系化。 変形性能の照査導入。	1982年浦河沖地震 1983年日本海中部地震
平成２年道示 Ⅳ下部構造編 Ⅴ耐震設計編	震度法と修正震度法の一本化。	（同上）	基礎形式別設計法の連続性を考慮した体系化。	保有水平耐力照査法の規定	

表－4.4.2　道路橋の設計震度の変遷[19)]

<table>
<tr><th>制定年</th><th>規定名</th><th>設計水平震度の規定</th></tr>
<tr><td>1926年
(大正15年)</td><td>道路構造に関する細則案</td><td>
<table>
<tr><th></th><th>沖積層</th><th>洪積層</th></tr>
<tr><td>古来しばしば大地震に遭遇せし地域</td><td>0.30</td><td>0.15</td></tr>
<tr><td>大地震の記録ある地域</td><td>0.25</td><td>0.13</td></tr>
<tr><td>大地震の記録なき地域</td><td>0.20</td><td>0.10</td></tr>
</table>
</td></tr>
<tr><td>1939年
(昭和14年)</td><td>鋼道路橋設計示方書案</td><td>
<table>
<tr><th></th><th>沖積層</th><th>洪積層</th></tr>
<tr><td>古来しばしば大地震に遭遇せし地域</td><td>0.40</td><td>0.20</td></tr>
<tr><td>古来大地震に遭遇せし地域</td><td>0.30</td><td>0.15</td></tr>
<tr><td>その他の地域</td><td>0.20</td><td>0.10</td></tr>
</table>
</td></tr>
<tr><td>1956年
(昭和31年)</td><td>鋼道路橋設計示方書</td><td>
<table>
<tr><th></th><th>軟弱地盤</th><th>やや良好な地盤</th><th>良好な地盤</th></tr>
<tr><td>しばしば大地震が起こった地域</td><td>0.35～0.30</td><td>0.30～0.20</td><td>0.20～0.15</td></tr>
<tr><td>大地震が起こったことのある地域</td><td>0.30～0.20</td><td>0.20～0.15</td><td>0.15～0.10</td></tr>
<tr><td>その他の地域</td><td>0.20</td><td>0.15</td><td>0.10</td></tr>
</table>
</td></tr>
<tr><td>1971年
(昭和46年)</td><td>道路橋耐震設計指針</td><td>設計水平震度：$k_h=\nu_1\cdot\nu_2\cdot\nu_3\cdot k_0$

k_0：標準設計水平震度（=0.2）
ν_1：地域別補正係数　（=1.00，0.85，0.70）
ν_2：地盤別補正係数　（=0.9，1.0，1.1，1.2）
ν_3：重要度別補正係数（=1.0，0.8）

修正震度法における設計水平震度：$k_{hm}=\beta k_h$（橋脚高さ25m以上）

β：構造物の固有周期による補正係数
 
</td></tr>
<tr><td>1980年
(昭和55年)</td><td>道路橋示方書耐震設計編</td><td>1971年道路橋耐震設計指針と基本的には同一，主な改訂点は以下のとおり。
1）地域区分の境界線を変更した。
2）地盤種別は地盤の特性値によるものとした。
3）修正震度法の適用範囲を橋脚高さ15m以上とした。
4）修正震度法のβについて短周期側でのすりつけを考慮した。
 
</td></tr>
</table>

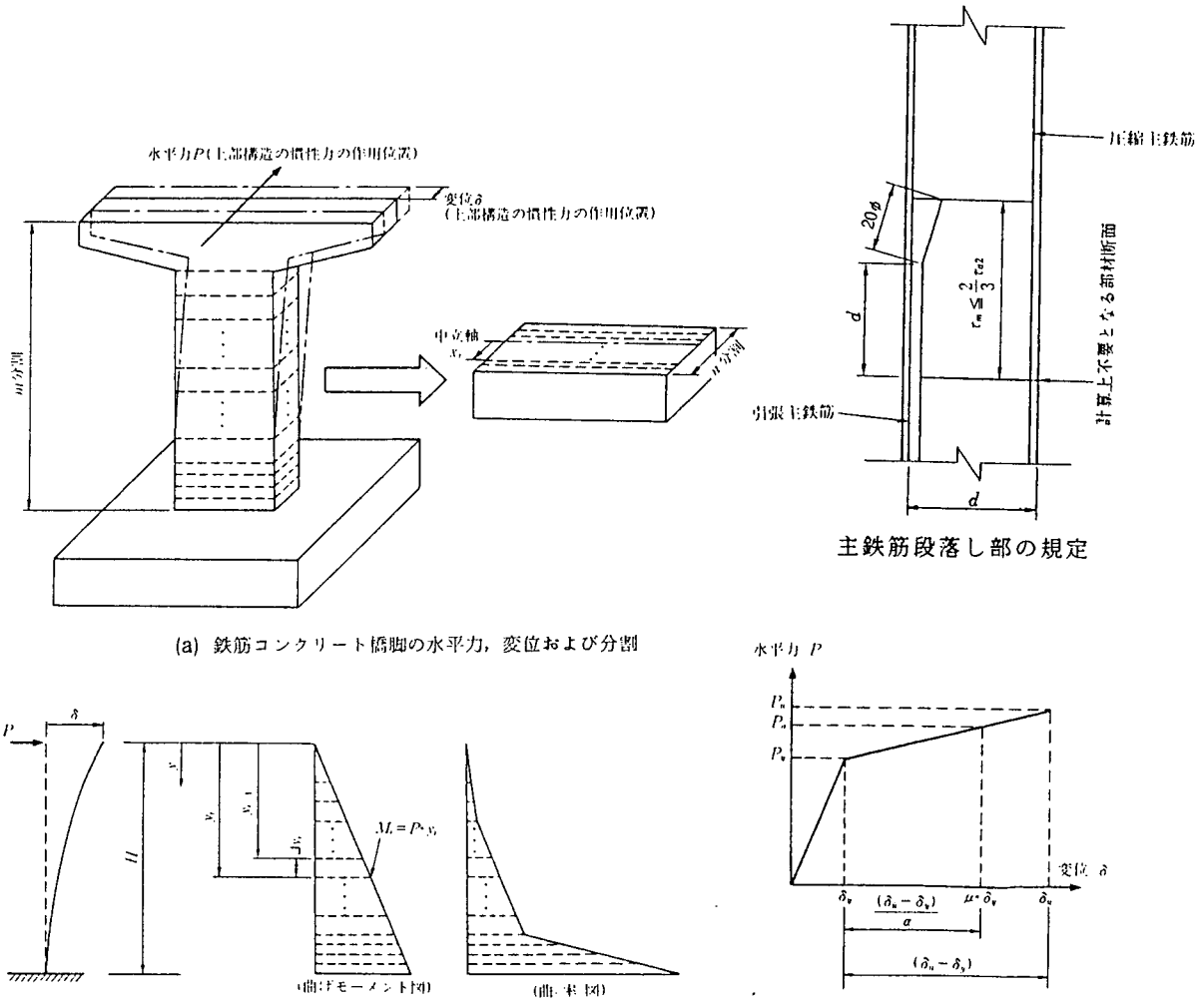
(3) 下部構造

i）鉄筋コンクリート橋脚

鉄筋コンクリート橋脚の設計は、従来からコンクリートの引張部を無視したＲＣ断面計算によって行われてきている。主鉄筋の段落し部は、橋脚付け根に比べてじん性に乏しく、宮城県沖地震や浦河沖地震においても顕著な被害が認められた。

一方、このような比較的大きな地震においても、鉄筋コンクリート橋脚の基部は、設計地震力を上回る地震力を受けても落橋に至るような被害は認められなかった。これは、鉄筋コンクリート橋脚が非線形領域に入ることにより、エネルギー吸収が行われたためである。

以上のような状況から、昭和55年「道路橋示方書Ⅳ下部構造編」では、主鉄筋の段落し位置を従来より部材の有効高さに等しい長さだけ高くする規定が盛り込まれている。また、鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋が降伏点に達してからもある範囲内でぜい性的な破壊を生じさせず致命的な破壊を防ぐ目的で昭和55年「道路橋示方書Ｖ耐震設計編」に地震時変形性能の照査が導入され、平成２年「道路橋示方書Ｖ耐震設計編」に地震時保有水平耐力の照査が規定された。



図－4.4.1　地震時保有水平耐力照査

ii）基礎構造[20)]

道路橋の基礎構造の設計法については、橋梁の形式・規模、基礎の施工法などの年代的な変化に伴い、その設計思想も変化している。西洋の橋梁技術が導入された明治時代、基礎の多くは杭または直接基礎が採用されていたが、杭の支持力は鉛直方向のみに着目して考えられていた。

大正12年の関東地震を契機として震度法による耐震計算が設計に導入され、また土圧の物部・岡部式、ケーソンの物部式などの計算法が次々と生まれた。しかし、この時代の耐震計算は主として直接基礎やケーソン基礎を対象に考えられており、杭基礎ではその施工法は進歩したものの、水平力に対しては斜杭で対応する思想があり、中にはフーチング底面の摩擦力を見込んでいるものもある。また、杭反力については、直接基礎で計算される地盤反力を杭の配置に応じて分配する考え方と次式によるものとがあった。

$$V_i = \frac{V}{n} \pm \frac{V_i e}{\Sigma x_i^2} x_i$$

ここに、V_i ：対象とする杭の反力
x_i ：中心軸から杭までの距離
V ：鉛直力
n ：杭本数
e ：偏心量

この時点では、地盤反力や杭反力を算出するのみで、支持力の計算方法は少なくとも設計実務では採用されておらず、支持力が経験的に確認されている地層に杭の先端をもっていくという考え方が一般的であった。

その後、ケーソン基礎の設計法については、昭和28年に池原・横山式が発表され、昭和40年代前半まで用いられている。これは、従前の式によると軟弱地盤においてケーソンが大断面になるのを、底面反力を考慮することにより断面を縮小できるようにしたものである。すなわち、昭和28年以前のケーソン基礎は、少なくとも池原・横山式によるよりも断面が大きい傾向にあるということができる。

一方、昭和30年代に入ると、道路整備の事業量拡大に伴い、下部構造についても設計基準の整備が進められ、昭和39年「道路橋下部構造設計指針、杭基礎設計編」では、初めて杭の支持力算定式、水平力に対する弾性床上のはりとしての計算法、荷重の分担に対する変位法による計算法、群杭に対する考え方、各種の杭の構造細目などがまとめられた。この杭基礎設計編が先がけとなり、各種の基礎に対する設計編、施工編およびこれらの改訂版が次々にまとめられ、さらにこれらを修正・統合した形で昭和55年「道路橋示方書Ⅳ下部構造編」の制定に至っている。

以上のことから、各種基礎形式の耐震設計法としては、年次による変遷はあるものの、現行の道路橋示方書の規定と比較した場合に、耐震補強の対象となりうるものとしては、特に昭和39年指針の制定より前に設計された杭基礎と考えられる。なお、昭和30年代から設計が開始された名神高速道路、首都高速道路、阪神高速道路の橋については、杭基礎の設計では昭和39年指針の規定と同様の考え方が採用されているが、これらの高速道路以外の橋については、杭基礎の設計において一般的に地震の影響が考慮されていたかどうかが不明といえる。

4.4.3　耐震補強に対する免震装置の適用計画および設計手法に関する検討

(1) 適用条件の整理

i）耐震補強を必要とする橋梁下部構造

橋梁下部構造に対し、免震装置の適用を含めた耐震補強対策が必要となるような事例として、以下のような例が挙げられる。

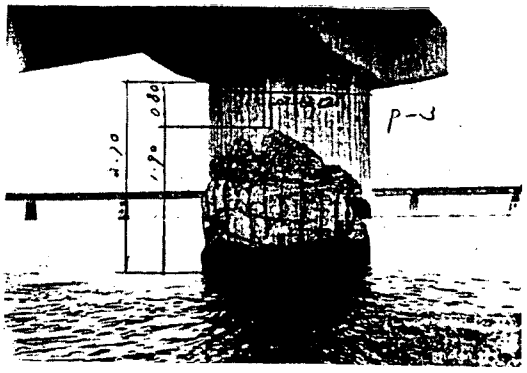
A．橋脚

a．靱性不足

b．主鉄筋段落し部の定着長不足

c．古い構造（無筋コンクリート、ブロック積み等）

d．上部構造荷重の増加



図－4.4.2　主鉄筋段落し部被害例

B．基礎

① 地震時の支持力不足

a．古い示方書による設計

b．上部構造荷重の増加

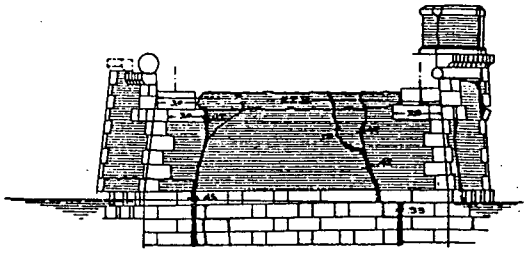
c．洗掘

d．液状化

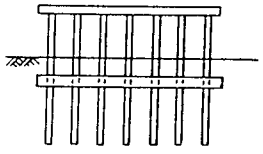
② 地震時の変位が過大

a．液状化

b．下部構造の剛性不足（パイルベントなど）



図－4.4.3　ブロック積橋台被害例



図－4.4.4　パイルベント

ii）免震装置による耐震補強効果

免震装置による耐震補強は、免震装置の持つ次の２つの効果によって、構造物への作用地震力を低減させることを期待している。

① 免震装置の高減衰能力による設計地震力（震度）の低減効果

② 構造系の変更による地震時水平力の分散効果

なお、免震装置により橋の長周期化を図り設計地震力（震度）を低減することも可能であるが、変位量の増大に対し既設の伸縮継手・遊間等の大幅な変更を伴うことになるので、既設橋梁の耐震補強としてはあまり有利でないと考えられる。

iii）耐震補強に免震装置を適用できない場合

耐震補強対策として免震装置を適用できない事例として、以下のような場合が考えられる。

① 免震装置を取り付けられない場合

② 補強を必要とする要因に、地震時慣性力の低減以外の要因がある場合

a．洗掘の防止（根固め）

b．常時においても耐力が不足する場合の常時対策

c．構造に現に変状が見られる場合（クラック、沈下、側方移動など）の対策

③ 免震装置の地震時慣性力の低減能力を超える場合

免震装置の減衰のみにより設計地震力（震度）の低減を図る場合には、30％程度の低減が限度となる。

④ 変位を抑制する必要がある場合

以上は、耐震補強に免震装置を単独で適用する場合に不都合が生じると思われる場合である。しかし、これらの場合でも、他の補強方法との組合せで、その補強強度を減少させるために免震装置を採用することが考えられる。たとえば、常時においても基礎耐力が不足しているために増し杭を行い基礎を補強する場合でも、杭打設本数を減らし、工事規模を小さくするために、免震装置を適用することが考えられる。

(2) 計画・設計の手順

i）耐震補強の目標水準

既設橋梁下部構造を耐震補強する場合の目標水準は、現行示方書（平成2年版）を満足させることにおく。ただし、新設の免震橋梁の場合に免震装置の減衰を設計に考慮しないで、潜在的な耐震性への余裕分としているのに対し、耐震補強の場合には免震装置の減衰を考慮して設計計算（静的計算、レベル1・レベル2とも）を行う。

耐震補強は原則的に、何らかの理由によりその安全性が現行の道路橋示方書で要求されるレベルに満たない橋梁を対象とし、主として免震装置の減衰効果を期待して実施するものであるため、新設橋の場合と同一の地震入力を採用すると免震装置を用いた耐震補強が不可能となる。したがって、免震装置を用いた耐震補強における設計水平震度は、レベル1に対しては設計振動単位の減衰効果を考慮することとして、次のように考える。

① 現行の道路橋示方書における設計水平震度は、多数の強制振動実験結果から得られる減衰定数$h=0.02/T$（T：固有周期）による補正を含んだものであり、この補正分を割り戻したものを減衰定数$h=0.05$相当における水平震度とする。ただし、ここでは割り戻し後の震度が安全側となるように、$h=0.04/T$と考える。参考として図－4.4.5には、$h=0.05$の応答スペクトルを$h=0.02/T$により補正する手順を示すが、この補正分を割り戻すことは、同図の逆の手順によることになる。

② 上記の手順により換算された$h=0.05$相当の設計水平震度に対して、免震装置を用いた場合の設計振動単位の減衰定数により補正する。

以上の内容を整理すると、免震装置を用いた耐震補強における設計水平震度（レベル1）は、次式により求められる。

$$(k_{h1})_R = c_Z \cdot c_I \cdot c_{Th} \cdot c_{D1} \cdot c_{T1} \cdot k_{h10}$$

ここに、$(k_{h1})_R$：免震装置を用いた耐震補強に用いるレベル1の設計水平震度

c_Z：地域別補正係数

c_I：重要度別補正係数

c_{Th}　：設計水平震度を減衰定数h＝0.05相当の値に換算するための補正係数

$$c_{Th}=\frac{1}{\dfrac{1.5}{40\,(0.04/T)+1}+0.5}$$

T　　：固有周期

c_{D1}　：減衰定数別補正係数

$$c_{D1}=\frac{1.5}{40h_1+1}+0.5$$

h_1　：免震装置を含めた設計振動単位のレベル１の減衰定数

c_{T1}　：レベル１の固有周期別補正係数

k_{h10}　：レベル１の標準設計水平震度（0.2 とする）

また、減衰定数h_1 は、ひずみエネルギー比例減衰の考え方により、次式で算定する。

$$h=\frac{h_B\cdot K_B\cdot u_B^2+h_P\,K_B^2\cdot u_B^2/K_P}{K_B\cdot u_B^2+K_B^2\cdot u_B^2/K_P}$$

ここに、h_B　：支承の減衰定数

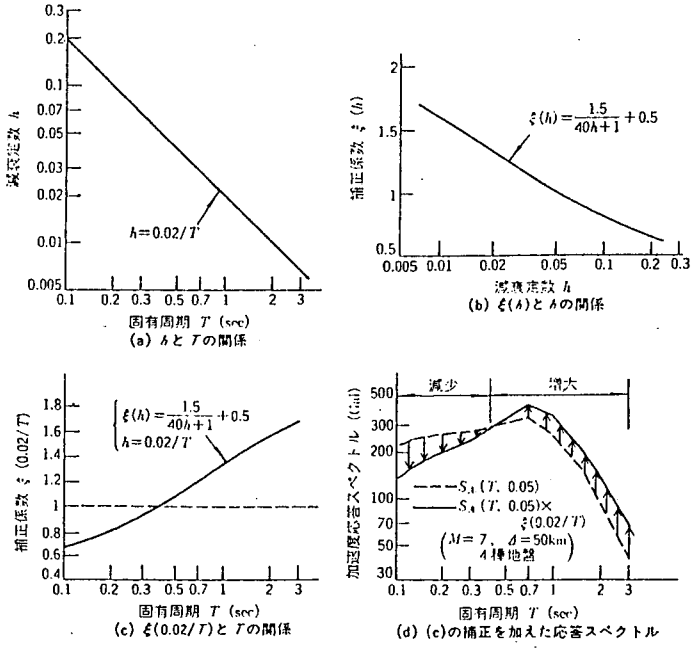
K_B　：支承の等価剛性

u_B　：支承の設計変位

h_P　：橋脚の減衰定数

K_P　：橋脚の剛性

なお、レベル２の静的解析法の地震入力、およびレベル１，２の動的解析法の入力については、新設橋梁の場合の地震入力と同様とする。



図－4.4.5　h＝0.05の応答スペクトルをh＝0.02／Tで補正する手順（参考）[21]

ii）計画・設計のフローチャート

既設橋梁下部構造の耐震補強に免震装置を適用しようとする場合には、まず、図－4.4.6に示すようなフローにより免震装置の対象構造物の耐震補強への適用性を検討する必要がある。検討フローの各項目について、その内容を以下に示す。

Ⅰ．既設構造物の耐震性の照査

① 対象橋の調査

対象構造物の設計条件を把握する。

② 耐震性の照査

地震時安全率S（＝許容耐力／作用力または許容応力度／応力度、許容変位／変位など）を算定し、耐震補強の必要性を判断する。S＜1のとき、耐震補強が必要となる。これによって、耐震補強を必要とする部材が特定され、耐震補強の強度が示される。

③ 補強方法の概略比較

既存の耐震補強方法と免震装置による耐震補強の特徴を定性的に比較し、免震装置の適用が可能かどうかを判断する。

Ⅱ．免震装置による補強効果の算定

④ 免震装置による補強方法の想定

耐震補強の強度および既設橋梁の構造系を考慮し、免震装置による補強方法を想定する。具体的には免震装置の減衰定数と水平力分散を伴う構造系の変更を行うかどうかとを決める。

⑤ 免震装置による補強効果の算定

想定した補強方法に対し、設計震度の減衰補正係数α、および水平力分散による当該作用力の低減係数βにより、低減された作用力を算定する。このときの地震時安全率S’によって補強効果を確認する。

Ⅲ．免震装置による耐震補強の実現性の検討

⑥ 免震装置を用いる場合の問題点の洗い出し

免震装置を実際に対象構造物に設置する場合に問題となりそうな事項を洗い出す。

⑦ 問題点の対処方法の検討

⑥で示された問題点の対処方法を検討する。問題点に対し適切な対処ができそうになければ、④に戻り免震装置を用いた他の補強方法を想定するか、非免震の耐震補強工法の採用を考える。

Ⅳ．免震装置の設定

⑧ 免震装置の設定

Ⅱ、Ⅲで検討した内容を考慮し、採用する免震装置を決める。

Ⅴ．耐震補強への免震装置適用の評価

⑨ 既存の耐震補強方法との比較

既存の耐震補強方法を挙げ、耐震補強の効果、施工の難易度、経済性等から免震装置を用いた耐震補強とその得失を比較する。

⑩ 免震装置の適用性の評価

対象橋梁の耐震補強に対して、免震装置の適用性を判断する。

免震装置を適用する場合には、以下に続く補強の詳細設計を行う。

VI. 免震装置を採用した耐震補強の設計

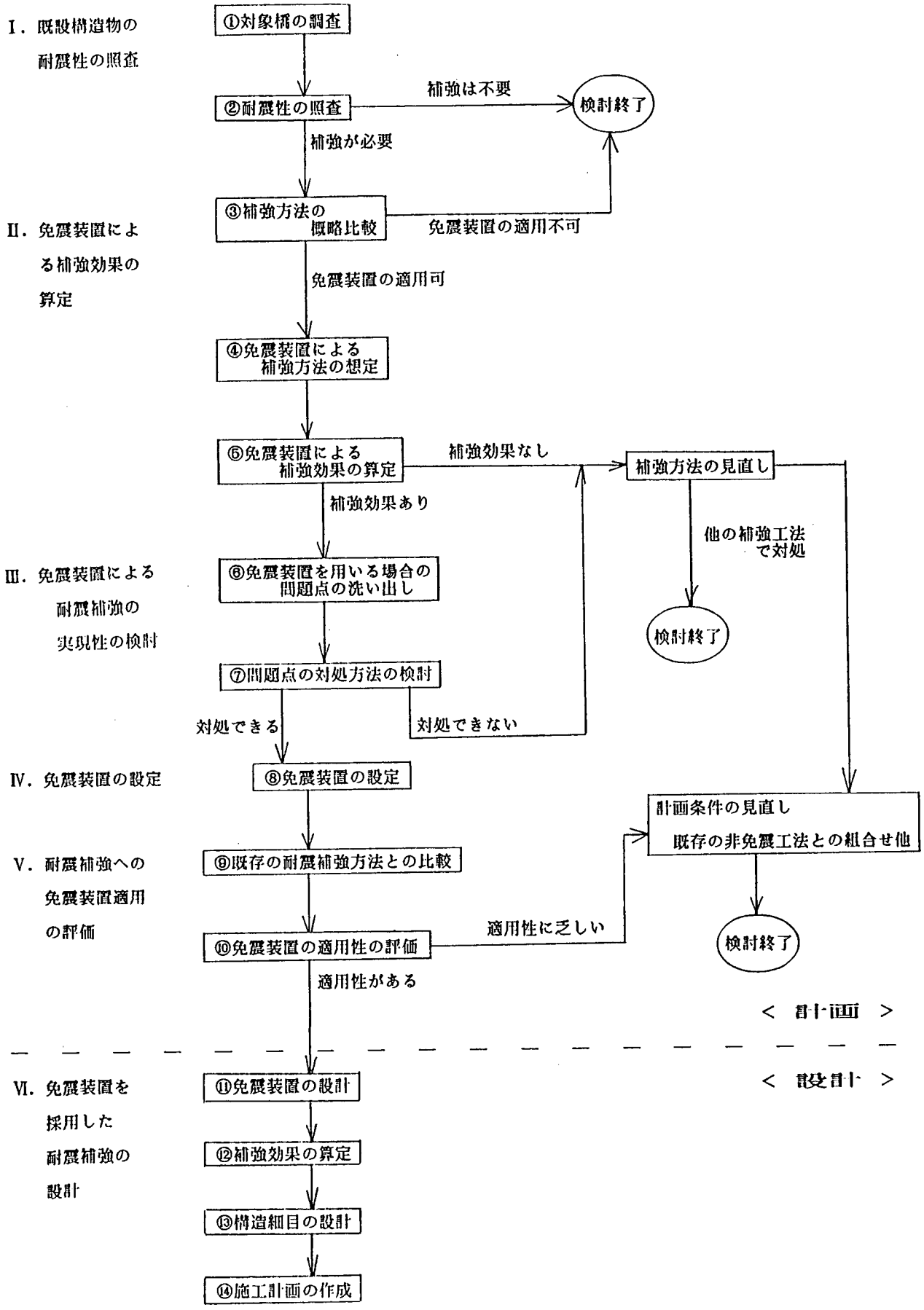
⑪ 免震装置の設計

⑫ 補強効果の算定

⑬ 構造細目の設計

装置取り付け部、落橋防止装置、移動制限装置、ジョイント、遊間など

⑭ 施工計画の作成



図－4.4.6　免震装置を適用した耐震補強の計画・設計フロー

4.4.4　耐震補強対策としての免震装置の適用性の検討

(1) 目的

耐震補強に免震装置を用いる目的は、主に次の２つの効果により橋梁下部構造に作用する地震力を低減させることにある。

① 免震装置の高減衰能力

② 水平力の分散効果

この場合、既存の強度を上げる耐震補強に比べて、一般に次のような特徴が有ると考えられる。

- 重量の増加が僅かである。
- 作用地震力を低減することにより基礎・橋脚の両者同時に補強効果がある。
- 仮設工事が小規模で済む。
- ジョイントを変更する場合には、一時的に交通を遮断する必要がある。
- 工期が短い。
- 水平力の分担を変えることが可能である。この場合、元の可動側の水平力が増加する可能性があるので注意を要する。
- 装置は支承部の僅かな空間で施工される。
- 橋脚・基礎の設置条件に左右されない。（たとえば、河川内にあっても仮締切り工が不要でありまた、増水期でも施工できる。）

(2) 適用性の検討

実際に耐震補強を必要とし、あるいは耐震補強の行われた橋に対し、耐震補強に対する免震装置の適用性を検討する。

i）橋脚の補強に対する適用性

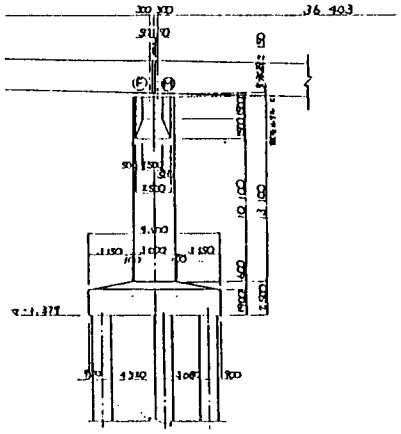
a．ＲＣ橋脚の主鉄筋段落し部の補強

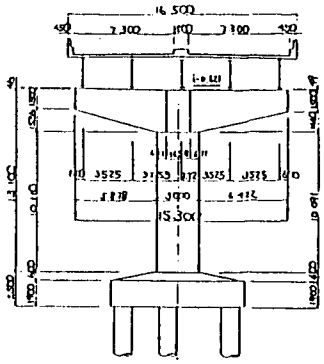
Ｓ61年の耐震点検によりＲＣ橋脚の鉄筋段落し部で定着長不足が認められたＡ橋脚に対して、免震装置の耐震補強に対する適用性の検討を行う。検討は先のフローに沿って行い、その結果を表－4.4.3に示す。耐震補強に対して免震装置は適用可能であるが、経済性および施工の容易さを考慮してＡ橋脚では既存のＲＣ巻き立て工法の方が有利であると思われる。

ただし、同じように鉄筋段落し部の補強をする場合でも、基礎に余裕がなく断面の増加ができない場合や、河川内の橋脚で仮設の締め切り工を必要とする場合などでは、逆に、免震装置の方が有利になると考えられる。

表－4.4.3　耐震補強への免震装置の適用性の検討（A橋）

①一般図および構造概要





上部構造

形式：　単純鋼合成桁

径間：　37.0 m

橋長：　37.0 m

橋幅：　16.5 m

重量：　595.1 t

下部構造

橋脚：張出式円柱　φ3000

基礎：場所打ち杭　φ1270

地盤種別：II種

地域区分：A

重要度　：特1級

②既設橋梁の耐震性の照査

レベル1で鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部の鉄筋応力度が許容値を超える。　S＝0.72　＜ 1.0

レベル2で鉄筋コンクリート橋脚の保有水平耐力がない。　S＝0.81　＜ 1.0

③免震装置を用いた補強の方法

構造系の変更による水平力の分担の変更は望めない。

免震装置の減衰定数hを

L1でh＝0.20、T＞0.8 sec

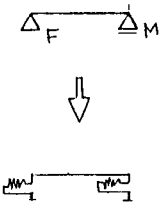
L2でh＝0.10、T＞0.8 sec

とすると、

L1で　α≦0.67

L2で　α≦0.80

元の構造系



新構造系

④補強効果の算定　　（　）内は安全率

		現況	免震化後
L1	T　(sec)	0.75	＞0.80
	k_{II}	0.28	0.19
	M　(tm)	2933	2057
	N　(t)	908	908
	σ_s　(kg/cm²)	152　(0.89)	106　(1.27)
	σ_c　(kg/cm²)	3740　(0.72)	2234　(1.21)
L2	T　(sec)	0.84	＞0.80
	k_{IIE}	0.41	0.33
	P　(t)	308　(0.81)	246　(1.02)

⑤免震装置を用いる場合の問題点

免震支承を採用する場合、

a．支承が大きくなるため桁端の改良が必要

b．桁の変位の増加

⑥問題点の対処方法

a．桁端を加工する。支承プレートを工夫する。

b．支承の剛性を高くし、桁の変位の増加を最小限に押さえる。ジョイントを工夫する。

上記の対処により実施可能

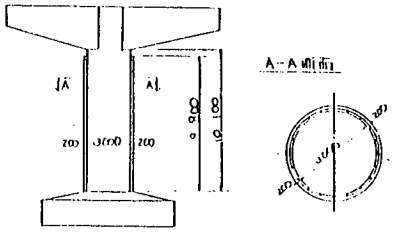
⑦採用する免震装置

構造と設計手法が確立しているLRBまたはHDRの採用が考えられる。

⑧既存の耐震補強方法

鉄筋コンクリート巻き立て、鋼鈑巻き立て等が考えられる。

鉄筋コンクリート巻き立てによる補強の概要図を下に示す。



既存の方法の特徴

- 一般的な工種
- 型枠の保持が難しい
- 交通閉鎖がない
- 基礎に余裕耐力が必要
- 一般的に安価

免震装置の特徴

- 仮設備が小規模
- 継手を変更する場合、一時交通閉鎖
- 基礎の耐震性も同時に向上
-

⑨免震装置の適用性の評価

施工性、経済性よりRC巻き立てが有利と思われる。

ただし、免震装置の適用性はあるので、

- 基礎に余裕耐力が無い場合、
- 河川内にあり、締切り工を必要とする場合等には、免震装置を採用したほうが有利になると思われる。

b．保有水平耐力が不足するＲＣ橋脚の補強

保有水平耐力が不足するＲＣ橋脚については、保有水平耐力の照査方法が平成２年道示で決まったところであり、既設橋脚の耐震性の判定もこれからの課題といえる。そこで、Ａ橋脚をモデルにして、保有水平耐力のない橋脚の判定とその耐震補強対策としての免震装置の適用性について、若干の検討を加える。

検討は、Ａ橋脚をモデルにして、橋脚高さ、橋脚寸法をパラメータとして変化させたＲＣ橋脚の保有水平耐力を算定し、その安全率Ｓｆを調べることにより行った。計算を簡単にするために以下のような仮定を設けた。

① 橋脚の断面は正方形で頂部に梁がない。

② 橋脚高さは６ｍ、12m、26mの３種類とした。

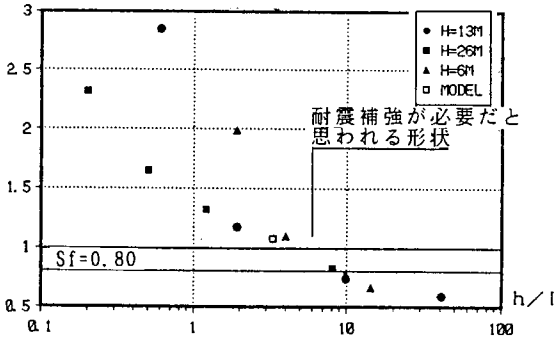
③ 橋脚部材寸法を変化させた場合の鉄筋量は震度法レベルでの必要鉄筋量とした。

④ せん断鉄筋は、モデルとなった橋脚と同一とした。

計算結果を図－4.4.7に示す。図では縦軸に安全率、横軸に高さと断面２次モーメントとの比ｈ／Ｉをとっている。図をみれば、ｈ／Ｉが５程度より大きい橋脚で保有水平耐力の安全率Ｓｆ（＝地震時保有水平耐力／作用水平力）が１以下となっていることがわかる。

安全率が１以下となった橋脚の耐震補強に対する免震装置の適用性を検討する。減衰による設計震度の低減効果のみを考慮すると、

$$Sf = Pa / P = \frac{\text{地震時保有水平耐力}}{\text{作用水平力}}$$



図－4.4.7　保有耐力の安全率とｈ／Ｉの関係

減衰により低減した作用水平力　$P' = \alpha \cdot p$

低減した作用力に対する安全率　$Sf' = Pa / P' = \frac{1}{\alpha} \cdot Pa / P = \frac{1}{\alpha} \cdot Sf \geq 1$

$$\therefore \quad Sf \geq \alpha \ (= c_D)$$

したがって、補強前の安全率が減衰定数の補正係数より大きい場合のみ、免震装置による耐震補強が可能となる。いま、免震装置のレベル２での減衰定数を10％程度と仮定すると、震度の補正係数$\alpha \geq 0.80$となる。したがって、安全率が 0.8以上ある橋脚については、補強強度の面から免震装置による耐震補強が可能となる。

ii）基礎の補強に対する適用性

「昭和54年耐震点検[22]に基づく既設道路橋の耐震補強事例集（土木研究所資料第2674号、1988.10）」で取り上げられた事例を参考に、基礎の耐震補強に対する免震装置の適用性の検討を行う。事例集には、46の耐震補強事例が収められているが、そのうちで、基礎を対象にしていることと設計条件が比較的明

確に摑めることとを考慮して、以下の3橋について検討を行った。これら3橋についても詳細な資料は手に入っていない。

B橋：基礎杭の地震時支持力不足

C橋：河床低下によるケーソン基礎の地震時支持力不足

D橋：地盤の液状化による杭基礎の地震時支持力不足

検討結果を表－4.4.4～4.4.6に示す。

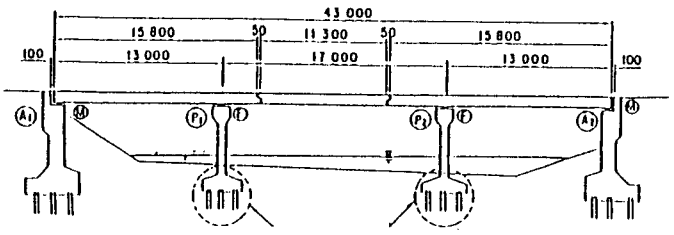
検討結果によれば、B、C橋では基礎の耐震補強への免震装置の適用性が確認されたが、D橋では装置の取り付けおよび補強強度、変位に問題があり、耐震補強に免震装置が適用できない結果となった。

基礎は一般に人目に触れないだけに、基礎に明らかな変状（たとえばC橋のような大きな洗掘）が現れてからその耐震性が問題になる場合が多く、その時点では補強強度が高くなっていることが考えられる。こういった場合には、免震装置のみでは全体の補強強度を確保できなくても、強度を高める既存工法と組み合わせて所定の補強効果を得るようにすることが考えられる。そうすれば、一般に大掛かりとなる既存工法の規模を適当な範囲に縮小することが可能となる。

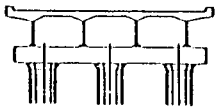
耐震補強の適用性は、設計および施工の両面で各橋の固有の条件に大きく依存している。適用性の検討では、大まかな条件を設定して免震装置の適用性を検討しだか、詳細な設計においてその条件が変化したり、新たな条件が出てきた場合には、適用性も変化することが考えられる。

表－4.4.4　耐震補強への免震装置の適用性の検討（B橋）

①一般図および構造概要



正面図



上部構造

形式：3径間ゲルバー鈑桁

径間：15.8＋11.0＋15.8 m

橋長：　43.0 m

橋幅：　8.0 m

下部構造

橋脚：ラーメン式

基礎：RC杭　φ300

地盤種別：

地域区分：A

重要度　：1級

②既設橋梁の耐震性の照査

杭の地震時鉛直支持力の不足

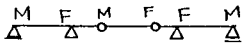
S＝0.83　＜ 1.0

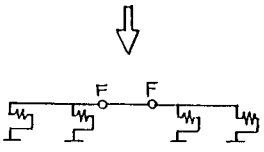
③免震装置を用いた補強の方法

・免震装置の減衰定数hを
h＝0.15、T＞0.8 sec
とすると、$\alpha \leqq 0.71$

・水平力を鉛直反力に応じて
分担させると、
$\beta = 0.70$

元の構造系





新構造系

④補強効果の算定　　（　）内は安全率

		現況	免震化後
T　(sec)			＞0.80
k_H		0.20	0.14
フーチング底面	M　(tm)	275	135
	N　(t)	153	153
	H　(t)	44	22
杭	P　(t)	21.1　(0.83)	11.8　(1.45)

⑤免震装置を用いる場合の問題点

a．橋台の地震分担力の増加
b．ゲルバー桁部の連結

⑥問題点の対処方法

a．減衰による全体地震力の減少
　水平力の分担比率の変更
　水平力を分担させずダンパーのみ付加
b．モーメントは伝えないように桁をつなぐ。

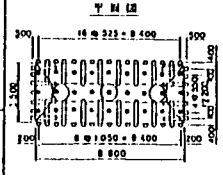
上記対処により実施可能

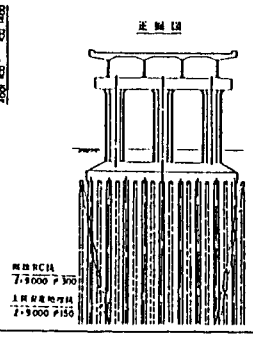
⑦採用する免震装置

構造と設計手法が確立しているLRB
またはHDRの採用が考えられる。

⑧既存の耐震補強方法

土質安定処理杭による地盤改良
補強工概要図を下に示す。





既存の方法の特徴
・締め切りは不要
・交通閉鎖がない
・地盤の改良効果を確認する必要がある。

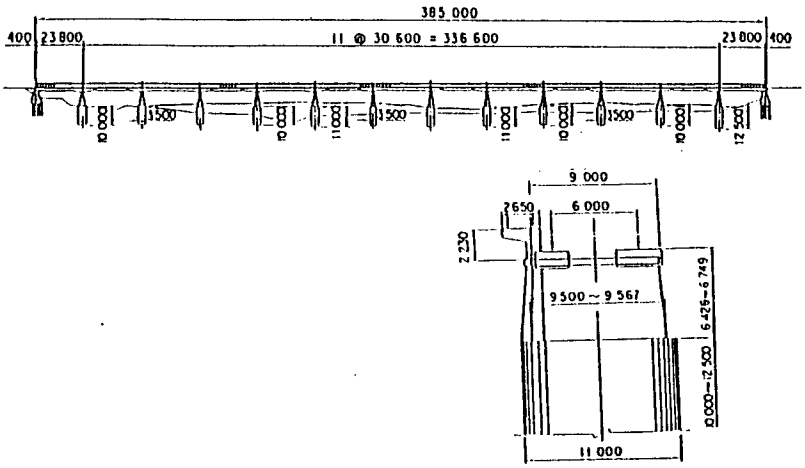
免震装置の特徴
・河川増水期でも作業可能
・継手を変更する場合、一時交通遮断
・橋脚の耐震性も同時に向上

⑨免震装置の適用性の評価

免震装置の適用性があり、耐震補強への採用も十分に考えられる。

表－4.4.5　耐震補強への免震装置の適用性の検討（C橋）

①一般図および構造概要



上部構造

形式：１３径間ゲルバー鈑桁

径間：2@23.8＋11@30.8

橋長：　385.0 m

橋幅：　8.0 m

下部構造

橋脚：逆Ｔ式

基礎：小判型ケーソン

地盤種別：

地域区分：

重要度　：

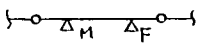
②既設橋梁の耐震性の照査

河床低下によりケーソン基礎の根入れが減少

地震時鉛直支持力　S＝0.71　＜ 1.0
水平支持力　S＝0.58　＜ 1.0

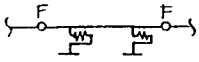
③免震装置を用いた補強の方法

元の構造系



• 免震装置の減衰定数ｈを
ｈ＝0.16、Ｔ＞0.8 sec
とすると、$\alpha \leqq 0.70$

• 水平力を鉛直反力に応じて分担させると、
$\beta = 0.74$



新構造系

④補強効果の算定　（　）内は安全率

		現況	免震化後
T　(sec)			＞0.80
k_H		0.20	0.14
ケーソン天端	M　(t·m)	1040	700
	N　(t)	780	780
	H　(t)	200	109
地盤反力	鉛直　q　(t)	60.3　(0.72)	43.0　(1.00)
	水平　p　(t)	16.6　(0.58)	8.4　(1.14)

⑤免震装置を用いる場合の問題点

a．可動橋脚への地震水平力の転嫁
b．洗掘防止のための根固め工の施工は不可欠

⑥問題点の対処方法

a．減衰による全体地震力の減少
　水平力の分担比率の変更
b．根固め工の施工

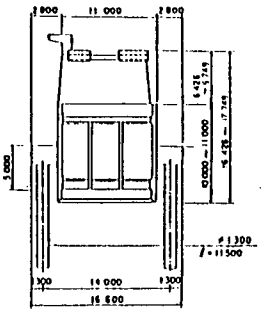
上記方法で対処できる可能性がある

⑦採用する免震装置

免震装置の減衰と水平力の分散効果を考慮できるＬＲＢまたはＨＤＲの採用が考えられる。

⑧既存の耐震補強方法

増し杭・根固め
補強工概要図を下に示す。



既存の方法の特徴
• 交通閉鎖がない
• 桁下空間の制限を受ける
• 工法選定に地盤条件の影響を受ける

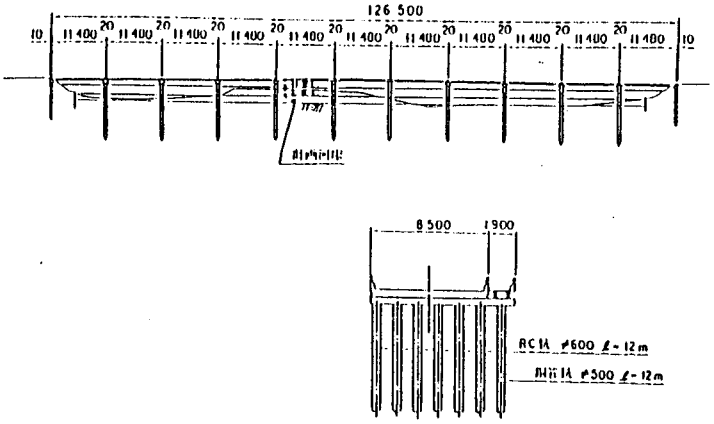
免震装置の特徴
• 河川増水期でも作業可能
• 継手を変更する場合、一時交通閉鎖
• 橋脚の耐震性も同時に向上
• 地盤の影響を受けない。
• 締め切り工が不要。

⑨免震装置の適用性の評価

可動橋脚で水平力の増加の影響が出ないように、減衰と水平力の分散が調整できるかによるが、適用性はある。

表－4.4.6　耐震補強への免震装置の適用性の検討（D橋）

①一般図および構造概要



上部構造

形式：１１径間単純プレテンションスラブ

径間：　11.5 m

橋長：　126.5 m

橋幅：　10.4 m

下部構造

橋脚・基礎

：ＲＣパイルベント
φ500

地盤種別：

地域区分：

重要度　：

②既設橋梁の耐震性の照査

河床面から3.2mまでの地盤が液状化する可能性がある。

杭体応力度	S＝0.62　＜ 1.0
杭の変位（地盤面）	S＝0.53　＜ 1.0

③免震装置を用いた補強の方法　　元の構造系

・免震装置の減衰定数ｈを
ｈ＝0.30、Ｔ＞0.8 sec
とすると、$\alpha \leqq 0.62$

・水平力の分散効果はない。

新構造系

④補強効果の算定　　（　）内は安全率

		現況	免震化後
T　(sec)			>0.80
k_H		0.22	0.14
杭応力度	M　(tm)	321　(0.62)	320　(1.00)
	N　(t)	2882　(0.73)	1787　(1.18)
水平変位	杭頭　(mm)	128	80
	地盤　(mm)	47　(0.53)	29　(0.86)

⑤免震装置を用いる場合の問題点

ａ．明確な支承が設置されているか疑問なので、免震装置が取り付けられるかどうか。
ｂ．杭の変位が大きすぎる。
Ｃ．ｈ＝30％の高減衰装置の実現性。

⑥問題点の対処方法

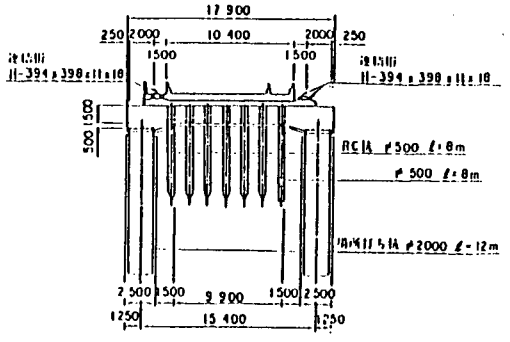
ａ．ｂ．対処不可能

⑦採用する免震装置

免震装置は採用されない。

⑧既存の耐震補強方法

増し杭・連結桁
補強工概要図を下に示す。



(3) 試設計

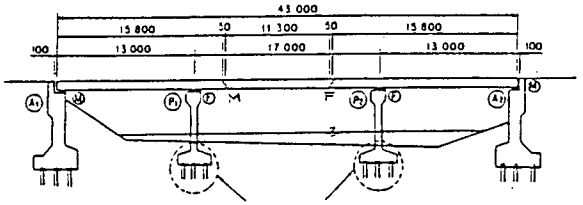
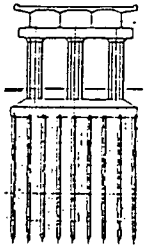
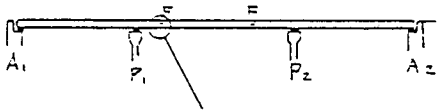
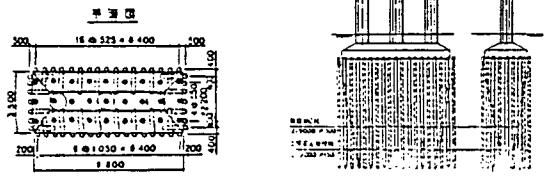
先の適用性の検討の結果より、耐震補強に対して免震装置が適用できることがわかった。特に、基礎の補強に対しては、既存の耐震補強工法（例えば増し杭など）が一般に本体あるいは仮設が大規模になる場合が多いこと、桁下空間等の制約を受ける場合が多いこと等の理由から、よりコントパクトな免震装置の適用が有利になると考えられる。そこで、基礎に対する耐震補強のうちで、著しい洗掘や液状化の影響もなく免震装置単独で耐震補強ができるB橋脚についてより詳細な試設計を行い、その有利さを確認する。

試設計は平成2年道示によって行う。試設計の結果の概要を表－4.4.7に示す。(2)に示した検討においては概略検討ということで、昭和55年道示による耐震点検結果を現況としてそのまま用いていたので、平成2年道示で設計震度が増加した分、今回の試設計では現況の安全率がさらに下がる結果となっている。そこで、免震装置の減衰と地震時水平力の分散の両方の効果で基礎への作用力を低減させることを考える。設計を簡単にするために、分散した地震時水平力は、元の可動側において支承の摩擦による元の設計水平力を超えないように配慮した。

また、設計震度が上がったことにより、今回は検討を省略しているが、橋脚の安全率も低下していることが考えられるので、免震装置により作用地震力を減少させることの有利さがここでも挙げられる。

既存の耐震補強工法としては、実際に施工された土質安定処理杭による地盤改良工法を取り上げる。事例集によれば、工法の選択として、増し杭による工法も考えているが、河川締め切りの有無、杭打設の施工性（すぐ横を歩道橋が通っており、桁下空間が小さく継ぎ杭となる）、経済性を考慮して地盤改良工法を選択したようである。

表－4.4.7　試設計の概要

	一　般　図	下部工形状	設　計　条　件	下部工断面応力度 基礎工安定計算	特　記　事　項
現況	 上部構造形式：３径間ゲルバー鈑桁 橋長：15.8＋11.3＋15.8＝43.0m 橋幅：　8.0m 重量：　249.4 t（全長分）	 橋脚：ラーメン式 基礎：ＲＣ杭φ300 Ｌ＝9.0 m ｎ＝27本／橋脚	地盤種別：Ⅲ種地盤 地域区分：Ｂ 重要度　：１級 Ｔ　＝0.37秒 k_H ＝0.26 許容杭支持力 Ｐ１橋脚 P_A ＝ 15.0 t Ｐ２橋脚 P_A ＝ 17.6 t	Ｐ１橋脚 ﾌｰﾁﾝｸﾞ底面作用力 Ｖ＝200.1 t Ｈ＝ 51.2 t Ｍ＝200.7 tm 最大杭反力 Ｐ＝ 18.7 t （Ｓ＝0.80） Ｐ２橋脚 Ｖ＝205.9 t Ｈ＝ 71.9 t Ｍ＝314.6 tm Ｐ＝ 23.9 t （Ｓ＝0.74）	安全率 $S=\frac{\text{許容値}}{\text{作用値}}$ ただし、自重による杭反力分を除いた地震時水平力相当分で比較すると、 Ｐ１橋脚 Ｓ＝0.67 Ｐ２橋脚 Ｓ＝0.61
	補　強　方　法	設　計　条　件	下部工断面応力度 基礎工安定計算	構　造　細　目	特　記　事　項
耐震補強後 免震装置による耐震補強	 ゲルバー部は固定支承とする。 設計目標値（レベル１） ・減衰　ｈ＝20% ・水平力分散　Ａ１：Ｐ１：Ｐ２：Ａ２＝１：３：５：１ ・上部工変位　桁端遊間100mm を超えない	Ｔ　＝ k_H ＝0.17 許容杭支持力 Ｐ１橋脚 P_A ＝ 15.0 t Ｐ２橋脚 P_A ＝ 17.6 t	Ｐ１橋脚 ﾌｰﾁﾝｸﾞ底面作用力 Ｖ＝200.1 t Ｈ＝ 31.9 t Ｍ＝118.7 tm 最大杭反力 Ｐ＝ 14.1 t （Ｓ＝1.06） Ｐ２橋脚 Ｖ＝205.9 t Ｈ＝ 41.4 t Ｍ＝171.8 tm Ｐ＝ 16.6 t （Ｓ＝1.06）	———	———
耐震補強後 一般の耐震補強	生石灰パイル（ＱＣＢ工法） φ150、Ｌ＝9.0m ｎ＝48本／１橋脚  地盤改良により杭周面摩擦力を増加させる。 目標値：杭周面地盤の粘着力の４割アップ	Ｔ　＝0.37秒 k_H ＝0.26 許容杭支持力 Ｐ１橋脚 P_A ＝ 21.0 t Ｐ２橋脚 P_A ＝ 24.6 t	Ｐ１橋脚 ﾌｰﾁﾝｸﾞ底面作用力 Ｖ＝200.1 t Ｈ＝ 51.2 t Ｍ＝200.7 tm 最大杭反力 Ｐ＝ 18.7 t （Ｓ＝1.12） Ｐ２橋脚 Ｖ＝205.9 t Ｈ＝ 71.9 t Ｍ＝314.6 tm Ｐ＝ 23.9 t （Ｓ＝1.03）	———	———

4.4.5 上部構造計画変更に伴う免震装置の適用の検討

(1) 目的

上部構造の計画変更に伴って、免震装置を含む耐震補強対策を検討する。上部構造の変更として免震装置の適用が考えられる実例として以下の2つが考えられる。

① 上部工の多径間連続化

② 拡幅等による上部工の荷重増加

いずれの場合でも、上部構造変更に伴い、下部工に対して常時、地震時とも所定の安全度が得られるような補強が必要となる。

今回は免震装置を適用することで下部工の耐震補強に対しての効果を検討するものである。免震装置を用いる目的は次の2つの効果を期待する。

① 免震装置の減衰効果の期待

② 地震時水平力分散効果の期待

また、一般に免震支承には次のような効果を期待することができる。

① 基礎及び橋脚の補強工事が小規模なものとなる。

② 基礎及び橋脚の工期短縮が可能である。

③ 施工時期及び施工場所に作用されない。

この他、上部工の多径間連続化に免震支承を採用する場合には次のような副次的な効果が考えられる。

a．多点弾性支承効果により桁の温度伸縮が低減される。

b．鉛直バネを適当に調整することにより連結部の負の曲げモーメント発生を緩和できる。

c．走行振動の低減化も期待することができる。

(2) 適用性の検討

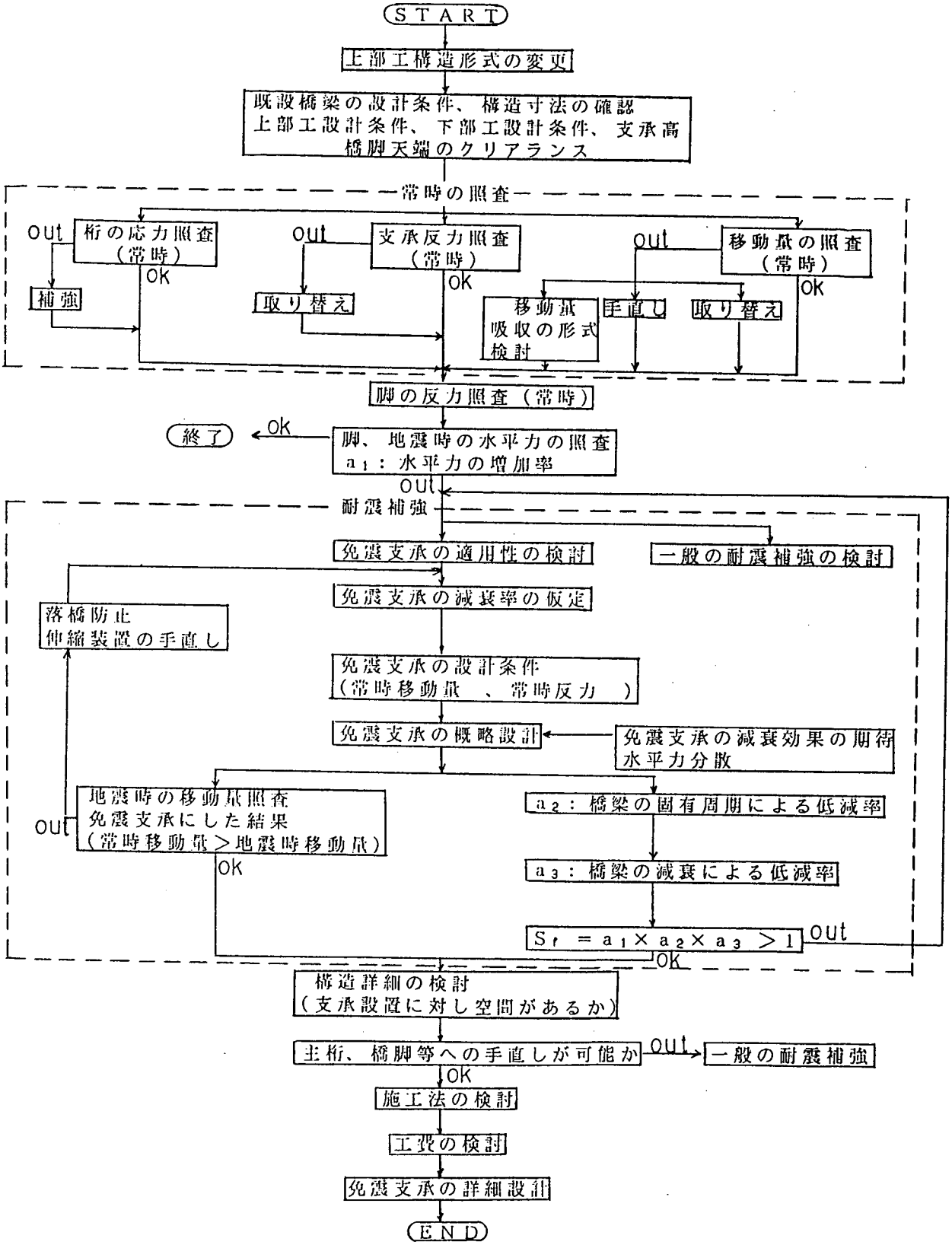
免震装置の適用性の検討は図－4.4.8 に示す手順によって行う。今回は、地震時の水平反力増大に対する免震装置の適用について検討する。

1）耐震性の目標水準

地震時設計水平力は、上部工形式変更後に既設橋梁の地震時設計水平力以下に抑えることを目標にする。地震時設計水平力を増大させる要因としては、上部工重量増加、構造形式変更にともなう反力分担率の増加（増加率＝ａ1）が考えられる。一方、地震時水平力を低減させる要因としては、免震装置を適用することによる長周期化に伴うもの（橋の固有周期に関する低減率＝ａ2）、構造形式の変更に伴う分担率の低下（変更された上部工形式に対して決まる低減率ａ3）が考えられる。その結果

$$a1 \times a2 \times a3 > 1$$

ならば下部工に対して免震装置の適用が有効と考えられる。



図－4.4.8　上部工形式変更に伴う耐震補強としての免震支承の適用に関する検討フロー

2）上部工の多径間連続化の検討

ｉ．背景と目的

高架橋には、温度伸縮量の吸収のため数多くのジョイントが配置されているが、走行性に与える悪影響、周辺環境におよぼす振動、騒音の影響、漏水による桁端部の腐食、さらに疲労による桁の破損などの問題が生じている場合が少なくない。さらに加えてジョイント補償や取替えなどの工事の実施が必要となるため、維持管理の面での問題が生じている。このような諸点を改善するため、ノージョイント化の検討が進められ、多径間連続形式に変更する計画が、実施に移されつつある。

ii．多径間連続化にあたって考慮すべき課題

単純桁を多径間連続化しようとする場合、次の項目について照査し安全性を確認することが必要となる。

① 主桁の常時の支点上応力

② 橋脚等下部工の地震時水平力

③ 主桁の温度伸縮による、伸縮装置、落橋防止装置、支承の移動量

また、支承等を取り替える場合は、新しい支承の高さをそれまで用いてきた支承の高さ以内に抑える必要がある他、施工時には、交通遮断の影響をできるだけ少なくするような計画を立てることが必要である。

iii．免震支承適用の可能性

（ｉ）橋脚等下部工に作用する地震時水平反力の増加

橋脚等下部工の地震時水平力の増大に対し免震支承は有効に働くと考えられる（地震時水平力の分散、免震支承の減衰効果）。但し、免震支承のみにより耐震性確保が可能なのかあるいは下部工の耐震補強の併用を必要とするかは設計当初の下部工設計条件に依存する。当初の設計条件に対する下部工水平力の増加率は概略次のように計算される。

連続化前　設定水平震度

$$k_h = c_z \times c_G \times c_I \times c_T \times k_{h0} = 1.0 \times 1.0 \times 1.25 \times 0.2 = 0.25$$

下部工反力（橋軸方向）Wを１径間上部工重量とすると

固定橋脚（Fix）＝W×0.25

固定可動橋脚（Mov－Fix）＝W×0.15（支承摩擦係数）

可動橋脚（Mov）＝０

連続化後　設計水平震度

$$k_h = c_z \times c_G \times c_I \times c_T \times k_{h0} = 1.0 \times 1.0 \times 1.25 \times 0.2 = 0.25$$

免震支承の地震時水平反力分担率は、下部工と支承とを重ね合わせた弾性剛比に依存する。ただし、支承の剛性は、脚の剛性に比較して非常に小さい。そのため、水平反力分担率は、ほとんど弾性支承の剛性の比率により決定される。さらに、新設の場合と大きく異なるのは支承の高さが制限されていることである。つまり、弾性支承の水平剛性に対する自由度が制約されていると言える。単純桁が幾つも連続している場合の既設支承は、一般に同じ支承がつかわれ、支承高さも同一であると考えられ

る。その結果、連続化後の支承の水平剛性もほぼ同じとなり地震時の水平力負担率も均等に分散されると考える。

ここで多径間化した場合の各橋脚に作用する上部工水平反力は次のようになる。

3径間連続　上部工総重量　W×3

下部工反力（橋軸直角方向）E＝3×W×0.25÷6（支点数）＝0.125W

7径間連続　上部工総重量　W×7

下部工反力（橋軸直角方向）E＝7×W×0.25÷14（支点数）＝0.125W

したがって、上部工形式の多径間化変更の前後における上部工水平反力の増加率は表－4.4.8 のようになる。ここでEとあるのは免震支承を用いた場合である。

表－4.4.8　多径間化に伴う上部工水平反力の増加率

変更前／変更後	M-E脚（0+0.125）	E-E脚（0.125+0.125）	F-E脚（0.25+0.125）
F-F脚(0.25+0.25)	25　%	50　%	75　%
M-F脚(0.25+0)	50　%	100　%	167　%
M-M脚(0.15)	83.5%	167　%	250　%

上表の内容から免震支承単独で、より耐震性の確保が可能と考えられる組合せはM－M橋脚をE－E橋脚にした場合およびM－F橋脚をE－F橋脚にした場合である。その他の組合せに対しては免震支承と一般の耐震補強の併用が必要となるものと考えられる。

（ii）主桁の温度伸縮による伸縮装置、落橋防止装置、支承の移動量

免震支承は一般の弾性支承と同様多点支持となるので伸縮桁長を全橋長の2分の1で計算することが可能である。温度伸縮量より決定される限界連続桁長は各部の持っている機能により異なるが、連続化した場合に一般には伸縮装置等の取り替え、手直し等により機能アップを必要とする。

3）拡幅等による上部工の荷重増加に対する検討

次のような計画変更に伴う橋梁幅員の増加が考えられる

① 古い道路規格を現状の規格に合うよう車道を拡幅する。

② 交通量の増大にともない車道を拡幅する。

③ 周辺住民の要望により歩道を拡幅あるいは添加する。

このような拡幅の計画に対して次の事項を調査し、安全性を確認することが必要となる。

① 主桁の常時荷重（死荷重＋活荷重）に対する応力

② 支承の常時荷重（死荷重＋活荷重）に対する応力

③ 橋脚の常時荷重（死荷重＋活荷重）に対する応力

④ 橋脚等下部工に作用する地震時水平反力に対する下部工基礎工の安全性

⑤　落橋防止構造

⑥　床版の常時耐力

支承等の取り替えにあたっては別途交通遮断の影響を配慮して計画することが必要である。

このうち下部工～基礎工の耐震性に係わる③の項目について次のように取り扱うこととする。

橋脚下部工等の地震時水平力の増大に対し、免震支承の減衰効果を期待しうるものとする。但し免震支承のみにより耐震補強で十分なのかあるいは一般の耐震補強の併用を必要とするかは上部工重量増加の程度に依存する。免震支承採用により橋の減衰効果による水平力低減率を40％程度と仮定した場合、拡幅後の許容上部工増加率は、1／0.60＝1.66倍になる。図－4.4.9 にこれを幅員に着目してまとめた結果を示す。

i．連続化の方法

既設の単純桁を連続化させる方法は図－4.4.10に示す3つの方法が考えられる。

①　舗装のみの連続化

②　舗装＋床版の連続化

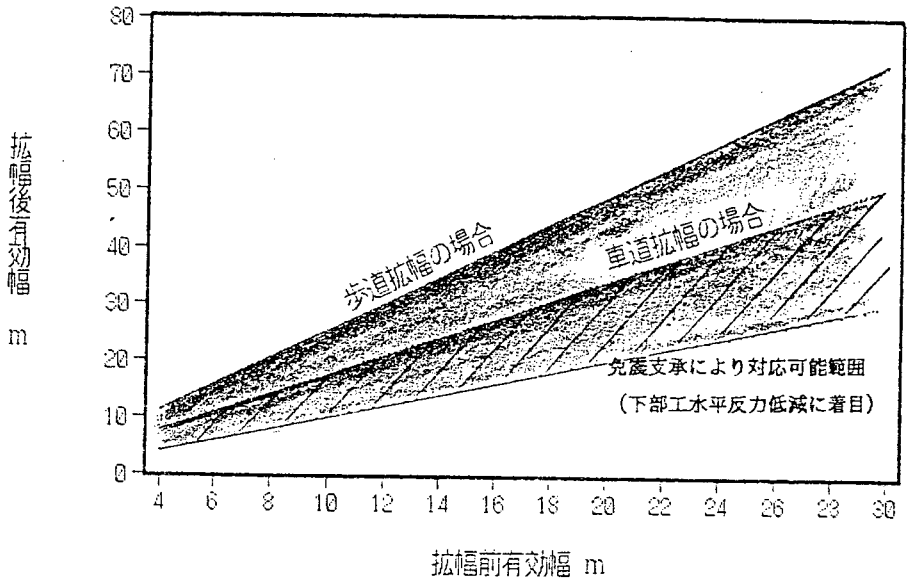
③　舗装＋床版＋主桁の連続化

舗装の連続化の場合舗装は非構造部材で桁等の変形に対して舗装は抵抗しないため、この部分での力のやり取りは考えられない。よって水平地震力に対しても免震支承の特徴である力の分散効果は考えられない。また、この構造の場合、いかに輪荷重に対し舗装が抵抗できるかに問題がある。この方法は、遊間の小さいコンクリート橋に対しては実績があるが、鋼橋に対して適用された事例はない。遊間が大きい場合に輪荷重を支持する部材の新設が考えられるが、舗装厚さ内で処理することは、非常にむずかしい。一方、施工面では、他の2方法に比較して工期、工費等を考えて、非常によいといえる。

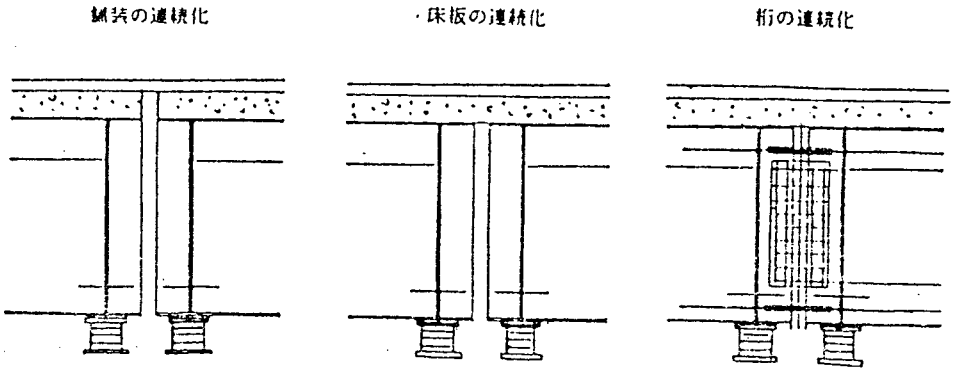
舗装＋床版の連続化の場合には変形部分で曲げを伝える構造と、つたえない構造に分けられる。曲げを伝える構造の場合には、プレストレスを導入したりあるいは補強リブを添加の上フランジを添接したりして抵抗をするような構造に変更する必要がある。但し、この場合、支点上曲げモーメントは非常に大きく床板の剛性のみで対処するのは非常にむずかしい。また、伝えない構造の場合には、桁の突き上げに対して突き上げ量を吸収できる構造にする必要がある。実際にこの構造を適用した例として阪神高速道路公団の例がある。この例では、主桁上フランジ上と床板下面の間に発砲スチロールを分離層として設置し突き上げ量の吸収材としている。

舗装＋床版＋主桁の連続化については、常時支点上の曲げモーメント、および支承に発生する負反力に対しどの様に対処するかが問題である。支点上曲げモーメントに対する補強方法は、上述と同様プレストレスを導入したり上フランジを添接したりした構造に変更を行っている。又鉛直負反力に対しては免震支承の鉛直バネ定数が非常に大きな要因となる。仮に1橋脚上の2つの支承を鉛直方向に固定した場合に連続桁は極端な不均等支間割となり支承に大きな負反力が発生する。また、鉛直バネを弱くしていくと負反力は抑制されるが、桁のたわみが大きくなり、床板、舗装のひび割れの発生の懸念が生まれる。両者を満足するための構造としては、支承を負反力防止のための弾性支承とし、桁

の剛性を高くし床版の変位を抑える構造とすることが考えられる。実際に桁の補強が施工支点付近の作業空間、交通遮断等の制約を解決できるならば、この方法が構造上最も望ましいものである。ただし、施工面では、他の2方法に比較して工期が長くなるとともに、工費も増大する。



図－4.4.9　免震支承による拡幅可能範囲

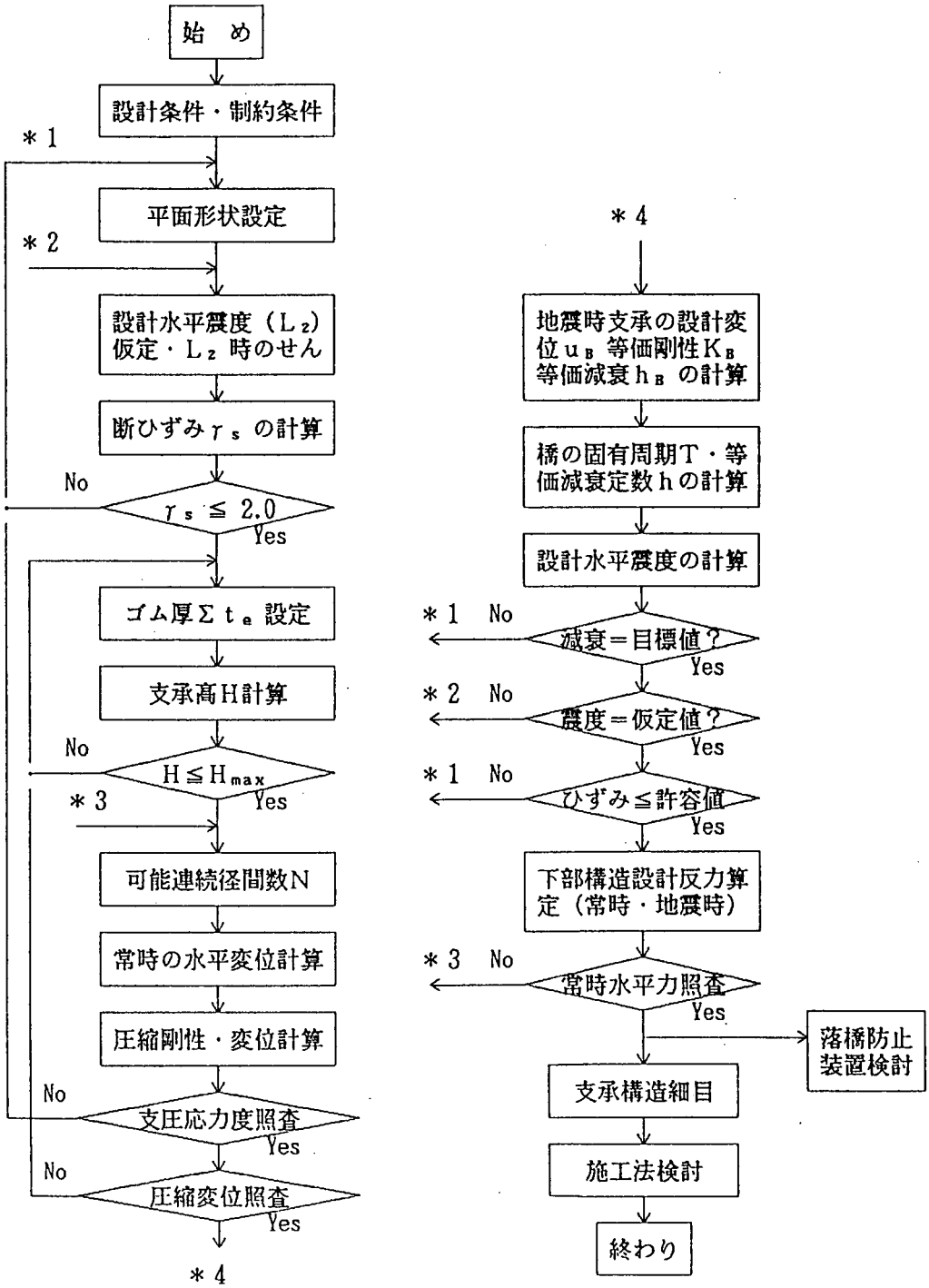


図－4.4.10　連続化の方法

(3) 試設計

1）連続構造化における免震支承の検討

連続構造化における免震支承き検討流れ図を図－4.4.11に示す。



図－4.4.11　連続構造化における免震支承の検討

i）設計条件および施工上の制約

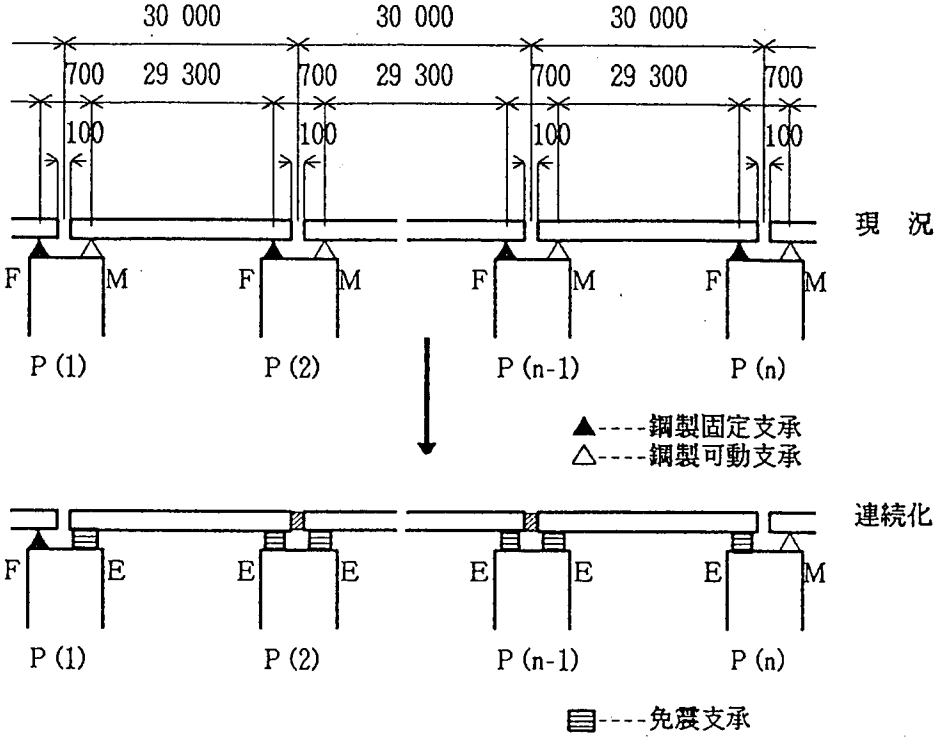
① 設計条件

a）環境条件……地域区分（A区分）

地盤種別（Ⅱ種・旧2種）

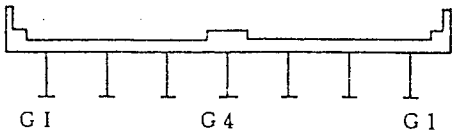
重要度　（1　級）

b）支間長および支承部支持条件……下図参照



c）設計反力

	死荷重(tf)	死荷重(tf)	合　計(tf)
最大反力げた（G1）	54.0	26.2	80.2
最小反力げた（G4）	38.7	31.2	69.9
一支承線合計	302.9	142.5	445.4
橋　脚	605.8	214.6	820.4



d）けたの支点回転角

連続後の端支点部　　$\theta = 1/150$ rad.　（支承中心を中立軸）

連続後の中間支点部　　$\theta = 1/450$ rad.　（連結部中心を中立軸）

e）常時の水平変位

・温度変化によるもの

温度変化として、±30℃を考慮し、変位を次式で算定する。

$$\delta_t = \alpha \cdot t \cdot \ell$$

$$= 1.2 \times 10^{-5} \times 30 \times \ell = 0.36 \times 10^{-3} \times \ell$$

ここに、δ_t は水平変位、α は鋼の線膨張係数、t は温度変化、ℓ はけたの伸縮長である。

・けたの回転角によるもの

けたの回転角による変位は次式で算定する（文献[2]に準拠）。

$$\delta_R = \frac{2}{3} \times h_w \times \theta$$

ここに、δ_R はけたの回転角による変位、h_w はけたのウエブ高、θ はけたの回転角である。

f）設計水平震度

・L_1 地震時

L_1 地震時の設計水平震度は道路橋示方書V耐震設計編・4.2 に準拠する。ただし、橋の減衰定数による低減を考慮した設計水平震度を推定する場合は次式による。

$$k_h' = c_{D1} \cdot c_{D2} \cdot k_h$$

ここに、k_h' ：橋の減衰定数による低減を考慮した設計水平震度

k_h ：道路橋示方書V耐震設計編・4.2 により算定される設計水平震度

c_{D1}, c_{D2} ：補正係数で次式による

$$c_{D1} = \frac{1}{1.5 / (1.6 / T + 1) + 0.5}$$

$$c_{D2} = \frac{1.5}{40h + 1} + 0.5$$

T ：橋の固有周期

h ：橋の減衰定数

・L_2 地震時

L_2 地震時の設計水平震度は道路橋示方書V耐震設計編の式（5.3.2)に準拠するが、振動特性別補正係数を以下のように変えて算定する。

0.18秒≦ T_{EQ} ≦ 1.6秒　　$c_R = 0.85$　（II種地盤）

1.6 秒< T_{EQ}　　$c_R = 1.36 / T_{EQ}$

ここに、T_{EQ}は橋の等価固有周期、C_R は振動特性別補正係数である。

また、橋の減衰定数による低減を考慮した設計水平震度を推定する場合は、上記の方法で算定された設計水平震度に以下に示す減衰定数別補正係数を乗じて算定する。

$$c_D = 1.5 / (40h + 1) + 0.5$$

ここに、c_D は減衰定数別補正係数、hは橋の減衰定数である。

g）支承の許容値

・常時の許容支圧応力度

$$\sigma_{ba} = 80 kgf/cm^2$$

ここに、σ_{ba}は常時の支承の許容支圧応力度である。ただし、支圧応力度は、温度変化などによる変位を控除した有効支圧面積で算定する。

・水平変位

水平変位は次式を満足するものとする（文献[2]に準拠）。

常　時　　$u_B \leqq 0.7 \Sigma t_e$

地震時（L_1 地震）　$u_B \leqq 1.5 \Sigma t_e$

ここに、u_B は支承の設計変位、Σt_e はゴムの総厚である。

・局部せん断ひずみ

局部せん断ひずみは次式を満足する。

常　時　　$\gamma \leqq 5.0/2.5$

地震時（L_1 地震）　$\gamma \leqq 5.0/1.8$

地震時（L_2 地震）　$\gamma \leqq 5.0/1.2$

ここに、$\gamma = \gamma_c + \gamma_R + \gamma_S$

γ_c ：鉛直荷重による局部せん断ひずみ

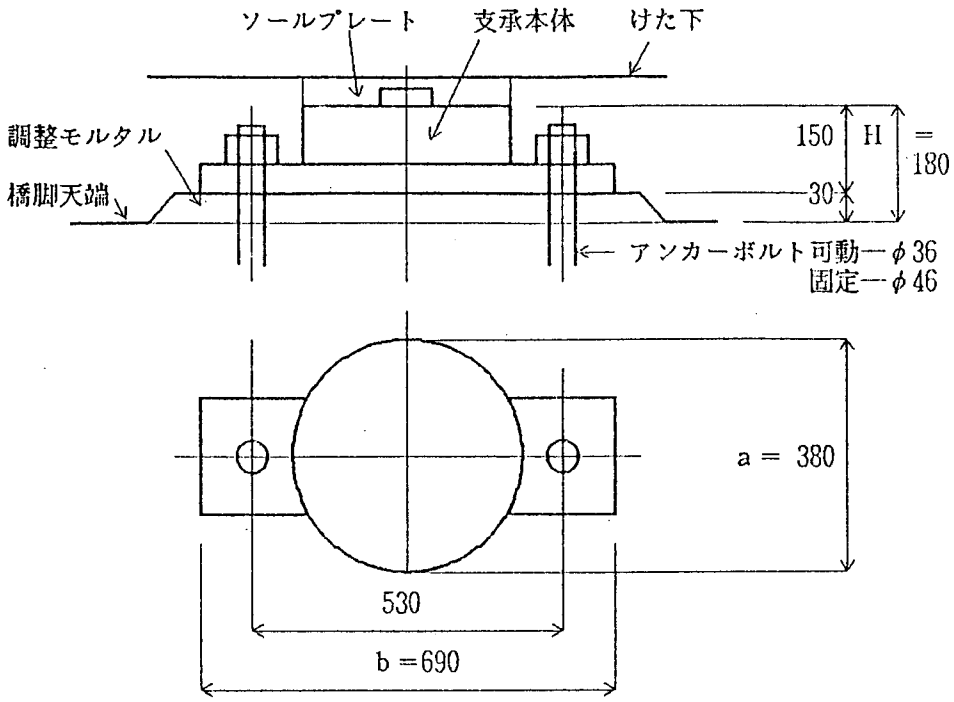
γ_R ：けたの回転による局部せん断ひずみ

γ_S ：水平変位による局部せん断ひずみ

h）施工上の制約

・支承形状

既設支承の形状寸法は図－4.4.12の通りである。



図－4.4.12　既設支承の形状寸法

新しい支承の形状寸法に対する制約は以下の通りである。

a）ソールプレートおよびアンカーボルトは既設のものを利用する。

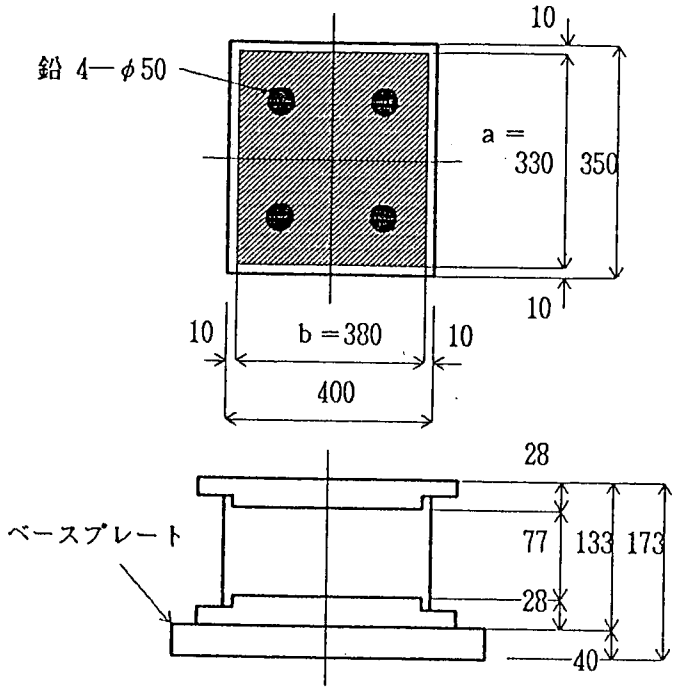
b）新しい支承の高さは、調整モルタルを含めた支承の全高H＝180 ㎜を上回らない。

ii）免震支承の検討

免震支承には、設計手法が確立し、実績もある、鉛入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）および高減衰ゴム支承（ＨＤＲ）が考えられるが、ここでは、ＬＲＢを想定して試算する。

a）支承形状

支承形状を図－4.4.13のように仮定する。平面形状は常時の支圧応力度（許容値σ_{ca}＝80kgf/㎠）で定め、高さは制約条件を満たす最大高さとした。



図－4.4.13　支承形状

b）支承の静的特性

表－4.4.9　支承の静的特性

	記号・計算式	単位	静的特性
ゴムのせん断弾性係数	G_0	kgf/cm²	12.0
ゴムの有効面積	$A_R = a\,b - A_P$	cm²	1175
鉛の断面積	$A_P = 4\,\pi\,\phi^2/4$	cm²	78.5
ゴム厚	$\Sigma\,t_e$ ＝n層×t_e	mm	5 層×13mm=65
鉛直剛性	K_V	tf/mm	58.5

c）最大可能連続径間数

常時の水平変位に対するゴムのせん断ひずみの最大値は 0.7（70%）であるから、ゴム厚 $\Sigma\,t_e$ ＝65mmでは、δ＝45.5mmの変位まで許容される。δ＝45.5mmに対する伸縮けた長を計算すると以下の通りである。

$$\ell = \frac{\delta - \delta_R}{0.36} = \frac{45.5 - 7.0}{0.36} = 106.9\text{m}$$

したがって、最大可能連続径間数nは、

$$\ell = \frac{2 \cdot \ell}{30.0} = \frac{2 \times 106.9}{30.0} = 7.1 \text{ ——— } 7\text{径間}$$

すなわち、最大可能連続径間は7径間である。以下7径間連続構造とした場合の検討を行なう。

d）常時の照査

表－4.4.10　支承の常時の照査結果

	記号・計算式	単　位	設計値	照　査
最大反力	R_{max}	tf	80.2	
変位を考慮した支圧面積	$A_e = (a - \delta)\ b - A_P$	cm^2	1005	
支圧応力度	$\sigma_c = R_{max} / A_e$	kgf/cm^2	79.8	≦80.0
回転による鉛直変位	$\Delta_R = a\theta/2$	mm	1.1(端支点) 1.1(中間)	
反力による鉛直変位	$\Delta_C = R_{max} / K_V$	mm	1.2	$\geqq \Delta_R$
せん断ひずみ	$\gamma_0 = \delta / \Sigma t_e$	———	0.69	≦ 0.7

e）L_1 地震時の照査

表－4.4.11　免震支承の動的特性（L_1 地震時）

	記号・計算式	単　位	設計値	備　考
上部構造慣性力	$H = W \times k_h$	tf	605.8×0.25= 151 tf	
支承の変位（仮定値）	u_B	cm	1.08	
せん断ひずみ	$\gamma_S = u_B / \Sigma t_e$		0.166	
ゴムの抵抗力	$F_R = A_R\ G \gamma_S$	tf	32.8	
鉛のせん断応力度	q	kgf/cm^2	107.7	
鉛の抵抗力	$F_P = A_P\ q$	tf	118.4	
抵抗力合計	$F = F_R + F_P$	tf	151.2	
支承の等価剛性	$K_B = F / u_B$	tf/m	13996	
橋脚の等価剛性	K_P	tf/m	20000	
連成剛性	$K=1/(1/K_B)+(1/K_P)$	tf/m	8234	
降伏荷重	$Q = 0.085 \times A_P$	tf	93.4	
二次剛性	$K_2 = (H - Q) / u_B$	tf/m	5333	
一次剛性	$K_1 = 6.5 \times K_2$	tf/m	34667	
支承の等価減衰定数	h_B		0.278	

橋の固有周期　$T = 2\pi \left(\frac{W}{G \cdot \Sigma K} \right)^{1/2}$

$$= 2\pi \left(\frac{605.8}{9.8 \times 8234} \right)^{1/2} = 0.54 \text{ 秒}$$

ここに、Wは上部構造重量（ｔｆ）、Gは重量の加速度、ΣKは支承と橋脚の連成剛性である。

設計水平震度　$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot k_{h0}$

$= 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.25 \times 0.2 = 0.25$（仮定値に一致）

橋の減衰定数による低減を考慮して、設計水平震度を推定すると以下のようになる。

橋の減衰定数　$h = \frac{h_B + h_P \cdot K_B / K_P}{1 + K_B / K_P}$

$$= \frac{0.278 + 0.05 + 13996 / 20000}{1 + 13996 / 20000} = 0.172$$

ここに、h_B は支承の減衰定数、h_P は橋脚の減衰定数（$=0.05$）、K_B は支承の等価剛性、K_P は橋脚の剛性である。

補正係数　$c_{D1} = \frac{1}{1.5 / (1.6 / T + 1) + 0.5}$

$$= \frac{1}{1.5 / (1.6 / 0.54 + 1) + 0.5} = 1.138$$

$$c_{D2} = \frac{1.5}{40h + 1} + 0.5$$

$$= \frac{1.5}{40 \times 0.172 + 1} + 0.5 = 0.690$$

したがって、設計水平震度は、

$k_h' = k_h \cdot c_{D1} \cdot c_{D2}$

$= 0.25 \times 1.138 \times 0.690 = 0.20$

となる。

f）L_2 地震時の照査

表－4.4.12　免震支承の動的特性（L_2 地震時）

	記号・計算式	単　位	設計値	備　考
上部構造慣性力	$H=W\times k_{hc}$（仮定）	tf	605.8×0.64= 388 tf	
支承の変位（仮定値）	u_B	cm	11.8	
せん断ひずみ	$\gamma_S=u_B/\Sigma t_e$		1.82	≦2.0
ゴムの抵抗力	$F_R=A_R G\gamma_S$	tf	359.3	
鉛のせん断応力度	q	kgf/cm²	23.6	
鉛の抵抗力	$F_P=A_P q$	tf	23.9	
抵抗力合計	$F=F_R+F_P$	tf	383.2	
支承の等価剛性	$K_B=F/u_B$	tf/m	3288	
橋脚の等価剛性	K_P	tf/m	9600	
連成剛性	$K=1/(1/K_B)+(1/K_P)$	tf/m	2449	
降伏荷重	$Q=0.085\times A_P$	tf	93.4	
二次剛性	$K_2=(H-Q)/u_B$	tf/m	2497	
一次剛性	$K_1=6.5\times K_2$	tf/m	16228	
支承の等価減衰定数	h_B		0.145	

橋の固有周期　$$T=2\pi\left(\frac{W}{G\cdot\Sigma K}\right)^{1/2}$$

$$=2\pi\left(\frac{605.8}{9.8\times 2449}\right)^{1/2}=1.00\ 秒$$

ここに、Wは上部構造重量（tf）、Gは重量の加速度、ΣKは支承と橋脚の連成剛性である。

設計水平震度　$k_{hc}=c_z\cdot c_I\cdot c_R\cdot k_{ho}$

$=1.0\times 1.0\times 0.85\times 1.0=0.85$

橋の減衰定数による低減を考慮して、設計水平震度を推定すると以下のようになる。

橋の減衰定数　$$h=\frac{h_B+h_P\cdot K_B/K_P}{1+K_B/K_P}$$

$$=\frac{0.145+0.05\times 3288/9600}{1+3288/9600}=0.121$$

ここに、h_B は支承の減衰定数、h_P は橋脚の減衰定数（=0.05）、K_B は支承の等価剛性、K_P は橋脚の剛性である。

減衰定数別補正係数　$c_D = \dfrac{1.5}{40h+1} + 0.5$

$$= \frac{1.5}{40\times 0.121 + 1} + 0.5 = 0.757$$

したがって、設計水平震度は、

$$k_h' = k_h \cdot c_{D1} \cdot c_{D2}$$

$$= 0.85 \times 0.757 = 0.64 \quad (\text{仮定値に一致})$$

となる。

iii）考　察

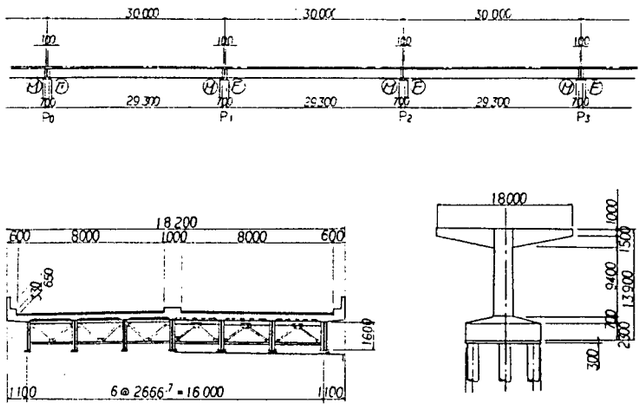
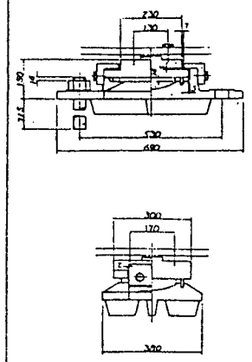
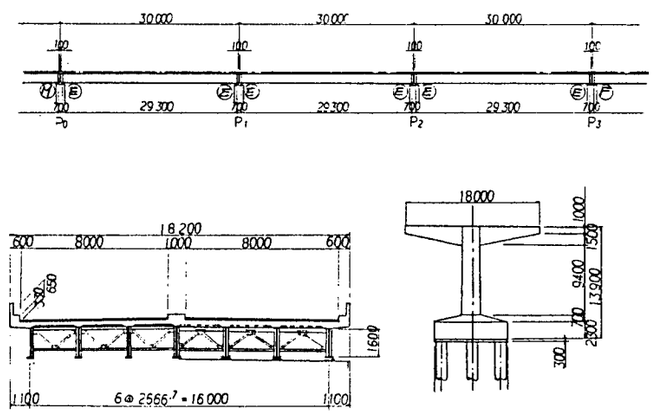
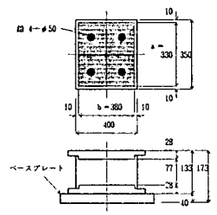
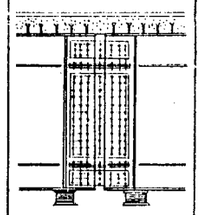
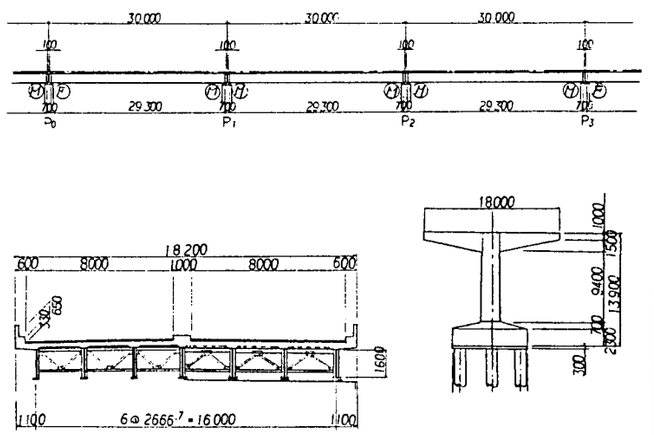
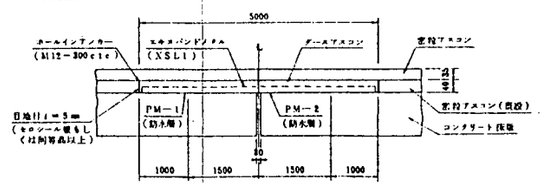
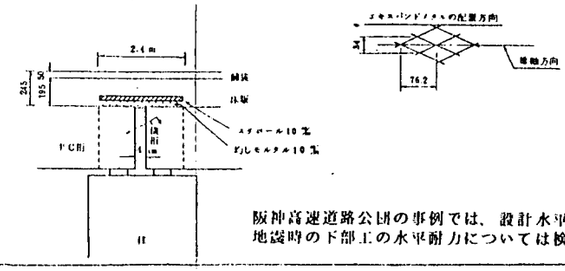
免震支承を適用すると、その減衰性能によって実際の地震力および変位を大幅に減少させることができる。これを通常のゴム支承を適用した場合と比較してみると、表－4.4.13のようになる。

表－4.4.13　連続構造化における免震支承とゴム支承の比較

	L_1 地震時		L_2 地震時	
	減衰を考慮した設計水平震度	減衰を考慮した変位	減衰を考慮した設計水平震度	減衰を考慮した変位
免震支承	0.20 (1.00)	0.86 cm (1.00)	0.64 (1.00)	11.8 cm (1.00)
ゴム支承	0.25 (1.25)	5.97 cm (6.94)	0.85 (1.31)	17.0 cm (1.44)

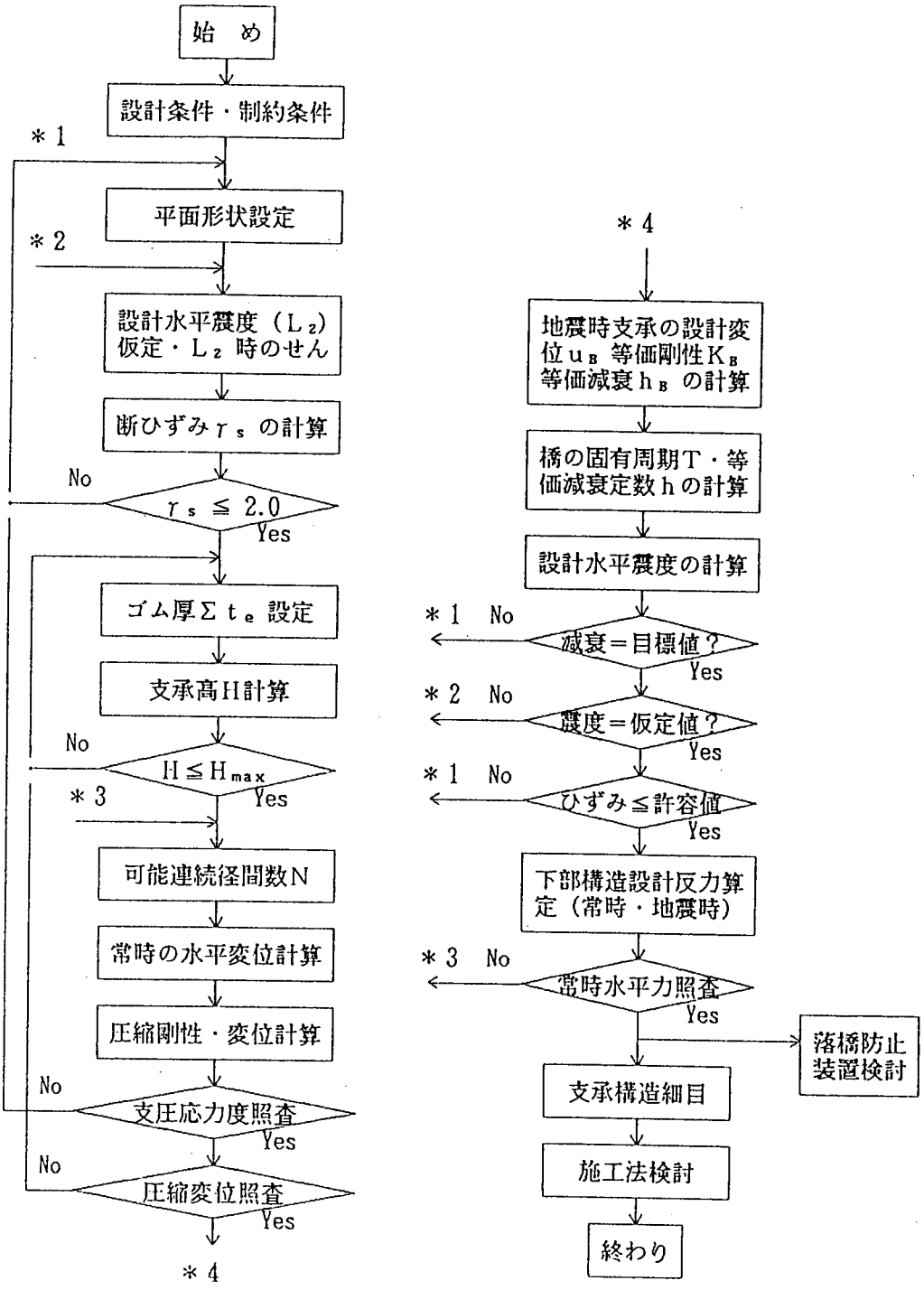
上表では、ゴム支承の減衰定数を５％と想定した。また、表－4.4.14に一覧表を示す。

表－4.4.14　上部工の連続化設計計算結果一覧表

	一般図	下部工反力	支承構造	下部工断面応力度 基礎工安定計算結果		特記事項
構造形式変更前		P0，P1，P2，P3 死荷重反力　302×2t 地震時 Kh＝CZ×CG×CI×CT×Kh0 ＝1.0×1.0×1.0×1.25×0.2 ＝ 0.25 橋軸方向水平力 P1，P2　0.25×(302×2×3)÷6×2×CD ≦151 t CD：橋梁の減衰効果による補正係数				
構造形式変更後 免震支承による耐震補強		P0，P1，P2，P3 死荷重反力　302×2t 活荷重反力　100×2t 地震時 Kh＝CZ×CG×CI×CT×Kh0 ＝1.0×1.0×1.0×1.25×0.2 ＝ 0.25 橋軸方向水平力 P1，P2　0.25×(302+302)=151 t		免震支承の採用により設計当初の作用力以下に押さえるので問題なし		桁の連結方法案 
構造形式変更後 一般の耐震補強		P0 死荷重反力　302×2t 地震時 Kh＝CZ×CG×CI×CT×Kh0 ＝1.0×1.0×1.0×1.25×0.2 ＝ 0.25 橋軸方向水平力（地震時水平力1脚集中の場合） P0　0.25×(302×2×3)×1.0 ＝453 t （設計当初の300%） 橋軸方向水平力（地震時水平力多脚分散の場合） P0　0.25×(302×2×3)÷6×2=151 t	阪神高速公団の実施例 例1  例2 	阪神高速道路公団の事例では，設計水平震度を変更していないため地震時の下部工の水平耐力については検討していない。		

2）拡幅構造化における免震支承の検討

拡幅構造化における免震支承の検討流れ図を図－4.4.14に示す。



図－4.4.14　連続構造化における免震支承の検討

ii）設計条件および施工上の制約

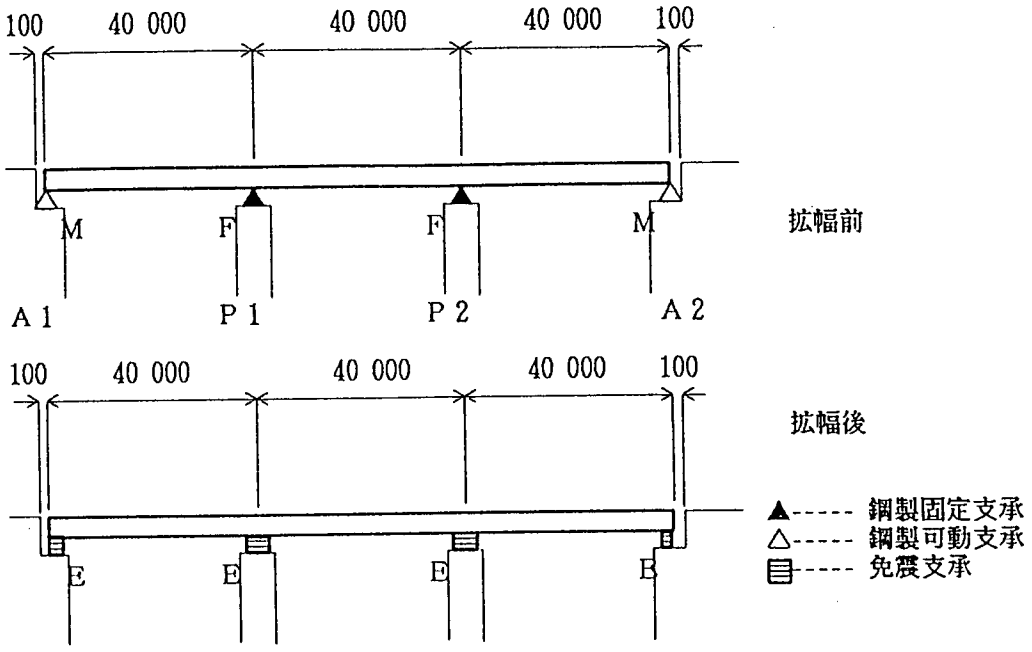
① 設計条件

a）環境条件……地域区分（A区分）

地盤種別（Ⅱ種・旧2種）

重要度　（1　級）

b）支間長および支承部支持条件……下図参照



c）設計反力

表－4.4.15　拡幅前反力

(tf)

	A 1およびA 2			P 1およびP 2		
	死荷重	活荷重	合　計	死荷重	活荷重	合　計
拡幅側外げた（G 1）	41.0	20.5	61.5	113.0	39.5	152.5
他主げた（G2 ～G4）	41.0	20.5	61.5	113.0	39.5	152.5
一橋脚当たり反力	164.0	82.0	246.0	452.0	158.0	610.0
上部構造重量	W＝ 1232					

表－4.4.16　拡幅後反力

	A1およびA2			P1およびP2		
	死荷重	活荷重	合　計	死荷重	活荷重	合　計
拡幅側外げた（G1）	73.6	41.6	115.2	203.2	87.2	290.4
他主げた（G2 ～G4）	36.8	20.8	57.6	101.6	43.6	145.2
一橋脚当たり反力	184.0	104.0	288.0	508.0	218.0	726.0
上部構造重量	W＝ 1384					

d）けたの支点回転角

連続後の端支点部　　θ＝1/150 rad.　（支承中心を中立軸）

連続後の中間支点部　　θ＝1/450 rad.　（連結部中心を中立軸）

e）常時の水平変位

・温度変化によるもの

温度変化として、±30℃を考慮し、変位を次式で算定する。

$$\delta_t = \alpha \cdot t \cdot \ell$$

$$= 1.2 \times 10^{-5} \times 30 \times \ell = 0.36 \times 10^{-3} \times \ell$$

ここに、δ_t は水平変位、αは鋼の線膨張係数、tは温度変化、ℓはけたの伸縮長である。

・けたの回転角によるもの

けたの回転角による変位は次式で算定する（文献[2]に準拠）。

$$\delta_R = \frac{2}{3} \times h_w \times \theta$$

ここに、δ_R はけたの回転角による変位、h_w はけたのウエブ高、θはけたの回転角である。

表－4.4.17　常時の支承変位

（mm）

	温度変化	けたの回転	合　計
橋台部	22	9	31
橋脚部	7	3	10

f）設計水平震度

・L_1 地震時

L_1 地震時の設計水平震度は道路橋示方書V耐震設計編・4.2 に準拠する。ただし、橋の減衰定数による低減を考慮した設計水平震度を推定する場合は次式による。

$$k_h' = c_{D1} \cdot c_{D2} \cdot k_h$$

ここに、 k_h' ：橋の減衰定数による低減を考慮した設計水平震度

k_h ：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編・4.2 により算定される設計水平震度

c_{D1}, c_{D2} ：補正係数で次式による

$$c_{D1} = \frac{1}{1.5 / (1.6 / T + 1) + 0.5}$$

$$c_{D2} = \frac{1.5}{40h + 1} + 0.5$$

T ：橋の固有周期

h ：橋の減衰定数

・L_2 地震時

L_2 地震時の設計水平震度は道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の式（5.3.2)に準拠するが、振動特性別補正係数を以下のように変えて算定する。

0.18秒≦T_{EQ}≦ 1.6秒　　c_R =0.85　　（Ⅱ種地盤）

1.6 秒＜T_{EQ}　　c_R =1.36／T_{EQ}

ここに、T_{EQ}は橋の等価固有周期、c_R は振動特性別補正係数である。

また、橋の減衰定数による低減を考慮した設計水平震度を推定する場合は、上記の方法で算定された設計水平震度に以下に示す減衰定数別補正係数を乗じて算定する。

c_D =1.5 ／ (40h＋1) +0.5

ここに、c_D は減衰定数別補正係数、hは橋の減衰定数である。

g）橋台・橋脚の等価剛性

橋台の等価剛性　K_p =∞　と仮定する

橋脚の等価剛性　K_p = 20,000 tf/m（弾性剛性）

K_p = 15,000 tf/m（降伏剛性）

h）支承の許容値

・常時の許容支圧応力度

σ_{ba}=80kgf/cm²

ここに、σ_{ba}は常時の支承の許容支圧応力度である。ただし、支圧応力度は、温度変化などによる変位を控除した有効支圧面積で算定する。

・水平変位

水平変位は次式を満足するものとする（文献[2]に準拠）。

常　時　　$u_B \leqq 0.7\Sigma t_e$

地震時（L_1 地震）　$u_B \leqq 1.5\Sigma t_e$

ここに、u_B は支承の設計変位、Σt_e はゴムの総厚である。

・局部せん断ひずみ

局部せん断ひずみは次式を満足する

常　時　　$\gamma \leqq 5.0/2.5$

地震時（L_1 地震）　$\gamma \leqq 5.0/1.8$

地震時（L_2 地震）　$\gamma \leqq 5.0/1.2$

ここに、$\gamma = \gamma_c + \gamma_R + \gamma_S$

γ_c ：鉛直荷重による局部せん断ひずみ

γ_R ：けたの回転による局部せん断ひずみ

γ_S ：水平変位による局部せん断ひずみ

Ⅰ）施工上の制約

施工上の制約は以下の通りである。

a）既設支承は全て撤去するが、アンカーボルトは撤去せず、既設のものを使用する。

b）新設支承の高さは、既設支承の高さに調整モルタル厚を加算した値Hを上回らない。

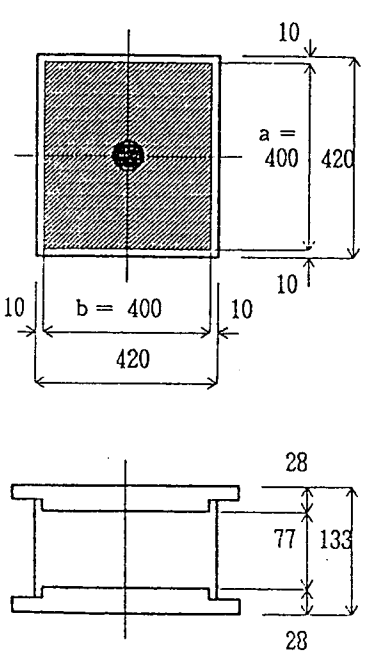
	既設支承高	調整モルタル厚	H
橋台部	150 mm	30 mm	180 mm
橋脚部	220 mm	30 mm	250 mm

ⅲ）免震支承の検討

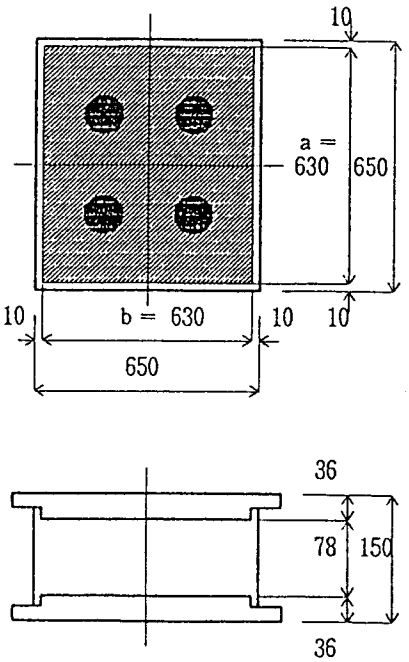
免震支承には、設計手法が確立し、実績もある、鉛入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）および高減衰ゴム支承（ＨＤＲ）が考えられるが、ここでは、ＬＲＢを想定して試算する。

a）支承形状

支承形状を図－4.4.15および図－4.4.16のように仮定する。



図－4.4.15　橋台部支承



図－4.4.16　橋脚部支承

b）支承の静的特性

表－4.4.18　支承の静的特性

	記号・単位	橋台部ＬＲＢ	橋脚部ＬＲＢ
ゴムのせん断弾性係数	G_o kgf/cm²	10.0	12.0
ゴムの有効面積	A_R cm²	40×40−19.6= 1580	63×63−201.0 =3768
鉛の断面積	A_P cm²	1 ×5²×π/4= 19.6	4 ×8²×π/4= 201.0
ゴム厚	n層・t_e mm	5 × 13 = 65	4 × 16 = 64
鉛直剛性	K_V tf/mm	93.0	408.1

ここに、鉛直剛性は次式で算定される。

$$K_V = \frac{(6.58\ S^2 + 3)\ A_R\ G}{\Sigma\ t_e}$$

ここに、K_V　：鉛直剛性

$\Sigma\ t_e$　：ゴムの総厚

S　：形状係数で、$S = \dfrac{A_R}{2\times(a+b)\ t_e}$

c）常時の照査

表－4.4.19　支承の常時の照査結果

	記号・計算式	単　位	橋台部	橋脚部	照　査
最大反力	R_{max}	tf	115.2	290.4	
変位を考慮した支圧面積	$A_e = (a-\delta)\ b - A_P$	cm²	1 456	3 705	
支圧応力度	$\sigma_c = R_{max} / A_e$	kgf/cm²	79.1	78.3	≦80.0
回転による鉛直変位	$\Delta_R = a\theta/2$	mm	1.3	0.7	
反力による鉛直変位	$\Delta_c = R_{max} / K_V$	mm	1.3	0.7	≧Δ_R
せん断ひずみ	$\gamma_0 = \delta / \Sigma\ t_e$	———	0.48	0.16	≦ 0.7

d）L_1 地震時の照査

表－4.4.20　免震支承の動的特性（L_1 地震時）

	記号・計算式	単　位	橋台部	橋脚部	備　考
上部構造慣性力	$H = W \times k_h$	tf	1384 ×0.25= 346 tf		
支承の変位（仮定値）	u_B	cm	2.7	2.0	
せん断ひずみ	$\gamma_S = u_B / \Sigma\ t_e$		0.415	0.313	

	記号・計算式	単 位	橋台部	橋脚部	備 考
ゴムの抵抗力	$F_R = A_R \, G \gamma_s$	tf	26.2	56.6	
鉛のせん断応力度	q	kgf/cm²	112.4	114.7	
鉛の抵抗力	$F_P = A_P \, q$	tf	8.8	92.2	
抵抗力合計	$F = F_R + F_P$	tf	35.0	148.8	
支承の等価剛性	$K_B = F / u_u$	tf/m	1296	7440	
橋脚の等価剛性	K_P	tf/m	∞	20000	
連成剛性	$K=1/(1/K_B)+(1/K_P)$	tf/m	1296	5423	Σ= 13438
荷重分担率	$\alpha = K / \Sigma K$		0.0964	0.4036	
慣性力	$H = \alpha \times \Sigma H$	tf	33.4	139.6	≦ 抵抗力
支承変位（設計値）	$u_B = H / K_B$	cm	2.58	1.88	
降伏荷重	$Q = 0.085 \times \Lambda_r$	tf	6.7	68.3	
二次剛性	$K_2 = (H - Q) / u_B$	tf/m	1035	3793	
一次剛性	$K_1 = 6.5 \times K_2$	tf/m	6727	24650	
等価剛性	$K_B = K_2 + Q / u_B$	tf/m	1295	7425	
支承の等価減衰定数	h_B		0.122	0.257	

橋の固有周期　$$T = 2\pi \left(\frac{W}{G \cdot \Sigma K} \right)^{1/2}$$

$$= 2\pi \left(\frac{1384}{9.8 \times 13438} \right)^{1/2} = 0.64 \text{ 秒}$$

ここに、Wは上部構造重量（ｔｆ）、Gは重量の加速度、ΣKは支承と橋脚の連成剛性である。

設計水平震度　$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot k_{h0}$

$= 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.25 \times 0.2 = 0.25$（仮定値に一致）

橋の減衰定数による低減を考慮して、設計水平震度を推定すると以下のようになる。

橋の減衰定数　$$h = \frac{\Sigma h + h_P \cdot K_B / K_P}{1 + K_B / K_P}$$

$$= \frac{0.122 \times 1295 \times 0.027^2 + 0.257 \times 7425 \times 0.02^2 + 0.05 \times 7425^2 \times 0.02^2 / 20000}{1295 \times 0.027^2 + 7425 \times 0.02^2 + 7425^2 \times 0.02^2 / 20000} = 0.186$$

ここに、h_{Bi}は支承の減衰定数、h_{Pi}は橋脚の減衰定数（=0.05）、K_{Bi}は支承の等価剛性、K_{Pi}は橋脚の剛性である。

補正係数

$$c_{D1} = \frac{1}{1.5 \,/\, (1.6 \,/\, T + 1) + 0.5}$$

$$= \frac{1}{1.5 \,/\, (1.6 \,/\, 0.64 + 1) + 0.5} = 1.077$$

$$c_{D2} = \frac{1.5}{40h + 1} + 0.5$$

$$= \frac{1.5}{40 \times 0.186 + 1} + 0.5 = 0.678$$

したがって、設計水平震度は、

$$k_h' = k_h \cdot c_{D1} \cdot c_{D2}$$

$$= 0.25 \times 1.077 \times 0.678 = 0.18$$

となる。

e）L_2 地震時の照査

表－4.4.21　免震支承の動的特性（L_2 地震時）

	記号・計算式	単　位	橋台部	橋脚部	備　考
上部構造慣性力	$H = W \times k_{hc}$（仮定）	tf	1384 ×0.64= 886 tf		
支承の変位（仮定値）	u_B	cm	12.8	10.6	
せん断ひずみ	$\gamma_s = u_B / \Sigma t_e$		1.97	1.66	≦ 2.0
ゴムの抵抗力	$F_R = A_R G \gamma_s$	tf	124.5	300.2	
鉛のせん断応力度	q	kgf/cm²	20.5	28.3	
鉛の抵抗力	$F_P = A_P q$	tf	1.6	22.8	
抵抗力合計	$F = F_R + F_P$	tf	126.1	323.0	
支承の等価剛性	$K_B = F / u_B$	tf/m	985	3047	
橋脚の等価剛性	K_P	tf/m	∞	15000	
連成剛性	$K=1/(1/K_B)+(1/K_P)$	tf/m	985	2533	Σ＝ 7036
荷重分担率	$\alpha = K / \Sigma K$		0.1400	0.3600	
慣性力	$H = \alpha \times \Sigma H$	tf	124.0	319.0	≦ 抵抗力
支承変位（設計値）	$u_B = H / K_B$	cm	12.6	10.5	
降伏荷重	$Q = 0.085 \times A_P$	tf	6.7	68.3	
二次剛性	$K_2 = (H - Q) / u_B$	tf/m	931	2388	
一次剛性	$K_1 = 6.5 \times K_2$	tf/m	6051	15520	
等価剛性	$K_B = K_2 + Q / u_B$	tf/m	984	3038	
支承の等価減衰定数	h_B		0.034	0.130	

橋の固有周期　$T = 2\pi \left(\frac{W}{G \cdot \Sigma K} \right)^{1/2}$

$= 2\pi \left(\frac{1384}{9.8 \times 7036} \right)^{1/2} = 0.89$ 秒

ここに、Wは上部構造重量（ｔｆ）、Ｇは重量の加速度、ΣＫは支承と橋脚の連成剛性である。

設計水平震度　$k_{hc} = c_z \cdot c_I \cdot c_R \cdot k_{ho}$

$= 1.0 \times 1.0 \times 0.85 \times 1.0 = 0.85$

橋の減衰定数による低減を考慮して、設計水平震度を推定すると以下のようになる。

橋の減衰定数　$h = \frac{h_B + h_P \cdot K_B / K_P}{1 + K_B / K_P}$

$= \frac{0.034 \times 984 \times 0.128^2 + 0.130 \times 3038 \times 0.106^2 + 0.05 \times 3038^2 \times 0.106^2/15000}{984 \times 0.128^2 + 3038 \times 0.106^2 + 3038^2 \times 0.106^2/15000} = 0.120$

ここに、h_{Bi}は支承の減衰定数、h_{Pi}は橋脚の減衰定数（＝0.05）、K_{Bi}は支承の等価剛性、K_{Pi}は橋脚の剛性である。

減衰定数別補正係数　$c_D = \frac{1.5}{40h + 1} + 0.5$

$= \frac{1.5}{40 \times 0.120 + 1} + 0.5 = 0.759$

したがって、設計水平震度は、

$k_h' = k_h \cdot c_{D1} \cdot c_{D2}$

$= 0.85 \times 0.759 = 0.64$　（仮定値に一致）

となる。

iii）考　察

拡幅前と拡幅後の設計水平震度（減衰定数による低減を考慮）と上部構造慣性力を比較すると表4.4.22のようになる。

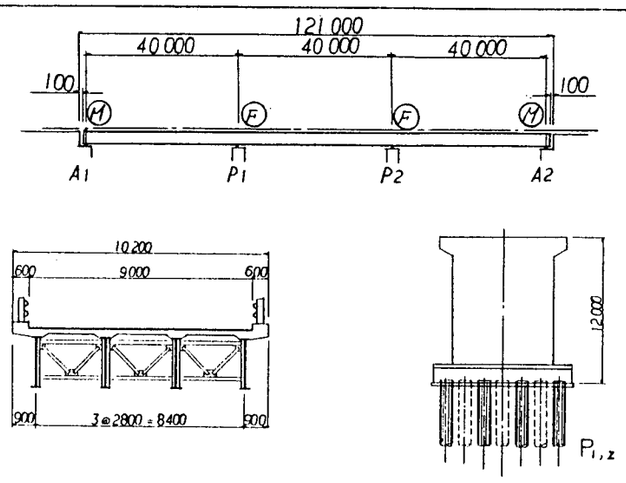
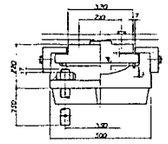
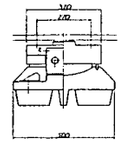
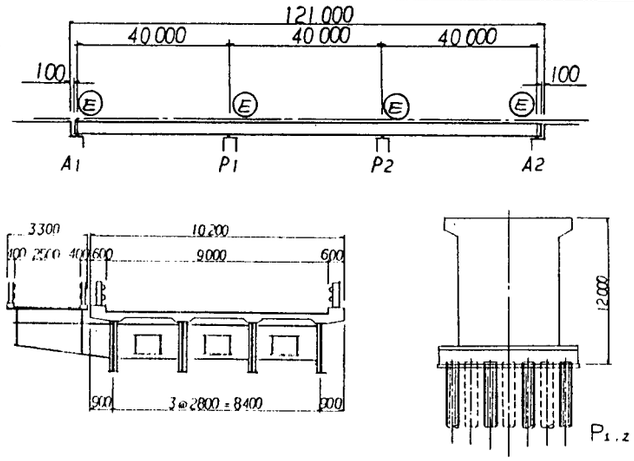
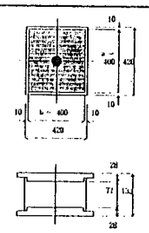
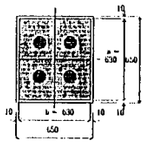
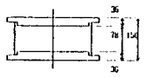
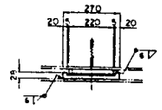
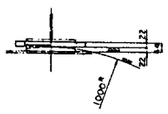
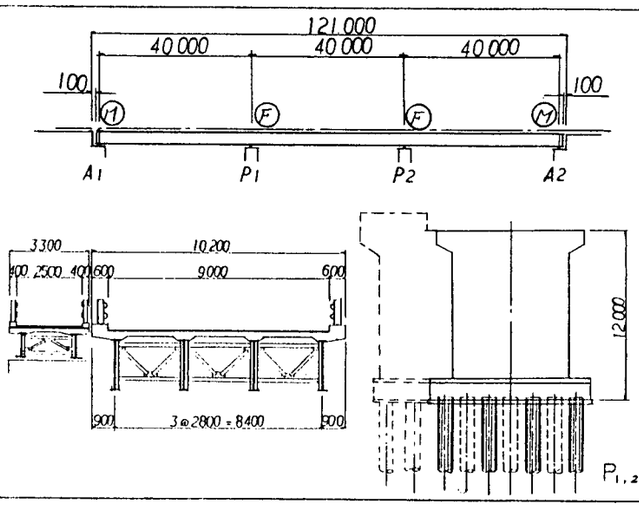
表－4.4.22　拡幅前と拡幅後の設計水平震度および上部構造慣性力

	L_1 地震時		L_2 地震時	
	減衰を考慮した設計水平震度	上部構造慣性力	減衰を考慮した設計水平震度	上部構造慣性力
拡幅前	0.25 (1.00)	308 tf (1.00)	0.85 (1.00)	1048 tf (1.00)
拡幅後	0.18 (0.72)	249 tf (0.81)	0.64 (0.75)	886 tf (0.85)

上表で明らかなように、上部構造重量が12%増加しても、免震支承を適用することによって、実質的な上部構造慣性力をL_1地震時で19%、L_2地震時で15%低減させることができる。

参考文献1）（財）国土開発技術研究センター：道路橋の免震設計報ガイドライン（案）
平成元年2月
2）（社）日本道路協会：道路橋支承便覧　平成3年2月現在改訂中

表－4.4.23　歩道添加・設計計算結果

	一般図	下部工反力	支承構造	下部工断面応力度 基礎工安定計算結果	特記事項
構造形式変更前		A1，A2 死荷重反力　１６４ｔ 活荷重反力　　８２ｔ P1，P2 死荷重反力　４５２ｔ 活荷重反力　１５８ｔ 地震時 Kh＝CZ×CG×CI×CT×Kh0 ＝1.0×1.0×1.0×1.25×0.2 ＝ 0.25 橋軸方向水平力 P1，P2　0.25×(164+452)＝154 t 橋軸方向水平力 A1，A2　0.15×164 ＝ 25 t	 	――	
構造形式変更後 免震支承による耐震補強		A1，A2 死荷重反力　１８４ｔ 活荷重反力　１０４ｔ P1，P2 死荷重反力　５０８ｔ 活荷重反力　２１８ｔ 地震時 Kh＝CZ×CG×CI×CT×Kh0 ＝1.0×1.0×1.0×1.25×0.2 ＝ 0.25 橋軸方向水平力 P1，P2　0.25×(184+508)×2×α×CD ≦ 154 t CD：橋梁の減衰効果による補正係数 α　：水平荷重分担率(=0.4036) A1，A2　0.25×(184+508)×2×α×CD ≦ 25 t CD：橋梁の減衰効果による補正係数(≦0.74) α　：水平荷重分担率(=0.0964)	 橋台   橋脚  	免震支承の採用により設計当初の 作用力以下に押さえるので問題なし 柱の照査（橋脚） 橋軸方向　D32-ctc125 σc ＝ 69 ＜ 105 σs ＝ 2033 ＜ 2700 杭の照査（橋脚） 橋軸方向　Pmax ＝ 223.5 ＜ 275 （地震時）Pmin ＝ -15.3 ＞-120 橋台 胸壁　D19 - ctc150 杭　橋軸方向　Pmax ＝ 199.1 ＜ 275 Pmin ＝ 17.8 ＞-120 σx ＝ 0.60 ＜ 1.5	
構造形式変更後 一般の耐震補強		A1，A2 死荷重反力　１８４ｔ 活荷重反力　１０４ｔ P1，P2 死荷重反力　５０８ｔ 活荷重反力　２１８ｔ 地震時 Kh＝CZ×CG×CI×CT×Kh0 ＝1.0×1.0×1.0×1.25×0.2 ＝ 0.25 橋軸方向水平力 P1，P2　0.25×(184+508)　＝ 173 t （設計当初の112％）			

4.4.6　施工方法および構造細目に関する検討

(1)　支承の取替および設置方法

連続構造化で検討した支承構造を例に、支承の取替および設置方法を検討する。支承の取替方法工法には、①既設の支承を撤去し、新設支承を既設支承と同位置に設置する、②新設支承を既設支承とは別位置に設置し（例えば、横けた位置）、後に既設支承を撤去する、の２案が考えられるが、②の方法は新たにアンカーボルトを設置する必要が有り、また支承位置の横げた等の補強が必要になる。このため、一般には①の方法が多用されている。ここでも、支承位置を変えないで、アンカーボルトも既設のものを使用する工法で検討する。

支承の取替方法は以下の手順に行う。

ｉ）準備作業

①　けたのジャッキアップのための支保工設置

②　支承撤去、設置のための吊り金具等取付け

ii）既設支承の撤去　（図－4.4.17参照）

①　上沓セットボルトを取外し、上沓をけたから切り離す

②　けたをジャッキアップする

③　サイドブロックを取外し、上沓を撤去する

④　アンカーボルトナットを取外し、アンカーボルト上端部を切断する

⑤　支承周辺のコンクリートをはつる

⑥　下沓を撤去する

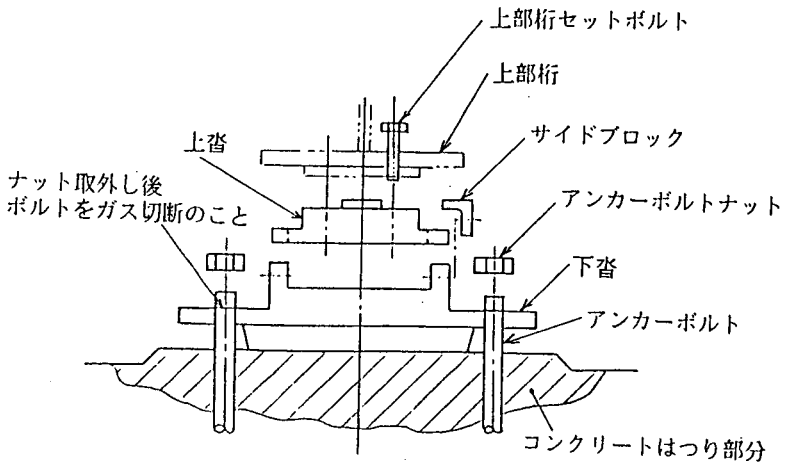
iii）ベースプレートの設置（図－4.4.18参照）

①　アンカーボルトの位置に予め孔をあけたベースプレートを所定の位置にセットする

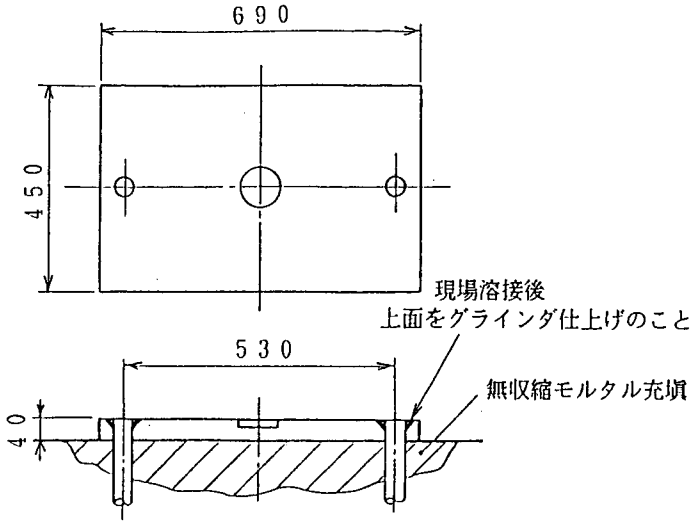
②　既設アンカーボルトとベースプレートを現場溶接する

③　溶接部を仕上げ、ベースプレート上面を滑らかにする

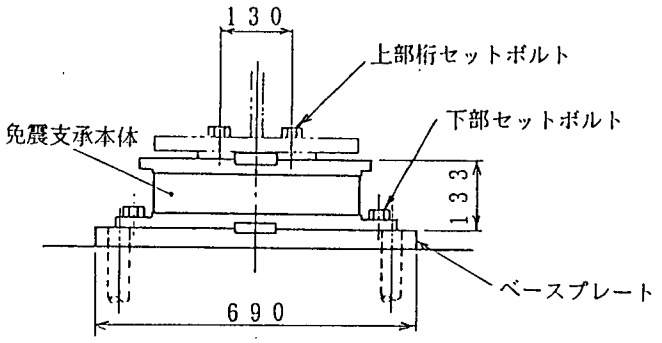
iv）免震支承を設置する（図－4.4.19参照）



図－4.4.17　既設支承の撤去



図－4.4.18　ベースプレートのセット



図－4.4.19　完成図

(2)　落橋防止装置のダンパー化

既設橋梁に免震装置を適用して耐震補強する場合に、特に問題になることの一つに地震時の変位が大きくなって、現況のけた遊間では対応できない可能性があることである。今年度実施した、連続構造化および拡幅構造化における免震設計の適用に関する試設計においても、L_2 地震時においては既設遊間を超えた変位が発生している。しかし通常、既設遊間を大きくすることは困難な場合が多い。そこで考えられるのが、変位が既設遊間を超える直前に作動する新たなダンパーの適用である。このダンパーが落橋防止装置をかねれば限られたスペースを有効に使用することができるであろう。

このような装置の構造・性能については、第３．５章で研究されている。ここでは、ニュージーランドで開発された鉛押しだしダンパー（ＬＥＤ）などの装置が提案されているが、今年度の研究成果の中では、具体的な設計方法についてまでは触れられていない。

この装置の設計については、平成３年度の研究課題の一つであろう。

(3) ジョイント・落橋防止

通常の橋梁では、ジョイントは常時のけたの伸縮量によって設計されている。一般的に、既設橋を免震化すると地震時の変位が大きくなって、既設のジョイントでは対応することができない。落橋防止装置についても同様である。地震時の変位にも対応できるジョイント・落橋防止装置の構造・性能については、第2章および第3．5章で研究されている。これらの研究成果を参考にして平成3年度にその試設計を行う。

4.4.7 平成3年度の研究方針

(1) 今後の課題

以上、一連の今年度の研究成果から、既設橋梁の耐震補強に対する免震装置の適用が可能な条件をある程度明らかにすることができたものと考えられる。今後は耐震補強というより実際的な工事の実施が現実の社会的要請となっていることに鑑み、設計マニュアルの作成に向けて設計手法の細目の詰めと施工方法および構造細目の詳細を定めることが必要である。

具体的な課題としては次の項目が対象と考えられる。

① レベル1すなわち震度法に用いる水平震度の設定の洗練化

② 耐震補強対策および上部工構造計画変更に伴う免震装置の適用について、地盤条件および設計振動単位の固有周期をパラメータにした適用可能な条件の明確化

③ 動的解析による挙動および効果の確認と安全性の検証

④ 免震装置の施工および構造細目の具体化

(2) 平成3年度研究計画

上記の課題の解決を図るとともに設計マニュアルの作成を行う。

① レベル1すなわち震度法に用いる水平震度の設定の洗練化

利用の便を考えた固有周期別補正係数のスムージングを行う。

② 耐震補強対策および上部工構造計画変更に伴う免震装置の適用について、地盤条件および設計振動単位の固有周期をパラメータにした適用可能な条件の明確化

対象事例を増やして試算検討を追加する。

③ 動的解析による挙動および効果の確認と安全性の検証

代表的な事例に対してレベル1、レベル2の入力地震動を用いて動的解析を実施し、試設計結果との対比も併せて行う。

④ 免震装置の施工および構造細目の具体化

試設計結果に基づいた具体的な検討を行う。

これらの各項目の概略の作業工程を以下に示す。

表－4.4.24　研究工程

	H3 6	7	8	9	10	11	12	H4 1	2	3	備考
水平震度の設定の洗練化	—										
試算検討、試設計の補足	—	—	—	—							
動的解析			—	—	—						
施工法、構造細目の検討	—	—	—	—	—	—					
マニュアルとりまとめ					—	—	—	—	—	—	

＜民側担当会社＞日本技術開発株式会社、三井建設株式会社、石川島播磨重工業株式会社、
オイレス工業株式会社

第5章　むすび

5. 1　研究の経緯

本共同研究は、「道路橋免震構造システムの開発に関する研究（橋梁用免震装置の開発及び免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置の開発）」と「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（免震設計法の開発及び免震設計の適用）」の２つの研究から構成されている。平成２年度は、前者については土木研究所と13の民間会社が、また、後者については土木研究所と前者の13社を含む28の民間会社が参加した。実際の運営に当たっては、この２つの研究の間に共通の運営組織を設け、その運営組織のもとで土木研究所と28社が４つの研究グループを組織し、互いに綿密な連絡を取りながら18の研究項目を実施している。

平成２年度は共同研究の２年度目であり、初年度の研究成果の上に立って研究の実質的な進展をはかった。すなわち、10種以上の免震装置や伸縮装置を試作して性能試験を行ない、詳細な動的解析を行なって設計条件の具体的な検討と設計計算法の開発を行ない、さらに、実質的な橋梁諸元を使ったパラメーター解析と試設計を行なった。また、今年度は免震設計に用いる地震入力の設定について検討を重ね、道路橋の免震設計の基本方針をわが国の国情に則したものに改めた。一方、わが国で初めて免震設計が採用された静岡県の宮川橋を２回にわたって現地調査した。

平成３年度は共同研究の最終年度であり、残された課題について研究の一層の進展をはかると共に、３年間の研究成果を「道路橋の免震設計マニュアル（案）」としてとりまとめることとする。さらにＵＪＮＲ耐風耐震構造専門部会の作業部会Ｇ「パッシブ・アクティブ・ハイブリッドコントロール」主催の「橋梁の免震設計に関する第１回日米ワークショップ」に参加して米国の橋梁免震設計技術者との交流をはかり、併わせて米国の免震橋梁について現地調査を行なう予定である。

5.2　平成2年度の研究成果の要約

5.2.1　橋梁用免震装置の開発に関する研究

平成2年度は以下の3項目に関する研究を行なった。

① 免震装置の開発および基本特性の検討

② 実証試験方法の開発

③ 一斉共通実験

(1) 免震装置の開発および基本特性の検討

本研究では、高減衰ゴム支承（4種）、摩擦（すべり）型ダンパー（2種）、鋼製ダンパー（以下各1種）、ローラー型免震支承、リンク支承および粘性ダンパーの10種類の免震装置が開発されている。ここでは主として、要素試験等による基本特性の検討が行なわれた。

i）高減衰ゴム支承（その1）…… ＜民側担当＞横浜ゴム（株）

平成2年度の研究内容および成果は以下の通りである。

① JIS-K6301 の試験方法によるゴム素材の基本性能試験

ゴム素材の引張強さは 210kgf/cm² 、破断時伸びは 680％である。

② ゴム小片によるせん断弾性係数（G_{eq}）および等価減衰定数（h_{eq}）の測定

温度を－10℃、＋20℃、＋40℃の3ケースに変化させて試験を行なった。＋20℃のG_{eq}およびh_{eq}はそれぞれ 9.5kgf/cm² 、17.3％であるが、－10℃ではG_{eq}が27％、h_{eq}が28％それぞれ大きくなり、逆に＋40℃ではG_{eq}が13％、h_{eq}が6％それぞれ小さくなっている。

③ スケールモデル（φ177 ×47.5mm）による基本特性の確認試験

基本特性（G_{eq}およびh_{eq}）の繰返し加振、振動数変化、面圧変化および静的予変位による影響を調べた。加振はひずみ振幅で±25％～± 200％までの5段階を各10回行なった。繰返し加振では、3回目加振以降の特性値の変化は小さいことが確認された。振動数については、振動数が大きくなると特性値も大きくなるが、 0.1Hz～ 1.0Hzまでの変化率は10％以内である。また面圧変化、予変位による影響は小さいことが確認された。

ii）高減衰ゴム支承（その2） …… ＜民側担当＞東洋ゴム工業（株）

高減衰ゴム支承（HDR）と天然ゴム系配合ゴムを使用した繊維補強ゴム支承（TR－RB）について、以下の試験結果を得た。

① JIS-K6301 の試験方法によるゴム素材の基本性能試験

HDRの引張強さは 162kgf/cm² 、破断時伸びは 510％である。

② スケールモデル（HDR－□100 ×20mm, TR－RB－□100 ×40mm）による基本特性の確認試験

面圧変化、振動数変化による影響の検証試験および供試体形状の変化が特性値に与える影響を調べた。ひずみ振幅で±25％～± 150％までの6段階の加振を行なったが、± 100％におけるG_{eq}およびh_{eq}は、

HDRで11kgf/cm² ,18.4 %, TR－RBで5 kgf/cm², 9.5%であり当初の目標値を満足するものであった。面圧変化の影響では、面圧を30～90kgf/cm² 間を3段階に変化させた。これによれば、G_{eq}に対する影響は小さいが、h_{eq}は面圧の増加とともに増大する傾向が見られた。振動数変化による影響では、振動数の増大にともない両特性値とも大きくなる傾向が見られた。

iii）高減衰ゴム支承（その3） …… ＜民側担当＞（株）ブリヂストン

せん断弾性率G_{eq}＝15kgf/cm² 、減衰定数h_{eq}＝15%程度を目標とした高減衰ゴム材料を開発し、その性能を検証するため以下の試験を実施した。

① JIS-K6301 に基づくゴム素材の基本性能試験

ゴム素材の引張強さは 122kgf/cm² 、破断時伸びは 666%である。

② スケールモデル（φ 230×30mm）による支承の基本特性試験

ひずみ振幅、振動数変化、面圧変化、静的予変位および長時間繰返し載荷が特性値に与える影響を調べた。載荷はひずみ振幅で±30%～± 200%（1シリーズ目）、±30%～± 300%（2シリーズ目）の2シリーズ行ったが、± 100%ひずみにおける平均値でG_{eq}＝13kgf/cm² 、h_{eq}＝16%であった。振動数変化では、G_{eq}、h_{eq}ともに、振動数の増加とともに増大する傾向がみられた。面圧変化、静的予変位が特性値に与える影響は微小である。長時間繰返し載荷では、 0.5Hzで± 150%のひずみ振幅を 200回繰返しが、1回目に対する 200回目の特性値はG_{eq}で56%、h_{eq}で71%であった。

iv）高減衰ゴム支承（その4） …… ＜民側担当＞昭和電線電纜（株）

平成2年度の研究内容および成果は以下の通りである。

① JIS-K6301 に基づくゴム素材の基本性能試験

ゴム素材の基本性能試験は、配合の異なる3種類（A種、B種、C種）のゴムについて実施した。それぞれの引張強さは 150、 110、110(kgf/cm²)、伸びは 680、 650、660(%) である。

② 小型スケールモデル（φ 110×35mm）および大型スケールモデル（φ 300× 120mm）による基本特性試験

まず3種類のゴム素材の小型モデルによる試験を実施し、それぞれの特性を把握した上で、その内の1種類（A種）を選び、さらに大型のモデルによる、ひずみ振幅、振動数変化および面圧変化が特性値に与える影響を調べた。載荷はひずみ振幅で±17%～±83%の4段階としたが、±83%ひずみにおけるG_{eq}は約8 kgf/cm² 、h_{eq}は約11%であった。振動数変化に対してG_{eq}はほぼ一定であるが、h_{eq}は振動数が大きくなるに伴い大きくなる傾向がみられた。面圧の変化が特性値に与える影響は比較的小さい。

v）摩擦（すべり）型ダンパー(その1） …… ＜民側担当＞大成建設(株)、東京ファブリック工業(株)

開発したゴム材料と免震装置の性能を検証するため以下の試験を実施した。

① 弾性すべり支承に使用する高減衰ゴムおよびアイソレーターに使用する合成ゴム（2種）に対するJIS-K6301 に基づく基本性能試験

高減衰ゴムの引張強さ、伸びはそれぞれ 155kgf/cm² 、780 %、合成ゴムで 197kgf/cm² 、495 %（2種平均）であった。

② 弾性すべり支承のスケールモデル（φ 150×56mm）による基本特性試験

主として、面圧変化、速度変化が動摩擦係数に与える影響を調べた。面圧60kgf/cm² 、速度20cm/sにおける動摩擦係数は約0.16であり、加振速度の変化による影響は比較的小さいが、面圧が大きくなるに従い動摩擦係数は小さくなる傾向がみられた（面圧30kgf/cm² に対する60kgf/cm² の動摩擦係数比は約85％）。また、動摩擦係数は40回の繰返し載荷を断続的に2回行なってもほぼ一定値を保持している。

③ アイソレーターのスケールモデル（φ60×20mm）による基本特性試験

2種（G。＝8、10kgf/cm² ）の合成ゴムによるモデルを使用し、水平力～変位の関係を測定した。いずれも最大± 200％ひずみまでの加振を行ったが、G。＝8 kgf/cm² の場合 200％ひずみまでハードスプリング現象がみられないのに対し、G。＝10kgf/cm² の場合は 200％ひずみ付近でハードスプリング現象が認められた。ゴム材の減衰定数は6～8％であった。

vi）摩擦（すべり）型ダンパー（その2） …… ＜民側担当＞（株）ビー・ビー・エム

平成2年度の研究成果は以下の通りである。

① スケールモデルによる基本特性の確認試験

面圧は30～80kgf/cm² 、振動数は 0.3Hz～ 2.0Hz、変位振幅は± 100％～± 150％ひずみ相当変位の領域で確認試験を行ったが、摩擦係数は静摩擦係数で0.09、動摩擦係数で0.09～0.12とほぼ一定であった。

② すべり面に使用するテフロン材の摩擦抵抗力、耐摩耗性の検討

すべり面に使用するテフロン材として、グラファイト補強のものとグラスファイバー補強のものとの比較検討を行ったが、前者が耐摩耗性に優れていることが確認された。

③ 緩衝部のパッキン材の基礎試験

使用した供試体が小さすぎて、予期した効果の検証はできなかった。

vii）鋼製ダンパー …… ＜民側担当＞西松建設（株）

ステンレス鋼材を使用したリング状の鋼製ダンパーを開発し、実橋での組立・設置方法の検討およびリングの径、幅を変えた7種類の供試体による基本特性の確認試験を実施した。

本ダンパーは、要求性能に応じて、形状および使用個数を比較的自由に選択することが可能で実橋での適応性にも優れている。試験では、変位振幅±20mm～± 200mmの範囲でリングのせん断方向および圧縮・引張方向への暖速加力（静的試験）と、変位振幅±20mm～±90mm、周期 1.0秒～ 5.0秒の範囲で同じくせん断方向および圧縮・引張方向への動的加力を行った。静的試験から以下のことが確認された。

① せん断方向に加力した場合と圧縮・引張方向へ加力した場合とでは、履歴曲線の性状が異なる。すなわち、せん断方向に加力した場合は正負対称の挙動を示すが、圧縮・引張方向では正負対称にならない。

② しかし、この非対称性はリングを2個1組で使用すれば解消される。

③ リングの抵抗力はリングの幅に比例する。

④ リング自身の等価剛性から算定される等価減衰定数は、リング径が同じであれば幅が変わってもほぼ一定値となる。

また、動的試験から以下のことが確認された。

① 振幅が大きいほど、破断までの繰返し回数は少ない。

② 同一振幅では、周期が変化してもほぼ同程度の繰返し数で破断する。

③ せん断方向加力と圧縮・引張方向加力では前者の方が破断までの繰返し数が多い。

④ 破断までの履歴面積の合計は、加力方向による差はあるが、同一加力方向については振動数、速度および振幅等による影響は少ない。

viii）ローラー型免震支承 …… ＜民側担当＞日本鋼管（株）・日本鋳造（株）

従来より橋梁に使用されている鋼製ローラー支承に高減衰ゴムを組み合わせた免震支承を開発し、その性能を確認するため以下の試験を実施した。

① JIS-K6301 に基づくゴム素材の物理試験

② 高減衰ゴムのみの供試体（□90× 105×50mm）による要素試験

③ 支承のスケールモデルに使用されるゴム単体（□ 200× 325×84mm）による要素試験

④ 支承のスケールモデル（平面形状で 660× 790mm）による基本特性の確認試験

①の試験から以下の結果を得た。

(a) ゴム素材の引張強さは 210kgf/cm² 、破断時伸びは 680％である。

(b) ± 100％ひずみ振幅におけるせん断弾性係数G_{eq}および減衰定数h_{eq}の温度特性は、＋20℃を基準として、－10℃ではG_{eq}は33％、h_{eq}は26％それぞれ大きく、＋40℃ではG_{eq}は13％、h_{eq}は４％それぞれ小さい。

また、②～④までの試験から以下の結果を得た。

(c) ②の試験での、せん断弾性係数G_{eq}および減衰定数h_{eq}は、± 100％ひずみ振幅でG_{eq}＝7.41kgf/cm² 、h_{eq}＝16.3％、± 150％ひずみ振幅でG_{eq}＝6.37kgf/cm² 、h_{eq}＝13.6％である。

(d) ③と④の結果は良く一致し、± 100％ひずみ振幅でG_{eq}≒８kgf/cm² 、h_{eq}≒11％である。

(e) しかし、③と④の結果は②の結果と相違している。特にh_{eq}が大きく異なる。この原因として振動数の相違が考えられるが、定量的評価は今後の課題として残される。

ix）リンク支承 …… ＜民側担当＞（株）日本製鋼所

平成２年度の研究では、滑り面に使用する材料を選定し、摩擦係数を推定することによって装置の原理を解析し、理論的な特性を調査した。調査結果は以下の通りである。

a）滑り面に使用する材料はＰＴＦＥ成型品が適する。

b）回転板に生じる摩擦力は、作用する荷重の分布状態にほとんど左右されない。この事は、荷重の載荷範囲（接触範囲）を変化させても、滑り面に使用する材料の許容圧縮応力度を満足する範囲で可能と言うことであり、水平移動可能量を決定する上での自由度となる。

c）回転板に生じる摩擦力は、二面摩擦が基本となっているため、水面の一面摩擦に比べ 2.4～ 3.1倍となる。

d）装置の固有円振動数は回転板の曲率半径に依存し、鉛直力に無関係である。

e）装置の固有円振動数は回転板の曲率半径を25～45cmと仮定すると、2.19～4.90rad/sec が予想される。

f）水平移動可能量についても、回転板の回転角の制限から曲率半径の影響を大きく受ける。回転角は、荷重の載荷範囲が広い程小さくなる。

x）粘性ダンパー …… <民側担当>オイレス工業（株）

粘性体に流動性が高く、温度変化による粘度変化が比較的小さいシリコーンオイルを使用した内圧型粘性ダンパーを開発した。今年度は、既往の実験結果および本共同研究における一斉共通実験の結果から本ダンパーの抵抗力特性式を導きだした。シリコーンオイルを使用した内圧型粘性ダンパーの抵抗力推定式は次式のようになる。

$$F = 1.52\times10^{-4}\times(0.91\ell+1.0)\times(S/S_0)^2\times e^{-0.023t}\times v^{0.97}$$

ここに、Fは抵抗力（tf）、Sは抵抗面積（cm²）、S_0は粘性体の流動面積（cm²）、ℓは抵抗板の変位方向幅（cm）、tは温度（℃）、vは振動速度（cm/s）である。一斉共通実験は、恒温室内の一定温度下で行われ、抵抗力式の温度特性に関する検証は行われなかったので、平成3年度に、温度特性に関する補足実験を行なう予定である。

(2) 実証試験方法の開発

道路橋用免震装置を対象に、免震装置に要求される性能とその性能を実証するための試験方法および評価方法を提案している。

ここでは装置の復元力発生機構により、装置をゴム系アイソレータ、ゴム系免震支承、摩擦減衰型ダンパー、弾塑性履歴減衰型ダンパーおよび粘性流体の粘性抵抗型ダンパーの5種類に分類し、それぞれの装置についての試験方法を示している。基本性能として特に重要と考えられる水平復元力特性に関する実証項目は、複数の繰返し載荷、振動数変化、面圧変化、温度変化および静的予変位などの試験条件は、実際に想定される適用領域を3～5段階に分けて設定している。また同条件の載荷は各10回繰返し、繰返し載荷中の特性の変化が確認できるようにしている。試験結果により得られた等価剛性・等価減衰定数などの基本特性は、上記実証項目ごとに安定性指標を定義し、それを別途設定した基準値と照らし合わせて評価する方法とした。

(3) 共通一斉実験

本研究で提案された免震装置でリンク支承を除く9種の装置に対する性能実証実験を建設省土木研究所で実施した。実験は、原則的に「1.2 実証試験方法」の成果に基づいた方法により、共通の試験機、共通の条件で行われた。本実験では、試験機、実験施設および操作は土木研究所が担当し、供試体の設計・製作は各担当民間会社が担当した。

i）実験の方法

実験項目は、①水平基本特性、②耐久性、③鉛直変位特性（ただし、鋼製ダンパー、粘性ダンパーを除く）の3項目に分けられている。

① 水平基本特性実験

面圧60kgf/cm²(死荷重反力による面圧を想定）で、±25%～± 200%ひずみに相当する変位振幅によ

る各10回の繰返し載荷を基本とし、これを1シリーズとし、振動数等の条件を変えて4～5シリーズ行った。最終シリーズは、50%の静的予変位を与えた状態での動特性に関する実験である。

② 耐久性実験

面圧60kgf/cm² 、振動数 0.5Hz、静的予変位0で、± 150%ひずみ相当の変位振幅による40回の繰返し載荷を1シリーズとし、3時間の休止時間をはさんで2シリーズ行った。

③ 鉛直変位特性

静的予変位0で、0～80kgf/cm² までの鉛直載荷を3回、60kgf/cm² を載荷した状態から±20kgf/cm² の繰返し載荷を5回行った。

ii）実験結果

各装置の代表的な特性に関する結果は以下の通りである。

① 高減衰ゴム（その1） …… ＜民側担当＞横浜ゴム（株）

100 %ひずみにおける平均的なせん断弾性率G_{eq}および減衰定数h_{eq}はそれぞれ、G_{eq}≒9.4kgf/cm²、h_{eq}≒15.6%である。繰返し載荷に対する安定性は良く、静的予変位の影響も小さいが振動数変化に対しては振動数の増大とともにG_{eq}およびh_{eq}が増大する傾向が見られた。なお、この傾向は、本研究における高減衰ゴム全てに共通である。

② 高減衰ゴム（その2） …… ＜民側担当＞東洋ゴム工業（株）

100 %ひずみにおける平均的なせん断弾性率G_{eq}および減衰定数h_{eq}は、HDRではG_{eq}≒12.8kgf/cm² 、h_{eq}≒ 8.2%、特殊構造ゴム支承（TR－RB）ではG_{eq}≒ 4.7kgf/cm² 、h_{eq}≒3.6 %である。

③ 高減衰ゴム（その3） …… ＜民側担当＞（株）ブリヂストン

100 %ひずみにおける平均的なせん断弾性率G_{eq}および減衰定数h_{eq}はそれぞれ、G_{eq}≒14.1kgf/cm²、h_{eq}≒14.7%である。

④ 高減衰ゴム（その4） …… ＜民側担当＞昭和電線電纜（株）

100 %ひずみにおける平均的なせん断弾性率G_{eq}および減衰定数h_{eq}はそれぞれ、G_{eq}≒6.8kgf/cm²、h_{eq}≒12.0%である。

⑤ 摩擦（すべり）型ダンパー（その1） …… ＜民側担当＞大成建設(株)・東京ファブリック工業(株)

面圧60kgf/cm² 、振動数 1.0Hz、加振速度60cm/sにおける動摩擦係数はμ≒0.148 である。振動数、加振速度を一定に、面圧を30kgf/cm² ～ 120kgf/cm² に変化させた場合の動摩擦係数はμ≒0.171 ～ 0.132 と、面圧の増加とともに減少する傾向が見られた。

⑥ 摩擦（すべり）型ダンパー（その2） …… ＜民側担当＞（株）ビー・ビー・エム

面圧60kgf/cm² 、振動数 1.0Hz、加振速度48cm/sにおける動摩擦係数はμ≒0.10である。振動数、加振速度を一定に、面圧を30kgf/cm² ～ 120kgf/cm² に変化させた場合の動摩擦係数はμ≒0.15～0.06と、面圧の増加とともに減少する傾向が見られた。

⑦ 鋼製ダンパー …… ＜民側担当＞西松建設（株）

荷重～変位曲線の挙動は、同一形状試験体の基本特性試験結果とほぼ同一の結果となった。荷重～変位曲線の対角線勾配を仮の等価剛性とした場合の等価剛性、等価減衰定数は1シリーズ目の結果に対し、

2シリーズ目の結果は減少する傾向が見られた。ダンパーの累積吸収エネルギー量は、耐久性実験における断続80回の繰返し載荷に対してはやや不足しているものと考えられる。

⑧ ローラー型免震支承 …… ＜民側担当＞日本鋼管（株）・日本鋳造（株）

100 %ひずみにおける平均的なせん断弾性率G_{eq}および減衰定数h_{eq}はそれぞれ、G_{eq}≒8.5kgf/cm²、h_{eq}≒11.7%である。振動数変化、静的予変位に対する特性は高減衰ゴム支承の場合と同様である。

⑨ 粘性ダンパー …… ＜民側担当＞オイレス工業（株）

実験結果から、温度＋20℃におけるダンパーの抵抗力式として次式を得た。

$$F = 0.248 \times v^{0.97}$$

ここに、Fは抵抗力（tf）、vは速度（cm/s）である。すなわち、v＝50cm/sの抵抗力はF＝11 tf がえられる。本ダンパーは繰返し載荷による安定性は極めてよいが、振動数変化による抵抗力特性にばらつきが見られた。しかし、これがダンパーの本来の特性なのか、加振部の構造（途中でヒンジの向きを変えている）によるものか明らかでないため、平成3年度に、温度特性に関する追加実験とともに再検証を行なう予定である。

5.2.2 免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究

(1) 免震装置の伸縮装置（その1） …… ＜民側担当＞（株）大林組

ノックオフ装置について1／2スケールモデルの試験体を用い、裏込め土の状況や胸壁内のアンカー筋の有無などをパラメータとし、動的載荷および静的載荷実験を行った。その結果を以下に述べる。

① 抵抗荷重～変位曲線の結果より、アンカー筋がある場合の最大抵抗力はない場合に比べて約 3.5倍大きいこと、動的載荷の場合の最大抵抗力は静的載荷に対して 3.4～4.4 倍大きいことがわかった。また、動的載荷の場合で、アスファルト舗装のあるときには載荷速度の増大に伴い最大抵抗力は増大するという速度依存性があるが、舗装がなく乾燥砂のみのときには速度依存性は認められなかった。

なお、静的載荷における最大抵抗力は、受動土圧より計算される抵抗力とよく一致した。

② ノックオフの滑動状況の観察より、アンカー筋の有無、裏込め土の舗装状況によって、ノックオフ部の滑動（回転、水平移動）の様子が異なってくる。すなわち、アンカー筋またはアスファルト舗装はノックオフ部の挙動を拘束する存在となるため、ノックオフ部は回転しながら移動する傾向が見られ、また裏込め土が乾燥砂のみの場合では、ノックオフ部は回転せずに斜め上方にそのまま移動することがわかった。

③ 裏込め土の破壊状況の観察により、アンカー筋のない場合において、舗装のある場合ではノックオフ部は舗装の下にもぐりこみ舗装がめくれ上がる傾向があるが、乾燥砂のみの場合ではノックオフ部の背後約1mに生じるすべり線に沿って路面がノックオフ側から盛り上がる傾向があることがわかった。アンカー筋のある場合ではその定着位置のコンクリートを破損させるため、その構造には改良が必要である。なお、破壊された裏込め土部の修復は容易に行えるものと考えられた。

今後の研究としては、動的載荷における抵抗力を算出し設計に活かせるようにするためにアスファルト

の剛性の速度依存性の調査、アンカー筋の設計施工法の検討が必要であることがわかった。

(2) 免震橋用の伸縮装置（その２） …… ＜民側担当＞大成建設（株）、日本鋳造（株）

免震橋用の伸縮装置とは、免震橋の上部構造の地震時の挙動を阻害することなくスムーズにその変位を吸収し、かつ任意の平面方向に移動可能である装置として、昨年度に引きつづき検討を重ねてきた。

今年度では、想定しているモデル橋の時刻歴応答解析結果に基づく上部構造の応答変位量（約20cm）を伸縮装置の設計移動量として設定し、上記目標が達成可能と考えられる装置を試設計し、図面化した。装置は、従来のフィンガータイプの伸縮装置を上部構造の任意の平面方向への移動に追従可能な構造に改造したものを用いた。改造の主な点としては、橋軸直角方向に移動可能にするためテフロン板とステンレス板による摺動装置を設けたことが挙げられる。

この伸縮装置のプロトタイプモデルの荷重変位特性等を確認するため、実物大の部分モデルを試作し加振することが必要であると考えられることから、これを平成３年度の研究計画に盛り込むこととした。

(3) 免震橋用の落橋防止構造（その１） …… ＜民側担当＞大成建設(株)、東京ファブリック工業(株)

免震橋用の落橋防止構造は、橋が落橋しないことはもちろんのこと免震装置がその許容設計変位を越え免震装置の性能が損なわれないようにするための装置であると同時に、装置の作動時における衝撃的な挙動を回避するため上部構造慣性力を柔らかく受け止められる装置でもあることが必要である。

そこで、上部構造慣性力を積層ゴムを使った緩衝材によって柔らかく受け止めることの可能な丸鋼によるアンカーバー方式の落橋防止構造を想定し、全橋モデルによる時刻歴応答解析によってある程度のバネ値をもつ装置を用いれば緩衝効果が得られるという効果の確認を行うとともに、落橋防止構造の開発目標としての緩衝材のバネ定数の目安値を設定した。ここで用いたバネ値の大きさは、バイリニア型履歴特性を持つ免震支承の一次剛性の２倍程度（等価剛性の８倍程度）である。

さらに、解析で想定したバネ特性の緩衝材を開発すべく、丸鋼の径や積層ゴムの層数と層厚をパラメータとして、積層ゴムに丸鋼を静的に圧縮載荷する実験を行った。その結果、丸鋼と積層ゴムによる反力変位特性は、変位初期では小さなバネ値を持つが変位増大に伴いバネ値も増大する変位硬化型であることを明らかにし、かつその反力変位曲線のうち比較的弾性変形をしていると見なせる領域において所用のバネ定数が得られていることが確認された。

5.2.3 免震設計法の開発に関する研究

(1) 免震設計の基本方針に関する研究

① 道路橋の免震設計では単に長周期化を図るだけではなく、高減衰化や反力の分散を合わせて実施して地震力の低減を図る必要がある。

② レベル１の静的解析に用いる地震入力は「道路橋示方書・同解説　耐震設計編（平成２年２月）」の震度法における地震入力を当面準用することとするが、レベル２の静的解析に用いる地震入力は免

震設計による減衰増加を地震力の低減に反映できることとした。

③ 耐震補強に免震設計を用いる場合は、レベル1の静的解析についても地震入力は免震設計による減衰増加を地震力の低減に反映することとした。

④ 免震設計のメリットは以下の2点に集約される。

- 構造部材の損傷をコントロールするような高度な設計が可能であり、効果的に耐震安全性の向上を図ることができる。
- 従来と同一の耐震安全性を確保するのであれば、部材断面を低減させた経済的な下部構造の設計が可能となる。

⑤ 下部構造の限界状態、解析手法などを見直し、平成2年度版の免震設計の基本方針を作成した。

(2) 動的解析法の開発に関する研究

① 今回対象としたⅠ種地盤ては、レベル2の地震入力に対しては地盤のせん断歪の増加に伴う地盤剛性の低下や等価減衰定数の増加などの地盤の非線形化の程度は小さく、免震橋梁の応答にはほとんど影響を与えない。

② 今回対象とした一般的な橋脚のレベル2の地震入力に対する塑性率は 2.4であり、橋脚の非線形性の影響を考慮しない場合に比べて、上部構造の最大応答加速度は 429gal から 370gal と約14%、免震装置の最大相対変位は26.8cmから21.4cmと約22%低下する。

③ 今回対象とした橋梁では、地震波を橋軸方向に作用させ橋脚間で約 0.2秒の位相差を考慮した場合、免震橋梁は位相差を考慮しない場合に比べて上部構造の最大応答加速度は50%程度に低下する。一方、免震装置の最大相対変位は位相差を考慮しない場合に比べ橋台部で最大約50%増加し中央の橋脚部では減少する。

免震橋梁と非免震橋梁で上記の位相差の影響を比較すると橋脚基部の最大曲げモーメントは、免震橋梁では、位相差を考慮した方が橋台部で 1.3倍に増加し、中央の橋脚部では45%に減少する。一方、非免震橋梁では、橋台部では 5.5倍、中央の橋脚部では 2.3倍に増加し、免震橋梁への位相差入力の影響は非免震橋梁に比べて非常に小さい。

④ 今回対象とした橋梁で、地盤剛性の変化に対する最大応答の変化を検討した。Ｖｓ＝100m/sec相当の地盤剛性に対しＶｓ＝250m/secの地盤剛性では上部構造の最大加速度、最大変位、橋脚基部の曲げモーメントの変化率は、非免震橋梁ではそれぞれ68%増、28%減、68%増であるのに対して、免震橋梁ではそれぞれ18%増、23%減、20%増であり、免震橋梁における地盤剛性が上部構造の応答加速度・変位及び橋脚の断面力に与える影響は非免震橋梁に比べて少ない。

⑤ 曲線免震連続橋では、免震装置の導入により振動性状が単純化され上部構造は概ね地盤入力方向に1次元的に振動する。一方、橋台等は剛性の異方性があり地震の入力方向により上部構造の最大変位及び橋脚基部の最大せん断力は変化する。しかし、この変化の程度は非免震橋梁に比べて小さい。

(3) 免震装置の設計法に関する研究

① 対象橋梁を選定し、鉛プラグ入り積層ゴム、高減衰積層ゴム、2種類の鋼製ダンパー、2種類の摩擦ダンパーを対象に試設計を行い、具体的な設計方法、特徴をあきらかにした。また、積層ゴム支承の座屈強度の算定式として、ゴムのせん断剛性、形状係数に比例した簡易な算定式を示した。

② ①で試設計した免震装置を対象に、性能確認試験で得られた復元力特性曲線に基づき、バイリニア型にモデル化する場合の特性値の設定法を整理した。

③ 免震装置の復元力特性曲線を等価線形化する方法として、等価剛性に初期剛性を用いるResonant Amplitude 法、エネルギー吸収が一致するように設定したDynamic Stiffness 法、割線剛性を用いたGeometrical Stiffness 法を挙げ、等価剛性、等価減衰定数の算定式を示した。

④ 単独橋脚多質点モデルを用いて、免震装置を非線形にモデル化した場合と、③で示した3種類の方法で等価線形化した場合の地震応答解析結果を比較した。その結果、免震装置をDynamic Stiffness 法、Geometrical Stiffness 法で等価線形にモデル化した応答結果は、非線形モデルの応答結果と最大応答値に関しては良く一致しており、これらの等価線形化手法が設計上実用的な方法であることが判った。

⑤ 免震装置の特性値を設定する場合は、繰り返し計算を行うことを前提とした。免震装置の応答を簡易に精度良く予測出来る橋梁モデルとして、下部構造と免震装置の等価剛性から求めるバネと、上部構造の質量からなる1質点1自由度モデルでモデル化することを提案した。

⑥ これらの成果をふまえ、暫定的な免震装置の設計法をまとめた。鉛プラグ入り積層ゴム、高減衰積層ゴムについては、従来より精度の高い復元力特性の評価式を示し、鋼製ダンパー、摩擦ダンパーの設計法についてもまとめた。

(4) 簡易計算法の開発に関する研究

① 橋台の剛性および質量は免震橋梁の応答に大きな影響を与えないため、下部構造に作用する上部構造の慣性力算定時には橋台を無視したモデル化が可能である。

② 下部構造の高次振動モードが免震橋梁の応答に与える影響は小さいため、1次の振動モードのみを考慮した応答スペクトル法の免震設計への適用性は高い。

③ これらの成果に基づき橋脚初期寸法の設定法を提案し、適用例を示した。

④ 橋脚の初期寸法設定法を含めた免震設計の手順を提案した。

(5) 免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究

① 上部構造がレベル2地震動により制限変位を越える場合に、その変位を効果的に押し留める変位制限装置が有効であると考え、この目的に用いることのできる構成材料の力学的特性を次のとおりに分類した。

- 粘弾性型
- 摩擦型

・変位硬化弾性型

② 変位制限装置を設計する方法を考察するための基礎資料として、上記3種類の特性を表現する定式化を行なった。とくに、変位硬化弾性型については、ゴム円環を圧縮するタイプの装置に適用する汎用的な式を作成した。

③ 上部構造を質点に、免震装置を等価バネに置換し、3種類の変位制限装置を設けたモデルを用い、外力として第Ⅱ種地盤に用いるレベル2地震動の応答スペクトルを大きさを 1.5倍に設定して応答を求めた。レベル2地震動を入力した時の最大変位に達したところから変位制限装置が作動するように設定した場合には、上部構造が停止するまでに、いずれかのタイプの変位制限装置を用いた場合でも、変位制限装置の等価剛性が過度に高い場合には慣性力が急激に増大し、下部構造の耐力を越える場合があることがわかった。

下部構造の水平耐力を自重に作用する重力の 1.2倍程度と推定し、上部構造の慣性力がこれを越えないことを条件に試算すると、変位制限装置の等価剛性は免震装置の等価剛性の3倍以下であることが必要であった。

(6) 模型振動実験に基づく動的解析法の検証に関する研究

① 模型振動実験と解析の比較分析により次式で定義した非線形動的解析における等価係数 c_{NL} を次式の様に評価した。

$$u = c_{NL} \cdot u_{max}$$

ここで、u はバイリニア型バネの第一勾配、第二勾配および降伏荷重を定める際に基準とする免震装置の変位、u_{max} は地震時の免震装置の最大変位である。

比較検討の結果、等価係数 c_{NL} を 0.7～1.0 とすれば、非線形動的解析により免震橋模型の動的応答を応答加速度波形を含めて精度よく再現することができる。

② ゴムクッションを有する変位制限装置では、衝突後には装置が線形バネとして働くようにモデル化を行えば、橋脚に作用する衝撃力を非線形動的解析により精度よく求めることができる。

③ 変位制限装置の剛性を高くすると、上部構造から下部構造に作用する慣性力は大きくなるが、上下部構造間の過大な相対変位を有効に制限することができる。具体的には、遊間量を越える変位を変位制限装置がない場合の半分程度に抑えようとするならば、免震装置の2次勾配の10倍程度の剛性を有する変位制限装置が必要であり、これにより慣性力は変位制限装置がない場合の約2倍程度に増加することがわかった。

5.2.4 免震設計の適用に関する研究

(1) ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究

① ＰＣ免震橋の設定および基本的特性に関する検討

橋長 325mの5径間連続ＰＣ箱桁橋（ゴム支承を用いた反力分散型形式）を非免震橋の基本モデル

とし、それとレベル1での1次固有周期(1.5秒）が一致するような免震支承を有するモデルを免震橋の基本モデルとして設定した。

免震支承の設定を行うにあたって、静的簡易計算法で検討を行ったが、減衰による免震効果（設計震度の低減効果）は橋の減衰定数が20～30％で頭打ちになることが明らかになった。

ＰＣ橋特有のクリープ・乾燥収縮が橋脚の断面力に与える影響については、今回の解析した範囲では地震時断面力の30％程度であり、あまり大きな要因とならないことがわかった。

② ＰＣ橋の耐震性の向上

a．レベル1での耐震性の向上

非免震橋と免震橋の基本モデルで、それぞれ下部構造の剛性を変化させて、レベル1での地震時応答を応答スペクトル法により求めた。この結果によれば、非免震橋での1次モードのモード減衰定数が約5％であったのに対し、免震橋では免震支承の減衰効果が発揮されて、16～24％になり、その結果、橋脚下端の曲げモーメントと主桁の水平変位は非免震橋より30％前後減少することが判った。

なお、この減少分の程度は、下部構造の剛性が大きいほど大きい結果となった。この理由としては、下部構造の剛性が大きいほど免震支承のエネルギー分担率が大きく、地震エネルギーを免震支承で吸収する割合が増えるためと考えられる。

b．レベル2での耐震性の向上

レベル2での解析は、非免震橋では橋脚についてのみ降伏時剛性を用い、免震橋については、レベル2用として低減した免震支承の等価剛性とそれに対応する等価減衰定数および橋脚の降伏時剛性を用いてレベル1と同様な検討を行った。

免震橋のモード減衰定数は、非免震橋の約5％に対して約10％であったが、固有周期は非免震橋よた 0.1～0.2 秒長周期化した。その結果、レベル1での結果と同様に、橋脚下端の曲げモーメントは、非免震橋より30％前後減少することが分かった。ただし、主桁の水平変位は減少せず、非免震橋とほぼ同じ値になった。これは、免震支承の剛性低下による変位の増加と免震支承の減衰および長周期化による応答の低減効果とが相殺したためと考えられる。

③ ＰＣ橋の免震化への適用性に関する検討

検討としては、基本モデルのＰＣ免震橋で免震支承の特性（等価減衰定数および等価剛性）と橋脚剛性および基礎剛性を変化させてレベル1の地震動で行った。

a．免震支承の特性変化に対する検討

全橋脚について免震支承の剛性を一定にし等価減衰定数を10～30％に変化させた場合、橋脚下端の曲げモーメントと主桁の水平変位は、免震支承の等価減衰定数に対してほぼ直線的に変化すると考えてよいことが分かった。一方、全橋脚について免震支承の減衰定数を一定にし剛性を基本モデルの 0.5～4倍に変化させた場合、免震橋の固有周期が変化しモード減衰定数も変化するため、主桁の水平変位は、免震支承の剛性を大きくしても、免震支承の剛性に反比例した減少とはならないことが分かった。また、橋脚下端に生ずる曲げモーメントも一定とならず、免震支承の剛性が大き

くなると増加することが分かった。

一橋脚の免震支承の剛性を変化させた場合、橋脚下端に生ずる曲げモーメントは免震支承の剛性が変化した橋脚のみに限定されることが分かった。

b．橋脚剛性・基礎剛性変化に対する検討

全橋脚について橋脚・基礎剛性を基本モデルの0.36～4.7 倍に変化させても橋脚下端に生ずる曲げモーメントの変化はたかだか10％程度であり、橋脚・基礎剛性の影響はあまりないことが分かった。ただし、一橋脚の剛性を変化させた場合は、剛性が変化した橋脚について20％程度断面力が変化することが分かった。

さらに、橋梁の半分の地盤をⅡ種地盤とし、残りの半分の地盤をⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種地盤として不等地盤の影響を解析したが、橋脚下端に生ずる曲げモーメントに対して影響はほとんど無いことがわかった。

(2) 鋼橋に対する免震設計に関する研究

① 鋼免震橋の耐震性の向上度を検討するために、多点ヒンジ方式とした場合とゴム支承あるいは免震支承による弾性固定方式とした場合について、橋脚基部の曲げモーメント等に着目して比較した。その結果、多点ヒンジ方式で拘束桁長が長い場合には、地震よりも温度変化の影響のほうが卓越するのに対して、弾性固定方式での温度変化の影響は地震にくらべ極めて小さくなる。特に免震支承（ＬＲＢ）を用いた構造は、支承のせん断バネが変形量に反比例する等価バネとなる特性を有するため、非免震ゴム支承を用いたものよりさらに小さくなり（検討モデルでは37％低減）、温度変化に対する追随性に優れていることが明らかとなった。また、免震支承を用いた構造の地震時モーメントは、減衰と長周期化の効果により、非免震ゴム支承を用いたものよりレベル１では30％、レベル２では20％低減された値となり、免震橋の耐震性の向上度合いが明らかとなった。

② 鋼免震橋の適用条件を検討するため、下部構造剛性、免震支承特性、曲線橋のライズ比の影響ならびに鋼製橋脚の適用性について応答スペクトル法によるパラメータ解析を行なった。その結果、以下のことが明らかになった。

- 下部構造剛性が実際の運用を考えた範囲で変化しても、支承剛性が下部構造剛性に比べ極端に小さいため、橋脚への反力分散効果に大きな影響は生じない。
- 免震支承（ＬＲＢ）の特性値（剛性と減衰定数）を、基本値に対して±50％変化させた解析で、橋脚天端のせん断力に着目すると、レベル１では剛性の影響が変動巾の絶対値で約45％であるのに対して減衰の影響は20％程度であり、剛性の影響よりも少なくなる傾向にある。しかし、レベル２では剛性と減衰による変動幅の絶対値はともに約30％で、ほぼ同じ影響度となる。
- 円弧形状の曲線橋に対して、円弧のライズｆと弦長Ｌの比ｆ／Ｌ（最大 0.3）をパラメータにとり検討を行なった。支持条件として、すべて免震支承とした場合と、端支点のみ可動にした場合の２ケースを設定した。その結果、すべて免震支承とした場合のほうが、ｆ／Ｌの変化に対しても接線方向の応答断面力の変動は10％弱で比較的小さく、反力分散や応答の方向性が均一化される。

・ 鋼製橋脚を用いると、ＲＣ橋脚にくらべ脚天端の変位は脚の剛性差に応じた変位が生じるが、脚付根の曲げモーメントは７％程度小さくなる傾向を示した。したがって、免震橋への鋼製橋脚の適用性はＲＣ橋脚と同等なものと考えられる。

③ 上記①で示した鋼免震橋の多質点モデルを基に、免震支承の履歴曲線を線形モデルとした場合と、非線形モデルとした場合について、応答スペクトル法と時刻歴応答解析法（入力波形は3.1.5 に示す標準波形を使用）により検討を行なった。その結果、レベル２入力での脚付根のせん断力に着目すると、線形モデルの応答スペクトル法、線形モデルの時刻歴応答解析法、非線形モデルの時刻歴応答解析法の順(1:0.7:0.5) に小さな値を得ることが判った。

(3) 超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究

① 連続桁長が１kmの超多径間連続橋において、設計で考慮する温度変化をＰＣ桁橋で±20℃、鋼桁橋で±30℃とした場合の免震支承の大きさは、常時の鉛直荷重によって決定され、ほぼ１ｍ角になる。また、橋脚の断面力と杭反力において、温度とクリープ等の影響は地震の影響のそれぞれ1/3 と2/3 程度であり、温度の影響は支配的にならない。したがって、１kmの超多径間連続橋の橋脚についても単径間の橋脚とほぼ同様に免震設計が適用できることが明らかになった。

② 上述の検討により、ＰＣ桁、鋼桁橋とも端桁間の遊間はレベル２の地震動によって決定されるが、伸縮装置の遊間は温度等の常時の荷重によって決定され、それぞれ± 230mm、± 260mmとなる。伸縮装置は橋軸直角方向に移動制限を設ける場合は既存の装置の大型化で対応可能であるが、橋軸直角方向も免震する場合には水平２方向に大きく可動できかつコンパクトな装置を開発する必要がある。

③ 地震波が橋軸方向に500m/sec～1000m/sec で伝播する状態を仮定した位相差入力の時刻歴応答解析から、入力に位相差があると橋軸方向の場合、桁への地震入力が平均化されて桁の応答加速度は同位相入力の約1/3 に、橋脚の曲げモーメントも中間橋脚で約1/2 に減少する。桁に作用する軸力は増加するが、許容応力の約1/10程度であり設計上問題となる値ではない。一方、橋軸直角方向の場合、桁に作用する曲げモーメントが増加するが同じく許容応力の約1/10の増加である。桁の応答加速度、橋脚の曲げモーメントが１kmの連続桁の桁端部で約20％大きくなる傾向を示すが、これは桁の中を橋軸方向に伝播する波動が地震波の伝播と同調して発生するためと考えられる。

これ等の応答特性はＰＣ桁橋、鋼桁橋ともほぼ同じであった。

④ 超多径間連続橋の試設計から、非免震橋の動的応答は免震橋の約 1.5倍となること、応答スペクトル法に用いるモード次数は50次程度で充分であること、動的解析において最初に仮定した支承変位と計算された支承変位が30％以上異なる場合は支承変位を仮定し直して再計算することが望ましいこと、等がわかった。

⑤ 超多径間連続橋の免震設計フローを提示することを目的として、温度変化等の常時荷重による桁の伸縮の処理方法、地震時上部工慣性力の下部構造への合理的な配分、等を設計上の留意事項として、検討した。

(4) 耐震補強に対する免震設計に関する研究

耐震補強に対する免震設計上の運用計画および設計手法に関して整理を行ない、免震装置を適用した耐震補強の計画設計フローを作成した。

耐震補強対策としての免震装置の適用性は、ＲＣ橋脚の主鉄筋段落部の補強に対しては実施可能であるものの、特殊な条件以外はＲＣ巻立てに経済性で劣ること、保有水平耐力が不足するＲＣ橋脚基部に対しては免震装置の減衰効果を考慮した場合に適用の可能性があること、およひ基礎杭の地震時支持力不足と川床低下によるケーソン基礎の地震時支持力不足の場合に対しては適用可能であるが、液状化には不適であることと、等を明らかにした。

都市内高架橋の多径間連続化については免震装置の適用が可能な連続径間長が７径間、 200mぐらいであることを明らかにし、免震装置の試設計を行なった。また、歩道添加等による上部工反力の増加については、免震装置の試設計から、免震装置の減衰効果による地震力の低減に見合う上部工反力の増加が30％くらいであることを明らかにした。

付　　録

静岡県宮川橋（日本で最初の免震橋）について

はじめに

平成3年3月に竣工した静岡県の宮川橋はわが国で免震設計が本格的に採用された最初の橋梁である。平成2年11月17日には架設状況を、また平成3年2月5日には振動試験状況を調査した。

調査に際しては、静岡県土木部道路建設課並びに天竜土木事務所から多大なご協力を得た。

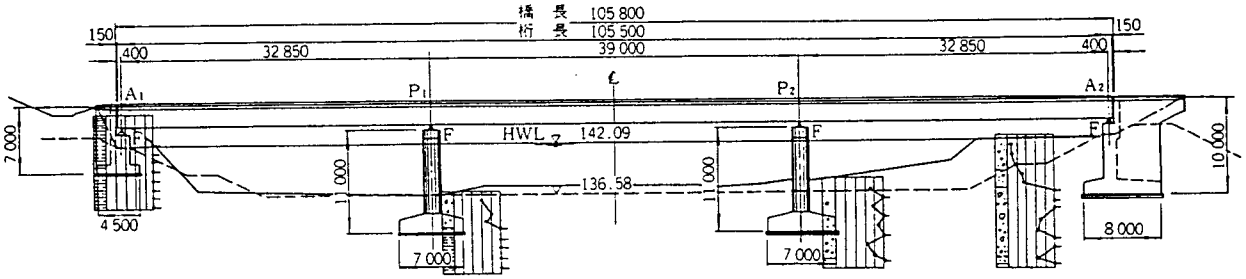
以下に宮川橋の設計概要と諸試験状況の概要を調査資料にもとづいて示す。

1．橋梁の概要（静岡県提供資料による）

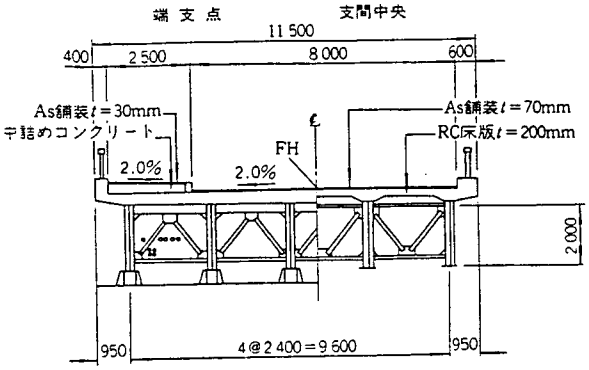


図－1　宮川橋架橋位置

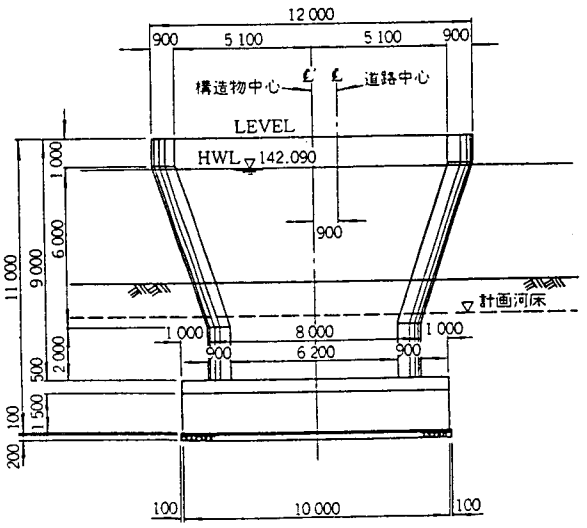
橋梁の位置	図－１参照
路　線　名	一般国道３６２号線
施工箇所	静岡県周智郡春野町大字宮川字松草
橋長及び支間	L＝105.80 m　　ℓ＝32.85 m＋39.00 m＋32.85 m
幅　　員	車幅員　6.50 m　　歩道幅員　2.50 m　　全幅　10.50 m
橋　　格	一等橋（活荷重　ＴＬ－２０）
地盤種別	Ｉ種地盤（道路橋示方書・同解説Ｖ耐震設計編の分類）
上部構造形式	鋼三径間連続非合成鈑桁
下部構造形式	橋台：逆Ｔ式、橋脚：壁式、基礎形式：直接基礎
免震装置箇所	Ａ１、Ｐ１、Ｐ２、Ａ２の全下部工（図－２参照）



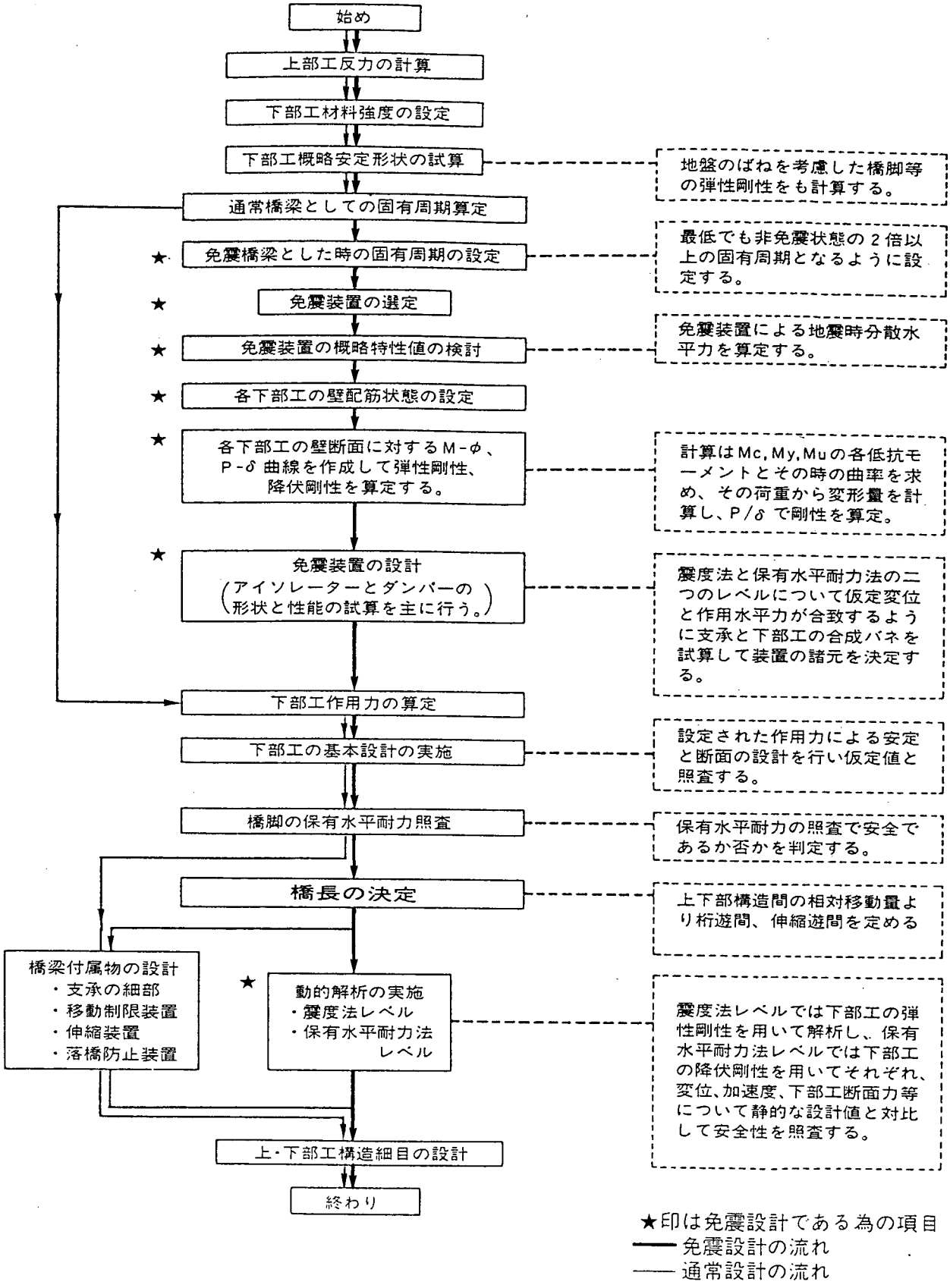
図－２　側　面　図



図－３　上部工横断図



図－４　橋脚横断図



図－5　宮川橋における免震設計の流れ

2．主要な設計条件

(1) 環境条件

地域区分 …… A区分

地盤種別 …… I 種

重 要 度 …… 1 級

(2) 支承設計反力（1支承当たり）

端 支 点　R_{max} = 59.0 tf　(内死荷重 42.6 tf)

中間支点　R_{max} =183.0 tf　(内死荷重 139.4 tf)

(3) 設計水平震度

i）震度法に用いる設計水平震度

道示・V耐震設計編（平成2年2月）による

横 軸 方 向　k_h = 0.20

橋軸直角方向　k_h = 0.20

ii）保有水平耐力法に用いる設計水平震度（L 2）

$k_{hc} = c_z \cdot c_I \cdot c_R \cdot c_D \cdot k_{hco}$

ここに、

k_{hc} ： 地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度

k_{hco} ： 標準設計水平震度（= 1.0）

c_z ： 地域別補正係数（= 1.0）

c_I ： 重要度別補正係数（= 1.0）

c_R ： 振動特性別補正係数（図－6参照）

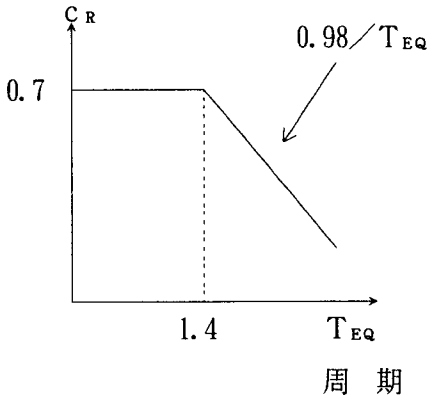
c_R = 0.7　$T_{EQ} \leqq 1.4$

c_D ： 減衰定数補正係数

$$c_D = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$$

h ： 橋の減衰定数

ただし、橋脚の保有耐力調査時には c_D = 1.0 とする。



図－6 振動特性別補正係数

(4) 下部構造の剛性

	弾性剛性	降伏剛性
	tf/m	tf/m
A 1 橋台	40 510	40 510
P 1 橋脚	14 090	10 300
P 2 橋脚	11 180	8 680
A 2 橋台	31 750	17 950

3．免震設計の方針

(1) 地震時の上部構造慣性力を下部構造が負担する鉛直荷重の比で分散する。

(2) 橋の等価固有周期（L 1地震時）として、T_{EQ}=0.8 秒を目標とする。

注）非免震で設計した場合の橋の等価固有周期は T_{EQ}=0.38秒

(3) 支承の変位（L 2地震時）を15cm以下とする。

4．設計結果

(1) 支承（LRB）の形状

	端支点 LRB	中間支点 LRB
平面形状	□ 350 × 350	□ 450 × 550
ゴム厚さ	14 層 × 9 mm = 126 mm	11 層 × 11 mm = 110 mm
補強鋼板	13 枚 × 3.2 mm = 41.6 mm	9 枚 × 3.2 mm = 28.8 mm
鉛プラグ	1 @ φ 76 mm	4 @ φ 70 mm
ゴムのせん断弾性係数(G)	8 kgf / cm²	12 kgf / cm²

(2) 支承の等価剛性と減衰

	支承の等価水平剛性（単位 tf / m）		支承の等価減衰定数（%）	
	L 1地震時	L 2地震時	L 1 地震時	L 2 地震時
A 1 橋台支承	230．8	134．6	26．8	11．7
P 1 橋脚支承	926．8	490．0	27．9	13．7
P 2 橋脚支承	973．0	493．2	27．8	13．9
A 2 橋台支承	231．7	135．2	26．8	11．9

(3) 橋梁全体の固有周期

L 1　地震時　　T_{EQ}= 0.76 秒

L 2　地震時　　T_{EQ}= 1.01 秒

(4) 橋梁全体の減衰定数

L 2　地震時　　h = 11.9 %

(5) 応答解析結果

i) 支承変位（L 1 入力）

単位：(mm)

	震　度　法	応答スペクトル法	時刻歴応答解析法
A 1 橋台支承	28．2	20．7	20．2
P 1 橋脚支承	21．8	15．7	13．7
P 2 橋脚支承	20．2	14．2	12．4
A 2 橋台支承	28．0	21．2	19．3

ii) P 1 橋脚下端の断面力（L 1 入力）

	震　度　法	応答スペクトル法	時刻歴応答解析法
せん断力　(tf)	190．0	88．0	123．4
曲げモーメント(tf·m)	1300．0	729．6	890．5

iii) 支承変位（L 2 入力）

単位：(mm)

	震　度　法	時刻歴応答解析法
A 1 橋台支承	133．0	163．7
P 1 橋脚支承	108．0	128．9
P 2 橋脚支承	105．0	125．1
A 2 橋台支承	130．0	161．0

5．支承の性能確認試験

(1) 試験項目

表－1 試 験 項 目

試　験　項　目	橋台部支承	橋脚部支承
① 鉛直変形特性試験	実　施	実　施
② 水平復元力特性試験 （大変形性能試験を含む）	実　施	実　施
③ 残留変位測定	実　施	－
④ せん断破壊試験	－	実　施

(2) 試験方法

i）鉛直変形特性試験

圧縮方向に、支承の最大反力（R_{max}）と死荷重反力（R_d）の平均値に相当する荷重（V）を載荷した状態で、荷重振幅（$R_{max}-R_d$）の繰り返し載荷を5回行なう。

表－2 鉛直変形特性試験方法

	単　位	橋台部　ＬＲＢ	橋脚部　ＬＲＢ
圧縮荷重　（Ｖ）	tf	５１．０	１６１．０
荷重振幅 (R_{max} - R_d)	tf	±　８．０	±　２２．０
繰り返し回数	回	５	５

ii）水平復元力特性試験

圧縮方向に、支承の死荷重反力に相当する荷重（V_d）を載荷した状態で、表－3に示す5段階変位の正負繰り返し水平載荷を5回行なう。

表－3　水平復元力特性試験方法

		単　位	橋台部ＬＲＢ	橋脚部ＬＲＢ	備　　考
圧縮荷重（V_d）		tf	43	130	
水平変位（せん断ひずみ）	①	mm	28　（22%）	22　（20%）	Ｌ１地震相当
	②	mm	83　（50%）	55　（50%）	
	③	mm	95　（75%）	83　（75%）	
	④	mm	133（106%）	108　（98%）	Ｌ２地震相当
	⑤	mm	200（150%）	162　（147%）	Ｌ２の1.5 倍
加振回数		回	5	5	
加振速度		cm/s	1．5	1．5	
加振波形		－	正弦波	正弦波	

iii）残留変位測定

残留変位測定は橋台部ＬＲＢを供試体として行なう。

圧縮方向に、支承の死荷重反力に相当する荷重（V_d ＝43 tf)を載荷し、水平方向にｕ＝200 mm（ゴム厚さの 159%）変位させた状態から、アクチュエータを引いて水平力を開放する。水平力開放直後から24時間、残留変位の経時変化を記録する。

iv）破断試験

破断試験は橋脚部ＬＲＢを供試体として行なう。

圧縮方向に支承の死荷重反力に相当する荷重（V_d ）を載荷した状態で、ＬＲＢが破断するまで水平載荷を行なう。

6．振動・走行試験

(1) 試験目的

免震構造の動的特性及び有効性を実際に確認する。また、免震橋梁上を車両が走行した時の橋梁の振動特性を把握し、橋梁及び周辺地盤に異常振動が生じないことを確認する。

(2) 試験項目

i）振動試験

・固有周期及び減衰性の検討

・水平反力分散効果の検討

ii）走行試験

・振動加速度に及ぼす走行速度、走行位置の検討

(3) 振動試験の概要

桁に強制変形を与えた後これを急激に開放して自由振動させる。強制変形を与える方法としては急速開放機構付の油圧ジャッキ用いるものとし、日本道路公団試験所所有の油圧ジャッキ（容量180 tf、ストローク 150mm）を3台用いる。ジャッキはA 2橋台桁下に設置し、反力はA 2橋台に取る。

計測項目は桁と橋台と橋脚の橋軸水平方向の自由振動ならびに上下部工間の水平相対変位であり、サーボ型加速度計16台と変位計 8 台を用いる。

(4) 走行試験の概要

免震橋梁上を実際に車両を走行させて定速走行時と制動時の橋梁の応答を測定する。使用する車両は20tfダンプとし、試験時には現道に時間交通規制をかけて最高60km/hで走行させる。

計測項目は支承とスパン中央における桁の水平と上下振動、橋台と橋脚ならびに周辺地盤の水平と上下振動、および上下部工間の水平と上下の相対変位であり、サーボ型加速度計30台と変位計 8 台を用いる。

7．地震観測

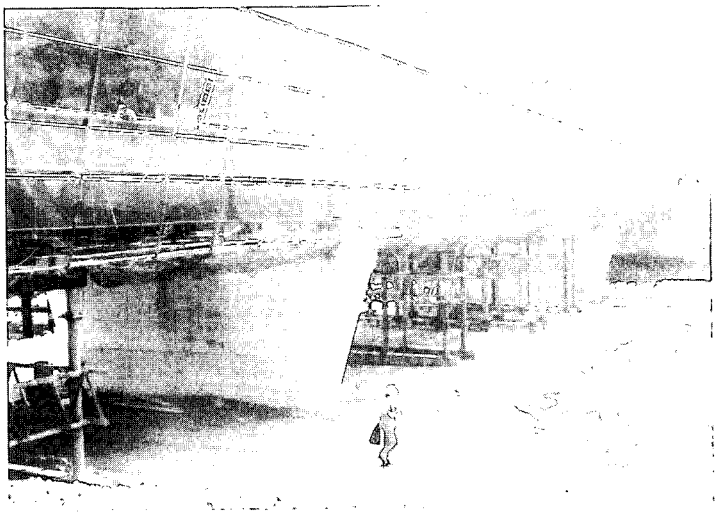
地震観測は施工された橋梁が実際の地震を受けた場合、その地震応答状況を測定し、設計の確認と実橋の動的挙動を把握するために実施される測定は地震観測用加速度計を上部工 1 箇所、橋脚天端 1 箇所、更にA 1 橋台背面の基礎岩盤中に 1 箇所設置する。

参 考 文 献

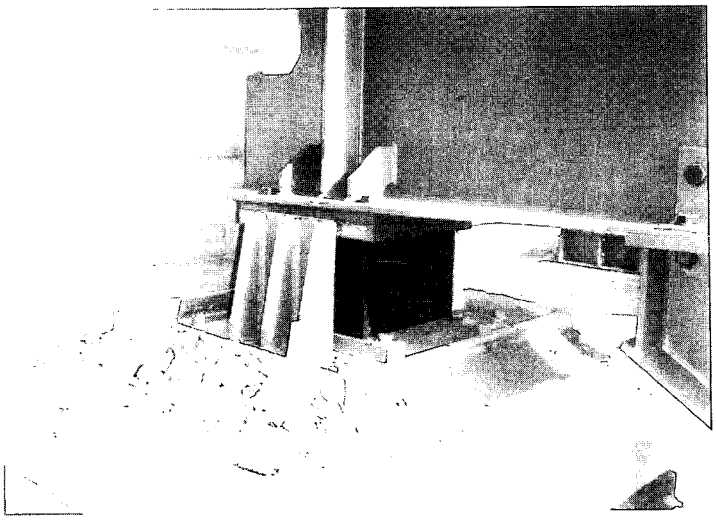
1） 静岡県作成パンフレット：免震設計の橋　宮川橋

2） 静岡県天竜土木事務所、開発コンサルタント株式会社：宮川橋振動・走行試験概要書、平成 3 年 2 月

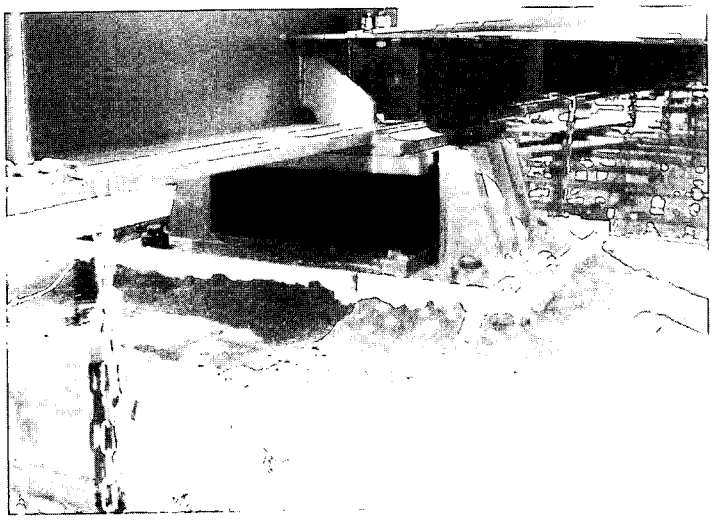
3） 松尾芳郎、大石昭雄、原広司、山下幹夫：宮川橋の設計と施工、橋梁と基礎、91－2、平成 3 年 2 月



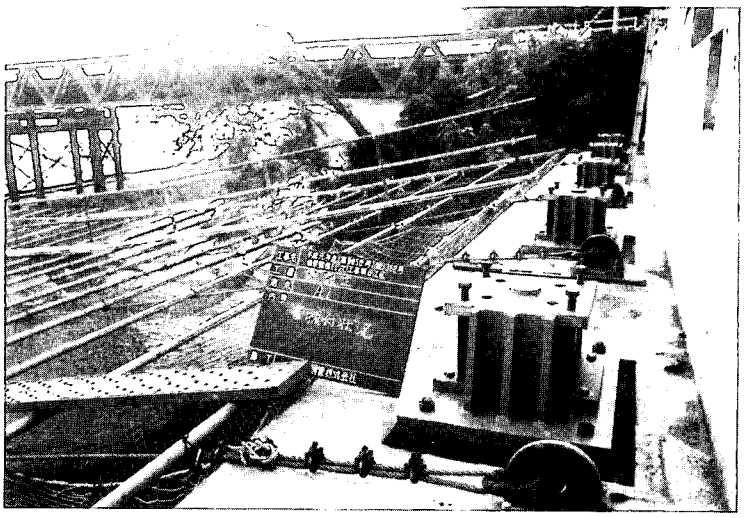
桁架設中の
宮川橋



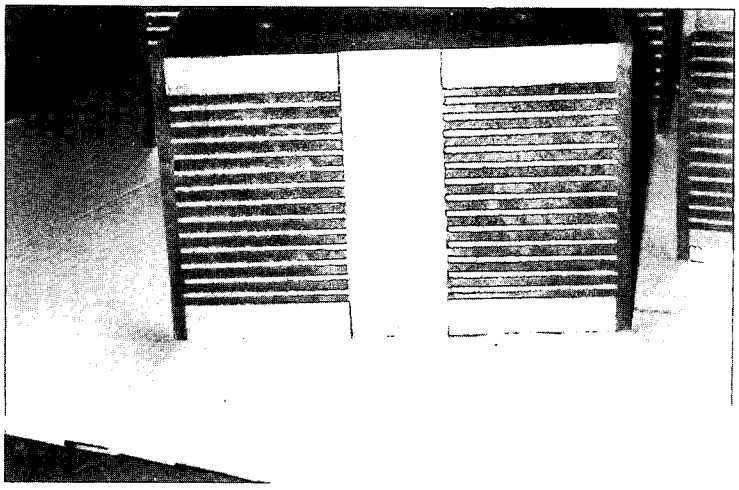
橋台部の
免震支承



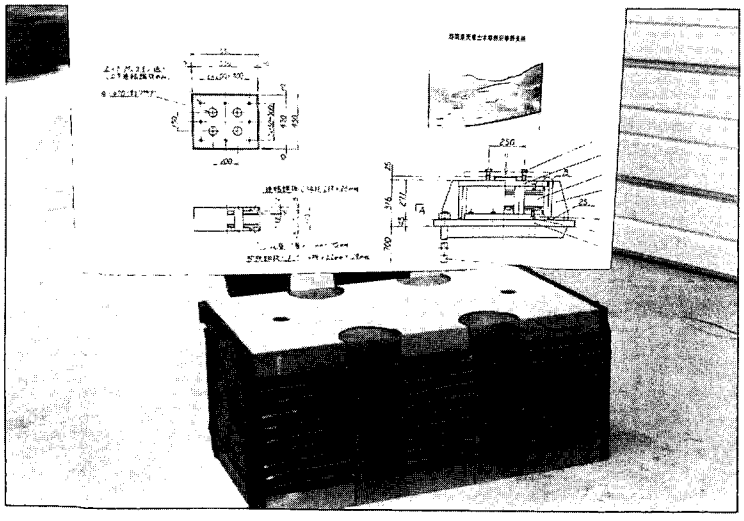
橋脚部の
免震支承



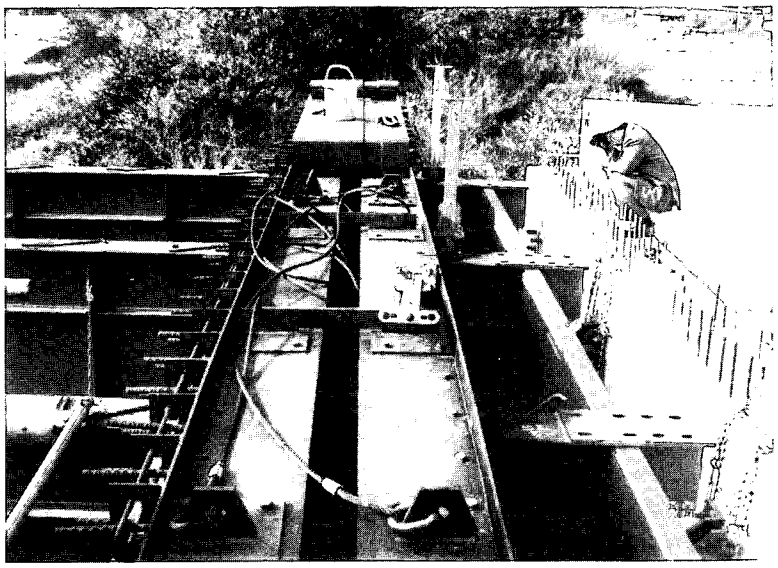
免震支承の設置状況
（静岡県提供）



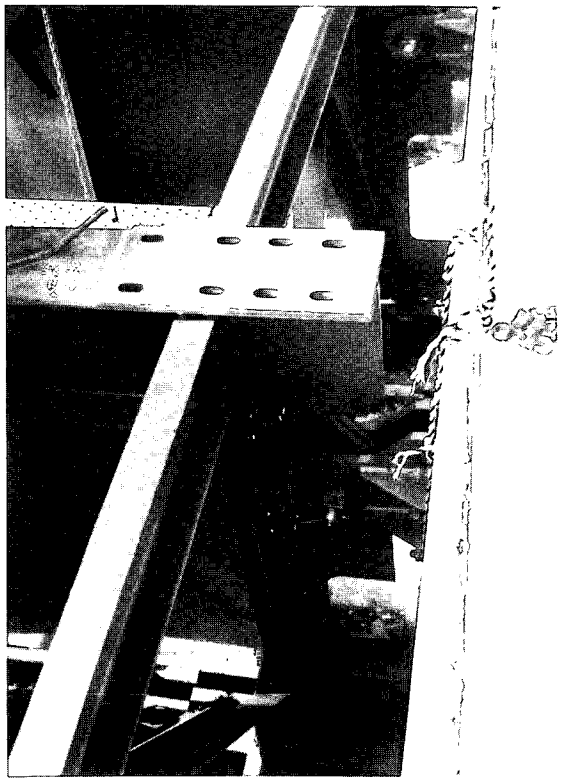
橋台用の免震支承
カットモデル



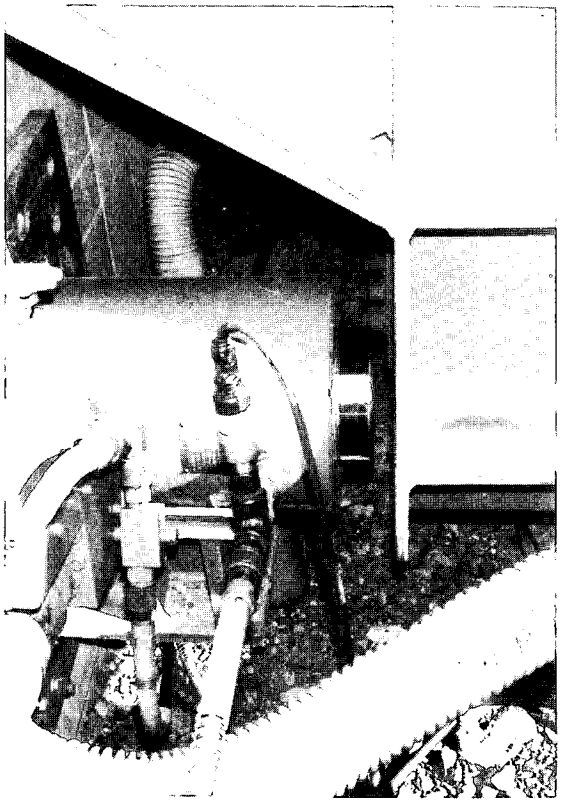
橋脚用の免震支承
カットモデル
破断試験後のサンプル
（静岡県提供）



伸縮装置装置取り付け用金物



落橋防止装置



試験用油圧ジャッキ

議　事　録

土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」

第3回　連絡会　議事録（要旨）

日　時：平成2年7月12日（木）　　10：30～12：00

場　所：建設省土木研究所　　8階会議室

出席者（敬称略）：建設省大臣官房　　塚本　幸広

建設省土木研究所：河野　宏，飯島　尚，佐々木　康，吉野　文雄，川島　一彦，
運上　茂樹，長島　博之，戸塚　良司，大久保雅憲

民側研究担当：山本　正明，竹田　哲夫，日紫喜剛啓（鹿島建設），出羽　克之，
古川　禎一（清水建設），後藤　洋三，川島　英雄，菊地　敏男
（大林組），池田　弘，細田　信道，金子　誉（熊谷組），
永山　毅，瀬尾　正志（竹中土木），杉本三千雄，恒川　裕史，平井　卓
（竹中工務店），松原　勝己，浦野　和彦（間組），
神谷　宏（西松建設），益子　博志，藤原　保久（住友建設），
平井　正雄，樋口　昇（三井建設），三藤　正明，田村　保（五洋建設），
高橋　一成，佐藤　晋（奥村組），塚本　敦之，尾崎　大輔，松本　史郎，
吉川　忠男（大成建設，東京ファブリック工業），
君島　昭男，出間　進一（日本鋳造），杉崎　守，柳原　正浩，田中　元章
（石川島播磨重工業），高久　達将，中村　公信（日本鋼管），
浜崎　義弘（神戸製鋼所），家中　知之（日本製鋼所），牧口　豊
（オイレス工業），遠藤　和夫，山田　親文（横浜ゴム），西垣　静雄
（東洋ゴム工業），有田　興紀，水津　洋二（ブリヂストン），
配野　英郎（ビービーエム），清水　一弥，山下　博司（昭和電線電纜），
林　亜紀夫，入澤　徹，富田　雅久（パシフィックコンサルタンツ），
佐伯　光昭，増田　真一（日本技術開発），岡戸　三夫（新構造技術）

〔議事次第〕

1．挨拶

(1)　建設省大臣官房技術調査官

(2)　土木研究所研究調整官

2．出席者紹介

3．議事

(1)　平成元年度共同研究成果の概要報告

(2) 共同研究の実施体制の審議

(3) 平成2年度研究計画の審議

(4) その他

4．閉会の挨拶

〔資料〕

資料3－1 「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」共同研究報告書（その1）

資料3－2 「　〃　〃　」平成2年度の研究実施体制（案）

資料3－3 「　〃　〃　」（1．橋梁用免震装置の開発に関する研究）平成2年度研究計画書（案）

資料3－4 「　〃　〃　」（2．免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究）平成2年度研究計画書（案）

資料3－5 「　〃　〃　」（3．免震設計法の開発に関する研究）平成2年度研究計画書（案）

資料3－6 「　〃　〃　」（4．免震設計の適用に関する研究）平成2年度研究計画書（案）

資料3－7 「　〃　〃　」運営スケジュール（案）

資料3－8 「　〃　〃　」（橋梁用免震装置の開発および免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発）に関する共同研究協定書

資料3－9 「　〃　〃　」（免震設計法の開発および免震設計の適用）に関する共同研究協定書

〔主な議事〕

(1) 研究実施体制（案）について

- 西武ポリマ㈱は、初年度の検討の中で自社における免震支承開発が困難であることが判明したため、2年度目から本共同研究への参加を取り止めたい旨報告があり、承認された。
- 清水建設が従来の担当分に加えて、4．3の研究項目に新たに参加したい旨申し出があり、承認された。

(2) 研究計画については原案通り承認された。

(3) 本共同研究の成果に基づいて特許申請する場合には、共同研究協定書9～15条に従うものとし、また、事前に土木研究所と打合せを行う。

(4) 運営ケジュールの中で以下の点が承認された。

- 静岡県が建設中の宮川橋（免震橋）の見学を平成2年11月頃に実施する。
- 免震橋に関する日米ワークショップをＵＪＮＲに耐風耐震構造専門委員会の下で米国で開催することを検討する。一応の目途としては平成3年8月頃とする。

土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」

第4回　連絡会　議事録（要旨）

日　時：平成3年3月22日（金）　　14：00～17：30

場　所：コスモフォーラム　2F

出席者（敬称略）：建設省大臣官房：中谷　昌一

建設省土木研究所：川島　一彦，長谷川金二

民側研究担当：山本　正明，沢内　至武，日紫喜剛啓（鹿島建設），出羽　克之，新宅　正道（清水建設），後藤　洋三，菊地　敏男（大林組），池田　弘，細田　信道，金子　誉（熊谷組），田中　芳行，瀬尾　正志，平井　卓（竹中土木，竹中工務店），松原　勝己，浦野　和彦（間組），神谷　宏（西松建設），益子　博志，新井　英雄（住友建設），平井　正雄，樋口　昇，田村多佳志（三井建設），三藤　正明（五洋建設），高橋　一成，佐藤　晋（奥村組），塚本　敦之，尾崎　大輔，松本　史郎（大成建設，東京ﾌｧﾌﾞﾘｯｸ工業），君島　昭男，出間　進一（日本鋳造），杉崎　守，桜井　朋樹（石川島播磨重工業），中村　公信（日本鋼管），頭井　洋，大谷　修（神戸製鋼所），別所　俊彦，森谷　博明，松田　次郎（日本製鋼所），牧口　豊（オイレス工業），遠藤　和夫，山田　親文，越峠　雅博（横浜ゴム），宮内　康弘，土呂　信行（東洋ゴム工業），有田　興紀，水津　洋二（ブリヂストン），西川　一郎（昭和電線電纜），林　亜紀夫，入澤　徹（ﾊﾟｼﾌｨｯｸｺﾝｻﾙﾀﾝﾂ），佐伯　光昭，増田　真一（日本技術開発），岡戸　三夫，河原　史直（新構造技術）

〔議事次第〕

1．前回議事録の確認

2．平成2年度報告書（案）の審議

総括編

第1章　橋梁用免震装置の開発に関する研究

第2章　免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置構造の開発に関する研究

第3章　免震設計法の開発に関する研究

第4章　免震設計法適用に関する研究

3．平成3年度の研究体制、研究項目、スケジュールの検討

4．免震設計マニュアル目次（案）の検討

5．日米ワークショップならびにスタディーツアーの計画に関する検討

6．その他

〔資料〕

資料4－1　第3回　連絡会議事録（案）

資料4－2　第8回合同幹事会　議事録（案）

資料4－3　「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」平成2年度報告書（案）　総括編

資料4－4　「　〃　」平成2年度報告書（案）
（1．橋梁用免震装置の開発に関する研究）

資料4－5　「　〃　」平成2年度報告書（案）
（2．免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究）

資料4－6　「　〃　」平成2年度報告書（案）
（3．免震設計法の開発に関する研究）

資料4－7　「　〃　」平成2年度報告書（案）
（4．免震設計の適用に関する研究）

資料4－8　「　〃　」道路橋の免震設計法マニュアル目次（案）

資料4－9　「　〃　」平成3年度の共同研究体制
スケジュール（案）

資料4－10　「　〃　」日本ワークショップならびにスタディー
ツアーの計画について

〔主な議事内容〕

(1) 平成2年度報告書（案）について、基本的にこれで良いが、以下の検討を新しく加える。

- 第1章：土木研究所で実施した免震装置の一斉試験結果を設計にフィードバックできるような視点でまとめる。免震装置の特性の評価方法については、装置製作者と使用者で共通の指標を作る。
- 第2章：装置の開発と設計法のグループとの連携を強化するため、来年度より2章の幹事会社（大成建設）が3．5章へ参加する。伸縮装置については、平成2年度の報告書がまとまった段階で公団等の専門家との意見交換を行うようにするのが良い。
- 第3章：位相差入力や地震入力方向の影響については、来年度もさらに解析を継続する必要がある。
- 第4章：超多径間連続橋の解析の中で用いている“むちうち現象”という用語は、やや俗語的である。他に適切な用語があれば、これに改める。また、耐震補強に対する免震設計の適用に関する研究では、具体的な実施例を示すのがよい。

(2) 伸縮装置の実証試験を大成建設が同社の技術研究所で平成3年6月6日に実施する。

(3) 本共同研究の成果は、基本的に外部にも広く公表した方がよい。その際には官民共同研究の成果であることを明記するものとする。

土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」

第5回合同幹事会　議事録（要旨）

日　時：平成2年6月6日（水）　　14：00～17：00

場　所：八重洲　龍名館

出席者（敬称略）：建設省土木研究所：川島　一彦，運上　茂樹

民側研究担当：後藤　洋三，菊地　敏男，川東　修一（大林組），山本　正明，竹田　哲夫，日紫喜剛啓（鹿島建設），出羽　克之（清水建設），田中　芳行，平井　卓，杉本三千男，恒川　裕史（竹中工務店・竹中土木），高橋　一成，佐藤　晋（奥村組），尾崎　大輔（大成建設），水津　洋二（ブリヂストン），牧口　豊，伊関　治郎（オイレス工業），林　亜紀夫，入沢　徹（パシフィックコンサルタンツ），佐伯　光昭，川崎　巌（日本技術開発），岡戸　三男（新構造技術）

〔議事次第〕

1．第4回合同幹事会、第2回連絡会の議事録の確認

2．各章ごとの平成2年度研究計画（案）の検討

3．平成2年度の研究実施体制（案）の検討

4．その他

〔資料〕

幹5－1　「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」第4回合同幹事会　議事録（案）

幹5－2　「　〃　〃　」第2回連絡会　議事録（案）

幹5－3　“第1章　橋梁用免震装置の開発に関する研究”　平成2年度研究計画（案）

幹5－4　“第2章　免震橋用の伸縮装置の開発に関する研究”平成2年度研究開発（案）

幹5－5　“第3章　免震設計法の開発に関する研究”　平成2年度研究計画（案）

幹5－6　“第4章　免震設計法の適用に関する研究”　平成2年度研究計画（案）

幹5－7　平成2年度の研究実施体制（案）

〔主な議事〕

(1)　第1章　橋梁用免震装置の開発に関する研究

・様々なタイプの免震支承の特性を生かすためにも、要求性能は幅を持たせておく方がよい。

・要求性能を設定するに当たっては、第3章の設計側から要求される性能との整合性を考慮する。

・第1章の中で素材の特性値を求めるための試験を行なう作業グループと、実橋を想定した縮小モデ

ルでの実証試験を行なう作業グループに分けることを検討する。

- 免震装置の性能は同じ試験装置を用いて確認することが望ましいので、土木研究所の試験装置を用いることを検討する。
- リンク支承では浮上がり防止対策が必要である。
- 実証試験を行なう際には、見学会等、外部へのＰＲも積極的に行う。ただし、事前に土木研究所および民側幹事と連絡をとる。（２章についても同様である）

(2) 第２章　免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究

- 伸縮装置は常時における種々の要求を満足した上で、耐震上の検討を行なう。
- 一度公団等の専門家に集まっていただき、聞き取り調査を実施するのがよい。

(3) 第３章　免震設計法の開発に関する研究

- 解析ケースの中に斜橋を追加する。
- 免震橋の非線形性として耐震設計上考慮すべきものとしては、①地盤，②地盤とフーチングの境界，③橋脚，④免震支承の４つが考えられる。これらすべてについて要因分析を行なう必要があるか否かは設計思想を明確にした上で判断する。
- 免震橋の観測地震波，実験データ等については、土木研究所に各種の資料があるので、これらも利用する。
- 解析法の考案の中に、等価線形化法の提案を盛込む。
- 落橋防止構造の中にエネルギー吸収のできる装置を含めて考える。

(4) 第４章　免震設計法の適用に関する研究

- モデル橋とする千代橋については、参考データを土木研究所から提出する。
- 経済性等のメリットの分析は、①ノージョイント化するために免震化をはかる場合と、②免震化を図るために免震支承を用いる場合の両面から実施する。

(5) 現在施工されている静岡県の宮川橋（免震橋）の見学会は、平成２年10～11月頃に実施する。

(6) 国際ワークショップは平成３年８月頃に米国で開催する。米国との打合わせは川島室長が行なう。

土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」

第6回合同幹事会　議事録（要旨）

日　時：平成2年9月11日（火）　　14：30～17：00

場　所：大林組技術研究所　会議室

出席者（敬称略）：建設省土木研究所：川島　一彦，運上　茂樹，清水　英之，G.A.Macrae

民側研究担当：後藤　洋三，菊地　敏男，榊原　直樹（大林組），山本　正明，竹田　哲夫（鹿島建設），出羽　克之（清水建設），平井　卓，杉本三千男（竹中工務店・竹中土木），高橋　一成，佐藤　晋（奥村組），尾崎　大輔，塚本　敦之（大成建設），水津　洋二（ブリヂストン），牧口　豊（オイレス工業），林　亜紀夫，富田　雅久（パシフィックコンサルタンツ），佐伯　光昭，川崎　巌（日本技術開発），横岡　武之，小室　光治，岡戸　三男（新構造技術）

〔議事次第〕

1．前回議事録の確認

2．共同研究成果の最終的なとりまとめ方法について

3．免震設計に用いる標準加速度応答スペクトルの検討

4．応答スペクトル変更に伴い生ずる問題点の検討

5．その他

〔資料〕

幹6－1　「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」第5回合同幹事会　議事録（案）

幹6－2　道路橋の免震設計法ガイドライン　No.2目次（案）

幹6－3　標準加速度応答スペクトルについて

幹6－4　応答スペクトル変更に伴い生ずる問題点

〔主な議事〕

(1)　共同研究成果のとりまとめ方法について

・本共同研究で得られた成果は、ガイドライン形式の報告書「道路橋の免震設計マニュアル（案）」としてまとめる。ただし、このマニュアル（案）では、研究成果をとりまとめた単なる報告書であるため行政的な拘束力はまったく持たない。

・研究成果のうち、マニュアル（案）の本文として採用できる内容は限られてくる。免震装置の実験結果はマニュアル（案）の本文には取り入れない。

・免震橋の試設計に関しては、参考資料として記述する。
・ガイドラインNo.2（案）の名称は「道路橋の免震設計マニュアル（案）」とする。
・マニュアル（案）の中で用いる免震橋の入力地震動レベルとして、震度法クラスとしては「レベル1」、地震時保有水平耐力の照査クラスとしては「レベル2」という名述に統一する。
ここで、各入力レベルにおける応答スペクトル値は、道路橋示方書V耐震設計編によるものとする。
・「簡易設計法による設計」の内容は、初期寸法の設定について記述するので、項目名を「初期寸法の設定」とする。

(2) 応答スペクトル変更に伴い生ずる問題点について
・免震橋の周期の設定は長周期化にこだわらず、最低限、地盤との共振をさけることに重点を置く。
装置としては高減衰の装置を開発し、エネルギー吸収により応答を低減することに重点を置く。
・わが国では、免震設計を単に長周期化による設計水平震度の低減を図るとした設計法にとどめず、免震装置が持つ減衰性能を評価することにより、高規格な耐震性を有する道路橋の耐震設計法として確立させて行くことが望ましい。
・免震装置の減衰の効果が発揮されるためには、ある程度装置を柔軟にすることが不可欠であるので、高減衰化と柔軟化＝長周期化のバランスをよく検討する。

(3) 免震橋（静岡県宮川橋）の見学を11月16日（金），17日（土）とする。

土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」

第７回合同幹事会　議事録（要旨）

日　時：平成２年１２月２６日（火）　　１３：００～１８：００

場　所：鉄鋼会館　　会議室

出席者（敬称略）：建設省土木研究所：川島　一彦，運上　茂樹，長島　博之

民側研究担当：後藤　洋三，菊地　敏男，榊原　直樹（大林組），山本　正明，日紫喜剛啓，宇津木一弘（鹿島建設），出羽　克之（清水建設）杉本三千男，永山　毅（竹中工務店・竹中土木），高橋　一成（奥村組），尾崎　大輔，塚本　敦之（大成建設・東京ファブリック），水津　洋二，須藤　千秋（ブリヂストン），牧口　豊（オイレス工業），林　亜紀夫，富田　雅久，吉川　一成（パシフィックコンサルタンツ），川崎　巌，増田　真一（日本技術開発），岡戸　三男（新構造技術）

〔議事次第〕

１．前回議事録確認

２．日本鋼管㈱殿の特許申請に関する報告

３．平成２年度報告書の構成に関する検討

４．各章ごとの平成２年度報告書目次案の説明と研究内容の進捗状況報告

５．各研究項目における特別報告事項に関する検討

６．国内外への研究発表について

７．国際ワークショップについて

８．免震装置一斉試験の工程と見学について

９．その他

〔資料〕

幹７－１　「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」第６回合同幹事会議事録（案）

幹７－２　平成２年度報告書作成方針ならびに構成案

幹７－３　第１章　橋梁用免震装置の開発に関する研究

幹７－４－１　第２章　平成２年度報告書目次

幹７－４－２　免震橋梁用伸縮装置の実証試験（案）

幹７－４－３　〃　落橋防止構造（案）

幹７－５－１　第３章　平成２年度報告書目次（案）

幹７－５－２　道路橋の免震設計法マニュアル　目次（案）

幹７－６－１　第４章　１～３平成２年度報告書目次（案）

幹７－６－２　４．４　耐震補強に対する免震設計に関する研究“耐震補強に対する免震装置の適用に関して”

幹７－７　研究成果の対外発表について

幹７－８　橋梁のパッシブ．アクティブコントロールに関する日米ワークショプ（案）

幹７－９　特許出願（共同出願）の事務手続きについて

〔主な議事〕

(1) 共同研究成果の特許出願について

・本共同研究で開発されたローラー型免震支承の特許出願を、土木研究所、日本鋼管および日本鋳造の３社で行う。

(2) 平成２年度共同研究報告書の記述内容について

・報告書は各章30ページを目標とするが、書くべき内容をこれにおさめることができない場合には、多少の増は認めることにする。

・宮川橋の見学から学んだ内容について報告書に記述する。

・第３章の報告内容は各項目間でそれぞれ関連しあう部分があるが、あまりそれにとらわれずに内容が十分わかるように執筆する。次年度にマニュアル（案）を執筆する際に役立つような記述が必要である。

・免震装置の開発については、できるだけ多くの評価指標を提案し、それ等が適用できる範囲を明示する。

・免震設計法マニュアル（案）については今年度中に目次を決定する。

・耐震補強に対する免震設計の適用の中には、耐震対策を３つの項目にわけてあるが、各項目とも実際の適用性を分析して具体的な例で示すことを検討する。

・免震設計を耐震補強に適用して耐震性の向上を図る場合には、設計水平震度に減衰効果を見込んでもよい、とする方向で検討する。

(3) 国内外への研究成果発表について

・本共同研究で得られた成果については、研究発表会等、外部にも積極的に発表することとする。

(4) 橋梁の免震設計に関する日米ワークショップについて

・ＵＪＮＲ耐風耐震構造専門部会の作業部会Ｇが主催する橋梁の免震設計に関する日米ワークショップは、91年８月18日に出発し、19，20日にワークショップを開催する予定で準備を進めている。

(5) 免震装置の一斉試験の工程と見学について

・土木研究所で実施する免震支承の一斉載荷実験を本共同研究に参加する機関で日を決めて見学する。見学は平成３年２月中に行う事とする。

(6) その他

・静岡県が建設中の宮川橋の振動実験および走行実験の見学は２月５日（火）に行うこととする。

土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」

第8回合同幹事会　議事録（要旨）

日　時：平成3年3月8日（金）　　13：30～19：00

場　所：コスモフォーラム　2F会議室

出席者（敬称略）：建設省土木研究所：川島　一彦，長谷川金二，運上　茂樹，長島　博之

民側研究担当：後藤　洋三，菊地　敏男，榊原　直樹（大林組），山本　正明，日紫喜剛啓，宇津木一弘（鹿島建設），出羽　克之（清水建設）田中　芳行，杉本三千男，平井　卓（竹中工務店・竹中土木），高橋　一成（奥村組），尾崎　大輔，塚本　敦之（大成建設・東京ファブリック），影山　紀之（ブリヂストン），牧口　豊（オイレス工業），林　亜紀夫，吉川　一成（パシフィックコンサルタンツ），佐伯　光昭，川崎　巌，（日本技術開発），小室　光治，岡戸　三男（新構造技術）

〔議事次第〕

1．前回議事録の確認

2．平成2年度報告書原稿の検討

3．マニュアル目次の検討

4．ワークショップならびにスタディーツアーについて

5．その他

〔資料〕

幹8－1　「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」第7回合同幹事会議事録（案）

幹8－2　平成2年度報告書の表紙、総目次、等（案）

幹8－3　第1章　橋梁用免震装置の開発に関する研究　報告書（案）

幹8－4　第2章　免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発の関する研究　報告書（案）

幹8－5　第3章　目次（案）

幹8－6　3．1　免震設計の基本方針に関する研究　報告書（案）

幹8－7　3．2　動的解析法の開発に関する研究　報告書（案）

幹8－8　3．3　免震装置の設計法に関する研究　報告書（案）

幹8－9　3．4　簡易計算法の開発に関する研究　報告書（案）

幹8－10　3．5　免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究　報告書（案）

幹8－11　模型振動実験に基づく非線形動的解析法の検証に関する研究　報告書（案）

幹8－12　第4章　目次　はじめに　（案）

幹8－13　4．1　ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究　報告書（案）

幹8－14　4．2　鋼橋に対する免震設計に関する研究　報告書（案）

幹8－15　4．3　超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究　報告書（案）

幹8－16　4．4　耐震補強に対する免震設計法に関する研究　報告書（案）

幹8－17　道路橋の免震設計法マニュアル目次（案）

〔主な議事〕

(1) 平成2年度報告書のとりまとめと来年度の計画について

- 第1章免震装置の開発に関する研究の来年度の方針、今年度行った実験の補足実験（試作装置の温度変化の影響等）、設計手法の確立、マニュアル化および実験手法の確立を中心として研究を行うことする。このうち、設計手法については3．3章，免震装置の設計法に関する研究を行っている担当会社とよく打ち合わせ、方針を立てることとする。
- 第2章の成果は、次年度取りまとめるマニュアル（案）の〈添付資料〉の設計資料－3に入れることとする。
- 3．2章については加速度を主体にまとめているが、上部工の変位にも着目してまとめる。また、成果の概要の中に解析で考慮した事項、条件を明確に示し、結果は個条書きにして示す。
- 4章免震設計の適用では、上部構造の連続化および反力分散等、免震化による長周期化および減衰性能の向上以外のメリットを強調し、記述する。
- 各章の内容については、自社の担当分以外の項目にも目を通し、意見があれば積極的に幹事会社と連絡を取って検討する。

(2) 橋梁の免震設計に関する日米ワークショップとスタディーツアーについて

- 橋梁の免震設計に関する日米ワークショップとスタディーツアーの日程が若干変更となり、9月3日～9月13日の予定で計画中であることが報告された。

参 考 文 献

参考文献リスト

第1章　[資料原本保管：オイレス工業㈱]

1) Structural Engineers Association of California : Tenntaive Seismic Isolation Design Requirments, September'86, Base Isolation Subcommitee of the Seismology Committee.
2) ㈶電力中央研究所：免震要素設計技術指針（案）
3) ㈶国土開発技術センター：道路橋の免震設計法ガイドライン（案），1989年3月
4) 日本道路協会：道路橋支承便覧（1990年2月現在改訂案）
5) 本州四国連絡橋公団・オイレス工業㈱：ＰＴＦＥ支承板の摩擦・摩耗試験，1989年1月

第2章　[資料原本保管：大成建設㈱]

2．1

1) 1. 3）に掲載
2) 土木研究所他29社：「道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その1）」土木研究所共同研究報告所第44号，平成2年3月
3) ㈳日本道路協会：道路橋伸縮装置便覧　昭和45年4月

2．2

1) 2. 1. 3）に掲載

第3章

3．1 [資料原本保管：大成建設㈱]

1) 日本建築学会：免震構造設計指針　1989年
2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編　平成2年2月
3) 1. 3）に掲載
4) 川島一彦：ニュージーランドにおける橋梁の耐震および免震設計技術、橋梁と基礎　1989年2月
5) 2. 1. 2）に掲載

3．2 [資料原本保管：㈱竹中工務店]

1) 3. 1. 1）に掲載
2) 日本電気協会，電気技術基準調査委員会：原子力発電所耐震設計技術指針，JEAG4601-1987.
3) 土木学会：橋の耐震設計と動的解析，動的解析と耐震設計，Ⅷ編，1989年
4) 1. 3）に掲載
5) 3. 1. 2）に掲載

3．3［資料原本保管：㈱奥村組］

1) 1. 3) に掲載

2) 1. 4) に掲載

3) 3. 1. 2) に掲載

4) 松尾、大石著：宮川橋の設計と施工，橋梁と基礎 Vol. 25, No.2, 1991

5) BS5400:Steel, concrete and composite bridges: Part 9 Bridge bearings 1983

6) Transportation Research Board: National Cooperative Highway Research Program Report 248 Elastomeric Bearings Desighn, Construction, And Materials 1982

7) Ian G. Buckle And J.N.Kelly: Properties of Slender Elastomeric Isolation Bearing During Shake Table Studies of Large-Scale Model Bridge Deck
Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structures vol.1 ACI sp-94

8) C.J.Derham and A.G. Thomas: The Stability of rubber/steel laminated building bearing NR TECHNOLOGY VOL. 14 PART 3 1983

9) Jennlngs, P.C. "Equivalent Viscous Danping for Yieiding Structures"
Proc. ASCE, Vol. 94, No. EMI, feb. 1968, pp. 103-116

10) 川島，長島，池内：等価線形化法による免震橋の地震応答解析，土木学会第45回年次学術講演概要集Ⅰ－608，1990年9月

11) 栗林，岩崎：橋梁の耐震設計に関する研究（Ⅲ），橋梁の振動減衰に関する実測結果，土木研究所報告，第 139号，1970-5

12) 加藤，島田：橋梁実測振動特性の統計解析，土木学会論文報告集，第 311号，pp49-58，1981-8

13) 加藤，島田：橋梁振動特性の実測データーによる統計解析，土木学会論文報告集，第 338号，pp. 229-232 1983-10

14) 加藤 雅史：橋梁の振動調査法とその適用に関する研究，名古屋大学学位論文，1984-7

15) 土木学会：土木者のための振動便覧， pp. 67-113

3．4［資料原本保管：清水建設㈱］

1) 2. 1. 1) に掲載

2) Guide Specifications for Seismic Desin of Highway Bridges; America Association of State Highway and Transportation Officials, 1983.

3) D.H.Turkington ; Seismic Design of Bridges on Lead-Rubber Bearings, Report of Master of Eng. at the University of Canterbury, 1987.2

4) 2. 1. 2) に掲載

5) 3. 1. 2) に掲載

3．5［資料原本保管：パシフィックコンサルタンツ㈱］

1) 道路震災対策委員会：道路震災対策便覧（震災復旧編），日本道路協会　昭和63年2月

2) 建設省土木研究所：新潟地震調査報告，土木研究所報告　第125号　昭和40年6月

3) 土木学会新潟地震震災調査会：昭和39年新潟地震調査報告，土木学会　昭和41年6月

4) 1978年　宮城県沖地震調査委員会：1978年　宮城県沖地震調査報告書，土木学会東北支部，昭和55年4月

5) 建設省土木研究所：1978年　宮城県沖地震災害調査報告，土木研究所報告　第159号 昭和58年3月

6) 宮城県沖地震道路橋被害調査会：宮城県沖地震による道路橋の被害ならびに支承部の耐震性に関する調査報告書，日本道路協会，橋梁委員会，昭和55年3月

7) 建設省東北地方建設局編：1978年　宮城県沖地震災害報告書，東北地方建設局　昭和54年11月

8) UNIVERSITY OF CALIFORNIA AT BERKELEY : SANTA CRUZ (LOMA PLIETA) EARTHQUAKE, PRELIMINARY REPORT ON THE SEISMOLOGIGAL AND ENGINEERING ASPECTS OF THE OCTORBER 17, 1989 October 1989

9) ㈱大林組技術研究所編：ロマプリータ地震被害調査報告書，1990年4月

10) 田中，錦織著：橋梁の伸縮装置の補修に関する調査，建設省技術研究所報告，Vol.39th，1985年

11) 建設省四国地方建設局公務課計画係編：橋梁伸縮装置の耐久性に関する実態調査について、四国技術第19巻74号、昭和62年7月20日

12) 2. 1. 3) に掲載

13) BULIETIN OF THE NEW ZEALAND NATIONAL SOCIETY FOR EARTHQUAKE ENGINEERING : PUBBER RING BUFFERS, Vol.13, No.3 September, 1980

14) Internationl Journal of Earthqake Engineering and Structural Dunamics : An Extrusion Energy Absorber Suitable for the Protection of Structure During an EARTHQAKE, Vol.4, 1976

15) 太田　勤，立石信也，小島　修，田子　茂：ストッパー付き免震建物の振動性状に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）1990年10付，B，構造Ⅰ，pp.645～646

16) 太平　満，檜垣茂雄，寺村　彰，中村　嶽，小畑益彦，久野雅詳：フェイルセーフ機構を有する免震構造体の地震応答特性，日本地震工学シンポジュウム論文集　Vol.2，pp.1719～1724. 1990

17) 土岐憲三：新体系土木工学　11　構造物の耐震解析

18) 戸川隼人：有限要素法による振動解析，サイエンス社

19) 3. 1. 2) に掲載

20) 日本橋梁建設協会：鋼橋伸縮装置設計の手引き，1984年6月

3．6［資料原本保管：建設省土木研究所］

1) 川島一彦，長谷川金二，吉田武史，山内　博，小坂博巳：免震橋の振動特性に関する模型振動実験，土木技術資料　Vol.30-10，1989年10月

第4章

4．1［資料原本保管：鹿島建設㈱］

1) ㈶国土開発技術センター：ニュージーランドにおける橋梁の免震装置調査報告書，免震装置を有する道路橋の耐震研究委員会　現地調査団　1987．12

2) 川島一彦：ニュージーランドにおける橋梁の免震設計技術，土木技術資料　Vol.30-9，1988年

3) 川島一彦：ニュージーランド及び米国における免震設計を用いた既存橋の耐震補強技術，土木技術資料 31-3，1989年

4) Billings, I.J. and kirkcadie, D.K. ; Base Isolation of Bridge in New Zealand, Proc. of New Zealand-Japan Workshop on Base Isolation of Highway Bridge, Wellington, 1987

5) Stuart, C. R. ; Seismic Retrofitting of Highway Bridge in New Zealand, New Zealand-Japan Work shop on Base Isolation of Highway Bridge, Wellington, 1987

6) ㈳プレストレストコンクリート建設業協会：ＰＣ橋の計画について，プレストレストコンクリート技術資料　No.2　1984年２月

7) ㈶高速道路調査会：ＰＣ多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書，1988年３月

8) 1. 3）に掲載

9) Turkington, D.H., Cooke, N., Moss, P.J. & Carr, A.J. ; Developmant of Revised Design Procedures for Bridges on Lead-Rubber Bearings, Proc. of New Zealand-Japan Workshop on Base Isolation of Highway Brides, Wellington, New Zealand, 1987.

4．2［資料原本保管：新構造技術㈱］

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編　　平成２年２月

2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅱ鋼橋編　　平成２年２月

3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅲ下部構造編　平成２年２月

4) 3. 1. 3）に掲載

5) 1. 3）に掲載

6) 2. 1. 2）に掲載

4．3［資料原本保管：㈱大林組］

1) 日本道路協会：道路橋示方書・Ⅰ共通編　1990年２月

2) 阪神高速道路公団：設計基準第２部構造物設計基準（橋梁編）　平成２年６月

3) 2. 1. 1）に掲載

4) 多田　他著：与島高架橋ループ上部工の設計，本四技法　No.40　86-10

5) 遠藤有昭著：免震構造を用いた９径間連続ＰＣ桁橋の設計と施工，橋梁と基礎　84-9，10，11

4．4［資料原本保管：日本技術開発㈱］

1) Sesmic Retrofitting Guidlines for Highway Bridge (ATC-6-2) : Applied Technology Council, Palo Alto, California, 1983.3

2) J.F.Mcguire, R.W.Fisher, P.R.Stanford, P.J.North : Strengthening of Bridges for Seismic Loads, RRU BULLETINE56, Road Research Unit, National Roads Board, Wellington, New Zealand

3) 川島一彦他著：鉄筋コンクリート橋脚の動的特性に及ぼす載荷繰り返し回数の影響，土木技術資料 29-6，1987年

4) 川島一彦他著：鉄筋コンクリート橋脚の動的特性に及ぼす載荷履歴の影響，土木技術資料 29-8，1987年

5) 川島一彦他著：鉄筋コンクリート橋脚の動的特性に及ぼす載荷速度の影響，土木技術資料 29-11，1987年

6) 川島一彦他著：鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形生態，土木技術資料 19-11，1987年

7) 太田 実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告集 No.292，1979年2月

8) 石橋忠良他著：鉄筋コンクリート部材のじん性率，構造物設計資料 No.79 1989年9月

9) 中谷昌一他著：鉄筋コンクリート橋脚のせん断力に対する設計について，土木学会第42回年次学術講演会講演概要集 V-53，1987年

10) 川島一彦他著：主鉄筋段落しを有するＲＣ橋脚の鋼板載荷実験，土木学会第43回年次学術講演会講演概要集 Ⅰ－523，1988年

11) 山本 強他著：鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集 No.348，1984年8月

12) 石橋忠良他著：橋脚の耐震補修，補強に関する実験的研究，第5回ＪＣＩ年次学術講演会 1983年 pp.241-245

13) 宮本征夫著：既設橋脚の鋼板巻き耐震補強方法に関する実験，構造物設計資料 No.89，1987年5月

14) 石田 博著：ＲＣ巻立てによる橋脚段落し部の補強効果，土木学会第44回年次学術講演会講演概要集 V-214，1989年

15) 森濱和正著：鉄筋コンクリート橋脚の補強に関する一実験，第14回日本道路会議論文集 1981年 pp.231-233

16) 長曽我部徹 他著：鋼板補強によるＲＣ部材の靱性改善の基礎研究，第10回 ＪＣＩ年次学術講演会－3，1988年，pp.57-62

17) 日本道路協会：道路震災対策便覧（震前対策編），1988年2月 pp.169-184

18) 岩崎敏男，萩原良二：既存コンクリート道路橋の耐震性能と耐震対策，コンクリート工学 Vol.20, No.9，1982年9月

19) 田村敬一：震度法に用いる設計震度，基礎工，1990年6月

20) 塩井幸武：道路橋下部構造の歴史，土木技術資料 22-5，1980年

21) 川島一彦：斜張橋の耐震設計，橋梁と基礎 Vol.19, No.8, 1985年8月

22) 川島一彦，運上茂樹，吾田洋一：昭和54年耐震点検に基づく既設道路橋の耐震補強事例集，土木研究所資料第2674号，1988年10月

道路橋の免震構造システムの開発
に関する共同研究報告書(その2)

共同研究報告書
第60号平成3年7月
建設省土木研究所耐震研究室

要　旨

本報告書は建設省土木研究所と表記28社との共同研究として平成元年度から平成3年度までの予定で研究を進めている「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」について、平成2年度実施分の研究成果をとりまとめたものである。

本共同研究は、道路橋に免震設計を適用して耐震性を向上させるとともに、経済性にも優れた設計を実現出来るようにするため、道路橋を対象とする免震効果を積極的に取り入れた設計手法とそれを可能とする装置を開発していくことを主な目的としており、「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（橋梁用免震装置の開発及び免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置の開発）」と「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（免震設計法の開発及び免震設計の適用）」の2つから構成されている。

平成2年度は、①橋梁用免震装置に関する研究、②免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造に関する研究、③免震設計方法の開発に関する研究、④免震設計の適用に関する研究の4グループに分かれて、全体で18項目の研究を行った。本報告書はこれらの研究成果をとりまとめたものである。

キーワード：道路橋，耐震設計，免震設計，免震装置，伸縮装置，落橋防止構造，高減衰ゴム支承，摩擦型ダンパー，鋼製ダンパー，粘性ダンパー，リンク支承，PC橋，鋼橋，多径間連続橋，耐震補強

郵便はがき

41円切手をはって下さい

〒305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

耐震研究室　御中

No. 132

No. 132

配布先氏名

配布先住所

共同研究報告書第60号　　部

上記のとおり受領しました。

所　　属(住所)

氏　名　　印