共同研究報告書
整理番号第151号

高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書(その3)

平成8年3月

建設省土木研究所
(財)土木研究センター
(株)大林組
オリエンタル建設(株)
鹿島建設(株)
(株)熊谷組
住友建設(株)
(株)竹中土木
(株)ピー・エス
石川島播磨重工業(株)
川崎重工業(株)
新日本製鐵(株)
(株)オリエンタルコンサルタンツ
開発コンサルタント(株)
(株)建設技術研究所
日本技術開発(株)
パシフィックコンサルタンツ(株)
八千代エンジニヤリング(株)
オイレス工業(株)
(株)ブリヂストン
横浜ゴム(株)

Copyright © (1996) 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 written 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151号

高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書(その3)

平成8年3月

建設省土木研究所耐震研究室室長　大塚　久哲
(財)土木研究センター理事　小林　茂敏
(株)大林組技術研究所土木第五研究室室長　後藤　洋三
オリエンタル建設(株)技術部主任研究員　中村　一樹
鹿島建設(株)技術研究所第一研究部次長　竹田　哲夫
(株)熊谷組技術研究所土木系研究開発部専任主幹　細田　信道
住友建設(株)土木設計部PC設計チーム課長代理　藤原　保久
(株)竹中土木技術研究所主住研究員　杉本三千雄
(株)ピー・エス土木技術部主任研究員　久保　明英
石川島播磨重工業(株)技術研究所機械鉄鋼開発部課長　田中　元章
川崎重工業(株)東部橋梁技術部長　坂井　藤一
新日本製鐵(株)厚板営業部部長代理　笹尾　英弥
(株)オリエンタルコンサルタンツ東京第二事業部総合技術部耐震防災室長　田中　努
開発コンサルタント(株)技術本部取締役副本部長　山下　幹夫
(株)建設技術研究所道路交通本部技術第4部課長　後藤　和満
日本技術開発(株)地震防災部部長　佐伯　光昭
パシフィックコンサルタンツ(株)総合研究所首席研究員　林　亜紀夫
八千代エンジニヤリング(株)東京第二事業部構造部構造物調査・解析担当部長　前原　康夫
オイレス工業(株)第二技術部部長　下田　郁夫
(株)ブリヂストン化工品技術開発本部土木・海洋商品開発部副部長　水津　洋二
横浜ゴム(株)工業資材技術第二部部長　香取　信一
(いずれも代表者のみ記す)

要旨：高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書（その３）

本報告書は、建設省土木研究所と(財)土木研究センターならびに民間19社との共同研究として平成５年度から平成７年度にかけて研究を実施している「高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する研究」について、平成７年度に実施した研究成果をとりまとめたものである。

本共同研究では、減衰定数が小さく、揺れやすい構造である長大橋を対象とし、高減衰材料や震動制御装置を用いて減衰性能を向上させることにより地震時の振動を低減し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するために、長大橋に適用可能な高減衰材料や装置及びこれを取り入れた設計法の開発を図ることを目的としている。

本共同研究では、①新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発、②免震設計法の開発、③免震設計法の利用、に関する３研究グループに分かれて、全体で17項目の研究を実施した。

キーワード：道路橋、長大橋、耐震設計、免震設計、高減衰材料、免震支承、ダンパー、アクティブ・コントロール、ハイブリッド・コントロール、パッシブ・コントロール

まえがき

わが国は、世界第１級の地震国であり、諸施設の設計にあたっては耐震性に対する十分な配慮が必要とされる。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る施設の１つである。一方、わが国は、地震を始めとする厳しい自然条件や、急峻な山岳地帯を有し、４方を海洋に囲まれるといった過酷な地理的・地形的条件の中にありながら、これまでめざましい経済発展を成し遂げてきたことには道路等の輸送施設等の社会資本整備の果たしてきた役割が非常に大きい。しかしながら、最近では首都圏を始めとする大都市圏への人口や資産の集中の問題が深刻化しており、一極集中を是正し、国土の均衡ある発展を図っていくために多極分散型の国土、すなわち、地方拠点都市の整備が急務とされている。これを実現するためには、地方拠点都市間を連絡する道路や長大橋を含む橋梁の建設が必要とされている。

長大橋は、一般に支間長が長くなるほど減衰性能が小さく、振動しやすい特性を有する。長大橋の減衰特性は、上部構造の地震時応答及び下部構造に伝達される断面力等に大きな影響を及ぼすものであり、減衰性能を向上させることにより設計上支配的となる断面力等を効果的に低減させ、これにより経済的な設計も可能になると期待されている。長大橋の減衰性能を向上させる１つの方法には、近年注目を浴びている「免震設計」や「制震設計」がある。免震設計は、構造物の長周期化を図るとともに、高減衰化を図り、地震時に構造物に作用する慣性力を従来工法よりも大幅に低減させることができる設計手法である。これまで、建設省では一般橋（長大橋を除く）用の免震装置及び免震設計法についての開発を終了し、これに基づき現在免震橋梁の建設を進めているところである。一方、制震設計は外部からエネルギーを供給して強制的に構造物の振動を制御しようというものであるが、大地震に対しては必要とする供給エネルギーが膨大となり必ずしも現実的ではないとされているが、架設時の震動制御等に対しては有効であると有望視されている。従来の免震設計では、支承部のみでエネルギー吸収を図って耐震性を向上させていたが、長大橋に対しては、支承部のみならず、桁や下部構造にも適用可能な新しい素材・新しい構造を用いた免震・制震装置を開発し、長大橋に適用可能な設計法の開発が必要とされている。

本共同研究では、このように減衰定数が小さく、揺れやすい構造である長大橋を対象とし、高減衰材料や震動制御装置を用いて減衰性能を向上させることにより地震時の振動を低減し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するために、長大橋に適用可能な高減衰材料や装置及びこれを取り入れた設計法の開発を図ることを目的とし、建設省土木研究所と(財)土木研究センターならびに民間19社との共同研究として、平成５年度から３カ年間の計画で研究に着手している。本共同研究では、①新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発、②免震設計法の開発、③免震設計法の利用、に関する３研究グループ、合計17研究課題に分かれて、それぞれ、分担を決め、互いに緊密な連携を取りながら研究を実施している。

本報告書は、本研究の３年目である平成７年度に実施した共同研究の成果をとりまとめたものである。

共同研究代表者
建設省土木研究所　耐震研究室長
大塚　久哲

目　次

共同研究担当者名簿 …… 1

Ⅰ．研究目的 …… 5

Ⅱ．研究開発の全体計画及び平成７年度の研究体制 …… 9

Ⅲ．研究内容 …… 15

第１章　新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発 …… 17

1.1　鉛押出しダンパー（Lead Extrusion Damper)の開発 …… 19

1.2　低降伏点鋼曲げダンパー …… 29

1.3　超低降伏点鋼材片持梁式ダンパー …… 50

1.4　超塑性ラバーダンパー開発 …… 67

1.5　超高減衰ゴム支承の開発 …… 85

1.6　３Ｄ複合材料の開発 …… 102

1.7　減衰舗装の開発 …… 110

1.8　桁端マスダンパー（パワフルＴＭＤ）の開発 …… 120

1.9　桁端ダンパーの利用 …… 138

1.10　ＴＬＤの利用 …… 150

第２章　免震設計法の開発 …… 165

2.1　全体構造系の減衰評価法の開発 …… 167

2.2　最適ダンパー配置 …… 176

第３章　免震設計手法の利用 …… 199

3.1　施工時制震 …… 201

3.2　下部構造の免震 …… 229

3.3　高橋脚橋梁の免震 …… 245

3.4　斜張橋への利用 …… 262

3.5　吊橋への利用 …… 294

第４章　平成７年度の研究成果の要約 …… 305
4. 1　新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発 …… 307
4. 2　免震設計法の開発 …… 311
4. 3　免震設計手法の利用 …… 313

Ⅳ. ３年間の研究成果 …… 317
１．主な研究成果 …… 319
２．研究発表 …… 329
３．特許申請 …… 332

付録 …… 333
全体会議議事録 …… 335

共同研究担当者名簿

氏名	所属	第1研究G	第2研究G	第3研究G
大塚　久哲	建設省土木研究所　耐震研究室　室長	○	○	○
運上　茂樹	主任研究員	○	○	○
佐藤　貴志		○	○	○
小林　茂敏	(財)土木研究センター　理事	○	○	○
鷹取　勲	企画調査部長	○	○	○
中野　雅弘	技術部長	○	○	○
田中　元章	石川島播磨重工業(株)　技術研究所機械鉄構開発部課長		○	○
桜井　朋樹	〃　〃　研究員		○	○
鈴木　政直	橋梁事業部橋梁設計部　主任			
伊関　治郎	オイレス工業(株)　取締役第二副事業部長	○		○
下田　郁夫	第二技術部部長	○		○
池永　雅良	〃　開発課課長	○		○
宮崎　充	〃　〃　研究員	○		○
後藤　洋三	(株)大林組　技術研究所土木第五研究室　室長	○	○	○
伊奈　義直	土木技術本部設計第二部課長		○	
孫　利民	技術研究所土木第五研究室　研究員	○		○
樋口　俊一	〃　〃　〃		○	○
中村　一樹	オリエンタル建設(株)　技術部主任研究員			○
近藤　順	技術研究所主任研究員			○
角本　周	技術部研究員			○
田中　努	(株)オリエンタルコンサルタンツ　総合技術部耐震防災室室長		○	○
橘　義規	〃　〃　技術主幹			○
林　家祥	〃　〃			○
山下　幹夫	開発コンサルタント(株)　技術本部取締役副本部長		○	○
福崎　博彰	技術本部企画室長		○	○
白鳥　愛介	技術本部企画室開発課　主査		○	○
謝　嬋娟	技術本部技術部構造室設計2課長代理		○	○
竹田　哲夫	鹿島建設(株)　術研究所第一研究部次長	○	○	○
山本　徹	土木設計本部第二設計部副主査		○	
伊東　裕之	土木設計本部第二設計部		○	
新原　雄二	技術研究所第一研究部第2研究室研究員	○	○	○
野　憲一	〃　第七研究部　〃　室長	○		
中野　龍児	〃　〃　〃　研究員	○		○

氏名	所属	第1研究G	第2研究G	第3研究G
坂井 藤一	川崎重工業㈱ 東部橋梁技術部長		○	○
橋爪 隆	〃 第2課長			
玉木 利裕	技術部係長		○	○
榎土 尚宏	東部橋梁技術部第2課		○	○
細田 信道	㈱熊谷組 技術研究所土木系研究開発部専任主幹	○		
鈴木 猛康	〃 〃 土木グループ副長	○		
金子 誉	〃 〃 〃 研究員	○		
吉谷 進治	〃 〃 〃 〃	○		
勝川 藤太	〃 〃 〃 〃	○		
後藤 和満	㈱建設技術研究所 東京支社道路交通本部技術第4部 課長		○	○
大丸 隆	〃 〃 〃 主任		○	○
石川 清広	〃 〃 〃 技師		○	○
土田 貴之	〃 〃 〃 技師			
笹尾 英弥	新日本製鐵㈱ 厚板営業部 部長代理	○		○
聖生 守雄	ケーブル設計技術 室長	○		○
安波 博道	鉄鋼研 主任研究員	○		○
富田 幸男	〃 〃	○		○
新井 英雄	住友建設㈱ 土木設計部PC設計チーム課長			○
中井 裕司	技術研究所主任研究員			○
藤原 保久	土木設計部PC設計チーム課長代理			○
諸橋 明	土木設計部PC設計チーム			○
杉本三千雄	㈱竹中土木 技術研究所主任研究員	○	○	
平井 卓	技術研究所担当研究員	○	○	
鈴木 一彦	技術研究所研究員	○	○	
犬飼 伴幸	技術研究所担当研究員	○	○	
吉澤 陸博	技術研究所研究員	○	○	
佐伯 光昭	日本技術開発㈱ 地震防災部部長		○	○
堀 信司	〃 次長		○	
宮原 哲	大阪支社土木部構造課長		○	
川崎 厳	名古屋支社技術部課長補佐		○	
森 敦	地震防災部課長補佐		○	
増田 真一	〃 〃		○	
林 亜紀夫	パシフィックコンサルタンツ㈱ 総合研究所首席研究員	○	○	
北川 常夫	総合事業部情報技術部システム第四課長	○	○	
盛本 靖人	横浜支社第一技術部構造第一課主任	○	○	

氏　名	所　　属	第 1 研究G	第 2 研究G	第 3 研究G
久保　明英	㈱ピー・エス　土木技術部　主任研究員	○		○
河村　直彦	〃　主任技師	○		○
赤嶺　文繁	〃　技師	○		○
水津　洋二	㈱ブリヂストン　土木・海洋商品開発部　副部長	○		
須藤　千秋	〃　課長	○		
番場　文夫	開発第３部　主任研究員	○		
鈴木　重信	〃　課長補佐	○		
合田　研吾	〃　研究員	○		
前原　康夫	八千代エンジニヤリング㈱			
	東京第二事業部　構造部　構造物調査・解析担当部長		○	○
太田　精一	〃　〃　技術第三課長		○	○
渡辺　仁	〃　〃　技術第三課主任		○	○
御園生静栄	〃　〃　〃		○	○
中田　恒和	大阪支店　技術第一部　技術第一課主幹		○	○
香取　信一	横浜ゴム㈱　工業資材技術二部　部長			
山田　親文	〃　課長	○		
森本　正泰	ＭＢ材料技術部　課長	○		
越峠　雅博	〃　課長補佐	○		
島ノ江　哲	工業資材技術二部　部員	○		

Ⅰ. 研 究 目 的

Ⅰ．研究目的

免震設計は、構造物を長周期化するとともに、高減衰化を図り、地震時に構造物に作用する慣性力を従来工法よりも低減させることが可能な設計手法である。建設省ではこれまで一般橋（長大橋を除く）用の免震装置及び免震設計法については開発が完了し、最終成果を「道路橋の免震設計マニュアル（案）（平成４年３月）」としてとりまとめた。この成果に基づき、現在、免震橋梁の建設が進められている。

上記の免震設計マニュアル（案）は、比較的支間長が短い一般橋を対象としたものであったが、本共同研究では、長大橋に対して免震設計の適用を図っていくことを目標としている。長大橋は、支間が長くなるほど減衰性能が小さく、振動しやすい特性を有している。従来の斜張橋や吊橋の実橋振動実験でも、上部構造系の減衰定数は0.01程度以下となる場合が多く、地震時保有水平耐力レベルの地震外力を考慮した場合の耐震性を考えると、減衰性能を向上させ、設計上支配的となる断面力等を低減させ、経済的な長大橋の建設を可能にする技術の開発が必要とされる。

これまで、いくつかの長大橋では、ダンパー装置や拘束ケーブル等を活用して、長大橋の地震時の安全性を向上させる手法が取り入れられつつあり、今後、新素材や新構造等の多方面の分野の技術を結集してわが国の長大橋への適用が優れた装置及びその設計方法の研究開発が必要とされている。

本共同研究では、このように減衰定数が小さく、揺れやすい構造である長大橋を対象とし、高減衰材料や震動制御装置を用いて減衰性能を向上させることにより地震時の振動を低減し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するために、長大橋に適用可能な高減衰材料や装置及びこれを取り入れた設計法の開発を図ることを目的とする。

このような目標に基づいて、本共同研究では次の３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た。

① 新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発に関する研究
② 免震設計法の開発に関する研究
③ 免震設計法の利用に関する研究

各々の課題の目的は次の通りである。

(1) 新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発に関する研究

長大橋への適用が優れた免震デバイスの開発を行う。この中には、新素材や新構造を含め、長期的（50年以上の使用）に十分な耐久性を有するとともに、安定して減衰効果が得られ、かつ、常時の使用性等に悪影響を与えない高減衰材料、高減衰化構造の開発を行う。

(2) 免震設計法の開発に関する研究

高減衰材料や高減衰化装置の設計上の評価方法、材料及び装置の最適な配置方法を検討するとともに、高減衰化による長大橋の免震設計法の具体的な手順を開発する。

(3) 免震設計法の利用に関する研究

長大橋に対する免震設計の適用性を検討し、免震設計の適用範囲を拡大する。適用範囲としては、施工時の制震、斜張橋、吊橋、高橋脚橋梁、舗装・地覆・高欄、下部構造に対する適用性を明らかにする。

Ⅱ. 研究開発の全体計画及び平成７年度の研究体制

Ⅱ．研究開発の全体計画及び平成７年度の研究体制

(1) 全体計画

Ⅰ．研究目的に述べた３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17の項目について研究進めることにした。

- 第１グループ　新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発
  - 鉛押出しダンパー(Lead Extrusion Damper)の開発
  - 低降伏点鋼曲げダンパー
  - 超低降伏点鋼材片持梁式ダンパー
  - 超塑性ラバーダンパー開発
  - 超高減衰ゴム支承の開発
  - ３Ｄ複合材料の開発
  - 減衰舗装の開発
  - 桁端マスダンパー（パワフルＴＭＤ）の開発
  - 桁端ダンパーの利用
  - ＴＬＤの利用
- 第２グループ　免震設計法の開発
  - 全体構造系の減衰評価法の開発
  - 最適ダンパー配置
- 第３グループ　免震設計法の利用
  - 施工時制震
  - 下部構造の免震
  - 高橋脚橋梁の免震
  - 斜張橋への利用
  - 吊橋への利用

図－１　研究グループ

研究期間は平成５年７月より平成７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３年間の研究工程の詳細は次章以下に示している。

表－１　第１グループ（新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発）

課　　題	平成５年度	平成６年度	平成７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２グループ（免震設計法の開発）

課　　題	平成５年度	平成６年度	平成７年度
現況調査・基本方針検討	←――→		
減衰評価手法・ダンパー配置手法	←――――→		
設計法検討		←――→	
ま　と　め			←――→

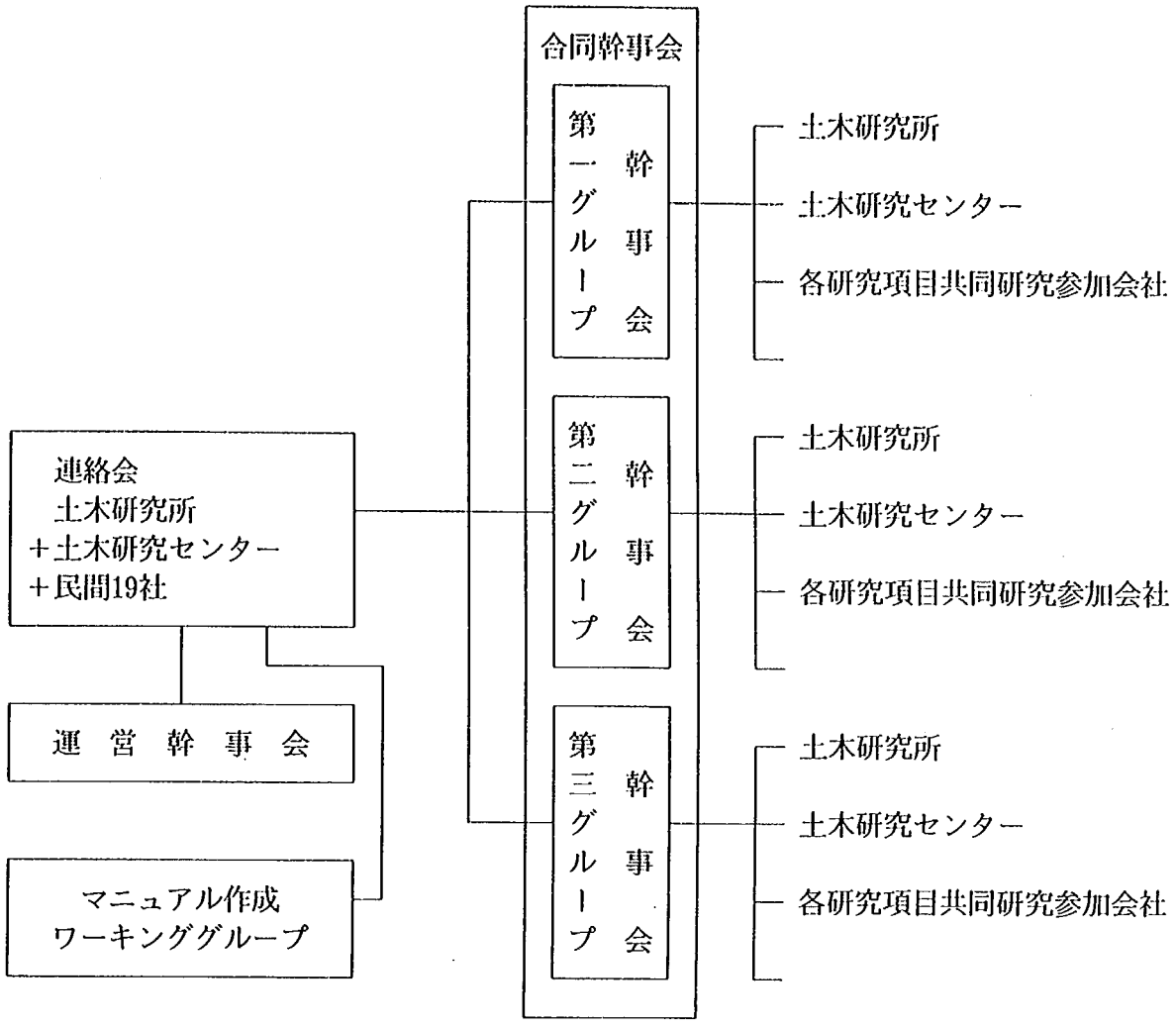
表－３　第３グループ（免震設計法の利用）

課　　題	平成５年度	平成６年度	平成７年度
対象構造物・基本条件の検討	←――→		
高減衰化手法検討	←――→		
試設計・試解析		←――→	
ま　と　め			←――→

(2) 平成７年度の研究体制

平成７年度の研究実施体制は図- ２の通りである。平成７年度にはマニュアル作成ワーキンググループを設け、３年間の研究成果をマニュアルの形でとりまとめることとした。

また、各研究項目の担当機関を表－４に示す。



図－２　平成７年度の研究実施体制

連　絡　会：全体会議

運営幹事会：土木研究所、土木研究センター、民側全体幹事、民側各グループ幹事長

合同幹事会：各グループ間の情報交換を主たる目的として、適時開催。土木研究所と土木研究センターの担当者、民側代表幹事、民側各グループ幹事長、ならびに関連する研究項目担当会社が必要に応じ出席

各グループ幹事会：各グループ幹事長と各グループに属する研究項目の幹事会社

マニュアル作成ワーキンググループ：土木研究所、土木研究センター、担当会社

表－４　高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する研究項目担当機関一覧（平成７年度）

研究課題	研究開発項目	担当グループ																					
				材料製造業				橋梁メーカー		建設業							設計コンサルタント						
		土研	土セ	オ工	ＢＳ	横ゴ	新鉄	石播	川重	大林	オ建	鹿島	熊谷	住友	竹中	ＰＳ	オＣ	開Ｃ	建技	日技	パＣ	八Ｅ
新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発	鉛押出しダンパーの開発	○	○	○																			
	低降伏点鋼曲げダンパー						○															○	
	超低降伏点鋼材片持梁式ダンパー						○								○								
	超塑性ラバーダンパー開発	○	○		○																		
	超高減衰ゴム支承の開発	○	○			○																	
	３Ｄ複合減衰材料の開発	○	○													○							
	減衰舗装の開発	○	○													○							
	桁端マス・ダンパーの開発	○	○										○										
	桁端ダンパーの利用	○	○							○													
	ＴＬＤの利用	○	○									○											
免震設計法の開発	全体構造系の減衰評価法開発	○	○					○		○		○					○		○	○	○	○	
	最適ダンパー配置	○	○					○	○						○			○			○	○	
免震設計法の利用	施工時制震	○	○							○	○												○
	下部構造の免震	○	○														○	○					
	高橋脚橋梁の免震	○	○					○	○											○			○
	斜張橋への利用	○	○											○		○		○					
	吊橋への利用	○	○	○			○	○	○										○				

注）土研：土木研究所、土セ：土木研究センター、オ工：オイレス工業、ＢＳ：ブリヂストン、横ゴ：横浜ゴム、石播：石川島播磨重工業、川重：川崎重工業、新鉄：新日本製鐵、大林：大林組、オ建：オリエンタル建設、鹿島：鹿島建設、熊谷：熊谷組、住友：住友建設、竹中：竹中土木、ＰＳ：ピー・エス、オＣ：オリエンタルコンサルタンツ、開Ｃ：開発コンサルタンツ、建技：建設技術研究所、日技：日本技術開発、パＣ：パシフィックコンサルタンツ、八Ｅ：八千代エンジニヤリング

Ⅲ. 研 究 内 容

第１章　新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発

1．新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発

1.1　鉛押出ダンパー(Lead Extrusion Damper)の開発

(1) 開発の背景と目的

鉛が超低降伏点材料であることを利用した免震制振装置は、各種存在している。例えば、棒材の曲げ・せん断、あるいは金属容器内での塑性を利用したもの等が、建築分野・土木分野にて実用化されている。鉛は再結晶現象を有するため素材の耐久性は良好であり、鉛を容器に封入することで繰り返し加振に対する特性が安定することも確認されている。そのため、本研究では、金属容器内での鉛の塑性変形（押出し）を利用した鉛押出ダンパー（Lead Extrusion Damper 以下ＬＥＤと呼ぶ）を長大橋に適用する。また、必要と考えられる大容量化を進めつつ、その特性を確認していくこととする。

ＬＥＤは、ニュージーランドにて開発されたシリンダー型（図-1.1.1)[1] と、日本にて小容量用に開発された揺動型（図-1.1.2)[2] とに分類される。ともに、鉛の塑性変形により抵抗力を発生させる構造でありシリンダー型では封入容器と加振ロッド上の突起により、また揺動型では回転軸上の突起により鉛の塑性変形を生じさせる。ただし、回転軸から延びたアームに加力する揺動型ＬＥＤの方が、同一ストロークにおける鉛の塑性歪は小さく、より耐久性に優れると考えられるため、揺動型ＬＥＤの開発を進める。

図-1.1.3に、シリンダー型ＬＥＤの履歴曲線を示す。図-1.1.4, 1.1.5 に揺動型ＬＥＤの履歴曲線および、速度－抵抗力特性を示す。

平成６年度までに、容量10tfを有する揺動型ＬＥＤを試作し、揺動型ＬＥＤの基本特性の把握および復元力特性のモデル化を行い成果を得ることができた。

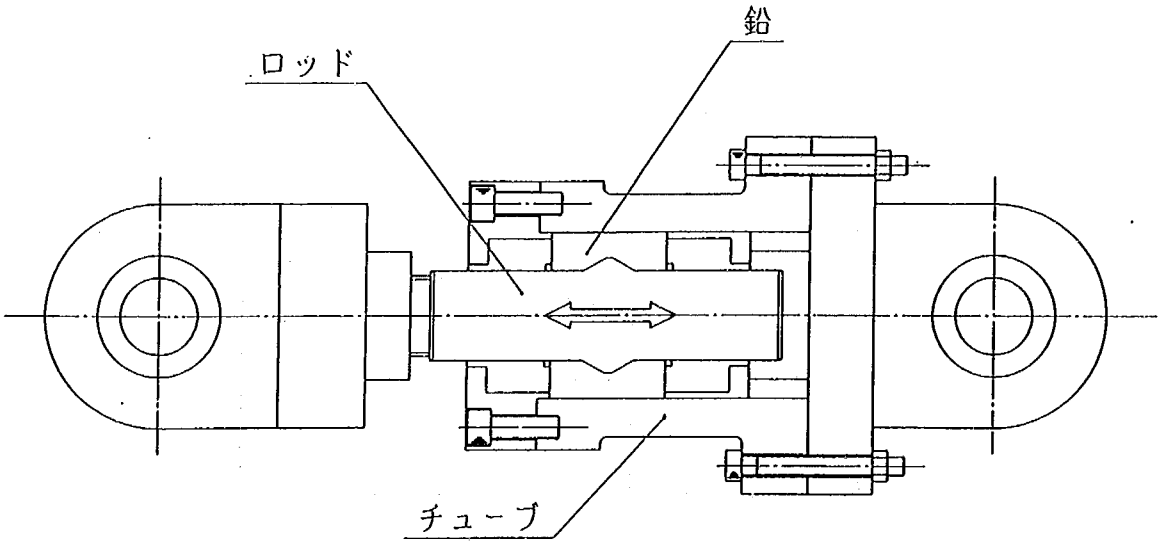


図-1.1.1　シリンダー型ＬＥＤの構造図

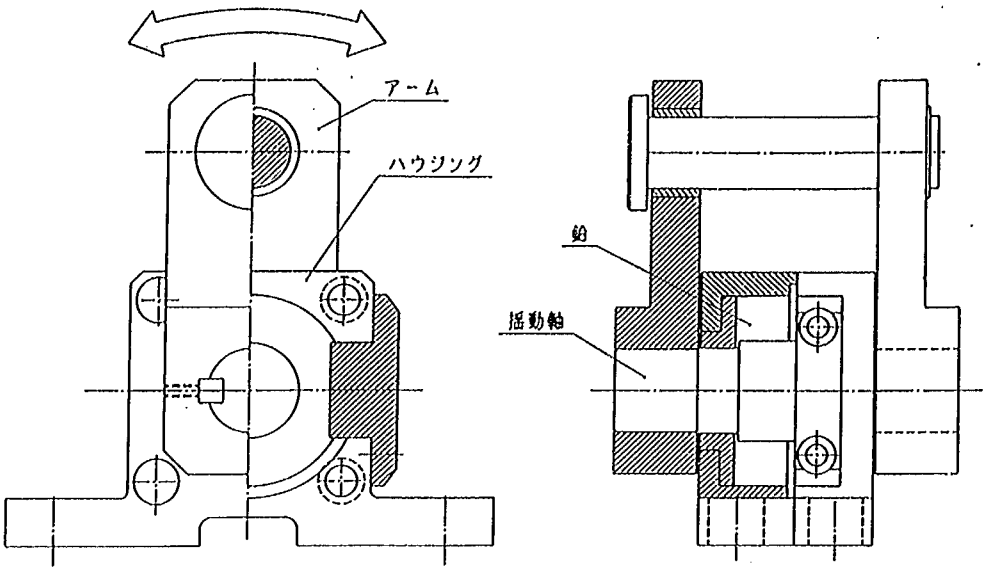


図-1.1.2　揺動型ＬＥＤの構造図

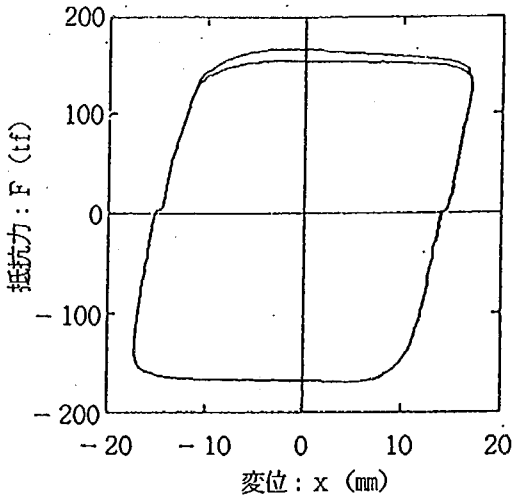


図-1.1.3　シリンダー型ＬＥＤの履歴曲線

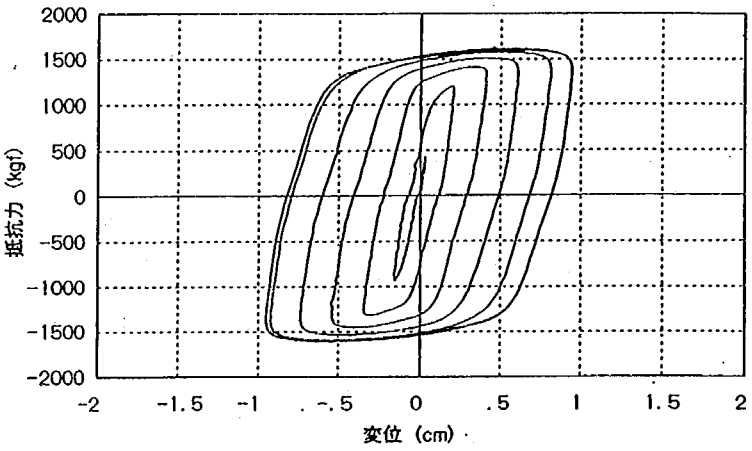


図-1.1.4　揺動型ＬＥＤの履歴曲線

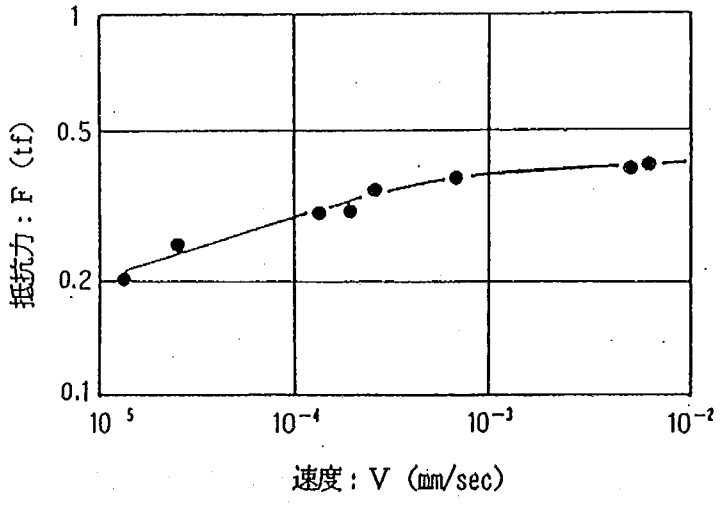


図-1.1.5　揺動型ＬＥＤの速度－抵抗力特性

(2) 開発項目と内容

1）免震装置の選択

長大橋への適用に際し、特性の安定性という点でＬＥＤが有望と考えられる。また、開発の先行しているシリンダー型に対し、揺動型は新規性という点で本研究に適当と思われる。

2）装置の設計・試作

大容量化に伴う、構造・寸法と特性の相似性等を考慮し、５；10；35tf程度の順にて、段階的に試作を行う。

3）基本特性の確認

橋梁の熱伸縮時・地震時の挙動、すなわち、異なる速度条件下での特性を把握する必要性があるため、ＬＥＤの基本特性として、速度－抵抗力特性を確認する。

4）耐久特性の確認

ＬＥＤは高い吸収エネルギー特性を有するため、各部の温度上昇および繰り返し加振における抵抗力の変化を確認する。

5）揺動型ＬＥＤの復元力特性のモデル化

揺動型ＬＥＤの復元力特性をモデル化することにより振動解析が可能となるようにし、長大橋への適用性を検討する。

(3) 開発の工程

平成５年～７年の研究予定を示す。

表-1.1.1　平成５年～７年の研究予定

<table>
<tr><td></td><td colspan="2">平成５年</td><td colspan="2">平成６年</td><td colspan="2">平成７年</td></tr>
<tr><td>容量拡大（試作）</td><td>5, 10tf 試作</td><td colspan="3"></td><td>35tf設計</td><td>35tf試作</td></tr>
<tr><td>基本特性の確認</td><td></td><td colspan="3">5, 10tf 基本特性試験</td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td>繰り返し耐久特性</td><td colspan="3"></td><td>耐久試験</td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td>復元力特性モデル化</td><td colspan="2"></td><td colspan="4">モデル化検討および検証</td></tr>
</table>

(4) 平成７年度の研究成果

平成７年度は実橋へのＬＥＤの適用に役立てるために、容量35tfを有する揺動型ＬＥＤを設計製作し、試験を行った。本年度の試験は、今まで提案してきた設計式の確認および、製作上の不具合等を検証することを目的とした。

また、試験によって得られた履歴特性曲線より、容量35tfの揺動型ＬＥＤの復元力特性のモデル化を行い、比較検討し、微分方程式型モデルの妥当性を検証した。

設計にあたっては、さらに大容量化（容量 300tfクラス）を念頭に置いた。今回製作する、容量35tfの揺動型ＬＥＤは、製作方法および、形状がそのまま大容量化したＬＥＤに適用できるよう、コンパクトであること、製作上の無理がないことに心掛けた。

1）揺動型ＬＥＤ（容量35tf）特性試験

容量35tfを有する揺動型ＬＥＤを設計、製作し特性試験の結果から、容量10tfの揺動型ＬＥＤとの特性比較および、設計式の妥当性を検討した。

a）揺動型ＬＥＤ（容量35tf）の設計

揺動型ＬＥＤの設計式を式（1.1.1）に示す。

$$F \cdot L = \tau_0 \cdot \pi \cdot \frac{(d+2h)^2}{2} \cdot B \qquad (1.1.1)$$

各パラメータを以下に示す。

F：ＬＥＤ抵抗力（容量）(kgf)　　L　：アーム長さ(cm)

d：基本軸径(cm)　　h　：突起高さ(cm)

B：突起幅（鉛幅）(cm)　　τ_0 ：鉛のせん断応力(kgf/cm²)

各パラメータの値を以下のように定め、式（1.1.1）に代入する。

L＝50(cm)　　h＝0.5(cm)

d＝20(cm)　　τ_0 ＝150(kgf/cm²)

B＝16.8(cm)

設計式より得られた抵抗力Ｆは、

F＝34913(kgf)

＝34.9(tf)

となった。

図-1.1.6，写真-1.1.1に容量35tf揺動型ＬＥＤ試験体を示す。

b）試験方法

図-1.1.7に試験装置の概略図を示す。試験装置は水平40tf油圧サーボアクチュエータ、鉛直 300tf油圧サーボアクチュエータからなる二軸試験機を用いたが、鉛直 300tfアクチュエータは変位固定として、水平40tf油圧サーボアクチュエータのみを使用した。

水平40tf油圧サーボアクチュエータの先端に取り付けられた加振テーブルの上に揺動型ＬＥＤ本体を取り付け、アームから伸びた連結のロッドを上部に固定した。水平方向にテーブルを加振し、水平変位および、水平抵抗力を計測した。抵抗力は、アクチュエータと加振テーブルの間に設けられたロードセルから計測し、水平変位はテーブルの変位および、アームの変位を計測した。

c）試験結果

図-1.1.8，図-1.1.9に振幅50mm，100mmにおける履歴特性曲線を示す。抵抗力および吸収エネルギー量の算出方法は、図-1.1.10 に示すところの値である。抵抗力は、変位の中立点（変位＝0）

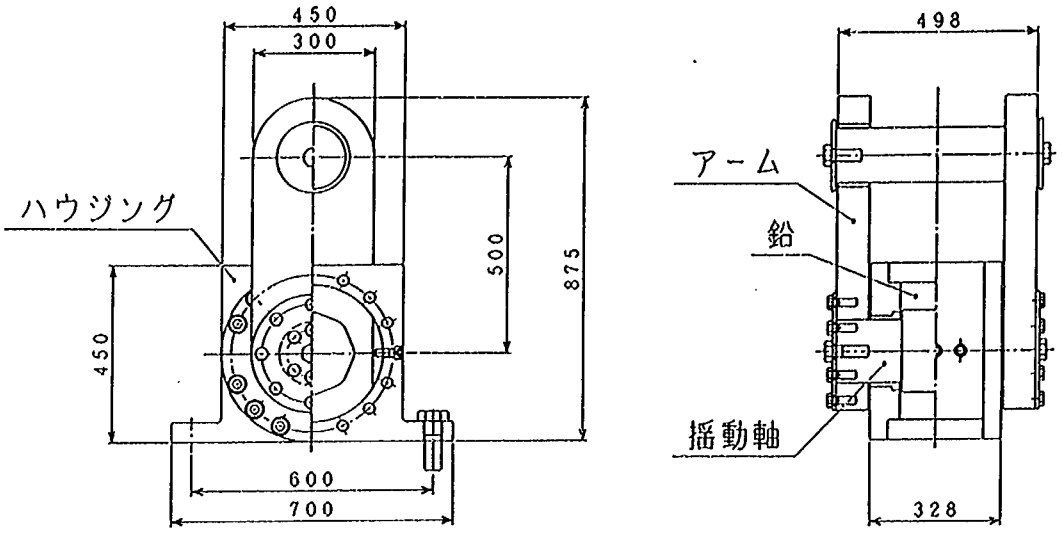


図-1.1.6　揺動型ＬＥＤ試験体（容量35tf）

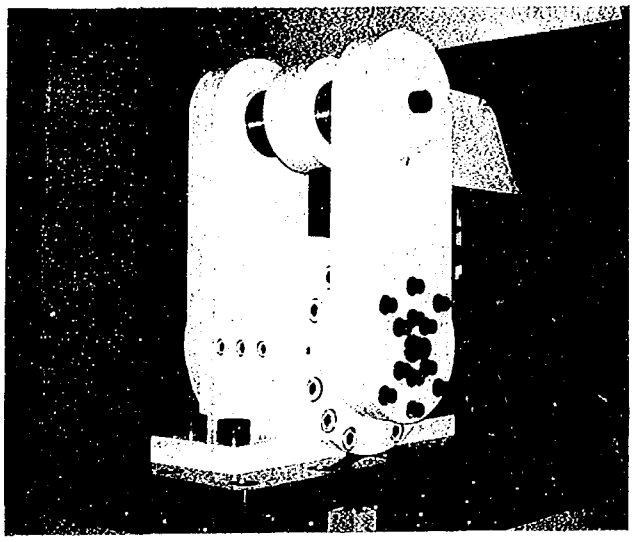


写真-1.1.1　揺動型ＬＥＤ試験体（容量35tf）

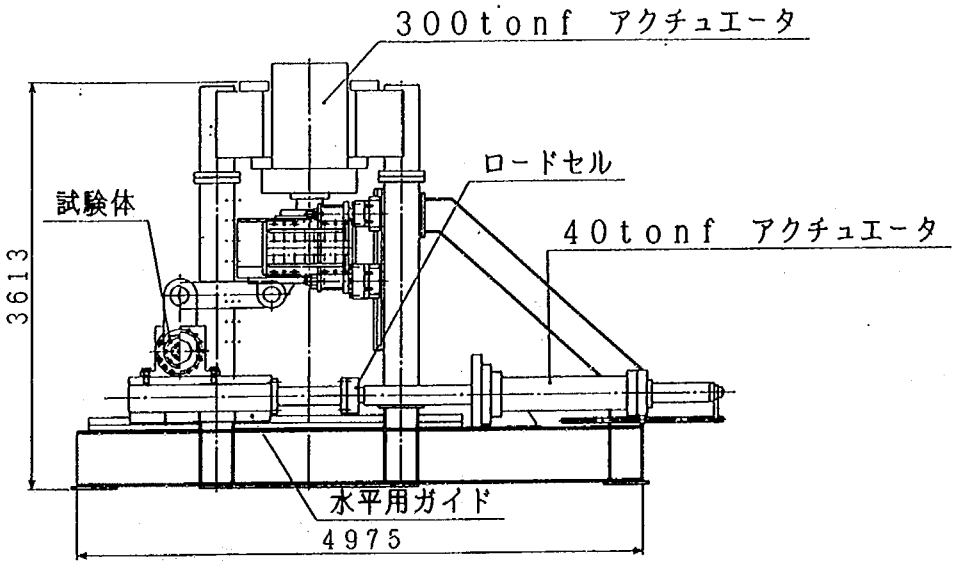


図-1.1.7　試験装置概略図

における力とした。吸収エネルギーは、その履歴特性曲線に囲まれた面積とした。本試験体は振幅 100mmにおいて33.4tfの抵抗力が発生した。設計抵抗力の34.9tfに対し、-5%の誤差であった。履歴特性曲線中の変位の反転時に2箇所ガタが確認された。1箇所は荷重のゼロ付近に発生しているもので、これは、アームと連結ロッドをつなぐピンの公差による機械的ガタと考えられる。2箇所目は抵抗力で20tf付近に発生しているものである。これは、鉛中を揺動軸の突起が移動する際に、繰返し加振によって鉛と揺動軸の突起との間に発生した若干の隙間によるものと考えられる。この隙間は、今までに鉛を封入する際の封入圧を高くとることで解決していた問題であった。今回容量が大きくなったことで、封入圧が足りなかったものと思われる。しかし、この隙間は微小なものであるので、最大の抵抗力への影響は少ないものと思われる。

試験体のハウジングに熱電対を取り付け加振前後の温度を測定したが、加振回数3回においては、ほとんど温度上昇が見られなかった。揺動軸の突起部分の温度は、実際には上昇していると考えられるが、鉛の容量が大きいため、ハウジングにまで熱が伝わらなかったと思われる。図-1.1.11 に容量 1.5tf揺動型ＬＥＤの 300回繰返し試験における温度上昇と抵抗力の関係を示す。軸温度とは、揺動軸の突起部の温度を表している。 300回繰返しにおいて温度は2倍以上に上昇しているが、抵抗力は2割ほどの低下に止まっている。ＬＥＤの温度上昇による性能の低下は大きくないと思われる。

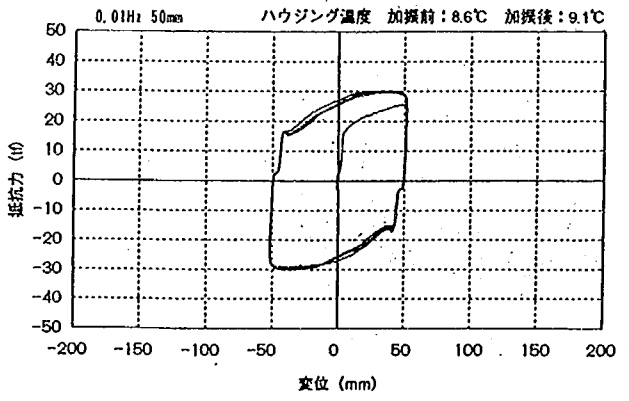


図-1.1.8 履歴特性曲線(0.01Hz, 50mm)

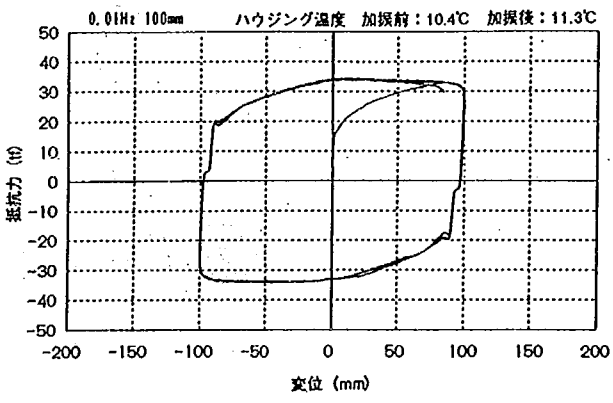


図-1.1.9 履歴特性曲線(0.01Hz, 100mm)

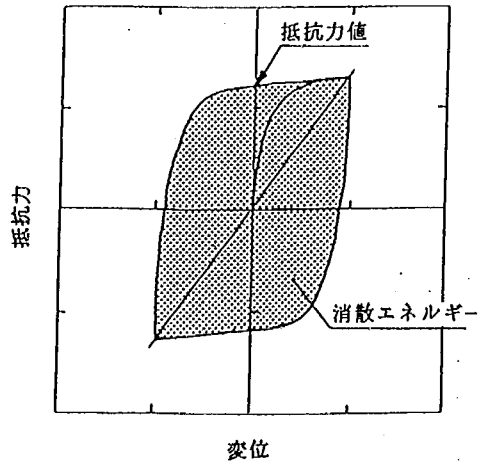


図-1.1.10 揺動型ＬＥＤ履歴特性曲線

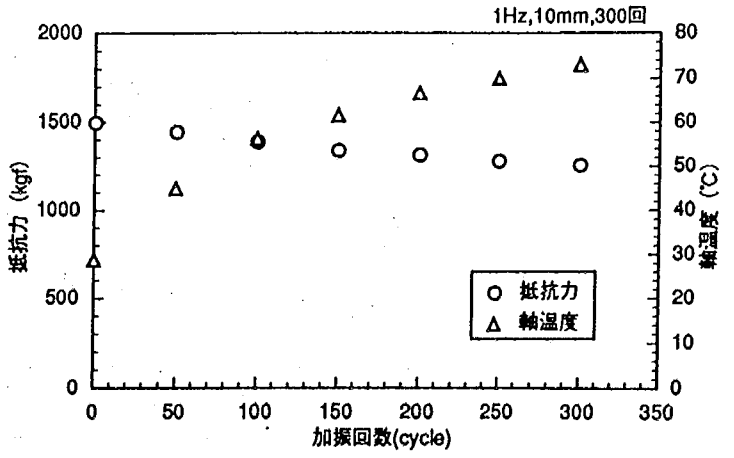


図-1.1.11 温度上昇と抵抗力（容量1.5tf）

図-1.1.12 に変位と抵抗力の関係を示し、図-1.1.13 に変位と吸収エネルギーの関係を示す。

抵抗力は変位が増加するにつれて、増加していく傾向にある。この傾向は、容量10tfの揺動型ＬＥＤにも現れている。増加の割合は変位の増加に伴って徐々に小さくなり、変位が 100㎜になると、最大の抵抗力で一定に近づいてくる。鉛単体のせん断試験からも同様な結果が得られていることから、この傾向は、鉛が持つせん断変形時の特有の性質である。このことからも、揺動型ＬＥＤにおける抵抗力の発生原理が、鉛のせん断変形に支配されていることが推察でき、設計において鉛のせん断力から、設計式を導いていることの妥当性がわかる。

吸収エネルギーについても、容量10tfの揺動型ＬＥＤの結果と同様、変位が増加するにつれて吸収エネルギーも増加する。

また、振動数が違う各点がほぼ同一線上に並んでいることから、容量35tf揺動型ＬＥＤにおいても、振動数依存性が少ないことがわかる。

以上のように、容量を大きくしたことによる特性の変化は余り見られず、小容量での特性がそのまま反映できると思われる。また、履歴特性曲線中に発生したガタは、製作時の封入方法を改善すれば解決可能と考える。

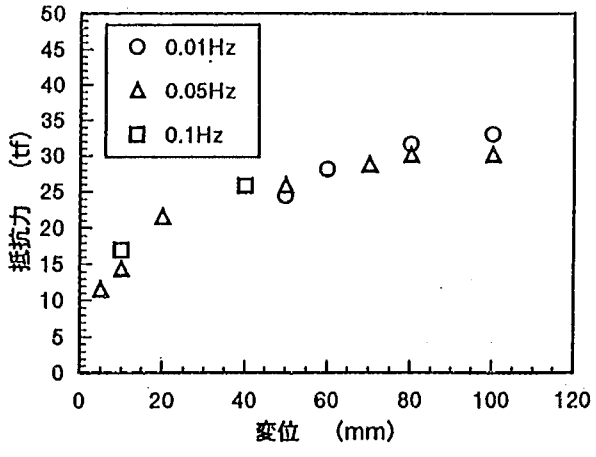


図-1.1.12 変位－抵抗力特性

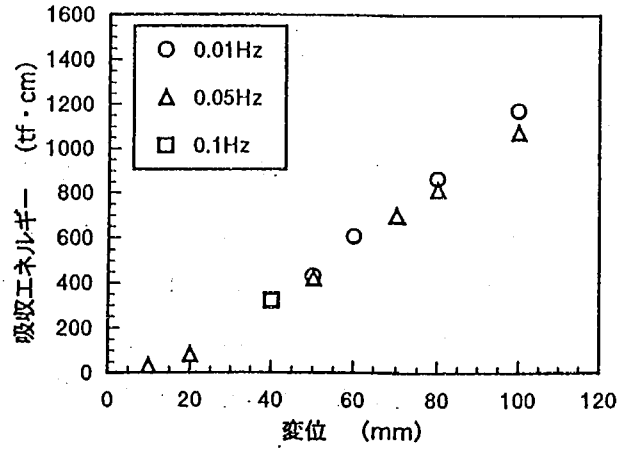


図-1.1.13 変位－吸収エネルギー特性

2）容量35tf揺動型ＬＥＤの復元力特性のモデル化

平成６年度に提案した微分方程式型モデル[3)4)]は、容量10tfの揺動型ＬＥＤにおいてモデル化が可能となった。今回製作した、容量35tf揺動型ＬＥＤについても、微分方程式型モデルによってモデル化を行い、本方法の妥当性を検証した。微分方程式型モデルに使用する式を式（1.1.2）～（1.1.5）に示す。

$$\dot{F}(t) = K_0 \cdot \dot{x} \left[1 - \mathrm{sin}(\dot{x}) \left\{F(t)/F_0 - S(t)\right\}^n\right] \qquad (1.1.2)$$

$$S(t) = \alpha \left\{x/x_0 - F(t)/F_0\right\} \qquad (1.1.3)$$

$$K_0 = F_0/x_0 \qquad (1.1.4)$$

$$K_D = K_0 \cdot \alpha/(1+\alpha) \qquad (1.1.5)$$

ここで、各パラメータの意味は以下のとうりである。

F(t)：ＬＥＤ抵抗力，　K_0：初期剛性，　F_0：降伏力（容量），　K_D：降伏後剛性

x_0　：降伏変位　　α　：降伏後の剛性勾配を示す無次元量

n　　：ループ形状の丸味を決定するパラメータ（正の奇数）

・　　：ｄ／ｄｔ（時間微分）

表-1.1.2に示すような、パラメータ値を代入し、得られたモデルの履歴特性曲線と試験結果との比較を図-1.1.14 に示す。ループ形状を決定するパラメータｎは、容量10tfのＬＥＤの時に用いたｎ＝３とした。

表-1.1.2　パラメータ入力値

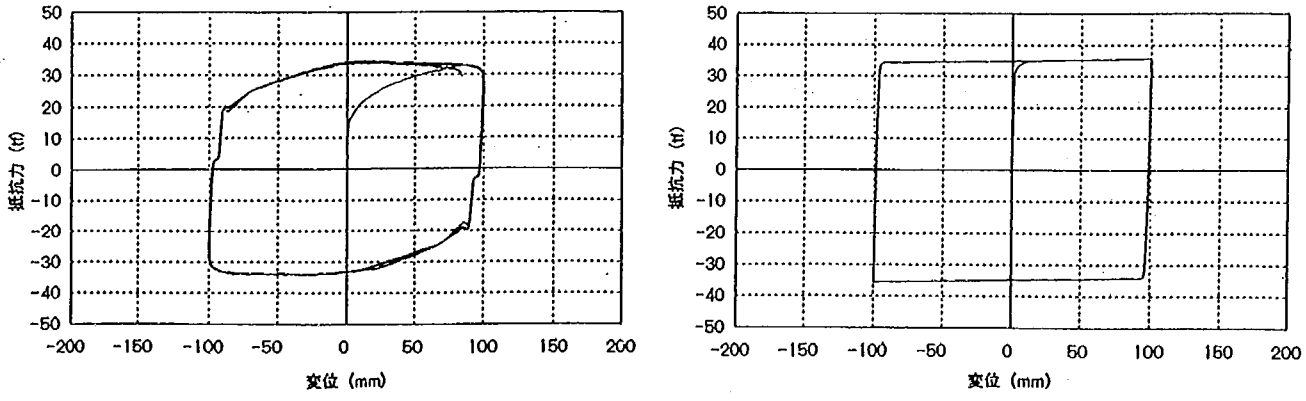
項　　目	入力値
降伏力　　F_0 (tf)	３４．９
初期剛性　　K_0 (tf/mm)	２０．９
降伏変位　　x_0 (mm)	５．０
降伏後剛性　　K_D (tf/mm)	０．０２
ﾙｰﾌﾟ 形状ﾊﾟﾗﾒｰﾀ　　n	３

モデルと試験結果の比較において、一次の勾配から二次勾配に移る点で大きな誤差が生じている。この誤差は、試験結果でも述べたように、鉛と揺動軸の突起の間に発生した隙間によるガタでありＬＥＤの特性によるものでない。ガタが発生するまでの勾配と抵抗力点はほぼ一致していることからも、ＬＥＤの復元力特性を表すモデルとして微分方程式型モデルの妥当であると考える。

当初、本研究の中で微分方程式型モデルを用いた振動解析の検討を考えていたが、プログラムへの導入が困難であったことと、現在普及している解析プログラムは、ほとんどバイリニア型のモデルを使用していることから、解析モデルはバイリニア型を用いることとし、この微分方程式型モデルはバイリニア型モデルを表す手助けの道具として用いることとする。

3）バイリニア型復元力モデル

ＬＥＤの復元力モデルとしてバイリニア型を用いた場合の履歴特性曲線の実験結果との比較を行った。初期剛性を式（1.1.6）に示す。



a）試験結果　　b）モデル

図-1.1.14　試験結果とモデルの比較

$$K_0 = \frac{F}{0.005\cdot(D-2d-2h)/2\cdot\dfrac{L}{(d+2h)/2}} \qquad (1.1.6)$$

ここで各パラメータを下記に示す。

F：降伏力F_0(kgf)　　D：鉛外径(cm)

d：基本軸径(cm)　　h：突起高さ(cm)

L：アーム長さ(cm)

各パラメータの値を、式（1.1.6）に代入する。

F＝34900(kgf)　　D＝35(cm)

d＝20(cm)　　h＝0.5(cm)

L＝50(cm)

初期剛性K_0は、

K_0 ＝209400(kgf/cm)

＝20.9(tf/mm)

となる。降伏後剛性を$K_D \fallingdotseq 0$と置き、モデルと試験結果の比較を図-1.1.15 に示す。2）で述べたように、今回の試験結果にはガタがあり、変曲点の部分が合わないが、初期剛性は微分方程式型モデルと同様、ほぼ一致を見ている。バイリニア型モデルを解析に用いることに何ら問題はないものと考える。

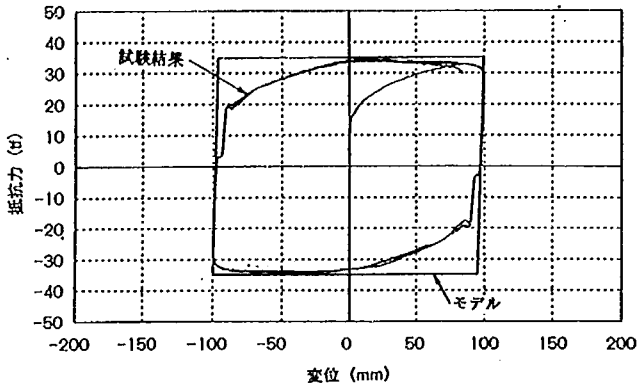


図-1.1.15　バイリニア型モデル

(5) 3年間の研究成果の要約と今後の課題・展望

ＬＥＤの開発研究において以下のような成果が得られた。

a）揺動型ＬＥＤは次のような特性があることが把握された。

① 比較的微小な変位からエネルギー吸収能力を有している。

② 抵抗力・吸収エネルギーに振幅依存性が見られる。

③ 抵抗力・吸収エネルギーの振動数依存性は小さい。

④ 繰返し安定性が良い。

⑤ 繰返しによる温度上昇は大きいが、性能への影響は比較的小さい。

b）設計式と試験結果の一致により設計式の妥当性が検証された。

c）容量を大きくすることによる、性能の変化は見られなかった。

d）微分方程式型モデルを用いることにより、ＬＥＤの復元力特性のモデル化が可能とである。

e）解析用復元力モデルはバイリニア型モデルを使用する。

本研究によって、ＬＥＤのダンパーとしての優位性が確認され、実橋適用への可能性が見いだされた。

今後の課題としては、大容量化における、ＬＥＤの機構簡略化、製作上の簡略化等の、ＬＥＤの製作方法の確立を検討していきたい。

＜研究担当＞　オイレス工業(株)

参考文献

1）W. H. Robinson and L. R. Greenbank : An Extrusion Energy Absorber Suitable for the protection of Structures during an Earthquake, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, VOL. 42-259, 1976

2）T. Nomura, N. Kojima, I. Shimoda, C, Tsuruya, K. Fujita, T. Ito, T. Nakatogawa and Y. Takayama : Study on Lead Extrusion Damper as a Seismic Support, Transaction of the 10th International Conference on SMiRT, Vol. k2, 733-737, 1989

3）M. A. Bhatti and K. S. Pister : A Dual Criteria Approach for Optimal Design of Earthquake-Resistant Structural Systems, Earthquake Engineering and Strutural Dynamics, Vol. 9, 557-572

4）建設省土木研究所, （財）土木研究センター, 他19社: 高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書（その２）, 19-25, 1995

1.2　低降伏点鋼曲げダンパー

(1) 開発の背景と目的

橋梁や建築物の構造部材や構造物支持部に、高減衰材料やダンパーなどを適用することで、地震時の振動エネルギーを吸収し、構造物の変位や断面力を制御することができる。ダンパーとしては、粘性ダンパー、高減衰ゴム、鉛など各種のものが考えられるが、橋梁のように屋外に建設され、かつ巨大な構造物を対象とする場合には、エネルギー吸収能力に優れ、温度などの環境の変化にも影響を受けにくく、維持管理も容易な金属系高減衰材料を適用したエネルギー吸収部材やダンパーが適しているものと考えられる。

高機能鋼の一種として開発された低降伏点鋼（LYP235、 LYP100)は、降伏点強度が低く、比較的小さなひずみに対しても塑性変形してエネルギーを吸収し、かつ伸び性能が優れており、加工や維持管理も一般の鋼材と同様に扱うことができることから、橋梁の弾塑性履歴型エネルギー吸収部材やダンパーとして活用できる鋼材である。

この低降伏点鋼を用いた長大橋の免震技術の開発では、初年度である平成５年度には、この低降伏点鋼の静的な強度特性を確認し、橋梁構造物へ適用するための荷重～変形特性を制御できる切欠き付きダンパーの検討を進めてきた。平成６年度は、低降伏点鋼のヒステリシスエネルギー特性を調べるとともに、図-1.2.1～1.2.3 にみ示すような斜張橋の塔や鋼製橋脚などに適用できる曲げダ

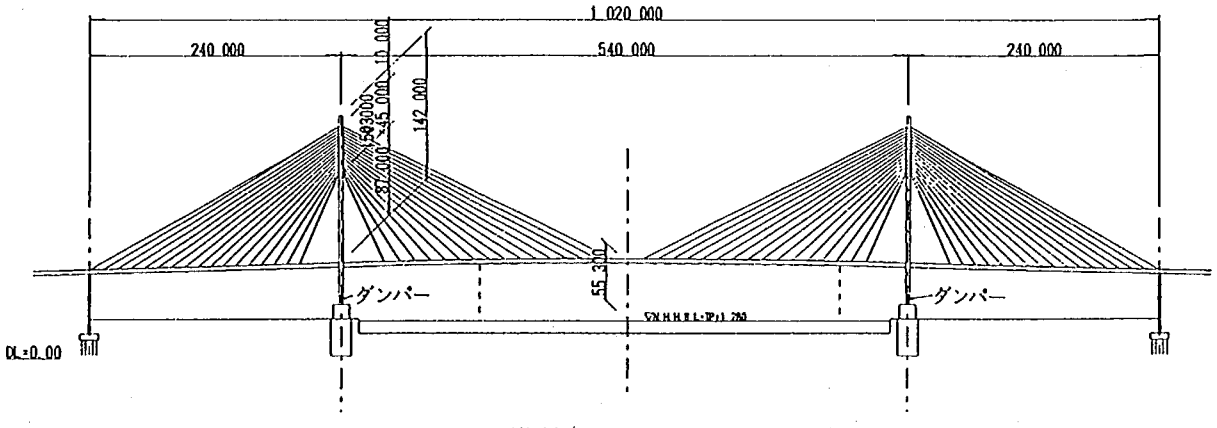


図-1.2.1　塔基部へのダンパー設置例

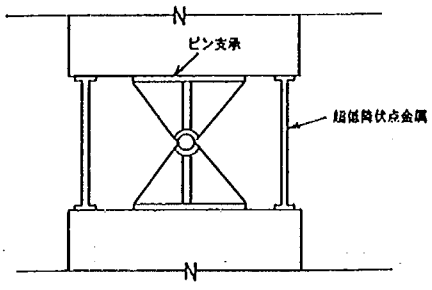


図-1.2.2　ダンパー構造

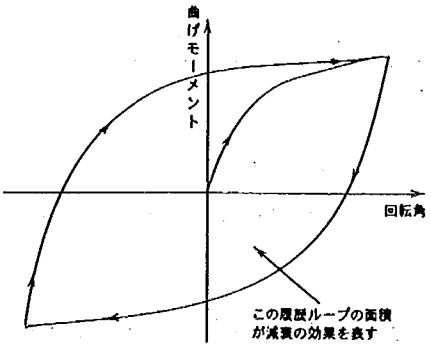


図-1.2.3　履歴減衰曲線

ンパーの適用性の検討を進めた。最終年度である今年度は、このダンパーの適用性を具体的に調べるために、縮尺模型による繰り返し曲げ試験でエネルギー吸収能力を計測し、マニュアル化のための検討を行うこととした。

図-1.2.1～1.2.3 に示すような斜張橋の塔や鋼製橋脚などに適用できる曲げダンパーの適用性の検討を進めた。最終年度である今年度は、このダンパーの適用性を具体的に調べるために、縮尺模型による繰り返し曲げ試験でエネルギー吸収能力を計測し、マニュアル化のための検討を行うこととした。

(2) 開発項目と内容

1）低降伏点鋼曲げダンパーのエネルギー吸収特性確認試験

斜張橋の塔や鋼製ラーメン脚など不静定次数の高い構造系で、地震時に大きなひずみが発生する柱の一部を低降伏点鋼で構成することで、地震時の振動エネルギーを吸収し、構造物の振動を低減させることができる。

ここでは、このような制振部材を組込んだ柱部材の曲げ履歴特性を調べるために、縮尺モデルを用い、正と負の曲げを与えてその履歴特性を確認する。試験は静的試験と動的試験を実施し、速度依存性についても検討することとした。

2）低降伏点鋼曲げダンパーのエネルギー吸収特性の検討

前述の試験結果を分析し、低降伏点鋼曲げダンパーとして降伏ひずみを越える大きなひずみ作用時にも破壊しにくい構造詳細や溶接構造について考察するとともに、このようなダンパーのエネルギー吸収特性を定式化するための検討を行う。

(3) 開発の工程

平成５～７年の開発の工程を表-1.2.1に示す。

表-1.2.1　開発工程

研　究　項　目	平成５年度	平成６年度	平成７年度
低降伏点鋼の変形特性	―		
低降伏点鋼のﾋｽﾃﾘｼｽｴﾈﾙｷﾞｰ 特性		―	
低降伏点鋼曲げﾀﾞﾝﾊﾟｰ（LYP235適用）			―
適用性の検討（LYP235適用）			―

(4) 平成７年度の研究成果

1）低降伏点鋼曲げダンパーのエネルギー吸収特性確認試験

①　試験目的

ここで想定しているダンパーは、地震時に斜張橋の塔基部や、ラーメン橋脚の柱基部などに発生する曲げモーメントにより振動エネルギーを吸収して耐震性の向上を図るものである。このダ

ンパーの特徴は、図-1.2.1～1.2.2 に示したように斜張橋の塔基部中心に支承（ピン）を設け、その周囲に低降伏点鋼で構成された高減衰部材を設けるものである。塔基部の鉛直方向軸力は、中央の支承によって支持し、曲げモーメントは、低降伏点鋼部材の履歴減衰の効果によって低減される。このようなダンパーに曲げモーメントが作用した場合を想定し、縮尺モデルを用い、疲労試験機により繰り返し曲げ試験を行うことでエネルギー吸収特性を確認することを目的とする。

② 試験要領

ｉ．実験設備

設備名称　　：200tf構造物疲労試験機（新日本製鐵株式会社　相模原技術センター）

アクチュエータ　：荷重：±200tf max　　変位：±200mm max

ii．供試体の形状、寸法

試験概要を図-1.2.4に、供試体の形状、寸法を図-1.2.5に示す。

図でわかるように、供試体には低降伏点鋼(LYP235)を使用し、厚さ16mmの鋼板をフランジ幅400mm, ウェブ高400mm, 長さ 200mmの箱形断面に溶接により組立て、その両側に50mmのダイヤフラムを挿んで厚さ22mmの一般鋼材(SS400)を継ぎ足し、全長5,300mmとした。

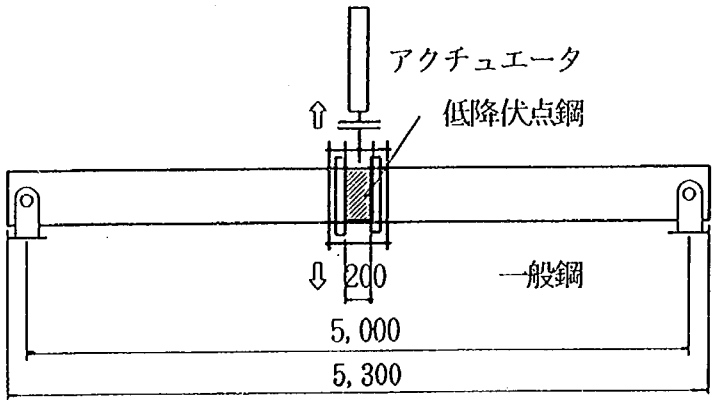


図-1.2.4　繰り返し曲げ試験の概要

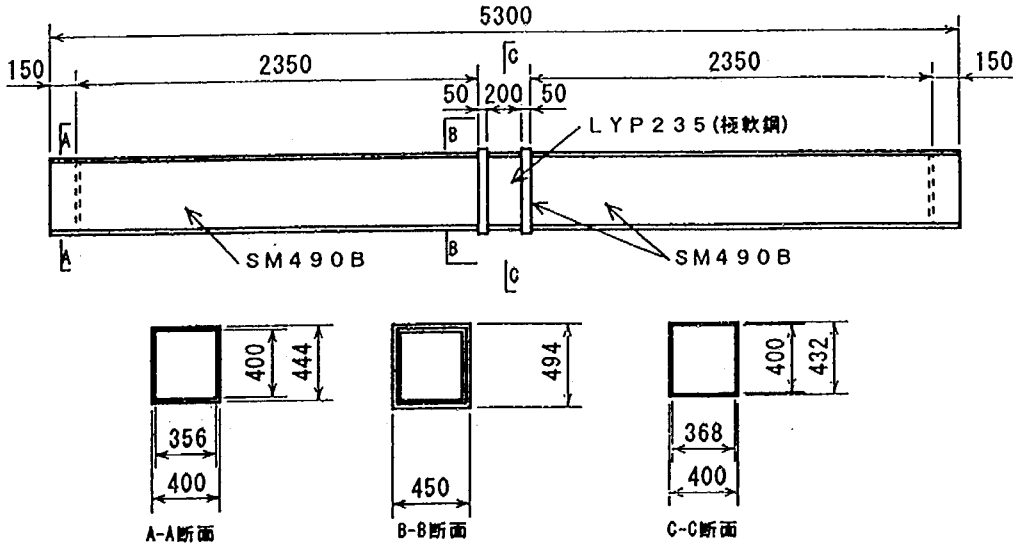


図-1.2.5　供試体形状・寸法

iii. 低降伏点鋼の引張強度試験

低降伏点鋼の機械的特性を確認しておくために、鋼板からJIS 1A引張試験片を製作し試験を実施する。試験では荷重~伸び特性を把握するとともに、降伏荷重、破断荷重の確認と破断後伸びを測定する。試験はロール方向(L), ロール直角方向(C)それぞれ3体について実施する。

iv. 載荷方法

• 静的載荷

載荷は、変位制御でヒステリシスループが描けるように、正負の繰り返し載荷を行い、座屈現象や破壊が確認できるまで順次変位を増加させていく。載荷パターンは図-1.2.6に示すように同じ変位を5回づつ行い次の変位へと移る。ただし、1ループ目については詳細に測定する。

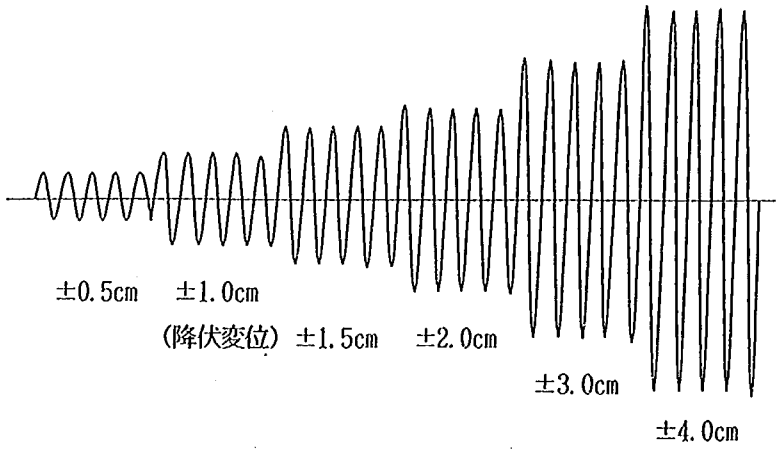


図-1.2.6 載荷要領（変位制御）

• 動的載荷

静的載荷と同じ繰り返し方法を 0.3Hzの載荷速度で行い、制御は中央部での変位制御とする。

v. 計測

• 静的載荷試験

計測項目は荷重： 1ch, 変位： 8ch, ひずみ：18chの計27chとする。

• 動的載荷試験

計測項目は荷重： 1ch, 変位： 2ch, ひずみ： 3chの計 6chとする。

③. 試験結果

i. 材料試験による荷重~変位特性

低降伏点鋼(LYP235)の引張試験結果を表-1.2.2に、荷重~変位特性の一例を図-1.2.7に示す。

この試験結果を一般に使用されている構造用鋼材と比較したものが表-1.2.3である。

このように、低降伏点鋼LYP235は一般の鋼材に比較して降伏点は同程度であるが、引張強さは低く伸びが大きいことが特徴である。

ii. 静的載荷試験結果

静的載荷試験は、±5mm, ±10mm, ±15mm, ±20mm, ±30mm, ±40mm, ±50mmの載荷を±30

表-1.2.2　材料引張試験結果

試験体　NO.	LYP235L1	LYP235L2	LYP235L3	LYP235C1	LYP235C2	LYP235C3
降伏応力 kgf/mm²	25.9	27.7	22.4	27.6	27.6	27.7
引張応力 kgf/mm²	33.2	33.3	32.1	33.4	33.4	33.4
伸び率　　%	36.3	39.2	39.3	39.7	38.8	37.6

参考：最大と最小を除いた4個の平均値

降伏応力 27.2kgf/mm²　引張応力 33.3kgf/mm²　伸び　38.7%

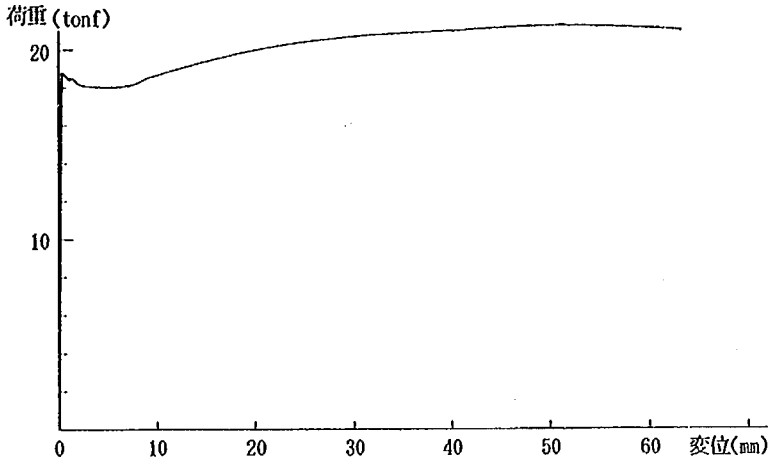


図-1.2.7　LYP235の荷重～変位特性

表-1.2.3　引張強度特性比較（板厚16mm）

鋼　材　の　種　類	降伏点(kgf/mm²)	引張強さ(kgf/mm²)	伸び（%）
低降伏点鋼(LYP235)	平均　27.2	平均　33.3	平均 38.7
一般構造用鋼材(SS400)	25　以上	41～52	17　以上
溶接構造用鋼材(SM490Y)	37　以上	50～62	15　以上

mmまでは各5回、それ以降は各3回実施した。試験状況と試験後の供試体状況を写真-1.2.1～1.2.3 に、静的載荷試験結果を図-1.2.8に示す。

降伏ひずみ(δ)約1cmに対し5δまで繰り返し載荷を実施したが、3δの載荷でフランジ部に写真-1.2.2のような座屈が発生し、フランジとウェブのコーナー部の溶接部に写真-1.2.3のようなクラックが発生した。このクラックは溶着金属部から発生したもので、初期は脆性破壊であるが、その後の破面は延性破面である。

4δ以降の荷重の繰り返しに伴う耐荷力の低下は、この座屈とクラックの進展のためである。このクラックの進展は遅いものの、幅が5mm程度に大きくなり、耐荷力も最大耐荷力の80%に低下したため計測は5δで中止したが、その後の載荷の結果、急激に破断することはなく、繰り返し荷重に伴いクラックが進展し破断することがわかった。

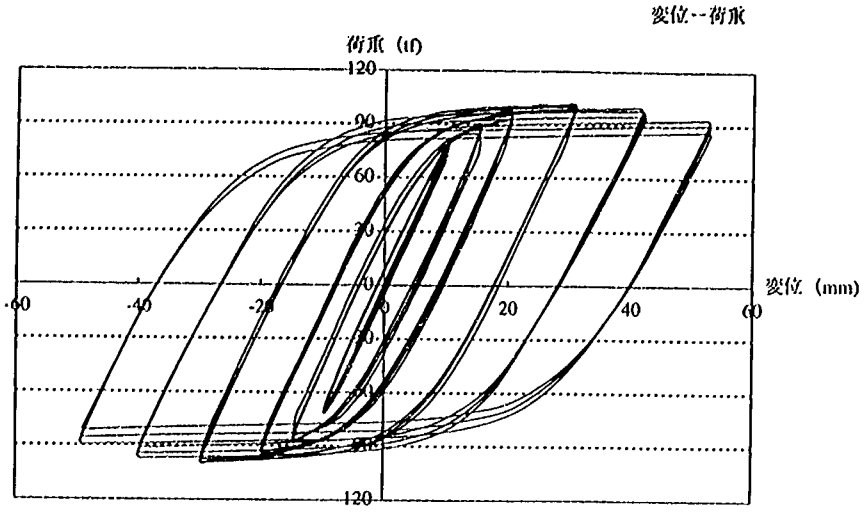


図-1.2.8　静的試験結果

iii．動的載荷試験結果

動的載荷試験は、静的載荷試験と同様±５mm，±10mm，±15mm，±20mm，±30mm，±40mm，±50mm，±60mmの載荷を各５回実施することとした。予備試験の結果、降伏変位以降の載荷時に荷重を０に戻して次の載荷に移ると、載荷ループの中心がずれていくことがわかったため、それぞれの載荷終了後に変位を０に戻して次の載荷へ移ることとした。±50mm終了時点でもクラックはそれほど進展していなかったため試験は±60mmまで実施した。試験結果を図-1.2.9に示す。

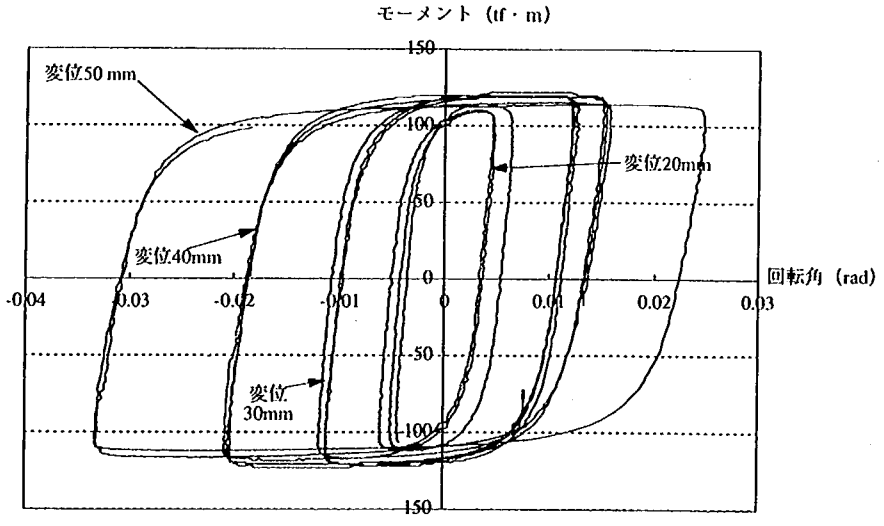


図-1.2.9　動的載荷試験結果

これらの試験で履歴曲線が波状となっているのは、支点部や載荷位置でのガタや変位計測治具の振動などが原因である。

それぞれの試験において、２δに相当する±20mmまではクラックや座屈は認められないが、３δでフランジ部に座屈が認められ、フランジとウェブのコーナー部の溶接部にクラックが発

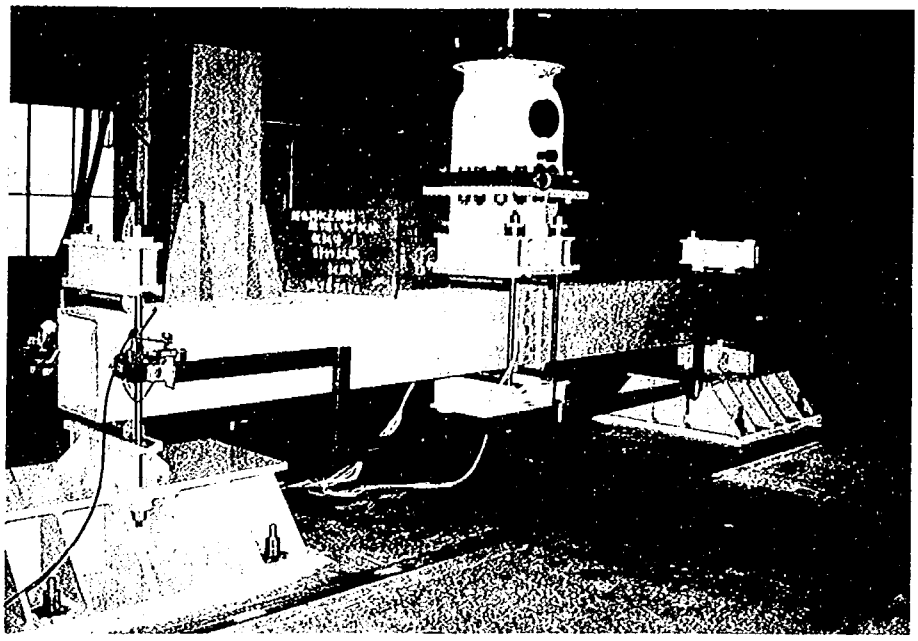


写真-1.2.1　試験状況



写真-1.2.2　上フランジの座屈



写真-1.2.3　コーナー部のクラック

生した。このクラックとフランジの座屈は変位の増加に伴い増加していくが、クラックは進展するものと進展しないものとがあった。

2）低降伏点鋼曲げダンパーの構造詳細とエネルギー吸収特性の検討

① 溶接部のクラック発生原因と対策

ｉ．クラック発生原因の推定

クラックは図-1.2.10 に示すような低降伏点鋼のフランジとウェブとの溶接部と50mm厚の拘束板との溶接部の交差位置から発生している。このことは試験中における外観調査でも、また試験後の破面調査でも明らかである。

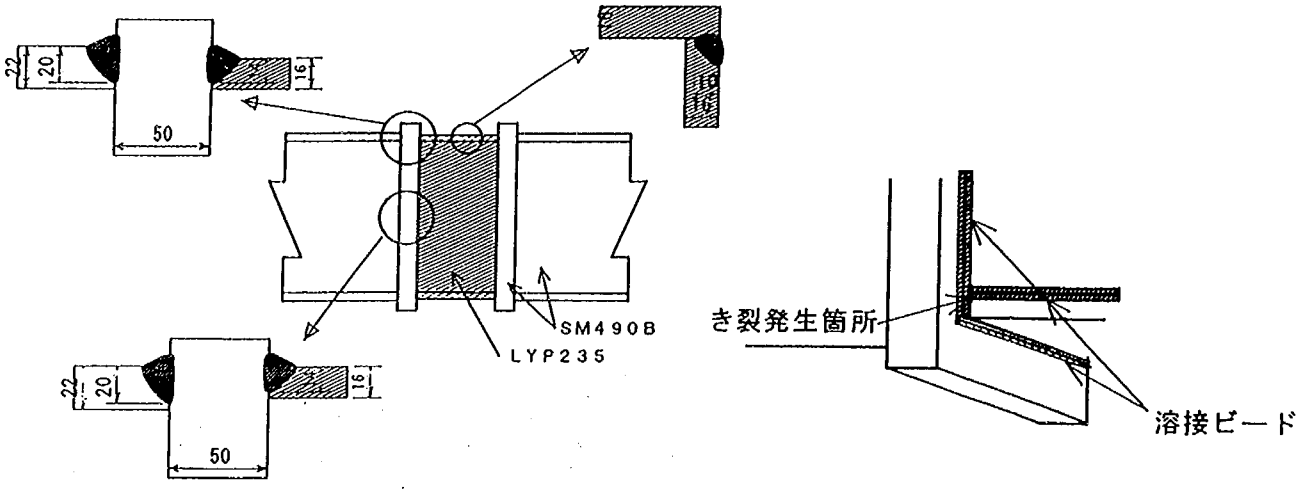


図-1.2.10 溶接要領とクラック発生位置

この位置にクラックが発生した原因としては以下のことが考えられる。

- ビード止端部の形状不良による応力集中

今回の試験では、疲労に対する配慮は行わず、ビードの仕上げを実施しなかったため、降伏点を越える大きな応力によりクラックが発生した。

- 内面補強溶接による効果

低降伏点鋼の供試体の製作要領は、最初に箱断面を製作しその後に両側に拘束板を溶接することとした。そのため、片側については箱断面内側からの補強が可能であるが、もう一方の拘束板との溶接部は内側からの補強溶接は難しく今回は省略した。試験後の調査でも、補強のない部分からクラックが発生しており、この部分の溶接設計が重要であることを示している。

- 溶接材料の選定

表-1.2.4に低降伏点鋼と今回の供試体製作に使用した溶接材料の機械的性質比較を示す。

今回の試験は溶接部の試験への影響は少ないことから、低降伏点鋼よりも降伏点の高い溶接

表-1.2.4 低降伏点鋼と溶接材料の機械的性質比較

	LYP235(試験結果)	SF-1（ﾒｰｶｰｶﾀﾛｸﾞ）
降伏点(kgf/mm²)	27.2	53
引張強度(kgf/mm²)	33.3	59
伸び （%）	38.7	30

材料を使用したが、結果として低降伏点鋼の降伏後に溶接部に応力が集中することになりクラックが発生した。

ii．溶接部損傷防止対策

クラック発生原因の調査・分析により、ダンパーのような大きなひずみを吸収しなければならない部材においては溶接部の応力状態を想定し、適切な溶接設計と施工要領とともに、最適な溶接材料の選定が重要であることがわかった。

- 適切な溶接設計と施工要領

降伏点以上のひずみが作用することから、溶接部は十分な脚長の溶接とするとともに、両側からの溶接ができるような構造とすることが必要である。

- 溶接材料

ダンパーのような大きなひずみを受ける部材の溶接材料は、ダンパー材料と同等の降伏点のものや、できるだけ低い降伏点の材料のほうが応力集中を少なくすることができる。

② エネルギー吸収特性の検討

i．エネルギー吸収特性

試験結果をダンパー部の回転角と曲げモーメントとの関係で整理し、定式化のための検討を行う。図-1.2.11 は静的試験結果を回転角と曲げモーメントとの関係で示したものであり、図-1.2.12 はこれを基に塑性率の関係で表したものである。

また、減衰定数の変化を図-1.2.13 に、等価剛性の変化を図-1.2.14 に示す。これらの図でサイクルとは、右上を起点としたループを1サイクルとし左下を起点としたループを2サイクルと順次各載荷ケースごとに算出したものである。

動的載荷時のモーメントと回転角の関係を図-1.2.15 ～1.2.16に示す。

ii．試験結果と考察

これらの試験の結果をまとめると以下のとおりとなる。

- 今回の動的載荷は 0.3Hzで実施したが、この程度のひずみ速度では静的載荷と有意な差は

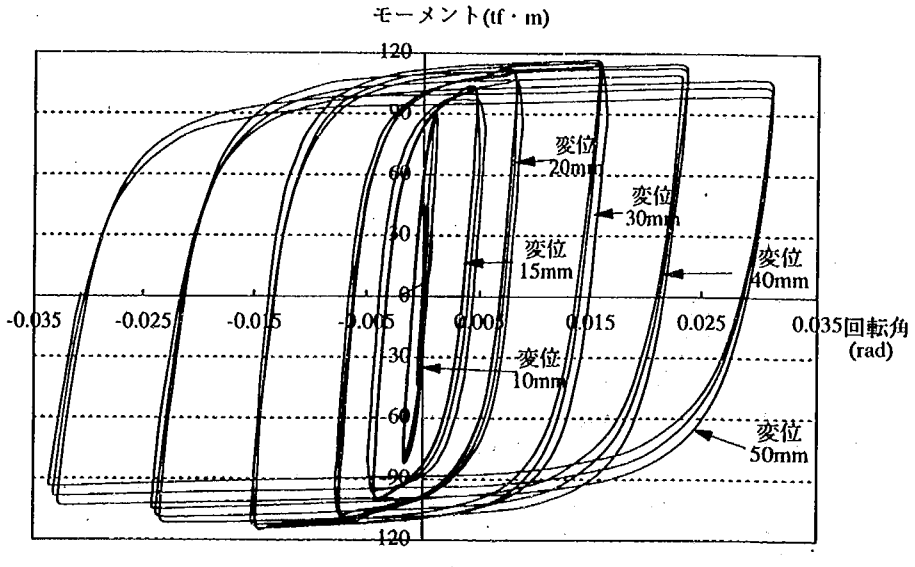


図-1.2.11 回転角と曲げモーメント（静的試験）

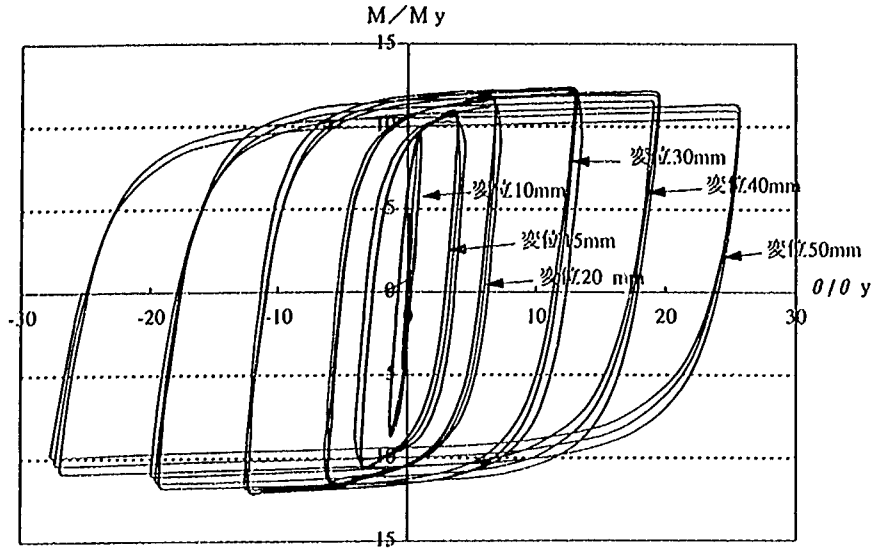


図-1.2.12　モーメント塑性率と回転角塑性率（静的試験）

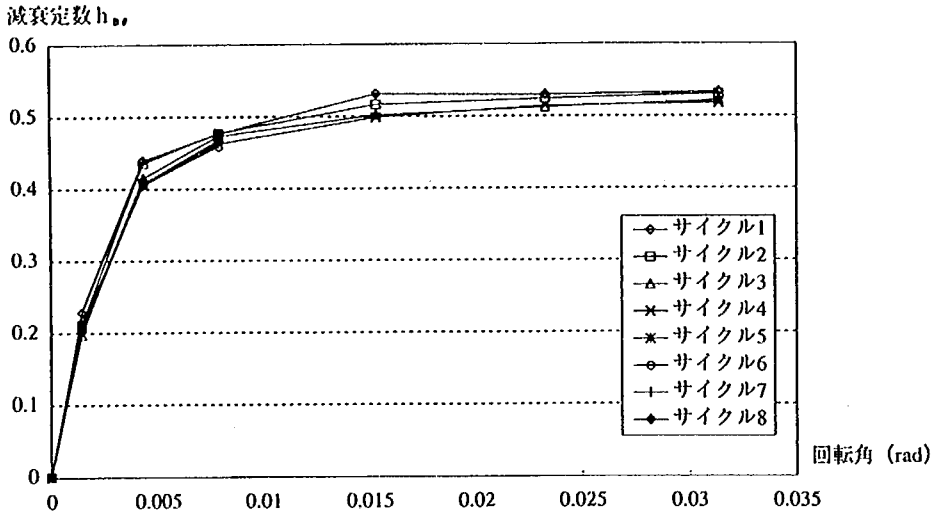


図-1.2.13　減衰定数の変化（静的試験）

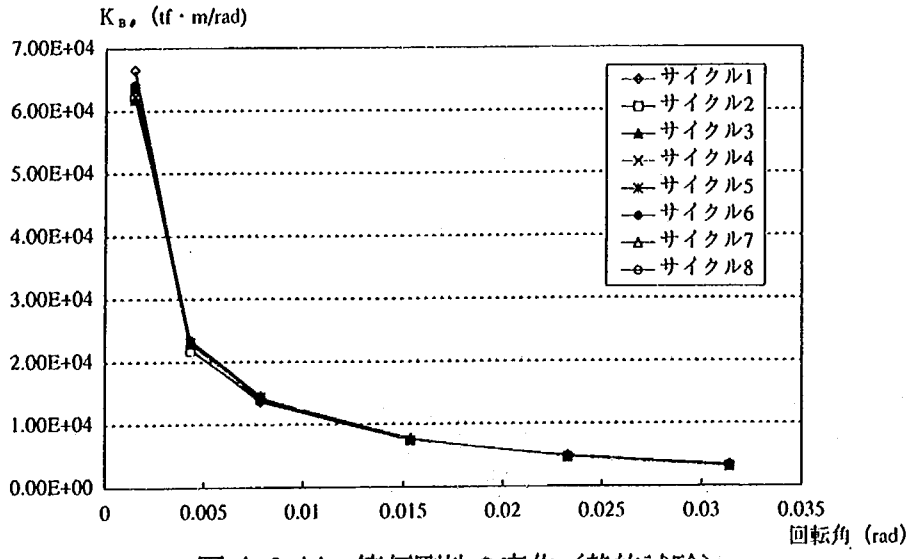


図-1.2.14　等価剛性の変化（静的試験）

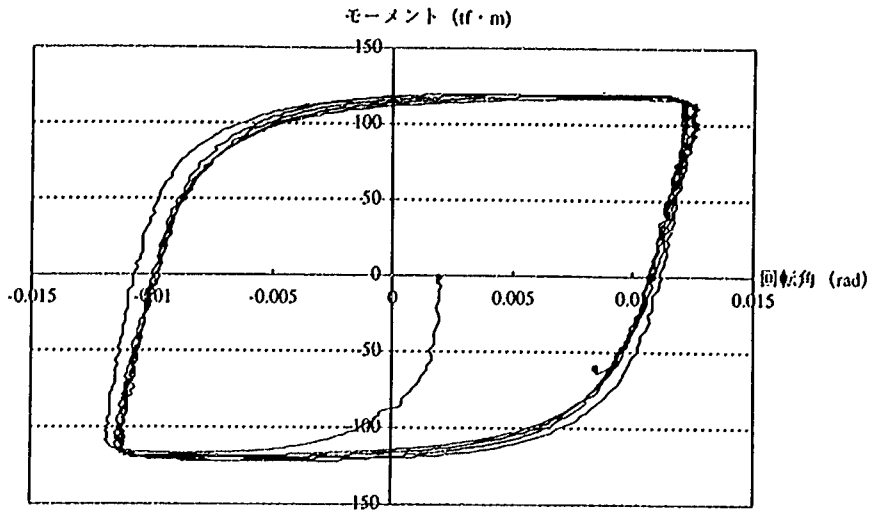


図-1.2.15　モーメントと回転角（動的±30mm）

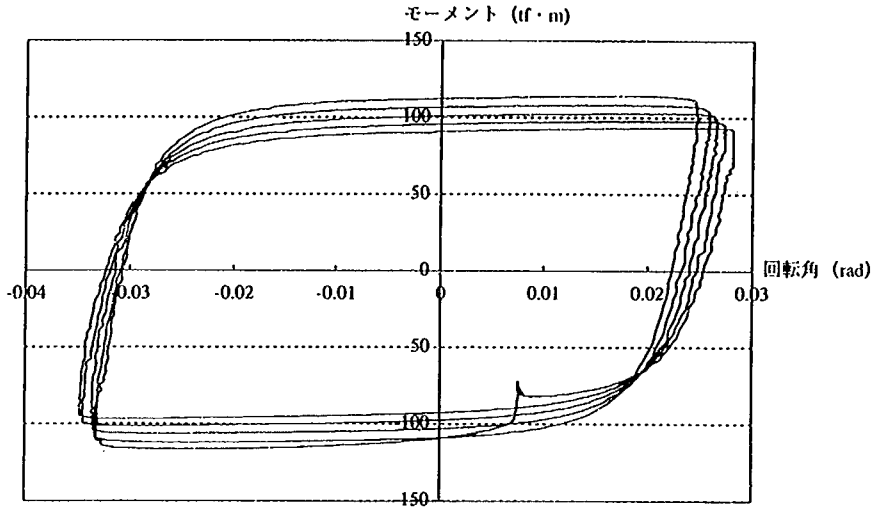


図-1.2.16　モーメントと回転角（動的±50mm）

認められなかった。素材に対する昨年度の試験でも、0.1%/secと5.0%/secとの差は大きなものではない。

- 同一条件5回での変化は、変形が大きい範囲ほど強度が低下する傾向が認められる。これは、局部座屈やクラックの発生などが原因と考えられる。ただし、座屈やクラックが発生した後でも強度の低下は比較的少なく、かなりの耐力を維持していることがわかった。
- 減衰定数は、回転角0.005rad以下では小さいが、0.005～0.03radでは 0.4～0.55の範囲でほぼ一定で安定している。
- 今回の試験の結果、このような構造の低降伏点鋼曲げダンパーは大きなエネルギー吸収能力があり、塑性変形の数倍の領域では大きな減衰を期待できることがわかった。

③ ヒステリシスの定式化

実験で得られたヒステリシスでは、免震マニュアルで述べているK_1勾配がθにより変化している。変化がどのようなルールで起こっているかを図-1.2.17 に示す。例えば点Aまで載荷

された状態から除荷されると弾性時の勾配と等しい状態でモーメントが減少していく。さらに、A点に一サイクルを経て戻ってくる際には点Aにおける曲線の接線勾配で、もとのA点に帰ってくる。

このような挙動から、K_2 を表すには塑性範囲内の曲線の方程式（骨格曲線）を算出し、その式を微分することにより求められる。その式より、任意形の長方形断面の塑性範囲内の曲線の方程式K_2, M_D, K_B, hの算出を行うこととする。

手順としては、MとΦ（曲率）を無次元化するほうが簡単となるため、図-1.2.18 の形でK_Φを求め、それをM－θのグラフに変換する手順をとる。

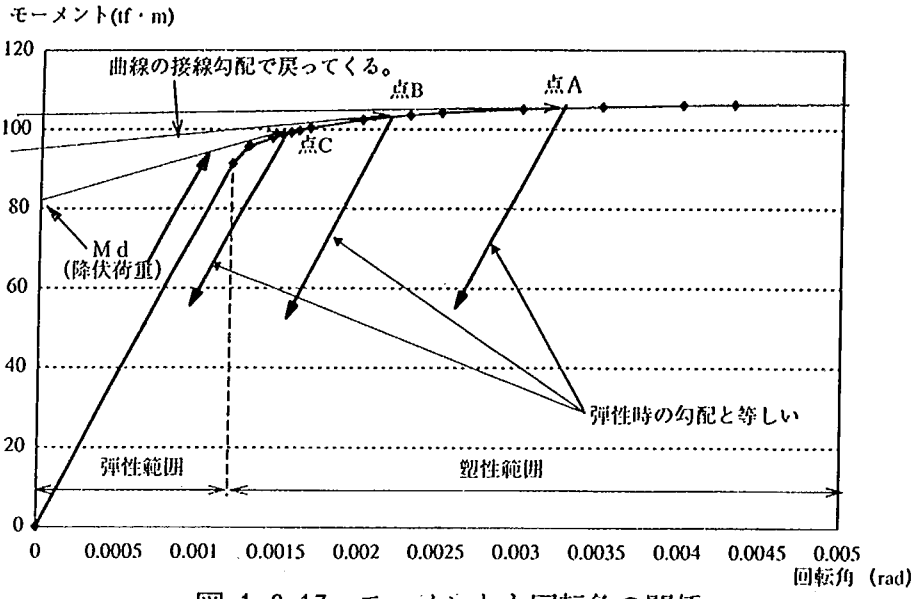


図-1.2.17　モーメントと回転角の関係

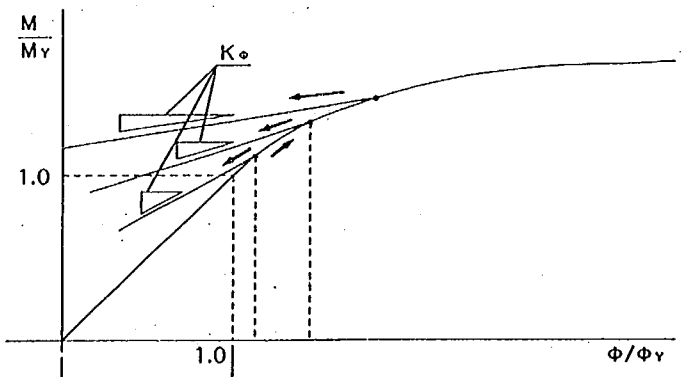


図-1.2.18　骨格曲線

断面内の曲げモーメントによる軸方向のひずみの分布は、

$$\varepsilon = \Phi z \qquad (1.2.1)$$

と表され、縁ひずみ ε_{max} が降状ひずみ ε_y とすると図-1.2.19 のダンパー断面に対し、降伏

時の曲率Φ_Yは次式となる。

$$\varepsilon = \Phi_Y d/2$$
$$\therefore \Phi_Y = 2\varepsilon_Y/d \qquad (1.2.2)$$

曲げモーメントによるひずみが弾性範囲

$\varepsilon_{max} < \varepsilon_Y$ ($\Phi < \Phi_Y$) にある時、

$$\sigma = \varepsilon E = E\Phi z$$
$$\therefore M = \int_A \sigma z dA = E\Phi \int_A z^2 dA$$
$$= EI\Phi \qquad (1.2.3)$$

が成り立つことから$\varepsilon_{max} = \varepsilon_Y$になる時の曲げモーメント$M_Y$は次式で表される。

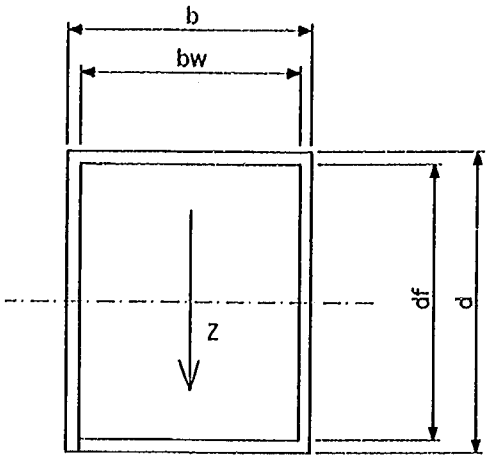


図-1.2.19　ダンパー断面図

$$M_Y = EI\Phi_Y = EI\,2\varepsilon_Y/d = \sigma_Y I\,d/2 = \sigma_Y W \qquad (1.2.4)$$

ここに、I：断面二次モーメント，W：断面係数である。

式（1.2.3）を式（1.2.4）のM_Yで無次元化すると、弾性状態では次式が成り立つ。

$$\frac{M}{M_Y} = \frac{EI\Phi}{EI\Phi_Y} = \frac{\Phi}{\Phi_Y} \qquad (1.2.5)$$

(a) 降状がウェブに及んだ場合の曲げモーメント算出式

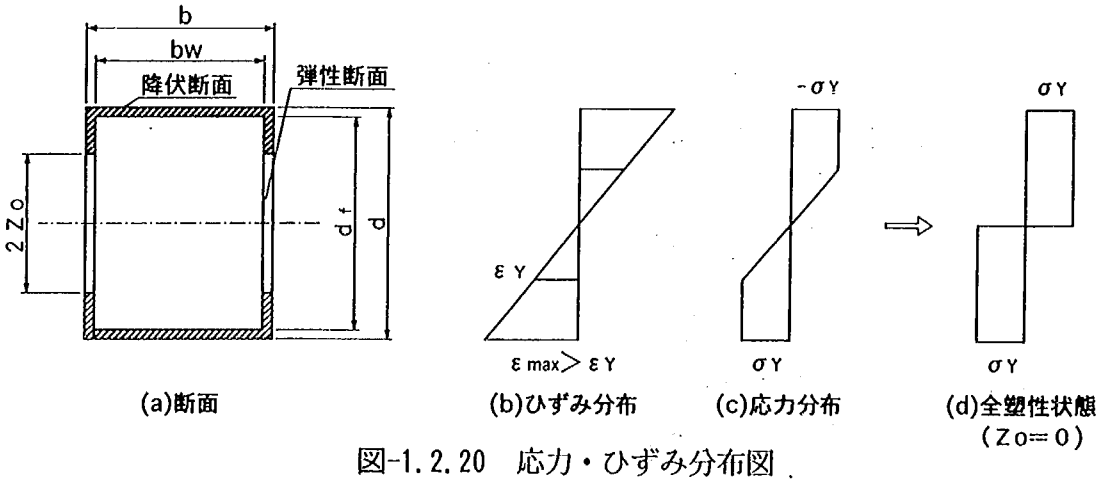


図-1.2.20　応力・ひずみ分布図

弾性断面の高さを$2Z_0$とすると式（1.2.1）より

$$\varepsilon_Y = \Phi Z_0 \qquad (Z_0 < d_f/2)$$
$$\therefore \Phi = \varepsilon_Y / Z_0 \qquad (1.2.6)$$

この時、応力分布は次式となる。

$$\sigma = \varepsilon E \quad (|\varepsilon| \leqq \varepsilon_Y) \qquad \sigma = \pm\delta_Y \quad (|\varepsilon| > \varepsilon_Y) \qquad (1.2.7)$$

$\Phi > \Phi_Y$ の曲線を生じさせる曲げモーメントは次式で表される。

$$M = \int_A \sigma z dA = 2\left\{\int_0^{z_0} \sigma b z dz + \int_{z_0}^{d/2} \sigma_Y b z dz\right\}$$

• 弾性部分の曲げモーメント

$$M_1=\left(\frac{2}{3}Z_o\frac{1}{2}bZ_o2-\frac{2}{3}Z_o\frac{1}{2}b_wZ_o2\right)\sigma_Y$$
$$=\frac{2}{3}Z_o^2(b-b_w)\sigma_Y \qquad (1.2.8)$$

• 塑性部分の曲げモーメント

$$M_2=\left(\frac{bd^2}{4}-bZ_o^2-\frac{b_wd_i^2}{4}+b_wZ_o^2\right)\sigma_Y \qquad (1.2.9)$$

式（1.2.8），式（1.2.9）より合計曲げモーメントMを求める。

$$M=M_1+M_2=\sigma_Y\left(\frac{bd^2}{4}-\frac{bZ_o^2}{3}-\frac{b_wd_i^2}{4}+\frac{b_wZ_o^2}{3}\right) \qquad (1.2.10)$$

極限状態で全断面が降伏し、$Z_o=0$となると全塑性曲げモーメントM_Pは次式となる。

$$M_P=\sigma_Y(bd^2-b_wd_i^2)/4\equiv\sigma_YZ \qquad (1.2.11)$$

式（1.2.4），式（1.2.11）をまとめると長方中空断面に対し次式と表される。

$$\left.\begin{array}{l}\text{降伏モーメント}\quad M_Y=\sigma_Y\cdot W\\ \quad\text{長方形中空断面では}\quad W=\left(\dfrac{bd^2}{6}-\dfrac{b_wd_i^3}{6d}\right)\\ \text{全塑性モーメント}\quad M_P=\sigma_Y\cdot Z\\ \quad\text{長方形中空断面では}\quad Z=\left(\dfrac{bd^2}{4}-\dfrac{b_wd_i^2}{4}\right)\end{array}\right\} \qquad (1.2.12)$$

曲げモーメントMが$M_Y<M<M_P$（$\Phi_Y<\Phi<\infty$）の範囲にある時、式（1.2.10）～(1.2.12）より

$$M=\sigma_Y\left(Z-\frac{bZ_o^2}{3}-\frac{b_wZ_o^2}{3}\right)$$

$$\therefore\ \frac{M}{M_Y}=\frac{Z}{W}-2\frac{bZ_o^2-b_wZ_o^2}{bd^2-b_wd_i^3/d}$$

$$\frac{M}{M_Y}=\frac{Z}{W}-2\frac{\left(\dfrac{Z_o}{d}\right)^2-\left(\dfrac{b_wZ_o^2}{bd^2}\right)}{1-\left(\dfrac{b_wd_i^3}{bd^3}\right)} \qquad (1.2.13)$$

式（1.2.2），（1.2.6）により

$$(\Phi_Y/\Phi)^2=4(Z_o/d)^2$$

となり、式（1.2.13）に代入すると降伏後の曲げモーメントと曲率の関係は次式で表される。

$$\frac{M}{M_Y}=\frac{Z}{W}-\frac{\dfrac{1}{2}\left(1-\dfrac{b_w}{b}\right)\left(\dfrac{\Phi_Y}{\Phi}\right)^2}{1-\dfrac{b_wd_i^3}{bd^3}} \qquad (1.2.14)$$

ここに、Φが無限の時、曲げモーメントMは全塑性モーメントM_Pとなり、降伏モーメントM_Yとの比をfと置くと

$$M_P / M_Y = Z / W \equiv f$$

$$\frac{M}{M_Y} = f - \frac{\frac{1}{2}\left(1 - \frac{b_w}{b}\right)\left(\frac{\Phi_Y}{\Phi}\right)^2}{1 - \frac{b_w d_f^3}{b d^3}}$$

と表される。

式（1.2.14）を $\frac{\Phi}{\Phi_Y}$ で微分して、整理すると、接線勾配K_ϕは次式となる。

$$K_\phi = \frac{d\frac{M}{M_Y}}{d\frac{\Phi}{\Phi_Y}} = \frac{b d^3 - b_w d^3}{\left(\frac{\Phi}{\Phi_Y}\right)^3 (b d^3 - b_w d_f^3)} \qquad (1.2.15)$$

(b) 弾性域がフランジ内に残在する場合の曲線の曲線式

弾性断面の高さを2 Z_oとすると式（1.2.1）より

$$\varepsilon_Y = \Phi Z_o \qquad \left(\frac{dx}{2} \leqq Z_o \leqq \frac{d_f}{2}\right)$$

この時、応力分布は次式となる。

$$\sigma = \varepsilon E \quad (|\varepsilon| \leqq \varepsilon_Y) \qquad \sigma = \pm \sigma_Y \quad (|\varepsilon| \leqq \varepsilon_Y) \qquad (1.2.7)'$$

$\Phi > \Phi_Y$の曲率を生じさせる曲げモーメントは次式で表される。

$$M = \int_A \sigma z \, dA = 2\left\{\int_0^{z_o} 3 b z \, dz + \int_{z_o}^{d/2} \sigma_Y b z \, dz\right\}$$

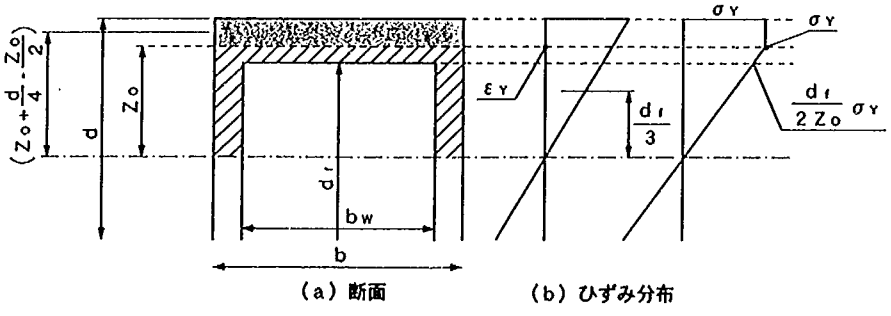


図-1.2.21　応力、ひずみ分布図

- 弾性部分の曲げモーメント

$$M_1 = \sigma_Y \left(\frac{2}{3} b Z_o^2 - \frac{d_f^3 \cdot b_w}{12 Z_o}\right) \qquad (1.2.8)'$$

- 塑性部分の曲げモーメント

$$M_2 = \sigma_Y b \left(\frac{d^2}{4} - Z_o^2\right) \qquad (1.2.9)'$$

式（1.2.8）'に式（1.2.9）'式を加え整理すると

$$M=\sigma_Y\left(\frac{bd^2}{4}-bZ_0^2+\frac{2}{3}bZ_0^2-\frac{b_wd_f^3}{12Z_0}\right)$$

$$=\sigma_Y\left(\frac{bd^2}{4}-\frac{b_wd_f^2}{4}-\frac{bZ_0^2}{3}-\frac{b_wd_f^3}{12Z_0}+\frac{b_wd_f^2}{4}\right)$$

式（1.2.10）～(1.2.12）より

$$M=\sigma_Y\left(Z-\frac{bZ_0^2}{3}-\frac{b_wd_f^3}{12Z_0}+\frac{b_wd_f^2}{4}\right)$$

$$\therefore\ \frac{M}{M_Y}=\left(\frac{Z}{W}\div\frac{-2bZ_0^2-0.5b_wd_f^3/Z_0+1.5b_wd_f^2}{bd^2-b_wd_f^3/d}\right)$$

$$\frac{M}{M_Y}=\frac{Z}{W}\div\frac{-2\left(\frac{Z_0}{d}\right)^2-0.5\left(\frac{b_wd_f^3}{bd^3\frac{Z_0}{d}}\right)+1.5\frac{b_wd_f^2}{bd^2}}{1-\frac{b_wd_f^3}{bd^3}}\qquad(1.2.13)'$$

式（1.2.2），（1.2.6）により

$$(\Phi_Y/\Phi)^2=4(Z_0/d)^2$$

となり、式（1.2.13）'に代入すると降伏後の曲げモーメントと曲率の関係は（1.2.14）'式で与えられる。

$$\frac{M}{M_Y}=\frac{Z}{W}\div\frac{-\frac{1}{2}\left(\frac{\Phi_Y}{\Phi}\right)^2-\frac{b_wd_f^3}{bd^3}\left(\frac{\Phi}{\Phi_Y}\right)+1.5\frac{b_wd_f^2}{bd^2}}{1-\frac{b_wd_f^3}{bd^3}}\qquad(1.2.14)'$$

$$K\Phi=\frac{d\left(\frac{M}{M_Y}\right)}{d\frac{\Phi}{(\Phi_Y)}}=\frac{\frac{1}{(\Phi/\Phi_Y)^3}-\frac{b_wd_f^3}{bd^3}}{1-\frac{b_wd_f^3}{bd^3}}\qquad(1.2.15)'$$

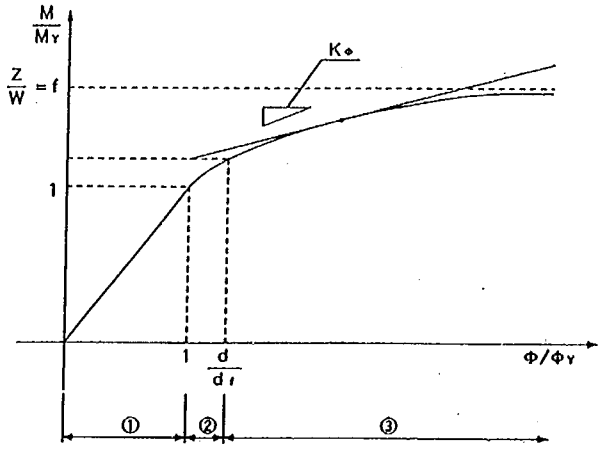


図-1.2.22　骨格曲線

以上をまとめると

$$\frac{M}{M_Y}=\frac{\Phi}{\Phi_Y} \tag{1.2.16}$$

$$K_\phi=1$$

$$1\leqq\Phi/\Phi_Y\leqq\frac{d}{d_t} \tag{1.2.17}$$

$$\frac{M}{M_Y}=f-\frac{\frac{1}{2}\left(\frac{\Phi_Y}{\Phi}\right)^2+\frac{b_w d_t^3}{b d^3}\left(\frac{\Phi}{\Phi_Y}\right)-1.5\frac{b_w d_t^2}{b d^2}}{1-\frac{b_w d_t^3}{b d^3}} \tag{1.2.18}$$

$$K_\phi=\frac{\frac{1}{(\Phi/\Phi_Y)^3}-\frac{b_w d_t^3}{b d^3}}{1-\frac{b_w d_t^3}{b d^3}} \tag{1.2.19}$$

$$\frac{d}{d_t}\leqq\Phi/\Phi_Y$$

$$\frac{M}{M_Y}=f-\frac{\frac{1}{2}\left(1-\frac{b_w}{b}\right)\left(\frac{\Phi_Y}{\Phi}\right)^2}{1-\frac{b_w d_t^3}{b d^3}} \tag{1.2.20}$$

$$K_\phi=\frac{b d^3-b_w d^3}{\left(\frac{\Phi^3}{\Phi_Y^2}\right)(b d^3-b_w d_t^3)}$$

以上をM－θの式に変換する。

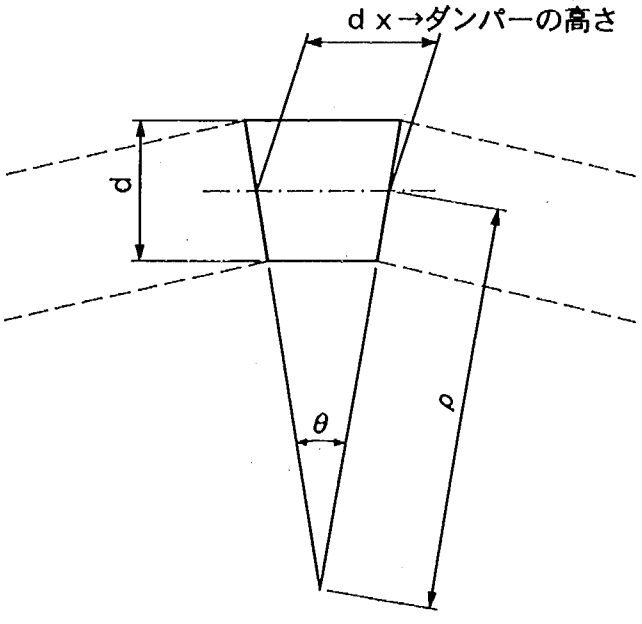


図-1.2.23　曲率と回転角の関係

$$\frac{1}{\rho}=\Phi=\frac{M}{EI}$$

$$\frac{dx}{\rho}=\theta$$

$$\therefore\ dx\Phi\theta$$

$$dx\Phi_Y=\theta_Y$$

上式を式（1.2.16)～(1.2.21)に代入して式を書き換える。

$$0<\theta\leqq\theta_Y \qquad \left(=d\times\frac{M_Y}{EI}\right)$$

$$M(\theta)=M_Y\frac{\theta}{\theta_Y} \tag{1.2.22}$$

$$K_1=\frac{d}{d\theta}M(\theta)=\frac{M_Y}{\theta_Y} \tag{1.2.23}$$

$$\theta_Y\leqq\theta\leqq\frac{d}{d_f}\theta_Y$$

$$M(\theta)=M_P-\frac{\left\{\frac{1}{2}\left(\frac{\theta_Y}{\theta}\right)^2+\frac{b_w d_f^3}{b d^3}\left(\frac{\theta}{\theta_Y}\right)-1.5\frac{b_w d_f^2}{b d^2}\right\}M_Y}{1-\frac{b_w d_f^3}{b d^3}} \tag{1.2.24}$$

$$K_2=\frac{d}{d\theta}M(\theta)=\frac{\frac{\theta_Y^2}{\theta^3}-\frac{b_w d_f^3}{b d^3\theta_Y}}{1-\frac{b_w d_f^3}{b d^3}}=\frac{\left(\frac{\theta_Y^3}{\theta^3}b d^3-b_w d_f^3\right)M_Y}{\theta_Y(b d^3-b_w d_f^3)} \tag{1.2.25}$$

$$\theta_Y=\frac{d}{d_f}\leqq\theta$$

$$M(\theta)=M_P-\frac{\frac{1}{2}\left(1-\frac{b_w}{b}\right)\left(\frac{\theta_Y}{\theta}\right)^2M_Y}{1-\frac{b_w d_f^3}{b d^3}} \tag{1.2.26}$$

$$K_2=\frac{d}{d\theta}M(\theta)=\frac{\theta_Y^2(b d^3-b_w d^3)M_Y}{\theta^3(b d^3-b_w d_f^3)} \tag{1.2.27}$$

ここで、 $\alpha=\frac{b_w}{b}$ $\beta=\frac{d_f}{b}$ $\mu_\theta=\frac{\theta_Y}{\theta_{Be}}$ とおき、式 (1.2.22)～(1.2.27) を整理すると以下になる。

$$\left.\begin{aligned} M&=\frac{M_Y}{\mu_\theta} && (0<\theta\leqq\theta_Y)\\ M&=M_P-\frac{\left(\mu_\theta^2+\frac{2\alpha\beta^3}{\mu_\theta}-3\alpha\beta^2\right)M_Y}{2(1-\alpha\beta^3)} && \left(\theta_Y\leqq\theta\leqq\frac{1}{\beta}\theta_Y\right)\\ M&=M_P-\frac{(1-\alpha)\mu_\theta^2M_Y}{2(1-\alpha\beta^3)} && \left(\frac{1}{\beta}\theta_Y\leqq\theta\right) \end{aligned}\right\} \tag{1.2.28}$$

$$\left.\begin{aligned} K_1&=\frac{M_Y}{\theta_Y} && (0<\theta\leqq\theta_Y)\\ K_2&=\frac{(\mu_\theta^3-\alpha\beta^3)M_Y}{\theta_Y(1-\alpha\beta^3)} && \left(\theta_Y\leqq\theta\leqq\frac{1}{\beta}\theta_Y\right)\\ K_3&=\frac{\mu_\theta^2(1-\alpha)M_Y}{\theta_{Be}(1-\alpha\beta^3)} && \left(\frac{1}{\beta}\theta_Y\leqq\theta\right) \end{aligned}\right\} \tag{1.2.29}$$

$$M_d=-K_2\theta_{Be}+M(\theta_{Be}) \tag{1.2.30}$$

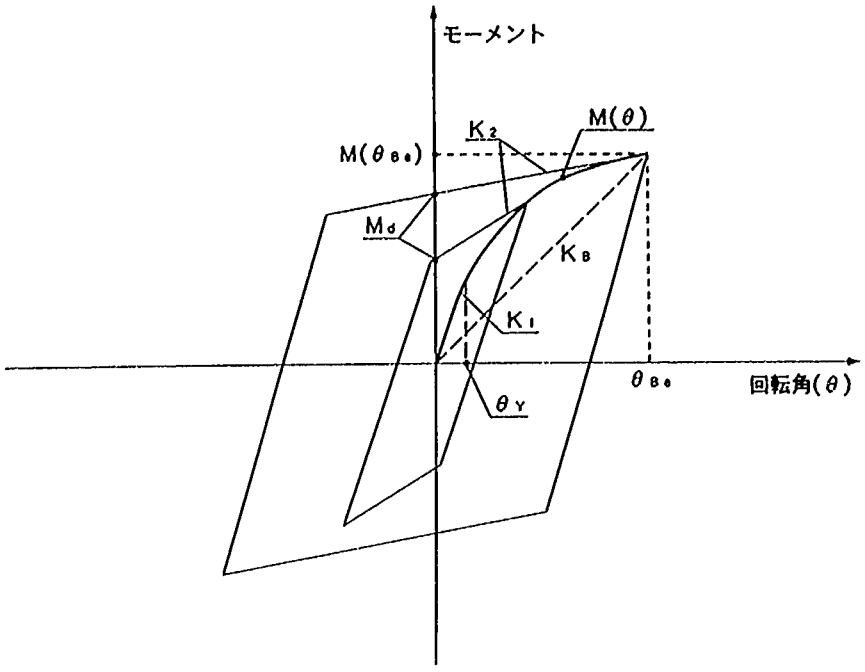


図-1.2.24　バイリニアモデル

以上より、等価剛性，減衰定数は次式で与えられる。

$$K_B = \frac{M(\theta_{B0})}{\theta_{B0}} \tag{1.2.31}$$

$$h_B = \frac{2M_d\{\theta_{B0} + M_d/(K_2 - K_1)\}}{\pi\theta_{B0}M(\theta_{B0})} \tag{1.2.32}$$

式（1.2.30），（1.2.31）による減衰定数、等価減衰定数の推定式に今回の実験の諸元（ダンパー寸法，σ_{CY}etc)を代入して２つのグラフ（$\theta - h_B$，$\theta - K_B$）を描いた。このグラフに静的と動的の実験値のh_B，K_Bをプロットしたものが図-1.2.25，1.2.26 である。この図から以下のことがわかる。

- 減衰定数と回転角の関係

回転角が小さい範囲では、実験値の減衰定数は過大に算出される傾向がある。これは、支点部の摩擦、シアーラグ、残留応力の影響等が減衰に付加されたためと考えられる。回転角が大きくなると逆に推定式の減衰定数が実験値のそれを上回るようになる。これは、当推定式がバイリニアモデルで、ヒステリンスを近似したためK_1，K_2のすりつけ部分を表現できず、ヒステリンスの面積ΔWが過大に算出されたためと考えられる。また、当推定式にダンパーの劣化の影響を加味していないことも原因として考えられる。（図-1.2.11 から明らかなように回転角が大きくなるほど最大耐力は落ちている。）

静的と動的とを比較すると動的の方が推定式に近い。これは動的載荷の方がひずみ速度が大きいためクラックなど劣化の影響が少なくなることも一因と考えられる。

今後は、式（1.2.30）のM_dに何らかの関数を乗じ、ΔWを調整し実験値にすりあわせる必要があると考えられる。

• 等価剛性と回転角の関係

図-1.2.26 に示すように、実験値と推定値はよい一致を示している。M(θ)に劣化の影響を考慮した場合、むしろ、推定式との値とかい離する可能性がある。

静的と動的とはほとんど同じ傾向を示している。

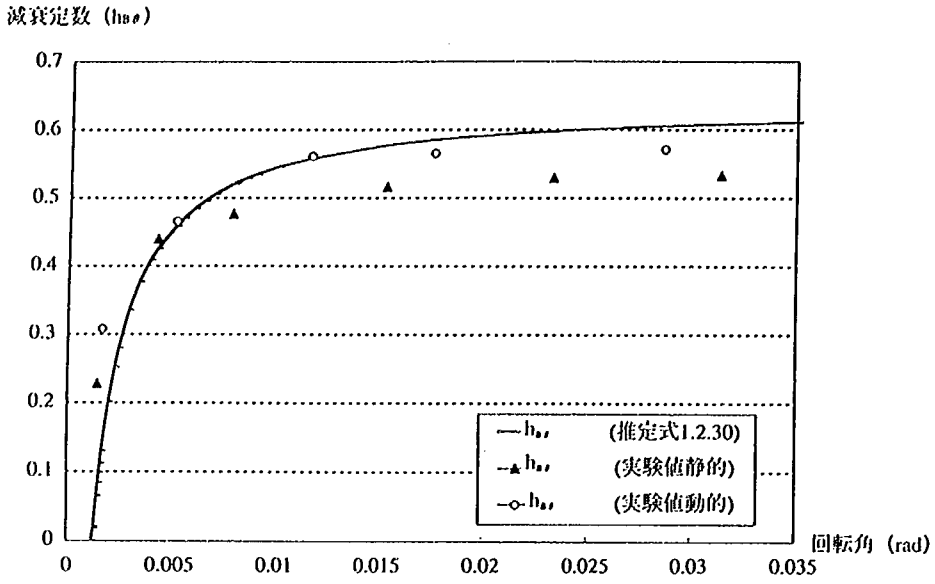


図-1.2.25 減衰定数推定式との比較

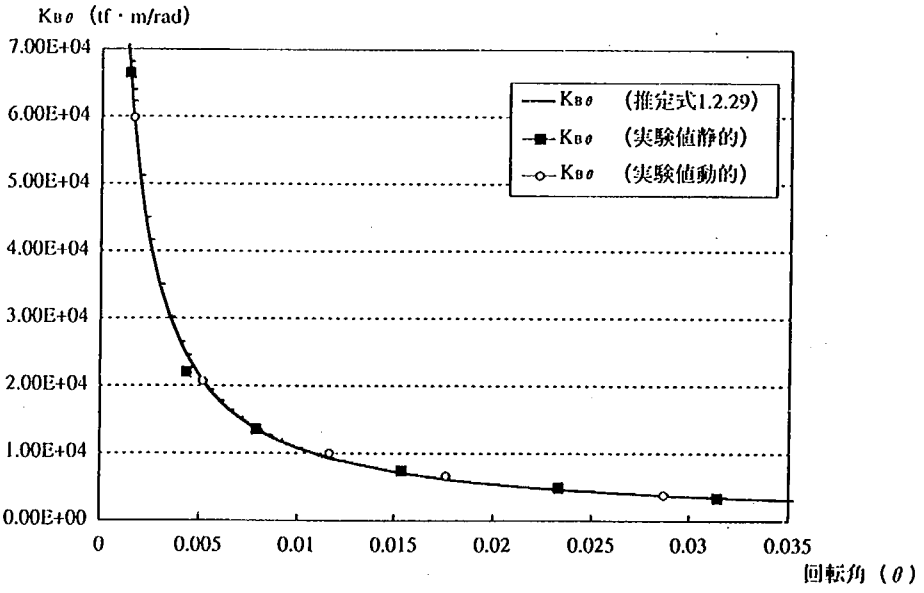


図-1.2.26 等価剛性推定式との比較

(5) 3年間の研究成果の要約と今後の課題・展望

1) 3年間の研究成果

低降伏点鋼材のダンパー材料としての研究と、この鋼材を適用したダンパー構造の研究において、以下のような成果が得られた。

① 低降伏点鋼材のヒステリシスエネルギー特性を調べ、ダンパー用鋼材としてのエネルギー吸

収能力、疲労強度を有していることがわかった。

② この鋼材を適用した免震装置、免震構造を検討し、不静定構造物の地震時曲げ変形の大きな位置に設置することで地震時の振動エネルギーを吸収するダンパーを提案した。

③ この低降伏点鋼曲げダンパーのエネルギー吸収特性を確認するために、箱断面の供試体に対する繰り返し曲げ試験を静的載荷と動的載荷で実施し、予想どおりの効果を発揮することを確認できた。

④ 低降伏点鋼材の荷重～変位特性から、任意の箱断面に対する定式化を検討し、等価線形モデルに対する等価剛性、等価減衰定数の算出式と、非線形モデルに対する一次剛性、二次剛性、降伏荷重の算出式をまとめた。

2）今後の課題・展望

これまでの研究により、低降伏点鋼曲げダンパーとしての特性とダンパーの定式化ができたことから、今後は具体的なプロジェクトへの適用を想定した検討を進めていきたい。

＜研究担当＞ 新日本製鐵(株)，パシフィックコンサルタンツ(株)

参考文献

1）建設省土木研究所，土研センター，他19社：高減衰材料を用いた長大橋の免震技術に関する共同研究報告書（その2），1995.3

1.3　超低降伏点鋼材片持梁式ダンパー

(1) 開発の背景と目的

超低降伏点鋼材（BT-LYP100)は、降伏耐力が低く、明確な降伏点が表れない鋼材のため小さな歪みに対しても塑性変形を生じる一方、高い伸び性能を有する鋼材である。このような鋼材は、履歴によるエネルギー吸収性能に優れているため、橋梁に用いる免震装置としての開発を行うこととした。

平成５年度の研究では、超低降伏点鋼材を鋼トラス斜張橋に適用した場合の最適な形式を選択し、免震装置としての有効性の有無を検討した。検討の結果、トラス主桁斜材に沿わせて設置する方法では十分な減衰性能は得られなかった。しかし、主桁と主塔の相対変位を利用した設置方法では、主塔基部の曲げモーメントを約20%程度低減することが確認できた。そこで本研究では、主桁と主塔、あるいは高橋脚橋梁等の桁と橋脚、桁と橋台等の相対変位を利用した、超低降伏点鋼材を用いた片持梁式ダンパーの開発を行うこととした。

平成６年度の研究では、この片持梁式ダンパーの履歴性能やストッパーを設けた場合の性能を縮小モデルを用いた静的繰り返し載荷実験により検討した。検討の結果、鋼材の歪みレベルが 0.3%程度では履歴性能は安定しており、十分な減衰性能を有していることや、ストッパーを設けることで過大な変位を防止する効果があることなどを確認した。

そこで本年度の研究では、この片持梁式ダンパーの動的特性を動的載荷実験や動的解析により検討し、長大橋に用いた場合のダンパーとしての効果を検討することとした。

(2) 開発項目と内容

１）超低降伏点鋼材の動的特性の確認
２）内部式ストッパーの提案と性能確認
３）内部式ストッパーを有したダンパーの履歴を非線形解析により検討
４）内部式ストッパーを有したダンパーの縮小モデルによる動的載荷実験の実施
５）長大橋に片持梁式ダンパーを用いた場合の効果の検討
６）片持梁式ダンパーの設計手法の提案

(3) 開発の工程

平成５，６，７年度の計３年間の研究実施項目の開発工程を表-1.3.1に示す。

表-1.3.1　開発の工程

研　究　項　目	平成５年度	平成６年度	平成７年度
高減衰化装置の提案	――		
装置の静的特性の検討		――	
装置の動的特性の検討			――
装置の設計法の検討			――

(4) 平成７年度の研究成果

本年度の主な研究成果は、超低降伏点鋼材を用いた片持梁式ダンパー（ストッパー機能付き）の動的性能の確認と、長大橋に本ダンパーを用いた場合の効果の確認やその設計手法の提案である。

1）超低降伏点鋼材の動的特性の確認

超低降伏点鋼材（BT-LYP100)の動的特性を確認するため、低サイクル疲労試験（新日本製鐵にて実験）を行った。図-1.3.1に歪み振幅速度と繰り返し回数の関係を示す。

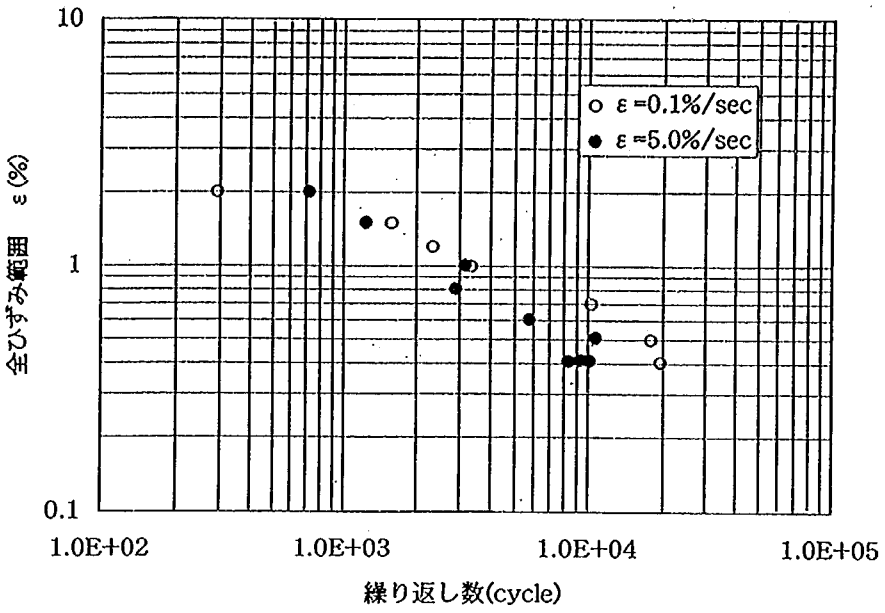


図-1.3.1　歪み速度－繰り返し回数の関係

歪み振幅速度0.1%/secと5.0%/secを比較すると、歪み振幅速度と繰り返し回数の関係は若干勾配の違いはあるがほぼ一致しており、実験範囲内では歪み速度による影響は少ないことが確認された。またクリープ、乾燥収縮、温度変化等の長期疲労特性については、歪み振幅が 0.3%以下であればほとんど問題の無いことも確認できた。しかし、大きな歪み振幅については歪みレベルが 1.0%以下であれば支障は無いが、歪みレベルが 2.0%以上になると塑性座屈をたびたび起こした。また前年度に実施した片持梁式ダンパーの静的載荷実験でも、大きな歪み振幅に対しては局所的な塑性座屈現象を確認している。

2）内部式ストッパーの提案

基本形状は、超低降伏点鋼材を用いた片持梁式ダンパーと巨大地震時に生じる桁の過大な変位を抑制するために設けたストッパーによって構成されており、図-1.3.2にその構造を示す。ストッパーは桁の過大な変位を抑制するとともに、ダンパーに生じる歪みや変位を制御するために設けている。また、ストッパーの設置方法はダンパー内部に設ける場合と外部に設ける場合があり、図-1.3.3にその概略図を示す。内部にストッパーを設けた場合は、ダンパーの断面形状は中空矩形型が基本となり、設置スペースはコンパクト化されるため狭いスペースでも設置が可能となる。しかし、ストッパー断面はダンパー断面より小さくなり、外部式ストッパーと比較するとストッパー剛性は小さくなる。一方、外部式ストッパーの場合にはストッパー断面を大きくしてストッパー剛

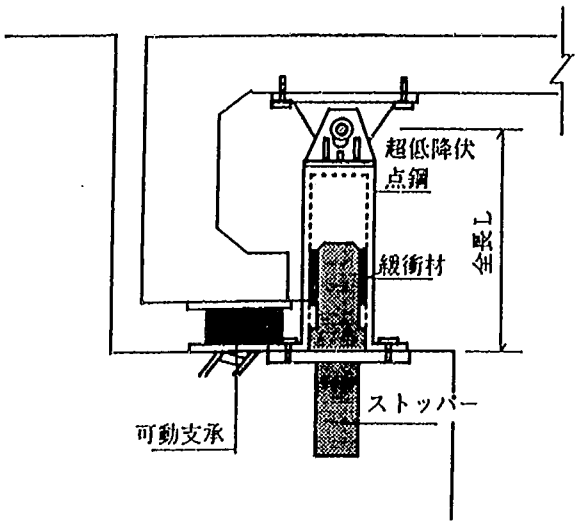


図-1.3.2　内部式ストッパーの基本形状

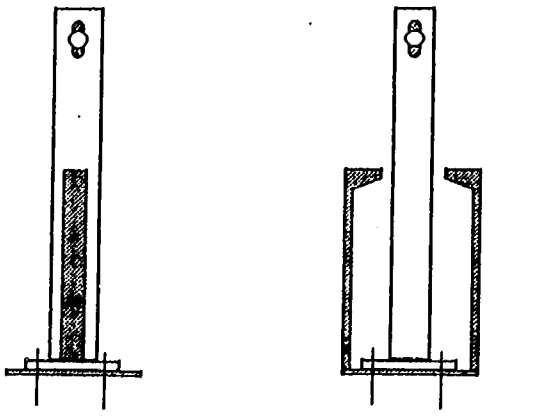


図-1.3.3　ストッパーの基本形状

性を大きくできるが、内部式ストッパーよりも大型化する。

3）多段式内部ストッパーを有したダンパーの履歴を非線形解析により検討

前年度は、静的載荷実験で行った供試体モデル（ダンパー中央部にストッパーを設けた場合）の解析を行い、ダンパーの履歴について検討を行った。そこで今年度は、動的載荷実験に用いる供試体モデルの予備解析を行うこととした。予備解析に用いた供試体モデルは、超低降伏点鋼材の局所的な歪みを分散させるためダンパー内部に2ヶ所ストッパーを設けたモデルとし、試験体上端での荷重－変位関係の履歴について検討を行った。

a）検討手法

解析モデルは中空矩形断面（□250*250*16*16mm；L=1250mm）とし、図-1.3.4に示した板要素で組み合わせた3次元のF.E.Mモデルとした。また、ストッパー2ヶ所の設置位置は、ストッパー1はモデル下端から50cmでギャップを3mmとし、ストッパー2はモデル下端より75cmでギャップを9mmの位置とした。荷重載荷は2ケース行い、CASE1は最大水平力±16tf、CASE2は±25tfとして段階的にモデル上端へ交番載荷した。解析に用いた超低降伏点鋼材の応力－歪み関係は図-1.3.5に示した非線形のバイリニア型とし、降伏条件は von Misesの条件で行った。また、ストッパーの荷重－変位関係は図-1.3.6に示したハードニングタイプの非線形弾性型とした。

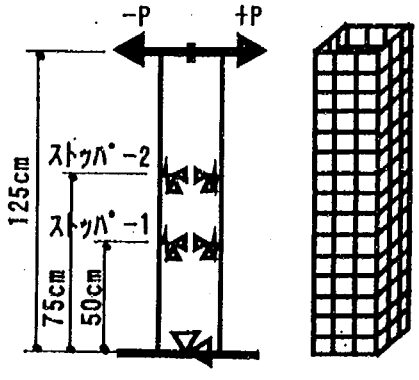


図-1.3.4　解析モデル

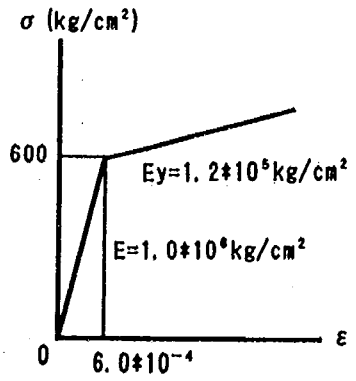


図-1.3.5　応力－歪み関係

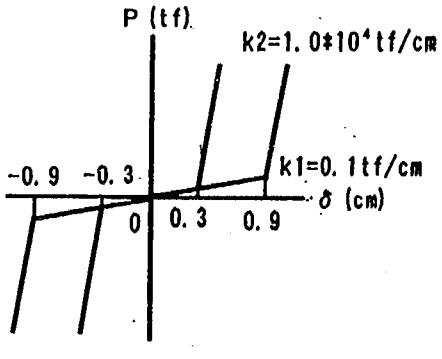


図-1.3.6　ストッパーの荷重－変位関係

b）解析結果

図-1.3.7，1.3.8 はCASE 1 とCASE 1 のモデル上端での荷重－変位関係の解析結果である。CASE 1 では、水平荷重が±11tf付近のA点でストッパー1が作用し、それ以後は変位抑制効果が現れた。CASE 2 では、ストッパー2が作用した後、荷重±18tf付近のB点でストッパー2が作用して再度変位の抑制効果が現れた。従って、ストッパーを2ヶ所設けたことによる変位の抑制効果が確認できた。また、CASE 1 とCASE 2 の最大上端変位±17mm，±25mmにおける等価減衰定数は21%，18%と大きく多段式内部ストッパーの効果を確認できた。

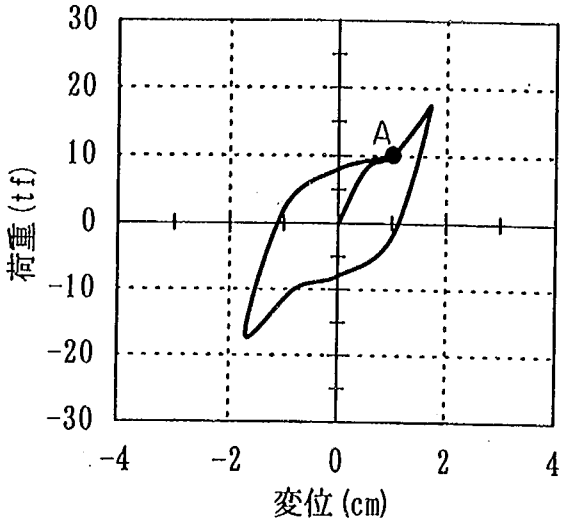


図-1.3.7　CASE 1 の荷重－変位関係

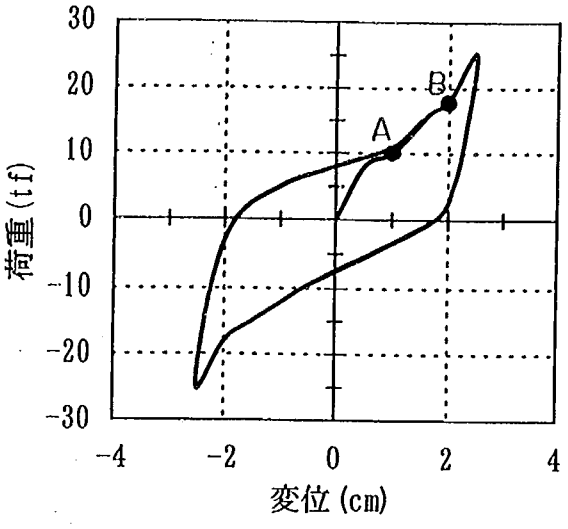


図-1.3.8　CASE 2 の荷重－変位関係

4）ダンパーの縮小モデルによる動的載荷実験

前年度は、静的載荷実験によるダンパーの静的性能や外部ストッパーの効果の検討を行った。そこで本年度は、ダンパーの動的性能や多段式内部ストッパーの効果を確認するため、ダンパーの縮小モデルを用いた動的載荷実験を行った。ダンパーの動的性能の確認方法は、主として道路橋の免震設計法マニュアル（案）に準じて行った。

a）実験の目的

動的載荷実験の目的を以下に示す。

① 変形速度変化に対するダンパーの荷重－変位関係の履歴安定性の確認。

② 多段式内部ストッパーの効果の確認。

③ ダンパーに生じる局所的な変形やねじれ、横倒れ座屈等の確認。

④ ダンパーのエネルギー吸収性能の確認。

⑤ 解析との比較検討。

b）実験の方法

図-1.3.9は動的載荷実験の概略図で、写真-1.3.1は実験状況と多段式内部ストッパーの状況を示す。また、実験に用いた動的アクチュエータは最大荷重±33tf，最大変位±15cm，最大周波数10Hzの能力を有する装置を用いた。

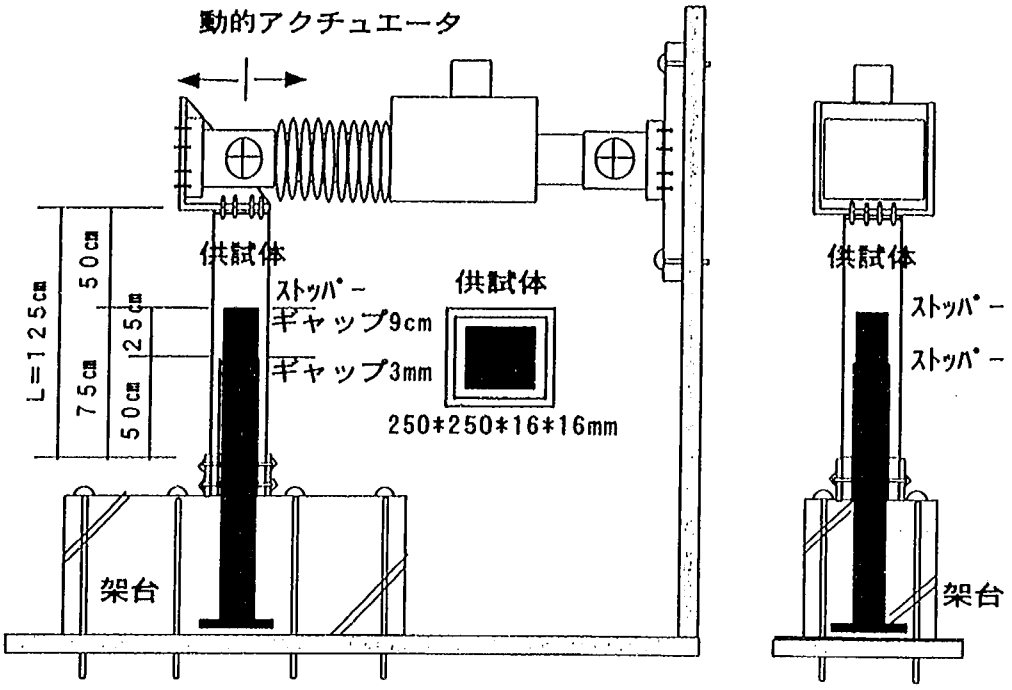
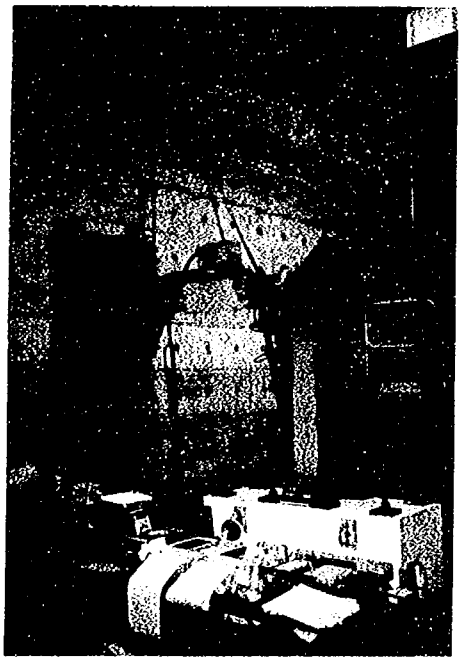
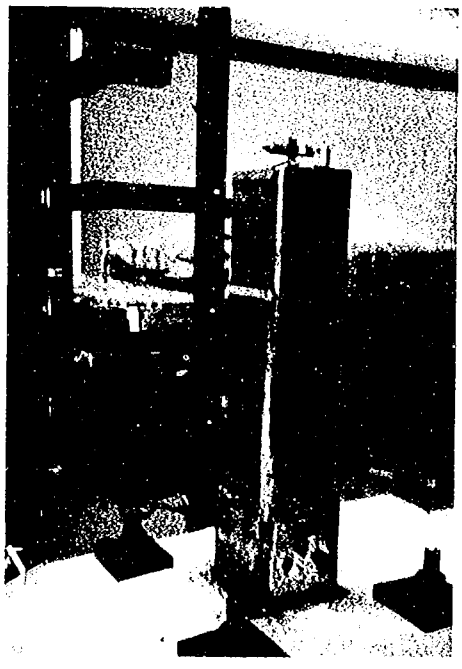


図-1.3.9　実験の概略図



全　景



多段式内部ストッパー

写真-1.3.1　実験状況

① 供試体

供試体は超低降伏点鋼材(BT-LYP100)製の鋼板を用いた中空矩形断面（□250*250*16*16㎜；L=1250㎜）とし、その形状を図-1.3.10 に示す。また、供試体の全長は1450㎜であるが、供試体とストッパーは下端部で 200㎜の固定端を設けたため、ダンパーの有効長は1250㎜としている。また、供試体頂部にはアクチュエータの取り付け用治具を設置するため、取り付け用プレート（一

般鋼材SS400：□410*410*30mm)を設けた。そして、供試体下端部にはストッパーとの固定用に連結孔を設けた。

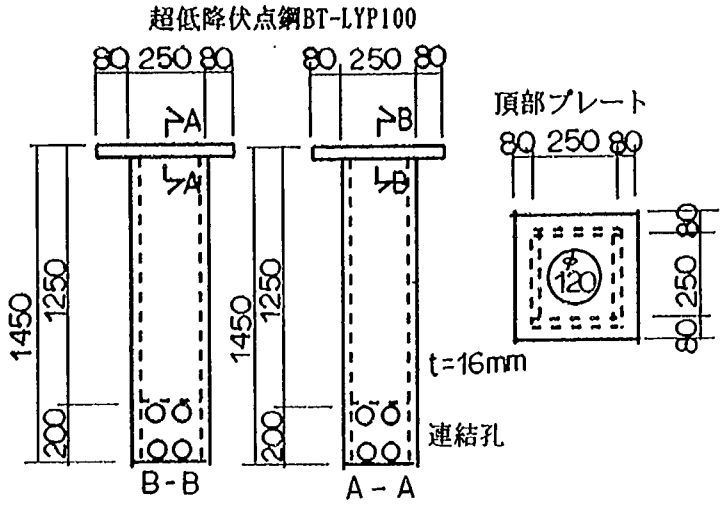


図-1.3.10　供試体

② 多段式内部ストッパー

供試体はストッパー下端部と固定しており、その概略を図-1.3.11 に示す。また、ストッパー全長は 950mmあるが、供試体固定部との関係からストッパー有効長は 750mmとした。従って、ストッパー１の位置は供試体下端より 500mmでギャップ１を３mmとし、ストッパー２の位置は供試体下端より 750mmでギャップ２を９mmとした。ストッパーの構造は、一般鋼材 SS400を用いた角形鋼管（□200*200*34*34mm；L=750mm）の内部を高強度コンクリート（圧縮強度300kgf/cm²）で充填した鋼管コンクリートとした。

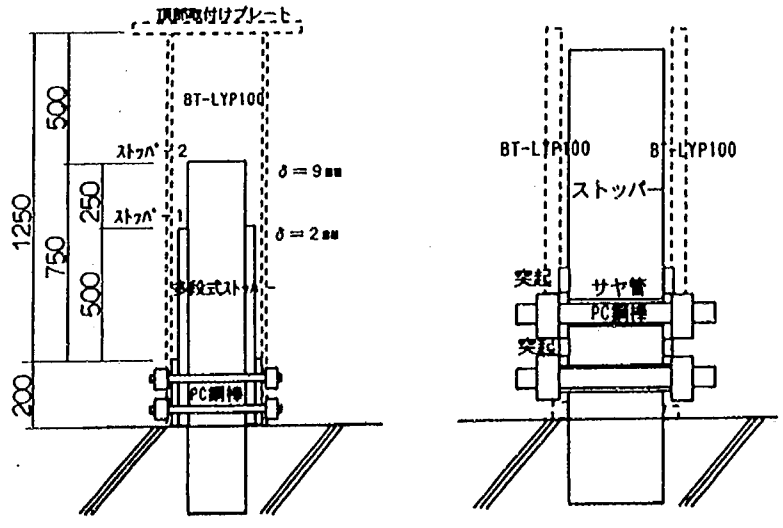


図-1.3.11　供試体固定部

③　供試体の設置方法

供試体下端部の固定は、ＰＣ鋼棒（φ23㎜）を用いて供試体とストッパーを縫い付け固定する方法とした。また、供試体頂部とアクチュエータの固定はアクチュエータのヒンジ部と供試体中立軸が一致するよう調整し、アクチュエータ取り付け用治具を用いて固定した。

④　載荷方法

載荷方法は動的アクチュエータを用いた正弦波加振とし、各変位振幅ごとに加振振動数を 0.1Hz，0.5Hz，1.0Hzの順に加振振動数を上げて実験を行った。表-1.3.2に動的載荷実験の載荷条件を示す。

表-1.3.2　載荷条件

		変位振幅（㎜）						
供	振動数	± 3	± 5	±10	±15	±20	±25	±30
試	0.1Hz	10回	10回	10回	10回	10回	10回	10回
体	0.5Hz							
	1.0Hz							

⑤　計測方法

計測はアクチュエータの荷重１ch，アクチュエータの変位１ch，供試体変位10ch，ストッパーの変位１ch，架台変位３ch，加速度１ch，供試体温度２chの計19chについて行い、その測定位置を図-1.3.12 に示す。計測に用いた測定装置は、載荷荷重はアクチュエータに内蔵されているロードセルを用い、供試体各部の変位は高感度変位計を用いた。また、アクチュエータの加振振動

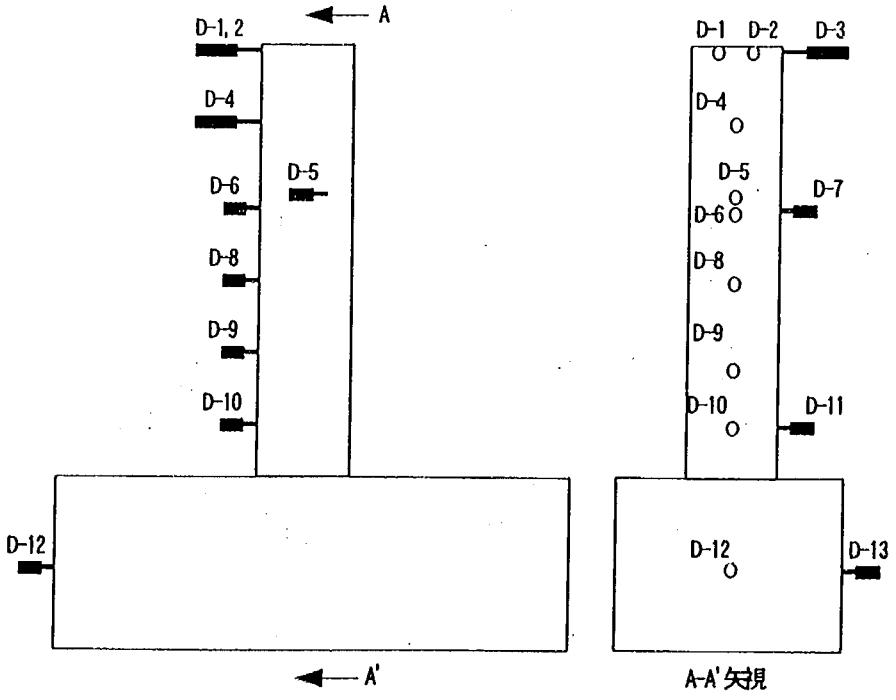


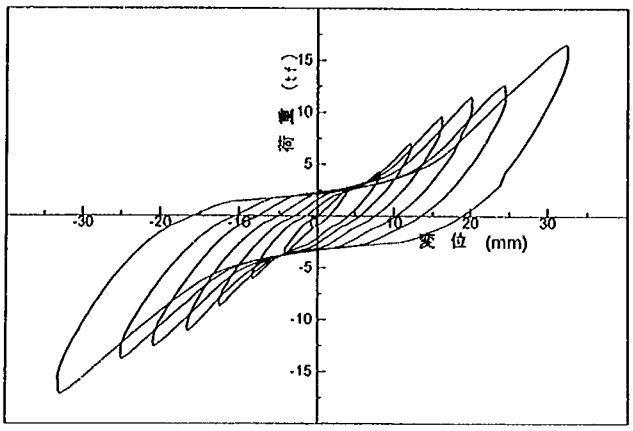
図-1.3.12　計測位置図

数は小型加速度計を用いて確認し、繰り返し変形によって生じる供試体の温度変化は、熱伝対を用いて行った。データの収録は、各振動数とも0.01秒毎に行った。

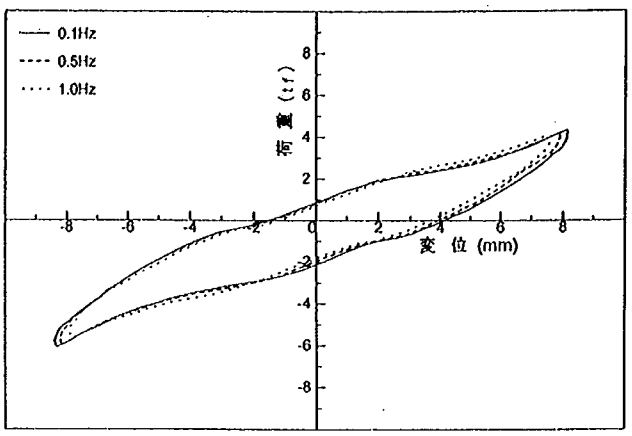
c）実験結果と考察

① 変形速度変化に対するダンパーの荷重－変位関係の履歴安定性の確認

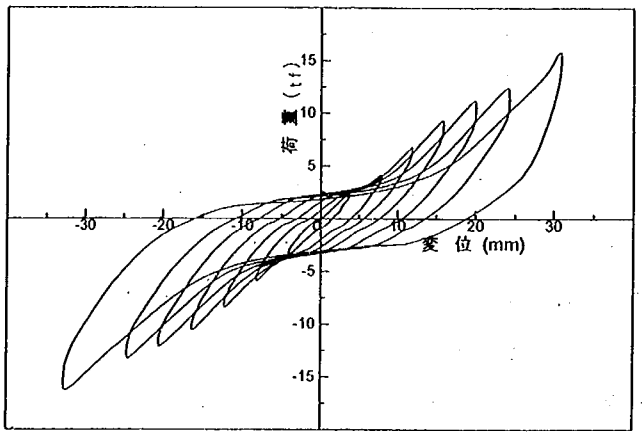
図-1.3.13は各加振振動数に対する供試体上端での荷重－変位関係の履歴を示し、図-1.3.14は各変位の加振振動数に対する荷重－変位関係の履歴を示す。



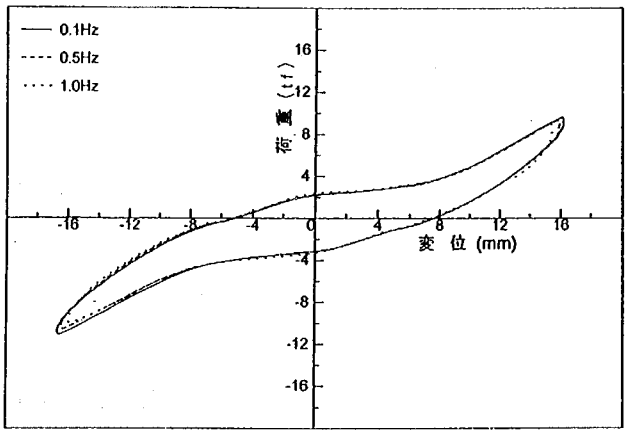
加振振動数0.1Hz



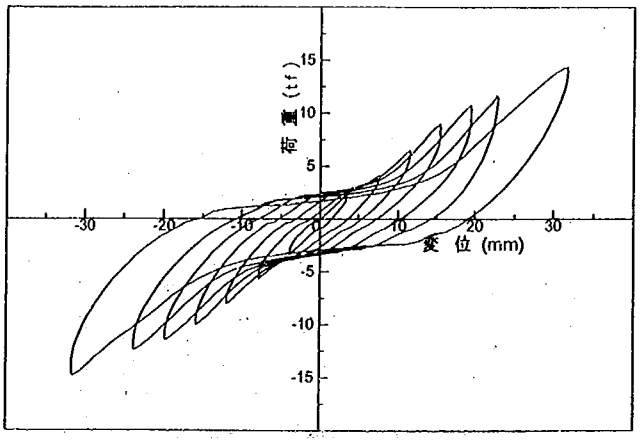
変位振幅±10mm



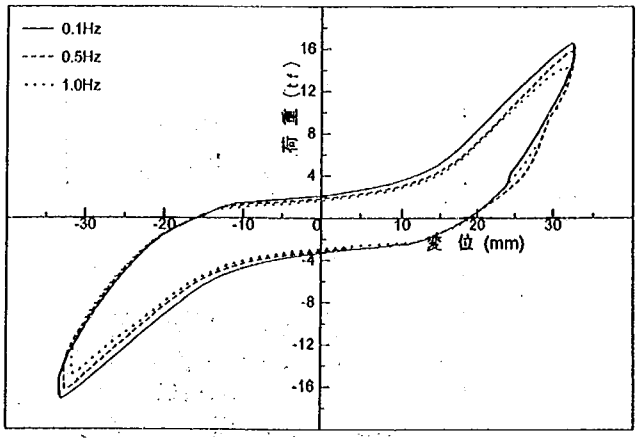
加振振動数0.5Hz



変位振幅±15mm



加振振動数1.0Hz



変位振幅±30mm

図-1.3.13　各加振振動数の荷重－変位関係

図-1.3.14　各変位振幅の荷重－変位関係

供試体は変位振幅が±３㎜ではストッパーに接触していないが、変位振幅±５㎜では供試体下端部のストッパー１に接触して供試体の剛性が若干上昇した。更に供試体は変位振幅が±10㎜になると上部のストッパー２へ接触するが、予備解析で見られたようなダンパー剛性が段々と上昇する現象は示さず、なだらかな上昇傾向を示した。このことから、供試体とストッパー１，２はほぼ同時に接触したものと推察される。しかし、各載荷段階と加振振動数による荷重－変位関係の履歴は安定しており、本実験の主な目的とした変形速度変化に対するダンパーの履歴安定性は確認できた。

② ダンパーの局所的な変形やねじれ、横倒れ座屈等の確認

前年度に行った静的載荷実験では、供試体がストッパーに接触した後の載荷荷重が大きかったことや、供試体断面形状がH型断面であったため、ねじれに対する剛性が小さかった。そのため供試体とストッパー接触箇所に応力が生じたことで、繰り返し載荷によって供試体上部に横倒れ座屈が生じた。従って、動的載荷実験では多段式ストッパーを設けて応力集中の分散を図ったり、供試体を中空矩形断面としてねじれ剛性を向上した。そのため、今回行った動的載荷実験では供試体の変形やねじれ、横倒れ座屈等は確認されなかった。このことから、供試体に多段式ストッパーを設けた効果や中空矩形断面とした効果が確認できた。

③ ダンパーのエネルギー吸収性能の確認

図-1.3.15, 1.3.16は供試体上端での最大変位と等価減衰定数(heq)、等価剛性(kb)の関係を示し、同図中に予備解析（CASE１、CASE２）の結果を示す。heq、kbは各加振振動数に対して差は無く、変形速度変化に対する履歴の安定性が確認された。しかし、静的載荷実験では変位振幅の増加に伴って heqは一様に増加したが、動的載荷実験では変位振幅が±1.5cm 以上になると heqは横這いとなり最大でも12%となった。一方、kbは変位振幅の増加に伴って減少するが、ストッパーに接触してkbの低下は抑制される。しかし、動的載荷実験では変位振幅が±1.5cm 以上になるとkbの低下はあまり抑制されなかった。また、実験結果と解析結果を比較しても実験の heq、kbは小さいことが確認された。このことは、変位振幅が±1.5cm 以上で供試体固定部にガタツキが生じたことが原因と推察される。

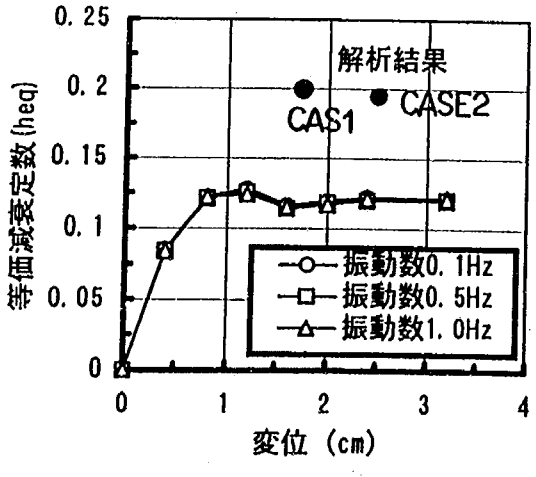


図-1.3.15 最大変位－等価減衰定数

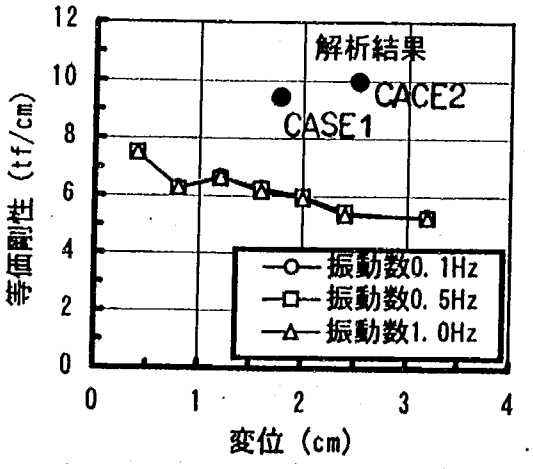


図-1.3.16 最大変位－等価剛性

d）実験のまとめ

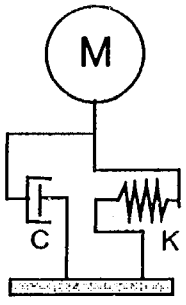
本年度行った動的載荷実験から、変形速度変化に対するダンパーの履歴安定性や多段式ストッパーによる歪み分散効果を確認することができた。従って、このダンパーの特性を評価するには静的性能試験や材料試験で十分に把握できることを確認した。一方、ダンパーの固定方法やストッパーの構造については、超低降伏点鋼材の特性を十分に考慮した手法の開発が必要と思われる。

5）長大橋に片持梁式ダンパーを用いた場合の効果の検討

静的載荷実験や動的載荷実験などの性能確認実験から、片持梁式ダンパーは十分な履歴減衰性能と履歴安定性を有していることが確認された。そこで、長大橋に本ダンパーを用いた場合の効果を確認するため動的解析を行った。

a）ダンパーの無い場合の対象橋梁の動的特性

解析に用いた対象橋梁は、4径間連続ＰＣラーメン橋（八千代エンジニアリング設計）とし、ダンパーの無い場合の橋の減衰を 1.0%とした。解析モデルは図-1.3.17 に示した1質点系の簡易モデルとし、表-1.3.3にその諸元を示す。



M：対象橋梁の質量
C：構造減衰
K：橋脚全体剛性

図-1.3.17　簡易モデル

表-1.3.3　モデル諸元

1次固有周期	T= 3.23sec
1次刺激係数	β= 1.04
1次の一般化質量	M=2027tf•sec²/m
1次の一般化剛性	K=7699tf/m

ダンパーの無い場合の対象橋梁の動的特性を把握するため、Ｌ1，Ｌ2レベルの地震に対して動的解析を行った。入力地震波は、図-1.3.18，1.3.19 に示す本共同研究の検討用地震波（Ｌ1，Ｌ2レベル：Ⅰ種地盤）を用いた。図-1.3.20，1.3.21 はダンパーの無い場合の対象橋梁の動的解析から得られる時刻歴応答加速度を示し、表-1.3.4にその最大応答加速度，最大応答変位，最大橋脚作用力を示す。

b）ダンパーの有る場合の対象橋梁の動的特性

本ダンパーにはストッパーの無い場合と有る場合があり、図-1.3.22 にそれぞれの解析モデルを示す。動的解析ではダンパーを非線形の梁要素で示し、Ｍ－ϕ関係を図-1.3.23 に示すバイリニア型とした。また、ストッパーはバネ要素で示し、変位－荷重関係を図-1.3.24 に示すハードニング型の非線形弾性モデルとした。

本解析に用いたダンパーとストッパーの諸元を表-1.3.5に示す。

①　Ｌ1レベルの地震に対する検討

今回行ったＬ1レベルの地震に対する検討では、ダンパーにストッパーは作用しないものとして動的解析を行い、ダンパーの効果を検討した。解析モデルは図-1.3.22に示すダンパーに

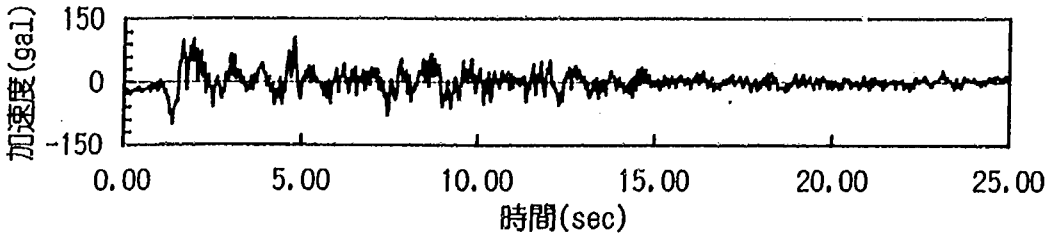


図-1.3.18　Ｌ１レベルの検討用入力地震波

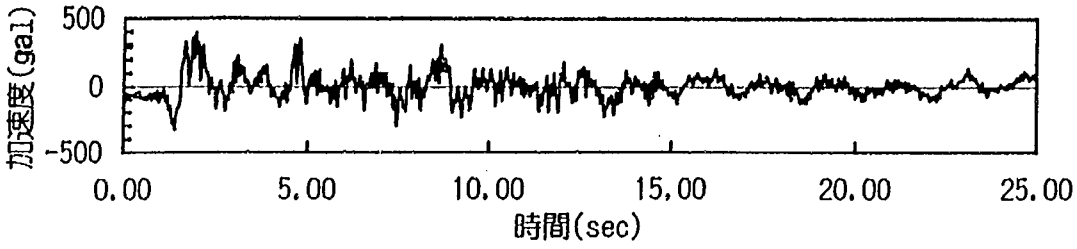


図-1.3.19　Ｌ２レベルの検討用入力地震波

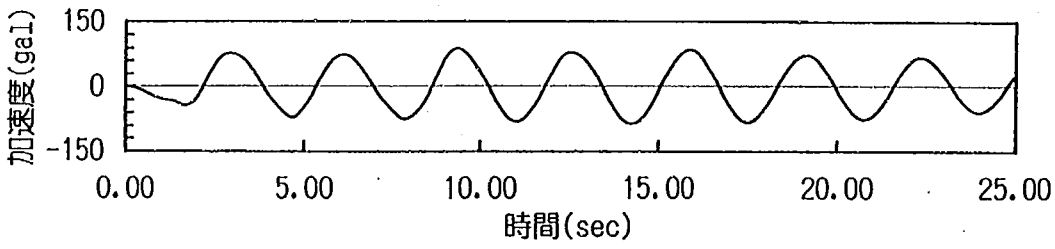


図-1.3.20　Ｌ１レベルに対する時刻歴応答加速度

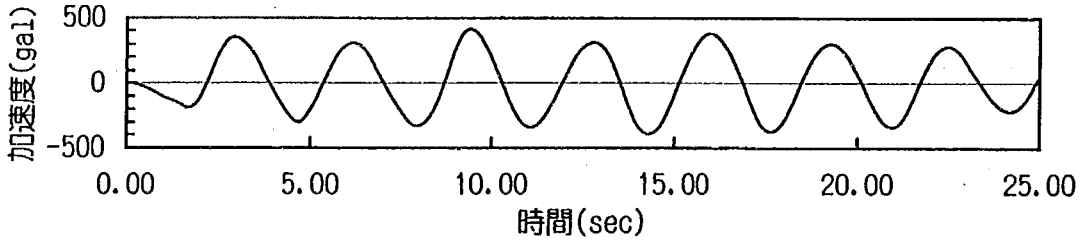


図-1.3.21　Ｌ２レベルに対する時刻歴応答加速度

表-1.3.4　解析結果

	Ｌ１レベル	Ｌ２レベル
最大応答加速度	91gal	409gal
最大応答変位	24cm	108cm
最大橋脚作用力	1838tf	8294tf

ストッパーの無い場合のモデルとし、入力地震波は図-1.3.18に示すＬ１レベル検討用地震波を用いた。図-1.3.23，1.3.24，1.3.25 に動的解析より得られる各時刻歴の応答加速度，応答

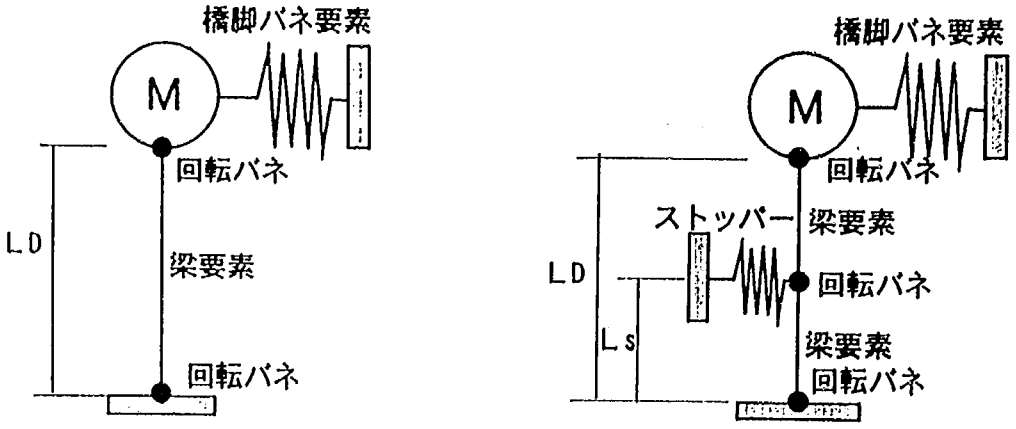


図-1.3.22　ダンパーの有る場合の解析モデル図

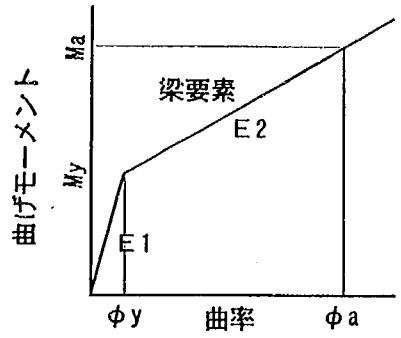


図-1.3.23　回転バネのM－φ関係

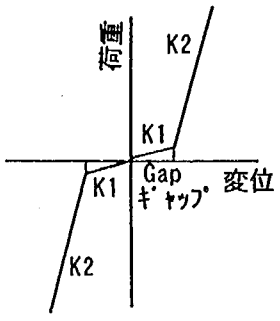


図-1.3.24　ストッパーの荷重－変位関係

表-1.3.5　ダンパーとストッパーの諸元

ダンパー				ストッパー	
断面形状	30*90*5*5cm	降伏曲げ：My	1.194*10^{5}kgfm	有効長：L_s	200cm
有効長：L_D	400cm	降伏曲率：φy	6.667*10^{-5}cm^{-1}	ギャップ:Gap	10cm
設置本数：n	15本	弾性係数：E1	1.2*10^{6}kgf/cm^{2}	1次剛性：k1	10kgf/cm
総断面2次モーメント	1.429*10^{6}cm^{4}	2次勾配：E2	4.5*10^{4}kgf/cm^{2}	2次剛性：k2	5*10^{6}kgf/cm

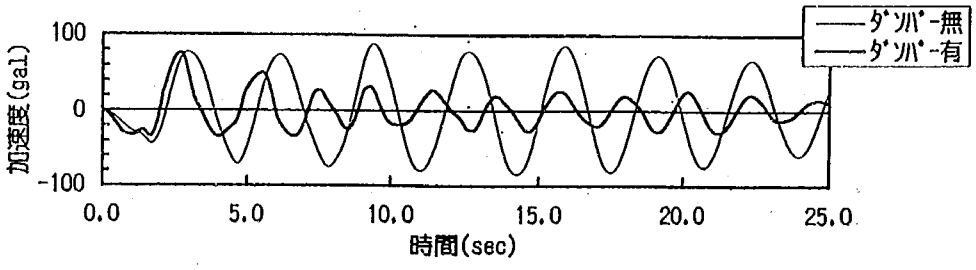


図-1.3.23　時刻歴応答加速度

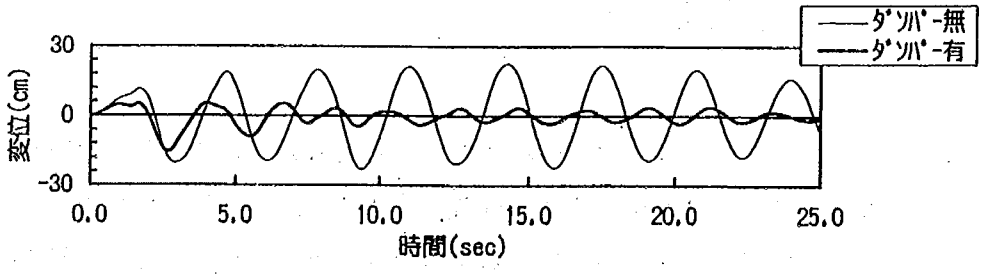


図-1.3.24　時刻歴応答変位

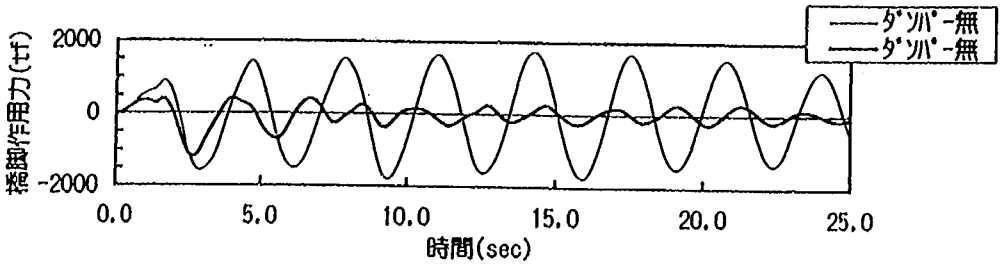


図-1.3.25　時刻歴橋脚作用力

変位，橋脚作用力を示す。これらの図にはダンパーの無い場合の応答結果も重ねて示している。図-1.3.26 にダンパーの荷重－変位関係の履歴を示す。また、表-1.3.6に各応答の最大値と最大変位に対する等価減衰定数，等価剛性を示す。

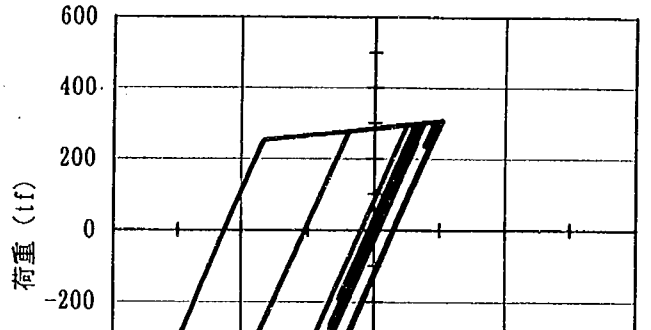


図-1.3.26　ダンパーの荷重－変位関係

表-1.3.6　解析結果

	ダンパー無	ダンパー有
最大応答加速度	91gal	76gal
最大応答変位量	24cm	15cm
最大橋脚作用力	1838tf	1188tf
ﾀﾞﾝﾊﾟｰ最大作用力	－	345tf
〃　最大歪み	－	0．4%
〃等価減衰定数	－	31%
〃　等価剛性	－	3000tf/m
橋の減衰定数	1%	9%

この表より、ダンパーの有る場合は無い場合と比較して最大応答加速度で約16%程度減少し、最大応答変位は９cm、最大橋脚作用力は 650tf低減することができた。また、橋の減衰定数はダンパーの無い場合は１%だが、ダンパーの有る場合は９%となった。従って、対象橋梁にダンパーを用いた場合の効果が確認できた。

c）Ｌ２レベルの地震に対する検討

今回行ったＬ２レベルの地震に対する検討では、ダンパーにストッパーが作用するものとし、動的解析を行ってストッパーの効果を検討した。解析に用いたダンパーの諸元は、Ｌ１レベルで用いた諸元と同様とし、ストッパーは表-1.3.5の諸元とした。解析モデルは図-1.3.22 に示すダンパーにストッパーの有る場合とし、入力地震波は図-1.3.19 に示すＬ２レベル検討用地震波を用いた。図-1.3.27, 1.3.28, 1.3.29 は解析結果より得られる各時刻暦の応答加速度、応答変位、橋脚作用力の関係を示し、図-1.3.30 にダンパーの荷重－変位関係の履歴を示す。これらの図には、ダンパーにストッパーの無い場合の応答結果も重ねて示している。また、表-1.3.7に各応答の最大値と最大変位に対する等価減衰定数、等価剛性を示す。

この表より、ダンパー（ストッパー有り）の有る場合と無い場合を比較すると、最大加速度は約10%減少し、最大変位は32cm、最大橋脚作用力は約2300tf低減することができた。また、橋の減衰定数は１%から５%に向上することができた。従って、ダンパーの効果をＬ２レベルでも確認することができた。一方、ダンパーにストッパーの有る場合と無い場合を比較すると最大変位で５cm減少し、橋脚への最大作用力は 300tf程度減少した。図-1.3.31, 1.3.32 にＬ２レベルに対する対象橋梁の固有周期付近の加速度応答スペクトル、変位応答スペクトルを示し、同図中に解析結果を示

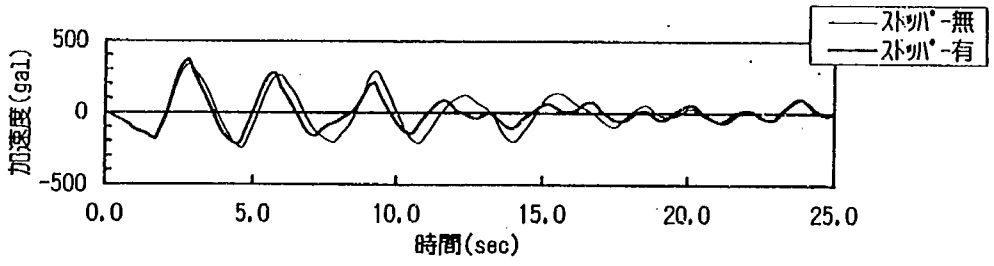


図-1.3.27　時刻歴応答加速度

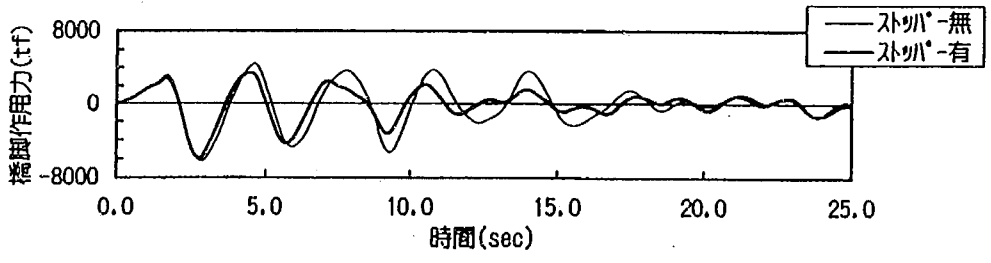


図-1.3.28　時刻歴応答変位

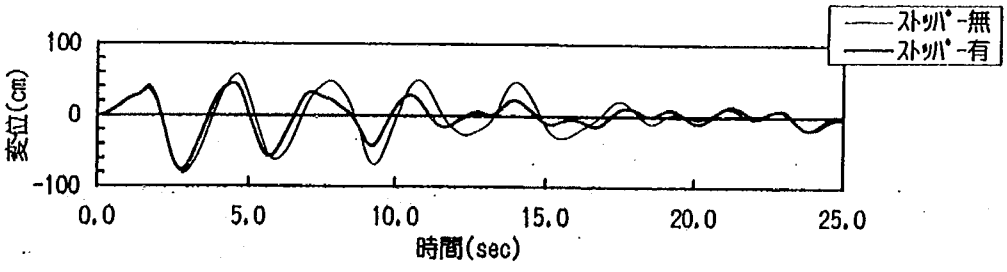


図-1.3.29　時刻歴橋脚作用力

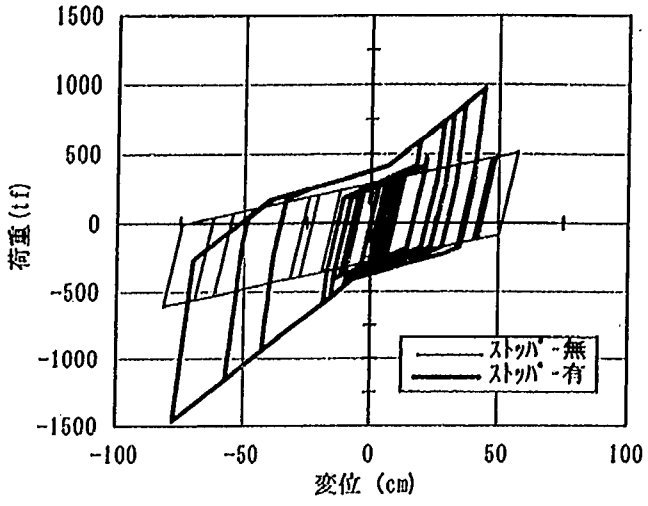


図-1.3.30　ダンパーの荷重－変位関係

表-1.3.7　解析結果

	ダンパー無	ダンパー有	
		ストッパー有	ストッパー無
最大応答加速度	400gal	367gal	340gal
最大応答変位量	108cm	77cm	82cm
最大橋脚作用力	8294tf	5971tf	6273tf
ﾀﾞﾝﾊﾟｰ最大作用力	－	1464tf	605tf
〃　最大歪み	－	3.9%	2.8%
〃等価減衰定数	－	21%	31%
〃　等価剛性	－	2046tf/m	783tf/m
橋の減衰定数	1%	5%	4%

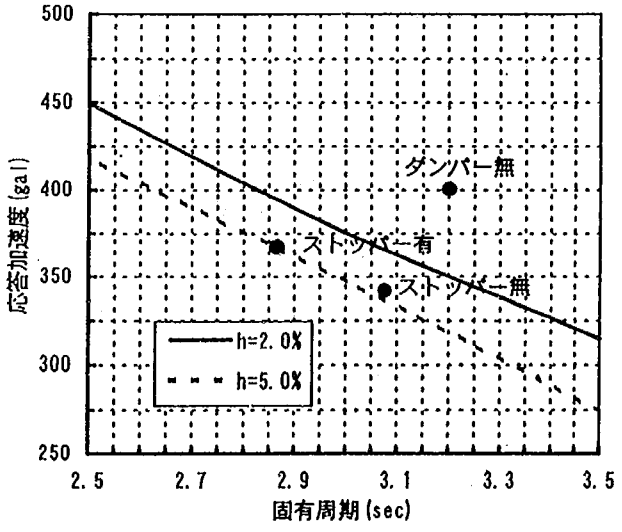


図-1.3.31　Ｌ２レベルの加速度応答スペクトル

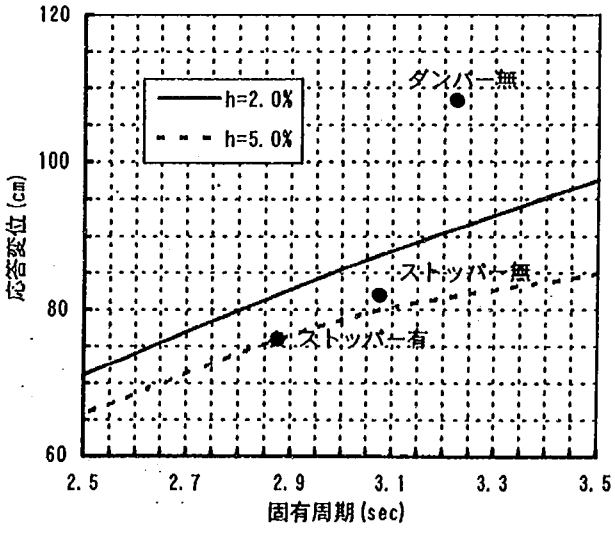


図-1.3.32　Ｌ２レベルの変位応答スペクトル

す。ダンパーにストッパーの無い場合の橋の固有周期は約 3.1秒であるが、ストッパーの有る場合は約 2.9秒と短周期になる。しかし、Ｌ２レベルの入力地震波に対する橋の固有周期付近の応答変位は、固有周期の変化に対して感度が低く、そのためストッパーが作用しても変位の抑制効果が顕著に現れなかった。また、ダンパーにストッパーの有る場合の橋台への作用力（ダンパー最大作用

力）は約1500tfとなるが、橋台の構造によってはダンパーを橋台から切り離した別構造として設置する方法も検討する必要があると思われる。

d）動的解析のまとめ

今回行った動的解析から、長大橋に片持梁式ダンパーを設置した場合の効果を確認することができた。しかし、ストッパーを設けた場合の効果は対象橋梁や入力地震波による影響が大きく、今回行った解析ではあまり確認できなかった。今後は、ダンパーの形状や設置本数、ストッパーの形状や設置位置などを考慮した最適片持梁式ダンパーの検討や、対象橋梁や入力地震波の違いによる検討などを考慮した動的解析を行う必要があると思われる。

6）片持梁式ダンパーの基本設計方針の提案

片持梁式ダンパーの性能確認実験や動的解析により、長大橋に本ダンパーを用いた場合の適用性が確認できた。従って、本ダンパーの設計を行う上で基本的な設計方針の検討を行った。図-1.3.35に基本設計のフローチャート（案）を示す。また、ダンパー設置の際は橋の機能や美観を損なうことなく、設置場所や維持、管理、施工法等を十分考慮した設計を行うこととする。

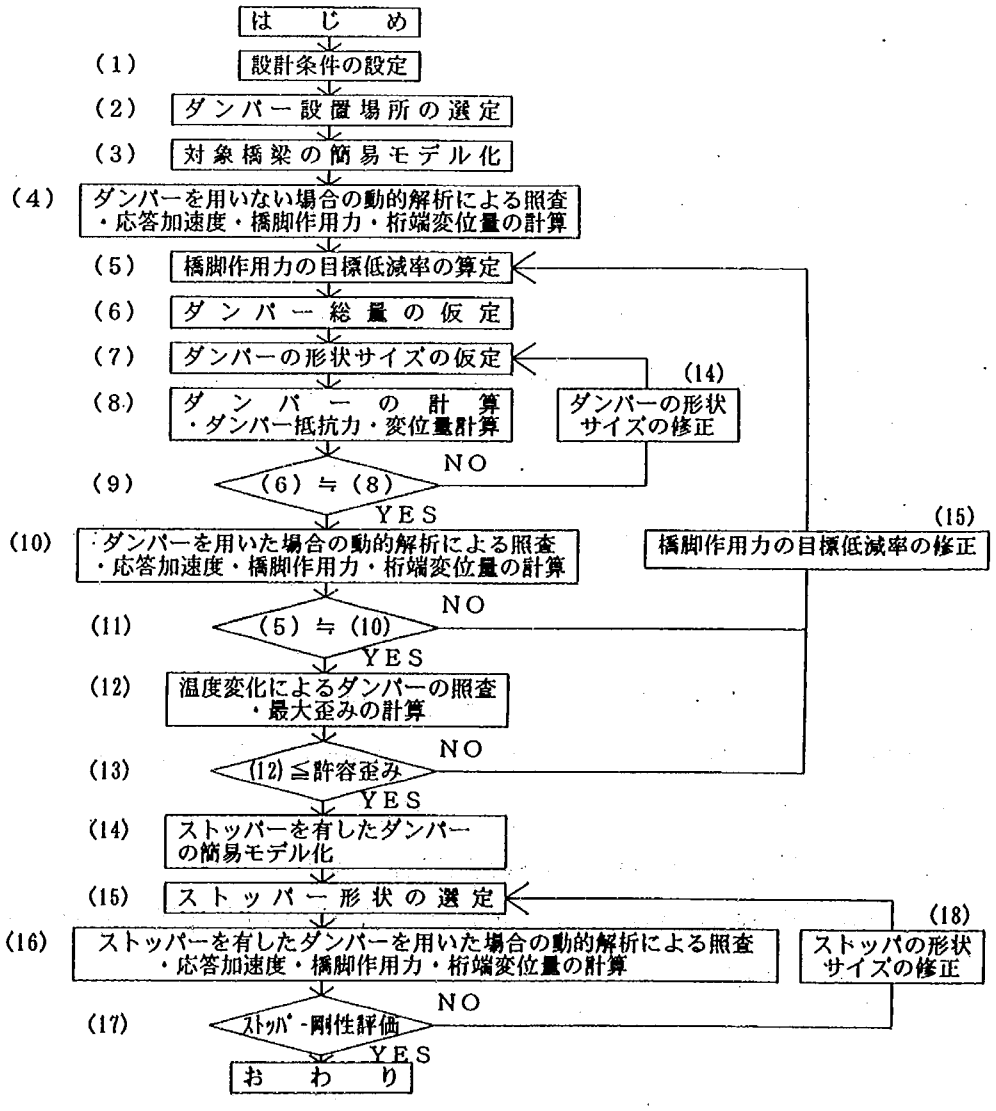


図-1.3.33　基本設計のフローチャート（案）

(5) 3年間の研究成果の要約と今後の課題・展望

1) 3年間の研究成果

a) 平成5年度の研究成果

① 対象とする長大橋の振動特性を確認できた。

② 新しい高減衰化装置として、超低降伏点鋼材を用いた片持梁式ダンパーの提案ができた。

③ 超低降伏点鋼材を鋼トラス斜張橋に用いた場合の有効な設置方法の選定ができた。

b) 平成6年度の研究成果

① 超低降伏点鋼材の基本特性を確認できた。

② ストッパー機能を有した片持梁式ダンパーの提案ができた。

③ 非線形解析によりダンパーの履歴減衰性能を十分に考慮できた。

④ 静的載荷実験のを行い、ダンパーの静的性能の確認を行うことができた。

c) 平成7年度の研究成果

① 超低降伏点鋼材の動的特性を確認できた。

② 多段式ストッパー機能の有るダンパーの提案ができた。

③ 動的載荷実験を行い、ダンパーの動的性能の確認を行うことができた。

④ 本ダンパーの基本設計方針の提案ができた。

2) 今後の課題・展望

3年間の研究成果は、超低降伏点鋼材を用いた片持梁式ダンパー（ストッパー機能付き）の静的載荷実験や動的載荷実験を行い、ダンパーとしての性能確認を行うことができた。また、長大橋に本ダンパーを設置した場合の効果についても、動的解析を行うことで確認できた。しかし、ダンパーの最適形状の検討や他の長大橋モデルによる解析は不十分であり、ダンパーの詳細構造検討や施工法などの検討課題を残している。今後は、本共同研究の研究成果を十分に踏まえて、この超低降伏点鋼材を用いた片持ち梁式ダンパーの開発を進めていく方針である。

＜研究担当＞ (株)竹中土木，新日本製鐵(株)

参考文献

1) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計マニュアル（案），1992

2) 建設省土木研究所，土木研究センター，他19社：高減衰材料を用いた長大橋の免震技術に関する共同研究報告書（その1）・（その2），1994・1995

3) 日本道路橋会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，1990

4) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に関する参考資料（案），1995

1. 4　超塑性ラバーダンパー開発

(1) 開発の背景と目的

大型構造物の地震や風による振動を低減するために、種々の振動制御装置・部材が開発されている。ゴム材料を用いた装置・部材としては高減衰積層ゴム支承を含めた積層ゴム支承が免震構造に実用化されているが、最近では振動エネルギーの吸収を目的とした高減衰ゴムダンパーの開発も始められている。

本研究では、長大橋を対象にその減衰性を向上させることを目的にして、超塑性ラバーダンパーの開発を行う。超塑性ラバーダンパーはゴム材料の特性を利用したダンパーであり、以下の２つの形態に分類される（図-1.4.1参照）。

１）せん断型ダンパー：

減衰性の非常に高いゴム材料に取付用金具を加硫接着した構造で、ゴム材料のせん断変形に伴うエネルギー吸収を利用したダンパーである。

２）流動抵抗型ダンパー：

密閉容器内に充填されたゴム材料（未加硫の流動性ゴム）を突起を持つ軸を介して流動させる構造で、ゴム材料の塑性流動によるエネルギー吸収を利用したダンパーである。

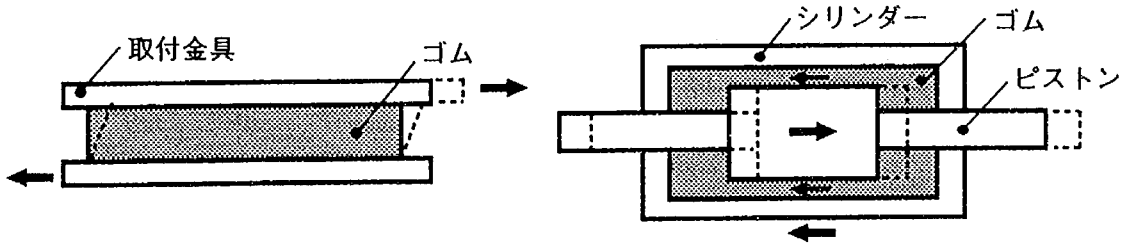


図-1.4.1　超塑性ラバーダンパーの基本構造

(2) 開発項目と内容

本研究における開発項目とその内容を以下に示す。

［利用法の検討と要求特性の把握］

長大橋の減衰性を向上させるための超塑性ラバーダンパーの利用法を検討し、材料および装置開発に必要な要求特性を明確化する。

［材料の開発・評価］

せん断型ダンパーおよび流動抵抗型ダンパーに適した材料開発を行う。材料開発に際しては、エネルギー吸収量、温度依存性、耐疲労性などを考慮する。

［装置の開発・評価］

せん断型ダンパーおよび流動抵抗型ダンパー装置を試作し、減衰性能や変形性能を把握する。また、長大橋モデルの振動台実験により、これらの装置による振動低減効果を評価する。

(3) 開発の工程

各開発項目についての開発工程の概要を表-1.4.1に示す。昨年度までに、せん断型ダンパーに関してはゴム材料の開発および設計に必要となる諸特性の評価を完了し、流動抵抗型ダンパーに関しては小型の装置モデルを試作して基礎的特性を把握した。本年度は、流動抵抗型ダンパーについて充填するゴム材料の改良を進め、再度特性確認実験を行うとともに、せん断型ダンパーおよび流動抵抗型ダンパーの設計式をまとめる。また、長大橋モデルの振動台実験、解析を行い、超塑性ラバーダンパーを設置した場合の振動性状や免震効果を確認する。

表-1.4.1 開発工程

項目		平成5年度	平成6年度	平成7年度
利用法の検討と要求特性の把握		——●		
材料の開発・評価	・材料開発と基礎評価 ・耐久性評価	———	———●	———●
装置の開発・評価	・基本構造検討 ・装置試作と特性確認 ・設計式作成 ・振動台実験と解析	——●	———●	———● ——●

(4) 平成7年度の研究成果

平成7年度は、上記のように、せん断型ダンパーの設計式作成、流動抵抗型ダンパーの実験と設計式作成、長大橋モデルの振動台実験・解析を行った。以下に、本年度の研究成果を示す。

1) せん断型ダンパー

せん断型ダンパに関しては、昨年度実施した実験に基づき設計用の材料特性式を算出した。

a) 設計用特性式

せん断型ダンパーは速度依存性が比較的小さく、弾塑性型の履歴減衰として扱うことが可能である（図-1.4.2参照）。このため、せん弾弾性係数G(γ)と等価減衰定数h(γ)をせん断ひずみの関数として以下の式を用いて近似した。

$$G(\gamma)=6.92\gamma^{-0.594}\ \mathrm{kgf/cm^2} \quad : \ 0.1\leqq\gamma\leqq2.0 \qquad (1.4.1)$$

$$h(\gamma)=0.283 \quad : \ 0.1\leqq\gamma\leqq2.0 \qquad (1.4.2)$$

上式より得られるせん断弾性係数、等価減衰係数と等価減衰定数の関係を実験値と併せて図-1.4.3に示す。また、本材料は、温度が低下するに従いせん断弾性係数が増大する傾向がある（等価減衰定数は殆ど変化しない）ため、温度による特性変化を考慮する場合には、式（1.4.1）で表されるせん断弾性係数（温度20℃の値）に温度による補正係数を乗じる必要がある。温度補正係数α_Gは温度 $-10\leqq T\leqq40$℃の範囲で式（1.4.3）で近似した。これより得られる温度補正係数と温度の関係を実験値と併せて図-1.4.4に示す。

$$\alpha_G=2.05e\ (=2.718)^{-0.036T^2} \quad : \ -10\leqq T\leqq40℃ \qquad (1.4.3)$$

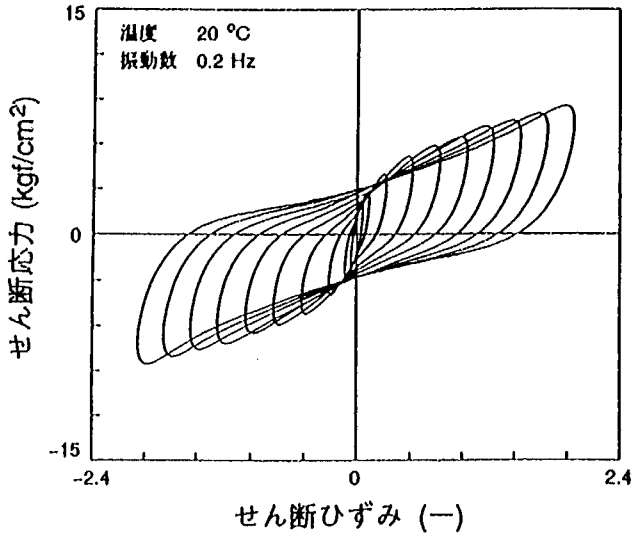


図-1.4.2　せん断型ダンパーの代表的な履歴特性

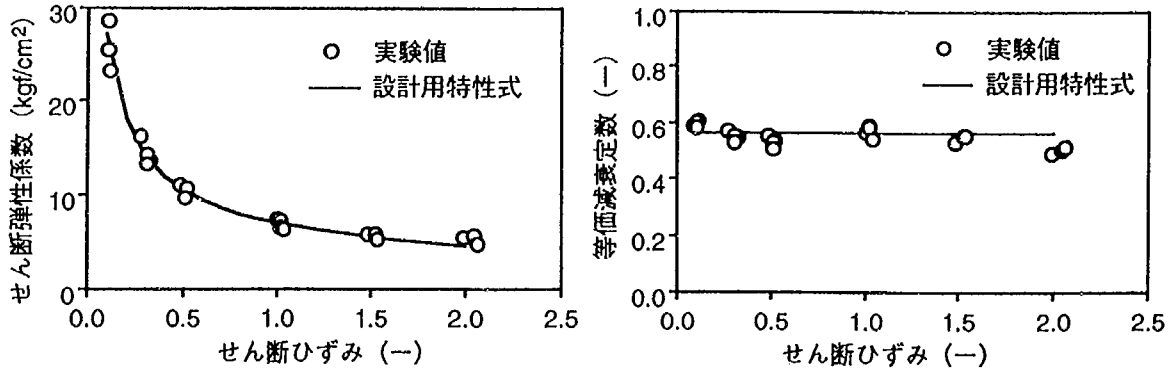


図-1.4.3　せん断弾性係数，等価減衰定数とせん断ひずみの関係

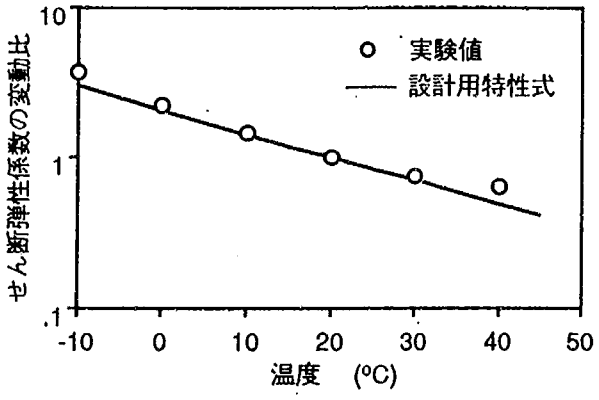


図-1.4.4　せん断弾性係数，等価減衰定数と温度の関係

b）まとめ

せん断型ダンパでは、材料特性式として式（1.4.1），（1.4.2）を作成した。これらの式により、減衰特性を等価線形モデルやバイ－リニアモデル表現することが可能となる。

2）流動抵抗型ダンパー

流動抵抗型ダンパーに関しては、内部に充填するゴム材料を改良し特性把握を行った。また、設

計式を導出して、その適用性を検討した。

a）実験の概要

実験に用いた小型ダンパーモデルを図-1.4.5に示す。内部に充填するゴム材料は未加硫の合成ゴムで、完全弾塑性体（非硬化型）に非常に類似した特性を有している。実験では、絞り部の幅Wや長さLを変化させた場合について様々な振幅、振動数で加力して荷重－変位特性を調査した。

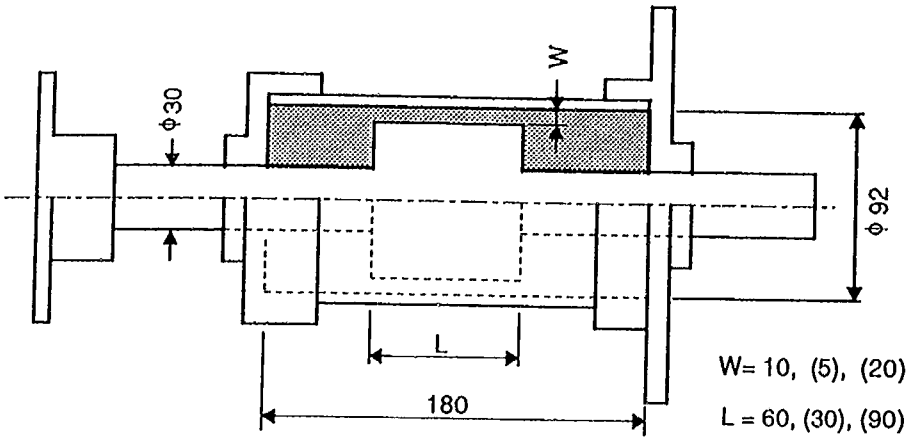


図-1.4.5　流動抵抗型ダンパーモデル

b）実験結果

絞り部の幅W＝10mm，長さL＝60mmとした場合に得られた代表的な荷重－変位特性を図-1.4.6に示す。全般的な傾向として、各振幅の場合ともに矩形に近く（ただし、角部は丸みをおびている）、荷重（減衰力）は振幅や振動数が大きくなると増大する。

図-1.4.6に示すような荷重－変位特性を速度と荷重の関係でまとめると図-1.4.7を得る（速度と荷重の評価方法は図中の式参照）。本材料を充填した場合には、得られる荷重は速度のほぼ0.28乗に比例する結果が得られている。また、後述するように、荷重は絞り部の幅と長さにより大きく変化し、絞り部の幅を小さくするほど、長さを長くするほど増大する。

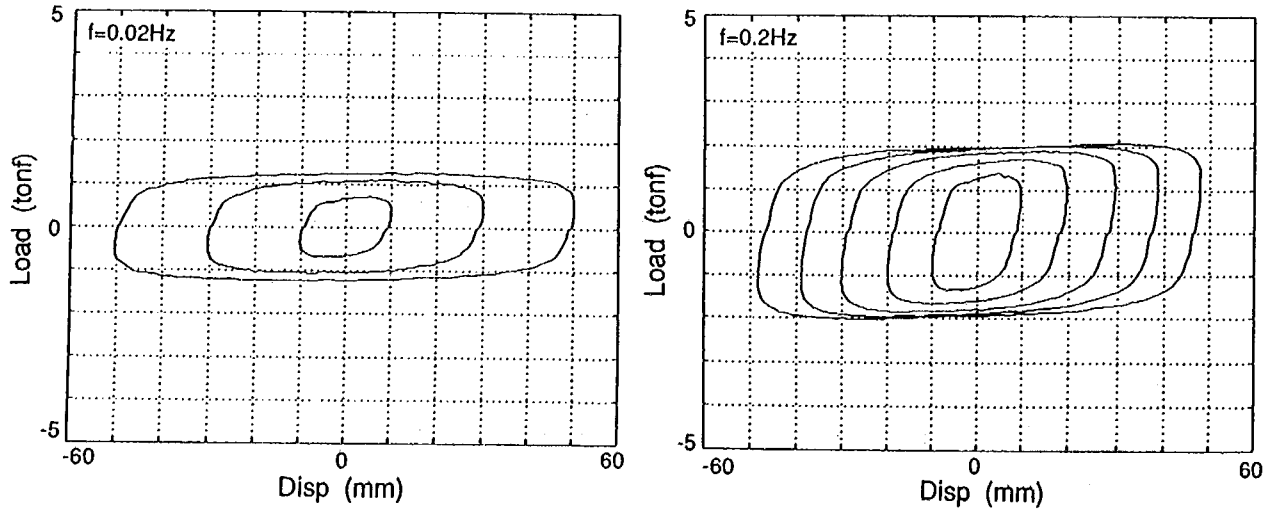


図-1.4.6　荷重－変位特性（W＝1 cm，L＝6 cmの場合）

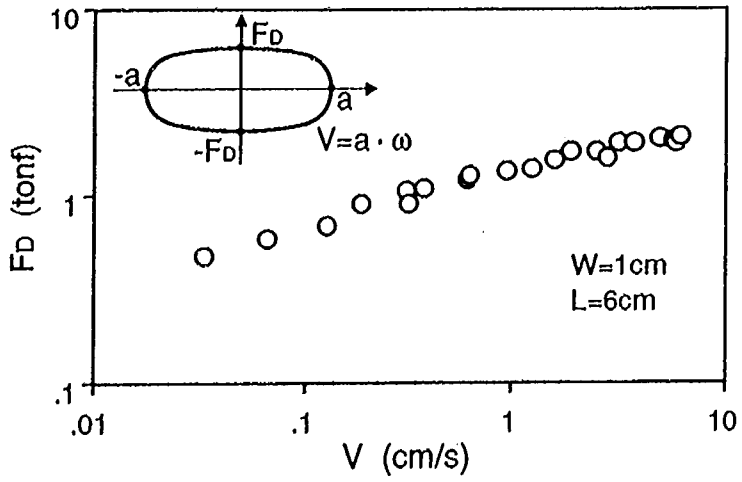


図-1.4.7　速度と荷重の関係（W＝1cm,　L＝6cmの場合）

さらに、一定振幅で連続に繰り返し変形を与えた際の特性を図-1.4.8に示す。振幅50cm×　100回の繰返し変形に対して温度は20℃程度上昇するが、この際の荷重の低下率は30%程度であり荷重－変位特性の変化はに小さく安定している。

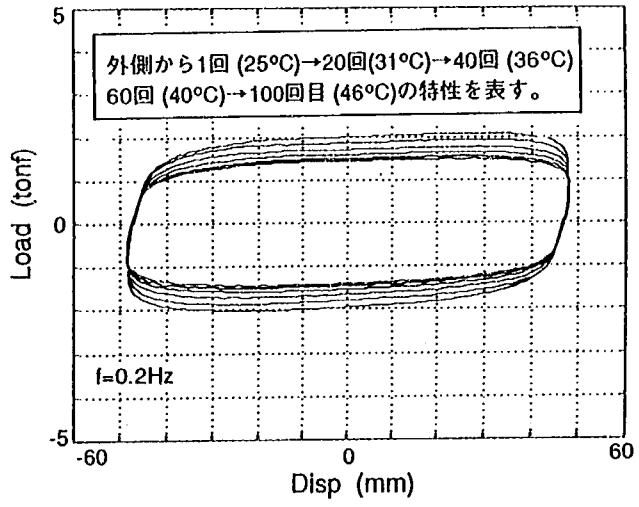


図-1.4.8　繰り返し変形特性（W＝1cm,　L＝6cmの場合）

c）設計式

ダンパー内部に充填したゴム材料を非ニュートン粘性として、塑性流動時のせん断応力τ* とせん断ひずみ速度（dγ*/dt）の間には式（1.4.4）の関係が成り立つものとする。

$$\tau^* = C\left(\frac{d\gamma^*}{dt}\right)^n \qquad (1.4.4)$$

ただし、Cとn（0＜n＜1）は材料により決まる定数である。

また、塑性流動時のせん断応力τ* とダンパー内部に生じる圧力差Δpの関係を式（1.4.5）で、せん断ひずみ速度（dγ*/dt）とダンパー速度Vの関係を式（1.4.6）で近似する（図-1.4.9参照）。

$$\tau^* = \frac{D_0 - D_1}{4L} \Delta p \qquad (1.4.5)$$

$$\frac{d\gamma^*}{dt} = \frac{4(D_0 + D_1)}{(D_0 - D_1)^2} V \qquad (1.4.6)$$

以上の関係から、$D_1 \gg D_2$として、ダンパに生じる荷重$F_D(=\pi D_0 D_1)$は式（1.4.7）および式（1.4.8）で表現することができる。

$$F_0 = \frac{C' \pi D_0 D_1 L}{D_0 - D_1} V^n \qquad (1.4.7)$$

$$C' = C \left\{ \frac{4(D_0 + D_1)}{(D_0 - D_1)^2} \right\}^n \qquad (1.4.8)$$

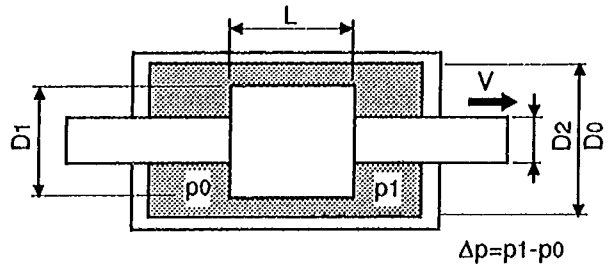


図-1.4.9　記号の定義

これらの式は荷重F_Dが速度Vのn乗に比例し、荷重が絞り部の幅（$D_0 - D_1$）／2や長さLにより変化することを示している。さらに、充填したゴム材料の塑性流動時のせん断応力とせん断ひずみ速度の関係を式（1.4.9）で表現し、絞り部の幅を変化させた場合、および絞り部の長さを変化させた場合について、ダンパーの荷重と速度の関係を求めると図-1.4.10 および図-1.4.11 に示す結果が得られる。

$$\tau^* = 0.95 \left(\frac{d\gamma^*}{dt}\right)^{0.26} \text{kgf/cm}^2 \qquad (1.4.9)$$

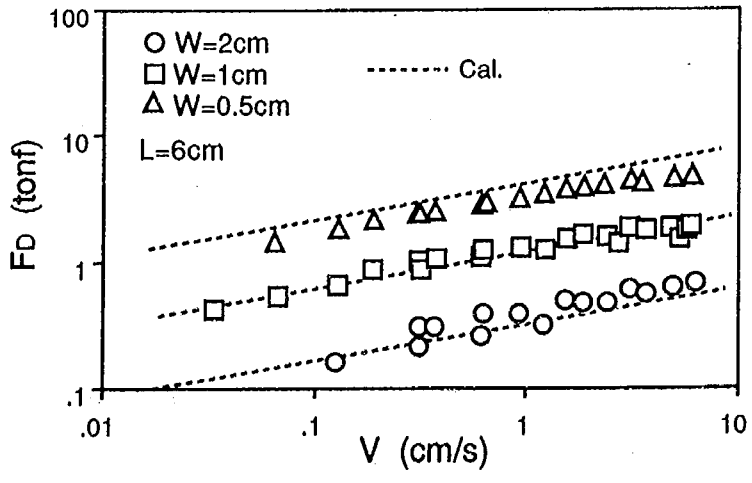


図-1.4.10　設計式と実験値による速度ー荷重関係の比較（絞り部幅を変化させた場合）

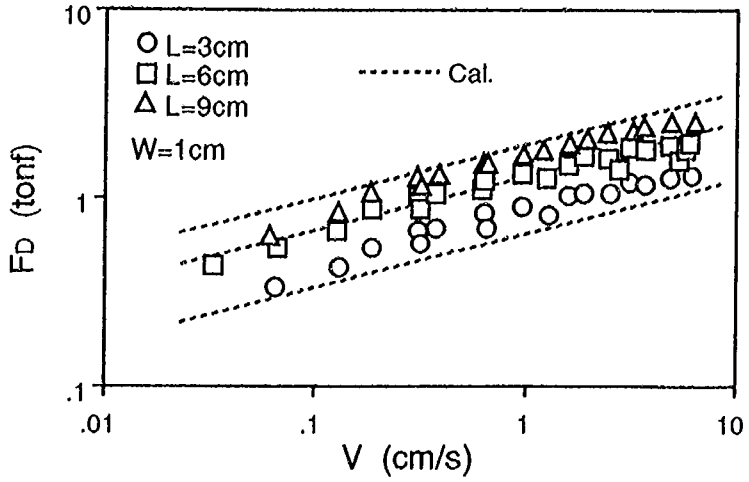


図-1.4.11　設計式と実験値による速度ー荷重関係の比較（絞り部長さ変化させた場合）

各図中には実験結果も併記しているが、式（1.4.7），（1.4.8）は各絞り部寸法のダンパーについて実験結果をほぼ再現できるものとなっている。

d）まとめ

特性改良した充填材料を用いた場合のダンパー特性を調査し、荷重が速度の約0.28乗に比例すること、繰り返し変形（温度上昇を伴う）に対して比較的安定した特性が得られることを確認した。また、設計式として、式（1.4.7）および式（1.4.8）を用いれば、ダンパに生じる荷重を評価できることを示した。

3）長大橋モデルの振動台加振実験結果

長大橋に超塑性ラバーダンパーを設置した場合の振動性状、免震効果を確認する目的で、長大橋モデルの地震波加振実験と応答解析を行った。

a）供試体と実験方法

実験に使用した長大橋モデルを図-1.4.12 に示す。このモデルは斜張橋（完成系）を想定したもので、本縮尺モデル実験の相似即を表-1.4.2に示す。

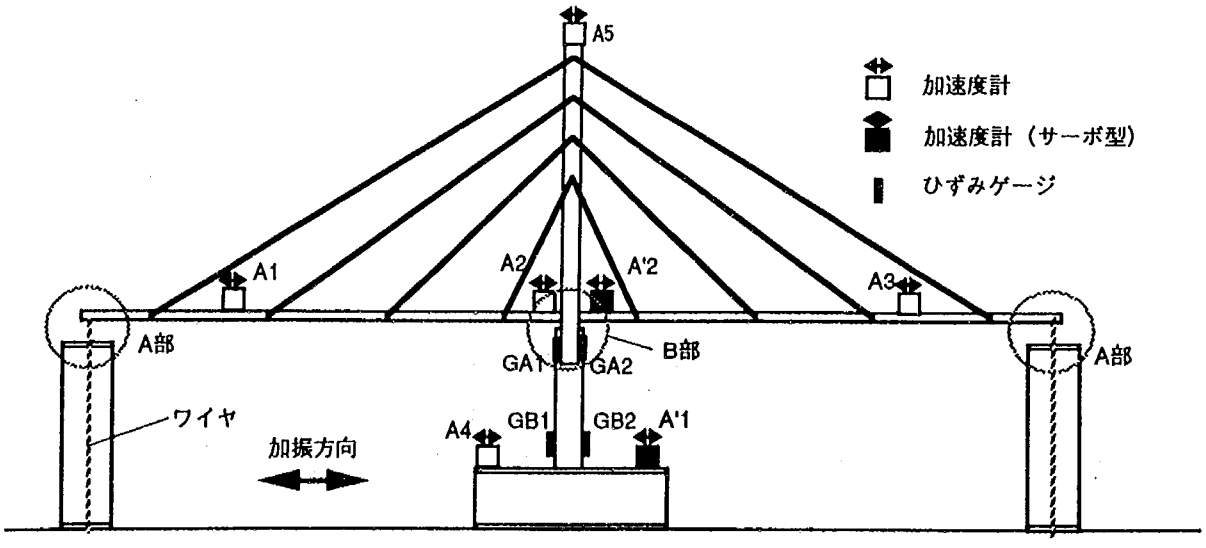


図-1.4.12　振動台実験用長大橋モデル

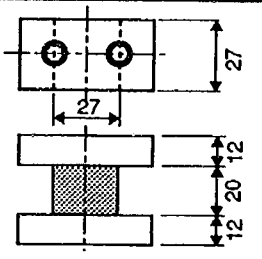
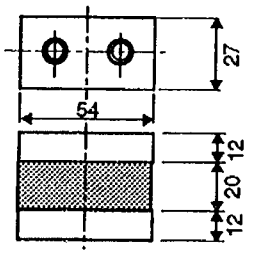
表-1.4.2　縮尺モデル実験の相似則

	実大系	縮尺系
時　間	t	$0.201t$
変　位	x	$0.018x$
加速度	$\ddot{x}$	$0.45\ddot{x}$

なお、計測は、振動台、主塔、主桁各部の水平方向加速度、および主塔、橋脚部の曲げひずみについて行った（図-1.4.12 参照）。また、主桁部の相対変位を調べる目的で、振動台および主桁部にサーボ型の加速度を設置した。

実験は表-1.4.3に示すように、ダンパーを設置しない場合、せん断型ダンパーを主桁と両端橋脚間に設置した場合、およびせん断型ダンパーを主桁と中央橋脚間に設置した場合の3ケースに分けて行い、それぞれのケースについて、Ⅰ種地盤用地震波46, 160gal(実大系100, 360gal)およびⅢ種地盤用地震波62, 200gal(実大系140, 440gal）を入力した。

表-1.4.3　実験ケース

実験ケース	ダンパー設置場所	ダンパー形状と寸法
Caes.1：ダンパー設置なし		
Case.2：せん断型ダンパー設置	図1.4.12中Ａ部 数量：各１個の計２個	
Case.3：せん断型ダンパー設置	図1.4.12中Ｂ部 数量：１個	

また、各ダンパーの要素実験より得られた荷重－変位特性を図-1.4.13 ～1.4.14に示す。ケース3に使用するダンパーはケース2に使用するダンパーに比較して、ゴム高さが等しく、断面積が2倍になっており、ケース2のダンパーを2個並列に配置するとケース3とほぼ同等な荷重－変位特性が得られる。

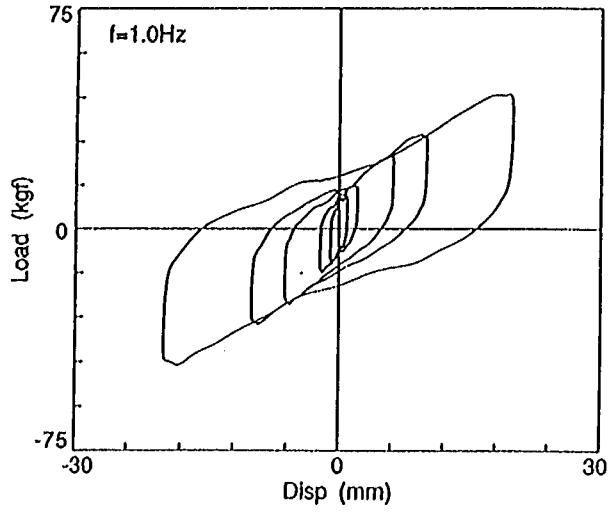


図-1.4.13　せん断型ダンパー（Case.2）の特性

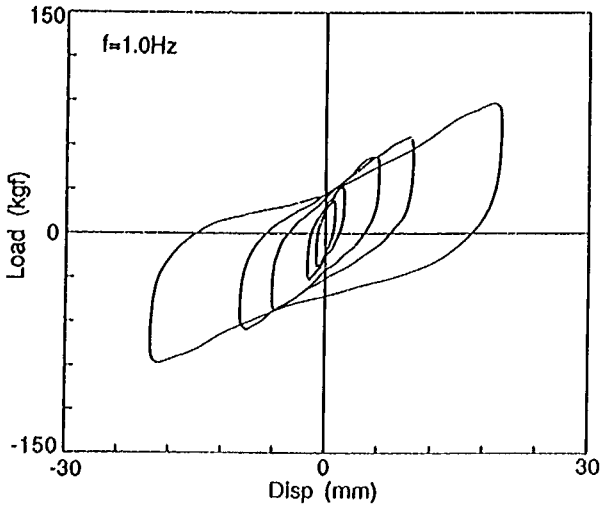


図-1.4.14　せん断型ダンパー（Case.3）の特性

b）実験結果

各実験ケースについて、Ⅰ種地盤用地震波160galを入力した場合の時刻歴波形を図-1.4.15 ～ 1.4.17に示す。各図において、A4は入力加速度、A2は桁中央部の応答加速度、A5は主塔頂部の応答加速度、Xは桁の振動台に対する応答変位、GAは主塔基部の曲げひずみ、GBは橋脚基部の曲げひずみを表す。

これらの結果より、ケース2およびケース3ともにダンパーを設置した場合には地震後の振動減衰が大きくなっている。そして、応答加速度波形は1次モードだけでなく高次のモードが重なっているのに対して、主桁の相対変位、主塔、橋脚基部の曲げひずみは1次モードの振動による影響が支配的である。さらに、伝達特性により各実験ケースの1次モード固有周期と減衰定数は表-1.4.4のように評価され、実験上の制約からダンパーを設置した場合はかなり大きな減衰を付加した系になっている。

表-1.4.4　各実験ケースの1次モード固有周期と減衰定数

	固有周期　(sec)	減衰定数　(-)
Case. 1	0.9～1.0　(4.5～5.0)	0.02～0.03
Case. 2	0.6～0.8　(3.0～4.0)	0.18～0.20
Case. 3	0.7～0.8　(3.5～4.0)	0.12～0.16

注記：（　）内は実大系に換算した固有周期

また、全実験ケースの最大応答加速度の比較を図-1.4.18に、最大桁応答変位の比較を図-1.4.19に、最大曲げモーメントの比較を図-1.4.20 に示す。

これらの結果から、ダンパーを設置することにより、主桁部および主塔頂部の応答加速度の低減効果は認められないが主桁の相対変位および主塔、橋脚基部の曲げひずみは低減されている（ダンパーが1次モードの振動低減に有効に使用している）。なお、ケース2とケース3の比較でダンパ

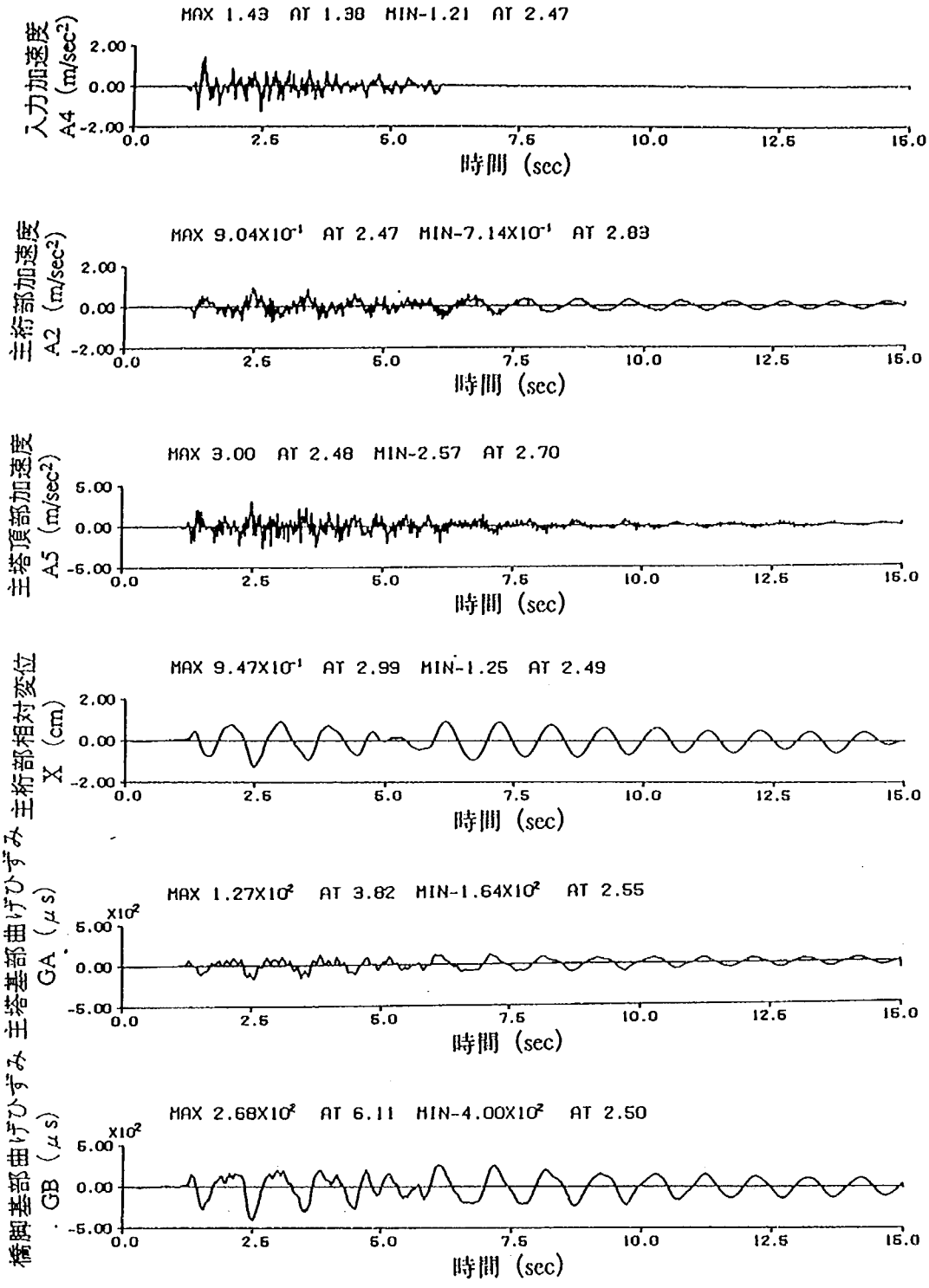


図-1.4.15 Case.1（ダンパー設置なし）の応答波形と伝達特性

の設置場所による顕著な差は実験では認められなかった。

c）応答解析

応答解析は、ケース1～ケース3についてⅠ種地盤用地震波160gal（実大系360gal）を入力した場合に関して行った。この際、長大橋モデルは主桁、主塔、橋脚部を質点要素と梁要素を用いて、また、ケーブル部を弦要素を用いてモデル化し、ダンパーについては要素実験の結果（振幅1cm）

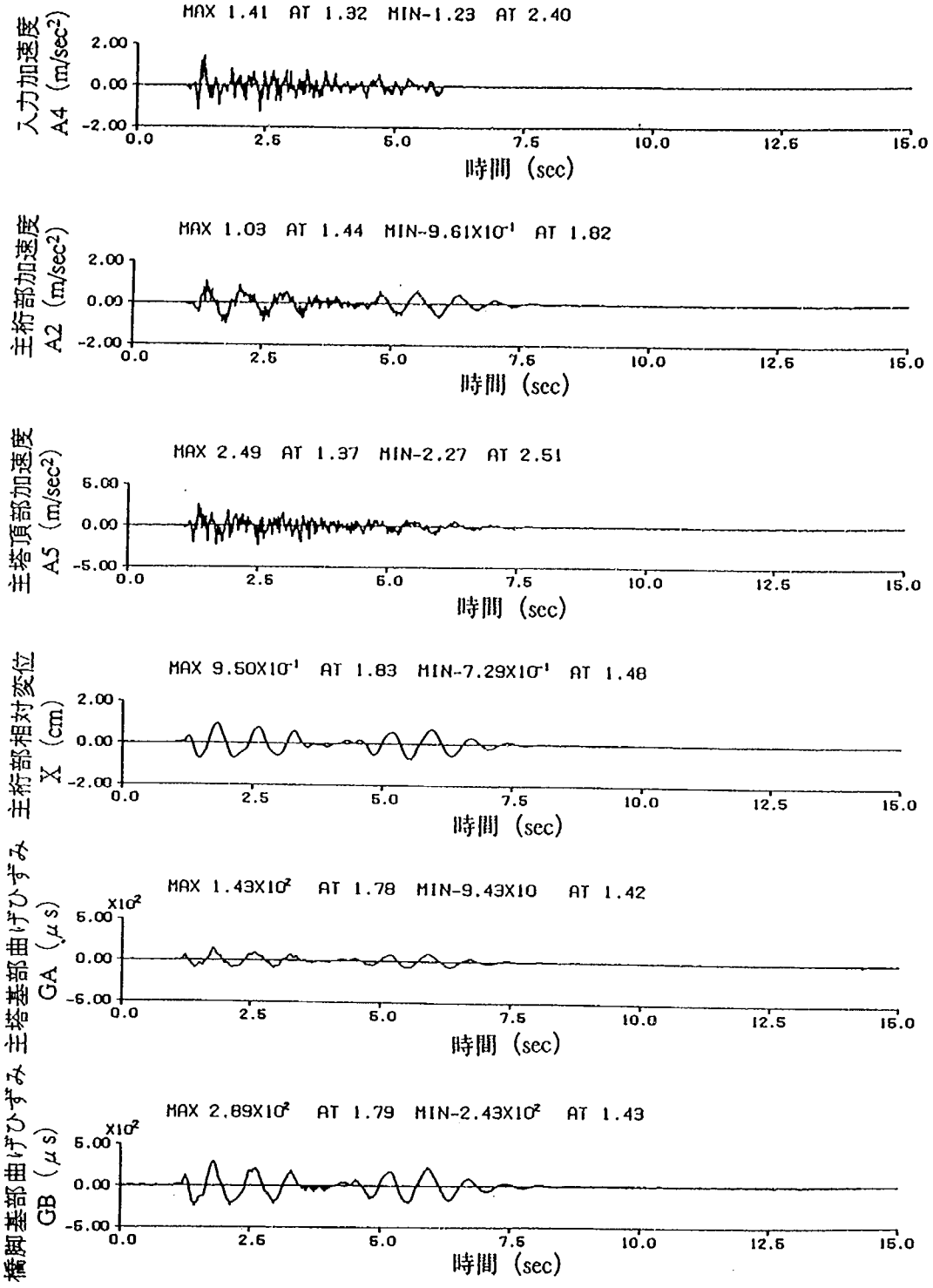


図-1.4.16 Case.2（ダンパーを主桁と両端橋脚間に設置）の応答波形と伝達特性

に基づいたバイ－リニアモデルでモデル化した。

各解析結果を実験結果と比較して図-1.4.21 ～1.4.23に示す。各解析結果ともに全般的に実験結果を再現しており、実験結果と同様にダンパーの設置により応答加速度は低減傾向にないが、主桁応答変位については低減効果が得られている。

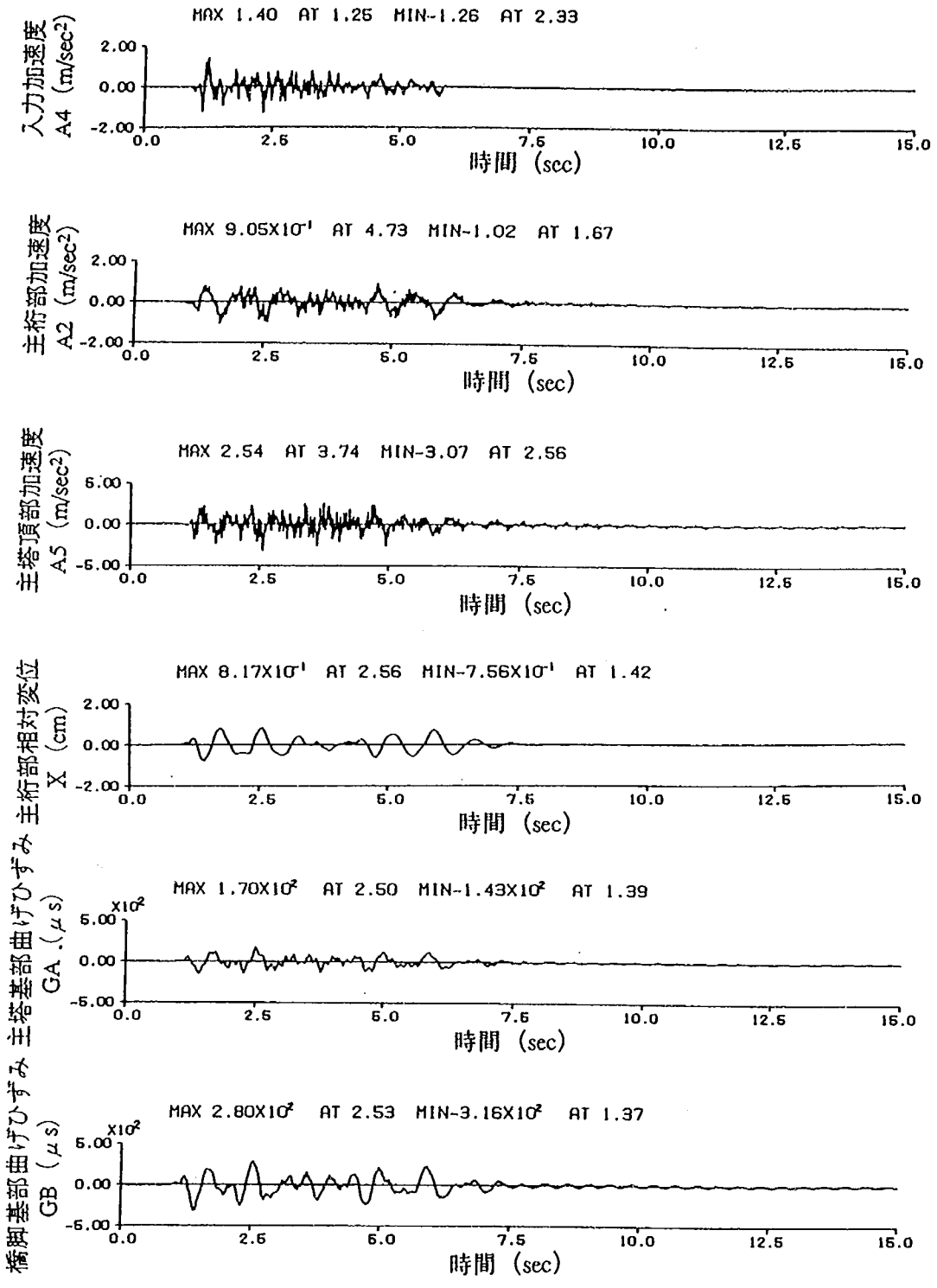


図-1.4.17 Case.3（ダンパーを主桁と中央橋脚間に設置）の応答波形と伝達特性

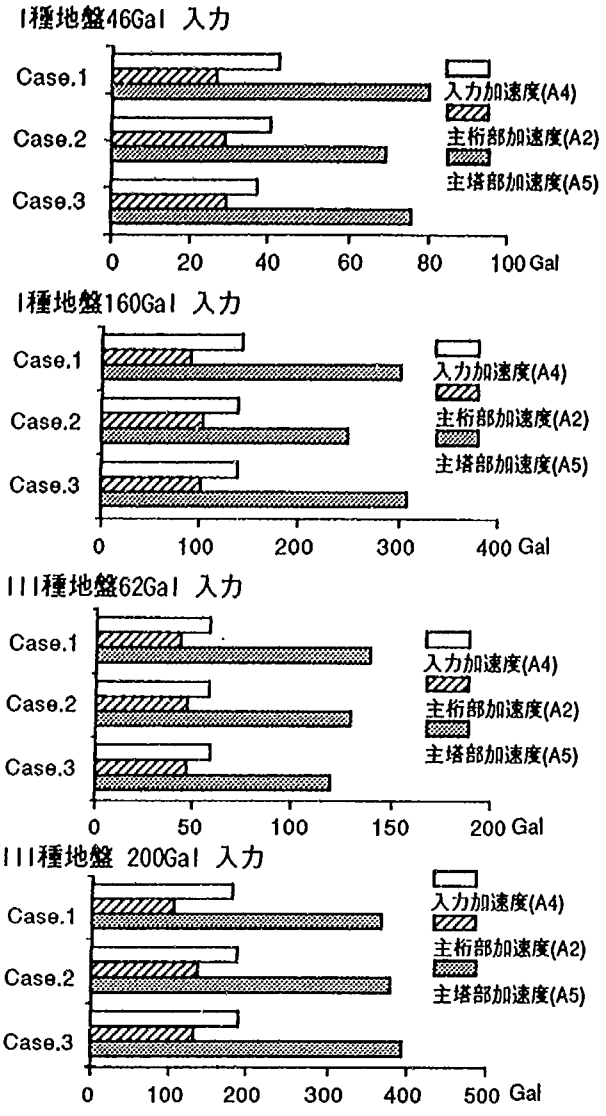


図-1.4.18　各部最大応答加速度の比較

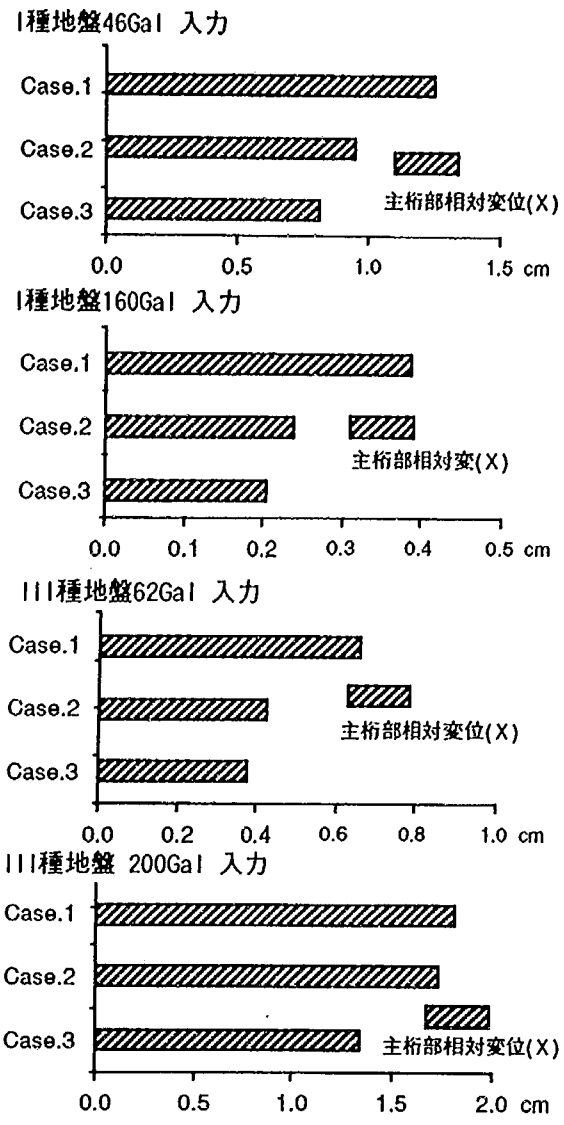


図-1.4.19　主桁の最大応答変位の比較

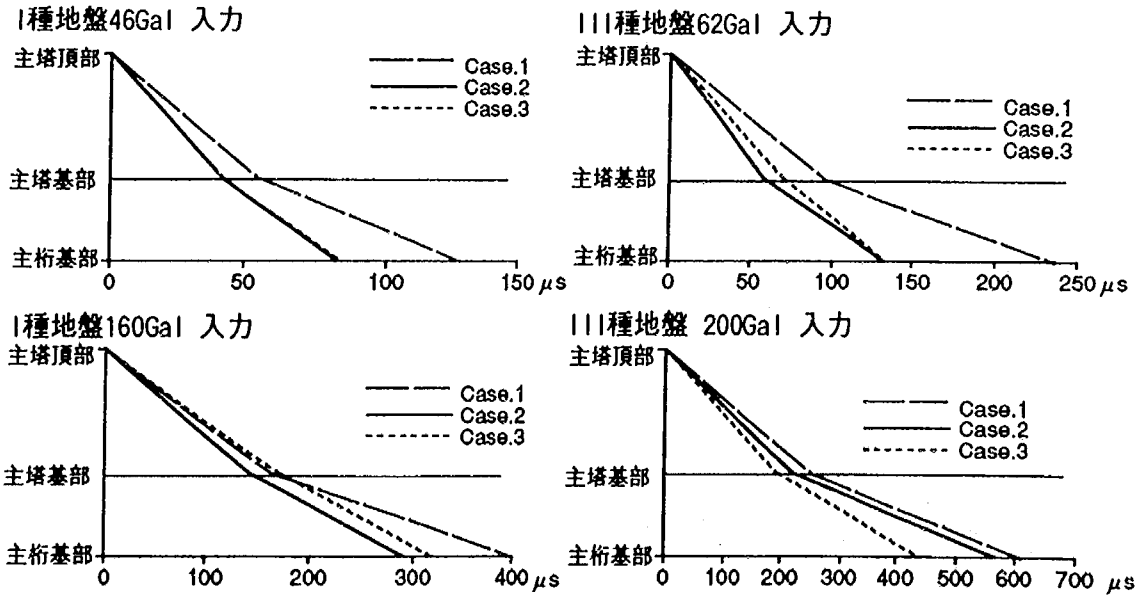


図-1.4.20　主塔，橋脚基部の最大曲げひずみの比較

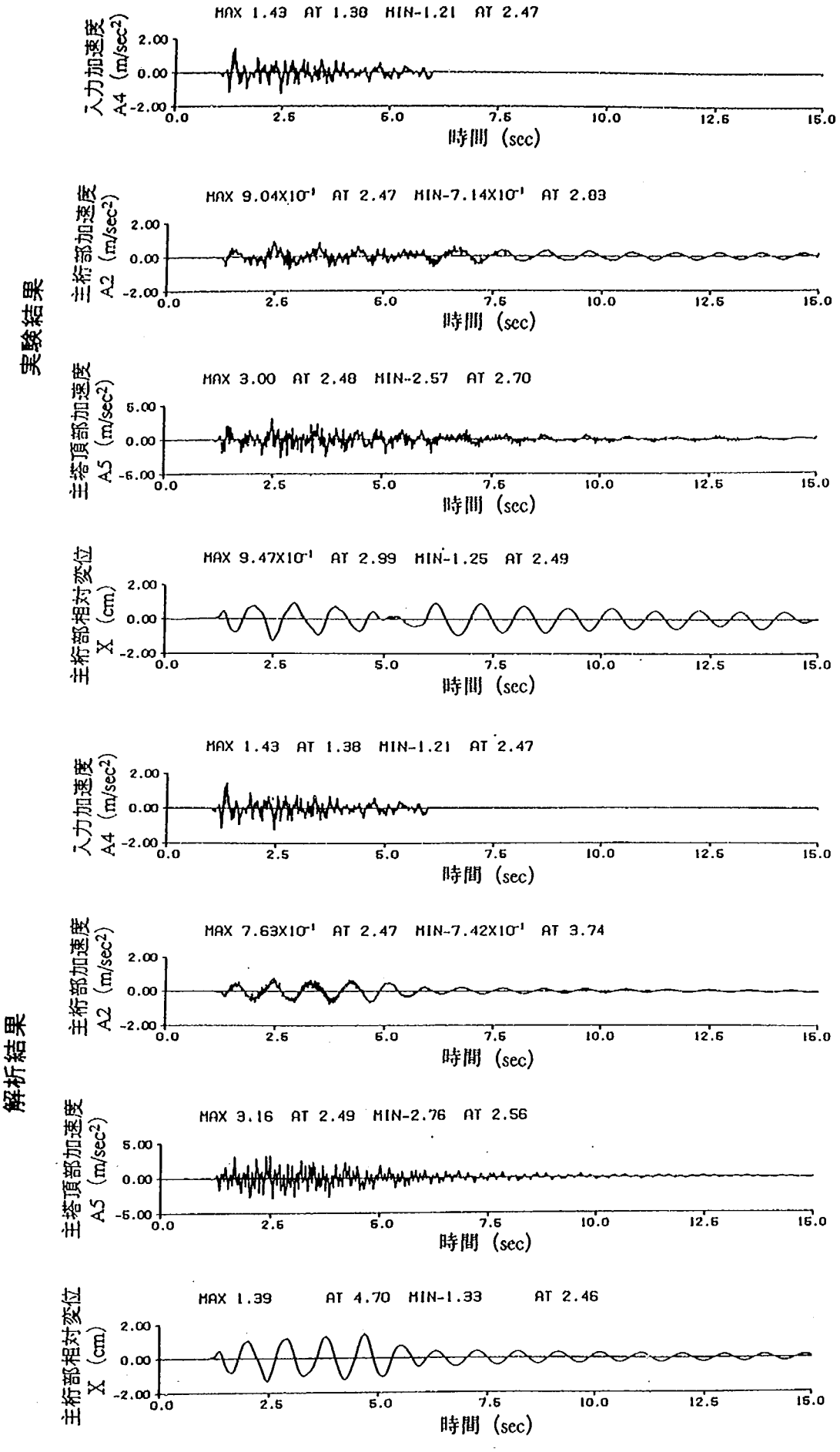
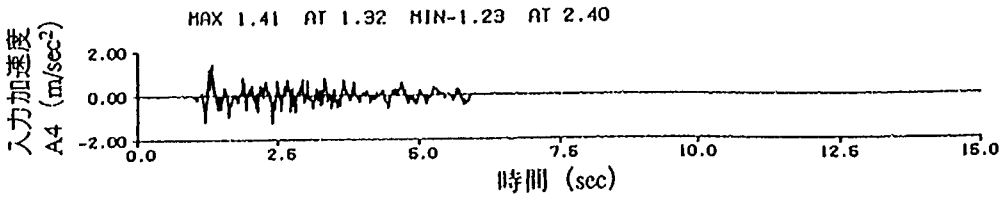
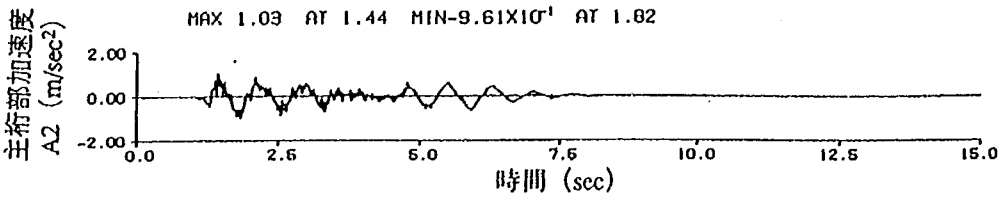
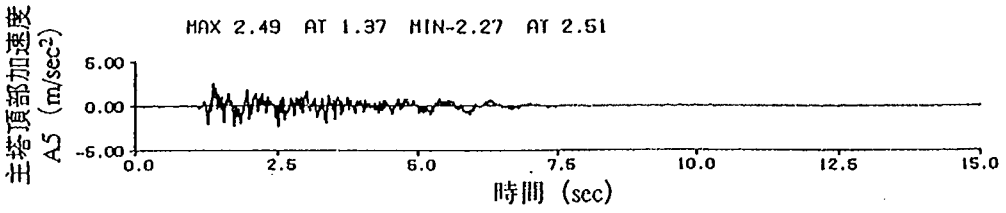


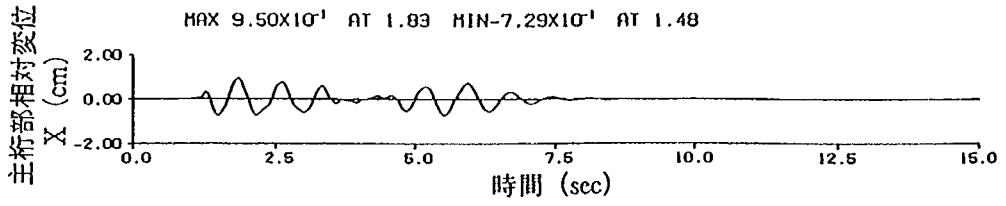
図-1.4.21 Case.1（ダンパー設置なし）の応答波形の解析結果

実験結果

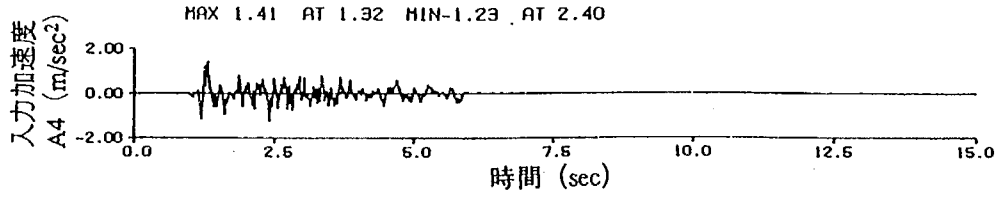


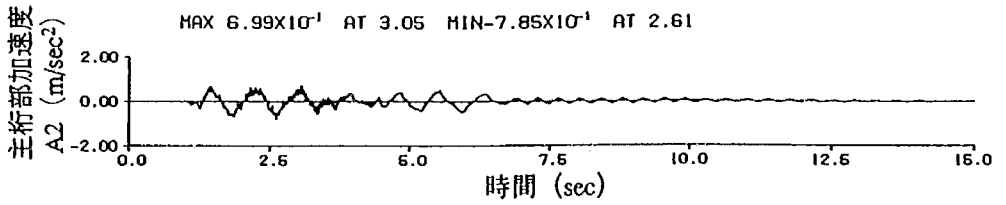


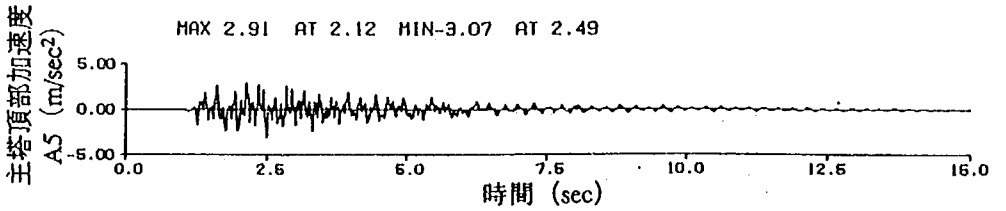




解析結果







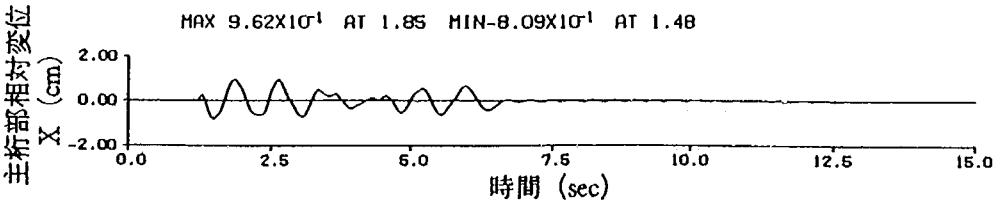
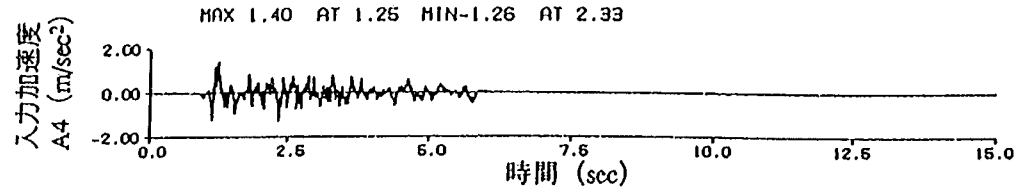
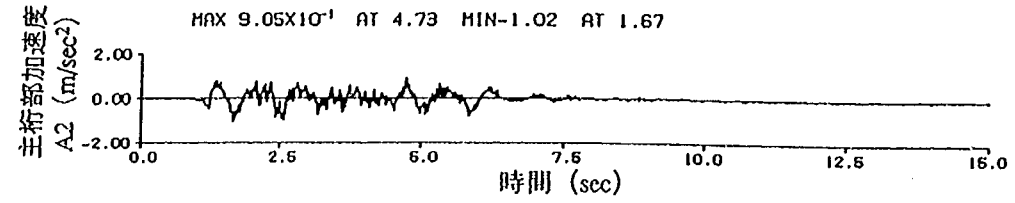
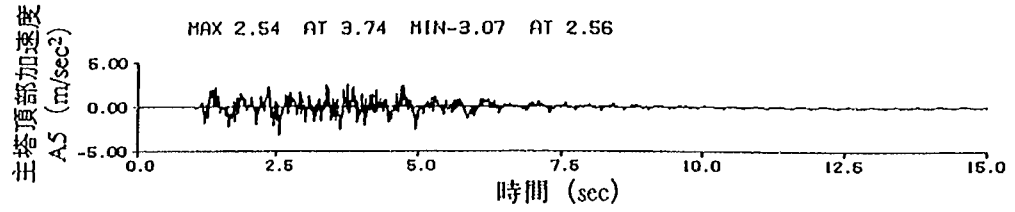


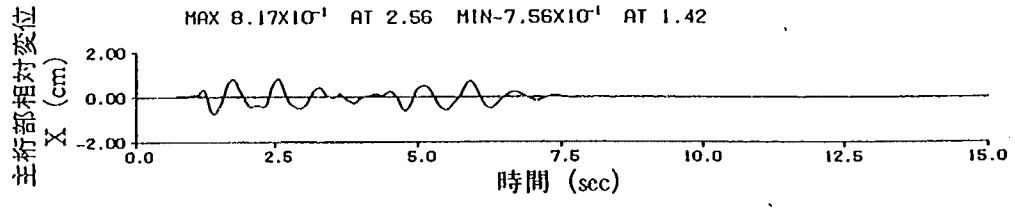
図-1.4.22 Case.2（ダンパーを主桁と両端橋脚間に設置）の応答波形の解析結果

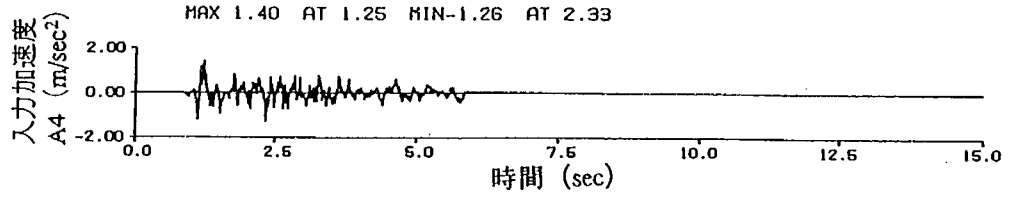
実験結果



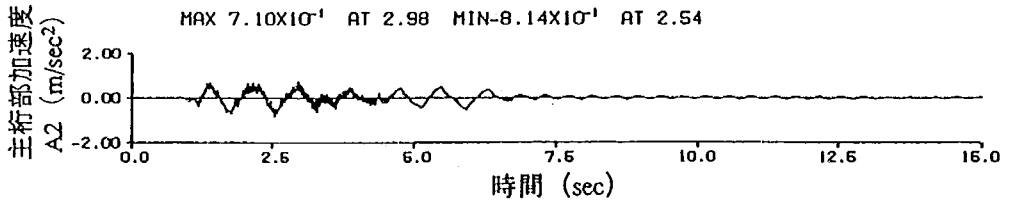


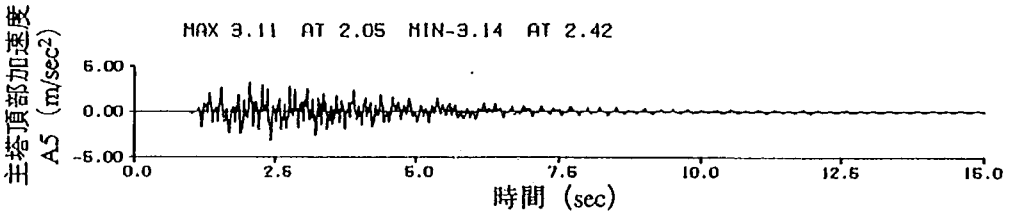






解析結果





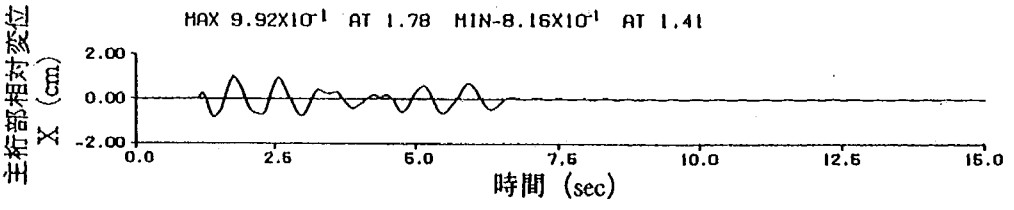


図-1.4.23 Case.3（ダンパーを主桁と中央橋脚間に設置）の応答波形の解析結果

d）まとめ

長大橋モデルにせん断型ダンパーを設置した場合の地震波加振実験と応答解析から、主桁と橋脚部にダンパーを設置することにより、地震後の振動減衰が大きくなり、1次モードの振動の影響が支配的な主桁の応答変位、主塔、橋脚部の曲げひずみ（応力）を低減できることを確認した。ただし、高次のモードの影響を含む主桁部、主塔頂部の応答加速度については明確な低減効果は得られなかった。また、ダンパーの設置場所による傾向的な差異は認められなかった。さらに、せん断型ダンパーをバイーリニア型でモデル化することで、斜張橋の応答をほぼ予測できることを示した。

(5) 3年間の研究成果の要約と今後の課題・展望

本研究では、ゴム材料の特性を利用したせん断型ダンパーと流動抵抗型ダンパーの開発研究、および斜張橋を例にした長大橋モデルの実験と解析により、ダンパー（せん断型ダンパー）設置による効果把握、解析モデルの検証を行った。以下に成果の要約と今後の課題・展望を示す。

1）せん断型ダンパー

- 長大橋の高減衰化に適すると考えられる高硬度で大きな損失係数を持つゴム材料（大きなエネルギー吸収を得やすい）を開発し、ひずみ依存性，振動数依存性，温度依存性，繰り返し変形特性，破断特性など設計に必要となる特性を把握した。
- これらの結果より、ダンパーをモデル化（等価線形、バイーリニア）するための資料を作成した。
- せん断型ダンパーは構造が簡単で広い変形域でエネルギー吸収が可能なことを特長に持つため、様々な部位への適用性の高いダンパーであると考えられる。

2）流動抵抗型ダンパー

- 前記のせん断型ダンパーでは大容量（大荷重、大ストローク）化に限界があるため、流動抵抗型ダンパーの開発も行った。
- 本ダンパーは矩形と楕円の中間的な荷重－変位特性を持ち、 変形速度の約0.3 乗に比例した荷重が得られる。また、繰り返し変形に対しても特性は安定している。
- ダンパーの設計式については、材料の塑性流動時のせん断応力とせん断ひずみ速度の関係から、装置の荷重と変形速度の関係式を導出し、その有効性を確認した。
- 流動抵抗型ダンパーは設計の自由度が比較的大きく、緩速変形時の抵抗力も小さいダンパーである。

3）長大橋（斜張橋）モデルの地震波加振実験と応答解析

- 主桁と橋脚部にダンパーを設置することにより、1次モードの振動の影響が支配的な主桁の応答変位、および主塔、橋脚部の曲げひずみ（応力）を低減できることを確認した。
- せん断型ダンパーをバイーリニア型でモデル化することにより、本斜張橋の応答をほぼ再現できることを示した。

＜研究担当＞ (株)ブリヂストン

参考文献

1）今田安男，清田錬次，水津洋二，笠原康宏：高減衰材を用いたケーブル制振装置，土木学会第48回年次学術講演会講演概要集第1部，pp654～655，平成5年9月

2）藤田聡，藤田隆史，古屋治，森川尚一，水津洋二：高減衰ゴムダンパを用いた高層建物の制振に関する研究，日本機械学会論文集59巻565号C編，pp2626～2642，平成5年9月

1. 5　超高減衰ゴム支承の開発

(1) 開発の背景と目的

本研究では長大橋に適用してその減衰性能を向上させるための装置の開発、およびこの装置に用いる高減衰ゴム材料の開発を行う。高減衰ゴム材料は現在等価減衰定数が15%程度のものが実用化され、一般橋梁の免震支承に使用されているが、本研究ではさらに減衰能力の高いゴム材料の開発を目的とする。

また、このゴム材料を用いた装置として吊橋および斜張橋を対象に、その上部構造と下部構造の接合部に設置し、地震時にせん断変形するタイプの減衰装置を開発する。

吊橋および斜張橋は一般橋に比べ固有周期が長いため地震時に生ずる水平変位が大きく、これに対応できる装置が要求される。長大橋の耐震性を向上させる目的で上下部構造間に装置を設置した例として過去に皿ばねを用いた例、ベーンダンパーを用いた例の他、ゴム支承により上下部構造を結合した例がある。ゴム支承の例ではゴム材料として天然ゴムが用いられており減衰機能は有していない。本研究では高減衰ゴム材料の持つゴム弾性と減衰性能により、水平ばねとして働いて地震時の変位を減少させるとともに、地震エネルギーを吸収する機能を持つ装置の開発を行う。

(2) 開発項目と内容

1）高減衰ゴム材料の開発

① 配合設計

目標の特性を有するゴム材料を得るため配合剤の選定および配合量の検討等を行う。

② 基本物性評価

引張強さ，破断伸び，硬さ等のゴム材料として基本的な物性を評価する。

③ 基本特性評価

テストピースを用いて動的試験を行い、特性の振幅依存性、温度依存性等の評価を行う。

2）減衰装置の開発

① 基本構造の検討

対象橋梁を設定し、設計条件の把握と実用的な装置の構造の検討を行う。

② 基本特性評価

装置のスケールモデルを用いた動的試験により、特性の振幅依存性、振動数依存性等の評価を行う。

③ 模型橋振動実験

斜張橋の模型を用いた地震波加振実験を行い、装置の有効性を確認する。

(3) 開発の工程

平成5～7年度の開発の工程を表-1.5.1に示す。

表-1.5.1　開発の工程

開発項目	実施項目	平成５年度	平成６年度		平成７年度	
高減衰ゴム材料の開発	配合設計					
	基本物性評価					
	基本特性評価					
減衰装置の開発	基本構造の検討					
	基本特性評価					
	模型橋振動実験					

(4) 平成７年度の研究成果

今年度は平成６年度の研究により開発した２種類の高減衰ゴムを斜張橋模型に適用して振動台による地震波加振実験を実施し、装置の実橋における有効性の検討を行った。

１）実験の概要

本実験は斜張橋の耐震性向上を目的として減衰を付与するため主桁と下部構造間に高減衰ゴムを用いたせん断型減衰装置を設置したときの効果を確認するため模型橋梁を用いて振動台により地震波を入力し、応答を観測した。実験に用いた試験体は高減衰ゴムが２種類と比較のため減衰性を持たない天然ゴムが１種類の計３種類とし、また、入力地震波は道示標準地震波のⅠ種地盤用およびⅢ種地盤用を用いて３段階の加速度レベルで加振を行った。

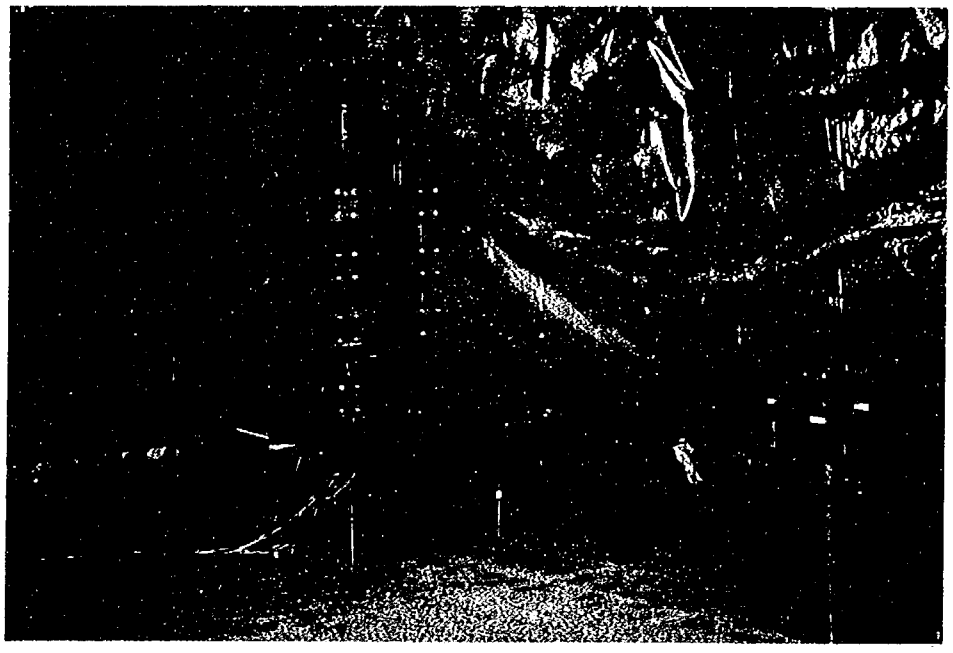


写真-1.5.1　実験状況

２）斜張橋模型

実験に用いた模型橋梁を図-1.5.1に示す。

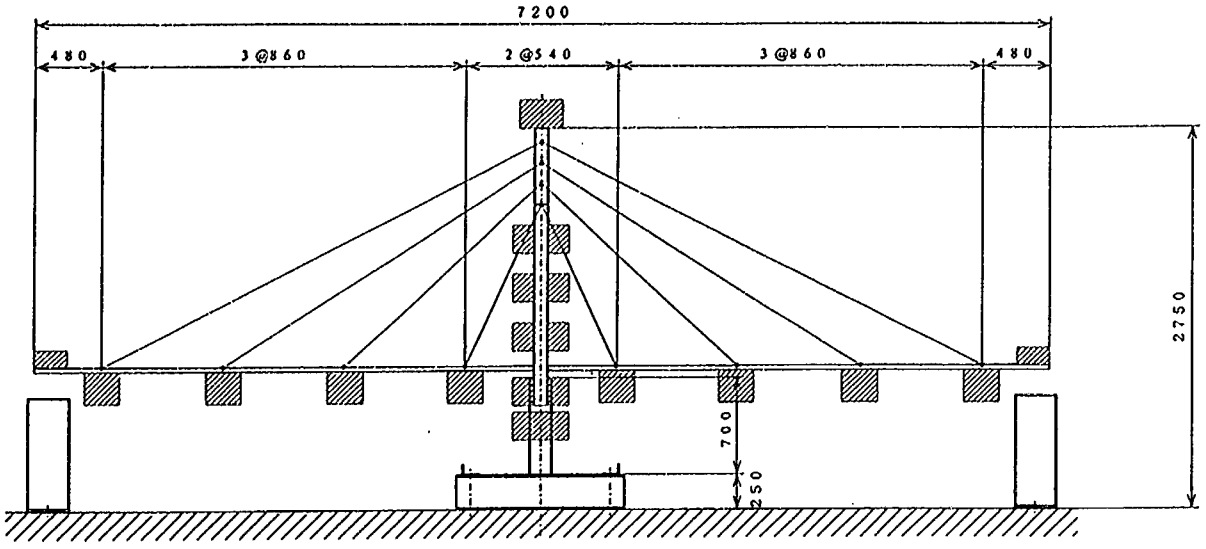


図-1.5.1　模型橋梁

3）試験体

実験に用いた試験体の構造を図-1.5.2に示す。使用したゴム材料の種類は高剛性高減衰ゴム、低剛性高減衰ゴムおよび天然ゴムの3種類、ゴム部の寸法は50㎜×50㎜×10㎜とした。模型橋梁への試験体の取付図を図-1.5.3に示す。

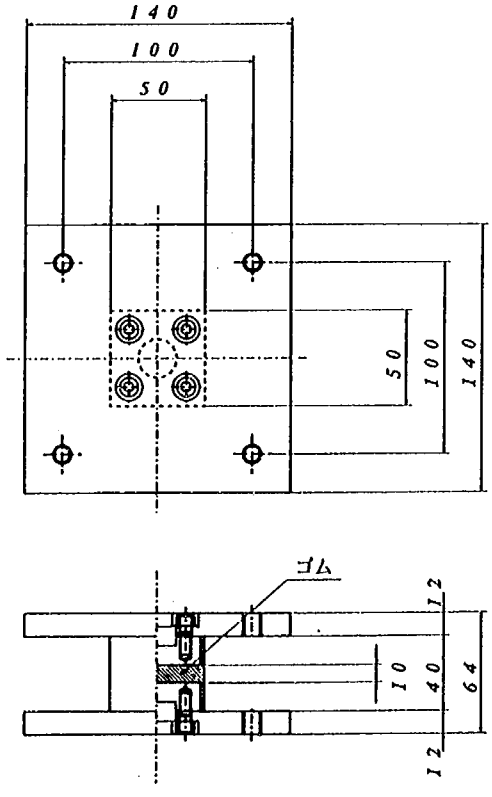


図-1.5.2　試験体

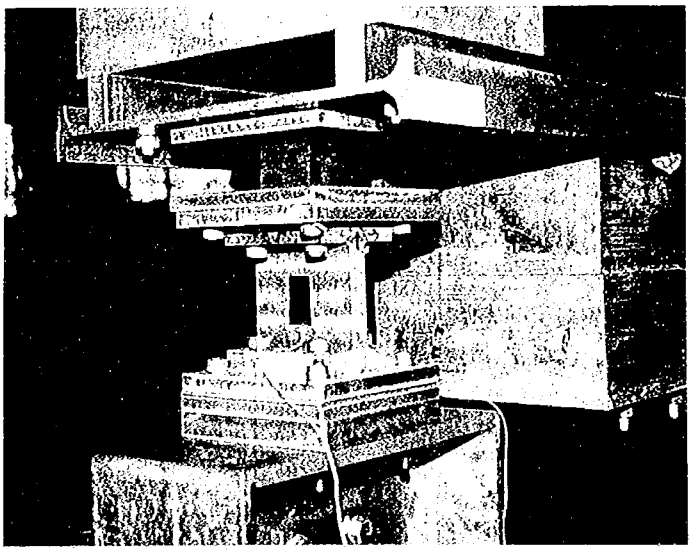
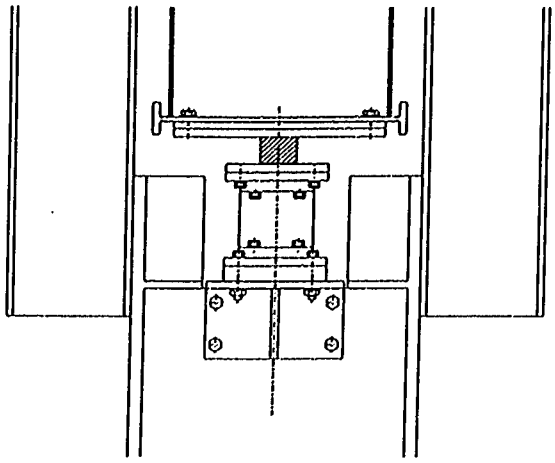
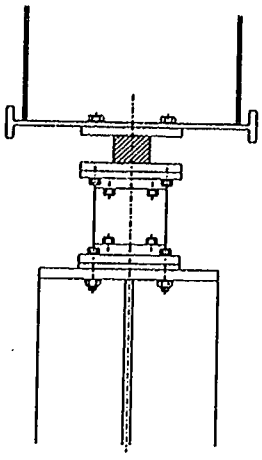


写真-1.5.2　試験体取付状況



(a) 中間支点



(b) 端支点

図-1.5.3　試験体取付図

4）試験条件

a）入力地震波

実験に用いた地震波は道路橋示方書標準地震波のⅠ種地盤用およびⅢ種地盤用の2種類とし、時間軸スケールおよび最大加速度をそれぞれ下記のように調整したものを用いた。

時間軸スケール　　1/10

目標最大加速度　　100gal，200galおよび300gal

b）実験ケース

実験ケースを表-1.5.2(a)および表-1.5.2(b)に示す。各ケースとも桁端部の鉛直方向の変位を拘束した。

表-1.5.2(a)　実験ケース（その1）

実験ケース		試験体種類	試験体設置位置	入力地震波	目標加速度(gal)
実験ケース1	CASE 1-Ⅰ-100	高剛性高減衰ゴム	中央支点に1個設置	Ⅰ種地盤用	100
	CASE 1-Ⅰ-200	↑	↑	↑	200
	CASE 1-Ⅰ-300	↑	↑	↑	300
	CASE 1-Ⅲ-100	↑	↑	Ⅲ種地盤用	100
	CASE 1-Ⅲ-200	↑	↑	↑	200
	CASE 1-Ⅲ-300	↑	↑	↑	300
実験ケース2	CASE 2-Ⅰ-100	↑	端支点に各1個設置	Ⅰ種地盤用	100
	CASE 2-Ⅰ-200	↑	↑	↑	200
	CASE 2-Ⅰ-300	↑	↑	↑	300
	CASE 2-Ⅲ-100	↑	↑	Ⅲ種地盤用	100
	CASE 2-Ⅲ-200	↑	↑	↑	200
	CASE 2-Ⅲ-300	↑	↑	↑	300
実験ケース3	CASE 3-Ⅰ-100	低剛性高減衰ゴム	中央支点に1個設置	Ⅰ種地盤用	100
	CASE 3-Ⅰ-200	↑	↑	↑	200
	CASE 3-Ⅰ-300	↑	↑	↑	300
	CASE 3-Ⅲ-100	↑	↑	Ⅲ種地盤用	100
	CASE 3-Ⅲ-200	↑	↑	↑	200
	CASE 3-Ⅲ-300	↑	↑	↑	300
実験ケース4	CASE 4-Ⅰ-100	↑	端支点に各1個設置	Ⅰ種地盤用	100
	CASE 4-Ⅰ-200	↑	↑	↑	200
	CASE 4-Ⅰ-300	↑	↑	↑	300
	CASE 4-Ⅲ-100	↑	↑	Ⅲ種地盤用	100
	CASE 4-Ⅲ-200	↑	↑	↑	200
	CASE 4-Ⅲ-300	↑	↑	↑	300

表-1.5.2(b)　実験ケース（その２）

実験ケース		試験体種類	試験体設置位置	入力地震波	目標加速度(gal)
実験ケース５	CASE 5-Ⅰ-100	天然ゴム	中央支点に１個設置	Ⅰ種地盤用	100
	CASE 5-Ⅰ-200	↑	↑	↑	200
	CASE 5-Ⅰ-300	↑	↑	↑	300
	CASE 5-Ⅲ-100	↑	↑	Ⅲ種地盤用	100
	CASE 5-Ⅲ-200	↑	↑	↑	200
	CASE 5-Ⅲ-300	↑	↑	↑	300
実験ケース６	CASE 6-Ⅰ-100	↑	端支点に各１個設置	Ⅰ種地盤用	100
	CASE 6-Ⅰ-200	↑	↑	↑	200
	CASE 6-Ⅰ-300	↑	↑	↑	300
	CASE 6-Ⅲ-100	↑	↑	Ⅲ種地盤用	100
	CASE 6-Ⅲ-200	↑	↑	↑	200
	CASE 6-Ⅲ-300	↑	↑	↑	300
実験ケース７	CASE 7-Ⅰ-100		中央支点剛結	Ⅰ種地盤用	100
	CASE 7-Ⅰ-200		↑	↑	200
	CASE 7-Ⅰ-300		↑	↑	300
	CASE 7-Ⅲ-100		↑	Ⅲ種地盤用	100
	CASE 7-Ⅲ-200		↑	↑	200
	CASE 7-Ⅲ-300		↑	↑	300
実験ケース８	CASE 8-Ⅰ-100		フリー	Ⅰ種地盤用	100
	CASE 8-Ⅰ-200		↑	↑	200
	CASE 8-Ⅰ-300		↑	↑	300
	CASE 8-Ⅲ-100		↑	Ⅲ種地盤用	100
	CASE 8-Ⅲ-200		↑	↑	200
	CASE 8-Ⅲ-300		↑	↑	300

c）計測項目

計測項目およびセンサーの配置を図-1.5.4および表-1.5.3に示す。

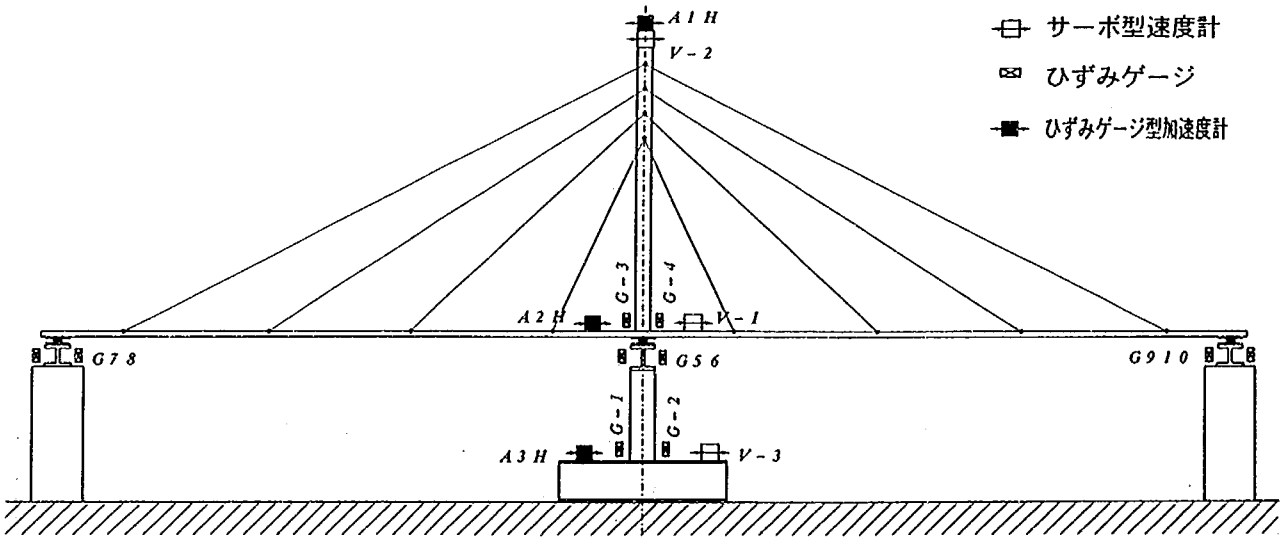


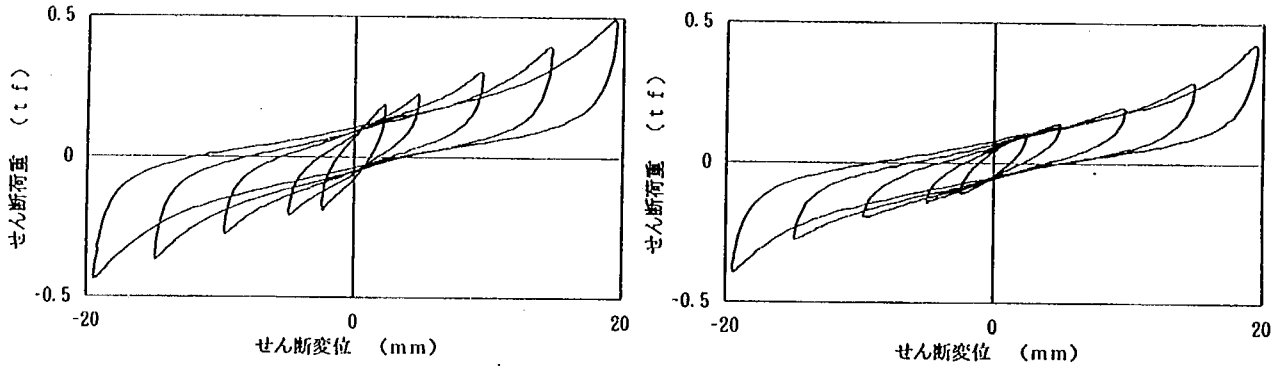
図-1.5.4　センサーの配置

表-1.5.3　計測項目

計測項目	計測位置	セ　ン　サ　ー	
加速度	振動台上	ひずみゲージ型加速度計	A 3 H
	主 桁 部	↑	A 2 H
	主塔頂部	↑	A 1 H
変位	振動台上	サーボ型速度計	V－3
	主 桁 部	↑	V－1
	主塔頂部	↑	V－2
ひずみ	橋脚基部	ひずみゲージ	G－1
	↑	↑	G－2
	主塔基部	↑	G－3
	↑	↑	G－4
	中間支点	↑	G 5 6
	端支点１	↑	G 7 8
	端支点２	↑	G 9 1 0

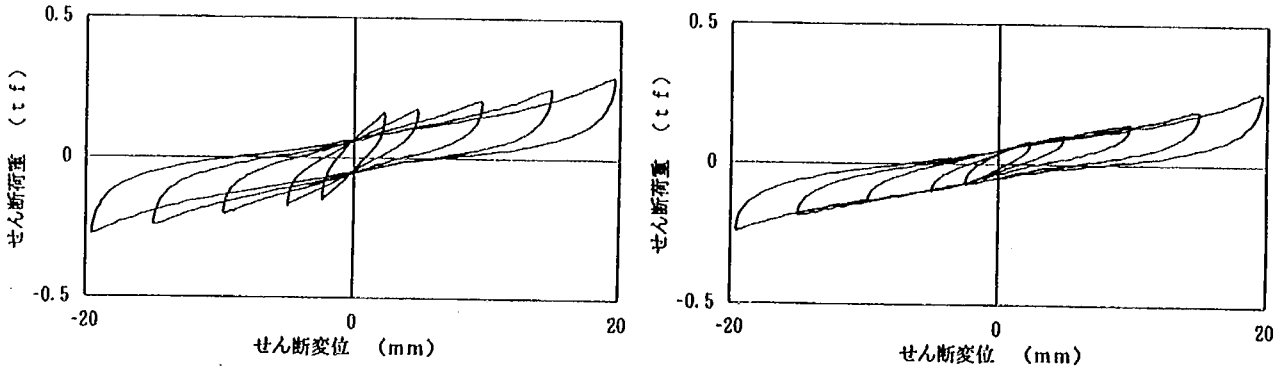
5）試験体の特性試験

実験に使用した３種類の試験体の履歴特性を図-1.5.5～1.5.7 に示す。試験は室温20℃，振動数0.2Hzにおいてせん断ひずみ25%～150%の水平加力を２回繰り返して行った



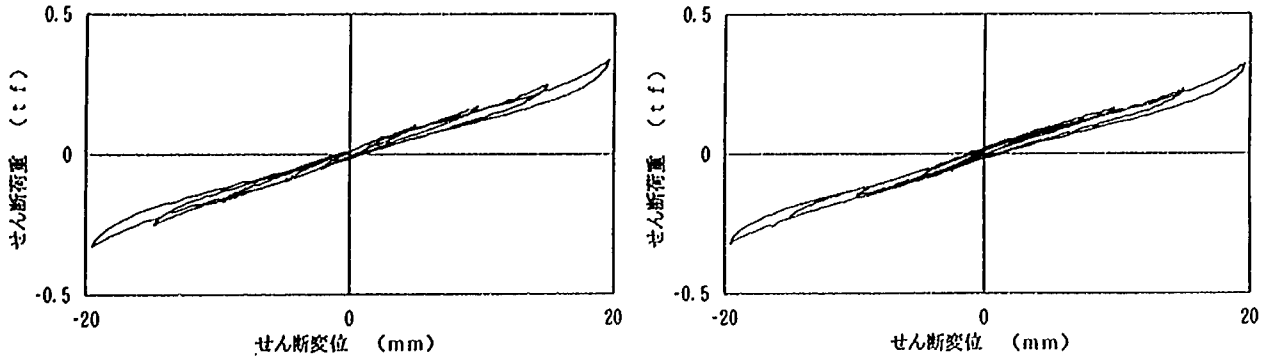
(a)　１波目　　(b)　２波目

図-1.5.5　高剛性高減衰ゴム



(a)　１波目　　(b)　２波目

図-1.5.6　低剛性高減衰ゴム



(a) 1波目　　(b) 2波目

図-1.5.7 天然ゴム

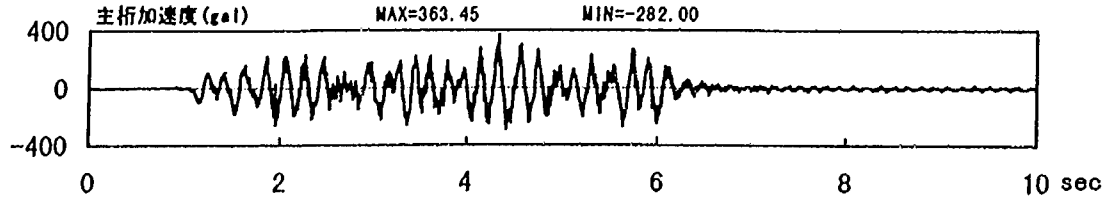
6）実験結果

本報告書では実施した実験のうち表-1.5.4に示すケースについて報告する。

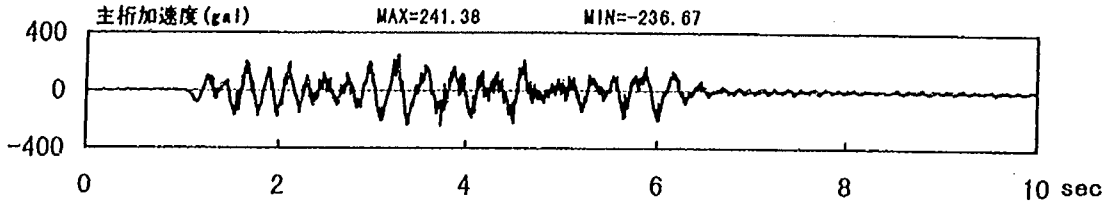
表-1.5.4 実験ケース

実験ケース		試験体種類	試験体設置位置	入力地震波	目標加速度(gal)
実験ケース2	CASE 2-III-100	高剛性高減衰ゴム	端支点に各1個設置	III種地盤用	100
	CASE 2-III-200	↑	↑	↑	200
	CASE 2-III-300	↑	↑	↑	300
実験ケース4	CASE 4-III-100	低剛性高減衰ゴム	↑	↑	100
	CASE 4-III-200	↑	↑	↑	200
	CASE 4-III-300	↑	↑	↑	300
実験ケース6	CASE 6-III-100	天然ゴム	↑	↑	100
	CASE 6-III-200	↑	↑	↑	200
	CASE 6-III-300	↑	↑	↑	300
実験ケース7	CASE 7-III-100		中央支点剛結	↑	100
	CASE 7-III-200		↑	↑	200
	CASE 7-III-300		↑	↑	300
実験ケース8	CASE 8-III-100		フリー	↑	100
	CASE 8-III-200		↑	↑	200
	CASE 8-III-300		↑	↑	300

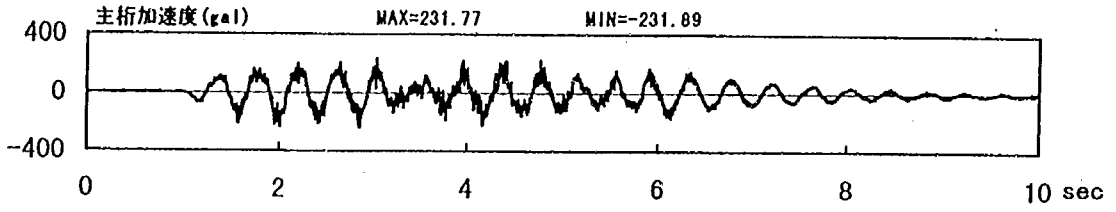
応答波形例を図-1.5.8～1.5.10に示す。



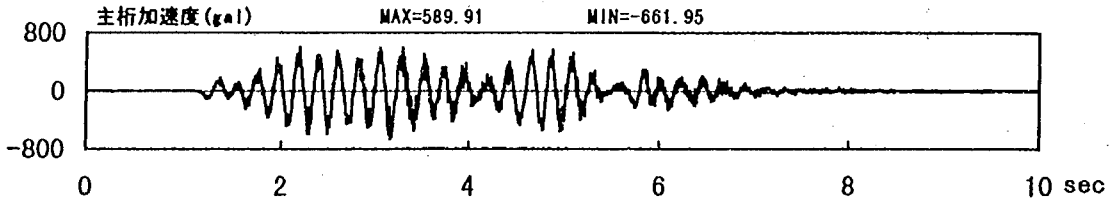
(a) 高剛性高減衰ゴム(CASE 2-Ⅲ-300　入力加速度 215.4gal)



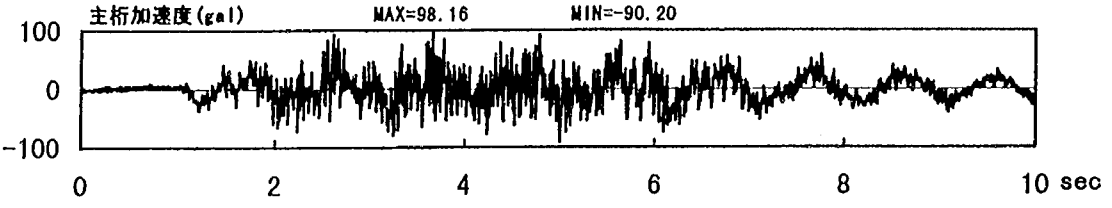
(b) 低剛性高減衰ゴム(CASE 4-Ⅲ-300　入力加速度 221.3gal)



(c) 天然ゴム(CASE 6-Ⅲ-300　入力加速度 211.2gal)

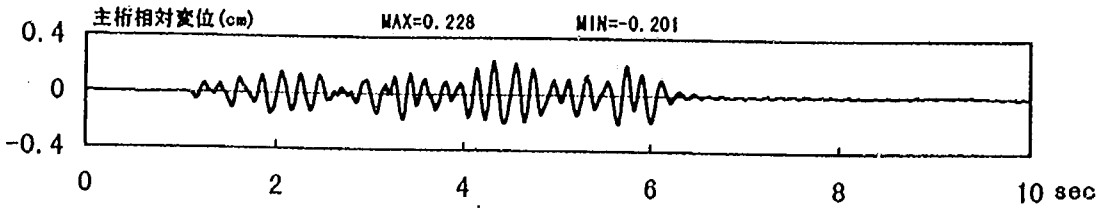


(d) 中央支点剛結(CASE 7-Ⅲ-300　入力加速度 216.7gal)

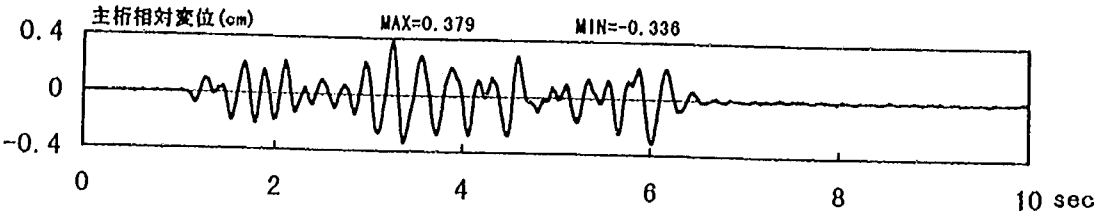


(e) フリー(CASE 8-Ⅲ-300　入力加速度 213.5gal)

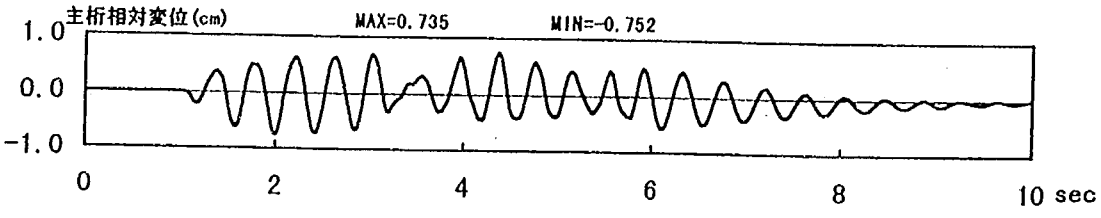
図-1.5.8　主桁加速度の波形例



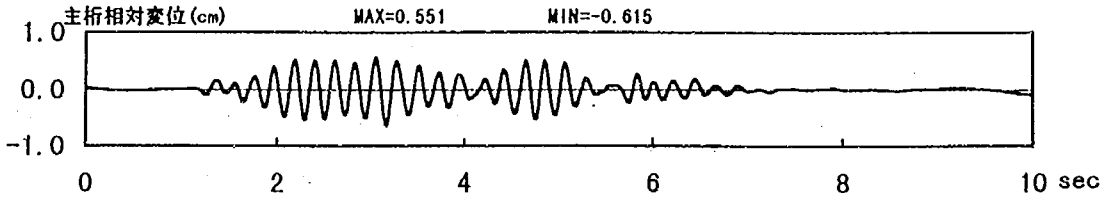
(a) 高剛性高減衰ゴム(CASE 2-Ⅲ-300　入力加速度 215.4gal)



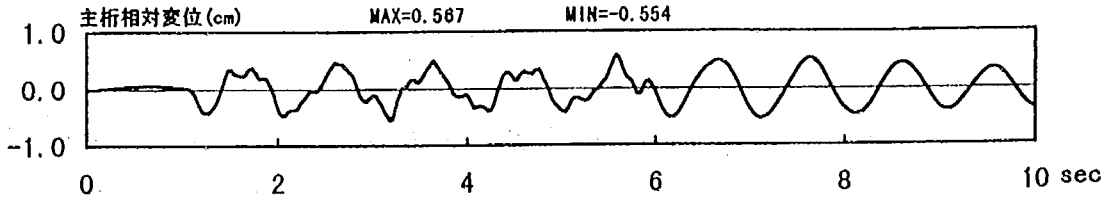
(b) 低剛性高減衰ゴム(CASE 4-Ⅲ-300　入力加速度 221.3gal)



(c) 天然ゴム(CASE 6-Ⅲ-300　入力加速度 211.2gal)

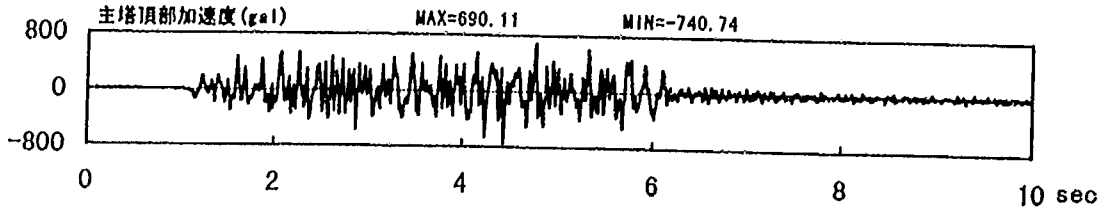


(d) 中央支点剛結(CASE 7-Ⅲ-300　入力加速度 216.7gal)

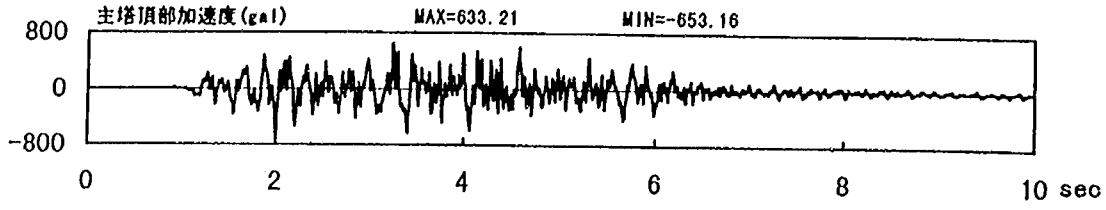


(e) フリー(CASE 8-Ⅲ-300　入力加速度 213.5gal)

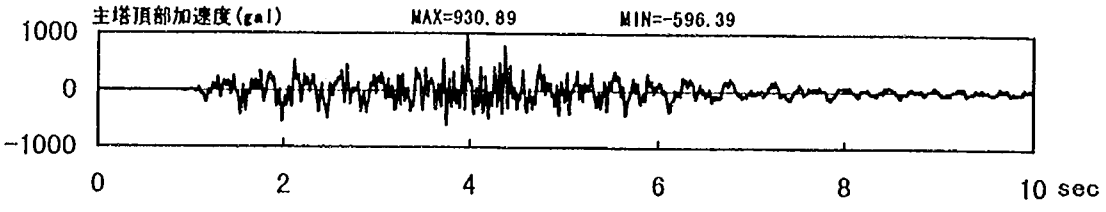
図-1.5.9　主桁相対変位の波形例



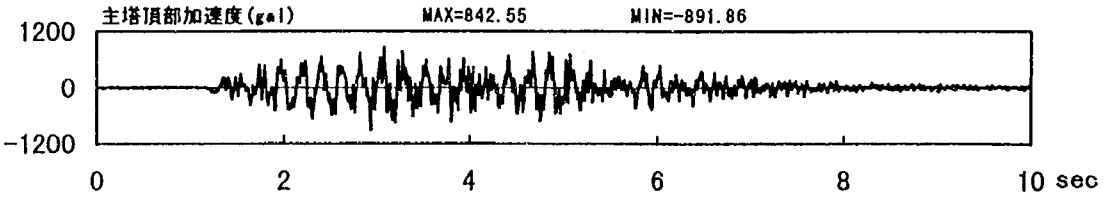
(a) 高剛性高減衰ゴム(CASE 2-Ⅲ-300　入力加速度 215.4gal)



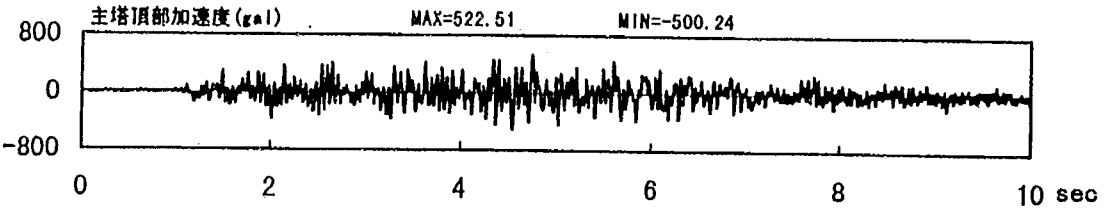
(b) 低剛性高減衰ゴム(CASE 4-Ⅲ-300　入力加速度 221.3gal)



(c) 天然ゴム(CASE 6-Ⅲ-300　入力加速度 211.2gal)



(d) 中央支点剛結(CASE 7-Ⅲ-300　入力加速度 216.7gal)



(e) フリー(CASE 8-Ⅲ-300　入力加速度 213.5gal)

図-1.5.10　主塔頂部加速度の波形例

7）実験結果のまとめ

各実験ケースの最大応答値を表-1.5.5および表-1.5.6に示す。

表-1.5.5　最大応答値（加速度・変位）

実験ケース		加速度 gal			変位 cm		
		振動台 加速度	主桁 加速度	主塔頂部 加速度	振動台 変位	主桁 絶対変位	主桁 相対変位
CASE 2	2-III-100	79.01	131.84	236.19	0.075	0.142	0.072
	2-III-200	146.45	258.57	449.78	0.148	0.295	0.147
	2-III-300	215.43	363.45	740.74	0.223	0.397	0.228
CASE 4	4-III-100	75.99	96.68	195.11	0.074	0.149	0.076
	4-III-200	145.28	167.36	466.30	0.148	0.281	0.207
	4-III-300	221.30	241.38	653.16	0.223	0.494	0.379
CASE 6	6-III-100	76.64	98.84	228.86	0.076	0.307	0.299
	6-III-200	146.80	169.44	514.94	0.151	0.453	0.519
	6-III-300	211.29	232.20	931.56	0.223	0.690	0.752
CASE 7	7-III-100	77.60	221.06	378.91	0.075	0.187	0.170
	7-III-200	145.80	493.54	623.09	0.148	0.420	0.372
	7-III-300	216.68	661.95	891.86	0.223	0.708	0.615
CASE 8	8-III-100	76.79	34.18	223.81	0.075	0.152	0.167
	8-III-200	148.47	70.91	313.67	0.150	0.297	0.343
	8-III-300	213.46	98.16	522.51	0.224	0.571	0.567

表-1.5.6　最大応答値（モーメント・水平力）

実験ケース		橋脚基部モーメント		主塔基部モーメント		水平力			
		ひずみ 10^{-6}	モーメント kgf·cm	ひずみ 10^{-6}	モーメント kgf·cm	ひずみ 10^{-6}		水平力 kgf	
						A1	A2	A1	A2
CASE 2	2-III-100	101.66	28906	89.10	9118	358.23	367.64	156.2	150.7
	2-III-200	149.82	42599	184.88	18919	591.17	636.01	257.8	260.8
	2-III-300	194.93	55425	292.34	29916	758.79	829.12	330.8	339.9
CASE 4	4-III-100	71.41	20304	88.78	9084	207.73	217.87	90.6	89.3
	4-III-200	173.09	49216	260.86	26695	388.83	413.08	169.5	169.4
	4-III-300	293.26	83384	480.58	49179	556.24	563.44	242.5	231.0
CASE 6	6-III-100	96.57	27458	233.70	23915	170.99	162.89	74.5	66.8
	6-III-200	220.67	62744	404.89	41434	261.77	246.17	114.1	100.9
	6-III-300	286.32	81411	646.97	66206	363.13	371.89	158.3	152.5
CASE 7	7-III-100	256.29	72872	94.18	9638	—	—	—	—
	7-III-200	535.26	152194	161.05	16481	—	—	—	—
	7-III-300	777.35	221029	243.59	24927	—	—	—	—
CASE 8	8-III-100	127.02	36116	231.24	23663	—	—	—	—
	8-III-200	248.75	70729	450.33	46084	—	—	—	—
	8-III-300	369.08	104943	671.34	68700	—	—	—	—

a）振動特性について

図-1.5.11 に自由振動特性を、また、図-1.5.13 に入力加速度に対する主桁加速度の伝達関数を示す。フリーの場合の固有振動数は 1.0Hzであり、入力地震波の卓越振動数域に対し十分長周期となっている。また、天然ゴムを用いた場合の固有振動数は 2.3Hzであり、卓越振動数域の下限となっている。高剛性高減衰ゴムおよび低剛性高減衰ゴムを用いた場合には明確なピークが表れていないが、自由振動特性より求めた固有振動数は高剛性高減衰ゴムを用いた場合で 5.0Hz、低剛性高減衰ゴムを用いた場合で 3.7Hzとなり卓越振動数域にある。ただし、高減衰ゴムは剛性の変位依存性があるため実加振時にはこれよりも若干低い値になっていたと思われる。また、中央支点剛結の場合については 4.6Hzにピークが表れているが、これは上下部構造の結合部分の剛性が十分でなかったことにより比較的低い固有振動数となったものと考えられる。

自由振動特性より求めた等価減衰定数はフリーの場合で約2.4%、天然ゴムを用いた場合で約4.5%であるのに対し、高剛性高減衰ゴムおよび低剛性高減衰ゴムを用いた場合は共に約20%の値が得られた。

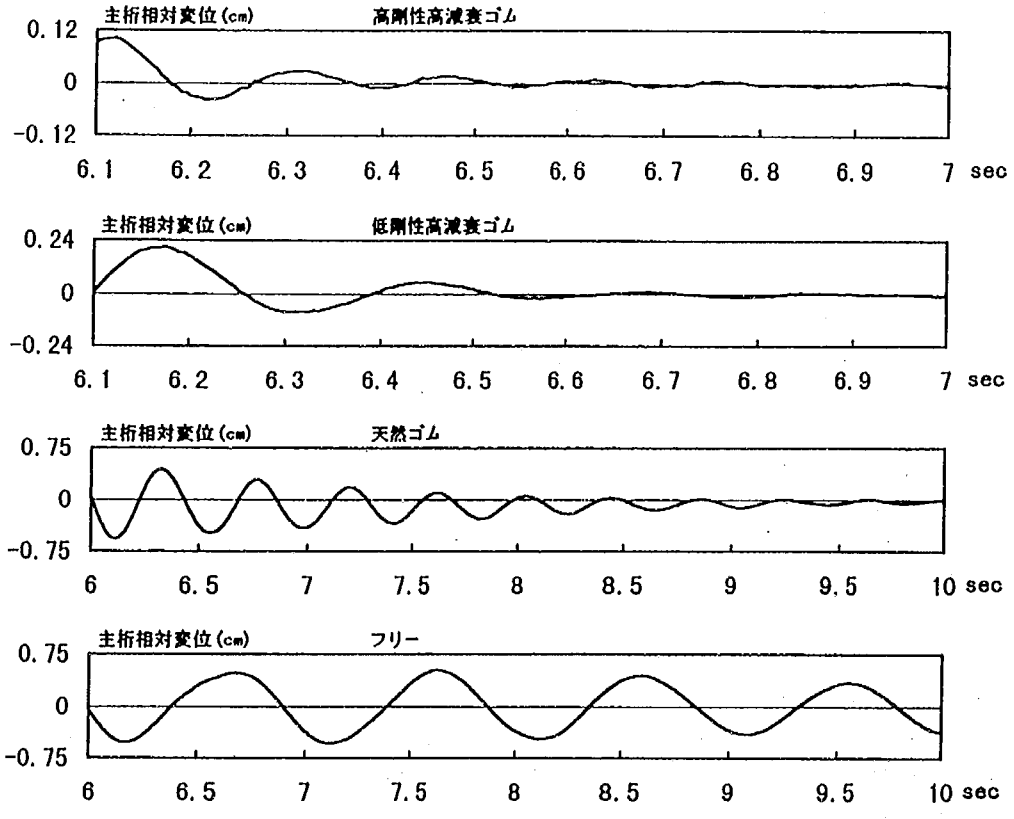


図-1.5.11　自由振動特性

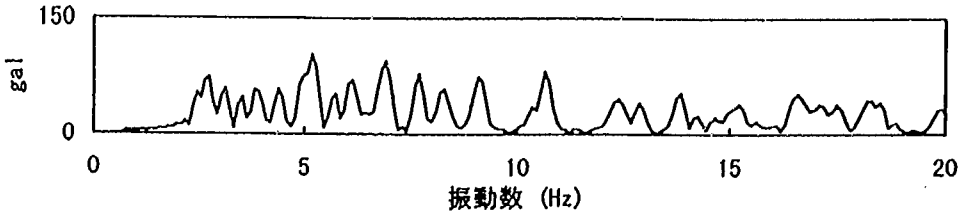


図-1.5.12　入力地震波のフーリエスペクトル

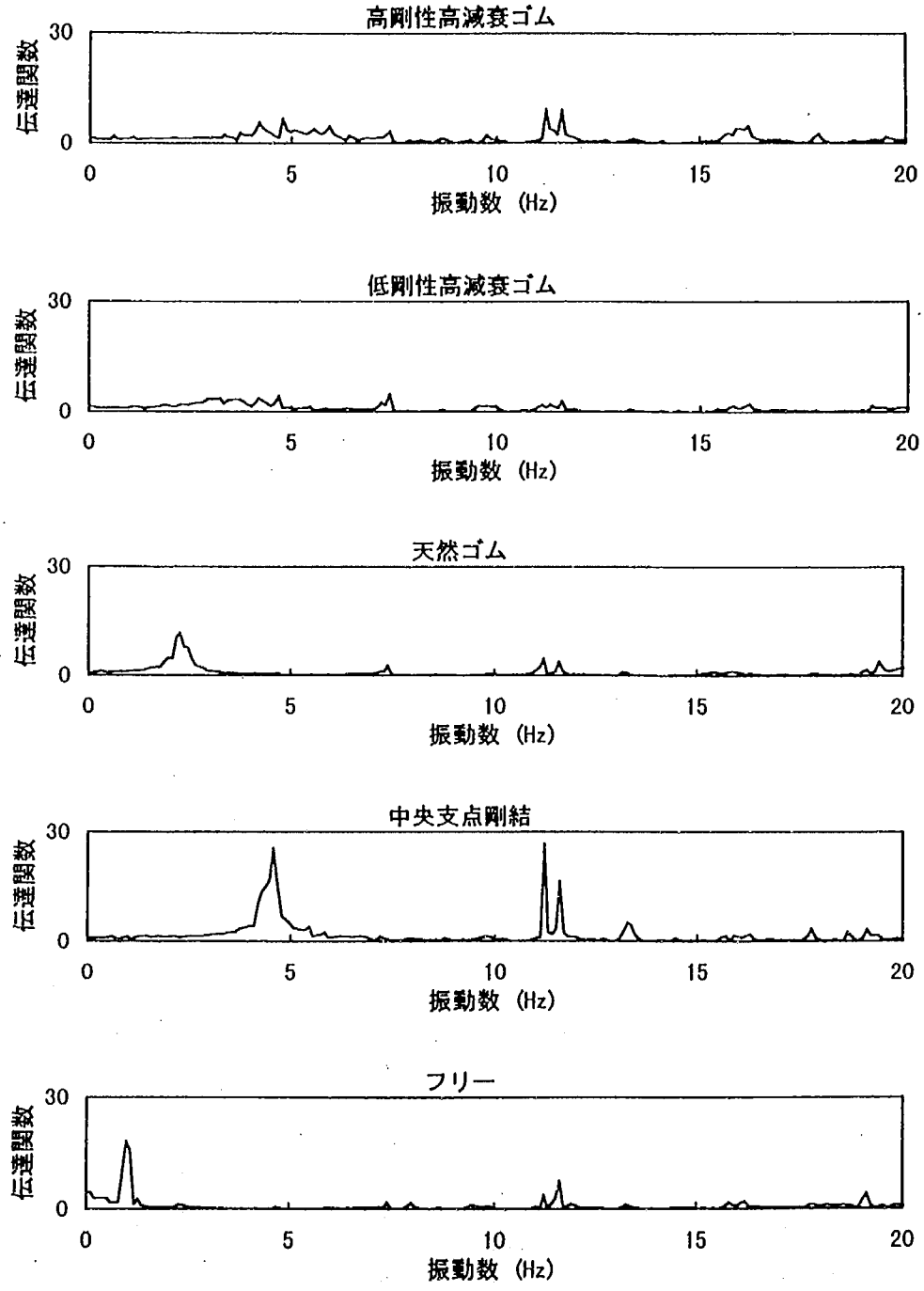


図-1.5.13　伝達関数（主桁加速度／入力加速度）

b）主塔および橋脚基部のモーメントについて

主塔および橋脚基部の最大モーメントを図-1.5.14 に、また、フリーの場合の値に対する比率を表-1.5.7に示す。主塔基部のモーメントについては、フリーの場合に対し高剛性高減衰ゴムを用いた場合で平均60%程度、また、低剛性高減衰ゴムを用いた場合で40%程度の低減が認められ、これは荷重分散の効果および減衰性による効果と考えられる。これに対し、天然ゴムを用いた場合にはほとんど低減効果は認められない。また中央支点剛結の場合には主桁の慣性力の大部分が主塔基部に作用するため主塔基部のモーメントは最も低い値となっている。

橋脚基部のモーメントについては、高剛性高減衰ゴムを用いた場合で35%程度、また、低剛性高減衰ゴムを用いた場合で30%程度の低減が認められ、天然ゴムを用いた場合でも20%程度の低減が認められたが、中央支点剛結の場合においては約２倍となり、最も大きな値を示した。

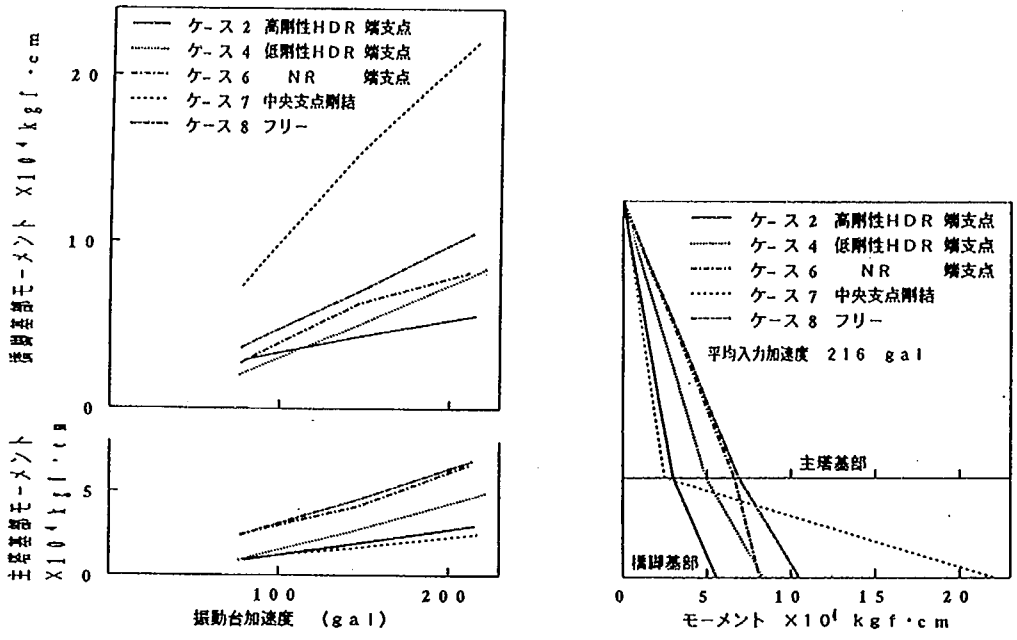


図-1.5.14 橋脚および主塔基部のモーメント

表-1.5.7 橋脚および主塔基部のモーメント（フリーに対する比率）

	目標加速度 gal	高剛性高減衰ゴム	低剛性高減衰ゴム	天然ゴム	中央支点剛結	フリー
主塔基部モーメント	100	0.385	0.384	1.011	0.407	1
	200	0.411	0.579	0.899	0.358	1
	300	0.435	0.716	0.964	0.363	1
	平 均	0.410	0.560	0.958	0.376	1
橋脚基部モーメント	100	0.800	0.562	0.760	2.018	1
	200	0.602	0.696	0.887	2.152	1
	300	0.528	0.795	0.776	2.106	1
	平 均	0.643	0.684	0.808	2.092	1

c）主桁の相対変位について

入力加速度と主桁の最大応答変位の関係を図-1.5.15 に、また、フリーの場合に対する比率を表1-5.8 に示す。高剛性高減衰ゴムを用いた場合には、フリーの場合に対し平均で60%程度の低減が、また、低剛性高減衰ゴムを用いた場合には、40%程度の低減が認められた。天然ゴムを用いた場合には、減衰性が少なく剛性が低いため、共振により大きく増幅している。また、中央支点剛結の場合にも、若干の増幅がみられる。

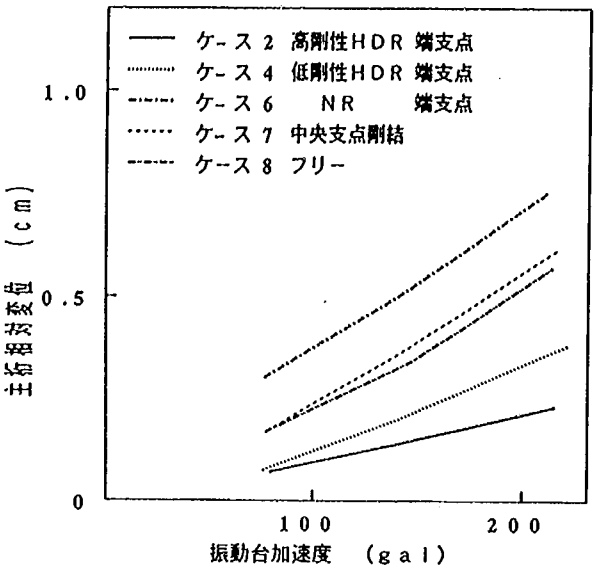


図-1.5.15 主桁相対変位

表-1.5.8 主桁相対変位（フリーに対する比率）

	目標加速度 gal	高剛性高減衰ゴム	低剛性高減衰ゴム	天然ゴム	中央支点剛結	フリー
主桁相対変位	100	0.431	0.455	1.790	1.018	1
	200	0.425	0.603	1.513	1.085	1
	300	0.402	0.668	1.326	1.085	1
	平 均	0.419	0.575	1.543	1.063	1

d）主桁加速度について

入力加速度と主桁の最大応答加速度の関係を図-1.5.16 に示す。フリーの場合は固有振動数が 1.0Hzと、入力地震波に対し十分長周期であるため、最も低い値となっているが、他のケースにおいては、固有振動数が入力地震波の卓越振動数域にあるため、入力に対する低減は認められない。但し、固有振動数が 4.6Hzの中央支点剛結の場合には、共振により大きく増幅しているのに対し、ほぼ同じ固有振動数を持つ高剛性高減衰ゴムを用いた場合には、大幅に低下している。また、固有振動数が、2.3 Hzの天然ゴムより高い、3.7 Hzの固有振動数を持つ低剛性高減衰ゴムの場合が、ほとんど同じ値を示しているのも減衰性能による効果であると考えられる。

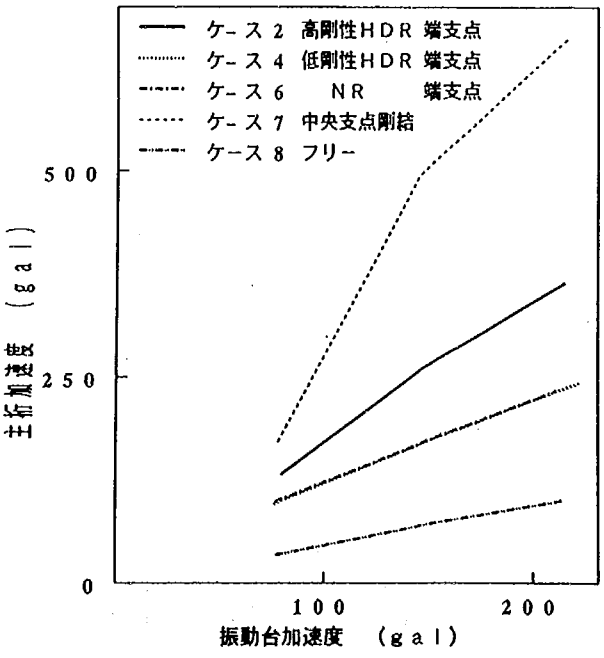


図-1.5.16 主桁加速度

e）主塔頂部加速度について

図-1.5.18 に入力加速度と主塔頂部加速度の関係を示す。主塔頂部加速度はおおむねフリーの場合が最も小さく、中央支点剛結の場合が最も大きくなり、高剛性高減衰ゴムおよび低剛性高減衰ゴムを用いた場合は、その間の値となっている。フリーの場合に対して、高減衰ゴムを用いた場合に加速度の低減効果が表れないのは、固有振動数が入力地震波の卓越振動数域内にあるため、その部分の加速度が増幅していることと、10Hz以上の領域において、減衰が不十分もしくは増幅していることによる。この領域を減衰させるためには、支点に減衰装置を用いるよりも、むしろ主塔頂部に制振装置を設ける方が有効ではないかと思われる。

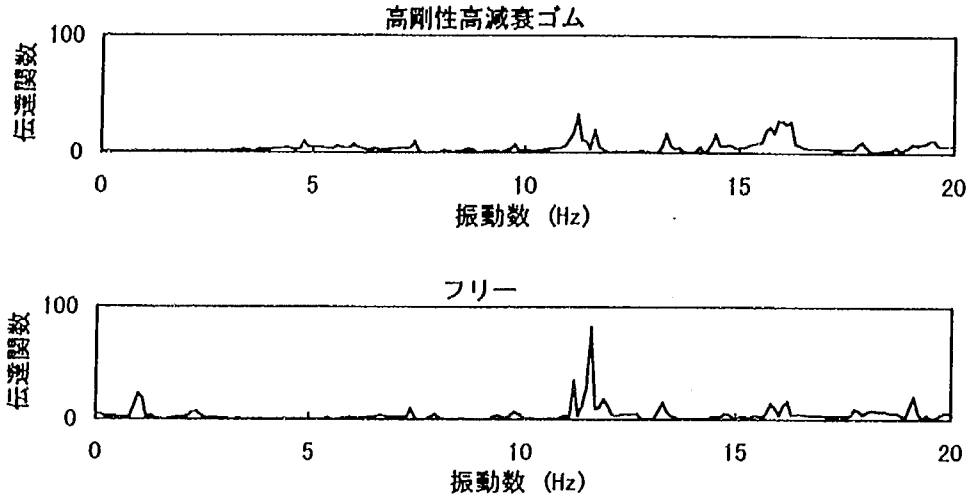


図-1.5.17　伝達関数（主塔頂部加速度／入力加速度）

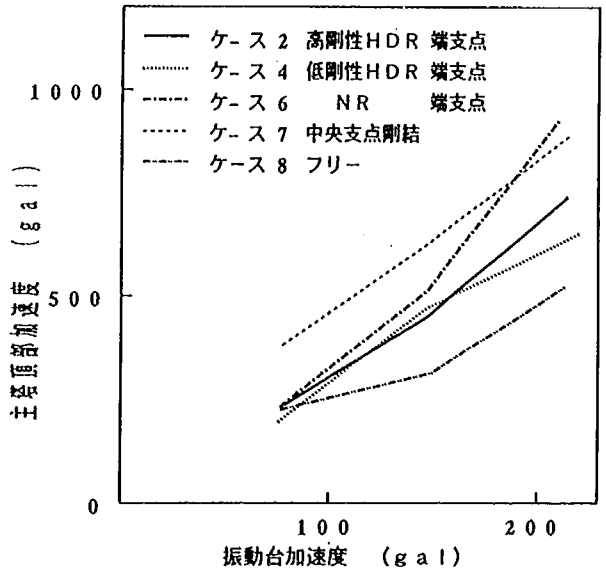


図-1.5.18　主塔頂部加速度

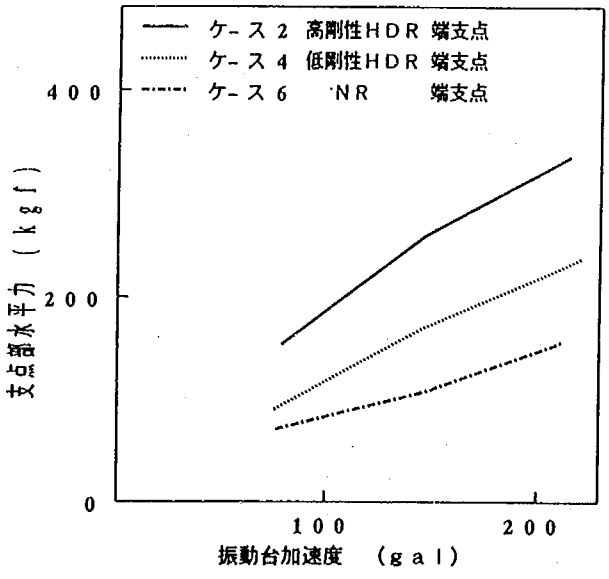


図-1.5.19　支点部水平力

f）支点部水平力について

図-1.5.19 に入力加速度と支点部の最大水平力の関係を示す。水平力の大きさは、装置の剛性の大きさの順に天然ゴムを用いた場合が最も小さく高剛性高減衰ゴムを用いた場合が最も大きくなっ

ており、剛性の高いものが荷重分散の効果が大きいことを示している。

g）まとめ

① 高剛性高減衰ゴムおよび低剛性高減衰ゴムを用いた減衰装置により、主塔および橋脚基部に生じるモーメント、ならびに主桁と下部構造の相対変位を大幅に低減することが出来た。

② 高剛性高減衰ゴムを用いた場合は低剛性高減衰ゴムを用いた場合に対し荷重分散の効果が大きく、主塔および橋脚基部のモーメント、ならびに主桁の相対変位の低減率が大きいが、支点に作用する水平力は低剛性高減衰ゴムを用いた場合の方が低く抑えることが出来る。基本的には長大橋の持つ長周期特性をあまり損なわないことが好ましいと考えられ、装置として適正な剛性が得られるよう条件に応じて両者を使い分ける必要がある。

③ 本実験では装置の剛性が高く、入力加速度に対して主桁の加速度を低減することは出来なかったが、装置の剛性を適切に設定することにより低減は可能であると考える。

(5) 3年間の研究成果の要約と今後の課題・展望

① 長大橋の上下部構造の接点に設置する高減衰ゴムによるせん断型減衰装置を提案し、本装置に使用する高減衰ゴム材料を2種類開発した。

② 本装置のスケールモデルを用いて動的特性試験を実施し、特性の振幅依存性、振動数依存性等の各種依存性の確認を行った。

③ 斜張橋模型を用いた地震波加振実験を行い、本装置の実橋における有効性を確認した。

④ 今後の課題としては、長期耐久性の確認が未評価であり、早期に実施する必要がある。

＜研究担当＞ 横浜ゴム(株)

参考文献

1）土木研究所，土木研究センター他19社：高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書（その2），土木研究所共同研究報告書第127号，平成7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2），土木研究所共同研究報告書第60号，平成3年7月

1.6　3D複合材料の開発

(1) 開発の背景と目的

3D複合材料は、3次元的に組み合わせた強化材（ガラス繊維強化プラスチックロッド）をマトリックス（可とう性エポキシ樹脂）で固めた複合材料（写真-1.6.1）で、圧縮繰り返し変形で履歴減衰を生じる特徴を有している。また、その圧縮剛性はゴム系材料に較べ約20倍程で、クリープによる応力減少はゴム系材料に較べ小さい。強化ロッドの組み方、材質を変えることで特性を調整することも可能である。3D複合材料のいくつかの特性に関しては、参考文献1を参照されたい。

3D複合材料の圧縮変形で履歴減衰を生じる特性は他の材料には見られない特性であり、この特性を利用することで新たな免震構造の開発が可能と思われる。本研究では3D複合材料を長大橋梁の免震構造に利用することを想定し、必要な特性を明らかにすることを目的としている。

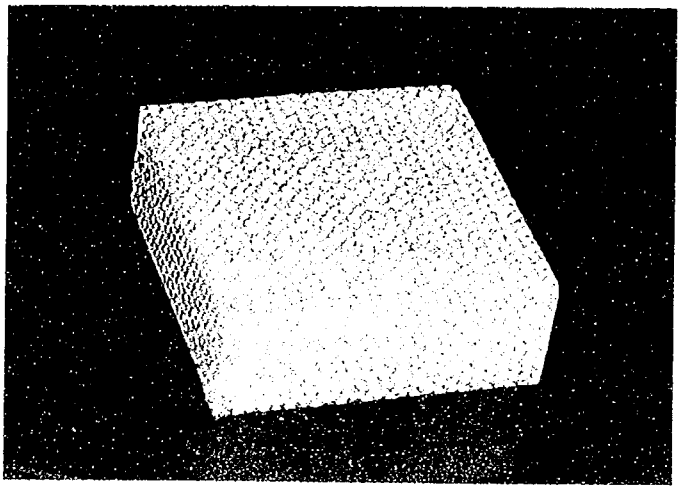


写真-1.6.1　3D複合材料

(2) 開発項目と内容

① 応用計画・試験計画
② 3D複合材料の減衰特性の把握
③ 疲労特性の把握
④ クリープ特性の把握

(3) 開発の工程

項　　目	平成5年	平成6年	平成7年	平成8年
応用計画・試験計画	———			
クリープ特性試験	———	———	———	
減衰特性試験		———		
疲労特性試験		—		
報告書作成	—		—	———

(4) 平成７年度の研究成果

ａ）強化材の組み方による特性の違い

３Ｄ複合材料は強化ロッドの組み方を変えるとその特性が変化する。３通りの強化材の３Ｄ複合材料の静的特性概要を図-1.6.1に示す。なお、この特性は５cm立方の供試体で行った試験の結果である。本研究では３通りの強化材の組み方の中で最も減衰が大きい（４Ａ３Ｄ）に対して特性計測試験を実施した。本報告書では（４Ａ３Ｄ）を３Ｄ複合材料と称することとする。

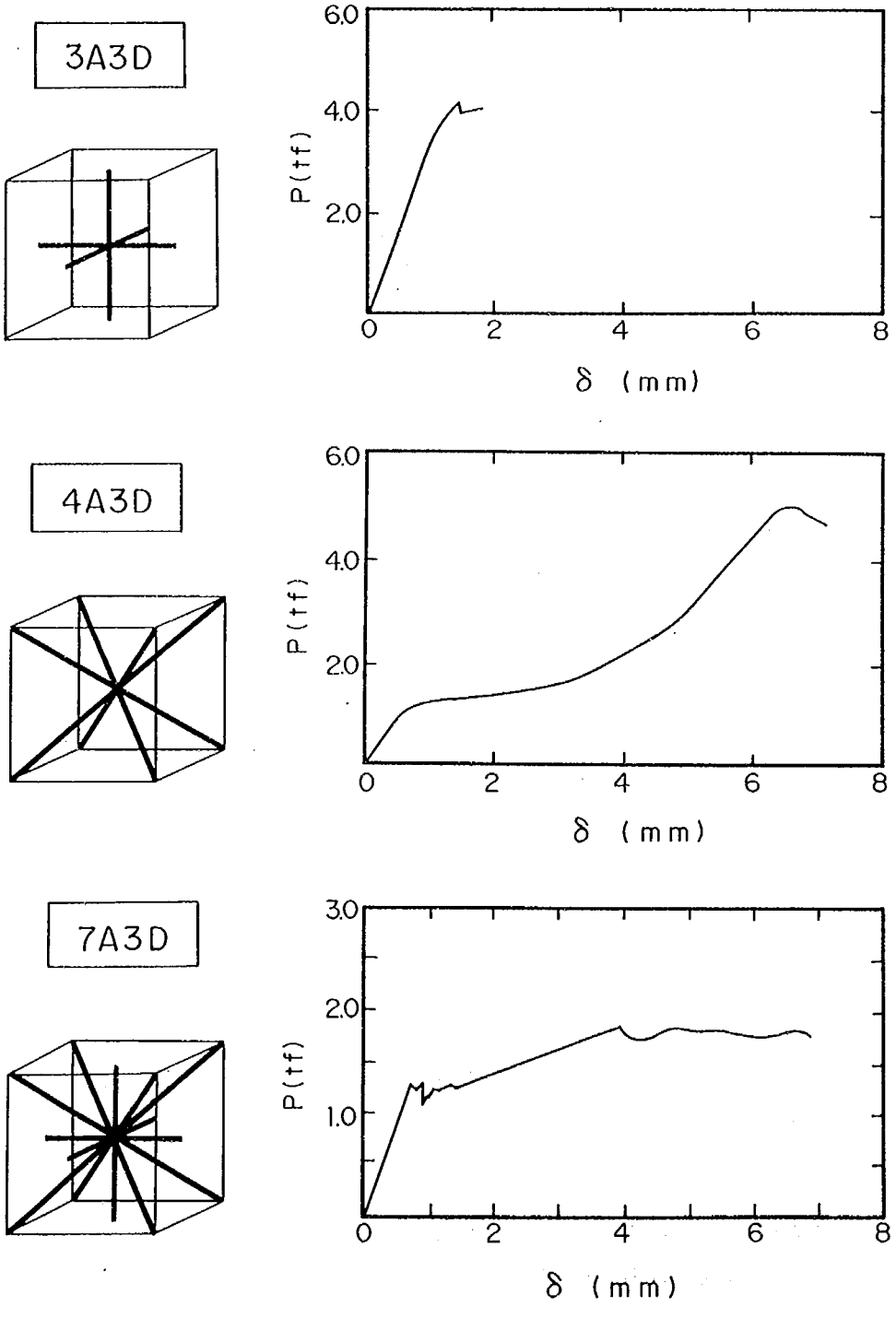


図-1.6.1　３Ｄ複合材料の静的特性概要

b） 3 D複合材料の静的特性

3 D複合材料（4 A 3 D）は、圧縮応力 65kgf/cm²以下で使用する場合、等方性を有する弾性体と考えることができる。試験で得られた3 D複合材料の静的特性を表-1.6.1に、降伏応力以下の変形特性を表-1.6.2に、また応力－変位曲線を図-1.6.2に示す。 3 D複合材料の単位体積重量は1.7tf/m³である。

表-1.6.1 静的特性

弾性係数 (kgf/cm²)	面圧 20kgf/cm²	434
	面圧 30kgf/cm²	553
	面圧 50kgf/cm²	735
圧縮強度 (kgf/cm²)	降伏応力	65
	破壊強度	2000
せん断強度 (kgf/cm²)	降伏応力	51
	破壊強度	408

表-1.6.2 変形特性

応力度 kgf/cm²	変位 mm	歪み %
10	2.8	5.6
20	3.8	7.6
30	4.5	9.0
40	5.0	10.0
50	5.4	10.8
60	5.7	11.4
65	5.9	11.8

3 D複合材料は強化材が3次元的に上下左右方向に等方な配向となっており、等方性材料に対して適用される次式を用いてせん断弾性係数（G）を求めることができる。ここで、Eは3 D複合材料の弾性係数、νはポアソン比（＝0.3）である。

$$G = E / 2\ (1 + \nu)$$

また、3 D複合材料を圧縮変形させる場合の等価剛性（K）を次式で求めることができる。ここで、Aは3 D複合材料の断面積、Lは部材の長さである。

$$K = E \cdot A / L$$

3 D複合材料を圧縮応力 65kgf/cm²以上で使用する場合、除荷後に非復元変形が生じる。この場合、適当な方法で非復元変形の量を評価し、供用に支障の無いことを確認する必要がある。受圧面12.5mm×12.5mm、高さ25mmの直方形供試体に、荷重増加速度500N/minで載荷を行い、破壊に至るまでの圧縮荷重－変形曲線を計測した。その1例を図-1.6.3に示す。

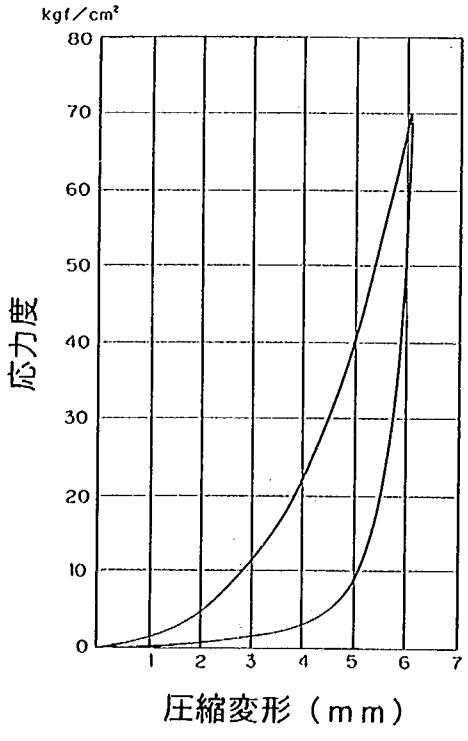


図-1.6.2 応力－変形曲線

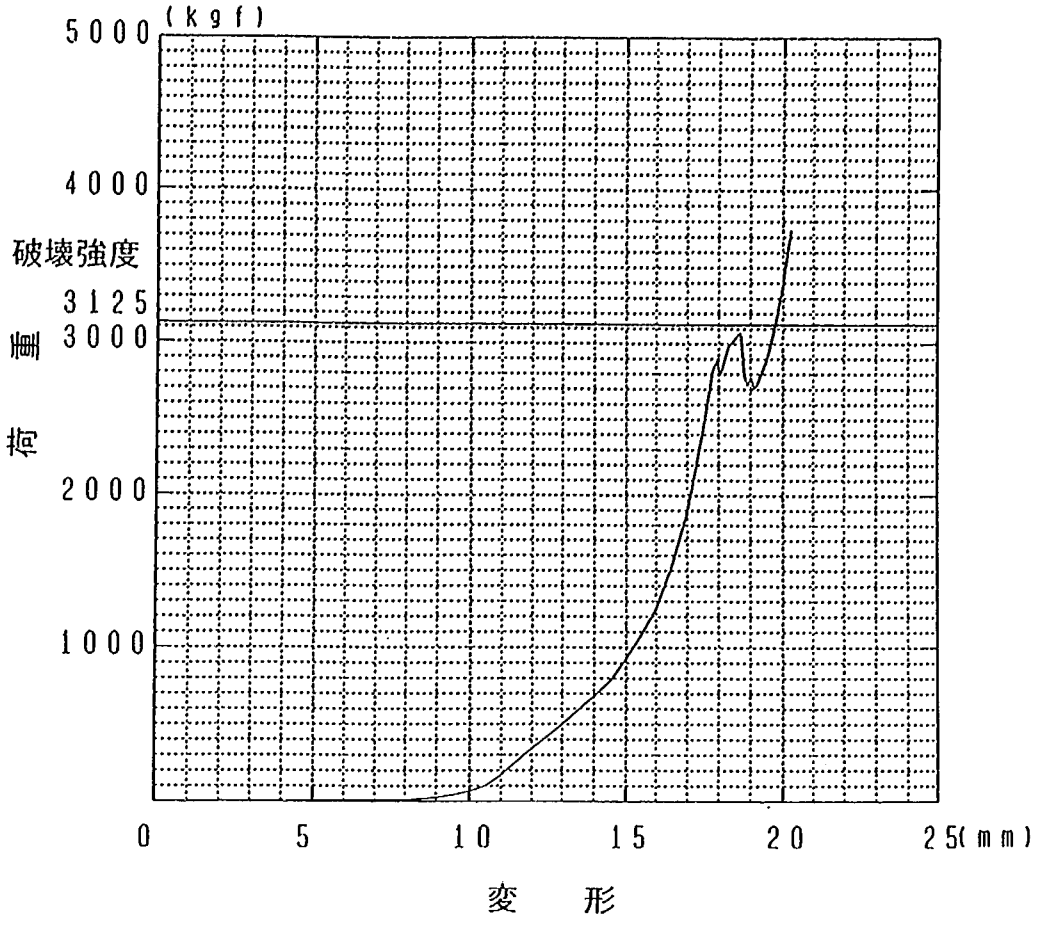


図-1.6.3　圧縮荷重－変形曲線

降伏応力

それを超える応力で圧縮負荷を行うと非復元変形が残ることになる臨界応力を降伏応力と定義する。試験の結果、圧縮応力130kgf/cm²の負荷を行い除荷した場合、歪みで３％の非復元変形が残る結果となった。歪みで３％の非復元変形を生じる応力（130kgf/cm²）を安全係数２で除した値を降伏応力と定義する。

降伏応力：　130／２＝65kgf/cm²

破壊強度

３Ｄ複合材料は圧縮応力130kgf/cm²程度で、強化材（ガラス繊維強化プラスチックロッド）とマトリックス（可とう性エポキシ樹脂）の間の剥離が始まり塑性を開始する。荷重を上げて行くと強化材とマトリックスの剥離がさらに進み、強化材の曲げ変形が大きくなって行く。圧縮応力2000kgf/cm² 程度で、曲げ破壊強度に達した強化材が破断を始め、耐力が小さく上下する。この段階で載荷方向に並んだ強化材が破断すると考えられる。さらに荷重を上げていくと、耐力また変形は増加するが、圧縮応力2300～2600kgf/cm² 程度で、残りの強化材が破断し耐力を失う。この段階で載荷方向と斜めに並んだ強化材が破断するものと考えられる。

破壊強度を 2000kgf/cm²とした。この応力で３Ｄ複合材料は破壊（耐力の喪失）に対してまだ余裕を残している。ただし、この応力付近で強化材の破断が始まるため、耐力の変動が起こることになる。

c）履歴特性

一定の持続圧縮荷重を加えた供試体に、最大応力が 60kgf/cm²を超えない範囲の振幅で、正弦荷重を加えた場合の履歴を図-1.6.4(a) に示す。1.0Hz, 0.1Hzの荷重サイクルで得た荷重－変位履歴から計算した履歴減衰エネルギーを表-1.6.3に示す。試験時の室温は24℃であった。

負荷・除荷を正弦載荷した場合の履歴を図-1.6.4(b)に示す。1.0Hz, 0.2Hz, 0.1Hzの荷重サイクルで得た、荷重－変位履歴から計算した履歴減衰エネルギーを表-1.6.4に示す。試験時の室温は24℃であった。

d）等価減衰定数

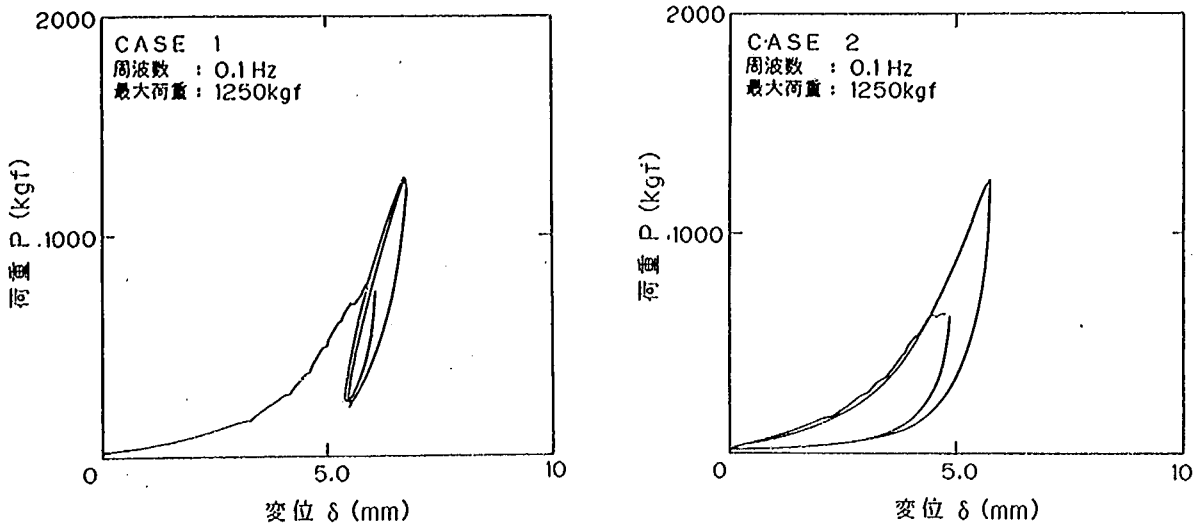
等価減衰定数の定義を図-1.6.5に示す。等価減衰定数を計算する場合、図中の式の履歴減衰エネルギー（＝“ハッチ域の面積”）の値として表-1.6.3あるいは表-1.6.4の値を用いる。

表-1.6.3　履歴減衰エネルギー（持続荷重有り）

持続荷重	荷重振幅	履歴減衰ｴﾈﾙｷﾞｰ(kgf・mm) 等価減衰定数　(%)	
kgf(kgf/cm²)	kgf	1.0 [HZ]	0.1 [Hz]
1375(55)	±125	6 5.4	10 9
1250(50)	±125	4 3.1	6 4.6
1125(45)	±300	42 4.6	48 5.2
1000(40)	±400	100 5.7	122 6.9
875(35)	±500	224 7.3	250 8.2
750(30)	±500	282 7.3	314 8.2
625(25)	±500	394 8.7	432 9.6
500(20)	±400	304 10.5	358 12.4
375(15)	±300	216 10.4	268 12.9
250(10)	±125	40 6.3	52 8.2
125(5)	± 50	14 8.1	20 11.6

表-1.6.4　履歴減衰エネルギー（持続荷重無し）

最大荷重	履歴減衰ｴﾈﾙｷﾞｰ　(kgf・mm) 等価減衰定数　(%)		
kgf(kgf/cm²)	1.0 [Hz]	0.2 [Hz]	0.1 [Hz]
1375(55)	1082 13.4	1584 19.7	1686 20.9
1250(50)	878 12.5	1216 17.3	1290 18.3
1125(45)	696 12.0	1050 18.1	1086 18.7
1000(40)	626 13.9	874 19.4	964 21.4
875(35)	524 14.5	766 21.1	824 22.7
750(30)	444 13.7	652 20.1	668 20.6
625(25)	336 11.4	550 18.6	582 19.7
500(20)	260 10.2	458 18.0	494 19.4
375(15)	190 10.0	352 18.6	388 20.5
250(10)	112 10.4	218 20.2	252 23.4
125(5)	38 11.3	116 34.4	148 43.9



(a) 持続圧縮荷重が有る場合　　(b) 持続圧縮荷重が無い場合

図-1.6.4　3 D複合材料の履歴曲線

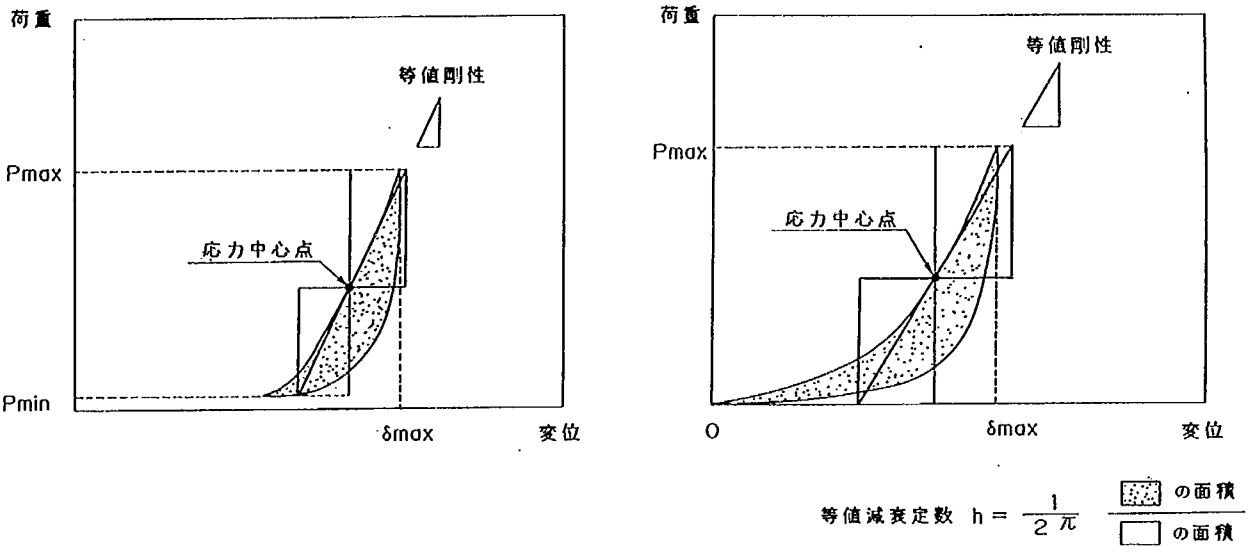


図-1.6.5　等価減衰定数の定義

圧縮持続荷重を応力 30kgf/cm²で作用させた5cm立方の3 D複合材料供試体に、応力振幅25kgf/cm²の正弦載荷を周波数0.2Hzで行い、荷重－変位曲線の計測を行った。得られた荷重－変位曲線より履歴減衰エネルギーを計算し、これを用いて図-1.6.5で定義する等価減衰定数を計算した。等価減衰定数の計算に用いる等価剛性として、表-1.6.1の面圧3 0kgf/cm²の弾性係数を用いた。圧縮疲労に伴う等価減衰定数の変化を図-1.6.6に示す。

e）疲労特性

3 D複合材料に圧縮繰り返し載荷を行った場合、3 D複合材料には繰り返し回数（疲労）に応じた永久変形が生じ短縮する。また、載荷前と圧縮繰り返し載荷後とでは、荷重載荷を行った場合の応答変位に違いが生じる。

5cm立方の供試体を用いて圧縮－圧縮の疲労試験を行った。試験は 30kgf/cm²の面圧を持続的に作用させた供試体に、応力振幅±20kgf/cm²，載荷周波数0.2Hzの正弦波負荷を荷重制御で行った。

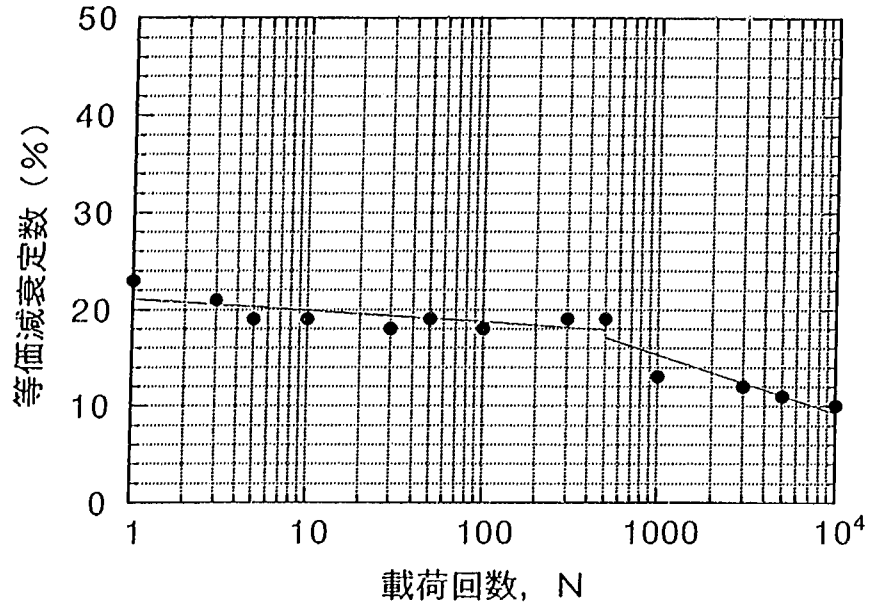


図-1.6.6　圧縮疲労に伴う等価減衰定数の変化

圧縮疲労における応答変位の変化を図-1.6.7に示す。図中δmaxは応力負荷50kgf/cm²時の変形量、δmin は応力負荷 10kgf/cm²時の変形量となっている。疲労が進んだ状態ではδmax, δminには非復元変形（永久変形）が含まれていることになる。

疲労試験後の供試体の応答変位と無載荷供試体の応答変位の差は歪みで約３％であった。

（計算）

N＝1　：　δmin＝1.5mm

N＝10^4　：　δmin＝3.2mm

Δε＝（3.2－1.5）／50＝0.03　　（３％）

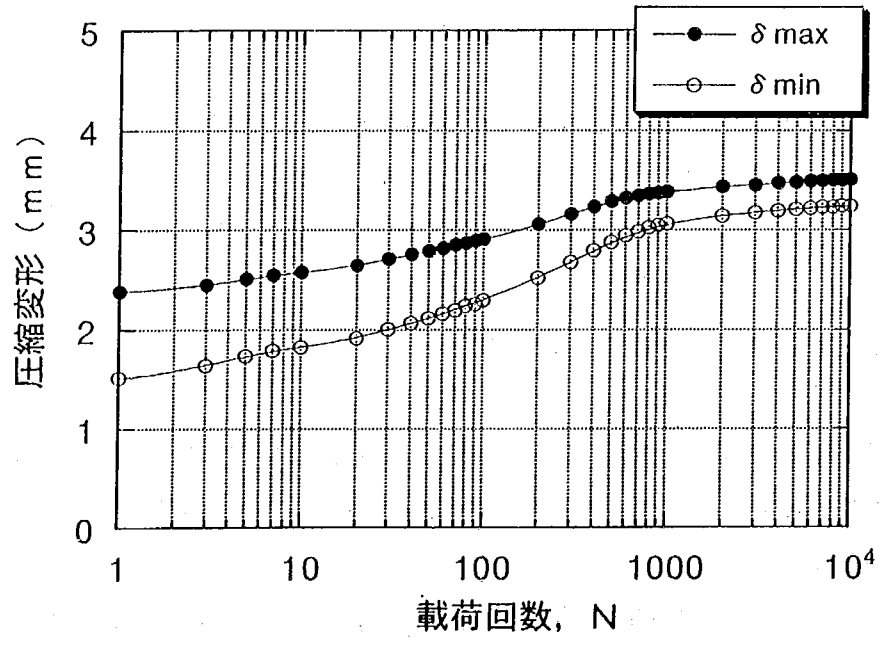


図-1.6.7　圧縮疲労における応答変位の変化

また、無載荷供試体および疲労試験後供試体に130kgf/cm²の応力負荷を行い、除荷後に永久変形を計測したところ、どちらの供試体に関してもその時の供試体長に対し歪みで３％であり、降伏応力に違いは見られなかった。

ｆ）クリープ特性

外径40mm，内径７mm，長さ13mmの円筒形供試体に、圧縮応力 30kgf/cm²を持続的に作用させクリープ試験を行った。３Ｄ複合材料のクリープ特性を図-1.6.8に示す。約10年後（10^5ｈ）のクリープ変形量を外挿で算出すると約３％となる。

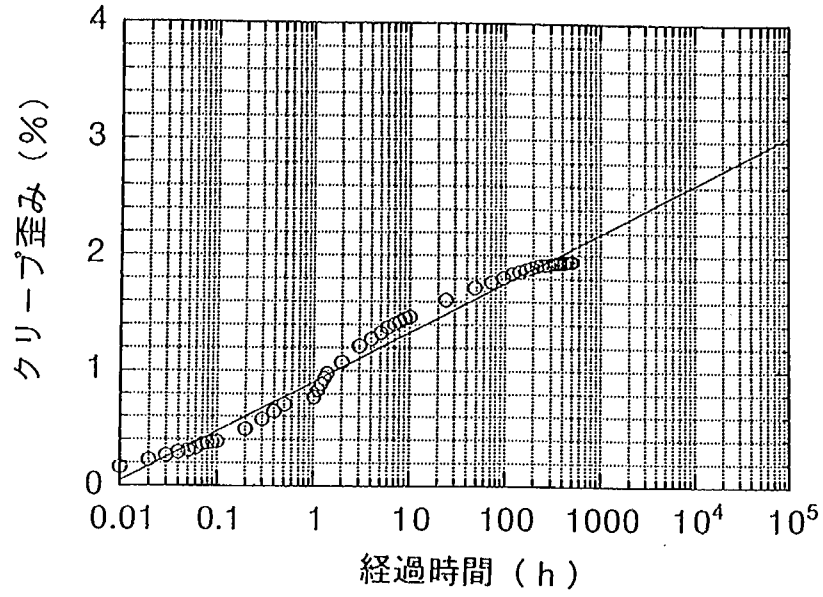


図-1.6.8　クリープ特性

(5) ３年間の研究成果の要約と今後の課題・展望

圧縮変形で減衰を生じる３Ｄ複合材料を、斜張橋の主桁主塔部付け根に挟んで使用する制震構造を、橋長 500mクラスに適用した場合、減衰定数の増加は３％程度となった。

３Ｄ複合材料は、従来から有るせん断変形で減衰を生じるゴム系減衰材料とは異なる形態で減衰効果を発揮できる減衰材料であり、コンクリートに較べ弾性係数は約1/1000、圧縮強度は約10倍である。現在、多様な構造形式の橋梁が建設されつつあり、それぞれに適した制震構造の開発が望まれている。本研究の成果が参考となれば幸いである。

＜研究担当＞　(株)ピー・エス

参考文献

１）山下　秀；３Ｄ防振複合材料の機械的及び振動減衰特，日本繊維機械学会第48回年次大会(1995)

1.7　減衰舗装の開発

(1) 開発の背景と目的

長大橋では地震時の橋軸方向の応答が大きくなる恐れがある。本研究では、舗装部分（以下、摩擦スラブという）を、橋体と相対変位が生じるように分離して施工し、ある程度以上の地震に対しては、摩擦スラブと橋体間ですべりが生じ、その時の摩擦力により振動エネルギーを吸収して橋の振動を低減させる制震構造（以下、減衰舗装という）の開発を目的としている。なお、摩擦スラブは着目橋梁を越えた延長上の路盤あるいは他の橋梁に定着する。減衰舗装のイメージを写真-1.7.1に示す。

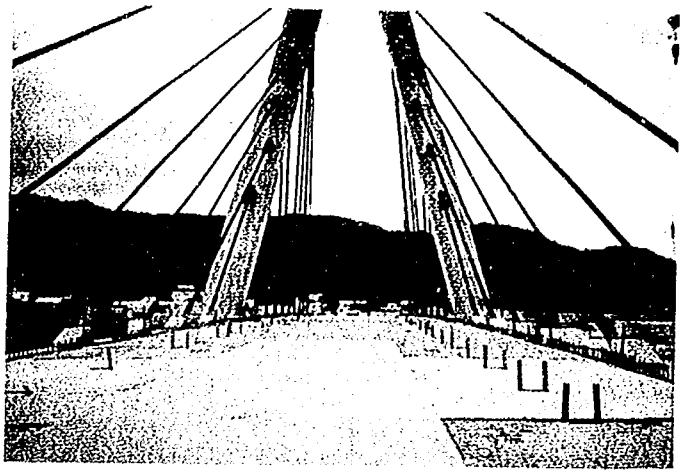


写真-1.7.1　減衰舗装のイメージ

(2) 開発項目と内容

① 減衰舗装の構造計画
② 試験計画
③ 摩擦スラブの特性試験
④ 減衰舗装振動台実験
⑤ 試設計

(3) 開発の工程

	平成５年	平成６年	平成７年	平成８年
減衰舗装の構造計画	———	———		
試験計画		———	———	
摩擦スラブの特性試験			—	
減衰舗装振動台実験			—	
報告書作成		—	— ———	———

(4) 平成７年度の研究成果

1）摩擦スラブの特性試験

a）実験概要

“減衰舗装”は橋体と摩擦スラブで構成されるが、摩擦スラブの標準的敷設方法を次のように考えている。橋体完成後に摩擦スラブを敷設する。橋体上の摩擦スラブ両側縁が載る部分にテフロン版等を置き、摩擦スラブが載る全域に縁切り材としてビニールシート等を敷き、その上にコンクリ

ートを打設して摩擦スラブを敷設する。

摩擦スラブ特性試験では、台車に乗せたコンクリートブロックの上に摩擦スラブに相当するコンクリート版を載せ、下の台車を動かし、コンクリート同士の接触面の静止摩擦係数および動摩擦係数の計測を行った。また、コンクリートブロックとコンクリート版の間にテフロンシートを敷き、静止摩擦係数および動摩擦係数の計測を行った。

コンクリートブロックを載せた台車の重量は 2.8tf、コンクリート版の重量は160kgfである。コンクリートブロックの上面に寝させたコンクリート版は、ロードセル②および③を介して約100kgfあるいは400kgfの張力で張られ、架台に取り付けられている。台車は2本のレールの上に車輪で支持されており、バネ係数 8.5kgf/cmのコイルバネ4個で、架台に弾性的に拘束されている。静的試験では、台車をロードセル①を介してジャッキで緩速で引き、ロードセル①～③で静止摩擦力および動摩擦力を計測した。動的試験では、台車を人力で加振し、ロードセル②および③で摩擦力を計測した。台車の変位を摺動型変位計で、加速度を圧電型加速度計で計測した。摩擦スラブ特性試験の概念図を図-1.7.1に示す。摩擦スラブ特性試験の模型を写真-1.7.2(a)に、コンクリート版を写真-1.7.2(b)に示す。

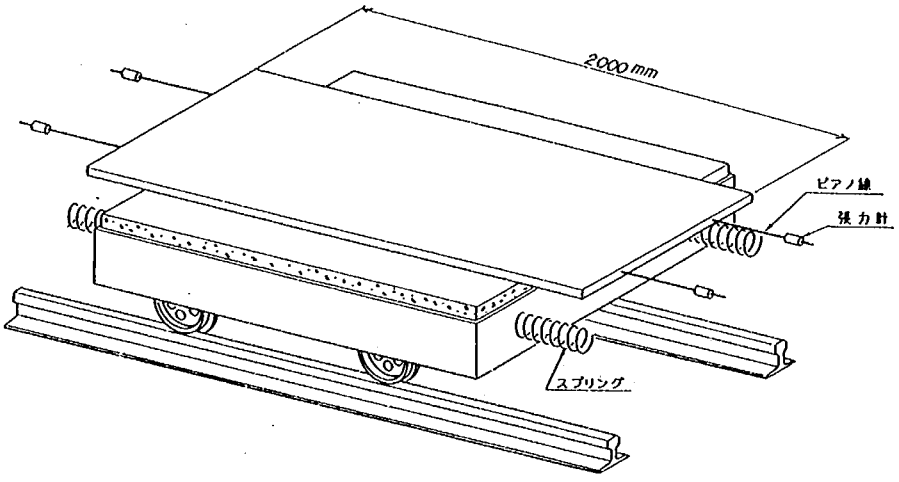
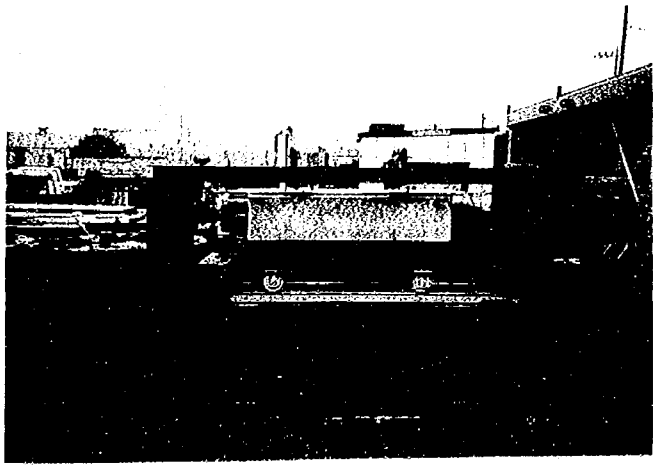
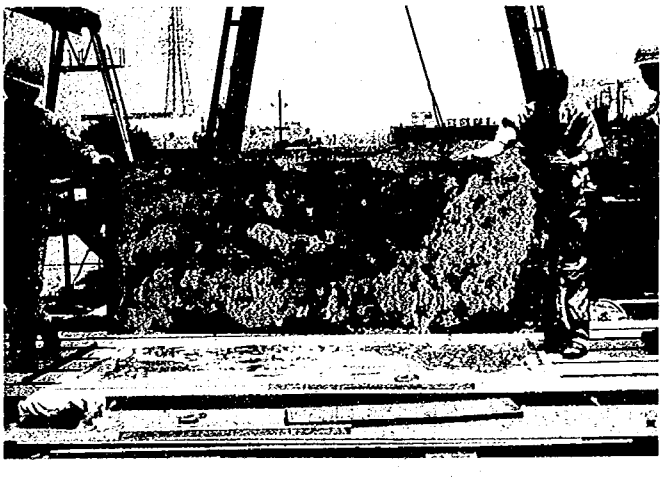


図-1.7.1　摩擦スラブ特性試験の概念図



(a) 模型全景（台車重量　2800kgf）



(b) 摩擦スラブ（160kgf）

写真-1.7.2　摩擦スラブ特性試験

b）実験結果

実験結果を表-1.7.1に示す。摩擦スラブの無い台車の応答を図-1.7.2に、摩擦スラブが有る台車の応答を図-1.7.3に示す。静的試験で得られた摩擦力、動的試験で得られた摩擦力を図-1.7.4に示す。

表-1.7.1　摩擦スラブ特性試験結果

試　　験		静止摩擦係数（摩擦係数）	動摩擦係数
ﾃﾌﾛﾝｼｰﾄ	静的試験	0.328	0.258
無し	動的試験	（ 0.342 ）	—
ﾃﾌﾛﾝｼｰﾄ	静的試験	（ 0.252 ）	—
有り	動的試験	0.166	0.148

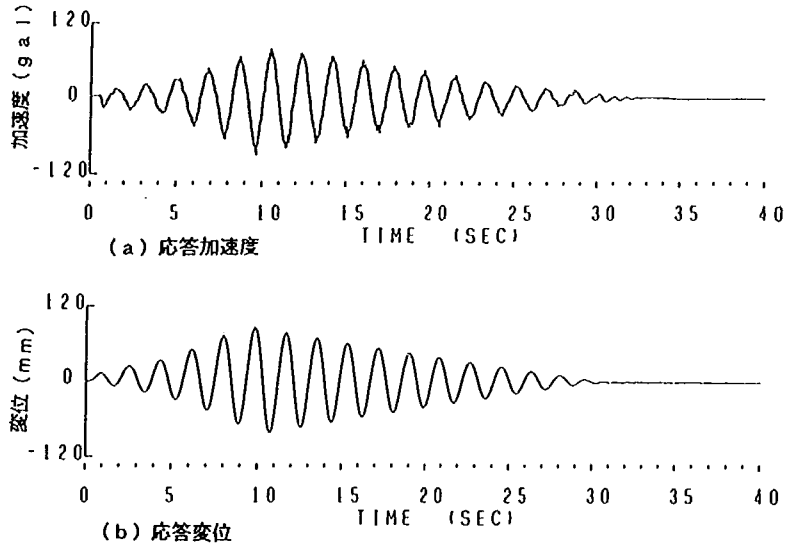


図-1.7.2　摩擦スラブの無い台車の応答

c）まとめ

コンクリート同士を接触させた静的実験結果から、図-1.7.4の静止摩擦係数および動摩擦係数を読みとると、静止摩擦係数0.33、動摩擦係数0.26であった。動的実験から、図-1.7.4の摩擦係数を読みとると、摩擦係数0.34であった。

コンクリートブロックとコンクリート製摩擦スラブの間にテフロンシートを挟んで行った静的実験結果から読みとると、動摩擦係数0.15であった。静止摩擦係数については、動摩擦力の初めに際だって異なるピークがなかったため、読み取るのが難しかった。動的実験から読みとると、摩擦係数0.25であった。

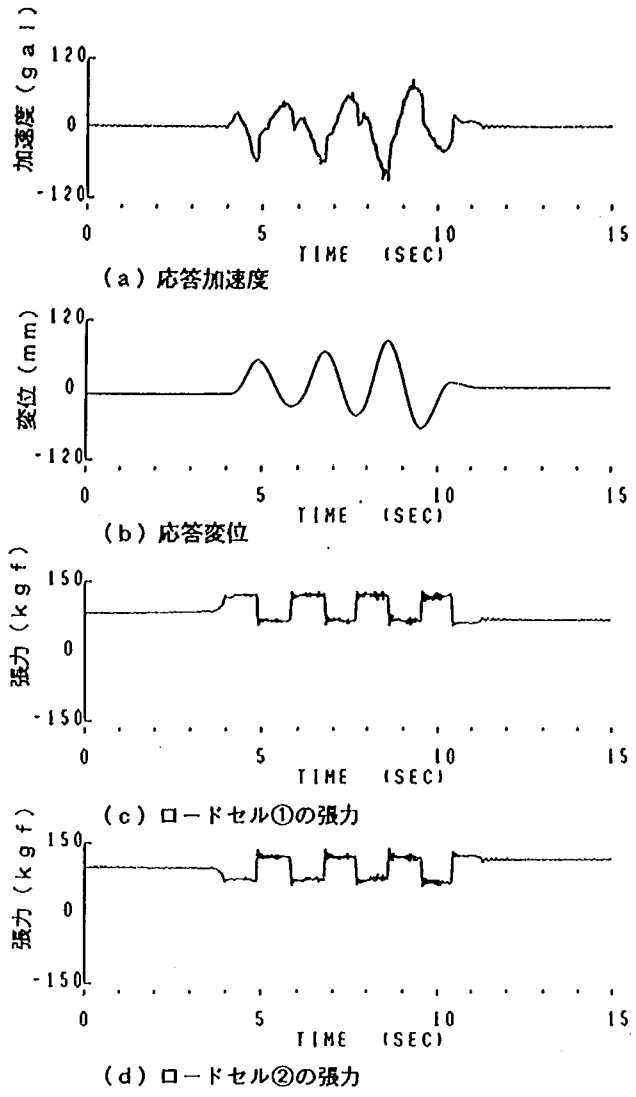


図-1.7.3　摩擦スラブが有る台車の応答

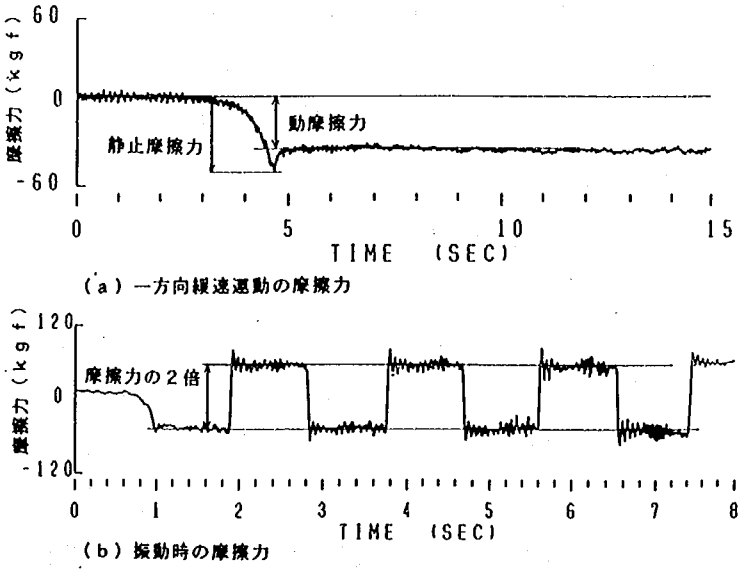


図-1.7.4　摩擦力

2）減衰舗装振動台実験



写真-1.7.3　減衰舗装振動台実験の全景

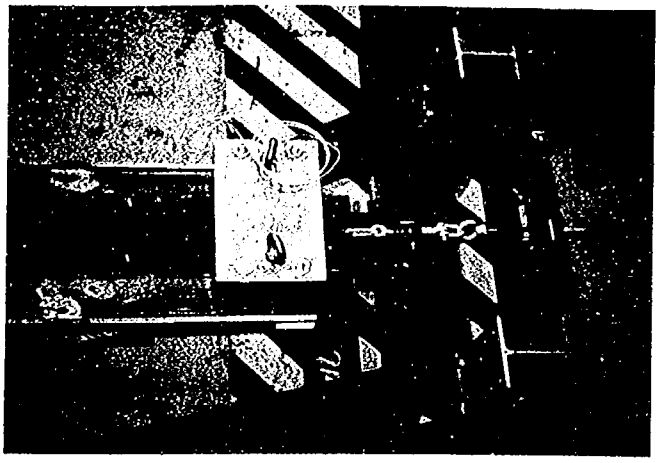


写真-1.7.4　摩擦スラブ

a）実験概要

斜張橋模型は、写真-1.7.1に示すように橋長 400mクラスの斜張橋を対象として、これを空間縮尺1/56、時間縮尺1/10としてモデル化したものである。総重量は3.5tf、主桁重量は1.6tfである。主桁は4段2面の斜材（φ5のＰＣ鋼線）により主塔から吊られている。主桁および摩擦スラブは鋼製で接触面には防錆処理を施してある。摩擦スラブの重量としては、主桁重量の5％程度として73.9kgf、また比較のため62.7kgfの2種類とした。摩擦スラブは摩擦力を計測するためのロードセルを介して両端の架台にケーブルにより固定した。なお、摩擦スラブを固定するためにケーブルには張力（約140kgf）を与えた。

振動台への入力地震動としては、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に示されるⅢ種地盤の標準波を用いた。時間縮尺としては模型の縮尺にあわせて1/10とし、比較のため 1/2の波形も用いた。また、正弦加振も周期 0.5秒，0.8秒の2種類で行い、その場合の入力最大加速度は 40galとした。

実験ではロードセルによって摩擦制振力を、レーザー変位計で摩擦スラブと主桁、摩擦スラブと主塔、主桁と主塔の相対変位を、また加速度計で各部位の絶対加速度を計測した。

摩擦スラブ重量：62.7kgf，　73.9kgf

入力地震動　：Ⅲ種地盤標準波（津軽波）

	時間縮尺1/2	最大加速度	70gal，　35gal
	時間縮尺1/10	最大加速度	560gal，　280gal

正弦加振　：周期　0.5秒　最大加速度　40gal

：周期　0.8秒　最大加速度　40gal

b）模型橋梁諸元

模型橋梁を図-1.7.5、計測機器の配置を図-1.7.6に示す。模型橋梁は以下の相似率を目標として設計された。

空間縮尺：L　＝　1/56

時間縮尺：$T = L \cdot \alpha^{1/2} \cdot \beta^{1/2}$ ＝ 1/10

剛性縮尺：$EA = L^2 \cdot \alpha^{-1}$ ＝ 1/4.7B3

：$EI = L^4 \cdot \alpha^{-1}$ ＝ 1/1.5B7

重量縮尺：$W = L^3 \cdot \beta$ ＝ 1/8.4B3

α ＝ 1.5

β ＝ 21

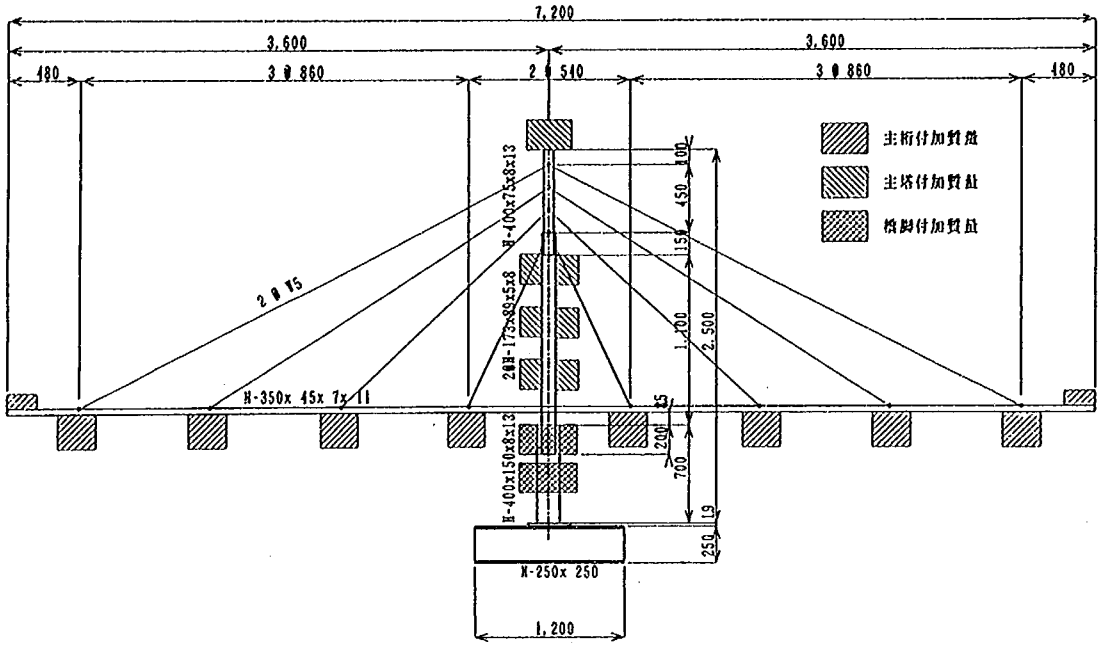


図-1.7.5　模型橋梁一般図

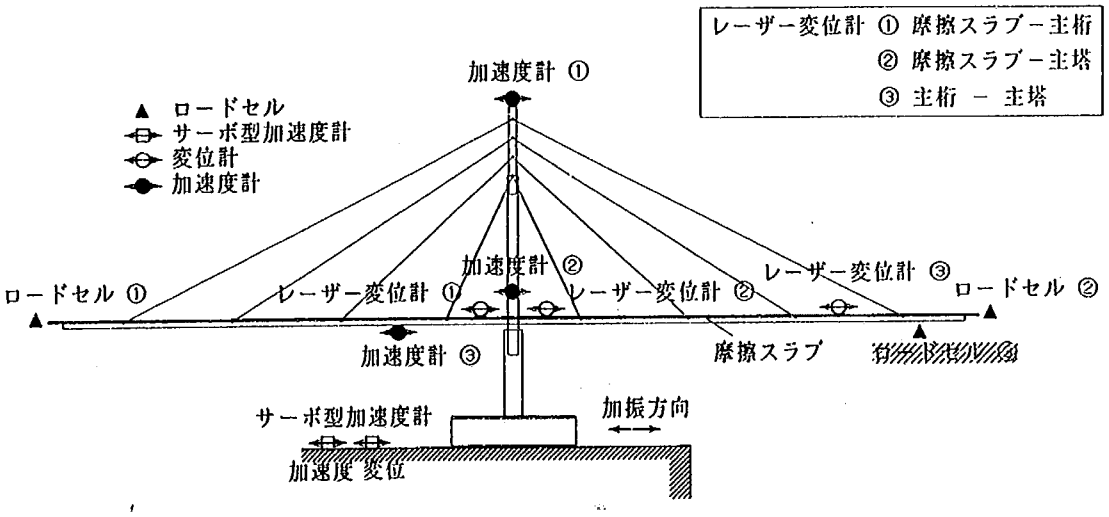
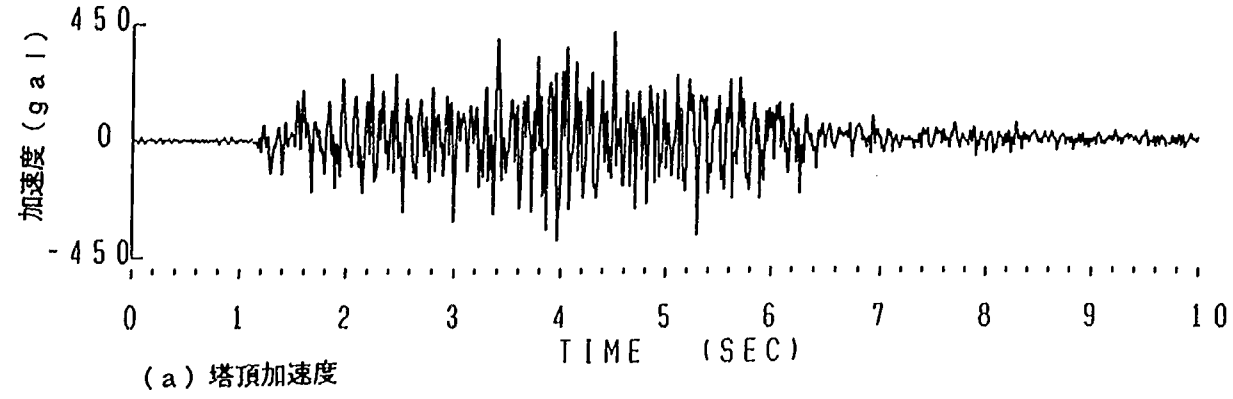


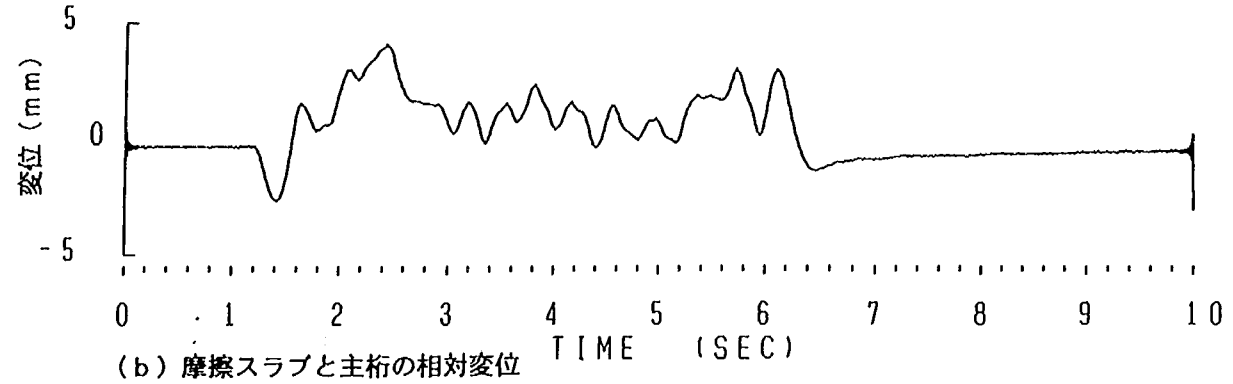
図-1.7.6　計測機器の配置

c）実験結果

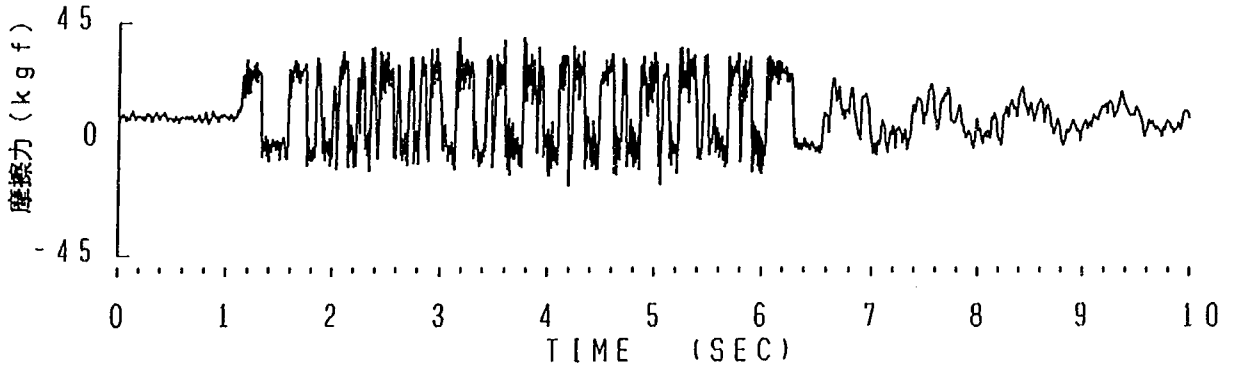
図-1.7.7（その１）はそれぞれ、時間縮尺1/10，最大加速度280galの場合の塔頂部の加速度，摩擦スラブと主桁の相対変位，摩擦力、及び入力加速度の時刻歴波形を示したものである。図-1.7.7（その２）は、同様に時間縮尺 1/2、最大加速度 35galの場合の時刻歴波形を示したものである。



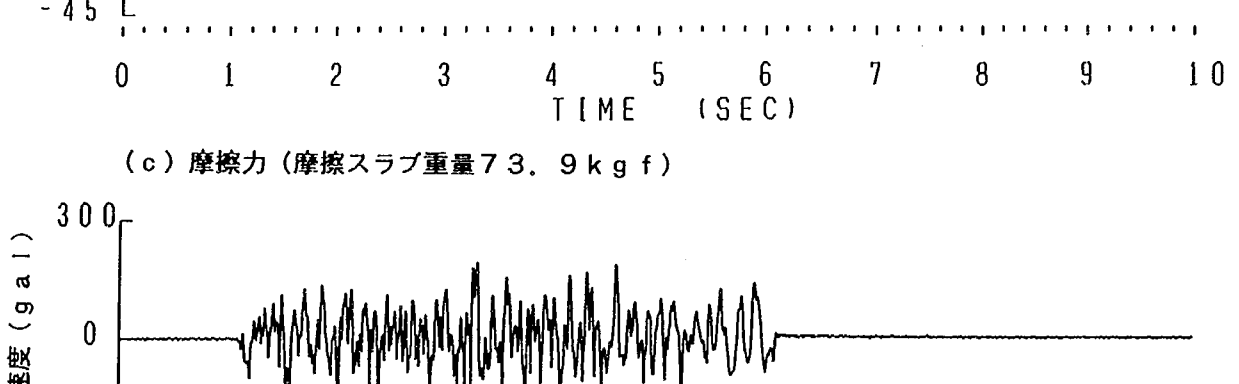
（a）塔頂加速度



（b）摩擦スラブと主桁の相対変位



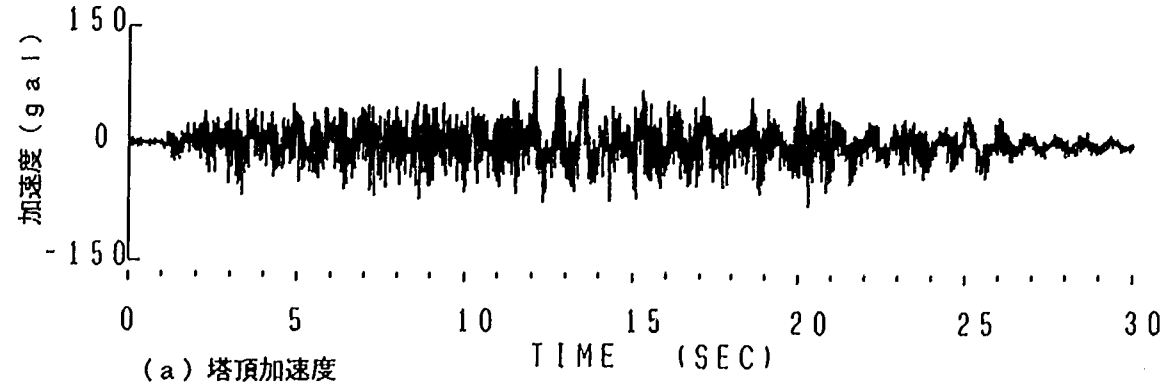
（c）摩擦力（摩擦スラブ重量７３．９ｋｇｆ）



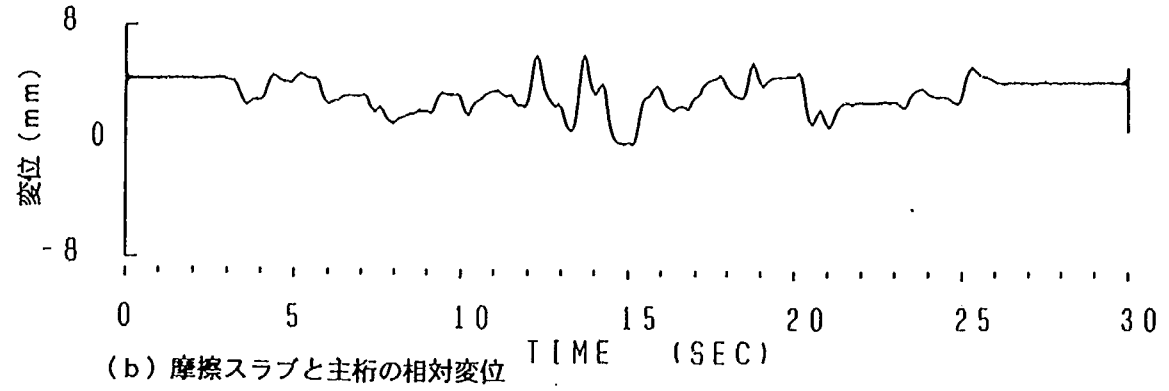
（d）振動台加速度

図-1.7.7　時刻歴波形（その１）

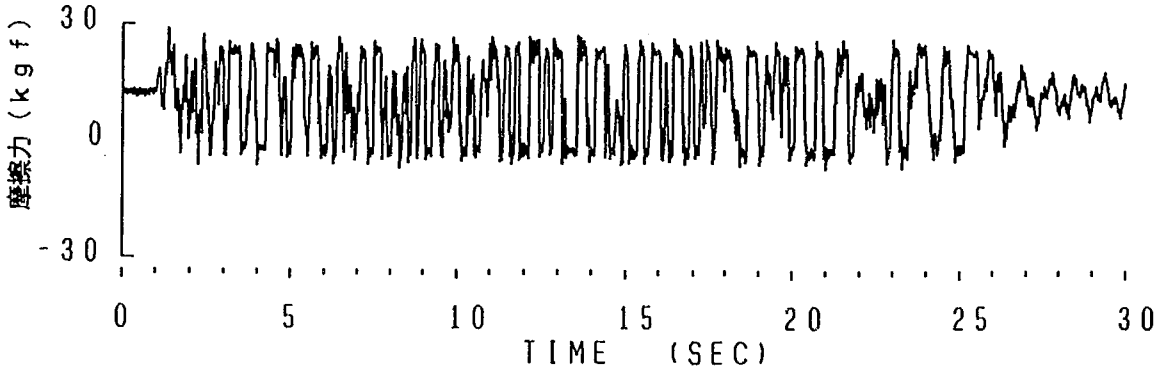
（道示，Ⅲ種地盤標準波，時間軸1/10，最大280gal）



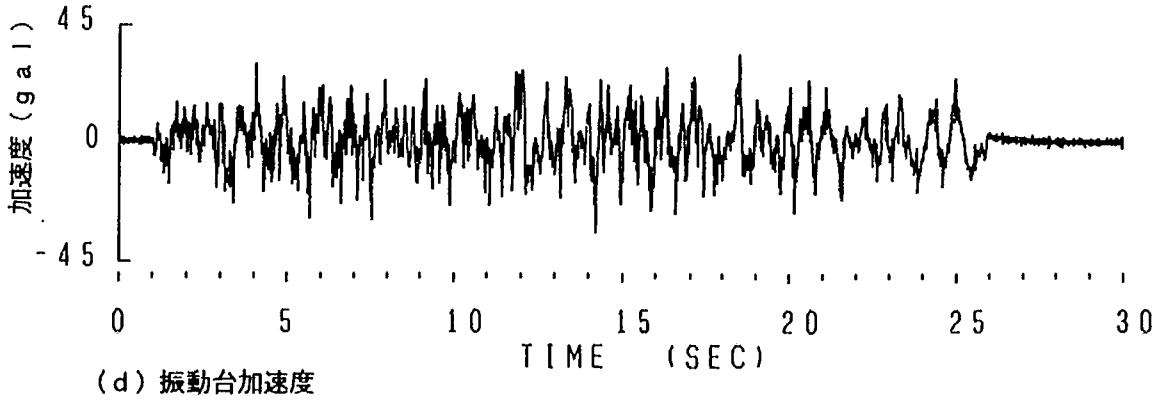
（a）塔頂加速度



（b）摩擦スラブと主桁の相対変位



（c）摩擦力（摩擦スラブ重量７３．９ｋｇｆ）



（d）振動台加速度

図-1.7.7　時刻歴波形（その２）

（道示，Ⅲ種地盤標準波，時間軸1/2，最大35gal）

これによれば、いずれの場合にも摩擦スラブと主桁間には相対変位が生じ、摩擦スラブにはほぼ典型的なクーロン型の摩擦力が作用していることが分かる。

表-1.7.2は、実験で得られた最大応答値を示したものである。ここでは、摩擦スラブを設置した場合としない場合の応答値を比較する。これによれば、時間縮尺1/10，最大加速度280galの場合には、摩擦スラブを設けることにより主桁と主塔の相対変位では、摩擦スラブを設けない場合に比較して約1/3に小さくなる。一方、時間縮尺1/2の場合には、約1/7に小さくなることが分かる。

表-1.7.2　減衰舗装振動台実験の結果

摩擦ｽﾗﾌﾞ	地震波	時間軸 (周期)	最　大 加速度 gal	最大応答変位・加速度 桁摩 mm	塔摩 mm	塔桁 mm	塔頂 gal	摩擦係数
73.9 kgf (ph-1)	Ⅲ（津軽）	1/2	35	3	0.5	3	90	—
	〃	〃	70	16	2	17	197	—
	Ⅲ（津軽）	1/10	280	3	1	3	390	—
	〃	〃	560	7	2	8	656	—
	正弦波	(0.5)	40	3	1	5	133	0.190
	〃	(0.8)	40	3	2	2	201	0.190
62.7 kgf (ph-0)	Ⅲ（津軽）	1/2	35	4	1	3	84	—
	〃	〃	70	18	2	18	218	—
	Ⅲ（津軽）	1/10	280	4	1	3	321	—
	〃	〃	560	8	2	9	679	—
	正弦波	(0.5)	40	3	1	5	127	0.193
	〃	(0.8)	40	3	2	3	213	0.192
ｽﾗﾌﾞ無し	Ⅲ（津軽）	1/10	280	-	-	10	442	—
	〃	1/2	35	-	-	21	253	—

d）まとめ

摩擦スラブを用いた制震構造の制震効果を斜張橋模型を用いた振動台実験により検討し、地震時の橋の振動を有効に低減できることを明らかにした。

減衰舗装振動台実験の結果の解析はまだ途中であるが、主桁端部の浮き上がり拘束効果を鉛直バ

ネでモデル化し、適当な摩擦力を設定することで、摩擦スラブを有する橋梁模型の挙動をシュミレート出来そうな状況である。

(5) 3年間の研究成果の要約と今後の課題・展望

摩擦スラブを用いた制震構造の制震効果を斜張橋模型を用いた振動台実験により検討し、地震時の橋の振動を有効に低減できることを明らかにした。

実寸レベルの減衰舗装の静止摩擦力および振動時の摩擦力に関するデータの収録、摩擦スラブの構造、また減衰舗装の最適使用形態に関する検討などを今後の課題と考える。

＜研究担当＞ (株)ピー・エス

参考文献

1) Kawashima, K. and Unjyo, S.:Damping Characteristics of Cable-Stayed Bridges Associated with Energy Dissipation at Movable Supports, Proc. of JSCE, Vol.6. No.1, 123s-130s. April 1989.

2) 林　亜紀夫；すべり支承の慣性力解放効果について，土木学会第12回関東支部技術研究発表会概要集，PP.21-22, 1985.

1.8　桁端マスダンパー（パワフルＴＭＤ）の開発

(1) 開発の背景と目的

ＴＭＤ（Tuned Mass Damper)は、建築構造物や塔状構造物の制振対策として多くの実績がある。ただし、ＴＭＤは風のように定常振動とみなせる外力に対しては有効であるが、衝撃波タイプの地震外力に対しては最大応答値の低減効果が小さく、実構造物への適用においても風による振動対策が主目的とされてきた。また、ＡＭＤ(Active Mass Damper)は、土木分野においては、施工時の制振対策には実績があるものの、完成後の制振対策にはメンテナンスの面から採用されにくい。

ところで、橋梁の耐震に関して重要な質量は主桁であり、主桁はその両端部で地盤（橋台）に接している。そこで、本研究では橋台に反力をとることでＴＭＤの制御力を増幅させる桁端ダンパー機構を開発し、パッシブタイプのＴＭＤ系ダンパーを地震対策へも用途展開していくことを図る。なお、最終年度にあたり、本装置の名称をパワフルＴＭＤとした。

(2) 開発項目と内容

長大橋の地震応答の低減を目的として、ＴＭＤを基本としてインテリジェント化を図った桁端ダンパー機構の開発を行う。このダンパーの特徴は、橋台に反力をとり、桁端変位を利用してＴＭＤの制御力を増幅させるところにある。本装置の開発に当っては、固有周期が１～２秒程度のＰＣ橋の橋軸方向の震動制御を主眼とする。装置の開発目標は構造物の変位応答の３割減とし、小型模型を用いた振動実験によりその効果を検証する。その後、多質点系モデルを用いた地震応答解析を行い、断面力や変位の低減効果を検討し、最後に設計法に関する検討を行うものとする。

(3) 開発の工程

表-1.8.1　開発の工程

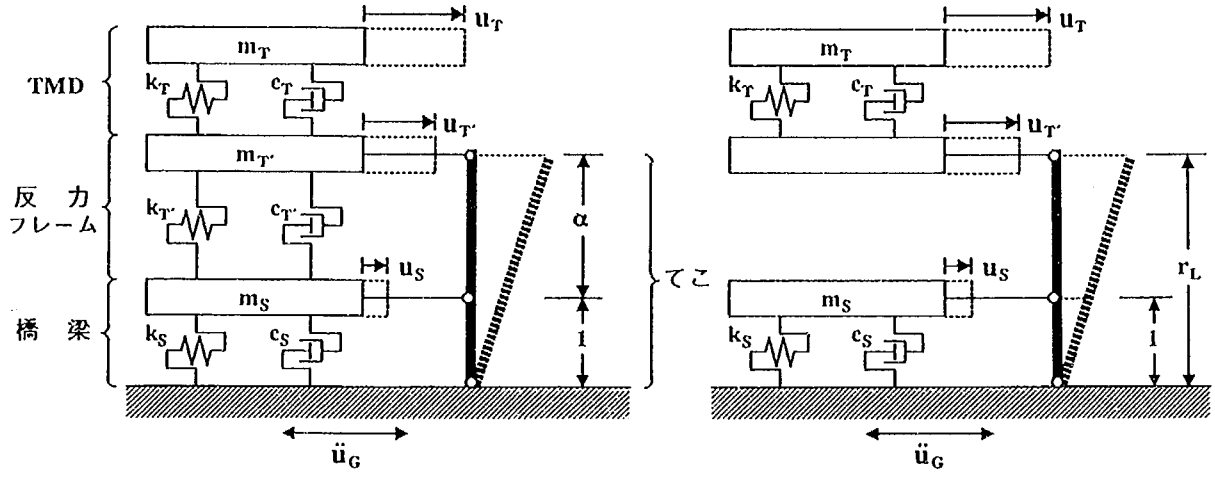
	平成５年度	平成６年度		平成７年度	
動作原理の検討	―				
模型実験による制震効果の確認		―	―		
地震応答解析				―	
設計法の検討				―	―
まとめ					―

(4) 平成７年度の研究成果

１）基本構造の簡略化

パワフルＴＭＤの動力学モデルの定式化は平成５年度の研究成果として報告している。今年度、設計法の検討を行うにあたり、設計法の簡便さが要求された。そこで、これまでのモデルで冗長であった部分を簡略化して、動力学モデルを提案し直すこととした。

図-1.8.1に基本構造の変更点をパワフルＴＭＤ－橋梁系の力学モデルとして示す。新しいモデルでは、旧モデルにあった反力フレーム部の質量，バネ，ダッシュポットが省略されている。まず、質量はＴＭＤ重錘の1/10～1/20程度で無視できる。次にバネについては、ＴＭＤ重錘のストロークを抑える効果があるものの、同調質量ダンパーとして機能するには剛性を低く設定する必要があり[1]、最適条件の式を煩雑にしている原因となっていた。そこで、設計の簡便さを優先させることとし、反力フレームのバネは取付けないものとする。最後に、ダッシュポットは摩擦等による減衰を考慮するためのものであるが、減衰定数にして１％程度と考えられるので、無視することとする。



(a) 旧モデル　　(b) 新モデル

図-1.8.1　パワフルＴＭＤの基本構造の簡略化

図-1.8.1(b) の新しい力学モデルに対する地震時の運動方程式は、橋とＴＭＤ重錘の２自由度振動系に対して式（1.8.1）で与えられる。

$$\begin{bmatrix} m_S & 0 \\ 0 & m_T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_S \\ \ddot{u}_T \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_S + r_L^2 c_T & -r_L c_T \\ -r_L c_T & c_T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_S \\ \dot{u}_T \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_S + r_L^2 k_T & -r_L k_T \\ -r_L k_T & k_T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_S \\ u_T \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_S & 0 \\ 0 & m_T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \ddot{u}_G \qquad (1.8.1)$$

ここに、添字ｓＳＴおよびＧはそれぞれ橋梁構造、ＴＭＤおよび地盤を表わし、m，k，cおよびｕはそれぞれ質量，剛性，減衰係数および変位を、r_L はてこ比を表わす。また、最適同調条件および最適減衰条件はそれぞれ式（1.8.2）および式（1.8.3）で与えられる。

$$\nu opt = \frac{1}{1+r_L^2\mu} \qquad (1.8.2)$$

$$h opt = \sqrt{\frac{3r_L^2\mu}{8(1+r_L^2\mu)}} \qquad (1.8.3)$$

ここに、ν optはＴＭＤと橋梁の制震対象モードの最適振動数比、ｈoptはＴＭＤの最適減衰定数、μはＴＭＤ重錘と橋梁の質量比を表わす。

2）制震効果に関するパラメトリックスタディー

a）概要

大地震時におけるパワフルＴＭＤの制震効果を確認するために、地震応答解析によるパラメトリックスタディーを行った。表-1.8.2にパラメトリックスタディーの概要を示す。ここで取り上げたパラメータは、橋梁の固有周期、制震方法および入力地震波である。

まず、橋梁は１自由度振動系とし、減衰は固有周期に応じて表中の式によって定めた。次に、制震方法については、無制震、在来ＴＭＤによる制震およびパワフルＴＭＤによる制震のケースとし、ＴＭＤの質量比は一定としμ＝0.03、パワフルＴＭＤのてこ比はr_L＝２，３の２ケースとした。なお、在来ＴＭＤはてこ比r_L＝１のパワフルＴＭＤに相当する。在来ＴＭＤおよびパワフルＴＭＤは、式（1.8.2）および式（1.8.3）により最適調整値を求め、それに相当するバネ値と減衰を与えた。最後に、入力地震波は、道路橋示方書（1990）の地震時保有水平耐力の照査で想定する地震レベル（Ｌ２）の標準波２波（Ｉ種およびⅢ種地盤）と1995年兵庫県南部地震において記録された２波である。後者の神戸海洋気象台および東神戸大橋の記録は、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案）において、それぞれＩ種およびⅢ種地盤について参考になる地震入力とされているものである。図-1.8.2に入力地震動の加速度波形を示す。

表-1.8.2　パラメトリックスタディーの概要

橋　梁	固有周期	T_S = 0.1～5 sec		
	減衰定数	$h_S = 0.02 / T_S$，　ただし $0.01 \leqq h_S \leqq 0.05$		
制震方法		無制震	在来TMD	パワフルTMD
	質量比	――	μ = 0.03	μ = 0.03
	てこ比	――	(r_L = 1)	r_L = 2, 3
入力地震波		・Ｉ種地盤標準波 (L2) ・Ⅲ種地盤標準波 (L2) ・神戸海洋気象台 (NS) ・東神戸大橋（橋軸直角）		

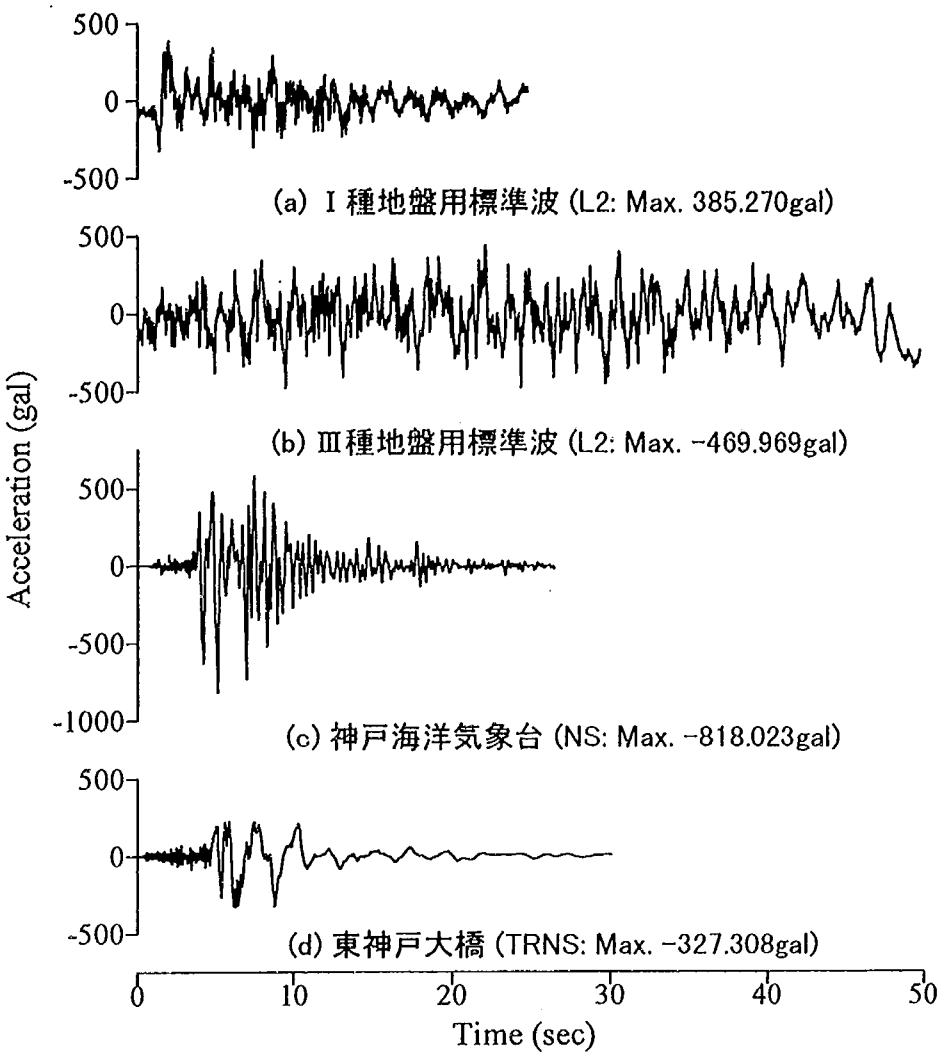
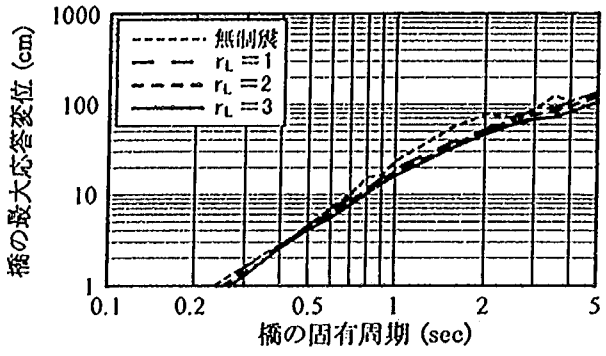


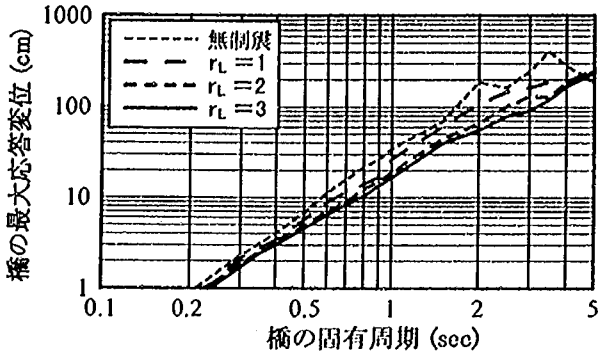
図-1.8.2　パラメトリックスタディーに用いた入力地震動

b）解析結果

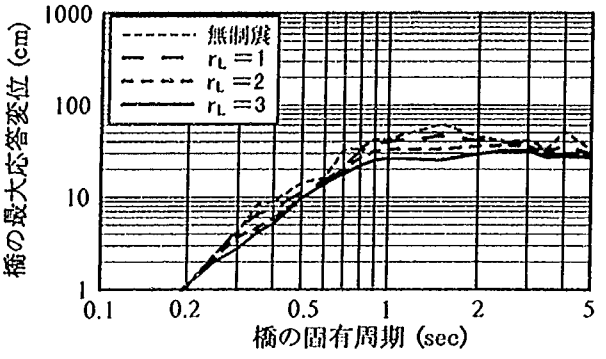
図-1.8.3は、橋の最大応答変位を、無制震、在来ＴＭＤによる制震（$r_L=1$）、パワフルＴＭＤによる制震（$r_L=2, 3$）のケースで比較してスペクトル表示したものである。てこ比r_Lが大きいほど変位の低減効果が大きく、特に無制震のケースで応答が卓越している周期において顕著である。その結果、てこr_Lが大きいほどスペクトル形状が滑らかになっており、同調質量ダンパーとして橋に付加する減衰が大きくなったものとして理解できる。ここで、最大応答変位が大きく低減したケースを具体的にみていく。(a) Ⅰ種地盤標準波では、橋の固有周期T_s =2.0sec、てこ比r_L = 1, 2, 3のときに、最大応答変位が無制震時のそれぞれ66, 64, 60%に低減している。同様に、他の地震入力について変位低減効果を列記すると、(b) Ⅲ種地盤標準波では固有周期T_s=2.0 sec の場合にそれぞれ57, 35, 29%に、(c) 神戸海洋気象台では固有周期T_s =1.5secの場合にそれぞれ74, 53, 40%に、(d) 東神戸大橋では固有周期T_s =2.5secの場合にそれぞれ85, 58, 43%に低減している。このように、変位低減率でみると入力地震動と橋の応答特性の関係に応じて様々な値を取りうるが、先に述べたように、応答スペクトルとしてみると、スペクトル形状を滑らかにし、スペクトル全体を下げる効果があるといえる。



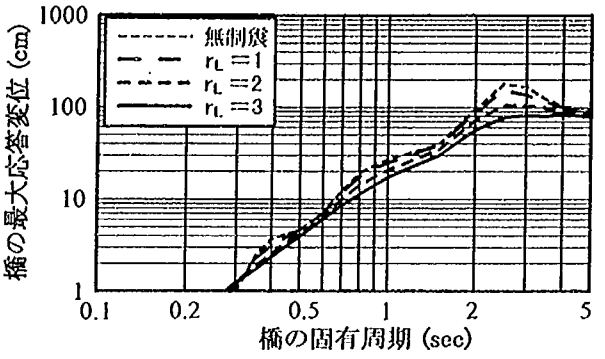
(a) Ⅰ種地盤標準波(L2)



(b) Ⅲ種地盤標準波(L2)

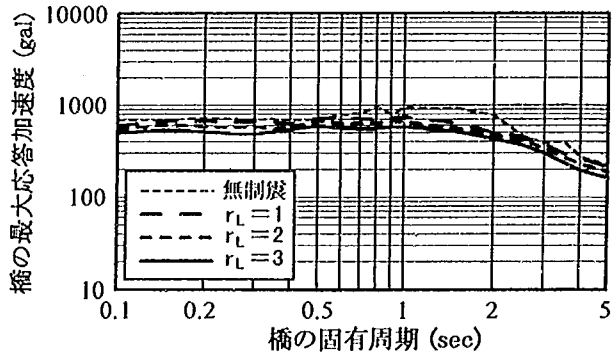


(c) 神戸海洋気象台

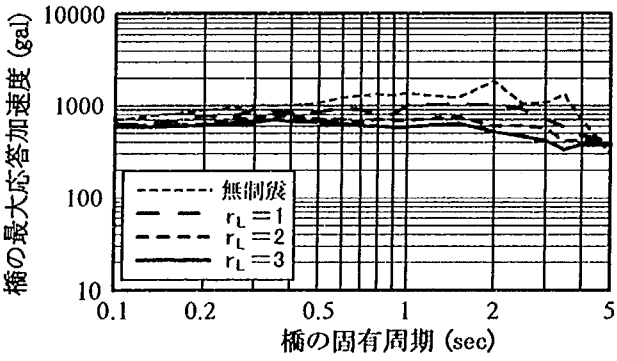


(d) 東神戸大橋

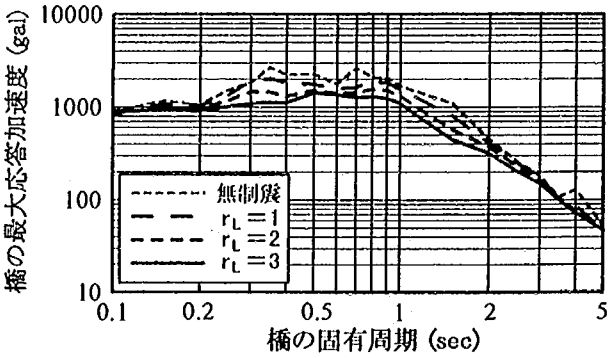
図-1.8.3　橋の最大応答変位（質量比 $\mu=0.03$）



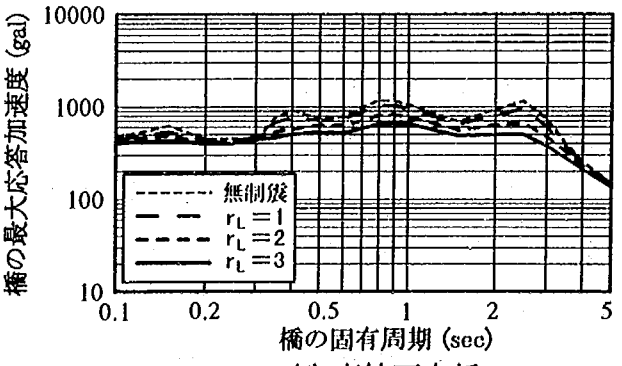
(a) Ⅰ種地盤標準波(L2)



(b) Ⅲ種地盤標準波(L2)

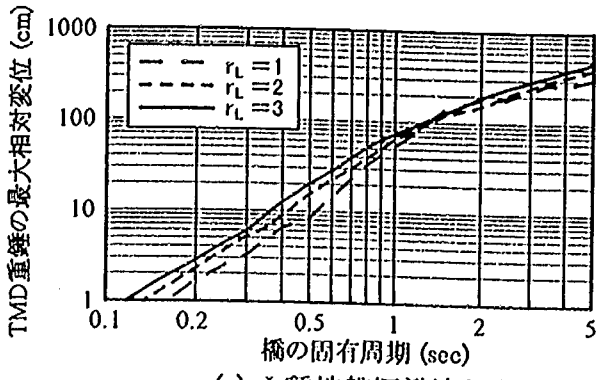


(c) 神戸海洋気象台

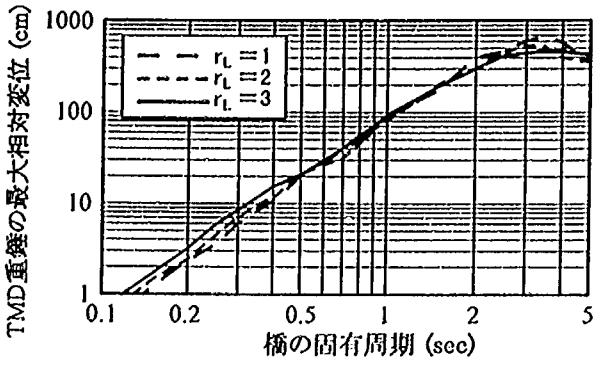


(d) 東神戸大橋

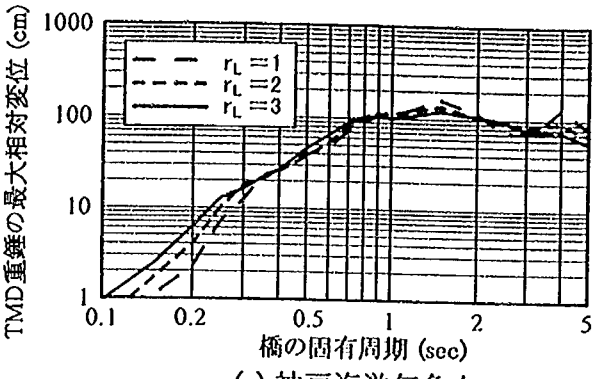
図-1.8.4　橋の最大応答加速度（質量比 $\mu=0.03$）



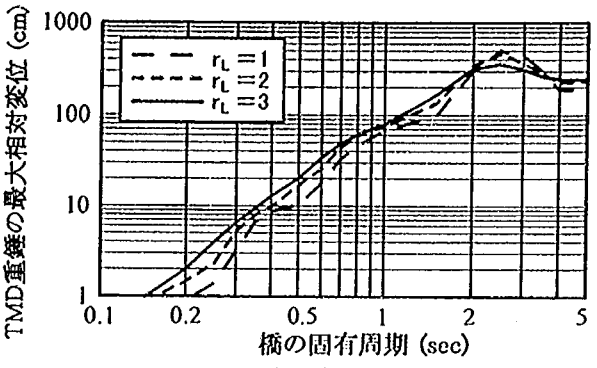
(a) Ⅰ種地盤標準波(L2)



(b) Ⅲ種地盤標準波(L2)

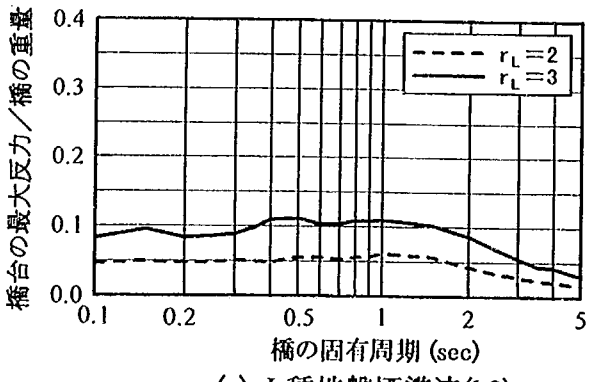


(c) 神戸海洋気象台

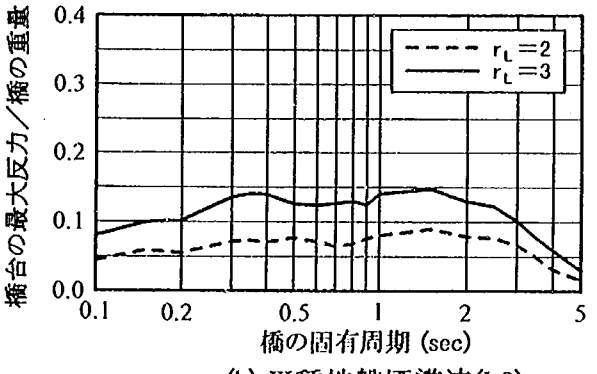


(d) 東神戸大橋

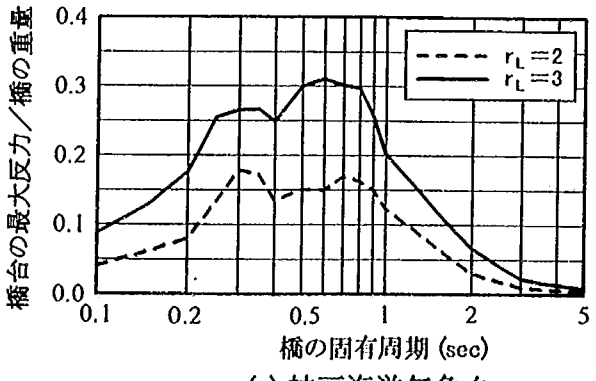
図-1.8.5　ＴＭＤ重錘の最大相対変位（質量比 μ =0.03）



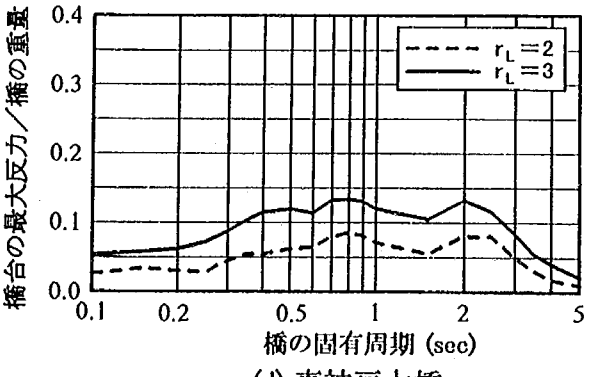
(a) Ⅰ種地盤標準波(L2)



(b) Ⅲ種地盤標準波(L2)



(c) 神戸海洋気象台



(d) 東神戸大橋

図-1.8.6　橋台の最大反力（質量比 μ =0.03）

図-1.8.4は、橋の最大応答加速度を制震方法で比較してスペクトル表示したものである。加速度と変位の違いから図-1.8.3とはスペクトルの基本形状が異なるものの、各制震方法による最大応答値の低減効果は変位とほぼ同じ結果となっている。

図-1.8.5は、在来TMDおよびパワフルTMDの重錘と橋桁との最大相対変位を示したものである。(a) I種地盤標準波では全ての固有周期において、てこ比r_Lが大きくなるほど相対変位が大きくなっている。しかし、(b) III種地盤標準波、(c) 神戸海洋気象台および(d) 東神戸大橋では、それぞれ固有周期T_s=1.0, 1.0, 2.0sec程度を境として、これより短周期側ではてこ比r_Lが大きくなるほど相対変位は大きくなり、逆に長周期側ではてこ比r_Lが大きいほど相対変位は小さくなる。また、神戸海洋気象台以外の地震入力では、約2sec以上の周期の橋では相対変位が200cm以上となり、それに応じた移動量をこれら大地震時にも確保するのは難しいと考えられる。その対応としては、最適減衰以上の減衰をTMDに与えたり、緩衝機能を備えたTMD重錘のストッパーを配置することなどが考えられるが、制震効果を制限することにつながるので詳細な検討が必要となる。

図-1.8.6は、パワフルTMDを用いた場合に橋台に作用する最大反力を示したものである。てこ比r_L=3の場合の反力はr_L=2の場合のほぼ2倍となっている。これは、TMD重錘に生じる慣性力はてこ比によらず一定であり、てこを介すことによって慣性力の(r_L-1)倍の反力が要求された結果と考えられる。また、反力の大きさは、入力地震動と橋の固有周期に応じて異なる。てこ比r_L=3の場合について橋桁重量w_sを基準としてみると、(a) I種地盤標準波では周期$0.4 \leqq T_s \leqq 2$secの範囲で約$0.11w_s$、(b) III種地盤標準波では周期$0.3 \leqq T_s \leqq 2$secの範囲で約$0.14w_s$、(c) 神戸海洋気象台では周期$0.3 \leqq T_s \leqq 0.8$secの範囲で約$0.25 \sim 0.31w_s$、(d) 東神戸大橋では周期$0.4 \leqq T_s \leqq 2.5$secの範囲で約$0.10 \sim 0.13w_s$となっている。

以上の結果から、パワフルTMDによる制震効果は変位応答スペクトルや加速度応答スペクトルの平滑化と低減として理解でき、TMD重錘の相対変位や橋台反力は入力地震動の影響を強く受けることがわかった。

3) 有効減衰定数

a) 概要

橋梁にパワフルTMDを取り付けたときの制震効果は、動的解析を行えば確認できるが、設計の初期段階では概略の効果が簡便に求められることが望ましい。パワフルTMDを取り付けたときに橋の減衰定数がみかけ上増加するものとして扱うことができれば、橋の応答が容易に推定できる。そこで、みかけ上の減衰定数の増加分を有効減衰定数として与えることとする。まず、有効減衰定数の定式化を行い、次に、地震動の非定常性を考慮するために導入した減衰定数の補正係数について検討する。

b) 定式化

橋梁, TMDの固有円振動数をω_s, ω_T、減衰定数をh_s, h_T、TMDと橋梁の質量比をμ、振動数比をνと表せば、

$$\omega_s = \sqrt{k_s/m_s}\ , \quad \omega_T = \sqrt{k_T/m_T} \qquad (1.8.4)$$

$$h_s = c_s/2m_s\omega_s,\quad h_T = c_T/2m_T\omega_T \tag{1.8.5}$$

$$\mu = m_T/m_s,\quad \nu = \omega_T/\omega_s \tag{1.8.6}$$

とかける。式（1.8.4）～（1.8.6）を式（1.8.1）に代入し、さらに右辺を振動外力 $\{f_s,\ 0\}^T$ におき直すと、運動方程式は次式となる。

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & \mu \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_T \end{Bmatrix} + \omega_s \begin{bmatrix} 2h_s+2h_T r_L^2 \mu\nu & -2h_T r_L \mu\nu \\ -2h_T r_L \mu\nu & 2h_T \mu\nu \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_T \end{Bmatrix} + \omega_s^2 \begin{bmatrix} 1+r_L^2\mu\nu^2 & -r_L\mu\nu^2 \\ -r_L\mu\nu^2 & \mu\nu^2 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} u_s \\ u_T \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_s/m_s \\ 0 \end{Bmatrix} \tag{1.8.7}$$

次に、橋梁と地盤との相対変位を y_s でおき直し、反力フレームと橋梁，TMD重錘と反力フレームとの相対変位をそれぞれ $y_{T'}$，y_T とすれば、

$$y_s = u_s,\quad y_{T'} = u_{T'} - u_s,\quad y_T = u_T - u_{T'} \tag{1.8.8}$$

であり、これを式（1.8.7）に代入して座標変換するとすると、運動方程式は次式となる。

$$\begin{bmatrix} 1+r_L^2\mu & r_L\mu \\ r_L\mu & \mu \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \ddot{y}_s \\ \ddot{y}_T \end{Bmatrix} + \omega_s \begin{bmatrix} 2h_s & 0 \\ 0 & 2h_T\mu\nu \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \dot{y}_s \\ \dot{y}_T \end{Bmatrix} + \omega_s^2 \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & \mu\nu^2 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} y_s \\ y_T \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_s/m_s \\ 0 \end{Bmatrix} \tag{1.8.9}$$

ここで、調和振動外力

$$f_s(t) = F_s e^{i\omega t} \tag{1.8.10}$$

を作用させた場合について、定常応答解を仮定し、

$$y_{s(t)} = Y_s e^{i\omega t},\quad y_{T(t)} = Y_T e^{i\omega t} \tag{1.8.11}$$

これを式（1.8.9）の第2式に代入すれば、応答振幅比 Y_T/Y_s が次のように求められる。

$$Y_T/Y_s = \Lambda + i\,\Gamma \tag{1.8.12}$$

ここに、

$$\Lambda = \frac{r_L(\nu^2-\lambda^2)\lambda^2}{(\nu^2-\lambda^2)^2+(2h_T\nu\lambda)^2},\quad \Gamma = \frac{-2h_T r_L \nu\lambda^3}{(\nu^2-\lambda^2)^2+(2h_T\nu\lambda)^2} \tag{1.8.13}$$

であり、λ は応答振動数比 ω/ω_s である。式（1.8.12）を式（1.8.9）の第1式に代入し、連成項を消去すれば、パワフルTMDの影響が各係数に反映された橋梁の運動方程式として次式が得られる。

$$\ddot{y}_s + 2(h_s - r_L\mu\lambda\Gamma/2)\omega_s\dot{y}_s + \omega_s^2\{1 - r_L(r_L+\Lambda)\mu\lambda^2\}y_s = f_s/m_s \tag{1.8.14}$$

式（1.8.14）の左辺第2項の係数の2項目が、パワフルTMDにより付加されるみかけの減衰定数であり、

$$h_{eff_0} = -r_L \mu \lambda \Gamma / 2 \qquad (1.8.15)$$

とおく。これは、振動数比λの関数の形をしているが、λ＝1のときの値で代表させることとする。さらに、入力地震動の非定常性により最大応答値の低減効果が阻害されることを補正係数c_hで考慮することとし、最終的に式（1.8.16）のような形でパワフルTMDによる有効減衰定数heffを与えることとする。

$$h_{eff} = c_h \cdot h_{eff_0} = c_h \cdot \frac{h_T r_L^2 \mu \nu}{(\nu^2 - 1)^2 + (2 h_T \nu)^2} \qquad (1.8.16)$$

c）補正係数c_hの検討

有効減衰定数の定式化において導入した、入力地震動の非定常性に基づく補正係数c_hを決めるために、地震応答解析によるパラメトリックスタディーを行った。表-1.8.3にパラメトリックスタディの概要を示す。ここでは、橋梁の固有周期、減衰定数の補正係数、および入力地震動をパラメータとした。パワフルTMDの質量比はμ＝0.03、てこ比はr_L＝3で一定とし、式（1.8.2）から最適振動数比をν_{opt}＝0.7874、式（1.8.3）から最適減衰定数をh_{opt}＝0.2824とした。地震応答解析は、2自由度振動系の運動方程式（1.8.1）を直接解く方法と、有効減衰定数を付加した1自由度振動系の運動方程式を解く方法の2通りの解析を行った。まず、前者の解析から得られる最大応答値を基準とする。次に、後者の解析において有効減衰定数の補正係数をc_h＝0.5～1.0に変化させて行い、最大応答値を基準値と比較することにより、補正係数c_hを評価する。1自由度振動系モデルに与えた減衰定数を表-1.8.4に示す。

図-1.8.7は、横軸に補正係数c_hをとり、縦軸に有効減衰定数を用いた1自由度振動系モデルの最大応答変位と2自由度振動系モデルの最大応答変位との比をとり、両者の関係を橋の固有周期別に示したものである。すべてのケースで、補正係数を大きくとるほど、つまりパワフルTMDによるみかけの減衰定数を大きく見積るほど、最大応答変位の比は小さくなる傾向を示している。ところで、補正係数c_hとして最適なのは、最大応答の比が1.0となるときである。表-1.8.5は、最大

表-1.8.3　パラメトリックスタディーの概要

橋　梁	固有周期	T_S = 1.0, 3.0, 5.0 sec
	減衰定数	h_S = 0.01
パワフルTMD	質量比	μ = 0.03
	てこ比	r_L = 3
減衰定数の補正係数		c_h = 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0
入力地震波	・I種地盤用標準波	(L2)
	・III種地盤用標準波	(L2)
	・神戸海洋気象台	(NS)
	・東神戸大橋	(橋軸直角)
	・Taft	(EW)
	・El Centro	(NS)

表-1.8.4　1自由度振動系モデルに与えた減衰定数

h_S	h_{eff_0}	c_h	h_{eff} $=c_h \cdot h_{eff_0}$	h $=h_S+h_{eff}$
0.01	0.1755	1.0	0.1755	0.1855
		0.9	0.1579	0.1679
		0.8	0.1404	0.1504
		0.7	0.1228	0.1328
		0.6	0.1053	0.1153
		0.5	0.0877	0.0977

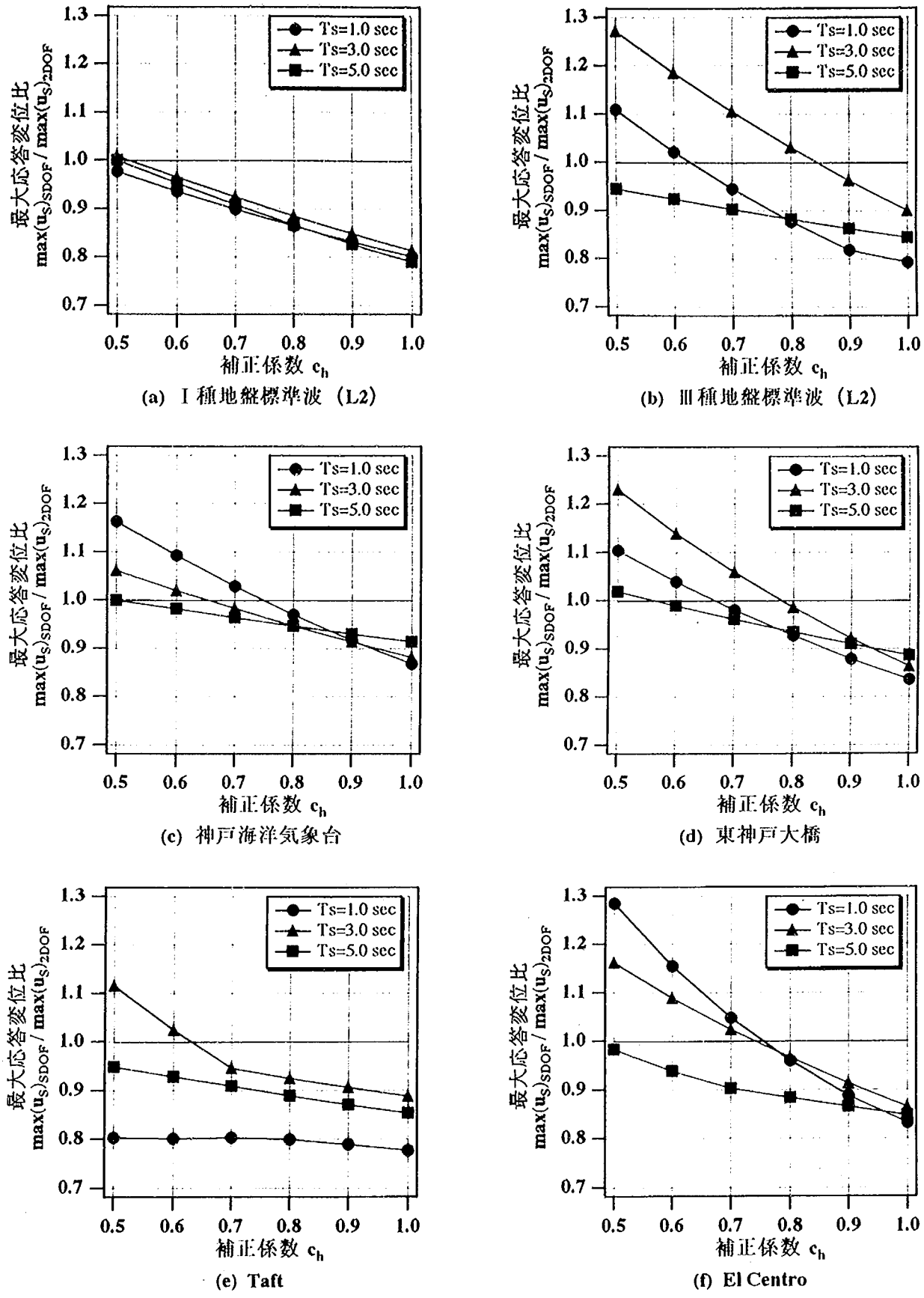
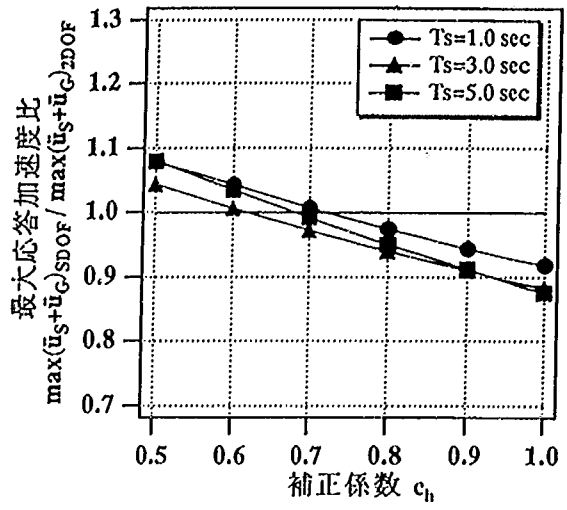
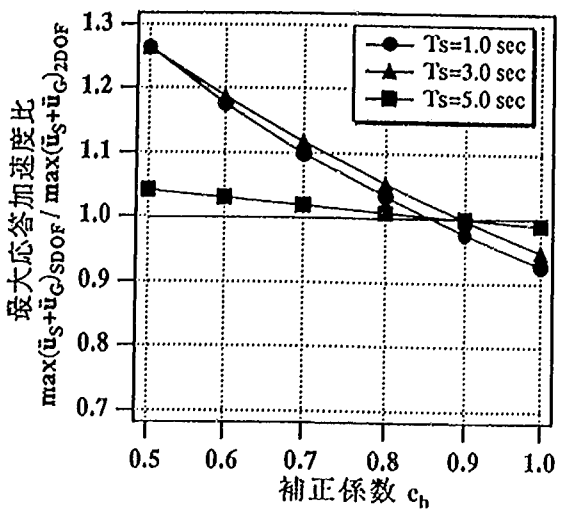


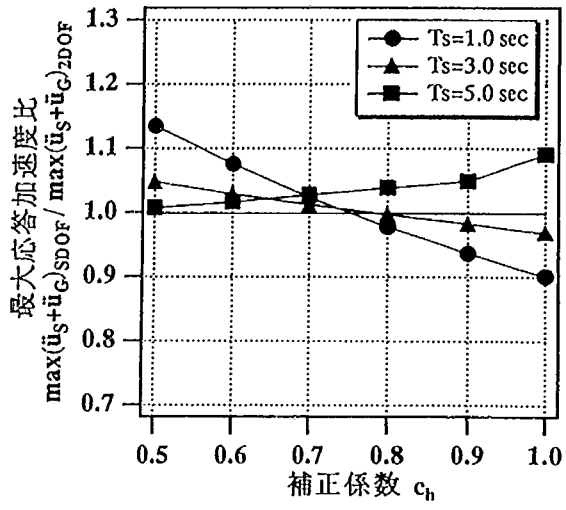
図-1.8.7 有効減衰定数の補正係数と最大応答変位比の関係



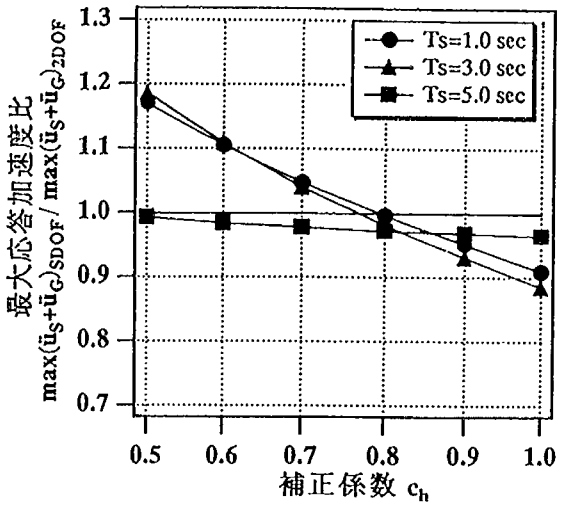
(a) Ⅰ種地盤標準波（L2）



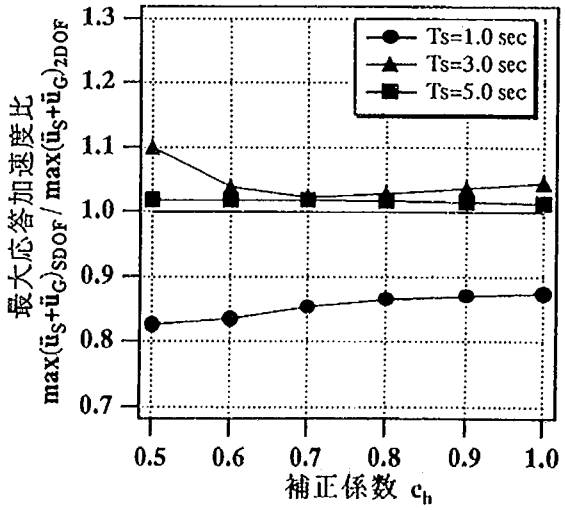
(b) Ⅲ種地盤標準波（L2）



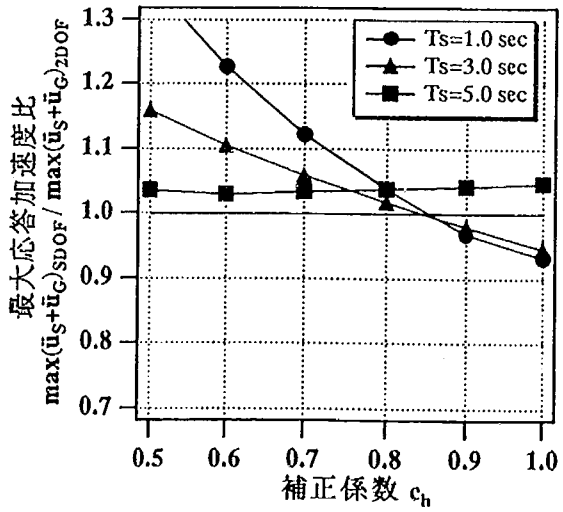
(c) 神戸海洋気象台



(d) 東神戸大橋



(e) Taft



(f) El Centro

図-1.8.8　有効減衰定数の補正係数と最大応答加速度比の関係

表-1.8.5　最大応答変位から求まる補正係数c_hの最適値

		橋の固有周期 T_S (sec)		
		1.0	3.0	5.0
入力地震動	(a) Ⅰ種地盤標準波	<0.50	0.52	0.50
	(b) Ⅲ種地盤標準波	0.63	0.84	<0.50
	(c) 神戸海洋気象台	0.75	0.66	0.50
	(d) 東神戸大橋	0.67	0.78	0.57
	(e) Taft	不明	0.63	<0.50
	(f) El Centro	0.76	0.74	<0.50

表-1.8.6　最大応答加速度から求まる補正係数c_hの最適値

		橋の固有周期 T_S (sec)		
		1.0	3.0	5.0
入力地震動	(a) Ⅰ種地盤標準波	0.70	0.68	0.52
	(b) Ⅲ種地盤標準波	0.85	0.89	0.90
	(c) 神戸海洋気象台	0.75	0.79	<0.50
	(d) 東神戸大橋	0.79	0.77	<0.50
	(e) Taft	不明	不明	不明
	(f) El Centro	0.85	0.84	不明

応答変位から求まる最適な補正係数を、入力地震波と橋の固有周期毎に示したものである。最適値はかなりばらついており、不明なケースもあるが、補正係数としてc_h=0.7程度が適当と思われる。補正係数をc_h=0.7としたときの最大応答変位の比を図-1.8.7で確認すると、(e) Taftの固有周期1.0secのケースで0.80であるが、それ以外のケースでは0.9～1.1の範囲にあり、有効減衰定数で減衰を評価した1自由度振動系モデルを用いても、高い精度で最大応答値が得られることがわかる。

図-1.8.8は、補正係数c_hと1自由度および2自由度振動系モデルの最大加速度の比を示したものである。多くのケースでは補正係数を大きくとるほど最大応答加速度比は小さくなるが、明瞭な傾向を示さないケースや、逆の傾向を示すケースもある。表-1.8.6は最大応答加速度から求まる最適な補正係数を示したもので、表-1.8.7の変位よりさらにばらついている。補正係数をc_h=0.7としたときの最大応答加速度の比を図-1.8.8で確認すると、多くのケースは0.9～1.1の範囲にあり、最も誤差の大きな(e) Taftの固有周期1.0secのケースで0.85である。

以上、2自由度振動系モデルおよび有効減衰定数を変化させた1自由度振動系モデルの地震応答解析を行い、両者の最大応答変位および最大応答加速度を比較した結果、有効減衰定数の補正係数としてc_h=0.7程度が適当であることがわかった。

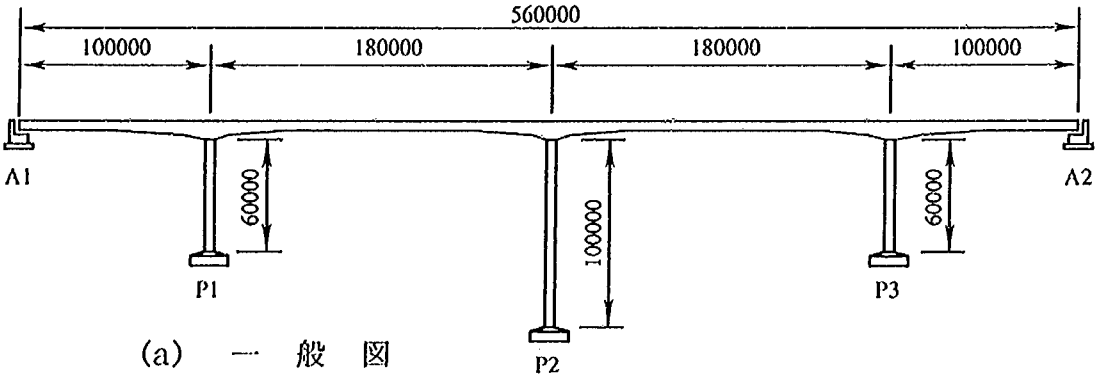
4）多質点系モデルを用いた制震効果の検討

a）概要

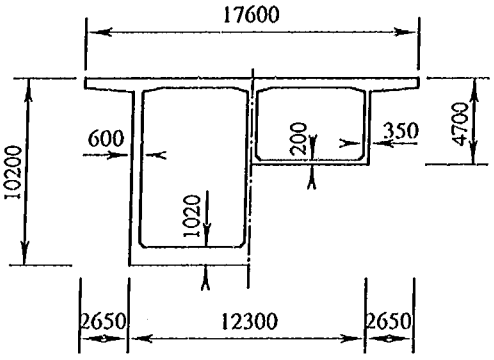
橋梁にパワフルTMDを取り付けた場合の制震効果を断面力レベルで確認するために、多質点系モデルを用いた地震応答解析を行い、無制震時とパワフルTMD取り付け時の応答を比較した。解析対象橋梁には図-1.8.9に示す高橋脚PCラーメン橋を用いた。本橋は対称構造であることから、解析には半橋モデルを用いた。パワフルTMDはA1橋台部に取付けるものとし、質量比μ=0.03、てこ比r_L=3.0, 3.5, 4.0とするケースに加えて、質量比μ=0.05、てこ比r_L=3.0とするケースの解析を行った。なお、入力地震波には、Ⅰ種地盤用標準波（L1）を用いた。

b）モード解析結果

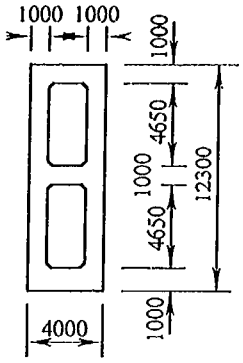
解析対称モデルのモード解析結果を表-1.8.7に示す。1次モードの有効質量比が非常に大きいことから、制震対象モードを1次モードとしてパワフルTMDを設計する。



(a) 一 般 図



(b) 主 桁 断 面



(c) 橋 脚 断 面

図-1.8.9 解析対象橋梁

表-1.8.7 ＰＣラーメン橋のモード解析結果

Mode i	固有周期 T_i (sec)	刺激係数 β_{Xi}	有効質量 m_{Xi} (tf・s²/m)	有効質量比 $m_{Xi}/\Sigma m_{Xi}$	一般化質量 m^*_{Si} (tf・s²/m)	一般化剛性 k^*_{Si} (tf/m)	一般化減衰定数 h^*_{Si}	モードベクトル(取付点k) ϕ^*_{ki}
1	3.2239	1.0372	2180.6	0.8460	2026.9	7699	0.0100	0.985519
2	1.6571	0.3437	48.1	0.0190	407.0	5851	0.0100	0.088875
3	0.7321	0.4042	78.4	0.0300	480.0	35353	0.0100	-0.053993
4	0.6082	0.1784	9.7	0.0040	303.7	32409	0.0100	-0.067793
5	0.4579	-0.0822	3.8	0.0010	567.0	106737	0.0100	0.019407
6	0.2828	-0.2690	48.2	0.0190	666.2	328899	0.0100	-0.045735
7	0.2410	0.1211	5.8	0.0020	397.6	270375	0.0100	-0.154299
8	0.2365	0.2353	41.1	0.0160	743.1	524462	0.0100	0.187825
9	0.1887	0.1118	12.2	0.0050	977.9	1084168	0.0100	-0.758557
10	0.1808	-0.1648	8.3	0.0030	304.1	367395	0.0100	0.135165
全モード			2490.8	1.0000				

表-1.8.7に示した一般化質量m^*_i、一般化剛性k^*_iおよび一般化減衰定数h^*_iはモードベクトルϕ^*_iの最大値を１とするように基準化したときのものである。制震対象の１次モードについて、パワフルＴＭＤの取付点ｋで$\phi_{k1}=1$とするように基準化し直すと、一般化質量m_s、一般化剛性k_sおよび一般化減衰定数h_sは式(1.8.17)により求められ、表-1.8.8に示すとおりとなる。

$$m_s=m^*_1/(\phi^*_{k1})^2,\quad k_s=k^*_1/(\phi^*_{k1})^2,\quad h_s=h^*_1 \qquad (1.8.17)$$

表-1.8.8　パワフルＴＭＤ取付け点での基準化

Mode i	一般化質量 m_i (tf･s²/m)	一般化剛性 k_i (tf/m)	一般化減衰定数 h_i	モードベクトル(取付点) ϕ_{ki}
1	2086.9	7926	0.0100	1.000000

c）最適調整

式（1.8.2）および式（1.8.3）を用いて、ＴＭＤと橋梁の最適振動数比νopt およびＴＭＤの最適減衰定数ｈopt を求め、デバイスの諸元を決定した。表-1.8.9にパワフルＴＭＤの諸元を示す。

表-1.8.9　パワフルＴＭＤの諸元

ケース	橋梁			てこ	TMD					
	重量 w_S (tf)	剛性 k_S (tf/m)	減衰係数 c_S (tf･s/m)	てこ比 r_L	質量比 μ	振動数比 ν_{opt}	減衰定数 h_{opt}	重量 w_T (tf)	剛性 k_T (tf/m)	減衰係数 c_T (tf･s/m)
M3L30	20452	7927	81.34	3.0	0.03	0.7874	0.2824	613.5	147.4	54.26
M3L35				3.5	0.03	0.7313	0.3175	613.5	127.2	56.65
M3L40				4.0	0.03	0.6757	0.3487	613.5	108.6	57.50
M5L30				3.0	0.05	0.6897	0.3411	1022.6	188.5	95.69

d）地震応答解析結果

表-1.8.10 は、無制震とパワフルＴＭＤを取り付けた場合の、Ａ１橋台上とＰ２橋脚上の主桁の最大応答加速度および最大応答変位を示したものである。加速度および変位は、てこ比が大きくなるほど、あるいは質量比が大きいほど低減効果が大きい。パワフルＴＭＤを取り付けることにより、最大応答加速度は約50～60％に、最大応答変位は約60～70％に低減されている。表-1.8.11 は、Ｐ１，Ｐ２橋脚基部の最大曲げモーメント、最大せん断力およびＡ１橋台の最大反力を示したものである。断面力についても、てこ比や質量比が大きいほど低減効果が大きい。パワフルＴＭＤを取り付けることにより、最大曲げモーメント、最大せん断力共に約55～70％に低減されている。表-1.8.10 および表-1.8.11 において、同一ケースの各低減率を比較すると、加速度は他と若干異なるものの、変位と断面力はほぼ同一である。

また、Ａ１橋台の反力はＰ１，Ｐ２橋脚基部せん断力のそれぞれ1/5，1/2程度である。ここで、M5L30とM3L40のケースは同程度の低減効果であるが、Ａ１橋台の反力をみると、M5L30はM3L40の約87％である。M5L30の質量比はM3L40の 5/3、てこ比はで 3/4であるから、もしＴＭＤ重錘の加速度が同一であると仮定すれば、M5L30の橋台反力はM3L40の 110％となるはずである。しかし、実際には、M5L30のＴＭＤ重錘の加速度がM3L40の78％であったため、前述した様な橋台反力の違いとなったものである。

以下、パワフルＴＭＤの質量比をμ＝0.03、てこ比をr_L＝４としたときの応答波形についてみる。図-1.8.10 は、主桁の応答加速度波形を示したものである。無制震の場合は、Ａ１橋台上、Ｐ

表-1.8.10　主桁の最大応答加速度および最大応答変位

ケース	加速度				変位			
	主桁(A1橋台上)		主桁(P2橋脚上)		主桁(A1橋台上)		主桁(P2橋脚上)	
無制震	157.0 gal	1.000	143.9 gal	1.000	-23.45 cm	1.000	-23.54 cm	1.000
M3L30	82.3 gal	0.524	84.0 gal	0.584	-15.85 cm	0.676	-15.88 cm	0.675
M3L35	77.9 gal	0.496	77.3 gal	0.537	-14.59 cm	0.622	-14.63 cm	0.621
M3L40	76.2 gal	0.485	74.2 gal	0.516	-13.41 cm	0.572	-13.46 cm	0.572
M5L30	74.9 gal	0.477	75.5 gal	0.524	-13.78 cm	0.588	-13.80 cm	0.586

表-1.8.11　橋脚基部の最大曲げモーメント，最大せん断力および橋台の最大反力

ケース	曲げモーメント				せん断力				反力
	P1橋脚基部		P2橋脚基部		P1橋脚基部		P2橋脚基部		A1橋台
無制震	-52379 tf-m	1.000	-34662 tf-m	1.000	1658 tf	1.000	-1058 tf	1.000	
M3L30	-35151 tf-m	0.671	-22465 tf-m	0.648	-1101 tf	0.664	-647 tf	0.611	-244 tf
M3L35	-32287 tf-m	0.616	-21002 tf-m	0.606	-1012 tf	0.611	-617 tf	0.583	-284 tf
M3L40	-29588 tf-m	0.565	-19638 tf-m	0.567	-932 tf	0.562	-590 tf	0.557	328 tf
M5L30	-30474 tf-m	0.582	-20236 tf-m	0.584	-955 tf	0.576	-601 tf	0.568	-284 tf

2橋脚上のいずれも1次モードの長周期成分が卓越し、そこに高次モードの短周期成分が重なった応答を示している。パワフルTMDを取り付けた場合は、長周期成分が大きく低減されて短周期成分だけが残った波形となっている。つまり、制震対象とした1次モードに対応する長周期成分に対しては制震効果を発揮しているが、制震対象外の高次モードに対応する短周期成分には影響が現れていないことがわかる。図-1.8.11 は、主桁の応答変位波形を示したものである。無制震の場合は、長周期成分のみからなり、継続時間にわたりほぼ一定の応答となっている。パワフルTMDを取り付けた場合は、TMD重錘が動き出して制震効果を発揮し始める1波目の途中までは無制震とほぼ同じ応答をするが、それ以降はパワフルTMDの制震効果が発揮されて、応答が大きく低減されている。

図-1.8.12 は、橋脚基部の曲げモーメント波形を示したものである。P1橋脚基部は変位応答波形と同じ傾向で、無制震の場合は継続時間にわたりほぼ一定の応答を示すが、パワフルTMDを取り付けた場合には、1波目の後半以降から制震効果が発揮されている。P2橋脚基部では、無制震の場合に長周期成分と短周期成分が重なった応答なので、パワフルTMDを取り付けた場合も短周期成分は残るが、長周期成分についてはP1橋脚基部と同様な制震効果が認められる。図-1.8.13 は、橋脚基部のせん断力波形を示したもので、曲げモーメント波形と同じ傾向を示している。また、橋台反力の位相は橋脚せん断力から約1/4 波長遅れており、橋台反力が橋に付加される減衰の一部として機能していることがわかる。

以上、ここで取り上げた橋梁では、加速度，変位，断面力のいずれの応答も、制震対象の1次モードが支配的で、1波目のほぼ同時刻に最大値をとっている。このため、表-1.8.10および表-1.8.11に示したように、パワフルTMDによる最大断面力の低減率が最大変位の低減率とほぼ一致する結

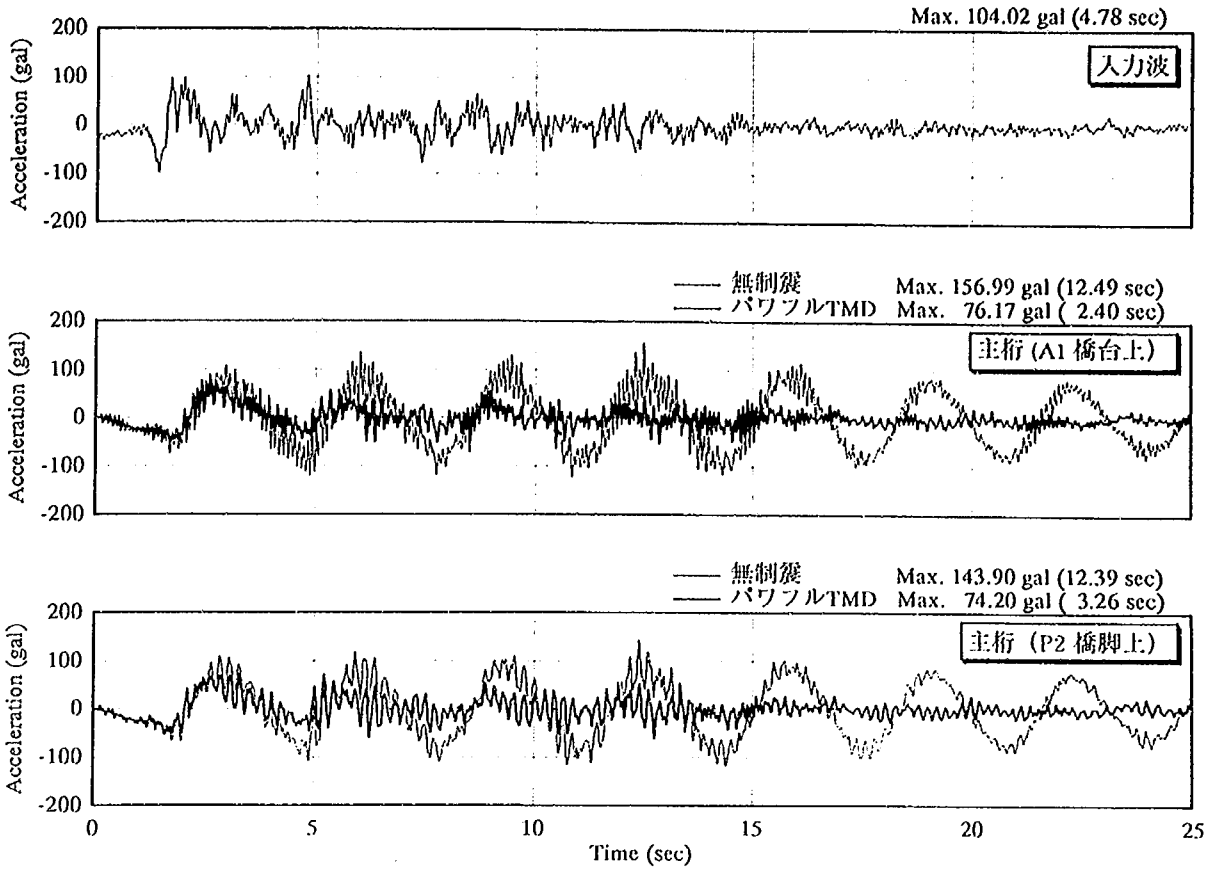


図-1.8.10　入力加速度および主桁の応答加速度波形

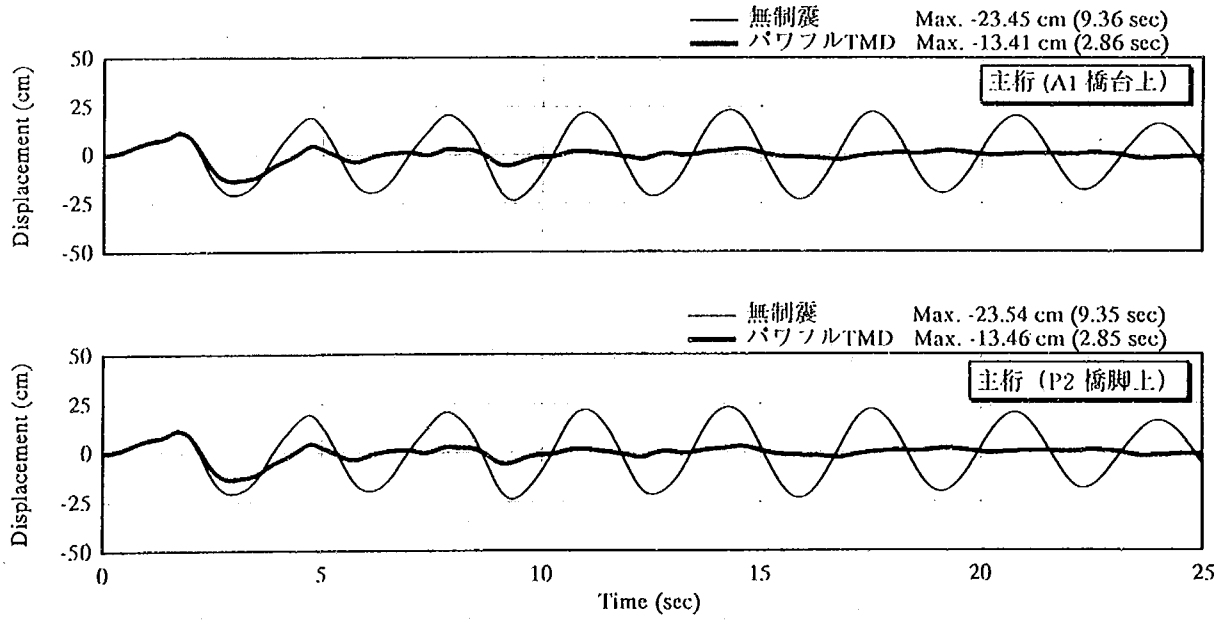


図-1.8.11　主桁の応答変位波形

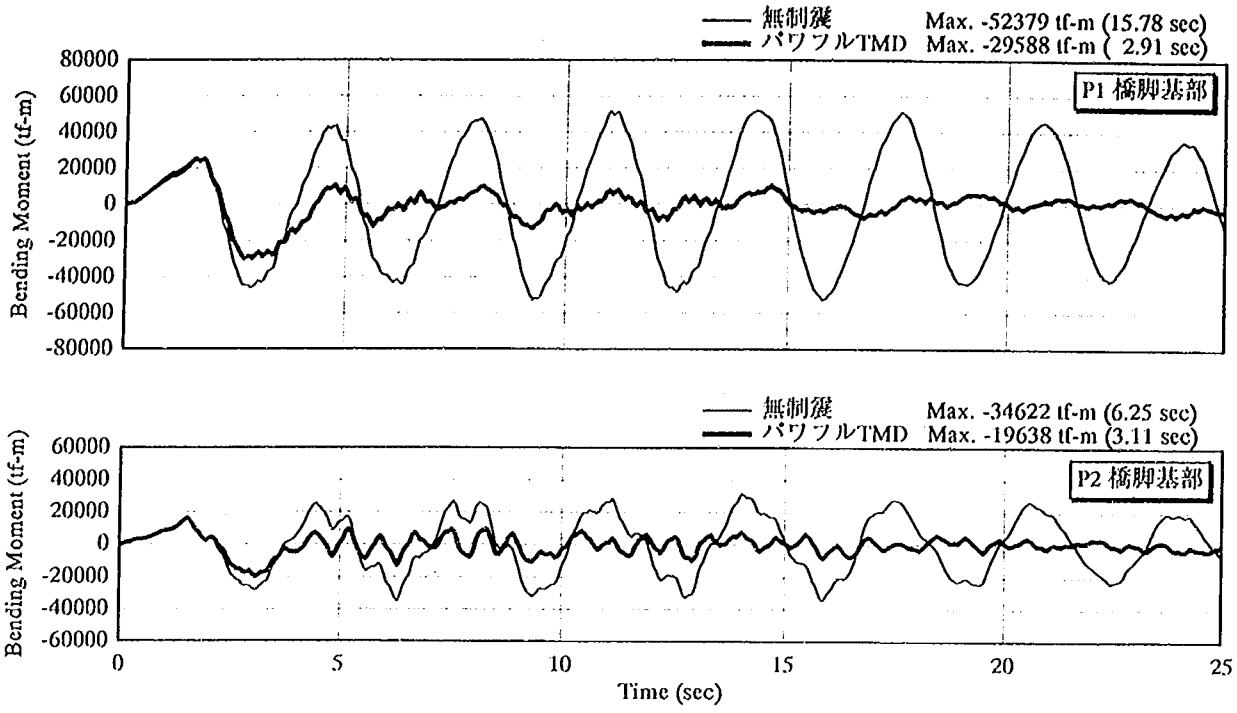


図-1.8.12　橋脚基部の曲げモーメント波形

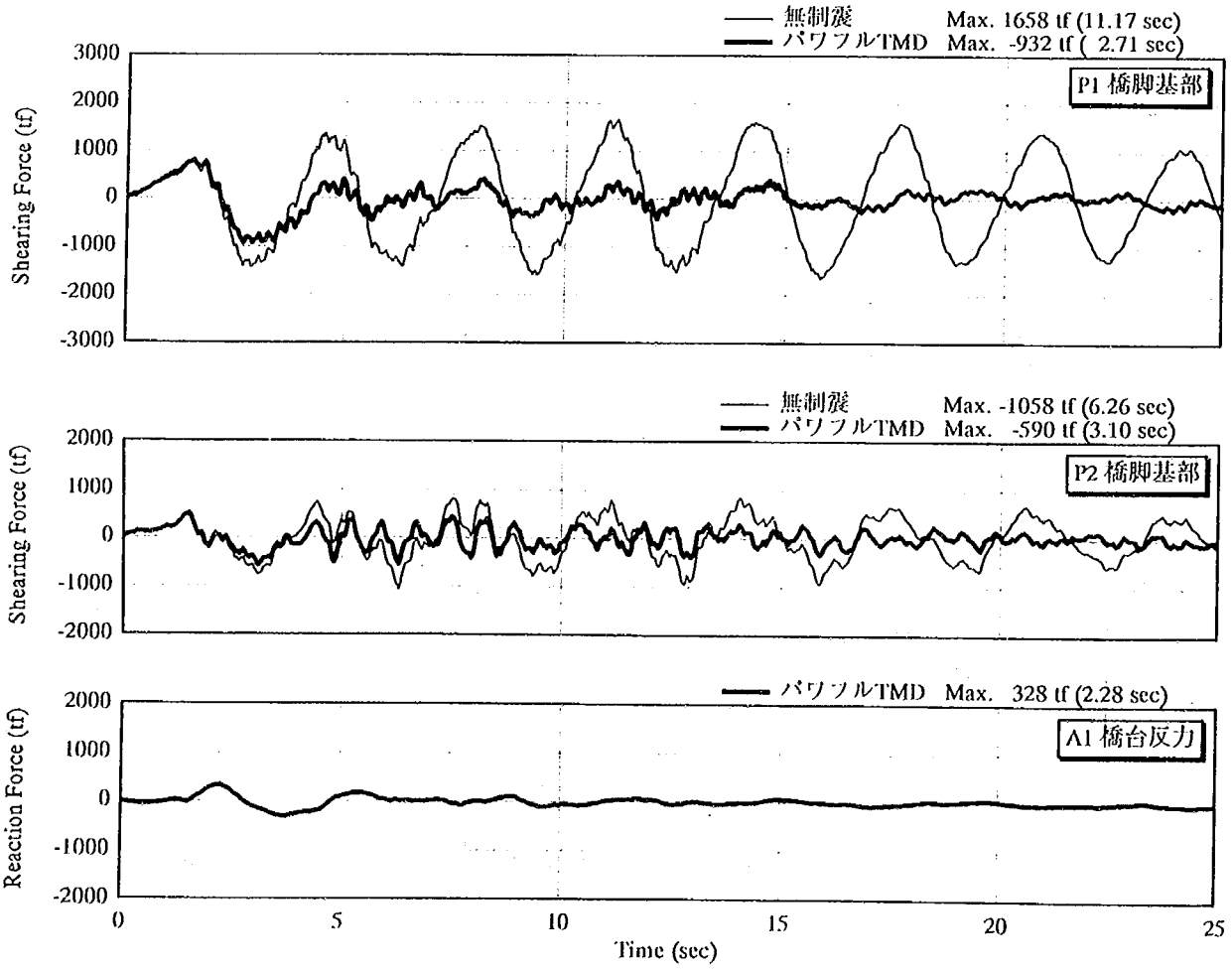


図-1.8.13　橋脚基部のせん断力および橋台反力波形

果となったと考えられる。また、多自由度モデルの場合、応答波形にいくつものモードが現れるが、橋梁の応答に最も影響の大きい制震対象モードは充分に低減されており、パワフルＴＭＤの制震効果を確認することができた。

(5) ３年間の研究成果の要約と今後の課題・展望

１）３年間の研究成果

① ＴＭＤをベースとし、橋台からの反力を利用してＴＭＤを効果的に振動させる機構を導入することで、制震効果を高めたパワフルＴＭＤを開発した。

② 装置の動作原理を整理し、動力学モデルの定式化，最適調整の方法，有効減衰の評価方法を示した。

③ 地震応答解析により、在来ＴＭＤと比較して高い制震効果が認められた。

④ 模型振動台実験により、動力学モデルが検証され、所要の制震効果が確認された。

⑤ 多自由度振動系へ適用する際の設計法を示した。また、動的解析により、断面力レベルにおいても高い制震効果が確認された。

２）今後の課題・展望

① パワフルＴＭＤの制震効果、ＴＭＤ重錘の所要ストロークや橋台反力は、入力地震動の影響を強く受けることがわかり、実橋への適用に際しては入力地震動の選定が重要となる。

② 実用化に向けて、施工面や維持管理面の検討が重要であり、今後の課題として残されている。

＜研究担当＞　(株)熊谷組

参考文献

１）建設省土木研究所，㈶土木研究センター，他19社：高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書（その１），1994.3

２）建設省土木研究所，㈶土木研究センター，他19社：高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書（その２），1995.3

３）土木学会：振動制御コロキウム，A．構造物の振動制御，1991.7

４）㈳日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案），1995.6

1.9　桁端ダンパーの利用

(1) 開発の背景と目的

免震橋あるいは高橋脚橋梁や斜張橋のような長大橋の主桁では、地震時の応答変位が大きくなり、桁と橋台の間に大きな伸縮装置を設ける必要が生じる。大きな伸縮装置は高価なばかりか、メインテナンスに手間がかかり、走行性を低下させ、振動騒音源になる。このようなデメリットを解消する方法として、免震橋を多数建設しているニュージーランドではノックオフ装置が実用化されている[1]。また、「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」[2]にも、ノックオフ構造が規定されている。これらは、桁と橋台の遊間を小さくし、桁が橋台に衝突した際には橋台の上部が裏込め側に外れるようにするものであるが、大地震の際には一時的にせよ走行が困難となる破損が路面や橋台上部に発生する。そのため、大地震の直後においてもサービスビィリティの確保が要求される橋梁が多いわが国では、この様な構造を一般的に採用していくことは難しい。

一方、既往の伸縮ジョイントやノックオフ装置は変位の吸収のみを目的としているので、これらに橋桁の振動エネルギーを吸収するダンパーとしての役割を合わせ持たせることが出来れば、地震時の応答変位を小さくでき、装置自体を小型化できる。

そこで、大地震によってもサービスビリティを損なうことなく桁の変位を吸収し、同時に桁の振動エネルギーを効果的に吸収する機能を持つ伸縮ジョイントの開発を目的とした研究を行った。

(2) 研究項目と内容

平成5年度の研究ではモデル橋を設定し、装置に要求される性能についての検討、有効な装置の試設計及び、その収まりと施工性の確認を行った。平成6年度は、平成5年度で検討したエネルギー吸収機能付伸縮ジョイントに取り付けるダンパーストッパー部分の設計と性能についてさらに詳しく検討すると共に、時刻歴の地震応答解析を行って有効性を具体的に検証した。

平成7年1月の兵庫県南部地震に於いては道路、鉄道橋梁が大きな被害を受けた。このような非常に大きな地震力が作用した場合、免震支承を用いた橋の桁と橋脚天端部の間に大きな相対変位が生じるため、支承の破壊、桁同士の衝突が生じることも考えられる。平成7年度は、大地震におけるダンパーストッパーの挙動を理論的に解析し、設計資料を作成した。また、装置の試設計を行った。

(3) 開発の工程

表-1.9.1に示す通り、平成7年度は大地震を対象に地震応答解析によるダンパーストッパーの有効性の検討と装置の試設計を行う。

表-1.9.1　開発工程

	平成５年度	平成６年度	平成７年度
モデル橋の設定	———	———	
装置に要求される性能の検討	———	———	
有効な装置の検討	———	———	
地震応答解析による有効性の検討		———	———
装置の試設計			———

(4) 平成７年度の研究成果

1）大地震におけるダンパーストッパーの挙動に関するシミュレーション

a）解析モデル

図-1.9.1に示す高さ約15mの一般的な高架免震橋梁の１スパンを解析対象として選定した。２つのダンパーストッパーを橋脚天端部に装着して橋桁の橋軸方向の変位を制御する。モデル橋は図-1.9.2のように２自由度系にモデル化し、桁の質量m_1=750t，橋脚の質量m_2=200tと仮定した。橋の固有周期は固定支承の場合には0.5secであり、免震支承の場合には2.0secに長周期化されると仮定して、k_1、k_2を決めた。

橋脚には弾塑性モデル（図-1.9.3）を用いた。橋脚降伏せん断力（弾性の場合は許容力）は300tf と仮定した。また、免震支承の減衰定数$h_1=c_1/(2(m_1*k_1)^{1/2})$＝10%、橋脚の減衰定数$h_2=c_2/(2(m_2*k_2)^{1/2})$＝５%と仮定した。

桁端ダンパーストッパーはバネと粘性ダンパを組み合わせたタイプ（図-1.9.4）を用いた。x_1、x_rはそれぞれ左と右のダンパーストッパーの橋脚天端変位に対する相対変位を表す。k_b，c_bはダンパーストッパーのバネ定数と減衰定数で、ｄは初期状態での桁とダンパーストッパー間の遊間である。

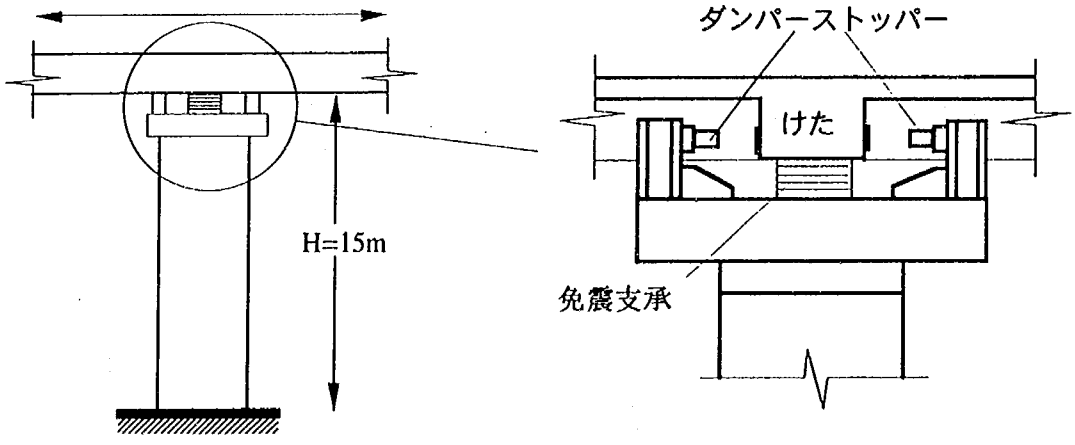


図-1.9.1　モデル橋

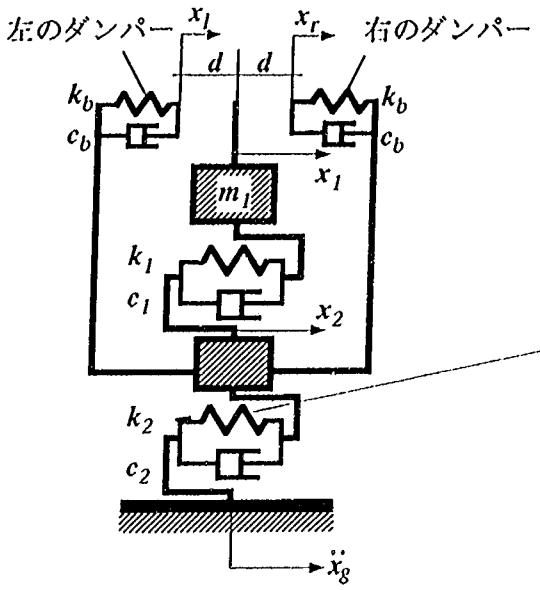


図-1.9.2　計算用２ＤＯＦモデル

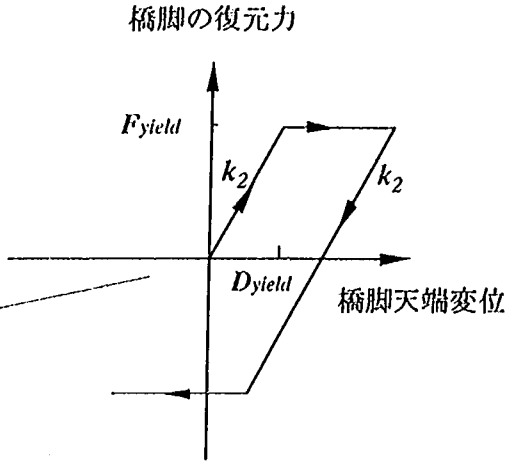


図-1.9.3　橋脚弾塑性モデル

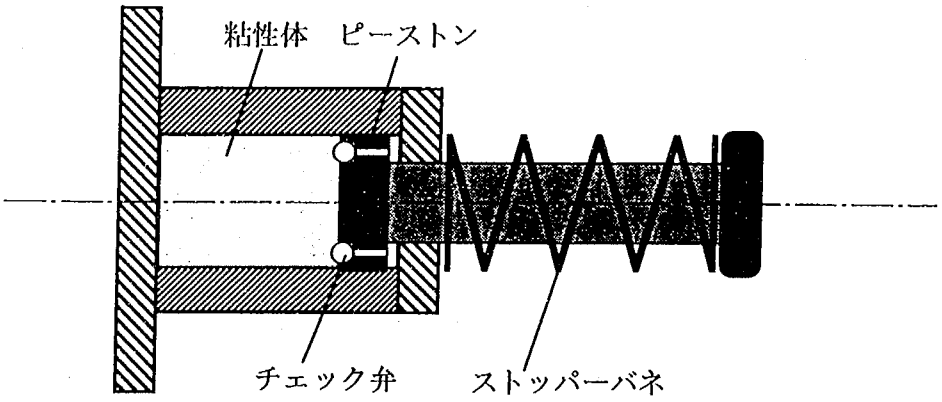


図-1.9.4　ダンパーストッパーの構造図

ｂ）解析方法

入力地震波

兵庫県南部地震[3]において神戸海洋気象台で記録された地震波（図-1.9.5）を入力波として、橋の弾塑性地震応答を計算した。入力波の加速度スケールを変更し、最大加速度の異なる３つの入力レベルに調節して解析に用いた。ダンパーストッパーはその３段階の地震力レベルに対してそれぞれ要求される性能を満足するように設計するものとした。

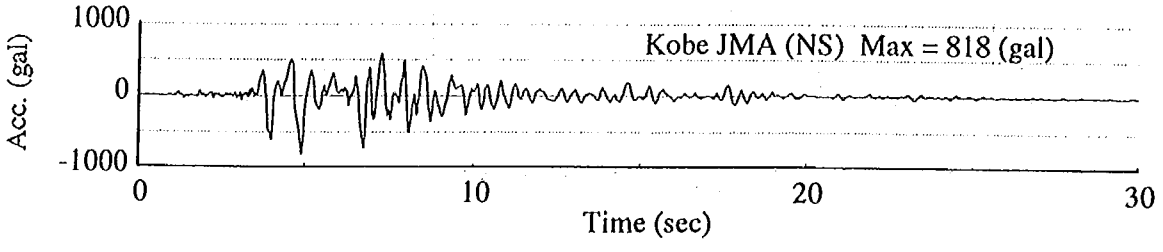


図-1.9.5　入力地震波

① レベル1　最大加速度＝300gal

レベル1の場合には、橋脚の応答が弾性である。橋脚と橋桁の最大相対変位はある臨界値D_1を超えないようにする。この限界値以下であれば、桁とダンパーが衝突しない。ダンパーストッパーの初期遊間dは通常D_1より大きく設定する。

② レベル2　最大加速度＝500gal

レベル2の場合には、入力加速度が大きくなったため、橋桁とダンパーストッパーの衝突が生じる。この衝突によって、橋脚と橋桁の最大相対変位をある臨界値D_2以下に制限される。この最大相対変位がD_2を超えなければ、桁同士の衝突、免震支承の破壊及び上部工の落下などの被害がまぬがれる。橋脚の応答は弾性範囲内である。即ち、橋桁とダンパーストッパーの衝突が生じても、橋脚の地震応答は塑性段階まで発展しない。橋自身は構造的な損傷を受けない。

③ レベル3　最大加速度＝818gal

レベル3の場合には、最大入力加速度は実測値の818galである。これは現行の道路橋示方書（V．耐震設計編）[1]の設計震度を大きく上回る。従って、橋梁は大きな損傷を受けると想定する。橋桁の最大相対変位はレベル2の地震の場合と同じ臨界値D_2以内に制限されるのが望ましい。ただし、橋脚の応答は、橋の機能に大きな支障が生じない範囲で塑性段階まで発展してもよい。

数値解析手法

ダンパーストッパーが取り付けられた橋梁の弾塑性地震応答解析のアプローチを図-1.9.6に示す。比較するために、ダンパーストッパーを装着していない場合の免震橋と固定支承を用いた一般橋梁の地震応答解析も行った。

解析では、橋桁がダンパーストッパーに衝突していない（状態(0)）、左のダンパーストッパーに衝突する（状態(－1)）、右のダンパーストッパーに衝突する（状態(＋1)）の三つの状態に応じて図-1.9.6に示した運動方程式によって橋の応答と衝突装置の変位を計算する。各計算時間ステップでは、前ステップの情報により状態を決め、必要な場合には運動方程式を切り換えて計算する。

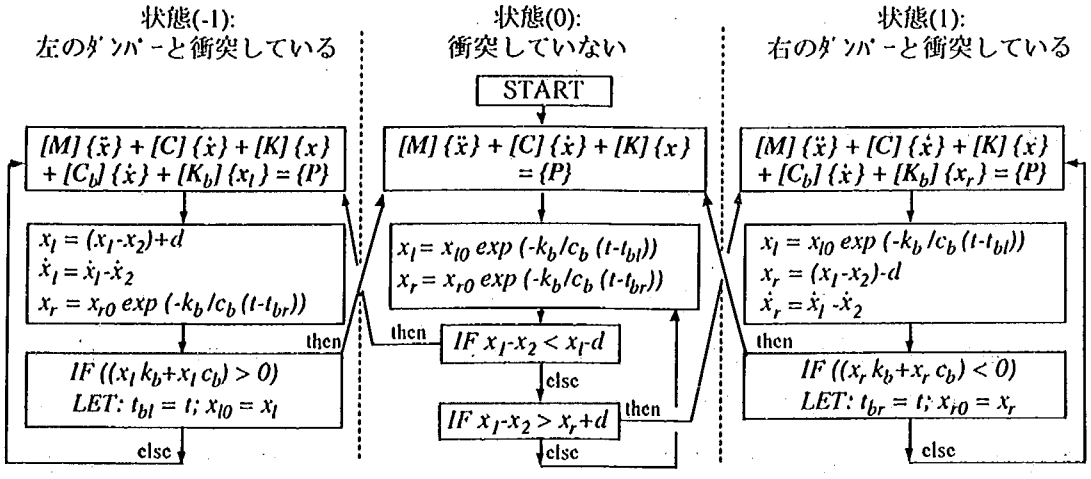


図-1.9.6　解析フローチャート

図-1.9.6中の運動方程式の各項は、

$$\{x\}=\begin{Bmatrix}x_1\\x_2\end{Bmatrix},\quad \{\dot{x}\}=\begin{Bmatrix}\dot{x}_1\\\dot{x}_2\end{Bmatrix},\quad \{\ddot{x}\}=\begin{Bmatrix}\ddot{x}_1\\\ddot{x}_2\end{Bmatrix} \tag{1.9.1}$$

$$[M]=\begin{bmatrix}m_1 & 0\\0 & m_2\end{bmatrix},\quad [C]=\begin{bmatrix}c_1 & -c_1\\-c_1 & c_1+c_2\end{bmatrix},\quad [K]=\begin{bmatrix}k_1 & -k_1\\-k_1 & k_1+k_2\end{bmatrix} \tag{1.9.2}$$

$$[C_b]=\begin{bmatrix}c_b & -c_b\\-c_b & c_b\end{bmatrix},\quad [K_b]=\begin{bmatrix}k_b & -k_b\\-k_b & k_b\end{bmatrix} \tag{1.9.3}$$

である。

ダンパーストッパーが桁と衝突した後、変位が初期位置に戻る前に、桁と離れることが考えられる。その場合、ダンパーストッパーの運動方程式は次のようになる。

$$C_b\dot{x}_l+k_b x_l=0 \tag{1.9.4a}$$

$$C_b\dot{x}_r+k_b x_r=0 \tag{1.9.4b}$$

従って、

$$x_l=x_{l0}\exp\left(-k_b/c_b\,(t-t_{bl})\right) \tag{1.9.5a}$$

$$x_r=x_{r0}\exp\left(-k_b/c_b\,(t-t_{br})\right) \tag{1.9.5b}$$

となる。

ここで、$t_{bl}(t_{br})$は橋桁と左（右）のダンパーストッパーが分離する時刻であり、$x_{l0}(x_{r0})$はこの時刻での左（右）のダンパーストッパーの残留変位を示す。ダンパーストッパーの可動部の質量は桁の質量に比べると非常に小さいため、ここで考慮しない。運動方程式の解法には線形加速度法を用いた。[6)]

式（5）に示すように、k_b/c_b の値はダンパーストッパーの変位復元の速さを左右する。ここでは、衝突した桁が離れる時点でのダンパーストッパーの残留変位が橋の固有周期に相当する2.0sec後に10%までに減少すると仮定し、それに従ってk_b、c_bを決めた。桁とダンパーストッパー間のギャップをd=15.0cm、ダンパーストッパーの減衰倍率$\alpha(=c_b/c_1)=20.0$の値を基本ケースとして用いた。臨界値D_1は15.0cm、D_2は20cmとした。

c）解析結果と考察

① レベル1入力の場合

免震橋と固定支承を用いた一般橋梁の二つの橋梁の地震応答解析を行った（図-1.9.7）。免震橋の橋脚と橋桁の最大変位は12.0cmに達した。一般橋梁の最大変位 7.0cmの2倍弱である。一方、一般橋梁の橋脚の応答は塑性段階まで達した（図-1.9.8）。それに対して、免震橋の最大せん断力は 122.2tfであり、設計降伏せん断力の 300.0tfより小さく、橋脚の応答は弾性範囲内にあることが分かる。

② レベル2入力の場合

図-1.9.9はダンパーストッパーを装着した免震橋の地震応答を示す。橋脚と橋桁の最大相対変

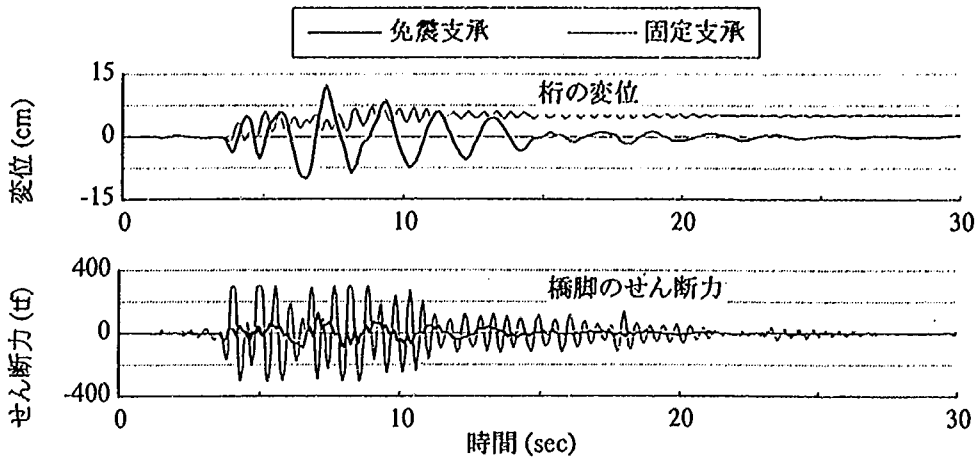


図-1.9.7　モデル橋の地震応答（レベル１入力）

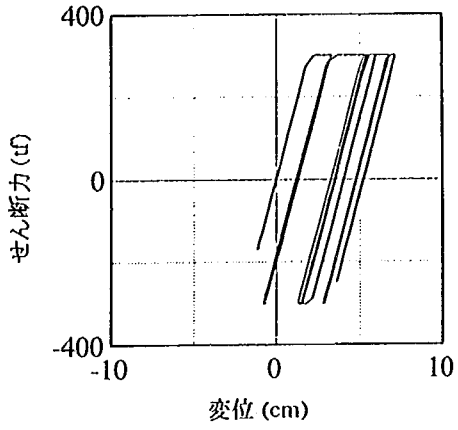


図-1.9.8　変位－せん断力ループ（レベル１入力）

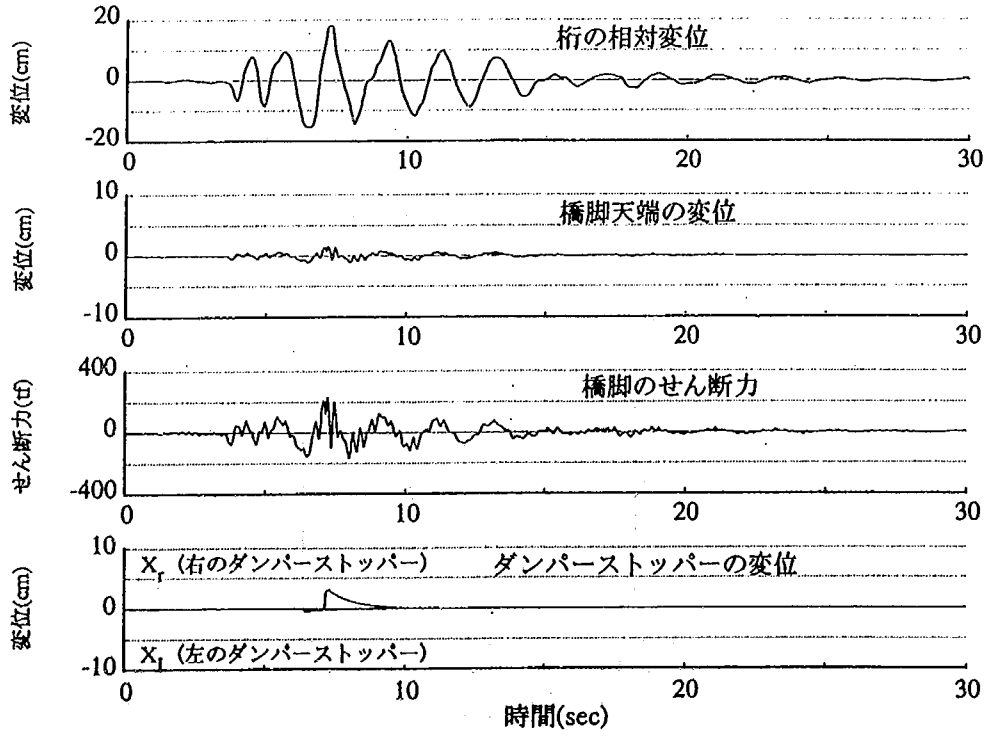


図-1.9.9　モデル橋の地震応答（レベル２入力）

位は18.0cmである。この値は臨界値D_1(=15.0cm)より大きく、D_2(=20.0cm)より小さい。橋桁とダンパーストッパーは衝突したことが分かる。橋の振動エネルギーの一部はこの衝突によって吸収され、最大相対変位がD_2(=20.0cm)以内に低減された。しかも、橋脚の最大せん断力は226.3tfであり、橋脚の応答は依然弾性範囲内にある。

③ レベル3入力の場合

橋脚と橋桁の最大相対変位は20.0cmに達した。この値はD_2に等しい。図-1.9.10 に示すように、橋桁は両側のダンパーストッパーに数回衝突した。橋脚天端の大変位は 5.7cmであり、地震終了後に、3.7cmの塑性残留変位が生じている。橋脚は塑性段階に達した(図-1.9.11)。極めてまれに起きる大地震の場合の状況であれば、構造に多少損傷があってもやむ得ないと認識する。

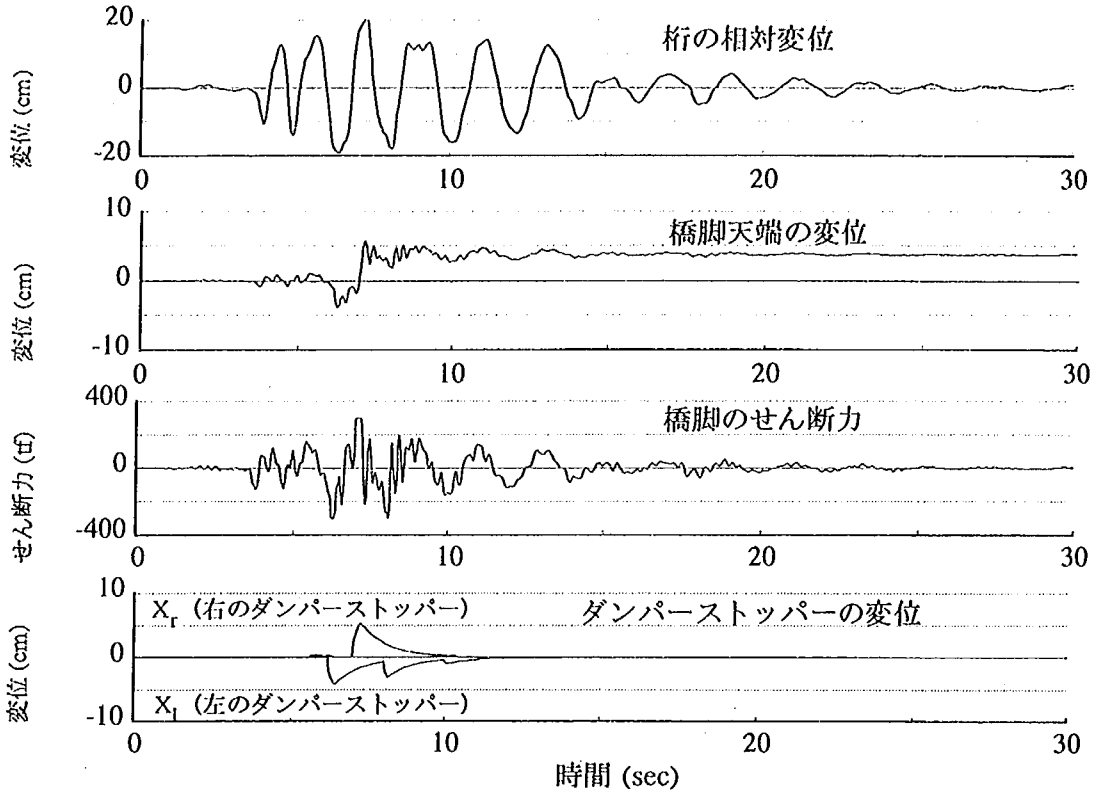


図-1.9.10 モデル橋の地震応答（レベル3入力）

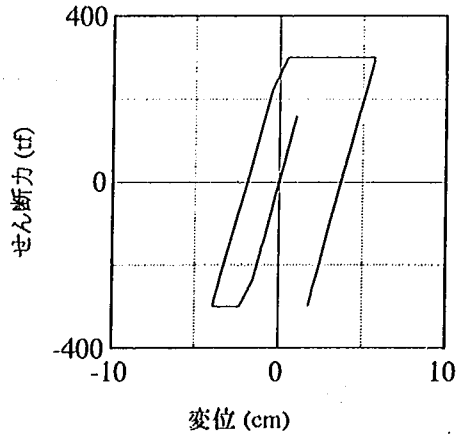


図-1.9.11 変位－せん断力ループ（レベル3入力）

橋脚降伏時天端の変位は約 2.0cmである。即ち、橋脚の塑性応答率は2.9に達した。3.0以上の塑性率を持つように橋脚が設計されていれば、レベル３の地震を受けでも、橋脚が上部工を支持する機能を持つことが分かる。橋脚の崩壊による橋桁などの上部工の落下が免れる。

④ αとｄの影響

ダンパーストッパーの減衰倍率α、ダンパーと橋桁の間の遊間ｄのダンパーストッパーの性能への影響をレベル３入力の地震応答解析によって検討した。橋桁と橋桁の最大相対変位、橋脚天端の最大変位、橋脚の塑性率及び橋脚の塑性変形による振動エネルギーの吸収量を計算し表-1.9.2, 表-1.9.3に示した。

表-1.9.2 ダンパーストッパーの減衰倍率αの影響

α	桁の最大相対変位 (cm)	橋脚天端最大変位 (cm)	橋脚の塑性率	橋脚の塑性変形により吸収されたエネルギー(tf-cm)
5.0	26.0	5.2	2.6	1881.2
10.0	22.8	6.1	3.1	2726.7
15.0	21.4	6.1	3.0	3018.6
20.0	20.0	5.7	2.9	3477.2
25.0	19.8	5.6	2.8	3683.9
30.0	19.6	5.5	2.7	3844.0

＊最大入力加速度：818 gal； ダンパーの遊間ｄ：15 cm

表-1.9.3 遊間ｄの影響

遊間ｄ (cm)	桁の最大相対変位 (cm)	橋脚天端最大変位 (cm)	橋脚の塑性率	橋脚の塑性変形により吸収されたエネルギー(tf-cm)
5.0	15.0	4.6	2.3	5929.3
10.0	18.6	5.5	2.8	4026.7
15.0	20.0	5.7	2.9	3477.1
20.0	24.6	6.2	3.1	2415.2

＊最大入力加速度：818 gal； ダンパーの減衰倍率α：20

表-1.9.2はαの影響を示している。計算した全てのケースにおいてｄ＝15.0cmである。αは５から30の間に変化させた。表に示した結果から、αの増大によって橋脚と橋桁の最大相対変位が減小することがわかる。α＝５の場合は、26.0cm；α＝30の場合は19.4cmの最大相対変位が得られた。大きな減衰係数を持つダンパーストッパーの方がより効果的である。一方、全てのケースにおいて橋脚が塑性段階に達した。橋脚の最大塑性変形は5.2cmから6.1cmの間にあり、塑性率は2.6から3.1まででそれほど変化していない。橋脚の塑性変形により吸収されたエネルギーの量を見てみると、αの増大により増加することが分かる。塑性吸収エネルギーの大きさは橋脚の損傷程度に比例すると考えられる。

表-1.9.3はダンパーストッパーと橋桁の間の遊間ｄの影響を示す。全ての計算ケースに対して、αは20とし、ｄを５から25cmまで変化させて計算した。その結果、橋脚と桁の最大相対変位は15.0cmから24.6cmまで、橋脚の塑性率は2.3から3.1まで増大した。遊間ｄを小さく設定したダンパーストッパーは早く衝突して長い有効ストロークをとれるため、より効果的であることが解

析結果から判る。同じく、小さい遊間を持つダンパーストッパーの場合は橋脚の塑性変形により吸収されるエネルギーが大きくなることも判る。

表-1.9.4と表-1.9.5は遊間dを5～20cmの間に、減衰倍率αを5～30倍の間に変化させて計算した橋脚と桁の最大相対変位と橋脚の塑性エネルギーを示している。最大相対変位の値は橋脚の塑性エネルギーに概ね反比例することが分かる。即ち、桁の最大相対変位が大きい場合は、橋脚の塑性エネルギーが小さくなる。

表-1.9.4　桁の最大相対変位(cm)

d ＼ α	5(倍)	10(倍)	15(倍)	20(倍)	25(倍)	30(倍)
5(cm)	23.8	19.7	18.1	14.9	12.8	13.4
10(cm)	25.2	21.8	19.7	18.6	17.8	17.3
15(cm)	26.0	22.8	21.4	20.0	19.8	19.4
20(cm)	29.2	26.2	25.2	24.6	24.2	23.9
25(cm)	30.5	29.8	29.2	28.9	28.4	28.4

＊最大入力加速度：818 gal

表-1.9.5　橋脚の塑性変形による吸収したエネルギー(tf-cm)

d ＼ α	5(倍)	10(倍)	15(倍)	20(倍)	25(倍)	30(倍)
5(cm)	2136.9	3483.2	4595.6	5929.3	6777.8	7610.7
10(cm)	2481.8	3257.9	3631.6	4026.7	4157.3	4337.3
15(cm)	1881.2	2726.7	3018.5	3477.1	3683.8	3844.0
20(cm)	1078.9	1887.0	2204.3	2415.1	2567.7	2706.5
25(cm)	767.2	879.2	1007.6	1105.3	1176.1	1240.2

＊最大入力加速度：818 gal

ダンパーストッパーを設計する際は、入力地震動の大きさ、橋脚の強度、橋脚と桁の最大相対変位の目標値を考慮し、適切な減衰倍率と遊間を設定する必要がある。例えば、本文の計算例では、最大相対変位を20cm以下に制限したい場合、ダンパーストッパーの遊間dと減衰倍率αを5cm，10倍；10cm，15倍；15cm，20倍などに設計できる。

2）ダンパーストッパー装置の試設計

a）モデル橋の設定

図-1.9.1に示す免震橋モデルに対してダンパーストッパー装置を試設計した。モデル橋は橋脚部の重量約150t、橋桁（1スパン）の重量約750tである。固有周期は2.0secとした。地震入力レベルは兵庫県南部地震波と想定した。

b）ダンパーストッパー装置の仕様と構造

試設計した装置を図-1.9.12，図-1.9.13に示す。仕様は表-1.9.6に示す通りである。

1）に示した解析結果から分かるように、図-1.9.1のモデル橋が兵庫県南部地震なみの地震力受ける場合、橋脚と桁の連結部に1方向付き4基を装着すれば、大きな被害を免れることが可能である。

表-1.9.6　ダンパーストッパー装置仕様

①.	容量（1基当たり）	
	衝突質量	750t
	衝突速度	150cm/sec
	吸収ｴﾈﾙｷﾞｰ	2245 tf-cm
	最大抵抗力	112tf
	ストローク	20cm
②.	ピストン戻り時間	2.0sec以内
③.	使用頻度	非常時のみ

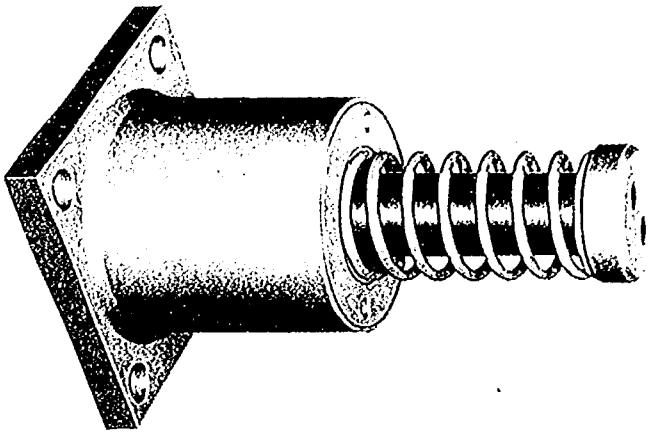


図-1.9.12　ダンパーストッパー装置外形図

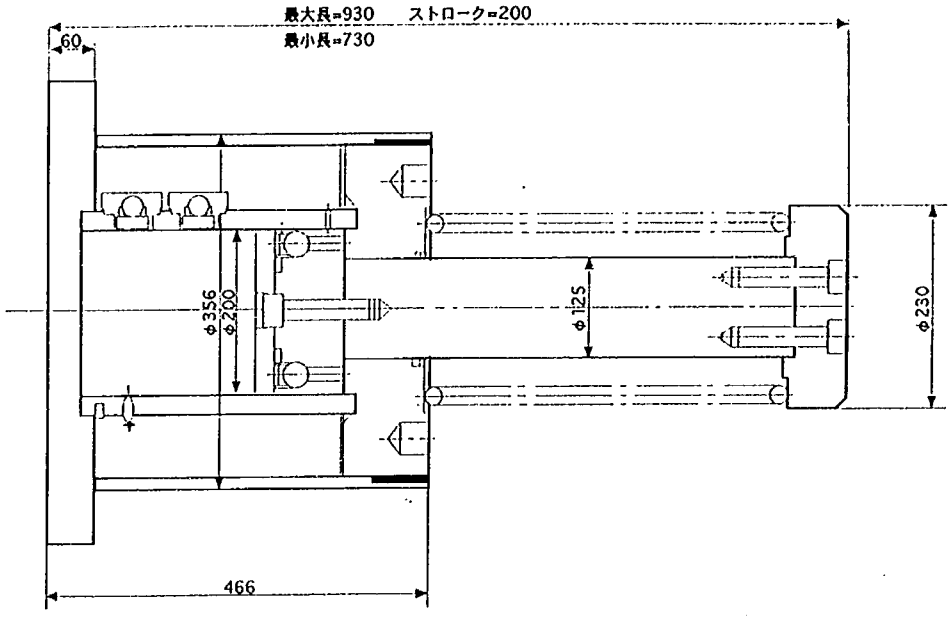


図-1.9.13　ダンパーストッパー装置の試設計図

c）ダンパーストッパー装置の特性値の設計

①　オリフィスの設計方針

ダンパーストッパー装置は衝突中の速度によらず一定の抵抗力を生じるのが望ましい。一方、抵抗力はオリフィス特性のため速度の２乗で作用する。そこで、オリフィスの面積をストロークにより変化させておよそ一定の抵抗力が作用するように設計する。

②　衝突時の特性

衝突質量Mを750t、速度V_oを 150cm/secとし、衝突時に生じたエネルギーを４基のダンパーストッパー装置により吸収すると仮定する。

１基当り：目標とする吸収エネルギー：$E = 1/4 \times 1/2 \times M \times V_o^2 = 211kJ = 2160tf\text{-}cm$

ダンパーの抵抗力：$F = E/$最大ストローク $= 108tf$

③　戻り時の特性

戻り時は緩衝装置内の抵抗はないと考え、戻りバネのみ作用するとする。

戻りバネ力　$Fs = Fset + K \times x$　　$(x = 0.0 \sim 20.0cm)$

ここで、xは装置ピストンの変位である。Fsetは（＝0.35tf）戻しバネ力初期値であり、kは（＝2.0tf/cm）戻しバネ係数である。

(5) 3年間の研究成果の要約と今後の課題・展望

1) 3年間の研究成果の要約

a) 大地震によってもサービスビリティを損なうことなく桁の変位を吸収し、同時に桁の振動エネルギーを効果的に吸収する機能を持つ伸縮ジョイントの開発を目的とし、数値解析によって、装置に要求される性能についての検討、有効な装置の試設計及びその収まりと施工性の検討を行った。

① 対象モデル橋に対して伸縮装置の設計伸縮量を±40cm（応答変位25cm、温度・クリープ・乾燥収縮10cm、余裕5cm）とし、橋軸方向の変位の吸収可能な装置を用いるとすれば、補助桁形式か浮き上がり防止の付いた踏み板形式の採用が考えられる。

② ダンパーの最大減衰力を 100tf／個×3個、ストロークを30cmとし、仮にシリンダー型のダンパーを用いるとすれば、その大きさはおよそ全長1.6m、直径0.5mになると推定される。

③ これらの装置を橋台上に設置する場合の収まりを検討し、ダンパーのメンテナンスを容易にするため橋台背後に一室を設けることとした。橋台が地山に直接建設される場合は容易に対応可能である。

b) ダンパー部分の設計と性能について詳しく検討し、さらに、時刻歴の地震応答解析を行って有効性を検証した。

① 対象とするダンパー装置を二重筒構造とし粘性ダンパー（内筒）と摩擦ダンパー（内外筒間）によるコンビネーション方式とすることを提案した。

② このようなダンパーの設置を想定し、モデル橋梁の時刻歴地震応答解析を行った。温度変化などによる長周期の荷重変動については反力が極めて小さいが、地震荷重のような急速荷重に対しては摩擦による減衰力が発揮されることが分かった。地震波を入力した場合で摩擦ダンパーの作用により橋桁応答変位が60%に減小された。

c) 兵庫県南部地震なみの大地震における免震橋の桁の過大変位の抑制を目的としたダンパーストッパ 一装置を提案し、その挙動を数値解析により検討した。そして、設計方法を検討し、試設計を行った。

① 兵庫県南部地震なみの地震力を考える場合、次の3つの入力レベルを用いた設計法を提案した。

レベル1　最大加速度＝300gal

橋脚の応答が弾性である。橋桁の最大相対変位はある臨界値D_1を超えないようにする。この限界値以下であれば、桁はダンパーストッパーに衝突しない。ダンパーストッパーの初期遊間dは通常D_1より大きく設定する。

レベル2　最大加速度＝500gal

最大入力加速度が増えたため、橋桁とダンパーストッパーの衝突が生じる可能性がある。こ

の衝突によって、橋桁の最大相対変位をある臨界値D_2以下に制限する。橋桁の最大相対変位がD_2を超えなければ、桁同士の衝突、免震支承破壊及び上部工の落下などの被害がまぬがれる。橋脚の応答は弾性範囲内である。即ち、橋桁とダンパーストッパーの衝突が生じても、橋脚の地震応答は塑性段階まで発展しない。橋自身は構造的な損傷を受けない。

レベル3　最大加速度＝818gal

これは現行の設計震度を大きく上回るが、橋桁の最大相対変位はレベル2の地震の場合と同じ臨界値D_2以内に制限されるのが望ましい。ただし、橋脚の応答は橋の機能に大きな支障を生じない範囲で塑性段階まで発展してもよい。それによって、桁の振動エネルギーを吸収する。

② ダンパーストッパーの減衰倍率α、ダンパーと橋桁の間の遊間dのダンパーストッパーの性能への影響をレベル3の地震応答の数値解析によって検討した。

αの増大によって橋桁の最大相対変位が減小する。大きな減衰係数を持つダンパーストッパーの方がより効果的であることが分かる。一方、塑性段階に達した橋脚の塑性変形により吸収されたエネルギーの量を見てみると、αの増大により増加することが分かる。塑性エネルギーの大きさは橋脚の損傷程度に比例すると考えられる。

小さい遊間dを持つダンパーストッパーは衝突してからより長い有効ストロークをとれるため、より効果的であることが解析結果から分かる。同じく、小さい遊間を持つダンパーストッパーの場合は橋脚の塑性変形により吸収されるエネルギーが大きい。桁の最大相対変位の値は橋脚の塑性エネルギーに概ね反比例することが分かる。即ち、桁の最大相対変位が大きい場合は、橋脚の塑性エネルギーは小さくなる。

③ ダンパーストッパー装置の試設計を行った。

2）今後の課題・展望

今後の課題としては、地震応答解析により、提案した装置のパラメータについて更に検討し、最適値を決めるための資料を整備することが重要である。

＜研究担当＞　(株)大林組

参考文献

1）㈶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設計研究委員会，現地調査団：ニュージーランドにおける橋梁の免震装置調査報告書，昭和62年12月

2）建設省土木研究所，他28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3）―道路橋の免震設計法マニュアル（案）―，平成4年10月

3）㈱大林組技術研究所：平成7年兵庫県南部地震被害調査報告書，1995年3月

4）㈱日本道路協会：道路橋示方書・同解説　V耐震設計編，1990年2月

5）Clough, R. W., and Penzien, J. : Dynamics of Structures, pp. 118-128, McGraw-Hill, (1985)

6）Jack P. Moehel : Proposals for seismic design of RC bridges in California, Proc. 11th US-Japan Bridge Engineering Workshop, Tsukuba, Japan, (1995)

1.10　ＴＬＤの利用

(1) 開発の背景と目的

ＴＬＤ(Tuned Liquid Damper：同調液体ダンパー）は、容器内に入れた液体のスロッシングを利用して、構造物の見かけの減衰を大きくするものであり、土木構造物では鋼製主塔の風による振動の制振対策として実用化されている。一般に、同調型ダンパーは地震応答に対する制震効果が小さいと言われており、さらに、ＴＬＤは水を利用するため重量が軽く減衰が小さい。そのため、重量の大きなＰＣ斜張橋の制震対策には、不向きと考えられている。

一方、ＰＣ斜張橋では主桁重量のバランスをとるため、側径間においてカウンターウェイトとしてコンクリートを打設する場合がある。本研究では、このカウンターウェイトとして打設されるコンクリートの代わりにＴＬＤに代表されるような同調型のダンパーを利用した場合にどの程度の減衰性能の向上を図ることができるかについて検討する。

本来、ＰＣ斜張橋の地震時の応答は、いくつかのモードが重なり合わさった複雑なものであるが、主桁の支持形式がフローチングタイプの場合には、橋軸方向の地震入力に対し、主桁の並進が主となる１次モード（いわゆる遊動円木振動モード）が卓越する。そこで、主桁に設置するＴＬＤは１次モードに同調させて、その応答を抑えることをねらいとする。

(2) 開発項目と内容

１）モデル橋の設定

解析に用いるモデル橋として、中央径間 250mの３径間ＰＣ斜張橋を設定する。また、固有値解析により本モデル橋の振動特性について検討する。

２）適用可能なＴＬＤについての検討

ＴＬＤをＰＣ斜張橋の主桁内部に適用する場合について、容器の寸法などについて検討する。

３）ＴＬＤの振動実験による減衰特性の把握

ＰＣ斜張橋模型とＴＬＤ模型の振動実験により、ＴＬＤによってＰＣ斜張橋に付加される減衰について検討する。また、地震波加振実験を実施してＴＬＤによる制震効果を確認する。

４）ＴＬＤの減衰特性を用いたＴＬＤ－ＰＣ斜張橋系の時刻歴応答解析

実験から得られたＴＬＤの減衰定数を用いて、ＰＣ斜張橋の主桁内部にＴＬＤを設置した場合の制震効果を、時刻歴応答解析により検討する。その際、ＴＬＤはＴＭＤとしてモデル化する。

(3) 開発の工程

表-1.10.1 に示す工程で開発を進める。

表-1.10.1　開発工程

期間 研究項目	平成５年度	平成６年度	平成７年度
1)ＴＬＤの実構造物への適用実績調査	――		
2)適用可能なＴＬＤの検討		――	
3)ＴＬＤの振動実験による減衰特性の把握		――	――
4)ＴＬＤ－ＰＣ斜張橋系の地震応答解析		――	――

(4) 平成７年度の研究成果

平成７年度は、ＴＬＤ－ＰＣ斜張橋模型の振動実験およびＴＬＤ－ＰＣ斜張橋系の地震応答解析を行った。以下に、本年度の研究成果を示す。

１）ＴＬＤ－ＰＣ斜張橋模型の振動実験

ａ）ＰＣ斜張橋模型およびＴＬＤ模型

斜張橋模型は、スパン長400ｍの３径間連続ＰＣ斜張橋の1/100模型であり、対称性により半橋をモデル化したものである。この模型は、主塔側の斜材定着部の位置を変えることにより、セミハープ形式とセミファン形式の斜張橋にすることができる。

主桁はアルミ製、主塔・橋脚は鋼製で、面内の曲げ剛性がモデル橋に相似するように設計されている。不足する重量は、鋼製の付加マスにより補った。

主桁の端部は、スライドベアリングで支持されており、橋軸方向にスムーズに動くことができる。また、主塔基部において主桁は橋軸方向に拘束されておらず、いわゆるフローチング形式となっている。斜張橋模型を、図-1.10.1 と写真-1.10.1 に示す。

ＴＬＤ模型は斜張橋模型の主桁の端部に取り付ける。斜張橋模型の主桁に載せたＴＬＤ模型の振動方向の長さは、セミハープ形式用のＴＬＤ模型では20cm、セミファン形式用のＴＬＤ模型では30cmである。両方のＴＬＤ模型とも幅５cmの水槽を３基合わせた構造である（総幅員15cm）。ＴＬＤ模型には、スロッシングの減衰を付加する機構としてネット（φ0.32mm、開口率50%）が最大９枚取り付けられるようになっている。ＴＬＤ模型の設置状況を写真-1.10.2 に示す。

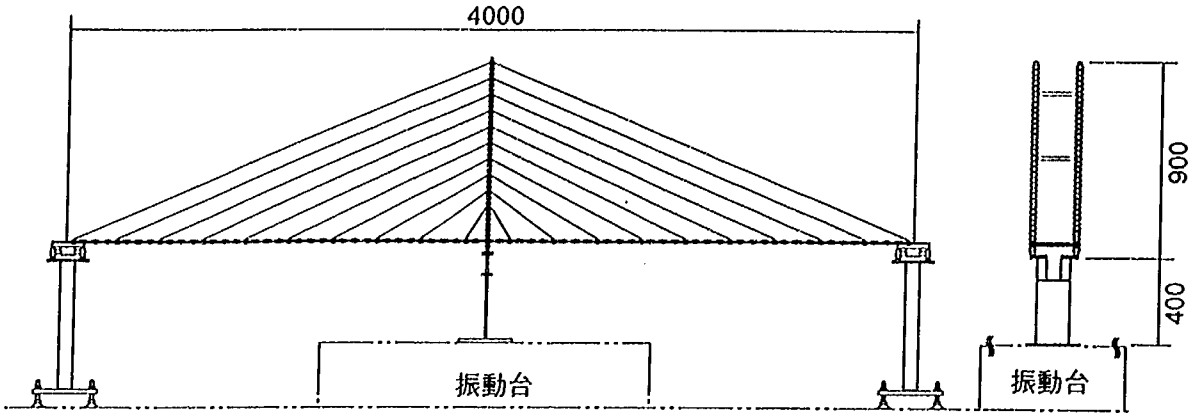
ｂ）実験方法および測定項目

振動台実験は図-1.10.2 に示すように、斜張橋模型の主桁の端部にＴＬＤ模型を載せて行い、制震対象モード（ここでは１次モード）に同調するように水を入れた場合と水を入れない場合とで応答を比較した。実験では、図に示すように、主桁の絶対変位と加速度，主塔の加速度，振動台の変位と加速度を測定した。

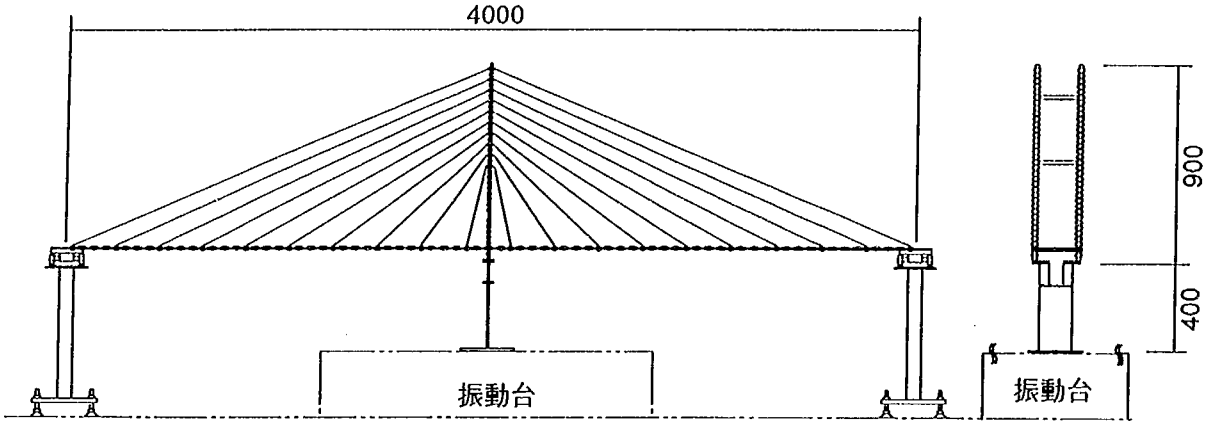
ｃ）実験ケース

実験を実施した斜張橋模型を表-1.10.2 に示す。

加振方法は、自由振動実験，スイープ加振実験，地震波加振実験の３種類である。



セミハープ形式



(単位：mm)

セミファン形式

図-1.10.1　ＰＣ斜張橋模型の概略図

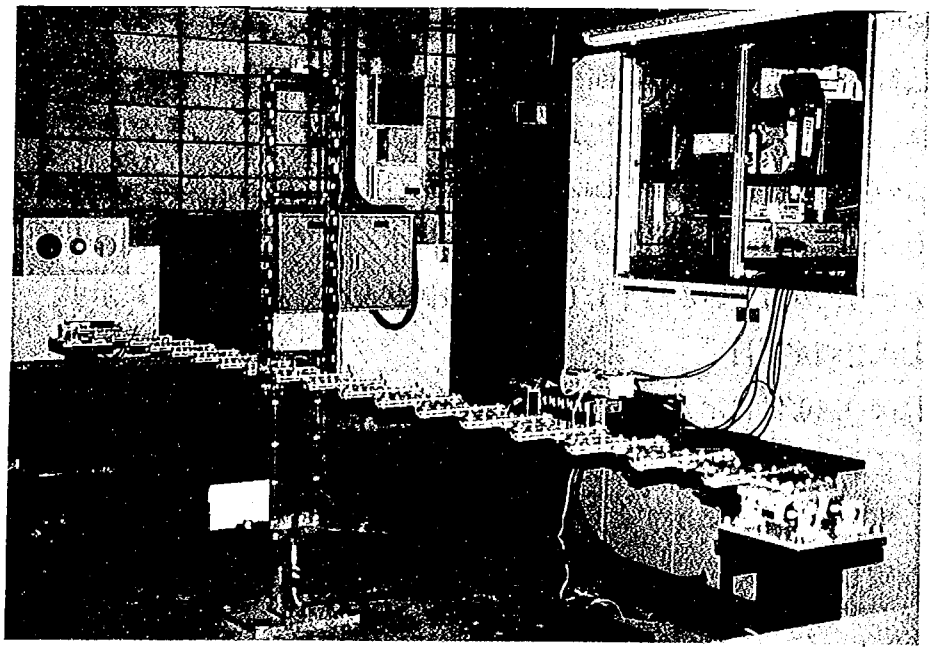


写真-1.10.1　斜張橋模型

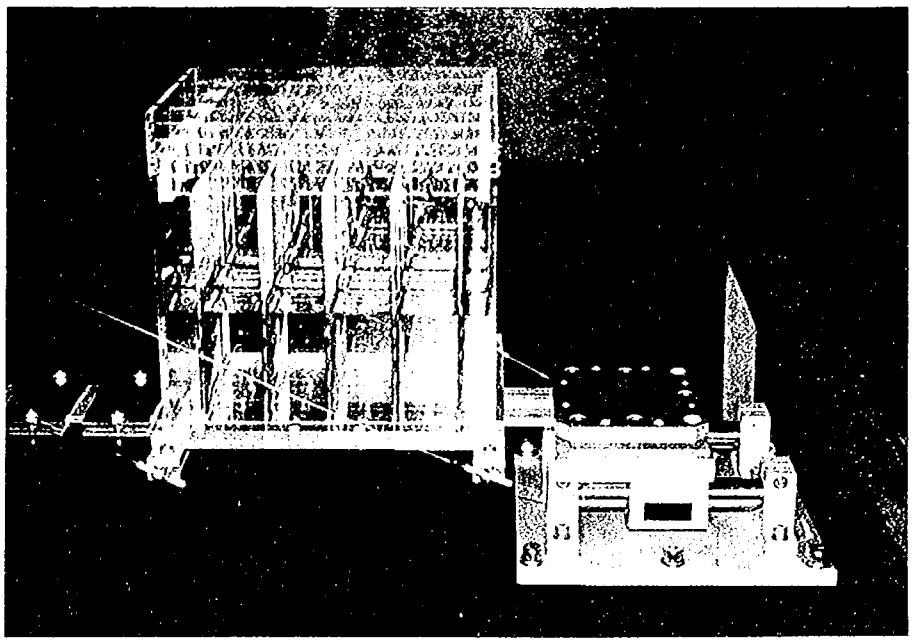


写真-1.10.2　ＴＬＤ模型設置状況

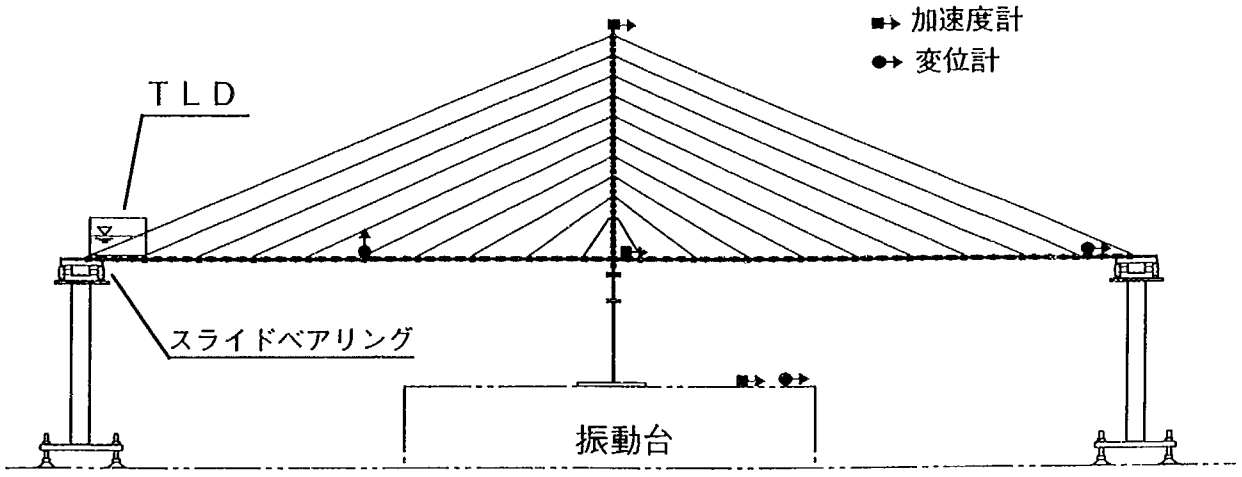


図-1.10.2　測定項目

表-1.10.2　実験を実施した斜張橋模型のケース

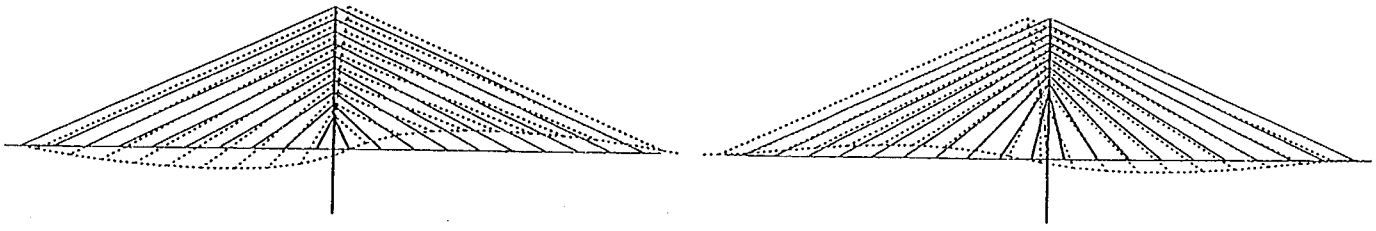
斜材形式	水槽の数	ネット枚数
セミハープ形式	0	－
	1	2 5 9
	3	2 5 9
セミファン形式	0	－
	1	2 5 9
	2	2 5 9

d）斜張橋模型の固有振動特性

実験に用いた斜張橋模型の制震対象モード（１次モード）の固有振動特性を、実験と固有値解析から求めたものを表-1.10.3 に示す。この結果から、解析モデルがほぼ妥当であるといえる。
また、固有値解析から得られた１次モードの振動モード図を図-1.10.3 に示す。

表-1.10.3　斜張橋模型の固有振動特性

	固有振動数 （実験値）（解析値）	減衰定数 （実験値）	有効質量 （解析値）
セミハープ形式	1.69Hz　1.70Hz	0.0341（加振振幅5mm） 0.0280（加振振幅10mm） 0.0247（加振振幅15mm）	29.06kg
セミファン形式	1.33Hz　1.32Hz	0.0326（加振振幅10mm） 0.0309（加振振幅15mm） 0.0241（加振振幅20mm）	22.79kg



(a) セミハープ形式（f=1.70Hz）　　(b) セミファン形式（f=1.32Hz）

図-1.10.3　解析による振動モード

e）ＴＬＤ模型の固有振動特性

ＴＬＤ模型の水深は、斜張橋模型の固有振動数に同調するようにマニュアルの式（3.13.4）により求めた。その結果、セミハープ形式では水深6.0cm、セミファン形式では8.0cmであった。この場合、１次モードに対する有効質量比は表-1.10.4 のようになる。

ＴＬＤ模型のスイープ加振を行い、得られた共振曲線から求めた減衰定数を表-1.10.5 に示す。ＴＬＤ模型の減衰定数は振動振幅に依存する非線形性を有するが、ここでは加振振幅３mmの場合を

表-1.10.4　ＴＬＤの有効質量比

	水槽の数	有効質量	有効質量比
セミハープ形式	1	0.382kg	1.31%
	3	1.147kg	3.95%
セミファン形式	1	0.790kg	3.46%
	2	1.580kg	6.93%

示す。

式（3.13.2）より求めたＴＬＤの最適減衰定数を表-1.10.6 に示す。

この表より、本実験に用いたネットでほぼ最適減衰が得られることがわかる。

表-1.10.5　ＴＬＤ模型の減衰定数
（加振振幅 3 mm）

ネット枚数	2枚	5枚	9枚
ＴＬＤの減衰定数	0.082	0.129	0.198

表-1.10.6　ＴＬＤの最適減衰定数

	水槽の数	最適減衰定数
セミハープ形式	1	0.069
	3	0.115
セミファン形式	1	0.108
	2	0.145

ｆ）自由振動実験によるＴＬＤの効果

ＴＬＤ模型を斜張橋模型の主桁端部に載せた場合と載せない場合とで、１次モードの自由振動実験を行い減衰定数を測定した。横軸に初期変位をとった場合の減衰定数を図-1.10.4 に示す。ＴＬ

＊図中の二重線は減衰の推定値を示す

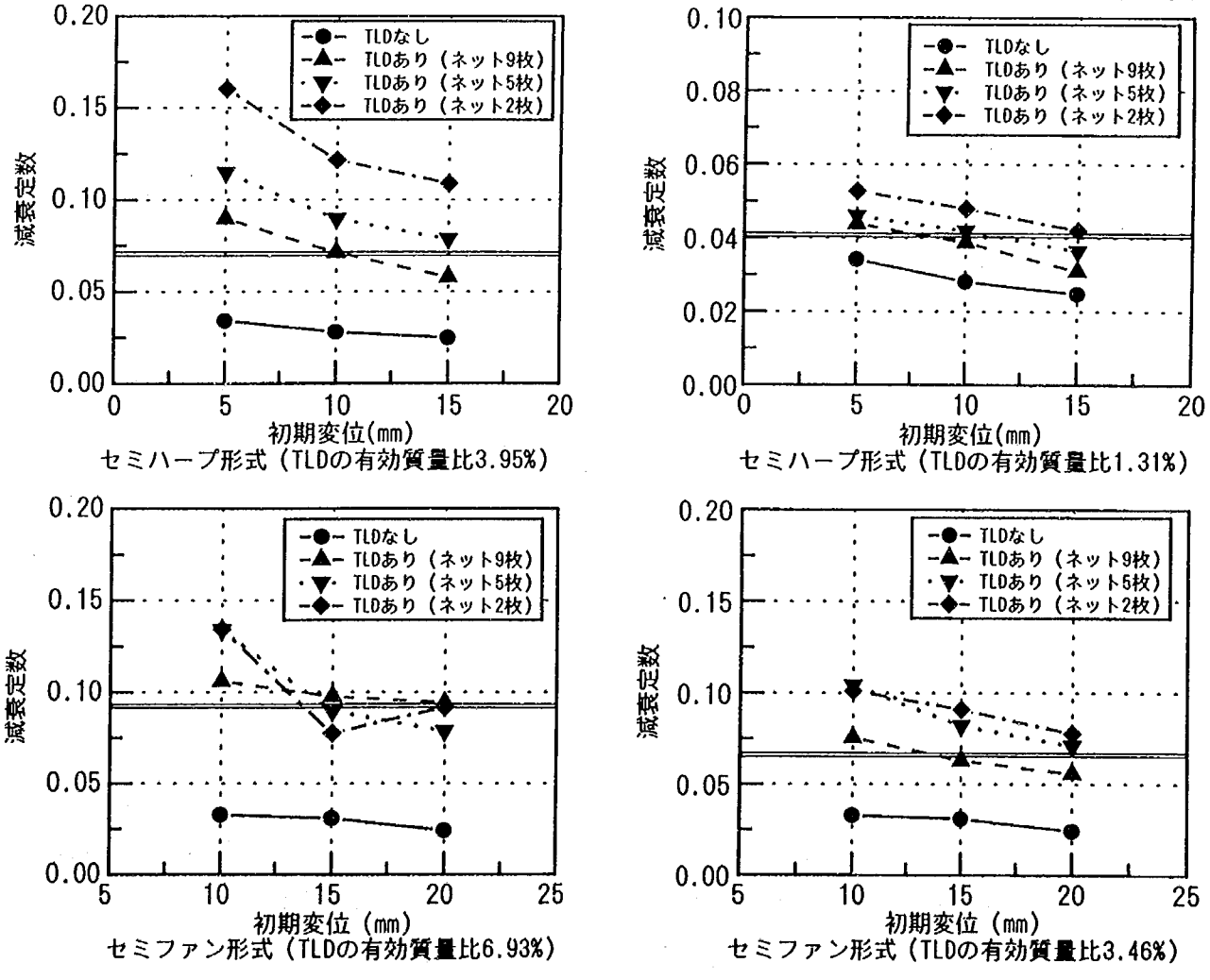


図-1.10.4　自由振動実験から求めたＴＬＤ模型－斜張橋模型の減衰定数

D模型を載せた場合の減衰定数は、初期変位やネットの枚数に依存するものの、有効質量比が３％以上であれば、おおむね７％以上の減衰定数が得られている。また、図-1.10.4 には式（3.13.5）により求めたＴＬＤ最適同調時の斜張橋模型の減衰の推定値を示した。この図より、式（3.13.5）によってＴＬＤを設置した場合の減衰を推定できることが分かる。

ｇ）スイープ加振実験

ＴＬＤ模型を斜張橋模型の主桁端部に載せた場合と載せない場合とで、スイープ加振実験を行い、主桁変位の振動台変位に対する共振曲線を求めた。得られた共振曲線を図-1.10.5 に示す。

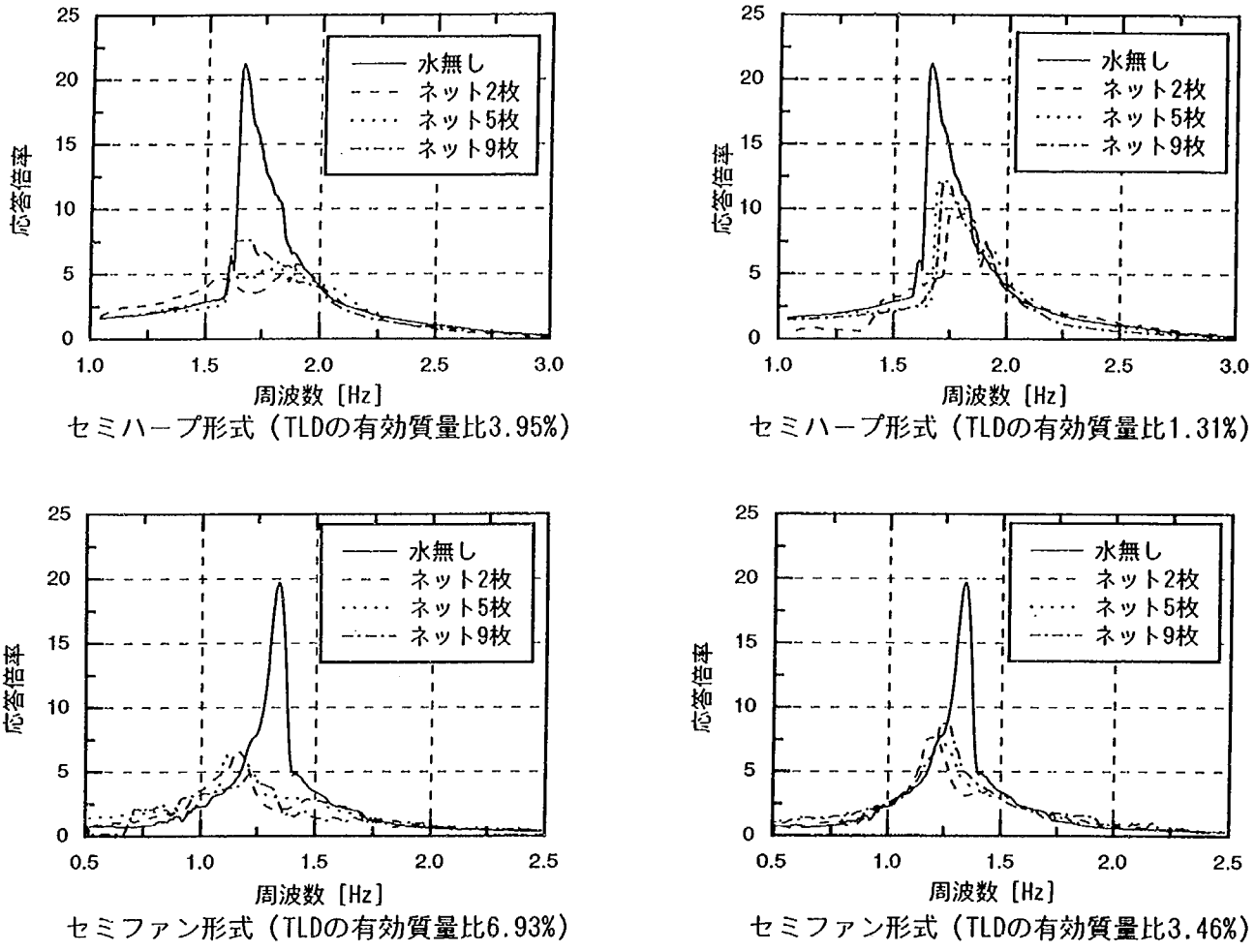


図-1.10.5　主桁変位の共振曲線

図より、ＴＬＤ模型が無い場合に20倍程度であった応答倍率が、ＴＬＤ模型を設置することによって大幅に低減されていることがわかる。

セミハーフ形式の有効質量比3.95%のときの図を見ると、ネットが２枚の時はピークが２つ有り、ネットが５枚の時と９枚の時はピークが１つである。これは、ネットが２枚ではＴＬＤ模型の減衰が小さいためにＴＬＤ模型－斜張橋模型の２自由度系の応答が出ており、ネットが５枚，９枚の時は減衰が十分であるために斜張橋模型の応答のみが出ているものと考えられる。ネットが９枚の時の応答倍率は５枚の時のものよりも大きくなっているが、これはＴＬＤ模型に付加された減衰が大きすぎるためにＴＬＤの制震効果が損なわれているものと考えられ、このケースでの最適なネット

枚数は５枚であるといえる。実際、ネット５枚の時のＴＬＤ模型の減衰は表-1.10.5 から 0.129であり、表-1.10.6 に示した最適値 0.115に一番近い値となっている。この他のケースについても同様のことがいえる。

ｈ）地震波加振実験

地震波加振実験では、釧路気象台の地震波形（1993年）を用いた。実験に用いた振動台実験装置が変位制御であるため、釧路気象台の加速度波形を２回積分して変位波形にして入力した。本来ならば、模型の縮尺が 1/100であるため、振動台実験での時間軸は実時間を1/10にしたものでなければならない。しかし、今回の実験では、制震対象モード（１次モード）の応答を大きくしてＴＬＤの制震効果がわかりやすいように加振するという目的から、地震波を実時間で入力した。入力地震波の最大変位振幅は３㎜とした。入力した変位波形および加速度波形を図-1.10.6 に、加速度応答スペクトルを図-1.10.7 に示す。

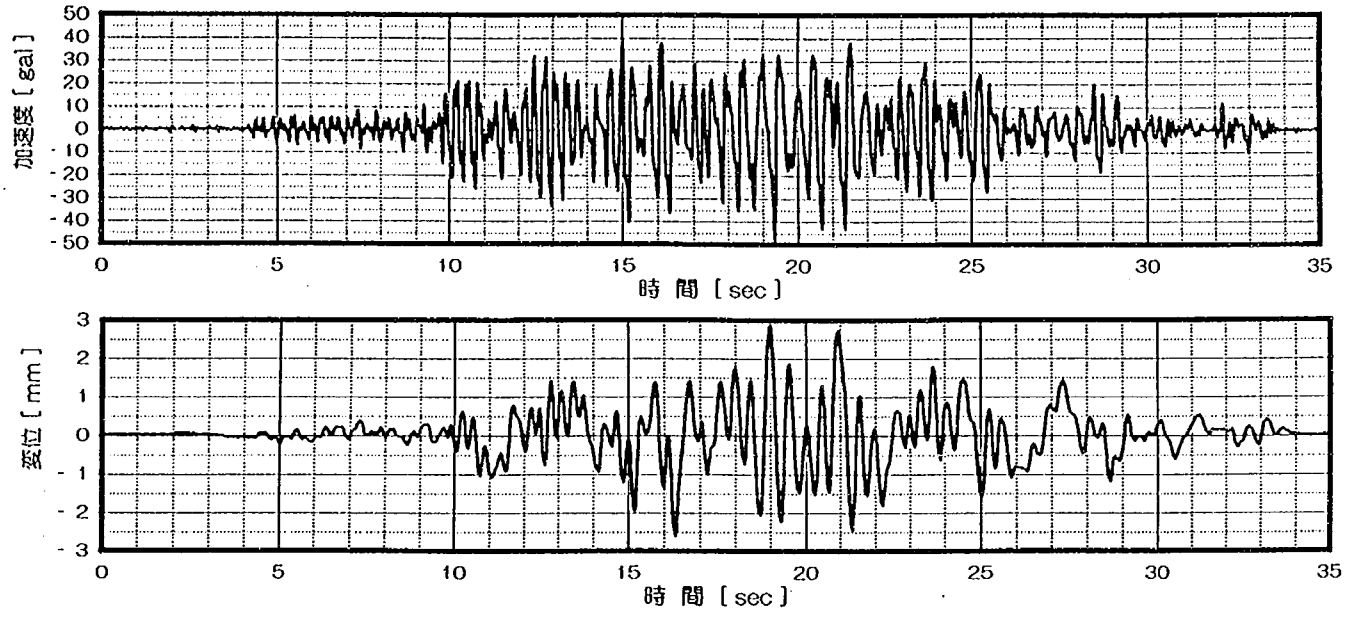


図-1.10.6　入力波形

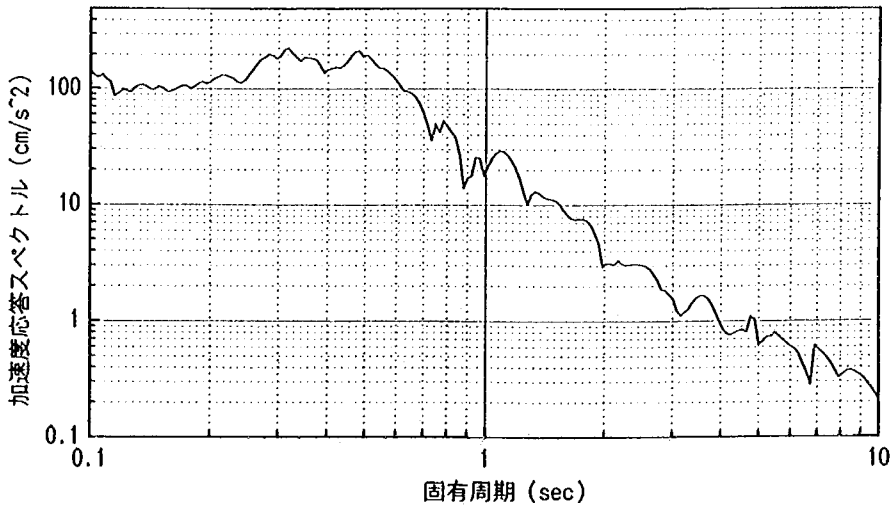


図-1.10.7　入力地震波の加速度応答スペクトル

地震波加振実験によって得られた主桁の相対変位波形を図-1.10.8 に示す。また、ＴＬＤ模型を載せた場合の、ＴＬＤ模型を載せない場合に対する主桁の最大相対変位の低減率を表-1.10.7 に示す。これらの図および表から、セミハープ形式にＴＬＤを１槽載せた場合（有効質量比1.31%）には制震効果が少ないが、有効質量比が３%を越えているケースでは主桁の相対変位応答を２割程度低減していることが確認できる。

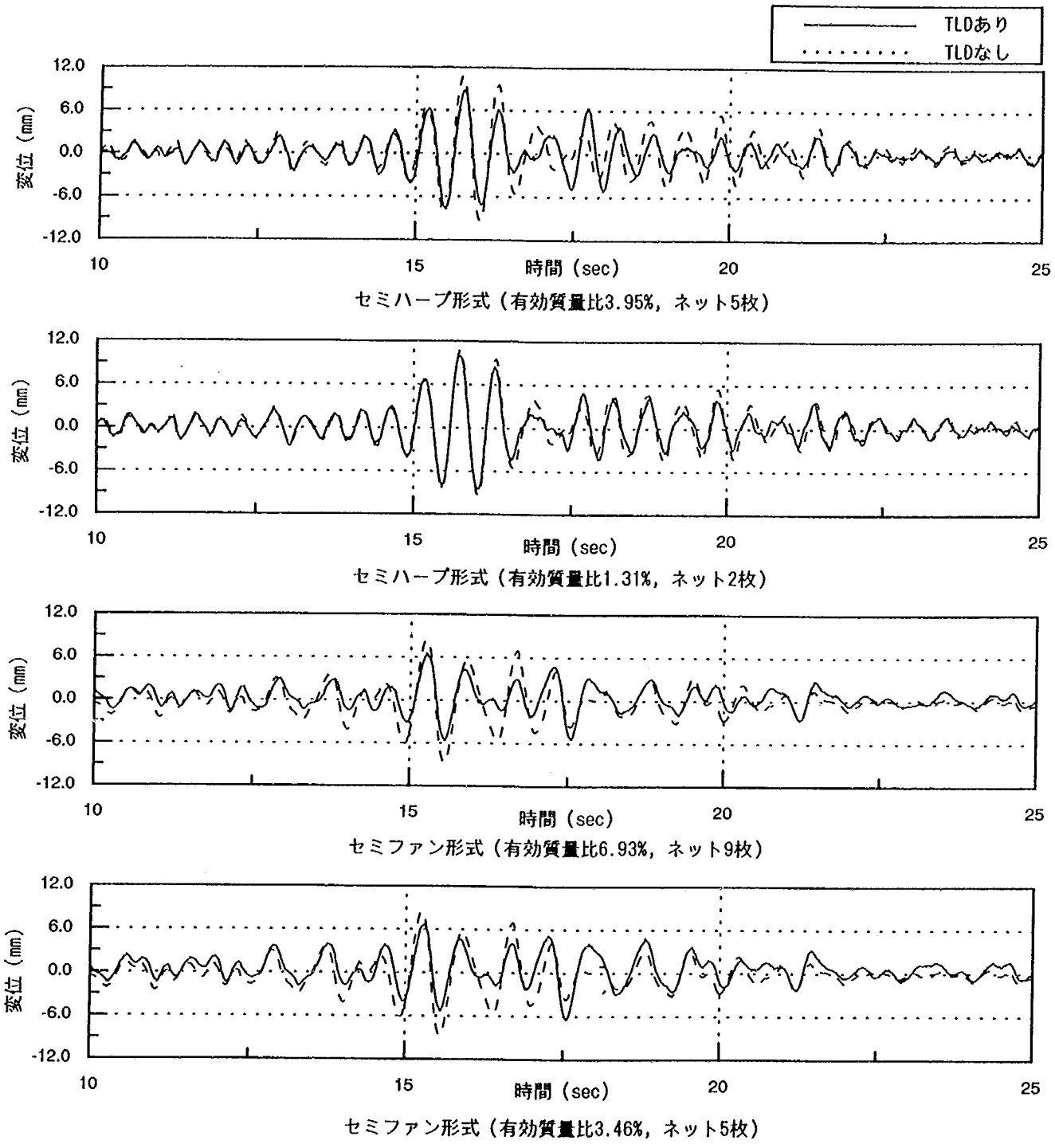


図-1.10.8　主桁の相対変位波形

表-1.10.7　主桁の最大相対変位の低減率

セミハープ形式　　*ＴＬＤ模型無しの場合を1とした値

水槽の数	有効質量比	ネットの枚数	低減率*
1	1.31%	2	0.943
		5	0.955
		9	0.988
3	3.95%	2	0.791
		5	0.833
		9	0.815

セミファン形式　　*ＴＬＤ模型無しの場合を1とした値

水槽の数	有効質量比	ネットの枚数	低減率*
1	3.46%	2	0.774
		5	0.812
		9	0.768
2	6.93%	2	0.841
		5	0.743
		9	0.696

ｉ）２自由度モデルでのシミュレーション

斜張橋模型とＴＬＤをそれぞれの１次モードに注目して２自由度モデルで表現し、実験結果に対するシミュレーションを行った。なお、ＴＬＤはＴＭＤでモデル化した。

本シミュレーションにより、斜張橋にＴＬＤを設置した場合の制震効果を簡易に予測することができる。図-1.10.9 に２自由度モデルでのシミュレーションのフローを示す。

図-1.10.9 のフローに従って行った各実験ケースに対応する共振曲線の解析結果を図-1.10.10に示す。斜張橋模型とＴＬＤ模型の固有振動特性は表-1.10.3 ～1.10.5に示した値を用いた。

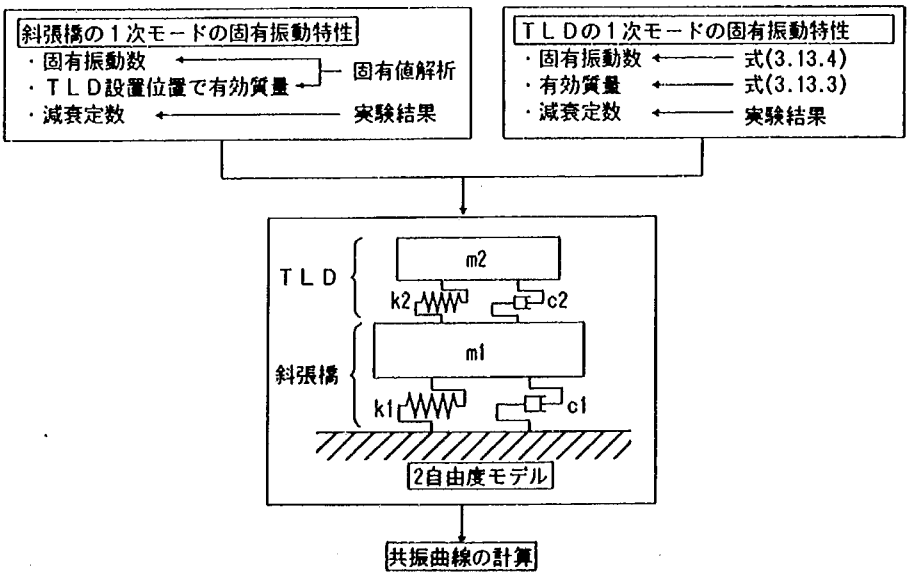
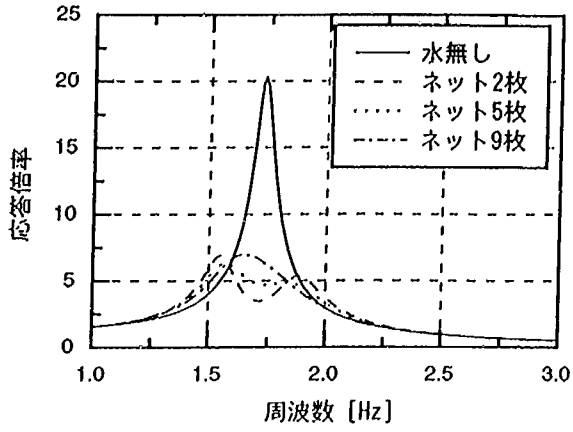
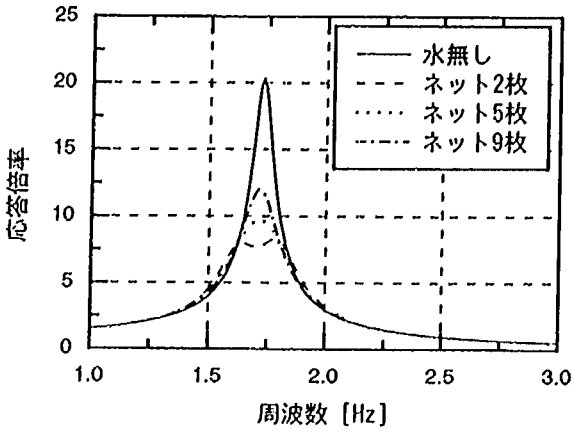


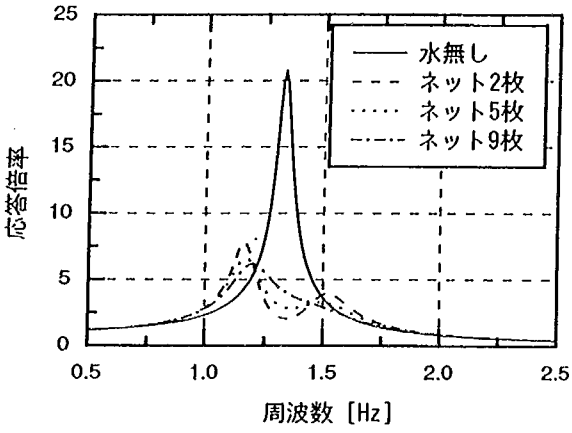
図-1.10.9　２自由度モデルでのシミュレーション・フロー



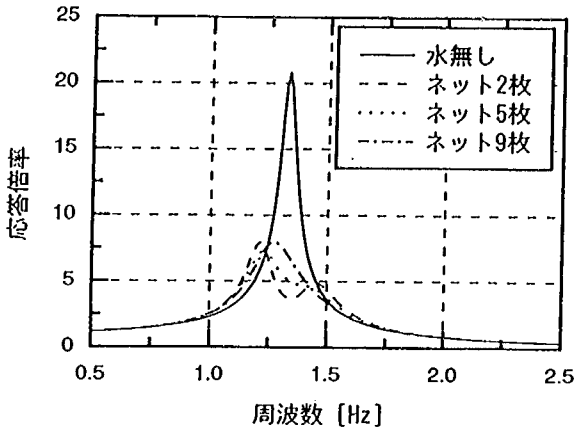
セミハープ形式（TLDの有効質量比3.95%）



セミハープ形式（TLDの有効質量比1.31%）



セミファン形式（TLDの有効質量比6.93%）



セミファン形式（TLDの有効質量比3.46%）

図-1.10.10　主桁変位の共振曲線（解析結果）

シミュレーションの結果は図-1.10.5 の実験結果とほぼ一致しており、２自由度モデルを用いたシミュレーションで、ＴＬＤを設置した場合の斜張橋の応答特性を予測できることが分かった。

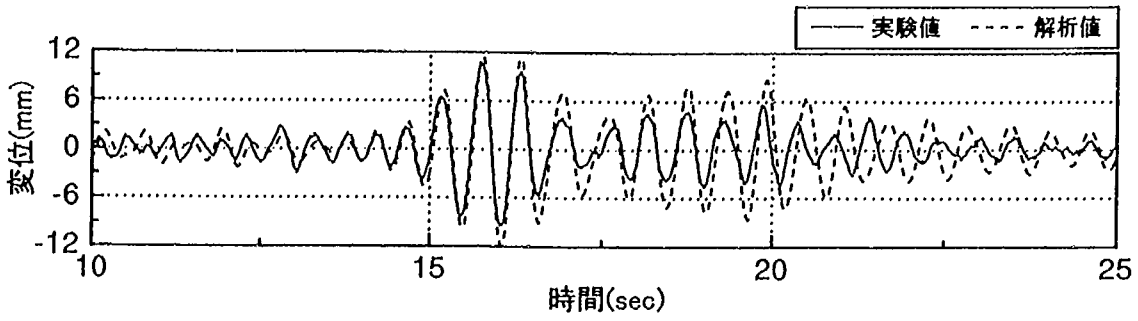
ｊ）多質点モデルによるシミュレーション

斜張橋模型振動実験と多質点モデルを用いた時刻歴応答解析との比較を行った。解析モデルはｄ）で用いたものと同じものであり、入力波形は図-1.10.6 に示した振動台実験において計測した振動台の加速度波形である。ＴＬＤは、ｉ）の２自由度モデルのシミュレーションと同じＴＭＤとしてモデル化した。ＴＬＤを用いた場合の時刻歴応答解析は、セミハープ形式については水槽数３（有効質量比3.95%）、ネット５枚のケースについて、またセミファン形式については水槽数１（有効質量比3.46%）、ネット５枚のケースについて行った。

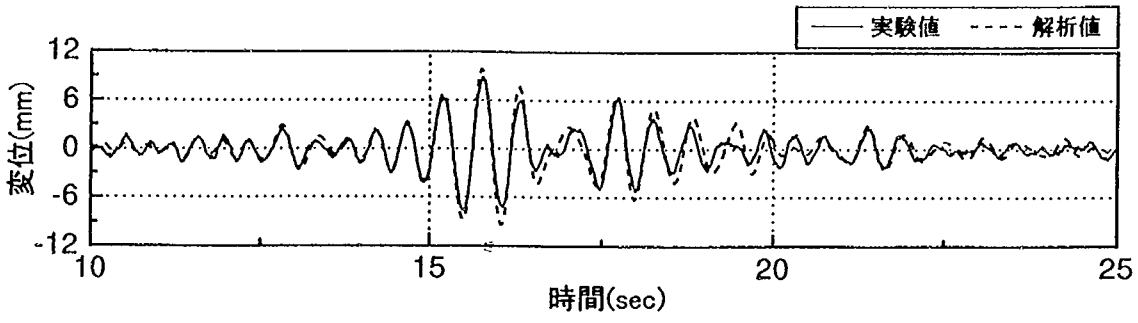
まず最初に、斜張橋模型の減衰をレイリー型減衰で与えて、ＴＬＤがない場合の時刻歴応答解析を行った。その結果、実験結果の主桁変位波形では、主桁が最大変位を記録したあと振幅が小さくなるのに対して、解析結果では主桁が最大変位を記録したあとも振幅が小さくならず、実験結果と解析結果の差が大きかった。

斜張橋模型は、減衰が過度に大きくならぬように主桁端部をスライドベアリングで支持している。スライドベアリングの摩擦力は小さいが、実験では斜張橋模型の応答に及ぼすスライドベアリング

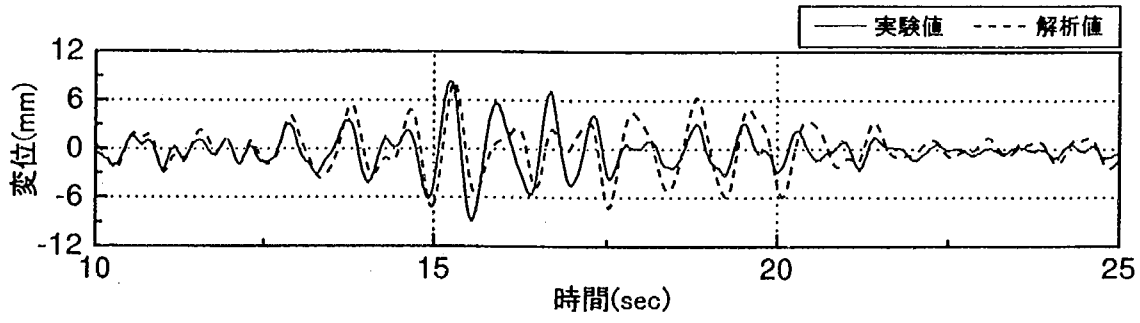
の摩擦力の影響が少なからずあることがわかった。そこで、時刻歴応答解析では、スライドベアリングの摩擦による非線形性を考慮することにした。摩擦力の変位－荷重曲線は長方形に近いものになるが、ここではこれを１次剛性が大きく、２次剛性が小さいバイリニア型の変位－荷重曲線でモデル化し、これを主桁端部の節点に付加した。スライドベアリングの動摩擦係数や鉛直荷重が不明



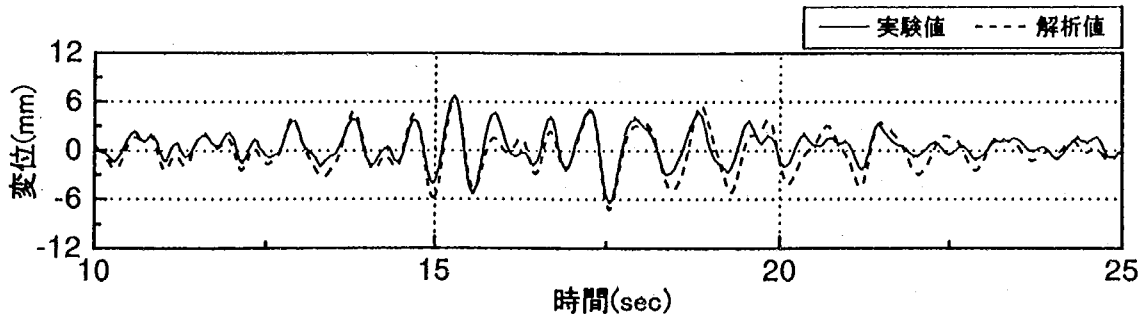
セミハープ形式（ＴＬＤなし）



セミハープ形式（ＴＬＤあり，有効質量比3.95%，ネット５枚）



セミファン形式（ＴＬＤなし）



セミファン形式（ＴＬＤあり，有効質量比3.46%，ネット５枚）

図-1.10.11　時刻歴応答解析による主桁の相対変位波形

であるため、バイリニアの特性をパラメータとして時刻歴応答解析を行い、実験値と解析値が近くなるようスライドベアリングの摩擦力を表すバイリニアの特性を決めた。実際には、ＴＬＤがない場合について実験値と解析値が精度良く合うようにパラメータを決めることは困難であったが、１次剛性200gf/cm, ２次剛性0.1gf/cm, 降伏荷重20gfのバイリニアを用いることとし、レイリー型減衰は０とした。

振動台実験と時刻歴応答解析によって得られた主桁の相対変位波形を図-1.10.11に示す。セミハープ形式, セミファン形式とも、ＴＬＤがない場合の解析値は実験値を上回っている。ＴＬＤがない場合には、斜張橋模型自体の減衰が小さいため、減衰のモデル化によって応答値が敏感に左右される。そのため、スライドベアリングの摩擦のモデル化が、解析値と実験値の差になっていると考えられる。今回の解析では、主桁変位の全体的な傾向や最大値はある程度シミュレーションできており、減衰をより精度良くモデル化できれば、実験値と解析値が近づくものと考えられる。

ＴＬＤがある場合の解析値は実験値とよい一致が見られる。ＴＬＤがある場合には、全体の減衰が大きくなるため、スライドベアリングの摩擦による減衰が全体の応答に及ぼす影響が相対的に小さくなるため、実験値と解析値が合うようになるものと考えられる。

以上のことから、斜張橋自体のモデル化を適切に行えば、時刻歴応答解析でＴＬＤの制震効果を評価できるものと考えられる。その際、ＴＬＤを等価なＴＭＤにモデル化する手法は妥当であるといえる。

２）まとめ

ＴＬＤ模型を斜張橋模型に設置した場合の振動台実験において以下のことが分かった。

- ＴＬＤ模型に減衰付加材としてネットを利用することにより、十分な減衰が得られる。
- ＴＬＤの減衰定数をマニュアルの式(3.13.4)で計算される最適減衰定数に近い値に設定できれば、式(3.13.5) により最適同調時の斜張橋の減衰定数を推測できる。
- ＴＬＤの有効質量比が３％以上であれば、実験に使用した地震波に対する主桁の変位応答を２割程度低減することができる。
- ＴＬＤ模型と斜張橋模型の2 自由度モデルで、ＴＬＤの効果を簡易に予測できる。
- 多質点モデルを用いた時刻歴応答解析により、ＴＬＤの制震効果を評価できる。

(5) ３年間の研究成果の要約と今後の課題・展望

- 研究成果の要約

① ＰＣ斜張橋の側径間のカウンターウェイトの代わりに、ＴＬＤを設置して斜張橋の減衰性能を向上させることを提案した。

② 地震応答解析によって、斜張橋の１次モードの減衰を５％程度に向上させれば、斜張橋の地震応答を２割程度低減できることが分かった。

③ ＴＬＤ模型をＰＣ斜張橋模型の主桁端部に設置して実施した振動台実験によって、有効質量比３％以上のＴＬＤを設置することにより斜張橋模型の地震応答を2 割程度低減可能であることがわかり、ＴＬＤの有効性が示された。

④　ＴＬＤ、斜張橋の１次モードに注目した２自由度モデルでの線形解析によってＴＬＤの制震効果を簡易に予測できることが分かった。また、ＴＬＤを等価なＴＭＤにモデル化する手法が妥当であることが示された。

⑤　多質点モデルを用いた時刻歴応答解析により、ＴＬＤの制震効果を評価できることが示された。

- 今後の課題・展望

①　ＴＬＤの固有振動数や減衰定数は振幅依存性を有している。これをＴＭＤにモデル化する場合には、線形として取り扱わざるを得ないのが現状である。ＴＬＤの非線形性を考慮したモデル化手法の確立が望まれる。

②　ＴＬＤにはネットなどの減衰付加材を用いて減衰を付加する必要がある。効果的な減衰付加手法の開発と、各種減衰付加材によって得られる減衰の定量的な把握方法の開発が必要である。

＜研究担当＞　鹿島建設(株)

第２章　免震設計法の開発

2．免震設計法の開発

2.1　全体構造系の減衰評価法の開発

(1) 開発の背景と目的

本研究の主要課題は、長大橋の構造系の一部にダンパー（高減衰材料）を用いることによって、その地震応答を抑制することである。これを受けて、本項目「全体構造系の減衰評価法の開発」では、高減衰材料の効果がどの程度まで全体構造系におよぶかを評価する方法について検討を行った。

設計の初期段階では、ダンパーの種類や性能および設置位置を変えた各種の比較案を考案し、その各案について減衰の効果を評価する作業が必要となる。この段階では比較的簡易な方法が望まれるので、モード別減衰定数を求める方法について検討を行うことにした。

ダンパーの減衰が構造系全体の減衰を引き上げるためには、ダンパー部のひずみが、他の構造部材部分のひずみに較べて十分に大きいことが必要である。長大橋は、それ自体で既に十分に長い固有周期を持っている場合が多いので各部分の変位やひずみも大きく、ダンパーには相当大きな減衰性能を要求される。あと一つの方法としては、ダンパーの設置位置を工夫することによって構造系の復元力特性を変えながら減衰効果を加えることが考えられる。ダンパー設置位置としては、長大橋の本来の構造系をそのままとして、新たにダンパーを追加する方法と、構造系の一部の自由度を一旦解放して、その部分をダンパーで繋ぐ方法が考えられる。前者の例としては、高橋脚橋梁の桁端部の支承位置にダンパーを用いることが考えられ、後者の例としては、斜張橋の桁と塔の関係を一旦切り離し、減衰の効果を持つダンパーによって繋ぐことが考えられる。

本項目では、例題橋をモデルとした試計算を行い、モード別減衰定数が、部材に発生する応力の低減を評価する際の指標となるかどうかを検討した。

(2) 開発項目と内容

昨年度までの試計算によって、ダンパーの減衰性能が構造系全体のモード別減衰定数に与える影響の程度を概略的に把握することができた。また、ばね効果と減衰の両方を備える履歴減衰型のダンパーを用いる場合には、着目する部材の応力が最小となるのは、必ずしも構造系全体のモード別減衰定数が最大となる場合には一致せず、モード別減衰定数のみを総合的な評価指標とすることの限界を把握することができた。

本年度は、斜張橋をモデルとして、次の検討を行った。

① 斜張橋の桁と塔の関係を一旦切り離し、減衰の効果を持つダンパーによって繋ぐモデルを用い、ダンパーのばね効果とモード別減衰定数の関係を求める。

② ダンパーがばね効果を持たず、クーロン摩擦あるいは粘性抵抗のみを有する場合についてモード別減衰定数を求める。

③ 斜張橋の塔基部に回転の自由度を許し、その部分に履歴減衰の効果を持つダンパーを追加するモデルを用い、ダンパーのばね効果とモード別減衰定数の関係、塔基部の曲げモーメントの

関係を求める。

(3) 今年度の作業

1）ひずみエネルギー比例によるモード別減衰定数

ダンパー（高減衰材料）を構造系に付加したことによって、減衰の効果がどの程度まで全体構造系に及ぶかを評価し、設計上の判断材料とすることに関して次のような結論を得ている。

① ダンパーを付加した後の構造系のモード別減衰定数を、ダンパーを付加する前の減衰定数と比較する。

② 本研究の対象とする吊り橋、斜張橋、高橋脚などでは、低次のモードの挙動が支配的であり、1次のモードのみでも設計上の判断材料となる。

③ モード別減衰定数は、式（2.1.1）によるひずみエネルギー比例減衰を用いる。

$$hi = \frac{\Sigma \Delta E_{ij} + \Sigma \Delta E_{ik}}{\Sigma E_{ij} + \Sigma E_{ik}} \qquad (2.1.1)$$

ここで

hi ：i次振動モードに対応する減衰定数

$\Sigma \Delta E_{ij}$：i次振動モードによる、構造部材部分jの吸収エネルギーの合計構造部材部分jの減衰定数h_jから、式（2.1.2）により求める

$$\Delta E_{ij} = \Phi_{ij}^{T} \cdot h_j \cdot K_j \cdot \Phi_{ij} \qquad (2.1.2)$$

$\Sigma \Delta E_{ik}$：i次振動モードによる、ダンパー部分kの吸収エネルギーの合計ダンパーの等価減衰定数から求める場合には、式（2.1.3）により求める

$$\Delta E_{ik} = \Phi_{ik}^{T} \cdot h_k \cdot K_k \cdot \Phi_{ik} \qquad (2.1.3)$$

ダンパーがばね効果を持たない場合には、ダンパーの履歴曲線の面積を用いる

ΣE_{ij} ：i次振動モードによる、構造部材部分jのひずみエネルギーの合計

$$E_{ij} = \Phi_{ij}^{T} \cdot K_j \cdot \Phi_{ij} \qquad (2.1.4)$$

ΣE_{ik} ：i次振動モードによる、ダンパー部分kのひずみエネルギーの合計

$$E_{ik} = \Phi_{ik}^{T} \cdot K_k \cdot \Phi_{ik} \qquad (2.1.5)$$

Φ_{ij} ：i次の構造部材部分jの振動モード

K_j ：構造部材部分jの剛性マトリックス

h_j ：構造部材部分jの要素の減衰定数

Φ_{ik} ：i次のダンパー部分kの振動モード

K_k　　：ダンパー部分kの剛性マトリックス

h_k　　：ダンパー部分kの要素の減衰定数

2）モデル橋梁とダンパー設置個所

2径間連続鋼斜張橋をモデル橋梁として、図-2.1.1に一般形状、図-2.1.2に解析モデルを示し、モデルの各部材の諸元を表-2.1.1に示す。

ダンパー設置個所および型式として次の3案を検討する。

① 主塔と桁とを繋ぐ支承部分にばね効果を持つせん断型ダンパーを設置した場合

② 主塔と桁とを繋ぐ支承部分にばね効果を持たないせん断型ダンパーを設置した場合

③ 主塔基部にたわみ型ダンパーを設置した場合

表-2.1.1　部材の諸元

	桁	ケーブル	塔
弾性係数：E(tf/m²)	2.1×10^7	2.0×10^7	2.1×10^7
断面積　：A (m²)	1.699	0.0384～0.0126	1.766
断面二次：I (m⁴)	3.263		10.46

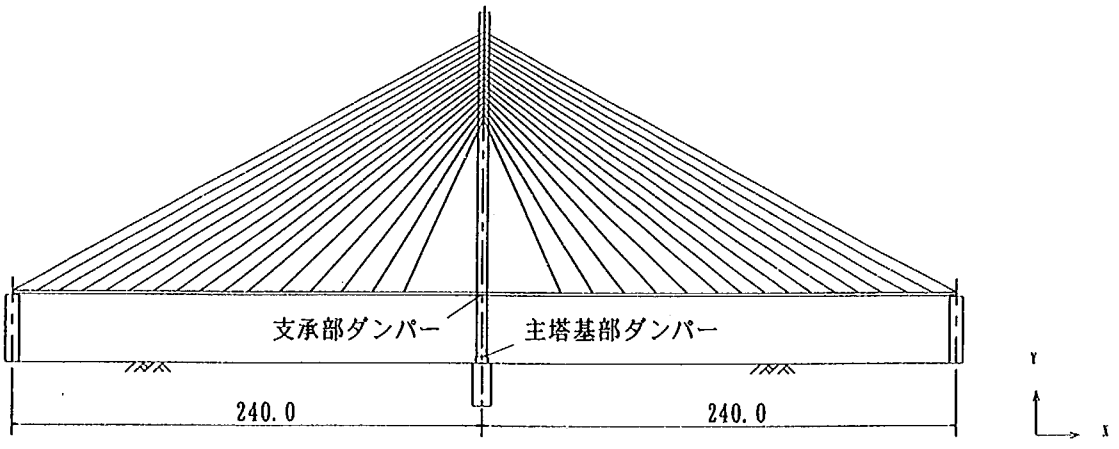


図-2.1.1　モデル橋

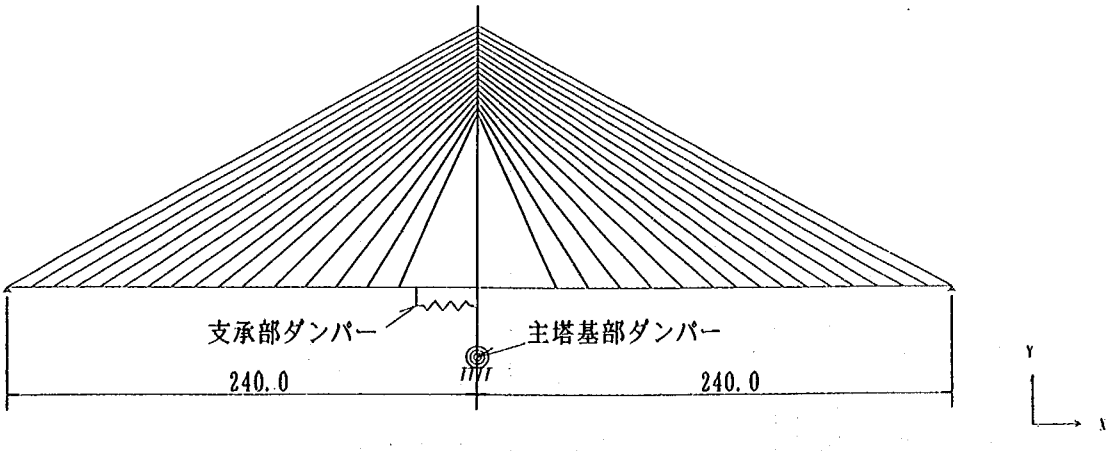


図-2.1.2　解析モデル

3）支承部分にばね効果を持つせん断型ダンパーを設置した場合

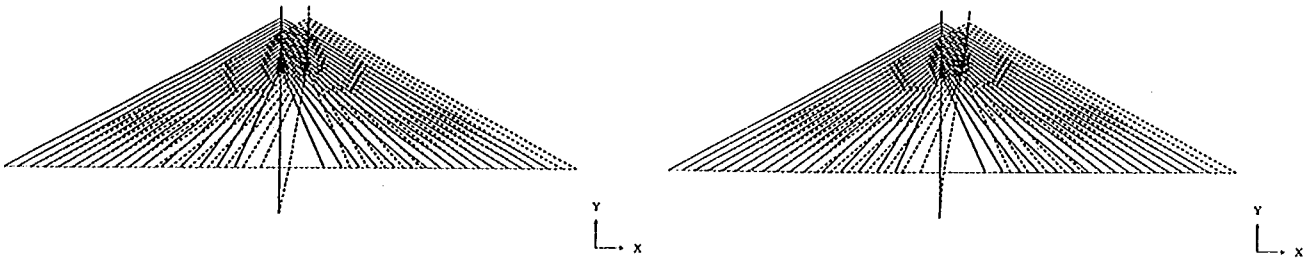
主塔と桁とを繋ぐ支承部分にばね効果を持つダンパーを設置し、その等価剛性を変化させながらダンパーの減衰の効果がどの程度まで全体構造系に及ぶかを評価した。

主塔と桁とを繋ぐ支承部分を繋がない、ばね定数をゼロとしたケースの１次のモードと、せん断方向の相対変位を完全に拘束したケースの１次のモードを図-2.1.3に示す。

構造系部材の減衰定数はｈ＝２％とし、ダンパーの等価減衰定数はｈ＝20％とした。式（2.1.1）の各項に与えた数値と、１次モードの減衰を計算した結果を表-2.1.2に示す。

主塔と桁とを繋ぐ支承部分に設けたダンパーのばね定数と橋全体の一次固有周期の関係を図-2.1.4に、ダンパーのばね定数と１次モードに起因する橋全体の減衰定数の関係を図-2.1.5に示す。

表-2.1.2に示した各ケースについて、主塔と桁とを繋ぐ支承部分に鉛プラグ入りゴム支承を設け



a）ばね定数をゼロとしたケース　　b）せん断方向の相対変位を完全に拘束したケース

図-2.1.3　モード

表-2.1.2　ひずみエネルギー比例減衰計算結果

塔－桁 バネ定数	一次モード		ひずみエネルギー比例減衰			
	固有周期	Φij	部材	バネ	合計	減衰定数
Kx(tf/m)	T (sec)	桁	$\Sigma\Delta E_{ii}$	$\Sigma\Delta E_{ik}$	$\Sigma\Delta E$	
	f (Hz)	塔(支承)				hi
hj	ω(rad/sec)	桁－塔	ΣEij	ΣEik	ΣE	$\Sigma\Delta E/\Sigma E$
0.0	11.115	0.02565	0.6914	0.0	0.6914	
	0.0900	0.00257				0.0200
0.2	0.5653	0.02308	34.572	0.0	34.572	
200.0	9.6352	0.02564	0.6774	0.0105	0.6879	
	0.1038	0.00273				0.0203
0.2	0.6521	0.02290	33.869	0.0525	33.921	
500.0	8.2439	0.02562	0.6565	0.0257	0.6821	
	0.1213	0.00297				0.0207
0.2	0.7622	0.02265	32.823	0.1283	32.951	
1,000.0	6.8854	0.02560	0.6244	0.0495	0.6739	
	0.1452	0.00336				0.0214
0.2	0.9125	0.02224	31.220	0.2473	31.467	
2,000.0	5.4901	0.02555	0.5677	0.0920	0.6597	
	0.1821	0.00410				0.0229
0.2	1.1445	0.02145	28.383	0.4602	28.843	
5,000.0	3.9290	0.02542	0.4427	0.1879	0.6306	
	0.2545	0.00604				0.0273
0.2	1.5992	0.01938	22.136	0.9393	23.075	
10000000	1.6996	0.02347	1.4547	0.0	1.4547	
	0.5884	0.02347				0.0200
0.2	3.6969	0.00001	72.735	0.0	72.735	

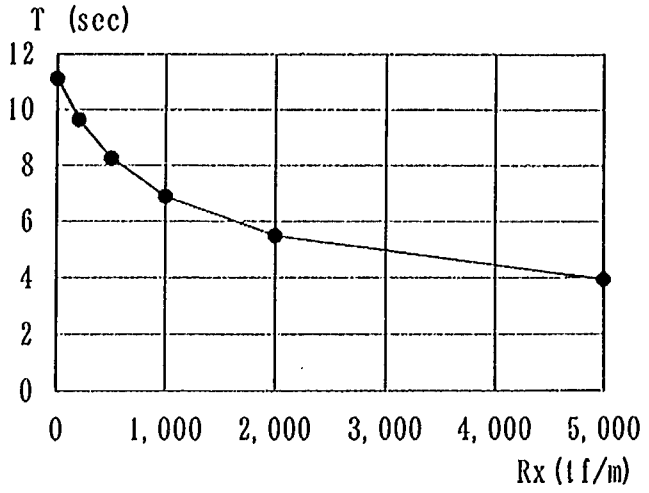


図-2.1.4　ダンパーのばね定数と
橋全体の一次固有周期の関係

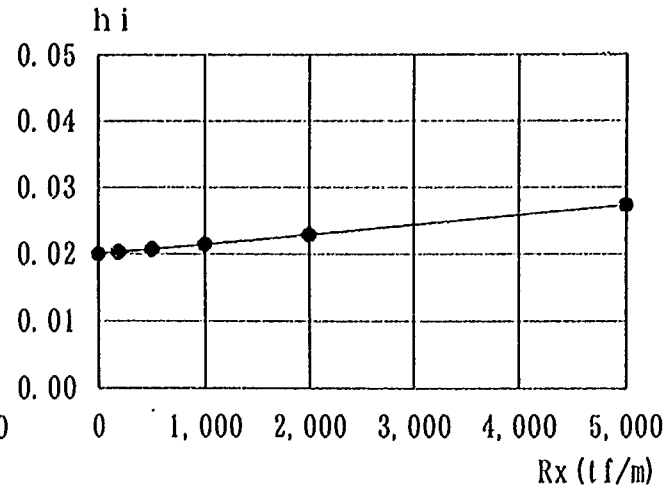


図-2.1.5　ばね定数と１次モードに起因する
橋全体の減衰定数の関係

た場合を想定し、等価減衰定数が等しくなるようにバイリニア履歴曲線を設定したものを表-2.1.3および図-2.1.6に示す。

4）支承部分にばね効果を持たないせん断型ダンパーを設置した場合

ダンパーがばねとしての剛性を持たないクーロン摩擦あるいは粘性抵抗のみを有する場合について、ダンパーの履歴曲線模式を図-2.1.7および図-2.1.8に示す。

モード別減衰定数は、以下の手順で計算する。

① 図-2.1.7に示したダンパーの履歴曲線の面積として求めた吸収エネルギーをΔE_{ik}として式（2.1.1）に与える。

② クーロン摩擦型ダンパーの場合には吸収エネルギーΔE_{ik}は式（2.1.6）によって、粘性抵抗のみを有する場合については式（2.1.7）によって与えられる。

$$\Delta E_{ik} = \Delta W = 4 \cdot Q \cdot x \qquad (2.1.6)$$

$$\Delta E_{ik} = \Delta W = \pi \cdot C \cdot \omega \cdot x^2 \qquad (2.1.7)$$

ここに

Q：クーロン摩擦型ダンパーの摩擦反力（tf）

表-2.1.3　各ケースについて設定したバイリニア履歴特性値

バイリニアダンパーの履歴特性

KB (tf/m)	200.0	500.0	1000.0	2000.0	5000.0	設定
hB	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	設定
Rx (tf)	559.7	1014.4	1581.7	2353.1	3782.2	応答
uBe (m)	2.7983	2.0288	1.5817	1.1766	0.7564	Rx/KB
Qd (tf)	427.6	353.0	1208.6	1798.0	2890.0	$Rx-K_2 * u_B$
Qy (tf)	505.4	417.2	1428.4	2124.9	3415.4	K1・uy
K1 (tf/m)	306.7	2119.0	1533.4	3066.7	7666.8	6.5・K2
uy (m)	1.6480	0.1969	0.9315	0.6929	0.4455	$Qd/5.5/K_2$
K2 (tf/m)	47.18	326.00	235.90	471.80	1179.5	照査
K2/K1	0.1538	0.1538	0.1538	0.1538	0.1538	

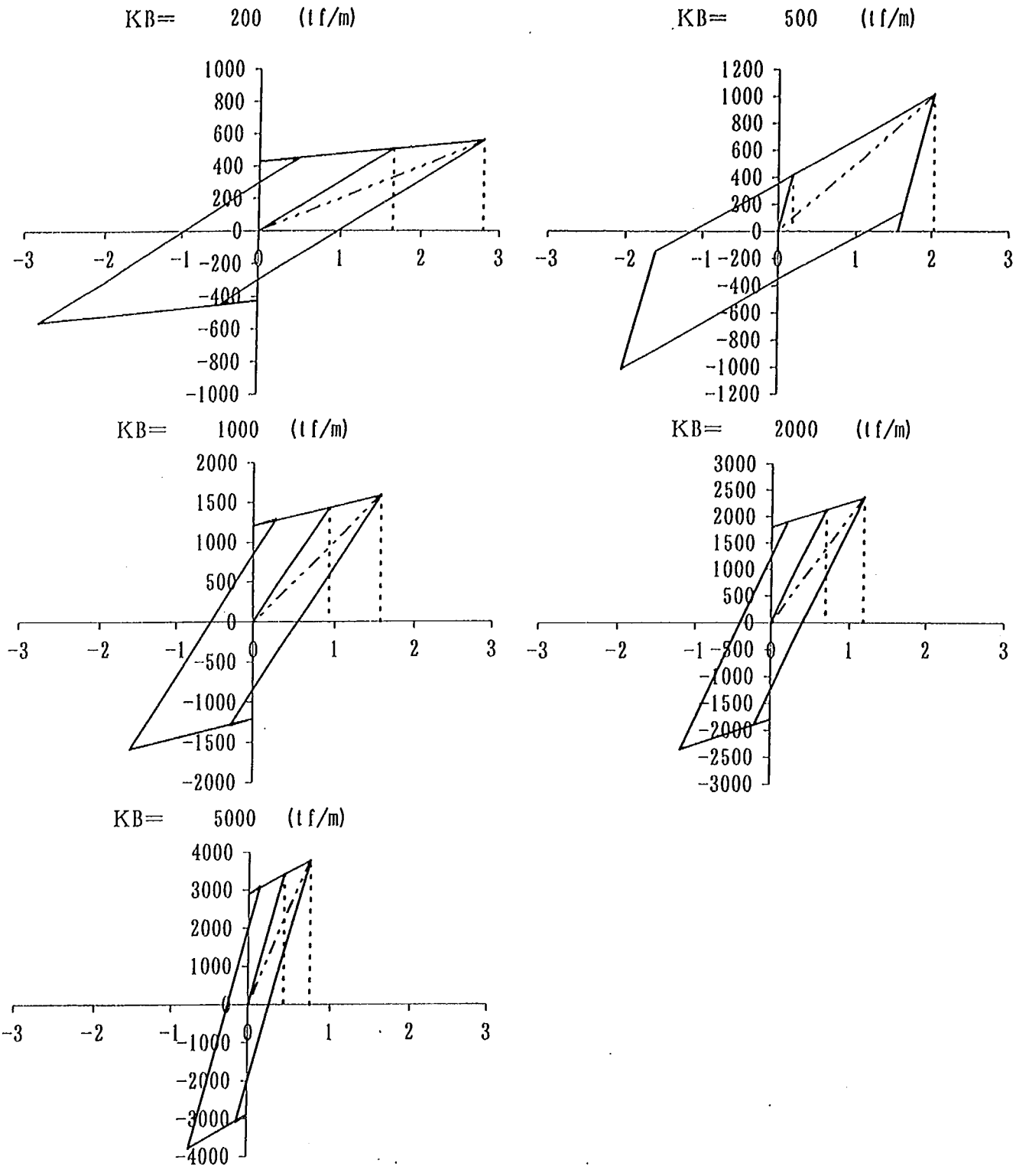


図-2.1.6　各ケースについて設定したバイリニア履歴曲線

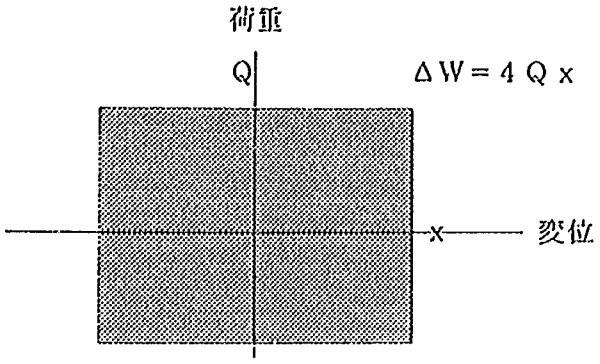


図-2.1.7　摩擦ダンパーの吸収エネルギー

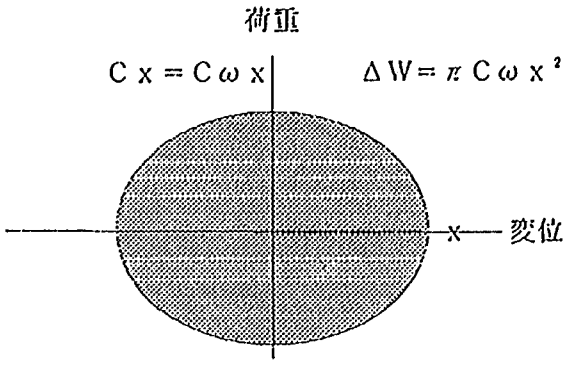


図-2.1.8　粘性ダンパーの吸収エネルギー

x：ダンパーの変位（m）

C：粘性抵抗型ダンパーの粘性係数（tf･sec/m）

ω：固有円振動数（rad/sec）

③　ダンパーがばねとしての剛性を持たないので、ダンパー部分kのひずみエネルギーE_{ik}は、ゼロとする。

クーロン摩擦型ダンパーの摩擦反力を変化させながら設定した各ケースについて、式（2.1.1）の各項に与えた数値と、1次モードの減衰を計算した結果を表-2.1.4に、粘性抵抗型ダンパーの粘性係数を変化させながら設定した各ケースについて計算した結果を表-2.1.5に示す。

クーロン摩擦型ダンパーの摩擦反力を変化させながら設定した各ケースについて、摩擦反力と全体構造系の減衰定数の関係を図-2.1.11 に、粘性抵抗型ダンパーの粘性係数と全体構造系の減衰定数の関係を図-2.1.12 に示す。

5）主塔基部にたわみ型ダンパーを設置した場合

塔の下端部分に、例えば低降伏点鋼材を利用するたわみ型ダンパーを設けた場合について計算を

表-2.1.4　クーロン摩擦型ダンパーの摩擦反力と減衰定数の計算諸元

Q(tf)	ΔEik	hi
0	0	0.0200
10	0.1027	0.0230
20	0.2054	0.0259
50	0.5136	0.0349
100	1.0272	0.0497
200	2.0545	0.0794
500	5.1362	0.1686
1000	10.272	0.3171

ここで

ΔEij＝　0.6914

Eij　＝　34.572

表-2.1.5　粘性抵抗型ダンパーの粘性係数と減衰定数の計算諸元

C(tf･sec/m	ΔEik	hi
1	0.0009	0.0200
5	0.0047	0.0201
10	0.0095	0.0203
20	0.0189	0.0205
50	0.0473	0.0214
100	0.0946	0.0227
200	0.1891	0.0255
500	0.4729	0.0337
1000	0.9457	0.0474
2000	1.8914	0.0747

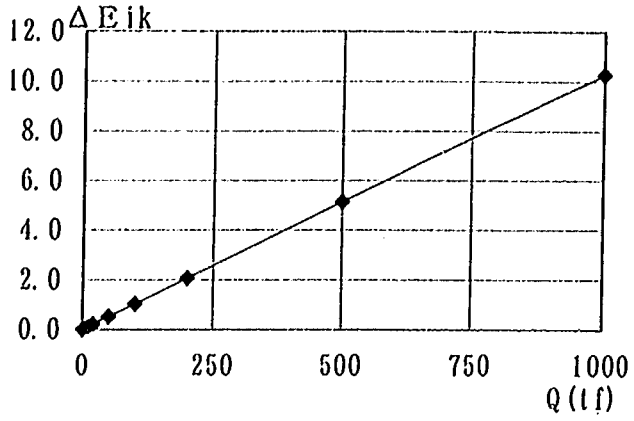


図-2.1.9　摩擦ダンパーの吸収エネルギー

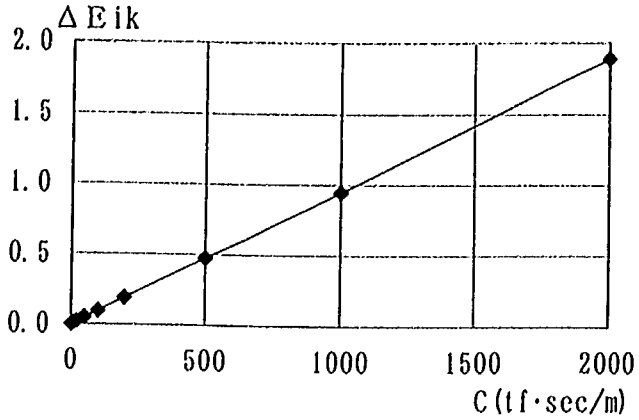


図-2.1.10　粘性ダンパーの吸収エネルギー

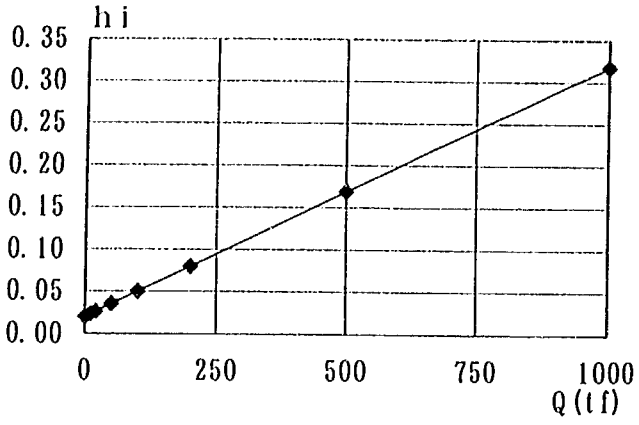


図-2.1.11　摩擦ダンパーの降伏荷重と減衰定数

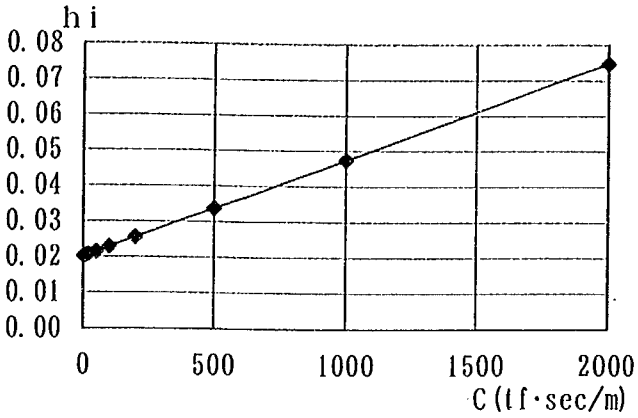


図-2.1.12　粘性ダンパーの粘性係数と減衰定数

行った。

たわみ型ダンパーの、たわみ角度と等価剛性の関係を図-2.1.13 に、たわみ角度と等価減衰定数の関係を図-2.1.14 に示す。

これによる計算結果として回転角とひずみエネルギーの比率，最大応答変位，断面力および支承部の水平反力を以下の図-2.1.15 から図-2.1.18 に示す。

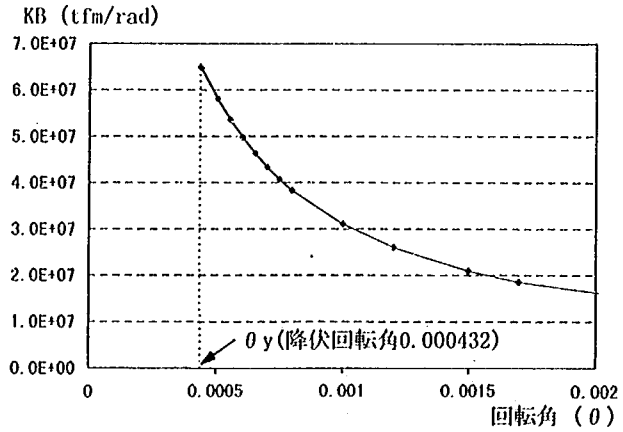


図-2.1.13　塔下端のたわみ角度と等価剛性の関係

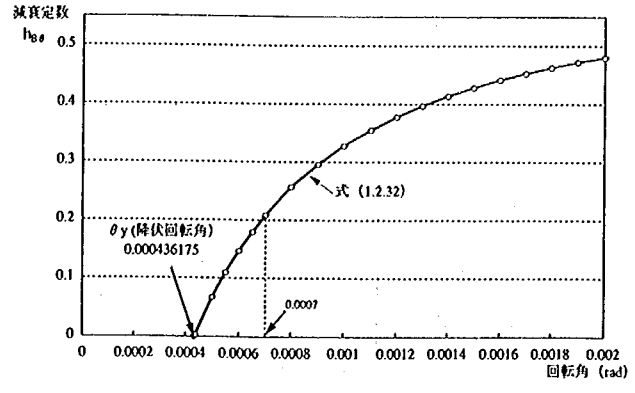


図-2.1.14　塔下端のたわみ角度と等価減衰定数の関係

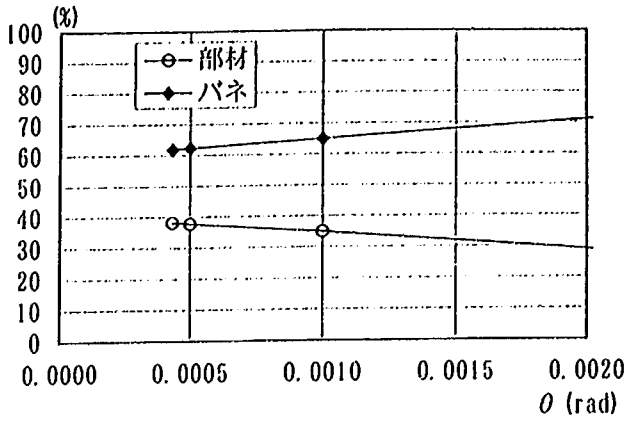


図-2.1.15　回転角とひずみエネルギー

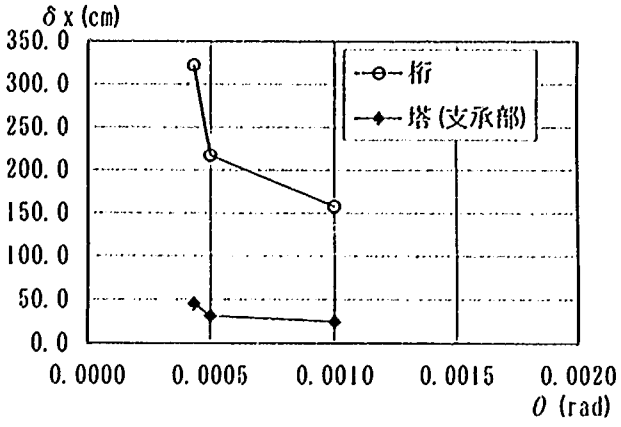


図-2.1.16　応答変位

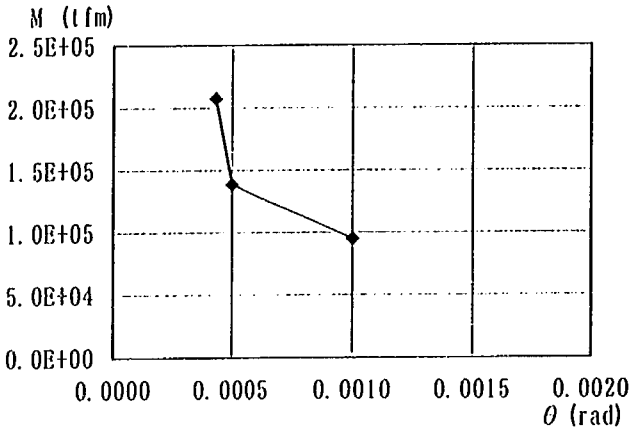


図-2.1.17　塔下端の曲げモーメント

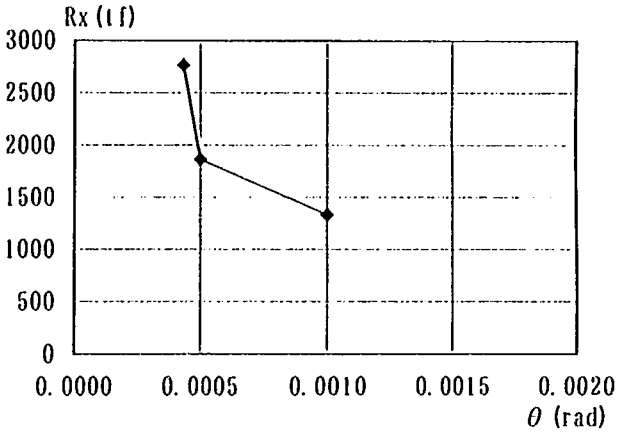


図-2.1.18　塔支承部の水平反力

＜研究担当＞　(株)大林組，鹿島建設(株)，石川島播磨重工業(株)，
(株)オリエンタルコンサルタンツ，(株)建設技術研究所，日本技術開発(株)，
八千代エンジニヤリング(株)，パシフィックコンサルタンツ(株)

参考文献

前原　康夫，太田　精一，御園生　静栄：
免震橋の減衰評価法の研究、土木学会第51回年次講演会（予定　第１部門）

2. 2　最適ダンパー配置

(1) 開発の背景と目的

斜張橋、吊橋など長大橋において耐震性向上のため減衰付与による免震化を計る場合、以下の理由により従来の免震橋に比べてダンパーなどの免震装置も大規模になる。

- 橋梁の規模が大きい
- 従来の耐風性向上用ダンパーに比べ、耐震性向上のためにはダンパー設置により得られる減衰比も５％程度以上と大きな値が必要である

そこで最小のコスト条件で免震化の効果を最大化することが望ましい。そのためには、最小の減衰係数（規模）で必要な減衰比を得る免震装置の配置の最適化を行うことが必要である。本研究では、この手法の開発を目的とする。

(2) 開発項目と内容

以下に示す項目について開発を行う。

１）他分野での最適ダンパー配置法の調査

建築・機械工学の分野での最適ダンパー配置法に関する考え方を調査し、本研究への適用性を検討する。

２）最適ダンパー配置法の基本方針

上記調査結果を踏まえて最適ダンパー配置法の基本方針を策定する。

３）モデル橋選択と耐震性についての問題点抽出

検討対象モデル橋（複数形式）を選択する。これら選択した各形式のモデル橋について非免震の状態で耐震解析を行い、各形式における免震装置配置のための参考に供する。

４）配置法検討

モデル橋（複数形式）について免震装置の設置位置・設置方法などによる制約を考慮しながら、上記免震装置の配置案を複数設定する。これを複数種類の免震装置について行う。

５）有効性検討

上記の配置案に対する減衰性能を求め、橋梁形式と採用免震装置との各組合わせについて各々最も減衰性能の高い配置（最適ダンパー配置）を決定する。

６）最適ダンパー配置法のまとめ

前記検討手順を見直し、最も効率的な手順方法を求める。

(3) 開発の工程

表-2.2.1に示す工程に沿って開発を進める。

(4) 平成７年度の研究成果

１）免震装置の配置法検討に関する研究成果

表-2.2.1　研究工程

研究項目	平成５年度	平成６年度	平成７年度
研究対象の各種調査	←→		
基本方針策定	←→		
モデル橋選択と耐震性問題点抽出		←→	
免震装置の配置法検討		←→	
有効性検討			←→
まとめ			←→
今後の課題の整理			←→

前年度の研究成果を受け、高橋脚橋、斜張橋に対してより詳細な検討を行った。また吊橋に対しては具体的な検討を行い、免震装置の最適配置法を開発した。

a）高橋脚橋

ア）検討項目

ＰＣラーメン橋はマスダンパーや構造系の変更による免震化を除けば、ダンパーの設置位置は桁端にほぼ限定される。桁端にダンパーを設ける場合でもダンパーの効果を大きくすれば橋脚の断面力は減少するが、橋台に作用する水平力は増大する。そのため橋梁全体としての経済性や耐震性を考慮したダンパーを設置すべきである。

前年度までの解析は地震規模を震度法レベルとして、ダンパーの粘性係数や等価バネ定数をパラメータとした弾性応答解析を行った。ここでは前年度と同様の４径間連続ＰＣラーメン橋を対象とし、大規模地震を想定した検討を行った。なお橋脚の曲げ降伏を超えるような地震動を想定しており、解析は橋脚の非線形性を考慮した動的解析とした。

モデル化から最適化の検討までの流れを図-2.2.1に示す。なお入力地震動についてはＬ２レベルを用いた。これは、「3.3高橋脚橋梁の免震」で検討を行った結果、このような長周期の橋梁ではＬ３レベルよりＬ２レベルの方が最大応答値が大きくなることを確認したためである。

イ）簡易解析モデルと非線形バネ

ダンパーをパラメータとした弾塑性地震応答解析を行うため、できる限り簡略化した１自由度系モデルを用いて検討することとした。弾性時の固有振動数は、「3.3高橋脚橋梁の免震」で多質点系モデルによる非免震時の結果が得られており、それをもとに図-2.2.2に示すような１自由度系の簡易モデルを作成した。また橋脚の非線形バネは図-2.2.2に示すように地震力方向に震度法と同じ荷重を載荷した静的な弾塑性解析によって荷重と変位をトリリニアの関係として求めた。橋脚の配筋は、「3.3高橋脚橋梁の免震」に示してあるものと同様である。

本橋梁は免震化により橋梁の減衰が５％程度に増加すると仮定して、動的解析により設計を行った。

上部構造の最大応答加速度は約 70galであった。一方、静的弾塑性解析によりＰ１橋脚下端が降伏に達するときの震度は 0.092であり、降伏時の上部構造変位は 35.76cmであった。

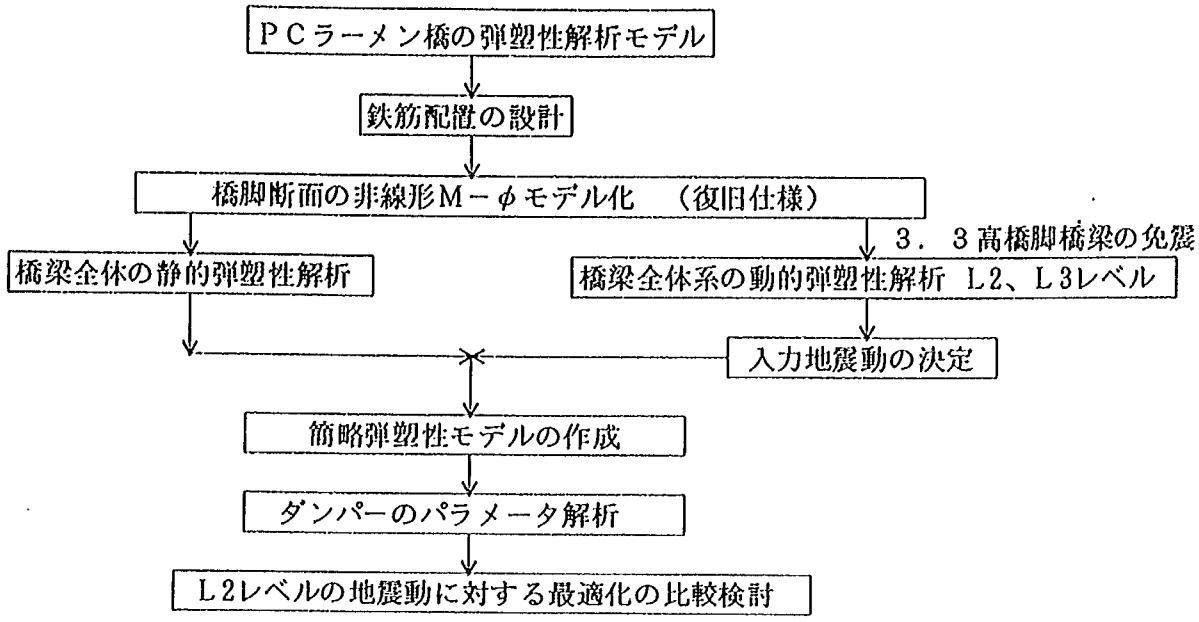


図-2.2.1　検討フロー

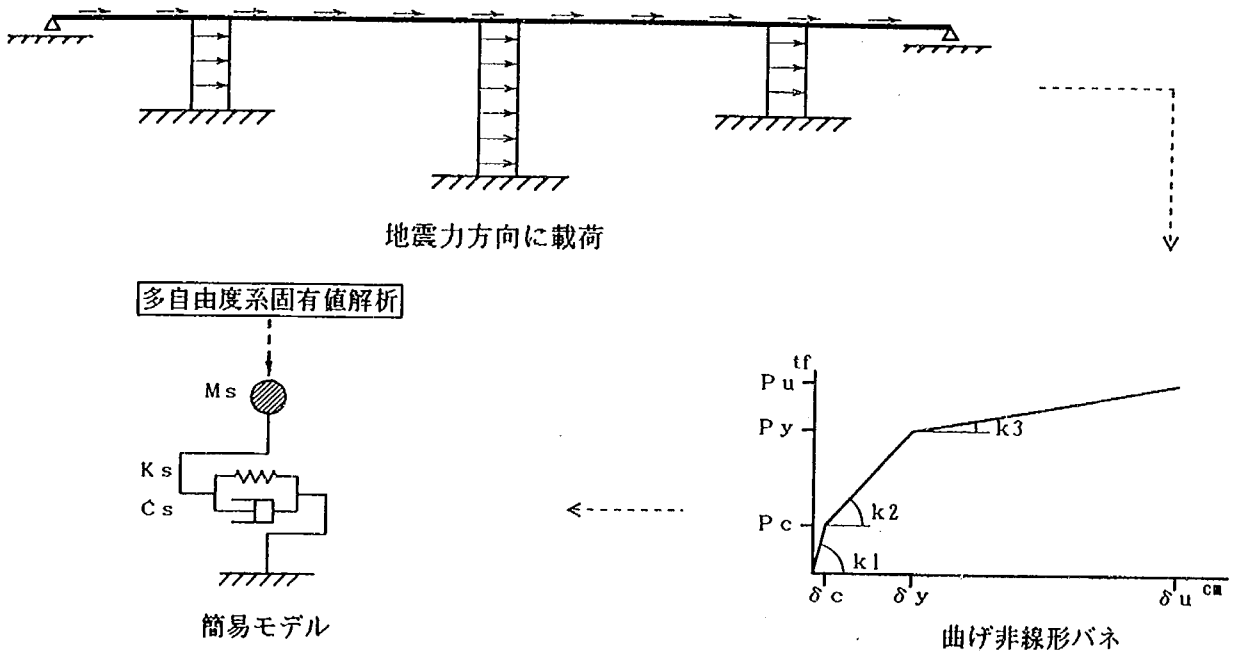


図-2.2.2　簡易モデルの考え方

ウ）パラメータ解析結果

非免震の場合と粘性ダンパーの減衰係数を8～80tf・sec/cmに変化させて解析した。この時の橋脚の減衰定数は１％とし、非線形曲げバネの履歴は武藤型を用いた。

図-2.2.3および図-2.2.4に上部構造の最大応答加速度と変位を示す。図には前年度に行った震度法レベルでの解析結果も示した。非免震時の応答加速度はＬ２レベルの入力でも約120galであり震度法レベルの結果と大差はない。これは前述のように本橋梁の降伏耐力が小さく、橋脚が塑性化すれば加速度が頭打になり、耐力以上の慣性力が作用しないためである。その時の橋脚の塑性率は図

-2.2.5に示すように 3.0となる。一方、免震化するとダンパー設置により橋台が慣性力に抵抗するため、粘性係数の増加につれて応答加速度が増加する。しかし応答変位は橋台の抵抗により粘性係数が大きくなれば減少する。

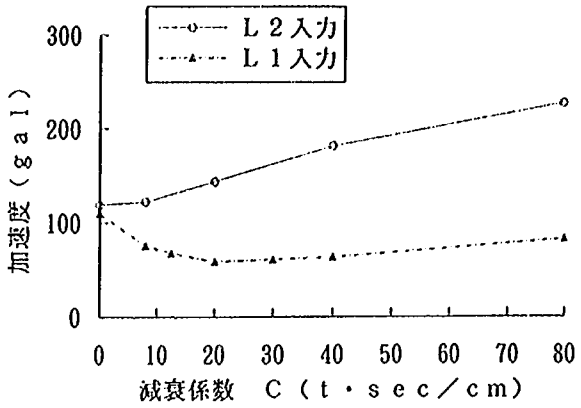


図-2.2.3　上部構造の最大応答加速度

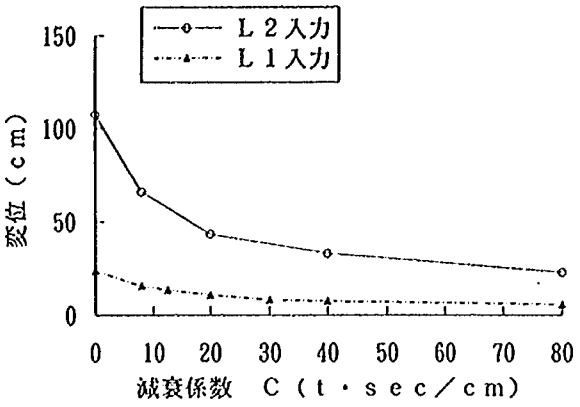


図-2.2.4　上部構造の最大応答変位

図-2.2.5および図-2.2.6はダンパーの粘性係数による橋脚の塑性率と下部構造への水平力の変化を示す。本橋梁については、非免震の場合に橋脚の塑性率が 3.0となり、橋脚を塑性化させないためには35tf・sec/cm以上のダンパーの粘性係数が必要である。

また図中の下部構造に作用する水平力について橋台は１基当たりの値であり、橋脚は３基（Ｐ１～Ｐ３）全体分の 1/2の値になる。橋台に作用する水平力については震度法レベルでの検討結果も示した。橋脚が塑性化しない限界の減衰係数 35tf・sec/cmでは橋台に作用する水平力は約3200tfである。橋台を可動沓として設計した場合に比べて橋台の寸法が大幅な変更とならないためには、上部構造慣性力を600tf程度以下にする必要となる。ただし、これは震度法での許容値の場合であり、大規模地震のような限界状態ではそれ以上の慣性力が負担可能であるが、前述の3200tfでは橋台はかなり大規模なものとなる。

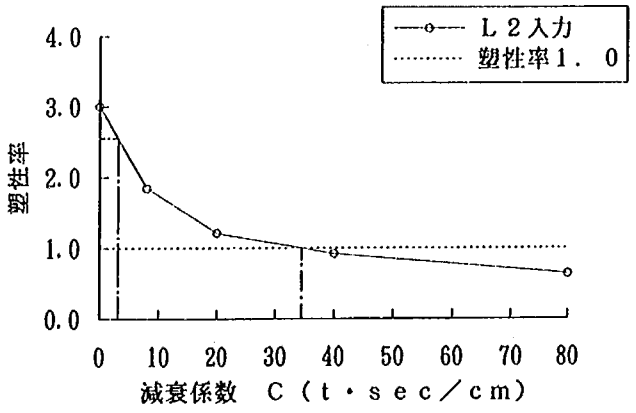


図-2.2.5　橋脚の塑性率

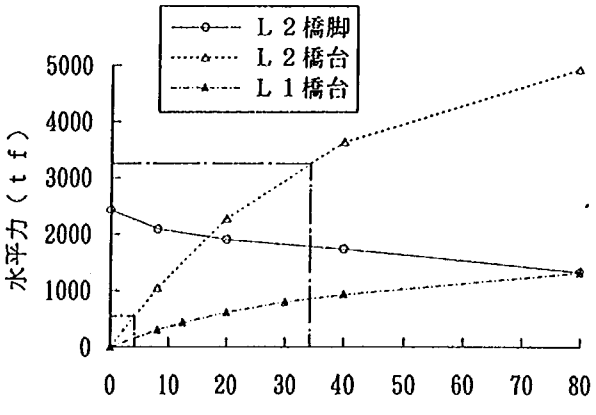


図-2.2.6　下部構造に作用する水平力

エ）大規模地震での最適減衰値

前年度までの検討では、震度法レベルの地震に対する粘性ダンパーの最適値は橋脚の配筋や橋台に作用する水平力に着目すれば、減衰係数8～20tf・sec/cmの範囲内に最も経済的な最適減衰値があることが分った。一方、大規模地震で橋脚を塑性化させないためには、震度法の最適ダンパーよりも大きな減衰係数35tf・sec/cmの粘性ダンパーが必要である。

震度法レベルでは、免震化により上部構造の加速度や橋脚の曲げモーメントを非免震の５～６割に低下させることができるが、Ｌ２レベルではダンパーを設けることで橋脚の耐力以上の慣性力が生じ、剛性の大きい橋台に大きな慣性力が作用する。

本橋梁は免震化により減衰定数が５％程度になったとして動的解析により設計を行った。減衰を５％にするためのダンパーの減衰係数は4tf・sec/cmである。Ｌ２レベルの解析では、この減衰係数で橋台には約500tfの水平力が作用し、橋台の耐震性は問題がない。一方、橋脚には塑性化が生じ、その塑性率は約2.5となる。

このように大規模地震では橋脚を降伏程度に抑え、かつ橋台が大規模とならないようなダンパーの配置は不可能である。また震度法レベルの地震動だけから最適なダンパーを決定すれば、大規模地震で橋台の耐震性が問題となる。

ｂ）斜張橋

ア）検討項目

前年度は地震外力をＬ１レベル（震度法）と想定し、ダンパーをバイリニア型と仮定して簡易解析モデルおよびダンパーの配分法について検討を行い、最適ダンパー配置に関する簡略方法を提案した。

今年度は以下の項目について検討した。

① 地震外力をＬ２（保有水平耐力法）レベル、Ｌ３（兵庫県南部地震）レベルとした場合の簡易解析モデルの適用性の検討

② 提案した配分法を履歴型ダンパーにも適用可能とするため、ダンパー特性値として一次剛性K_1を等価剛性K_Bに置換えた場合の配分法の再検討

③ スパンを変えた場合（170および320m）の配分法の妥当性の検討

④ スパン 250mのモデル橋を対象に、Ｌ３レベルの巨大地震に対し、本研究で開発した超塑性ラバーダンパーを用いた場合の最適配置試設計

イ）簡易モデルの検証

対象橋梁として中間支点のみにダンパーを設置するスパン長250mの斜張橋（図-2.2.7）をとり、簡易解析モデルとして３節点モデルをとった（図-2.2.8）。

保有水平耐力レベル（Ｌ２レベル）のＩ種地盤用および兵庫県南部地震神戸気象台で記録した地震外力（Ｌ３レベル）を用い、ダンパーの一次剛性K_1をパラメータに応答スペクトル解析を行った。図-2.2.9に主要応答値のフローチングタイプに対する低減率とダンパーとの一次剛性K_1の関係を示す。図より、提案した簡易解析モデルはＬ２／Ｌ３レベルのような大規模地震に対しても詳細モデルとほぼ一致する傾向を示し、ダンパー総量の設定には十分な精度を有していることが分った。

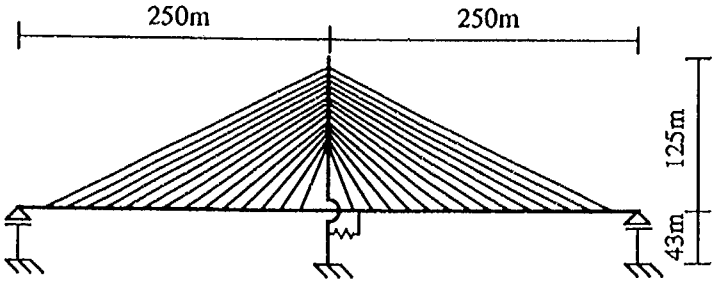


図-2.2.7　スパン長250mの検討対象橋

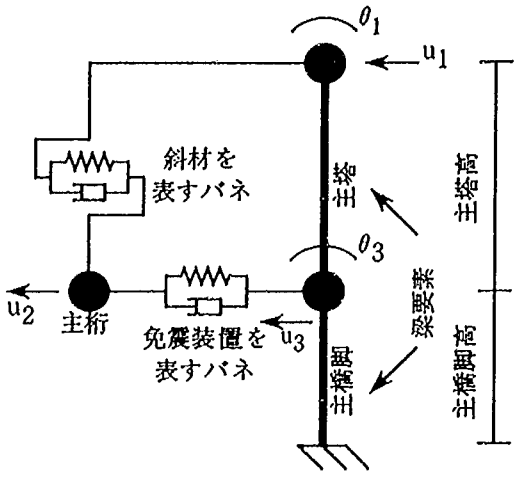
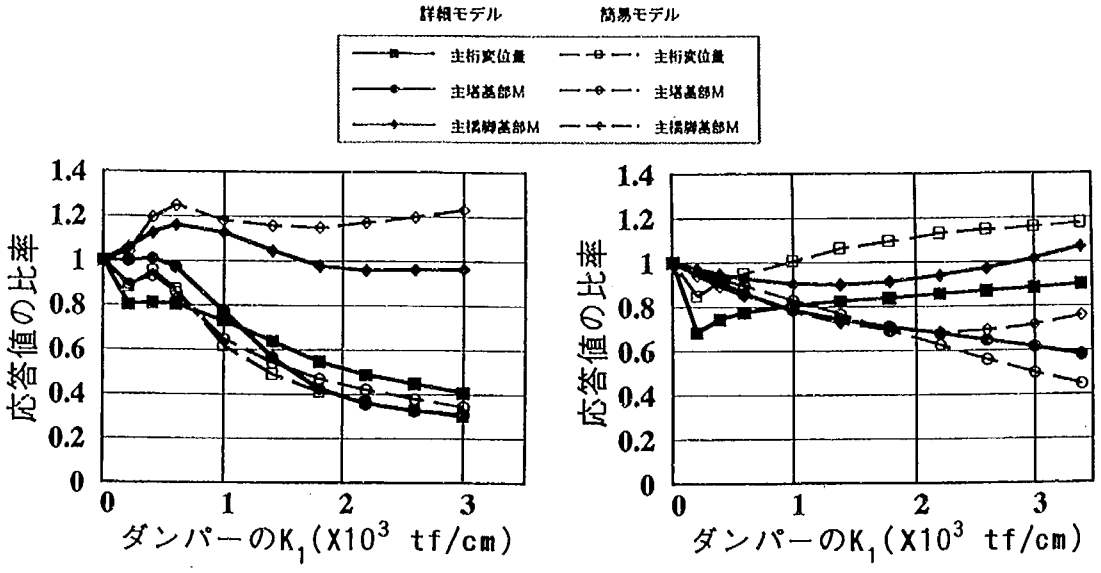


図-2.2.8　3節点簡易解析モデル



(a) L 2 レベル　　(b) L 3 レベル

図-2.2.9　主要応答値の低減率とダンパーの一次剛性の関係

詳細については、「3. 4斜張橋への利用」に示した。

ウ）配分法の再検討（L 1 レベル）

前年度ではダンパーをバイリニア形($u_y = 1$ cm, $K_2 = K_1/6$)にモデル化して動解析を実施した。この解析により主橋脚と端橋脚の剛性比およびダンパーの一次剛性比をパラメータにとり、主要応答値および最適総ダンパー量（ΣK_1で表す）の変化について、次のような結果を得た。

① ダンパーを多点配置する場合のΣK_1の最適値は、主橋脚のみに設ける場合の値に対して式（2.2.1）の補正値αをかけて求める。

$$(\alpha - 1)^2 = 0.25 \cdot K_{1e}/K_{1m} \qquad (2.2.1)$$

② ダンパーの最適配分率K_{1e}/K_{1m}は橋脚の剛性比や主橋脚剛性には大きく依存しない。したがってダンパーの最適配分率は端橋脚剛性および耐荷力より求める。

上記の検討結果を一般的な履歴型ダンパーに適用する場合、ダンパーのモデル化においてバイリ

ニア形の一次剛性K_1を等価剛性K_Bへ変換する必要がある。そこで前年度で検討した各ケースのK_Bに着目し、ΣK_Bと応答低減率R_mの関係、K_{Be}/K_{Bm}とK_{1e}/K_{1m}の関係などを求め、配分法の適用性を検討した。

検討対象橋としては支間長の異なる2タイプをとった。すなわちスパン320mと170mのモデル橋（図-2.2.10, 図-2.2.11）を対象とした。なお対象橋の主桁の幅員およびケーブルの間隔は前年度の検討に用いたスパン250mのモデル橋と同一である。

表-2.2.1に実施した解析ケースとダンパーの最適特性値を示す。解析結果から以下が分った。

① K_{Be}/K_{Bm}の値はK_{1e}/K_{1m}の値とほぼ同じであり、その最適値は橋脚の剛性比や主橋脚剛性に関係しない。したがってK_{Be}/K_{Bm}の値をダンパーの配分比と設定して妥当である。

② 例外（スパン 320mの結果の一部）を除き、最適総等価剛性ΣK_Bはダンパーの配分比のみに影響される。したがって最適総等価剛性は昨年度の結果と同様、ダンパーを主橋脚のみに設ける場合の最適値に対して式（2.2.2）の補正値αをかけて求める（図-2.2.12)。

$$(\alpha-1)^2 = 0.25 \cdot K_{Be}/K_{Bm} \qquad (2.2.2)$$

③ 一般的な設計範囲内である$K_{Be}/K_{Bm}<0.25$の場合では、ダンパーの等価減衰定数h_{Be}、h_{Bm}および支承変位u_{Be}、u_{Bm}はダンパーを主橋脚のみに設ける場合と大差がない。

以上から、下記にダンパー配分法を提案した。（試設計例をマニュアルの参考資料－3に示した。）

① 主橋脚のみへのダンパー配置の場合のダンパーの最適形状（断面積Aおよび厚さt）を簡易解析モデルを用いて決定し、K_Bの値を算出する。

② 端橋脚剛性および耐荷力よりダンパーの配分率K_{Be}/K_{Bm}を決める。

③ 上記の配分比より式（2.2.2）による補正係数αを求め、最適な総ダンパー量αK_B値を算出し、下式によって配分する（端橋脚に対しては式(2.2.3)、主橋脚に対しては式（2.2.4)。

	E(tf/m^2)	A(m^2)	I(m^4)	W(tf/m^3)
主桁	3.1 X 10^6	23.8	23.8	3.31
主塔	3.3 X 10^6	51.0	275.5	2.48
主橋脚	2.8 X 10^6	132.9	1817.7	2.57
ケーブル	2.0 X 10^7	0.0499	－	7.94

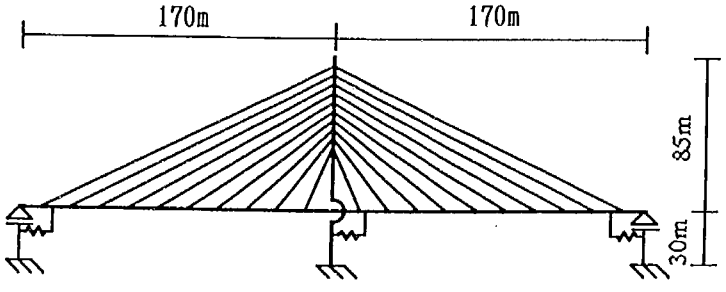


図-2.2.10　スパン320mモデル橋

	E(tf/m^2)	A(m^2)	I(m^4)	W(tf/m^3)
主桁	3.1 X 10^6	23.6	23.3	3.23
主塔	3.3 X 10^6	75.4	533.9	2.64
主橋脚	2.8 X 10^6	278.1	4175.0	2.53
ケーブル	2.0 X 10^7	0.0499	－	7.94

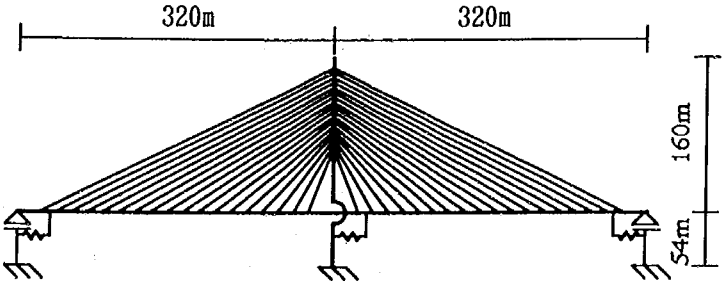


図-2.2.11　スパン170mモデル橋

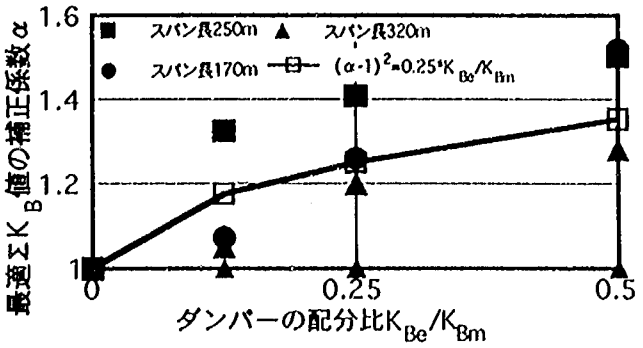


図-2.2.12　最適ΣK_Bの補正係数αとダンパー配分比の関係

表-2.2.1a　解析ケースとダンパーの最適特性値

スパン長(m)	I_e/I_m	I_m (m^4)	K_{1e}/K_{1m}	ΣK_1の最適値	R_m	ΣK_B (tf/cm)	h_{Bm} (%)	h_{Be} (%)	u_{Bm} (cm)	u_{Be} (cm)	K_{Be}/K_{Bm}
250	0.50	3119	0.00	800	0.70	231.52	23.4	0.0	9.7	0.0	0.000
			0.125	1000	0.64	306.93	24.7	23.9	8.4	8.9	0.122
			0.25	1050	0.61	326.04	24.7	24.3	8.1	8.5	0.245
			0.50	1100	0.57	348.27	25.1	24.8	7.8	8.1	0.496
		3119	0.00	800	0.65	228.00	23.0	0.0	10.1	0.0	0.000
		*0.5	0.25	1000	0.55	303.70	24.4	23.4	8.5	9.5	0.237
			0.50	1100	0.50	342.35	25.1	24.2	7.9	8.6	0.481
		3119	0.00	800	0.78	231.52	23.4	0.0	9.4	0.0	0.000
		*2.0	0.25	1050	0.71	328.75	24.8	24.8	8.0	7.9	0.250
			0.50	1100	0.68	352.31	25.2	25.1	7.7	7.6	0.503
	0.25	3119	0.00	800	0.70	231.52	23.4	0.0	9.7	0.0	0.000
			0.25	1050	0.61	326.04	24.7	24.3	8.2	8.6	0.245
			0.50	1100	0.58	348.27	25.1	24.8	8.0	8.0	0.496
	0.75		0.00	800	0.70	231.52	23.4	0.0	9.7	0.0	0.000
			0.25	1050	0.61	326.04	24.7	24.3	8.1	8.5	0.245
			0.50	1100	0.57	348.10	25.2	24.7	7.8	8.0	0.492
	1.00		0.00	800	0.70	231.52	23.4	0.0	9.7	0.0	0.000
			0.25	1050	0.61	326.04	24.7	24.3	8.1	8.5	0.245
			0.50	1100	0.57	348.10	25.2	24.7	7.8	8.0	0.492
170	0.50	1818	0.00	1125	0.68	431.01	27.0	0.0	5.6	0.0	0.000
			0.125	1200	0.61	462.44	27.6	26.5	5.3	5.9	0.118
			0.25	1350	0.56	542.87	27.4	26.8	4.9	5.4	0.236
			0.50	1550	0.51	655.57	27.1	27.0	4.5	4.8	0.481
		1818	0.00	1125	0.64	410.71	26.7	0.0	5.9	0.0	0.000
		*0.5	0.25	1350	0.52	529.95	27.4	26.7	5.0	5.6	0.231
			0.50	1450	0.46	591.62	27.0	27.0	4.8	5.2	0.478
		1818	0.00	1125	0.71	431.01	27.0	0.0	5.5	0.0	0.000
		*2.0	0.25	1300	0.61	522.22	27.1	26.9	5.0	5.2	0.244
			0.50	1550	0.56	663.93	27.1	26.9	4.5	4.6	0.493
	0.25	1818	0.00	1125	0.68	431.01	27.0	0.0	5.6	0.0	0.000
			0.25	1350	0.56	541.09	27.4	26.9	5.0	5.3	0.240
			0.50	1550	0.51	655.61	27.1	26.9	4.6	4.7	0.495
	0.75		0.00	1125	0.68	431.01	27.0	0.0	5.6	0.0	0.000
			0.25	1350	0.56	542.87	27.4	26.9	4.9	5.4	0.236
			0.50	1550	0.51	655.57	27.1	27.0	4.5	4.8	0.481
	1.00		0.00	1125	0.67	431.01	27.0	0.0	5.6	0.0	0.000
			0.25	1350	0.56	542.87	27.4	26.8	4.9	5.4	0.236
			0.50	1550	0.50	655.57	27.1	27.0	4.5	4.8	0.481

表-2.2.1b 解析ケースとダンパーの最適特性値

スパン長(m)	I_e/I_m	I_m (m^4)	K_{1e}/K_{1m}	ΣK_1の最適値	R_m	ΣK_B (tf/cm)	h_{Bm} (%)	h_{Be} (%)	u_{Bm} (cm)	u_{Be} (cm)	K_{Be}/K_{Bm}
320	0.50	4175	0.00	800	0.76	212.30	21.2	0.0	12.1	0.0	0.000
			0.25	800	0.69	215.06	21.4	21.4	11.7	11.6	0.251
			0.50	800	0.66	213.70	21.1	21.2	11.7	11.7	0.500
		4175 *0.5	0.00	700	0.69	177.05	19.6	0.0	13.9	0.0	0.000
			0.125	725	0.63	186.10	20.3	19.2	13.1	14.2	0.124
			0.25	800	0.59	212.56	21.4	20.6	11.9	12.9	0.245
			0.50	850	0.55	227.04	21.7	20.9	11.5	12.2	0.488
		4175 *2.0	0.00	800	0.85	212.30	21.2	0.0	11.9	0.0	0.000
			0.25	800	0.82	216.44	21.5	21.7	11.5	10.9	0.253
			0.50	800	0.81	218.87	21.5	22.1	11.3	10.7	0.513
	0.25	4175	0.00	800	0.76	212.30	21.2	0.0	12.1	0.0	0.000
			0.25	800	0.69	213.80	21.4	21.0	11.9	12.0	0.248
			0.50	800	0.66	214.19	21.1	21.3	11.9	11.9	0.503
	0.75		0.00	800	0.76	212.30	21.2	0.0	12.1	0.0	0.000
			0.25	800	0.69	214.53	21.4	21.2	11.7	11.6	0.249
			0.50	800	0.67	214.77	21.3	21.3	11.6	11.4	0.500
	1.00		0.00	800	0.76	212.30	21.2	0.0	12.1	0.0	0.000
			0.25	800	0.69	214.53	21.4	21.2	11.7	11.6	0.249
			0.50	800	0.66	214.77	21.3	21.3	11.6	11.4	0.500

ここに、

I_e, I_m ：端、主橋脚の断面二次モーメント(m^4)、

K_{1e}, K_{1m} ：端、主橋脚の天端に設置するダンパーの一次剛性(tf/cm)、

ΣK_1 ：各橋脚天端に設置するダンパーの一次剛性のtotal値(tf/cm)で、$\Sigma K_1 = 2K_{1e} + K_{1m}$、

R_m ： 主橋脚基部Mの応答低減率、

h_{Be}, h_{Bm} ：端、主橋脚の天端に設置するダンパーの等価減衰定数(%)、

K_{Be}, K_{Bm} ：端、主橋脚の天端に設置するダンパーの等価剛性(tf/cm)、

ΣK_B ：各橋脚天端に設置するダンパーの等価剛性のtotal値(tf/cm)で、$\Sigma K_B = 2K_{Be} + K_{Bm}$、

u_{Be}, u_{Bm} ：端、主橋脚の天端に設置するダンパーの変位(cm)。

$$K_{Be} = \alpha \cdot K_B/(n+2) \qquad (2.2.3)$$

$$K_{Bm} = \alpha \cdot n \cdot \Sigma K_B/(n+2) \qquad (2.2.4)$$

ここに、$n = K_{Bm}/K_{Be}$、K_Bは①で求めたものである。

④ 各支点に設置するダンパーの等価減衰定数h_{Be}、h_{Bm}および支承変位u_{Be}、u_{Bm}は主橋脚のみに設ける場合の等価減衰定数h_Bと支承変位u_Bにほぼ等しくなるように仮定し、K_{Be}、K_{Bm}、h_{Be}、h_{Bm}、u_{Be}とu_{Bm}により各ダンパーのサイズを決定する。

c）吊橋

ア）モデルの概要

中央径間1020mの中規模吊橋（図-2.2.13)を対象として、ダンパー総量とその配置について検討した。

解析モデルは2次元モデルとし、主桁，塔は梁要素、ケーブル，ハンガーは初期張力を考慮したロッド要素とした。

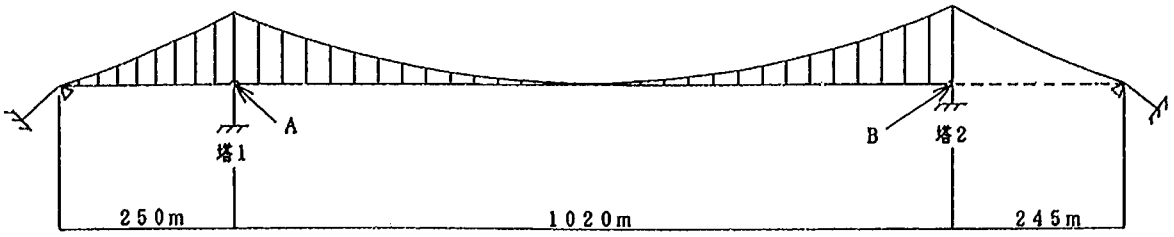


図-2.2.13　モデル図

イ）ダンパー検討フロー

ダンパーの設置場所と諸元を決定したフローを図-2.2.14 に示す。

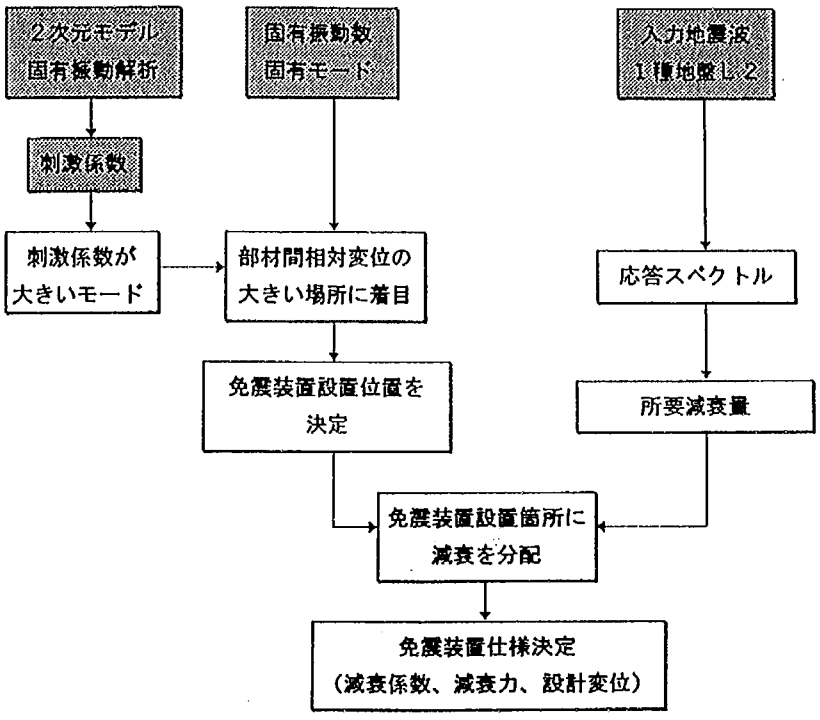


図-2.2.14　免震装置の設計フローチャート

まず、吊橋の２次元モデルを作成し、固有振動解析を行う。30次までのモードについて、橋軸方向の刺激係数βが大きいモードを検討対象とすることにより、地震の影響が大きいと思われるモードを選定した。選定したモードの固有振動解析結果（固有振動数，一般化質量，刺激係数，減衰定数）を表-2.2.3に示す。

効果的にダンパーを設置するために、ダンパーを設置可能と考えられる塔と桁の取り合い部、桁端を対象として、固有モードからモード相対振幅を調べ、相対変位の大きい図-2.2.13 のA，B部にダンパーを設置する。対象とした５次、７次モードを減衰比１％の１自由度系として扱い、第Ⅰ種地盤レベル２の地震波の応答スペクトルより、モード減衰比を10％に増大したときのモードの応答を求める。減衰比１％と10％の各モードの応答を比較したものを表-2.2.4、応答スペクトルの入力地震波形を図-2.2.15、また、５次モードの応答変位波形を図-2.2.16、７次モードの応答変位波形を図-2.2.17 に示す。なお、中央径間の桁の中央をモードの基準とした。

表-2.2.3　固有振動解析結果

ダンパーの有無	ダンパー無し	
モード	5次	7次
固有振動数(Hz)	0.296	0.369
一般化質量(tfs2/m)	16200	2760
刺激係数	0.124	0.761
減衰定数(%)	1	1

表-2.2.4　モード応答比較

モード	5次モード		7次モード	
モード減衰比	1%	10%	1%	10%
最大応答変位(cm)	14.6	9	61.1	48.2
最大応答速度(cm/s)	30.4	20.2	136	112
最大応答加速度(cm/s2)	322	328	332	274

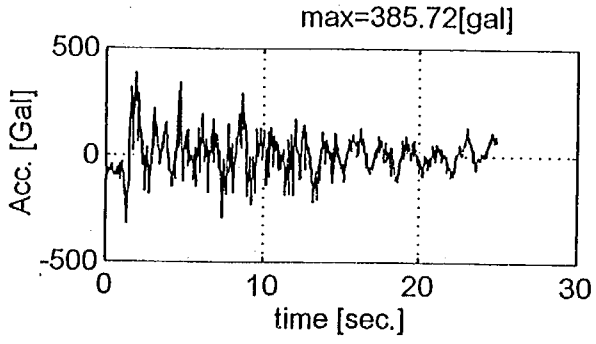
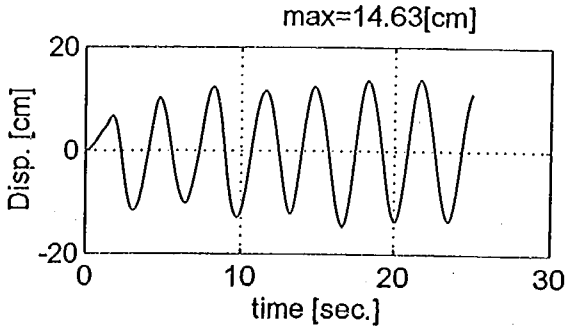
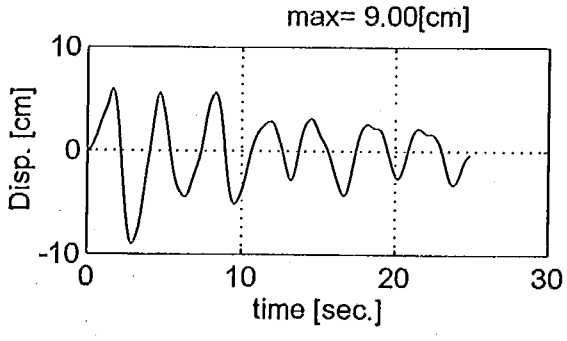


図-2.2.15　入力地震波形

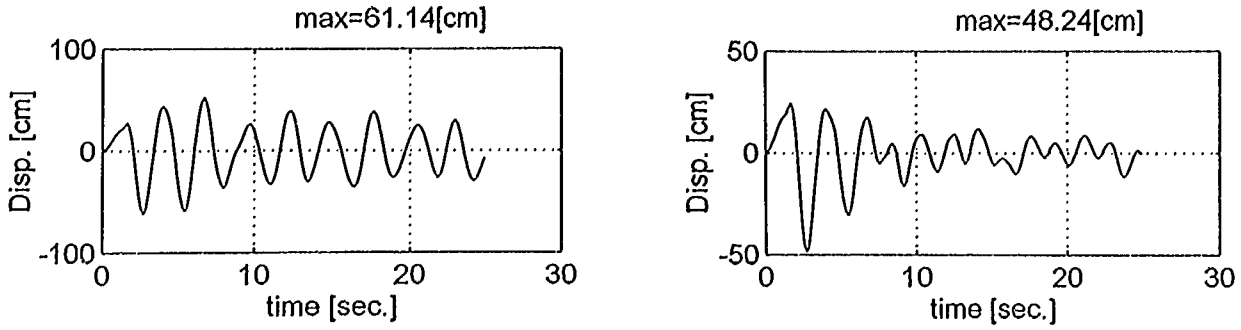


減衰比１％



減衰比10%

図-2.2.16　５次モードの応答変位波形



減衰比１％　　減衰比10%

図-2.2.17　７次モードの応答変位波形

表-2.2.4より、減衰比10%にすることによって、最大応答変位，速度，加速度が低減され、ダンパー設置の効果が予想されることより、免震目標としてモード減衰比を10%に増大するための免震装置を検討することにした。表-2.2.4の結果をダンパー設置箇所に分配し、塔と桁の相対変位よりダンパーのストローク、減衰係数と相対速度よりダンパーにかかる作用力を求めた。結果を表-2.2.5に示す。

表-2.2.5　10%減衰となるダンパー諸量

モード		5次	7次
ストローク(cm)	塔1	7.71	47.9
	塔2	8.8	49.8
作用力(tf)	塔1	553	627
	塔2	631	651
減衰定数(tfs/cm)		32.0	56.1

ウ）ダンパー

本検討ではＬＲＢを用いた。表-2.2.5の10%減衰に必要なダンパーの諸量から、構造系全体で10%減衰を得るために必要な減衰力は１箇所最大で 651tfとなる。ダンパーを３個設置できると仮定すると、１個当たりの減衰力を 200tf程度となる。設計変位を45cmとすると、ダンパーの諸量を表-2.2.6、ダンパーの形状を図-2.2.18 に示す。

エ）応答解析手法

前項までの検討では、各モードを独立に扱っているが、地震波に対するダンパーの効果を検討するため、２次元モデルを対象とした応答スペクトル法による応答解析をダンパー有り、無しの２ケースについて行った。ここで、２ケースとも構造減衰は１%とした。入力地震波は図-2.2.15 に示す第Ｉ種地盤レベル２波を用いた。各モードの応答を図-2.2.19 の応答スペクトルから求め、SRSS法により合成した。

表-2.2.6　ダンパー諸量

ダンパーにかかる水平力(tf)	249
設計変位　(cm)	45
等価剛性　(tf/m)	1519
等価減衰定数(%)	26.1

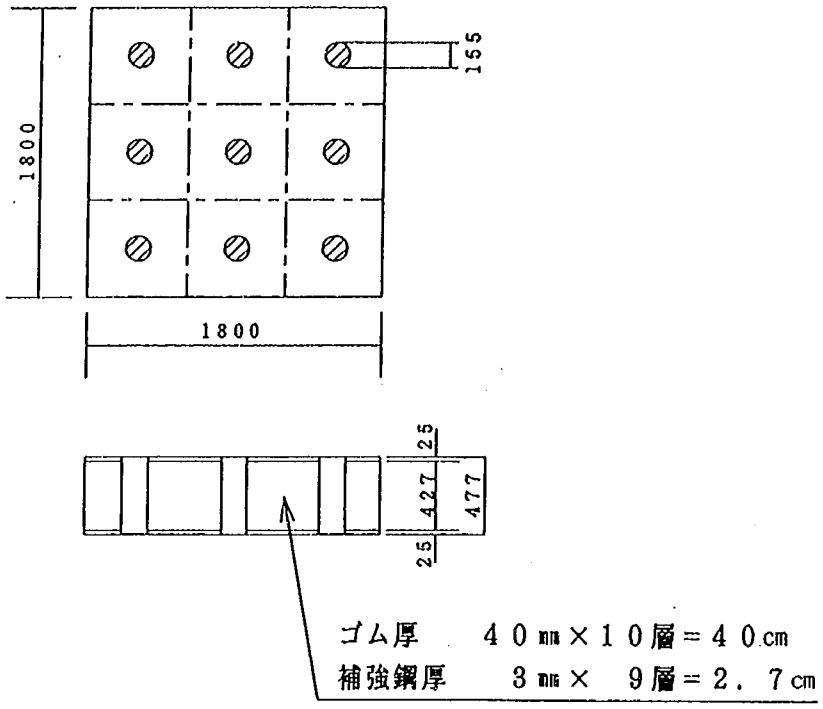


図-2.2.18　ダンパー

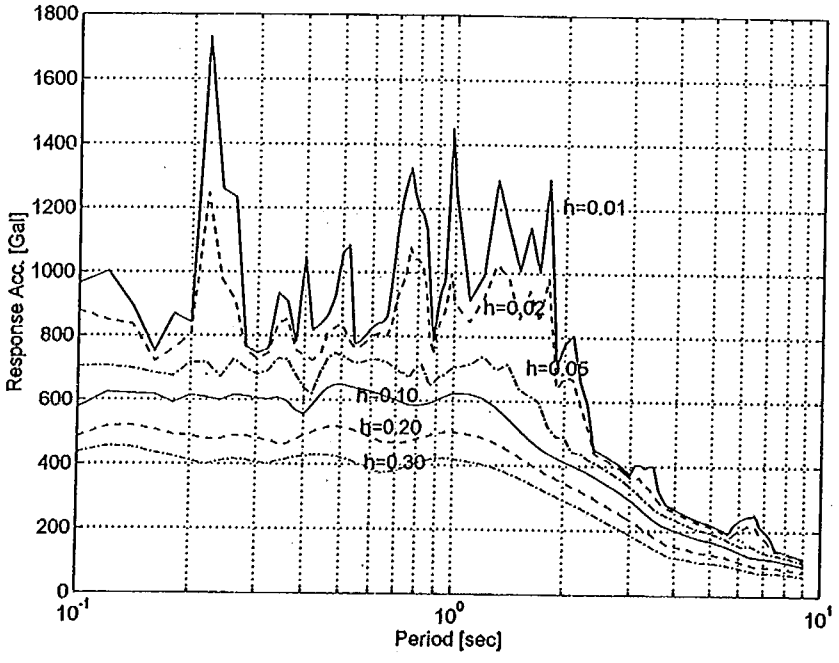


図-2.2.19　加速度応答スペクトル

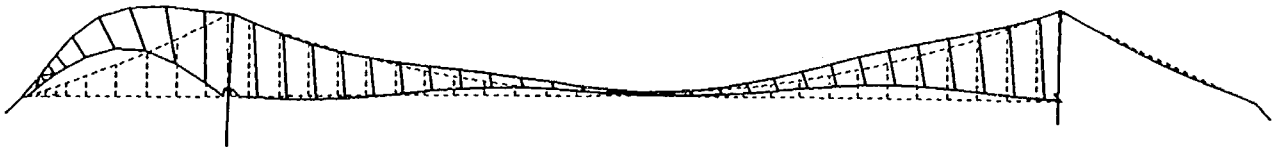
オ）解析結果

ｉ）固有振動解析

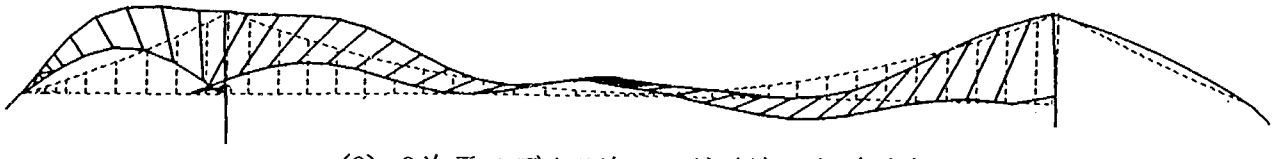
橋軸方向の地震応答に支配的なモードを図-2.2.20 に、固有振動数，一般化質量，刺激係数，減衰定数を表-2.2.7に示す。表-2.2.3と表-2.2.7を比較すると５次モードの固有振動数以外、ダンパーを設置することにより値が変化しているのが分かる。図-2.2.20 よりダンパー有りと無しのモード形を比較すると、５次モードに関してはあまり変化していないが、７次モードでは塔付近でモード形が多少異なる所がある。

表-2.2.7　固有振動解析結果

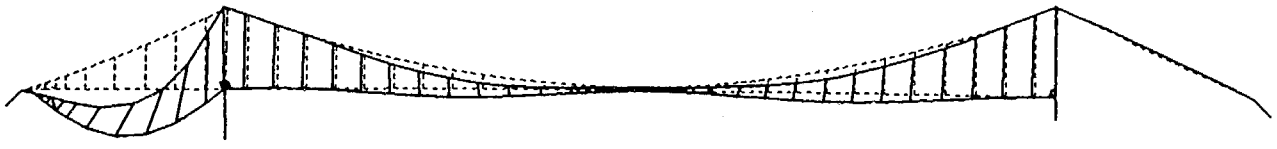
ダンパーの有無	ダンパー有り	
モード	5次	7次
固有振動数(Hz)	0.302	0.439
一般化質量(tfs2/m)	60500	2210
刺激係数	0.034	-1.014
減衰定数(%)	1.36	6.65



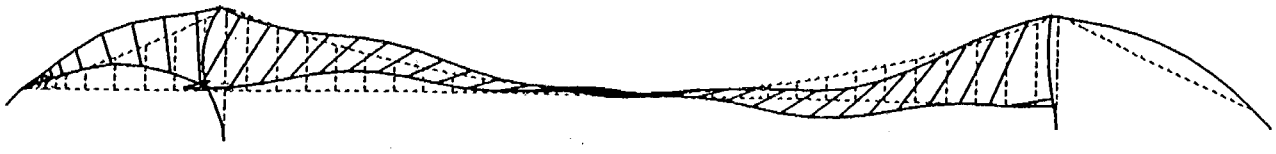
(1) ２次元モデル５次モード（ダンパー無し）



(2) ２次元モデル７次モード（ダンパー無し）



(3) ２次元モデル５次モード（ダンパー有り）



(4) ２次元モデル７次モード（ダンパー有り）

図-2.2.20　モード

ii）最大応答変位

塔１，２，及び桁の最大応答変位を図-2.2.21，2.2.22，2.2.23に示す。

桁では、中央径間で橋軸方向最大応答変位が68cmから56cmとなり、ダンパーの効果が見られたが、側径間ではダンパー無しの値が25cmに対しダンパー有りでは33cmと変位量が増加する。塔と桁の相対変位はダンパーを付けることによって、塔１では22cmから34cmと増加し、逆に塔２では62cmから49cmと減少している。ダンパーの変形量が塔１では38cm、塔２では52cmとなることから、ダンパーを設置することによって塔と桁の橋軸方向の相対変位が平均化されたものと考えられる。塔に関しては、塔１ではダンパーの効果が大きく、最大応答変位が70cmから35cmと半減し、塔２では最大応答変位が30cmから26cmとなり、あまりダンパーの効果が見られない。

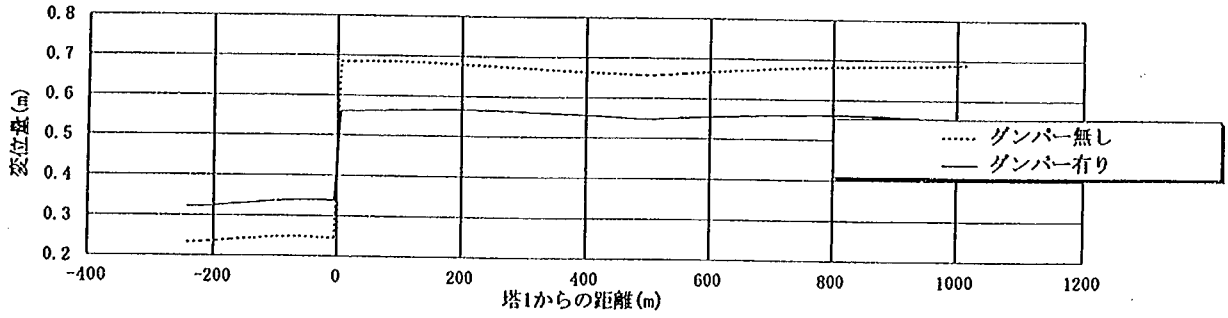


図-2.2.21　桁１の橋軸方向最大応答変位

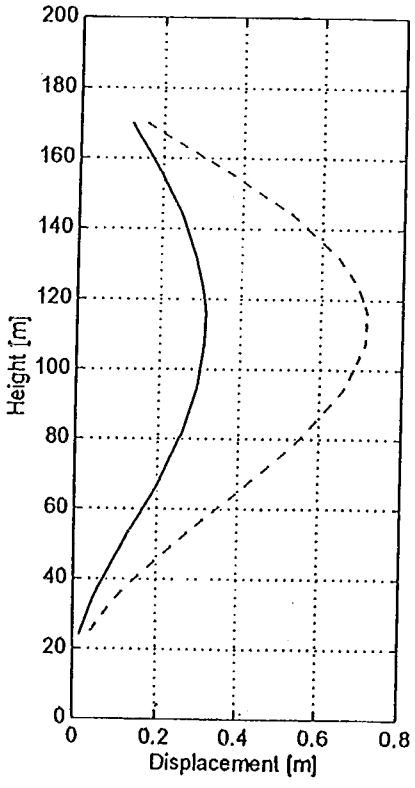


図-2.2.22　塔１の橋軸方向最大応答変位

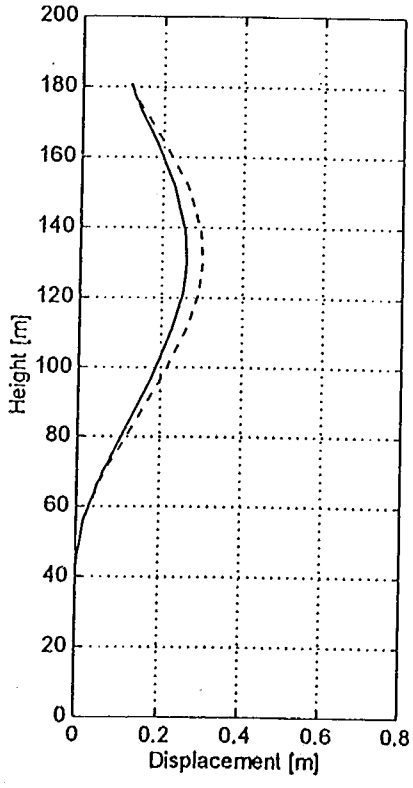


図-2.2.23　塔２の橋軸方向最大応答変位

iii）曲げモーメント

塔1，2，及び桁の曲げモーメントを図-2.2.24，2.2.25，2.2.26に示す。

曲げモーメントに関しては、塔1では塔基部において最大値が 150,000tf・mから75,000tf・mへ大きく減少し、ダンパー設置の効果が見られた。塔2ではダンパー有り無しともにほぼ同じ約70,000tf・mで、塔1ほど効果が見られない。桁の曲げモーメントは側径間でほぼ半減しているが、中央径間では減少割合が小さい。

最大応答変位、曲げモーメントとも塔1に対するダンパーの影響が大きい。これは図-2.2.20 のモード図より支配的なモードにおいては塔1の変位が大きいためと考えられる。

本検討では地震応答に支配的なモードおよび応答スペクトルより、ダンパー設置場所とダンパー諸量を決定した。応答スペクトル解析によってダンパー設置時の効果を求め、応力、変位が減少す

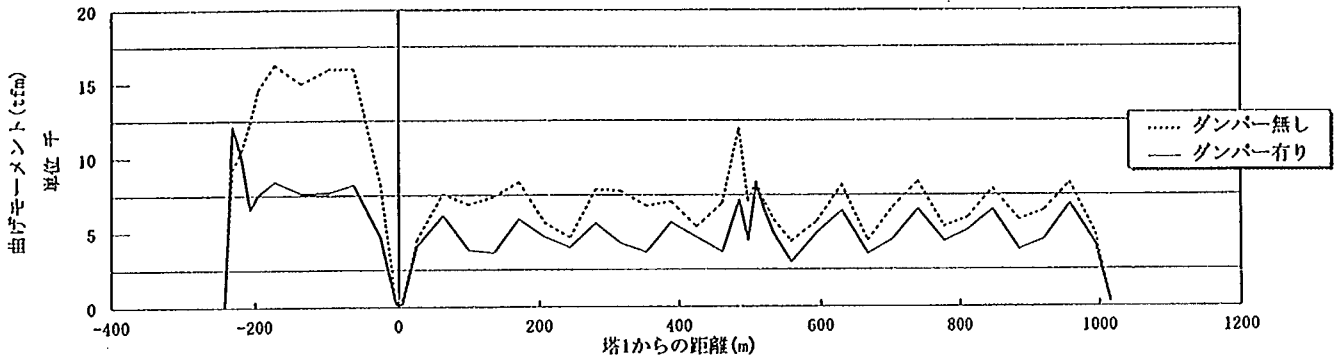


図-2.2.24　桁の曲げモーメント

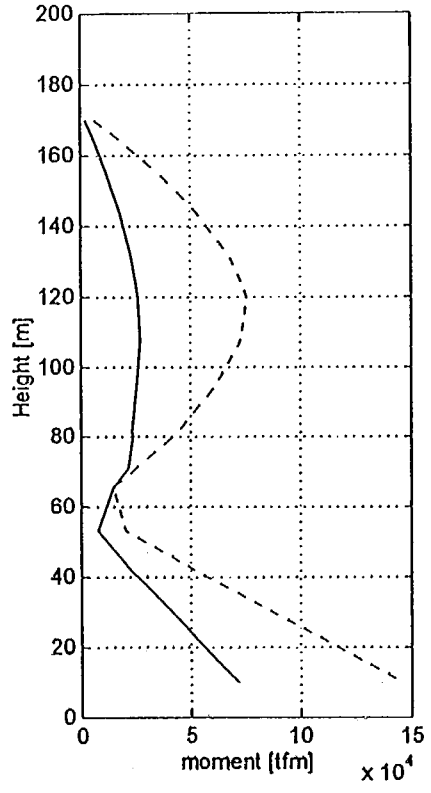


図-2.2.25　塔1の曲げモーメント

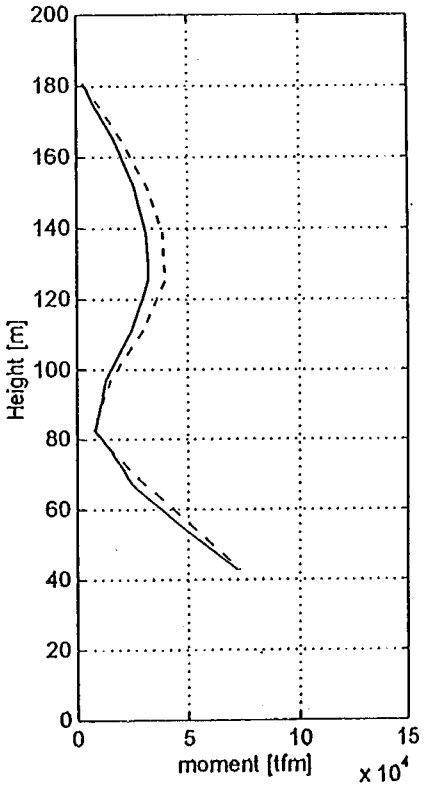


図-2.2.26　塔2の曲げモーメント

ることを確認した。すなわち検討の対象とした規模の吊橋では、本ダンパ配置方法で免震効果が得られると判断される。

2）異種ダンパーの組合せ

ア）検討目的

長大橋におけるダンパーとしては、大きく分けて粘性抵抗により減衰性能を高める粘性ダンパーと履歴減衰によって減衰性能を高める履歴型ダンパーがある。粘性ダンパーは速度依存型なので桁の温度膨張、収縮やクリープ収縮といった速度の遅い変形に対しては、抵抗力が小さい。しかし粘性ダンパーはメカニカルな機構となっているものが多く維持管理は注意を要する場合がある。一方、履歴型ダンパーは初期剛性が一般に高くなり温度収縮、膨張等の変形に対しても抵抗力を発揮するので下部構造の設計にはこの影響を考慮しなければならない。しかし履歴型ダンパーは材料固有の履歴特性、あるいは摩擦等の簡単な機構によるものが多く比較的維持管理が容易である。そこで本検討では、このような各ダンパーの長所、短所を生かし、長大橋に対してこれらの最適な組み合わせを検討することを目的とした。

昨年度は高橋脚橋梁に粘性ダンパーと履歴ダンパーの並列組み合わせの場合を検討したが、本年度は斜張橋モデルに対して異種ダンパー組合せのメリットを検討する。

イ）検討内容

対象橋梁は図-2.2.27 に示したような斜張橋とし、ダンパー配置は桁の温度膨張、収縮の影響を受けにくい主塔位置に履歴ダンパー、桁端部に粘性ダンパーとする。解析は図-2.2.28 に示したような簡易モデルを用いて実施した。今回の検討においては履歴ダンパーとして、図-2.2.29 に示したような2種類のスケルトンを有するバイリニア型のダンパーを考え、桁端粘性ダンパーとしては粘性定数をC＝5000～40000tf・sec/mの範囲で変化させて桁最大変位、主塔基部最大曲げモーメント、橋脚基部最大曲げモーメントの感度を検討した。

ウ）検討結果

図-2.2.30 は、粘性ダンパーの粘性定数と桁最大変位の関係を示したものであり、図-2.2.31 は粘性定数と橋脚最大曲げモーメント、図-2.2.32 は粘性定数と主塔基部最大曲げモーメントの関係

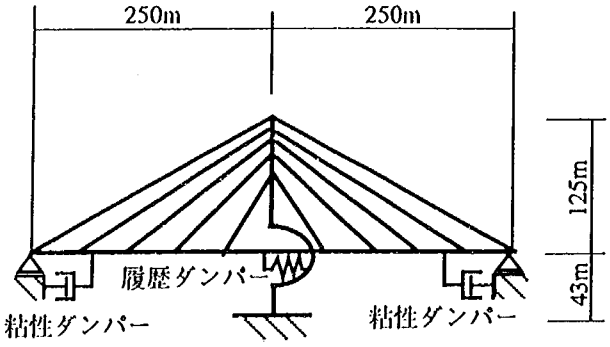


図-2.2.27　対象橋梁

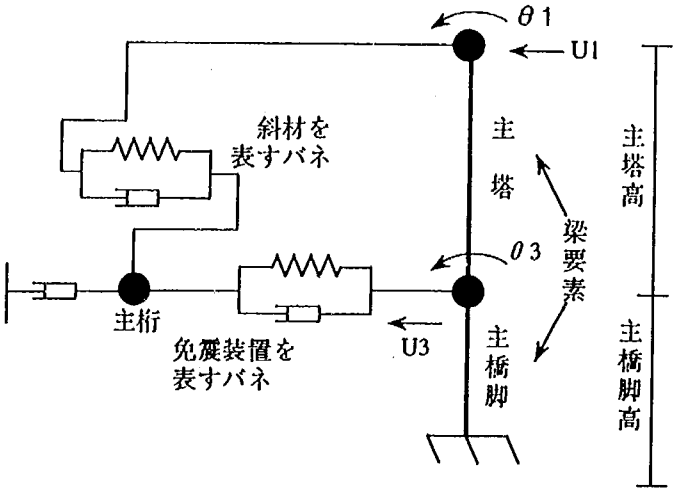


図-2.2.28　解析モデル

を示したものである。これらの結果より以下のことがいえる。

① 図-2.2.32 より、履歴ダンパーを併用しない場合は主塔基部の曲げモーメントが2倍以上大きくなることが分る。

② 図-2.2.30より、降伏荷重の10000tfの履歴型ダンパーの場合は他のケースに比べて桁の最大応答変位が大きくなっている。これは降伏荷重が大きいためにダンパーの等価剛性が過大となり全体の振動性状が変化するためと考えられる。

③ 今回の検討ケースでは履歴ダンパーの降伏荷重が1000tfで粘性ダンパーの粘性係数が10tf・sec/m程度の場合が桁最大変位および各最大断面力に対する低減効果が顕著であると考えられる。

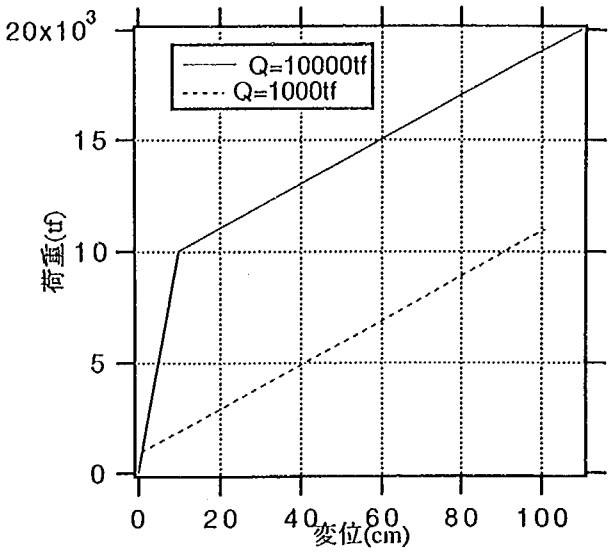


図-2.2.29 履歴ダンパースケルトン

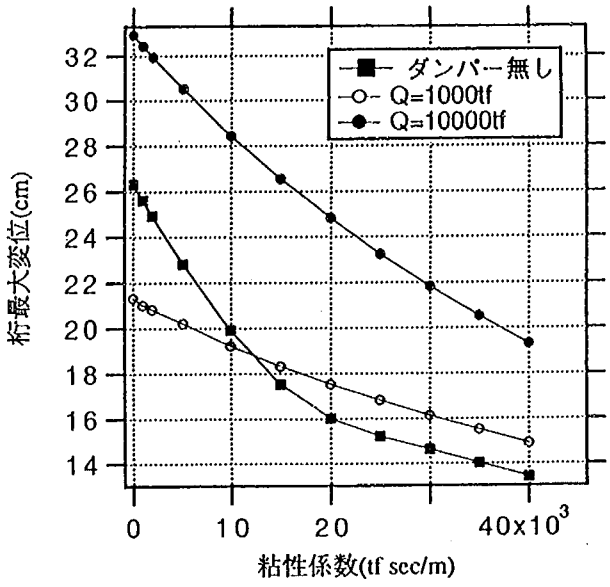


図-2.2.30 主桁最大変位

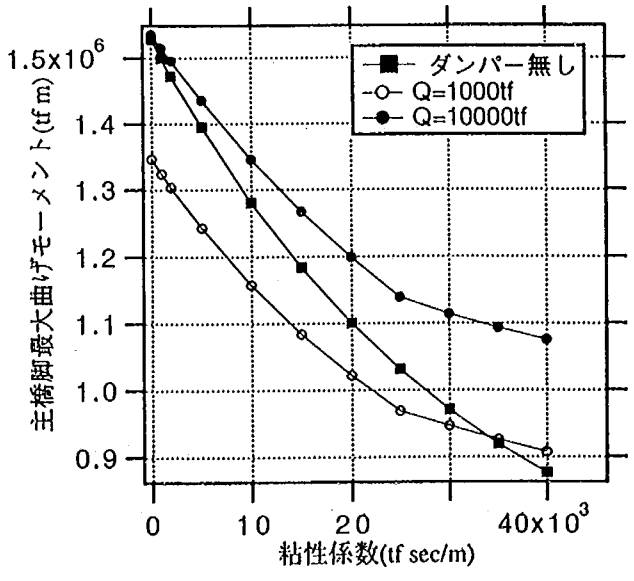


図-2.2.31 主橋脚最大曲げモーメント

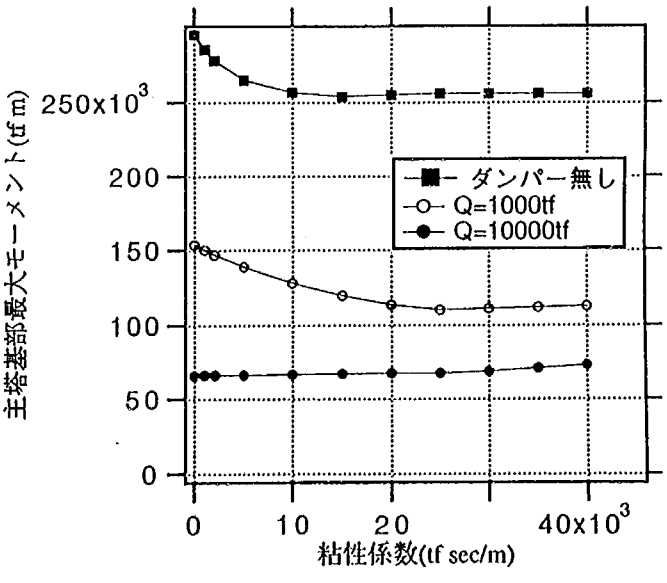


図-2.2.32 主塔基部最大曲げモーメント

3）ダンパー最適配置法のまとめ

高橋脚橋および斜張橋に対するダンパー最適配置法については、地震外力やダンパー特性を変えた場合など昨年度の成果をさらに広範囲・詳細に検討した。吊橋に対しては、対象橋梁を定めて具体的な検討を行った。また異種ダンパー配置法に関しては、斜張橋に対する検討を行った。これらの成果を以下に示す。

a）高橋脚橋

前年度と同様な4径間連続ＰＣラーメン橋を対象に大規模地震を想定した検討を行った。この地震動により橋脚の曲げ降伏を越えると考えられるため、橋脚の非線形性を考慮した動的解析により検討した。この結果、以下が分った。

① 大規模地震動としては、検討対象橋のような長周期を持つ橋梁ではＬ３レベルより応答が大きいとされるＬ２レベルとした。検討解析モデルとしては前年度と同様な１自由度簡易解析モデルを用いた。その際、橋脚の非線形バネはトリリニア特性とした。

② 大規模地震により橋脚を塑性化させないためには、前年度で求めた震度法レベルの最適値に比べて大きな減衰係数の粘性ダンパーが必要である。一方、橋脚の塑性化を許すとすると橋台への水平力が非常に増大する。

③ 以上より、大規模地震では橋脚を降伏程度とし、かつ橋台が大規模とならないような橋台への水平力とするようなダンパーの設計は不可能であることが分った。逆に震度法レベルの地震動のみにより最適なダンパー量を決定すると大規模地震時での耐震性が問題となることが分った。

b）斜張橋

前年度と同様な２径間斜張橋を対象に大規模地震（Ｌ２レベル／Ｌ３レベル）を想定した検討および、より一般的な特性を持つ履歴ダンパーを採用した場合の検討、ならびにスパンに関しより広範囲な検討を行った。その結果、以下が分った。

① Ｌ１レベルだけでなく、Ｌ２レベル（保有水平耐力法），Ｌ３レベル（兵庫県南部地震）に対しても簡易モデルが適用できる。

② バイリニア近似できない履歴ダンパーに対しては、一次剛性K_1を等価剛性K_Bに置換えれば、現在の配分法が適用可能である。

③ スパンに関し、より広い適用範囲（170～320m）での適用が可能である。

またスパン 250mのモデル橋を対象に、Ｌ３レベルの巨大地震に対して本研究で開発した超塑性ラバーダンパーを用いた場合の最適配置試設計を行った。

c）吊橋

中央径間1020mの中規模吊橋を対象に、主桁，塔を梁要素、ケーブル，ハンガーは初期張力を考慮したロッド要素として２次元簡易解析モデルを作成し、免震化について検討した。その結果、以下が分った。

① 固有値解析を行い、地震時に励起されやすい（橋軸方向の刺激係数βが大きい）固有モードに着目し、各モードでの近接する部材間の相対変位の大きい部位を検討対象とし、主塔と主桁

の結合部にダンパーを設置した。

② モード減衰比10%を免震目標としてダンパー諸元を求めた。この値は現実的であることを得た。

③ 第Ⅰ種地盤レベル2の地震波を用いた応答スペクトル解析を行い、ダンパー設置により塔の曲げモーメントおよび橋軸方向変位が減少することが分った。

上記結果により、本ダンパー配置法により免震効果が得られることを確認した。

d）異種ダンパー組合せ

スパン 250mの2径間斜張橋に対し、主塔に履歴ダンパー、端橋脚に粘性ダンパーを配置した場合について斜張橋簡易モデルを用いて検討した。その結果、以下のことが分った。

① 桁端ダンパー粘性係数の増加により、桁最大変位，橋脚基部曲げモーメントは減少し、主塔基部曲げモーメントが増加する。

② c＝25000tf・sec/m 以上で主塔基部曲げモーメントの増加勾配が急増する。一方、橋脚モーメントの低下傾向が鈍る。

③ この原因として桁端ダンパーの粘性係数増加にともないモデルの振動性状が変化するためと考えられる。すなわち粘性係数がある値を超えると桁端部拘束度合が大きくなり、主塔基部が変曲点となって主塔基部の曲げモーメントが急増すると考えられる。

4）マニュアル作成

昨年度までの成果を加えたこれらの成果を踏まえて「高減衰材料を用いた長大橋の免震設計法マニュアル」を作成した。図-2.2.33 に最適ダンパー配置法の考え方をまとめたフローチャートを示す。

(5) 3年間の研究成果の要約と今後の課題・展望

1） 3年間の研究成果の概要

平成5年度～7年度の3年間にわたる研究成果を以下に示す。

a）他分野として建築および機械工学での最適ダンパー配置法に関する研究調査の結果、モード変位の大きい場所に免震装置を設置するのが効果的であることが分った。実際には、免震装置が設置できる範囲内において、刺激係数と応答スペクトルの積が大きな振動モードの腹の位置に免震装置を設置することが効果的である。したがって上記の考え方に基づいて最適ダンパー配置法を検討することとした。

b）長大橋の代表的な形式として、高橋脚橋、斜張橋および吊橋の3種類をとり各形式に対して最適ダンパー配置法を検討した。その結果、

① 各形式に対して免震装置が設置可能な箇所を選定した。

② ダンパー最適配置法のフローチャートを求めた。

③ 上記フローチャートにおいてダンパー総量および配分率検討に用いる簡易解析モデルとして橋梁各形式に対し以下のようなモデルを提案した。

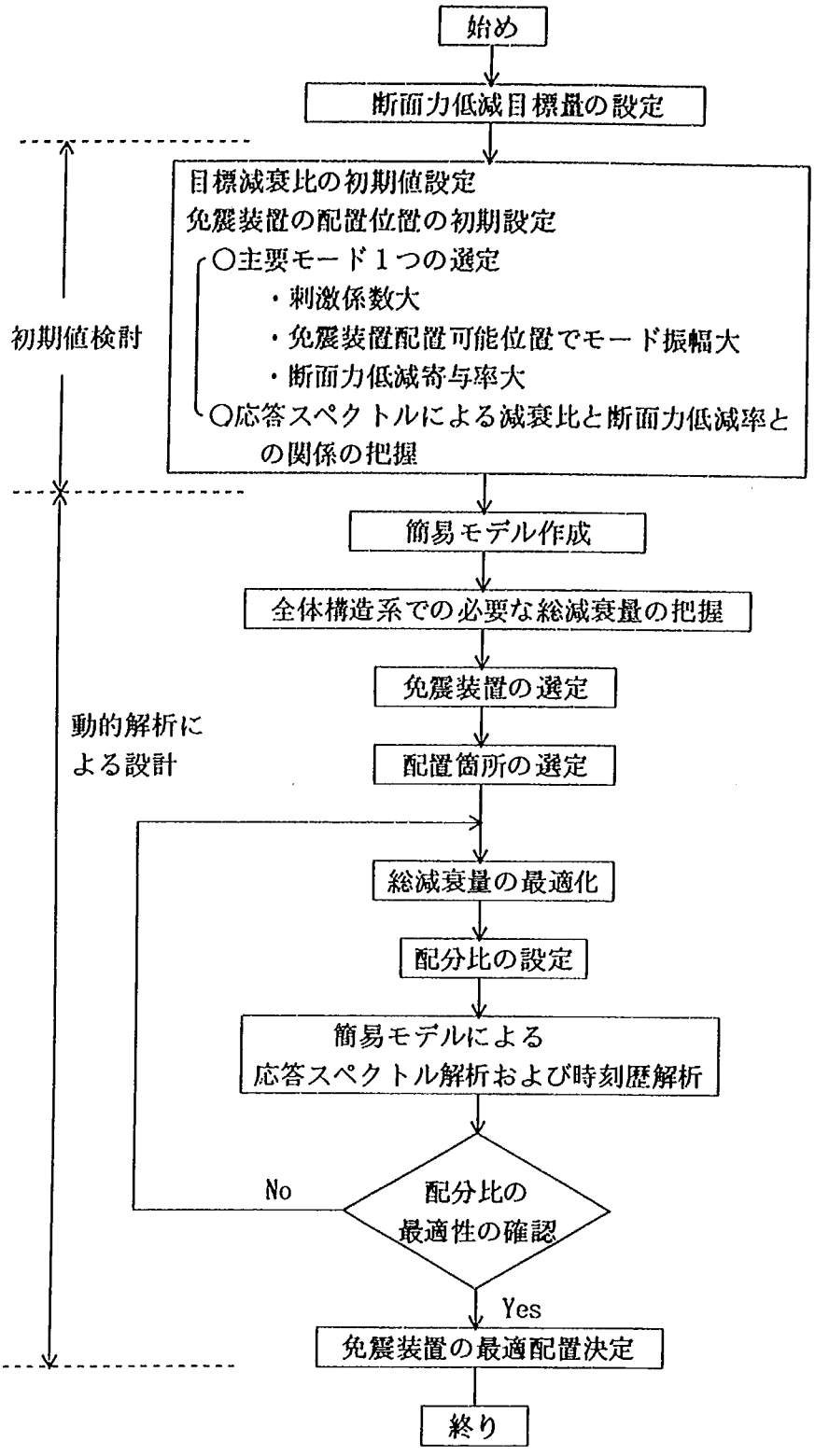


図-2.2.33　免震装置配置法の流れ

ア）高橋脚橋

応答に支配的な振動モードでの換算質量、換算バネ、換算減衰係数を用いた１自由度モデル

イ）斜張橋

主橋脚および主塔を水平方向および回転自由度をもつ梁に、斜材およびダンパーをばねとした３節点モデル

ウ）吊橋

主桁，主塔，ケーブル，ハンガーを含めた2次元モデルまたは3次元モデル

④　実際的なダンパー設置個所としては、高橋脚橋では橋台～主桁間、斜張橋では各橋脚～主桁間、吊橋では主塔～主桁間であることを求めた。

⑤　ダンパー総量の最適化手法として橋梁各形式に対し以下のように定めた。

ア）高橋脚橋

橋台およびダンパーの工費・耐震性（橋台の水平力の関数）および橋脚の工費・耐震性（橋脚の曲げモーメントの関数）各々から加重和をとった指標を最小化／最大化するダンパー総量が最適量となる。ただしこれは震度法レベルに対するものである。

イ）斜張橋

端橋脚および主橋脚に設置したダンパーの総量が主橋脚基部曲げモーメントを最小化する場合のダンパー総量となる（さらに配分比により補正する必要がある）。

ウ）吊橋

ダンパー総量と配分比が不可分の関係になるため、簡易モデルを用いた動的解析による応答の低減値から求める。

⑥　ダンパー配分の最適化手法として橋梁各形式に対し以下のように定めた。

ア）高橋脚橋

両桁端部に配置することから1/2となる。

イ）斜張橋

端橋脚剛性および設置橋脚の耐荷力より定める。

ウ）吊橋

前述のように簡易モデルによる動的解析による。

c）異種ダンパーの組合せ

高橋脚橋および斜張橋に対して粘性ダンパーと履歴ダンパーの設置位置を組合せたダンパー配置法について検討した。その結果、以下のことが分った。

①　高橋脚橋に対しては、桁端に並列に設置することで桁端最大変位抑制と橋脚作用荷重の桁端への分散効果が得られる。

②　斜張橋に対しては、主塔基部～桁間に履歴ダンパーを、桁端に粘性ダンパーを設置した場合に履歴ダンパーによって主塔基部の曲げモーメントが低減する。しかし過大にすると桁最大変位が増大する。

d）マニュアル作成

上記の成果を踏まえて「高減衰材料を用いた長大橋の免震設計法マニュアル」を作成した。

2）今後の課題・展望

各形式橋梁についての最適ダンパー配置法について以下のような課題があげられる。

①　高橋脚橋

ア）震度法レベルおよび大規模地震レベル双方とも満足する最適ダンパー配置法の検討

イ）以下の各々の免震設計目標効果と経済性の相互関係の明確化

ⅰ）減衰定数５％の確保

ⅱ）震度法レベルでの経済性の最適化

ⅲ）保有耐力レベルでの経済性の最適化

ⅳ）保有耐力レベルで橋脚塑性化の回避

ⅴ）桁応答変位の減少（Ｐ－δ効果の影響回避、橋台パラペットへの衝突回避）

② 斜張橋

ア）検討対象橋梁の拡充による配分法適用性の範囲の確認

イ）ケーブルおよび主桁について、より適切な簡易モデル化の検討

ウ）バイリニア近似が不可能な特性を持つ既存／新開発履歴ダンパーについての配分法の妥当性に関する適用範囲の拡大

③ 吊橋

今回の検討対象橋より大規模な吊橋では、塔～桁取合部などに集中してダンパーを設置する場合、所要減衰力が大きくなり、ダンパー諸元が現実的でなくなる可能性がある。そのため、吊橋各部への減衰要素の分配などをさらに検討する必要がある。

＜研究担当＞ 石川島播磨重工業(株)，開発コンサルタント(株)，川崎重工(株)，
(株)竹中土木，パシフィックコンサルタンツ(株)，八千代エンジニアリング(株)

参考文献

1）建設省土木研究所，土木研究センター，他19社：高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書（その１），1994.3

2）建設省土木研究所，土木研究センター，他19社：高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書（その２），1995.3

第３章　免震設計手法の利用

3．免震設計手法の利用

3.1　施工時制震

(1) 開発の背景と目的

長大橋の施工時は、完成時とは拘束条件が異なるなど安定性の劣る構造系となっていることから、地震、風等の動的外力に対して対策が必要となってくる場合がある。地震時の検討においては施工時における設計地震力として完成時の 1/2程度が通常用いられているが、この程度の地震力を用いた場合、橋脚下端等において完成時とほぼ同程度か若干上回る応答断面力が生じている。よって、完成時において高減衰化が図られ地震応答が低下した場合、施工時の地震において部材断面がクリティカルとなってくる。施工時においては、例えば完成時の可動部は通常仮固定されており、また、一般に付帯設備等も橋体完成後に設置されることから、完成時に対して用いられる制震・免震システムの設置は困難となるであろう。一方、収納性、耐久性等の制約条件が完成時のシステムに比べて少ないことから、より効果的なシステムも適用できるであろう。よって、施工時独自の制震、免震システムの開発が必要となると考えられる。

施工中の制振的対策は、既に鋼吊橋および鋼斜張橋において渦励振等の風による振動問題に対して実施されており、制振方法としてパッシブ方式からアクティブ方式へと移行しつつある[1),2)]。一方、施工中の地震に対する制震・免震的対策は現在のところ実施されておらず、従来の耐震的な対策を行っているのが現状である。地震の非定常的な外力特性、風による振動の制振に比べてより大きい付加減衰レベルが必要であること等が、地震に対して制震・免震的対策が実施されていない原因として考えられる。また、このような点が制震・免震的対策を実用化していく上でのポイントとなるであろう。

本開発は、以上の点を踏まえて、施工時における制震・免震方法の確立を目的とするものである。

(2) 開発項目と内容

1）モデル橋梁の設定

施工時の制震方法を検討するモデル橋梁としては、以下の2種類の橋梁を設定する。なお、両モデル橋梁とも、施工方法は張出し架設工法によるものとする。

①　ＰＣ斜張橋

②　ＰＣ連続ラーメン橋（「3.3　高橋脚橋梁の免震」参照）

2）施工時耐震性の検討

施工時の制震方法、制震レベル等の検討におけるバックデータとして、施工時および完成時における固有振動特性および耐震特性を把握する。検討地震方向は、各モデル橋梁に対して以下の方向とする。

①　ＰＣ斜張橋　　：橋軸方向，橋軸直角方向，鉛直方向

②　ＰＣ連続ラーメン橋：橋軸方向，橋軸直角方向

施工時の地震力は、完成時の1/2とする。また、鉛直方向の地震力は水平方向地震力の1/2とする。

施工時の減衰定数は１％とする。これに対して、必要制震レベル等を比較する際の完成時の減衰定数は、高減衰化が図られた場合を想定して５％とする。

3）施工時安全性のクライテリア検討

施工中の地震時における安全性等に関して、考えられる項目をリストアップする。

4）各種制震方法および制震理論の検討

施工時制震方法として、以下に示す方法の適用性およびその制御理論について検討する。また、その他、適用可能と考えられる制震方法を提案し検討する。

① 制震索

② ＴＭＤ（同調質量ダンパー）

③ ＡＭＤ（アクティブ・マス・ダンパー）

④ 可変剛性方式，可変減衰方式

⑤ アクティブテンドン方式

5）施工時制震模型実験

ＰＣ斜張橋のモデル橋梁に対して模型橋梁を製作し、各種地震波を用いた振動台実験により、制震方法およびシミュレーション解析方法の実験的検証を行う。実験により検証する制震方法としては、以下に示す方法を選定する。

① ＡＭＤ（アクティブ・マス・ダンパー）

② 可変剛性方式

(3) 開発の工程

	平成５年度	平成６年度	平成７年度
モデル橋梁の設定 施工時耐震性の検討 安全性のクライテリア検討			
各種制震方法の検討 制御理論の検討			
施工時制震模型実験			

(4) 平成７年度の研究成果

本年度は、昨年度までの検討により[4),5)] 施工時制震方法として適用可能と考えられたＡＭＤ方式および可変剛性方式の実験的検証を目的として、模型橋梁を用いた振動台実験を実施した。

1）模型橋梁

施工時の耐震性に関する図-3.1.1に示すモデル斜張橋を用いた検討によると、橋軸直角方向と鉛直方向の地震入力で断面力がクリティカルになることはなく、耐震性が問題となるのは橋軸方向の

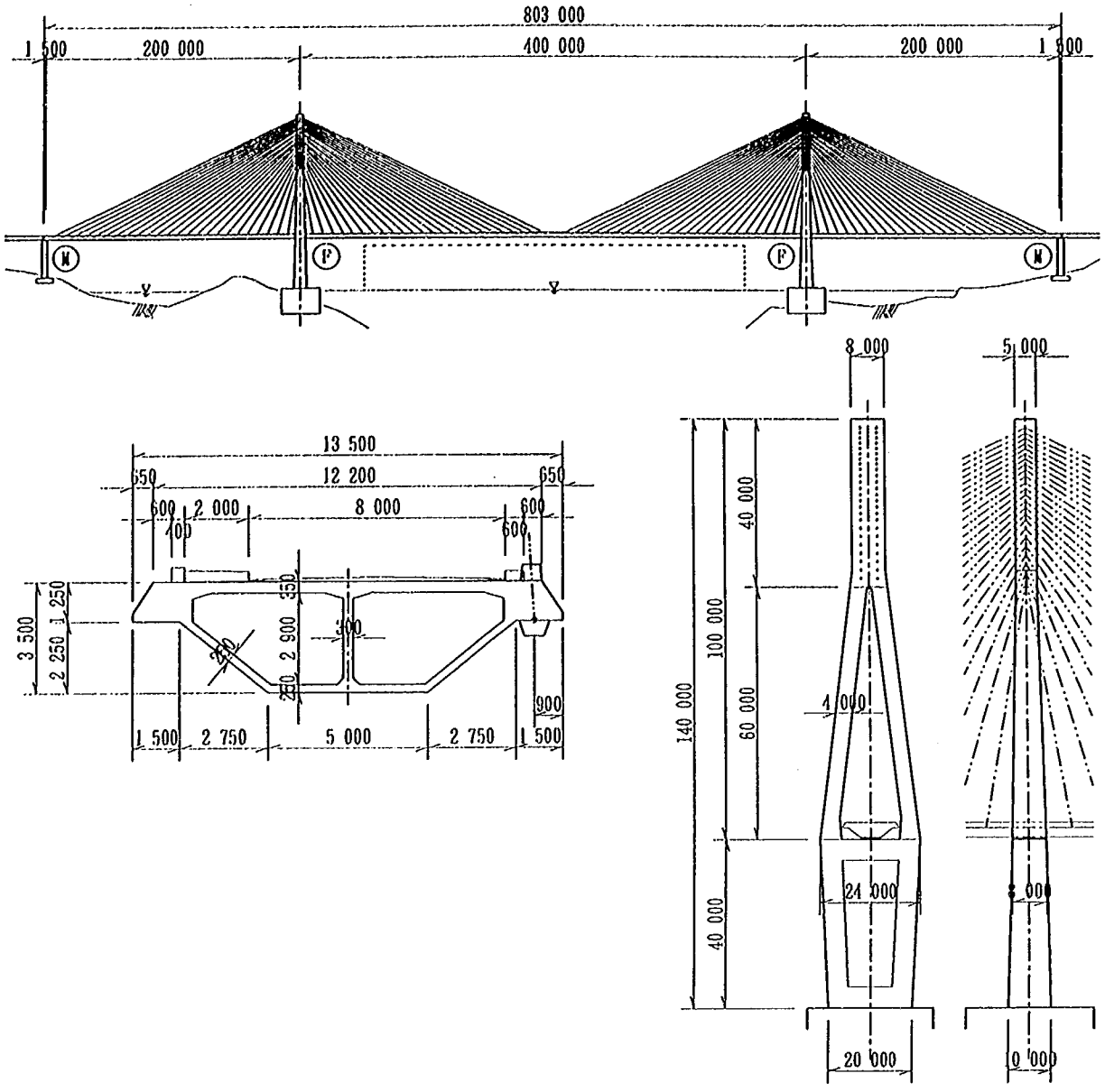


図-3.1.1　モデル斜張橋

地震入力の場合となった[4),5)]。このことから、模型橋梁はモデル斜張橋の主桁最大張出し施工状態に対して、橋軸方向の相似率を以下に示す目標値で設計した。

空間縮尺：L　　＝ 1/56

時間縮尺：T　＝ $L \cdot \alpha^{1/2} \cdot \beta^{1/2}$　＝ 1/10

剛性縮尺：EA　＝ $L^{2} \cdot \alpha^{-1}$　＝ 1/4.7E3

：EI　＝ $L^{4} \cdot \alpha^{-1}$　＝ 1/1.5E7

重量縮尺：W　＝ $L^{3} \cdot \beta$　＝ 1/8.4E3　（$\alpha = 1.5$ 、$\beta = 21.0$）

模型橋梁を図-3.1.2に示す。模型橋梁は、モデル斜張橋の固有振動特性をほぼ相似できる範囲で、斜材を統合し段数を減らしている。モデル斜張橋および模型橋梁の諸元を表-3.1.1に、橋軸方向の固有振動数および有効質量率を表-3.1.2に示す。また、橋軸方向振動モードを図-3.1.3, 3.1.4 に示す。

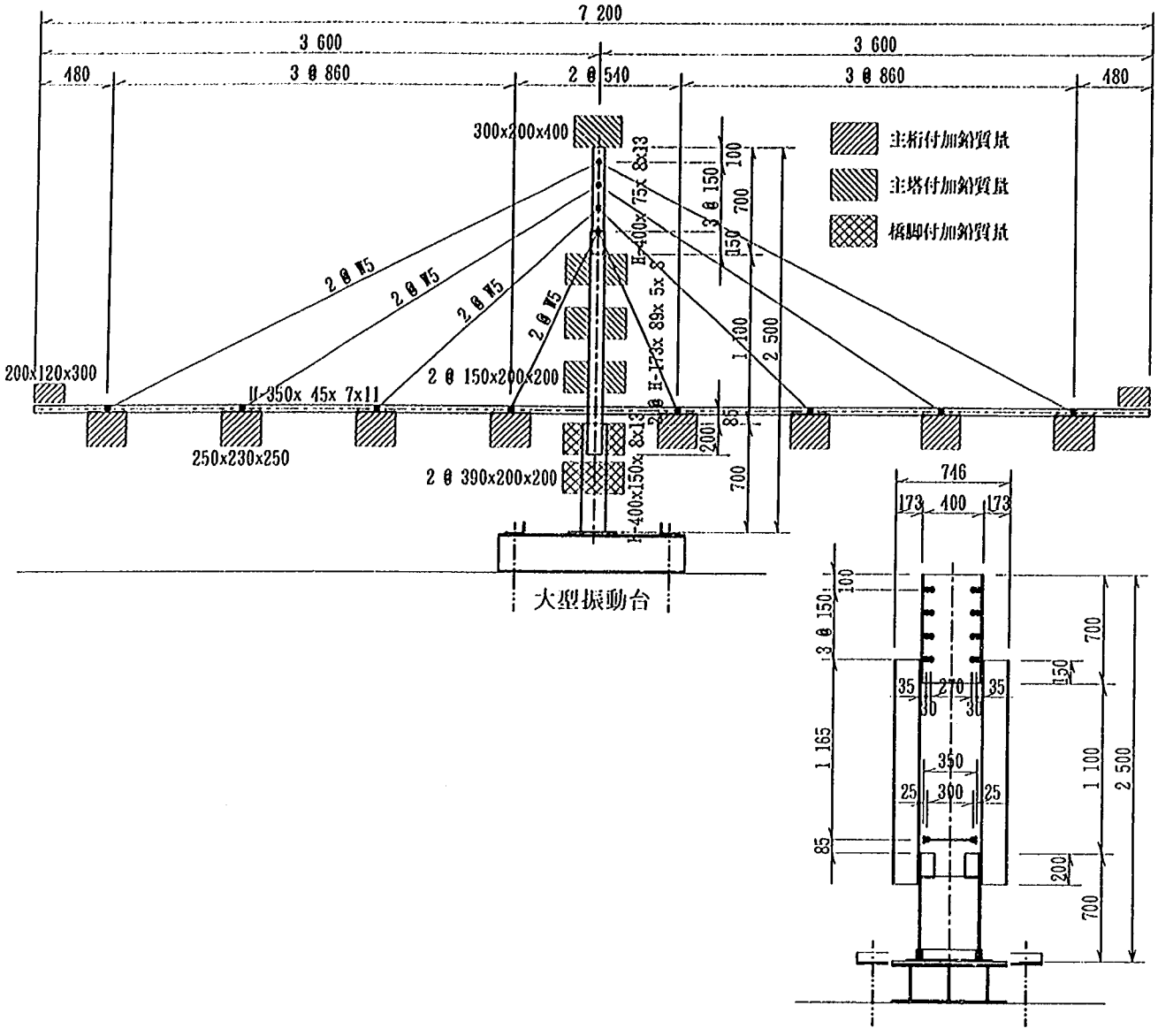


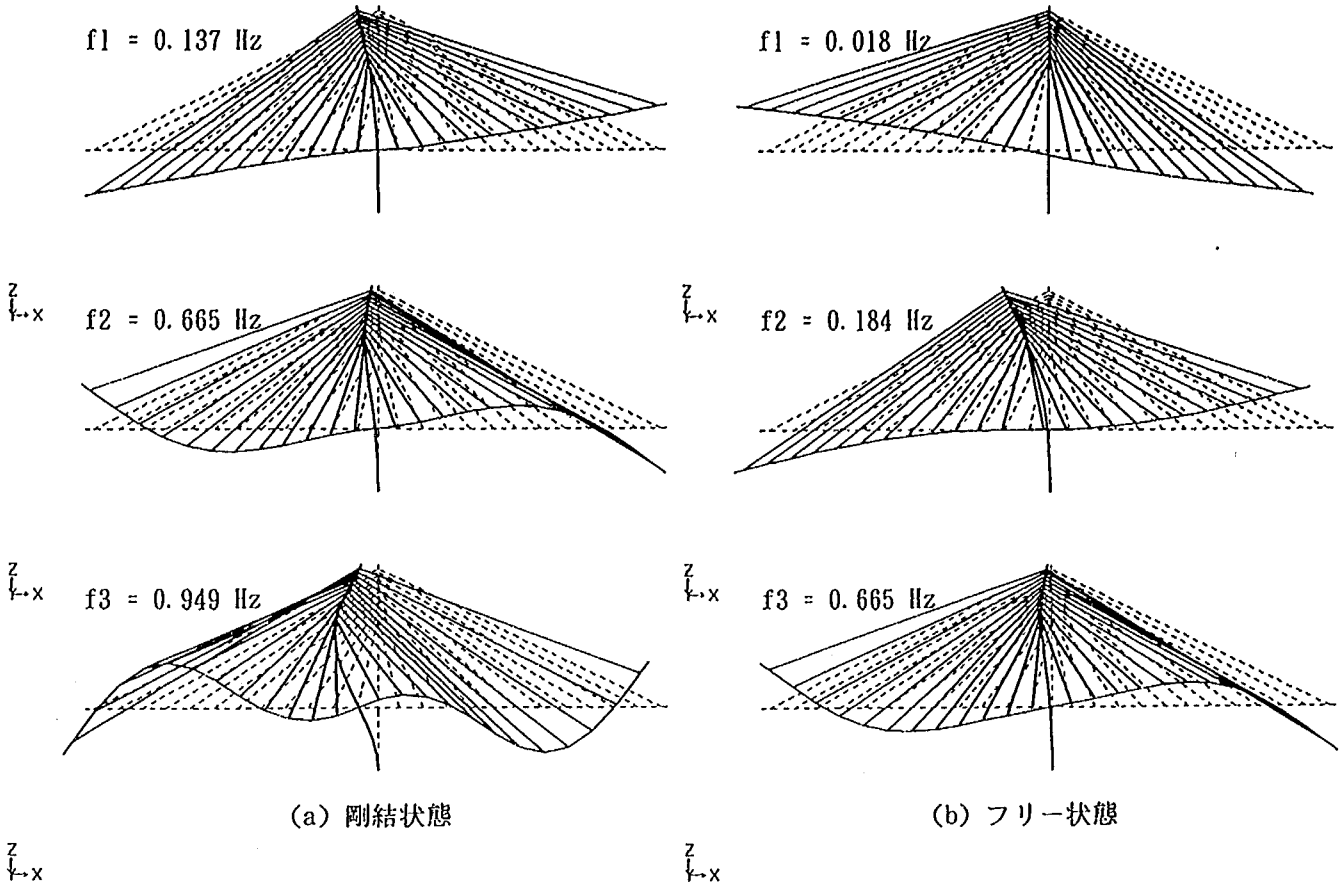
図-3.1.2　模型橋梁

表-3.1.1　モデル橋梁および模型橋梁諸元

		モデル橋梁	模型橋梁
寸法（m）	主桁長	391.0	7.200
	主塔高	100.0	1.800
	橋脚高	40.0	0.700
重量（tf）	主桁	12600	1.662
	主塔	9500	1.161
	橋脚	11900	0.672
曲げ剛性（tf·m²）	主桁	4.946E7	3.885E0
	主塔上部	2.382E8	1.985E1
	主塔下部	5.555E8	3.961E1
	橋脚	3.137E9	1.543E2

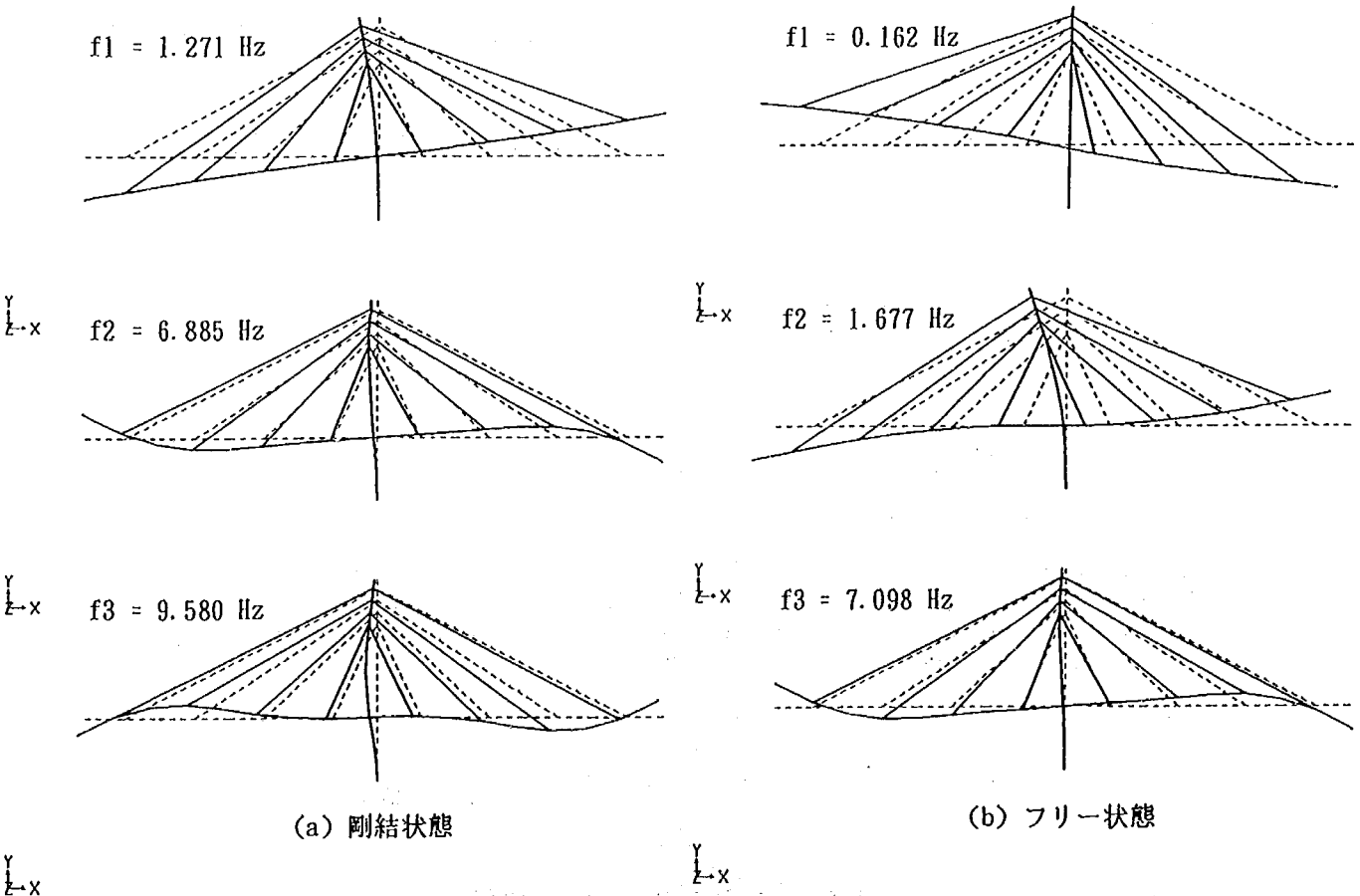
表-3.1.2　橋軸方向固有振動特性

結合条件		固有振動数（Hz）		有効質量率（%）	
		モデル橋梁	模型橋梁	モデル橋梁	模型橋梁
剛結	橋軸 1次	0.137	1.271	2.8	3.5
	橋軸 2次	0.665	6.885	10.8	23.3
	橋軸 3次	0.949	9.580	51.3	57.6
フリー	橋軸 1次	0.018	0.162	12.7	15.6
	橋軸 2次	0.184	1.677	41.1	53.3
	橋軸 3次	0.665	7.098	3.7	3.7



(a) 剛結状態　　(b) フリー状態

図-3.1.3　モデル橋梁の橋軸方向振動モード



(a) 剛結状態　　(b) フリー状態

図-3.1.4　模型橋梁の橋軸方向振動モード

2）ＡＭＤを用いた模型実験

長大ＰＣ斜張橋では張出し架設工法が一般に用いられているが、この工法では主桁張出しの進捗に伴い固有振動数や卓越振動モード等の固有振動特性が逐次変化する。施工時の制震システムとしては構造が比較的簡易なＴＭＤも考えられるが、この方法は制震応答が鈍く、入力される地震波の特性に制震効率が左右され、また、施工時の固有振動特性の変化に対して調整作業が必要となる煩雑なシステムとなる。これに対して、ＡＭＤ方式は制震効率が高く、固有振動特性の変化に適切に対応でき、また、複数の振動モードが卓越する場合などにおいても有効である。昨年度までにＡＭＤの設置位置を含めた適用性の検討をシミュレーション解析により実施した[4),5)]。今年度はＡＭＤを用いた制震方式の実現性を実証すべく模型実験を実施し、実用化に際する問題点等を検討した。

ａ）実験概要

ＡＭＤを用いた模型実験においては、主桁と橋脚の結合は通常行われている施工時の仮固定を想定して、結合部材により剛結に近い状態とした。よって、制震対象の振動モードは、図-3.1.4に示す剛結状態に対する固有振動モードとなる。ＡＭＤの設置位置は、昨年度までのシミュレーション解析結果より、制震対象とする振動モードの特性を考慮して張出し主桁の先端とした。また、地震波による加振方向は橋軸方向であるが、制御力の作用方向は鉛直方向とした。

実験概要を図-3.1.5および写真-3.1.1に示す。実験は、大型振動台を用いて地震波加振し、サーボ型速度計より測定した応答速度をもとに制御力をＡＭＤに作用させ、応答値の低減を図るものである。ここで、制御力の算出は直接速度フィードバック法によることとした。表-3.1.3に実験ケースを、図-3.1.6に入力地震波の一例を示す。地震波は、道路橋示方書のⅠ種およびⅢ種地盤に対する標準地震波を、時間軸 1/2および1/10に縮小したものを用いた。実験パラメータとして、地震波形，入力レベルおよび制御ゲインを選定した。

計測項目は、模型橋梁各部の応答速度、加速度、ひずみおよびＡＭＤの重錘の加速度とした。測点配置を図-3.1.7に示す。

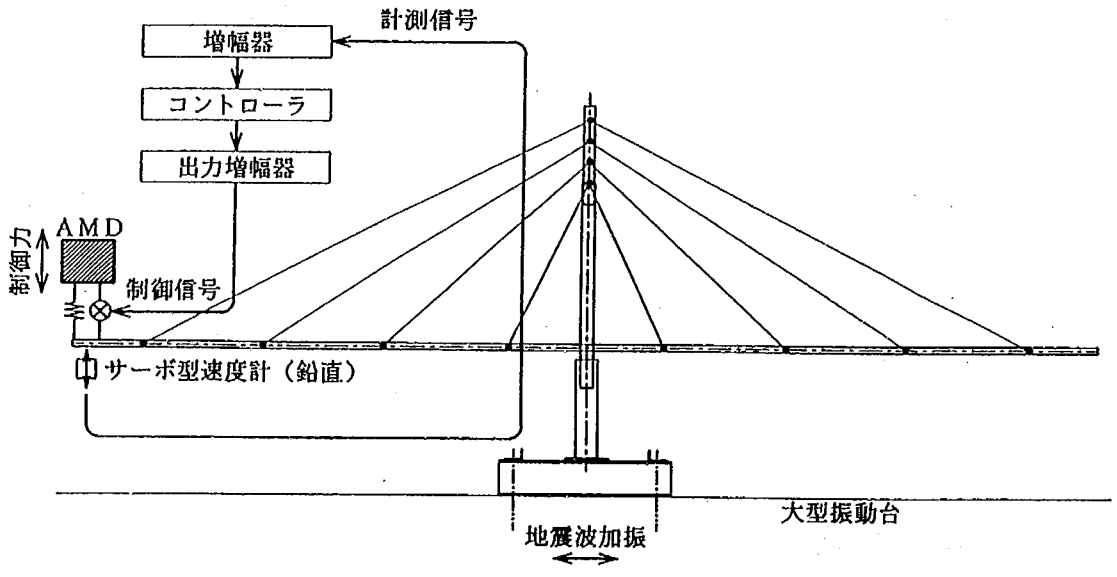


図-3.1.5　ＡＭＤを用いた模型実験概要

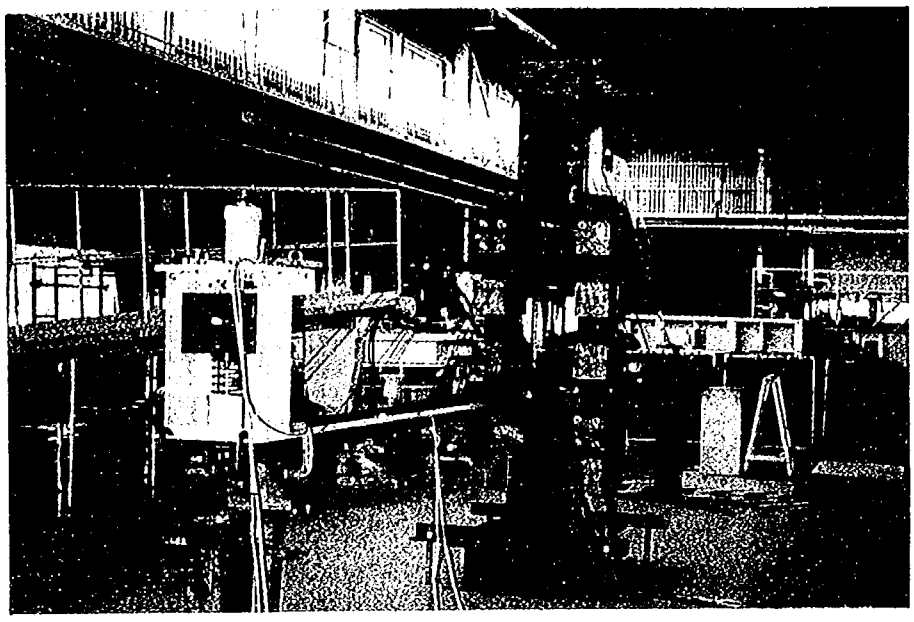


写真-3.1.1　実験状況

表-3.1.3　実験ケース

地震波形	最大加速度	ケース	制御ゲイン			
			非制御	100	200	500
Ⅰ種地盤標準波 時間軸 1/2	50gal	①	○	○	○	○
	100gal	②	○	○	○	−
	150gal	③	○	○	○	−
Ⅲ種地盤標準波 時間軸 1/2	50gal	④	○	○	○	○
	100gal	⑤	○	○	○	−
Ⅰ種地盤標準波 時間軸 1/10	200gal	⑥	○	−	○	○
Ⅲ種地盤標準波 時間軸 1/10	150gal	⑦	○	−	○	○
1次振動モード減衰定数			1.1 %	2.5 %	3.7 %	4.6 %

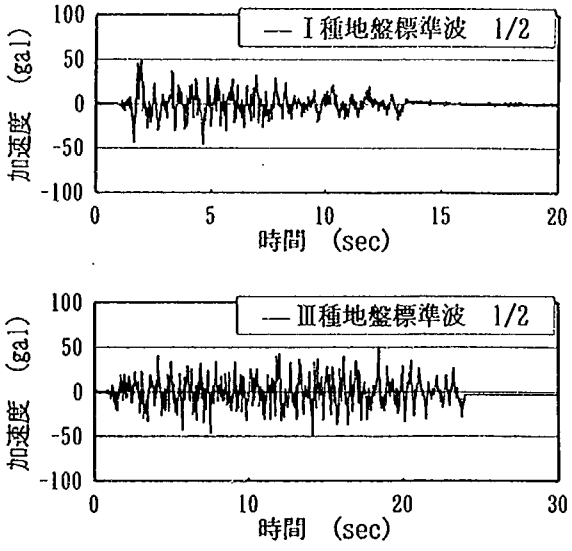


図-3.1.6　入力地震波例

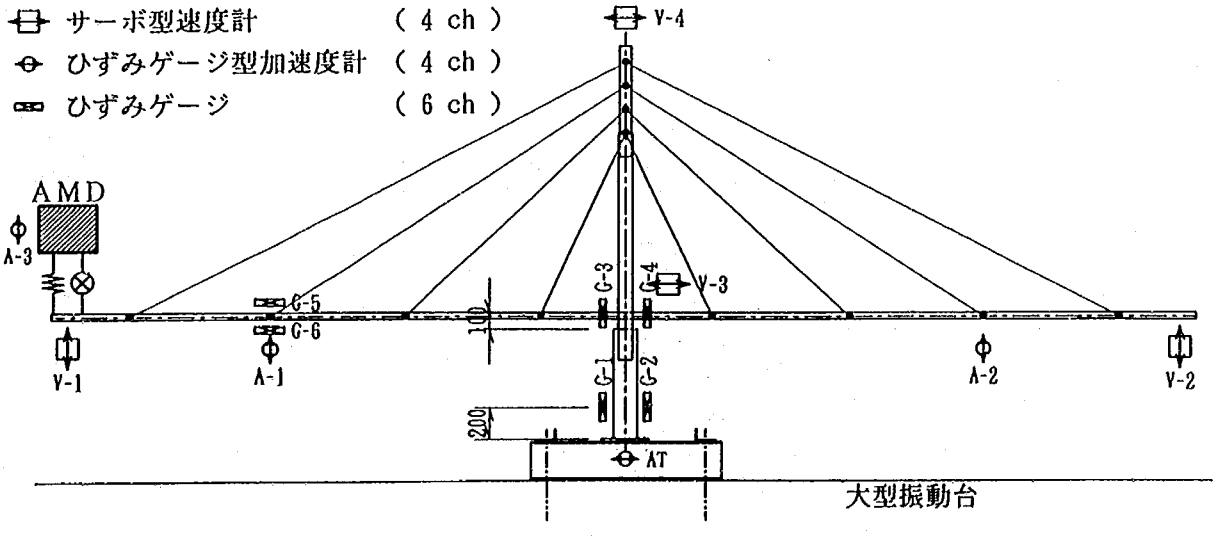


図-3.1.7　測点配置

b）ＡＭＤ（アクティブ・マス・ダンパー）

実験に使用したＡＭＤを図-3.1.8に示す。ＡＭＤは、重錘重量50kgf，最大ストローク80mmの鉛直方向作動タイプで、周波数１Hzで最大15kgfの制御力が発生可能である。ＡＭＤの総重量は100kgfであり、主桁先端に設置された付加鉛質量（82kgf）を撤去して設置した。写真-3.1.2にＡＭＤおよび制御盤の外観を示す。

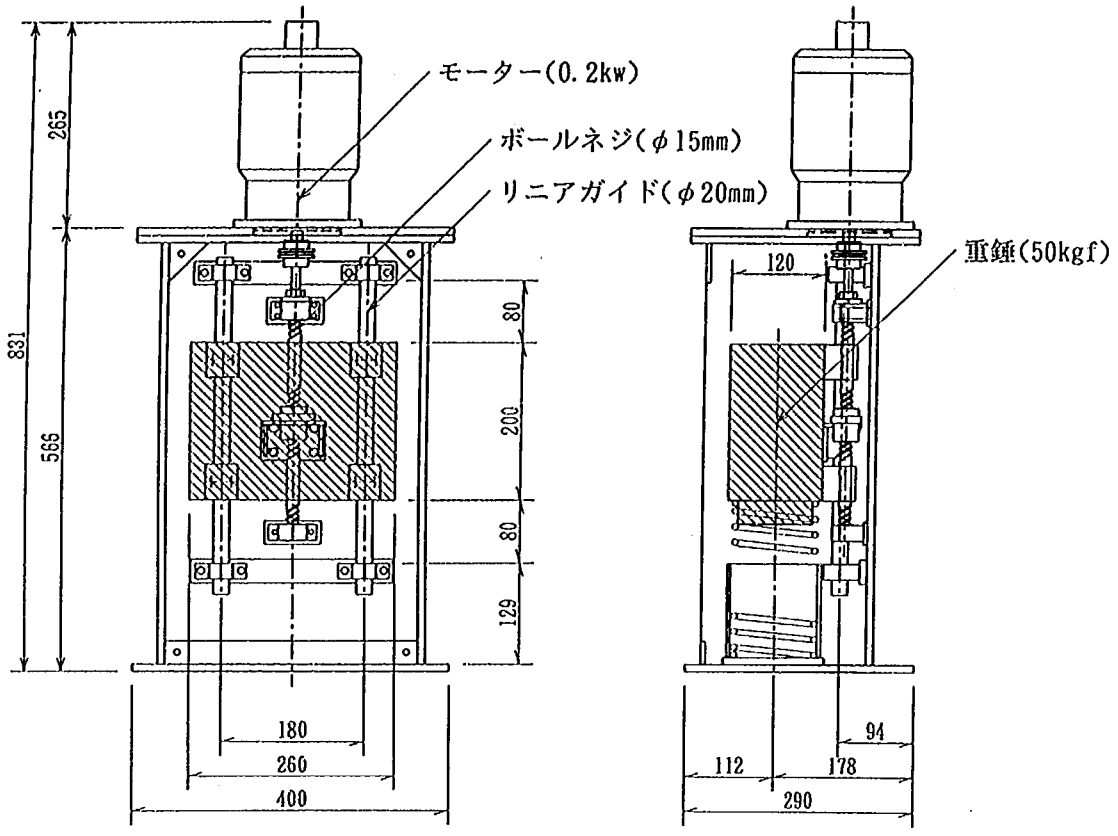


図-3.1.8　ＡＭＤ（アクティブ・マス・ダンパー）



写真-3.1.2　ＡＭＤおよび制御盤

c）実験結果

① 時刻歴応答特性

実験結果の一例として、時刻歴応答波形を図-3.1.9～3.1.14に示す。ここで、図-3.1.9, 3.1.11および3.1.13は、実験ケース①（Ⅰ種地盤標準波，時間軸1/2，最大加速度50gal）における橋

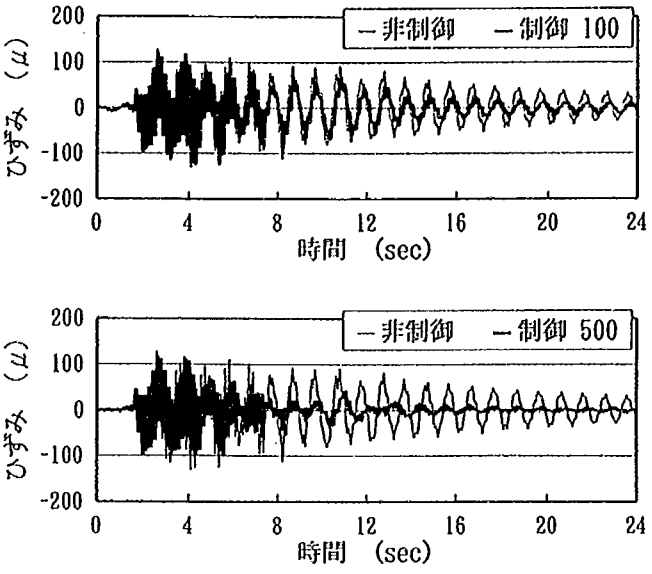


図-3.1.9　橋脚基部応答ひずみ波形（ケース①）

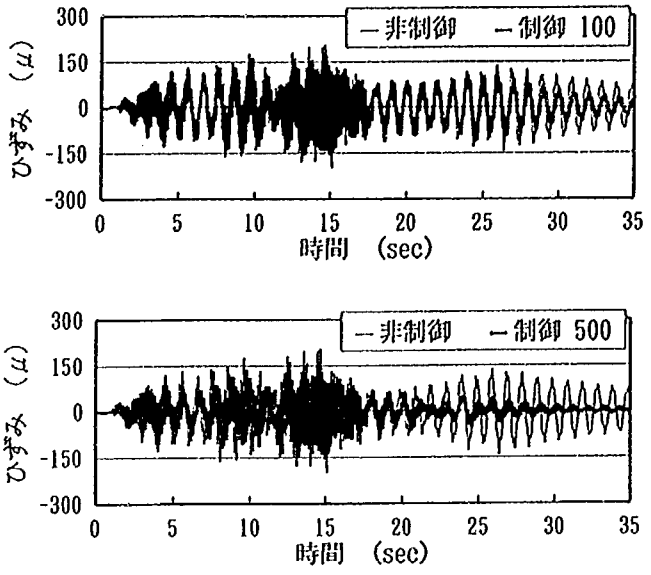


図-3.1.10　橋脚基部応答ひずみ波形（ケース④）

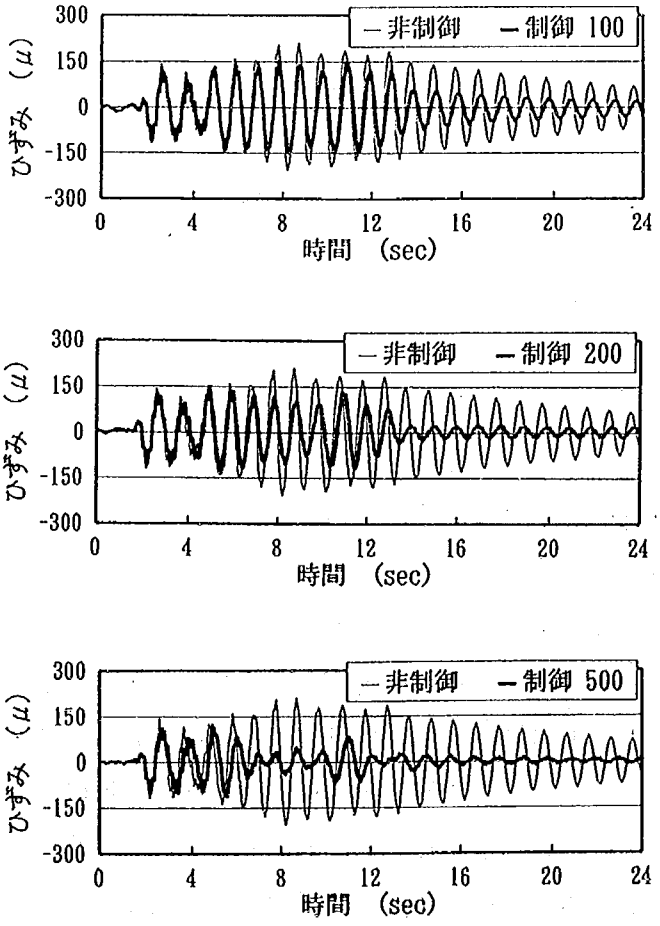


図-3.1.11　主塔基部応答ひずみ波形（ケース①）

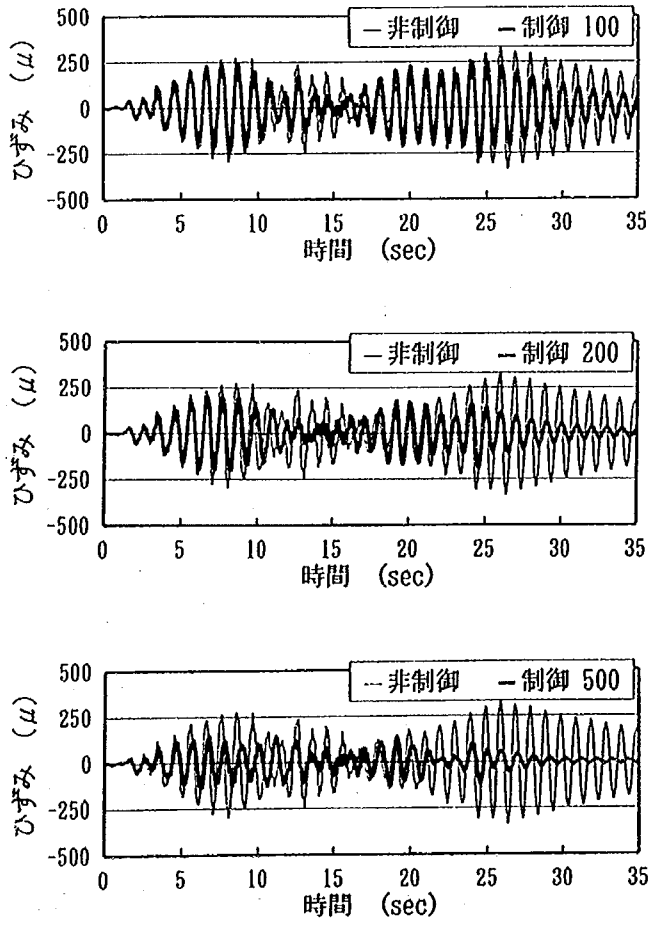


図-3.1.12　主塔基部応答ひずみ波形（ケース④）

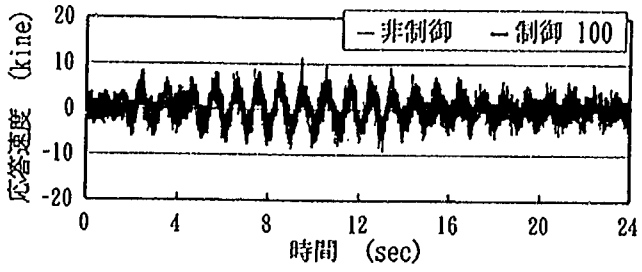
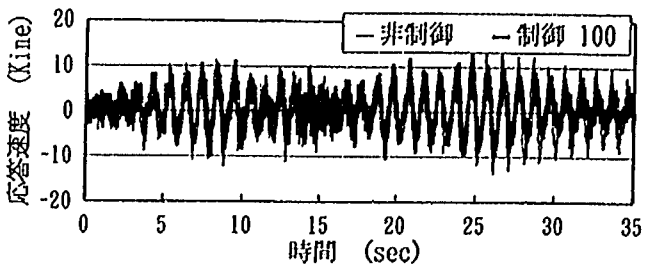


図-3.1.13　主桁先端応答速度波形（ケース①）



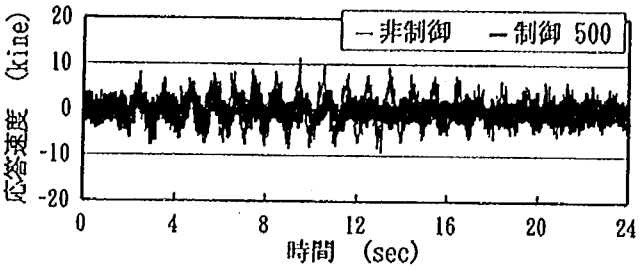
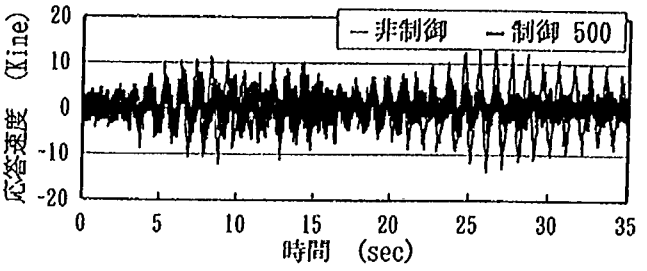


図-3.1.14　主桁先端応答速度波形（ケース④）



脚基部，主塔基部の応答ひずみ波形および主桁先端（ＡＭＤ設置側）の鉛直方向応答速度波形である。また、図-3.1.10，3.1.12および3.1.14は、実験ケース④（Ⅲ種地盤標準波，時間軸1/2，最大加速度50gal）における同項目の波形である。ここで、応答ひずみ波形は、ひずみゲージより測定された波形から次式により算出したものである。

橋脚基部応答ひずみ　＝　([G-1]－[G-2])／2

主塔基部応答ひずみ　＝　([G-3]－[G-4])／2

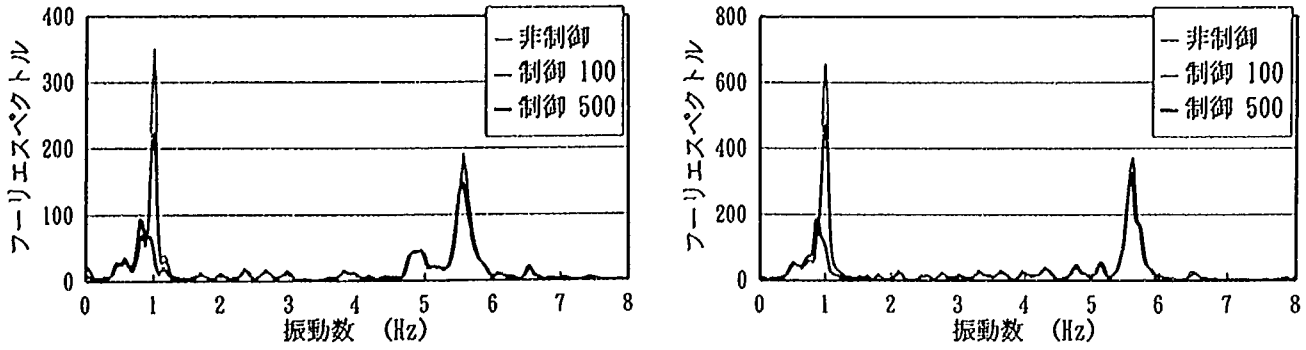
橋脚基部の非制御時での応答ひずみ波形は、両ケースとも加振前半には短周期成分が卓越し、後半では長周期成分の応答波が懸著になる。制御時には、短周期成分が卓越する間は振幅がほとんど低減していないが、長周期成分が卓越する部分になると制震効果が発揮され、ゲインが大きいほど振幅が低減されている。

主塔基部の非制御時での応答ひずみ波形は、両ケースとも単一成分が卓越している。制御時には、初期の数波には制震効果が現れていないが、ゲインが大きいほど早くから振幅が低減される傾向にある。また、ゲインが大きいほど、主応答が若干長周期化する傾向にある。

主桁先端（ＡＭＤ設置側）での鉛直方向の応答速度波形は、非制御時に比べて制御時に高周波成分が混在する傾向にある。これは、ＡＭＤの制御信号と機械応答との間の位相差により、高周波成分が定常加振されていることが原因と考えられる。

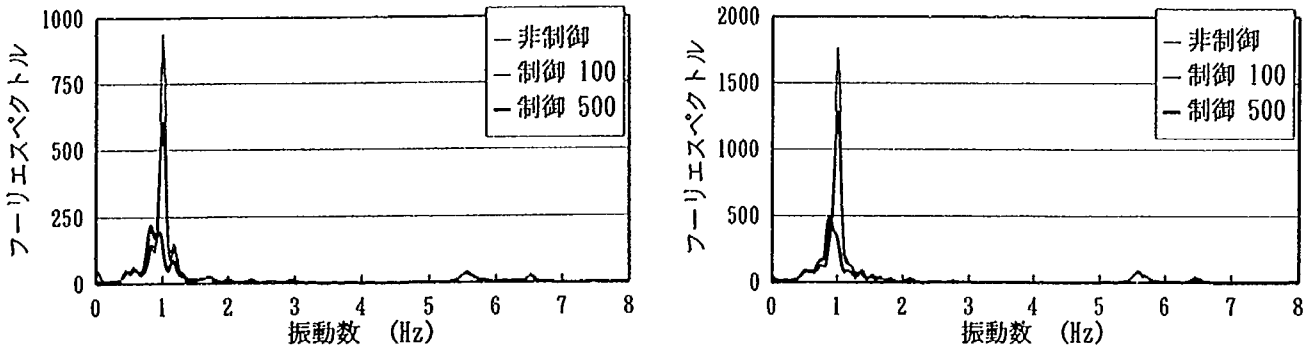
図-3.1.15 および3.1.16に、両ケースでの橋脚基部および主塔基部の応答ひずみ波形に対するフーリエスペクトルを示す。橋脚基部のスペクトルには２つの卓越振動数があるが、１次モードは制震効果が顕著に現れているのに対して、２次モードのスペクトルは低減されていない。これは、直接速度フィードバック法を制御則に用いたことに加え、ＡＭＤの本体がロッキング振動を起こすなど、２次モードの振動数にＡＭＤが十分追従できなかったことが原因であると考えられる。主塔基部のスペクトルは、時刻歴波形でも示されるように、１次モードのみが卓越している。また、１次モードの制震効果は、地震波形によらず同程度である。なお、卓越振動数は１次が

1.0Hz, 2次が5.6Hzであり、図-3.1.4(a)に示した剛結状態に対する固有振動数（1次：1.3Hz, 2次：6.9Hz)の80%程度の値となっている。これは、結合部材と橋脚間の接続部の剛度が低く、完全な剛結状態となっていないことが主因である。



(a) ケース① (b) ケース④

図-3.1.15 橋脚基部応答ひずみ波形のフーリエスペクトル



(a) ケース① (b) ケース④

図-3.1.16 主塔基部応答ひずみ波形のフーリエスペクトル

図-3.1.17および3.1.18は、実験ケース⑥（Ⅰ種地盤標準波, 時間軸1/10, 最大加速度200gal）および実験ケース⑦（Ⅲ種地盤標準波, 時間軸1/10, 最大加速度150gal）における主塔基部の応答ひずみ波形である。時間軸が1/10の場合、加振時間がⅠ種地盤標準波で約2.5 秒、Ⅲ種地盤標準波でも約5.0秒と短く、また、地震波に含まれる1次モード（実時間軸0.1Hz相当）に対する周波数成分も小さいことから、2次モードが相対的に卓越し、制震効果は小さいものとなった。

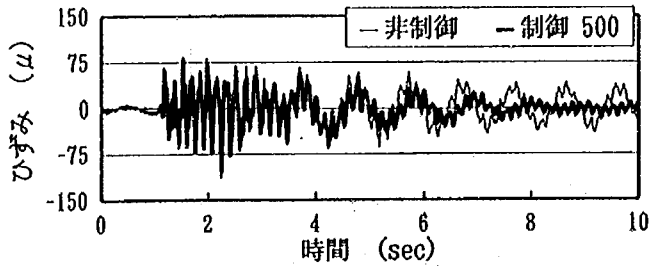


図-3.1.17 主塔基部応答ひずみ波形（ケース⑥）

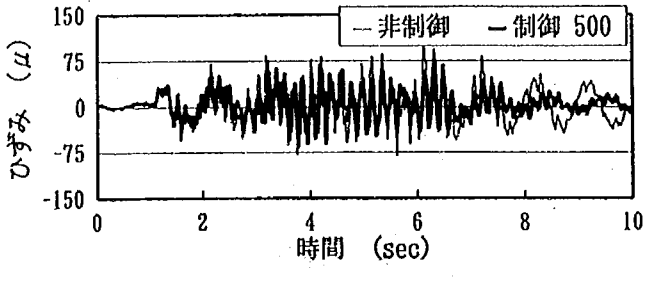


図-3.1.18 主塔基部応答ひずみ波形（ケース⑦）

② 最大応答値

非制震時に対する制震時の最大応答値の比率を、図-3.1.19～3.1.22に示す。ここで、図-3.1.19は橋脚基部の応答ひずみ，図-3.1.20 は主塔基部の応答ひずみ，図-3.1.21 は主桁先端（ＡＭＤ設置側および非設置側）の鉛直方向応答速度について、時間軸 1/2の実験ケース①～⑤の結果をまとめたものである。また、図-3.1.22 は、時間軸1/10の実験ケース⑥，⑦の結果を、橋脚基部および主塔基部の応答ひずみについてまとめたものである。

時間軸 1/2の実験ケースでは、橋脚基部の応答ひずみはⅠ種地盤標準波で５～10%、Ⅲ種地盤標準波で15～25%最大応答値が低減されていが、主塔基部の応答ひずみは地震波によらず20～40%程度最大応答値が低減している。この低減率の差は、主塔基部の応答ひずみは制震効果が顕著な１次モードのみ卓越しているのに対して、橋脚基部の応答ひずみは１次および２次モードの両方が卓越し、２次モードに対して制震効果が低いことからである。主桁先端の応答速度は、ＡＭＤ設置側の最大応答値が20～40%低減されているのに対して、非設置側は５～20%程度の低減となっている。速度フィードバック法で制御するＡＭＤを設置することは、実質的に粘性ダンパー

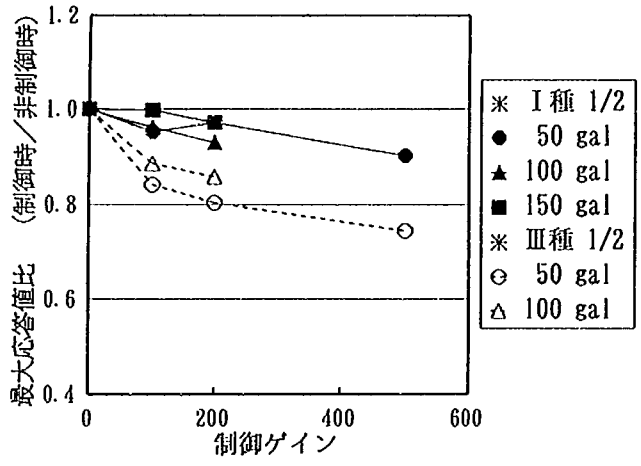


図-3.1.19　橋脚基部応答ひずみの最大応答値比

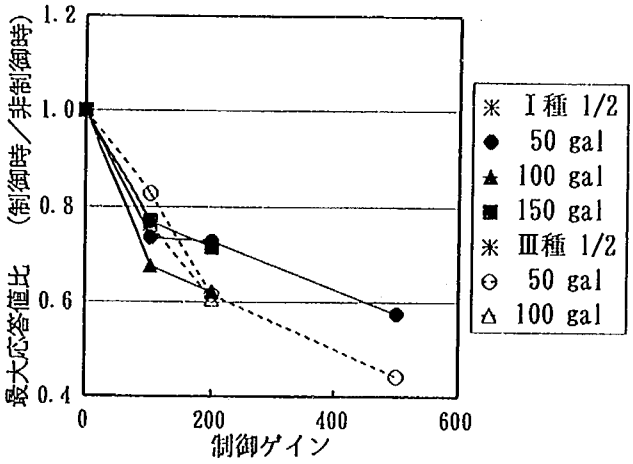
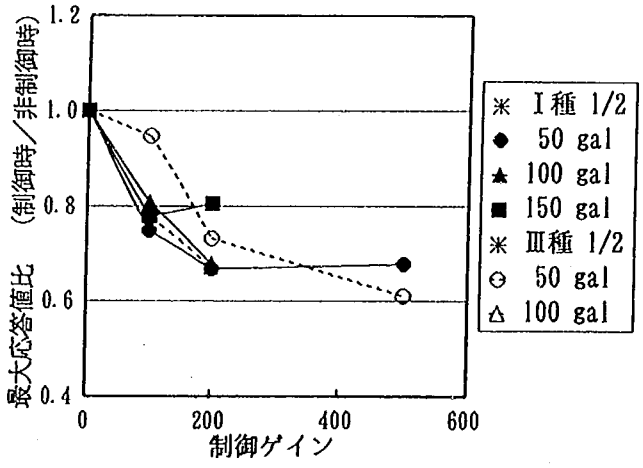
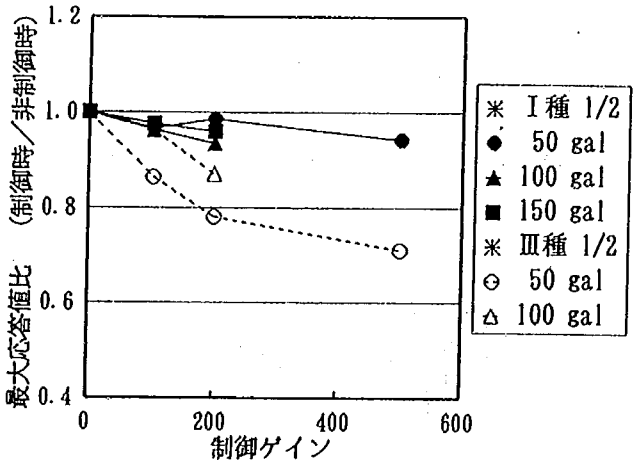


図-3.1.20　主塔基部応答ひずみの最大応答値比



(a) ＡＭＤ設置側



(b) ＡＭＤ非設置側

図-3.1.21　主桁先端応答速度の最大応答値比

を設置位置に取付けたことと同等である。制御ゲイン(ダンパーにおける粘性定数)を大きくすると、減衰効果に加えてバネ効果も無視できなくなり、振動モードが若干変化することで構造的に対称な位置での応答値の低減に差が生じた原因と考えられる。

時間軸1/10の実験ケースでは、制震効果が顕著な１次モードに対する地震波の周波数成分が小さいが、主塔基部においては、Ⅰ種地盤標準波で10%、Ⅲ種地盤標準波で20%程度の最大応答値の低減は図れた。

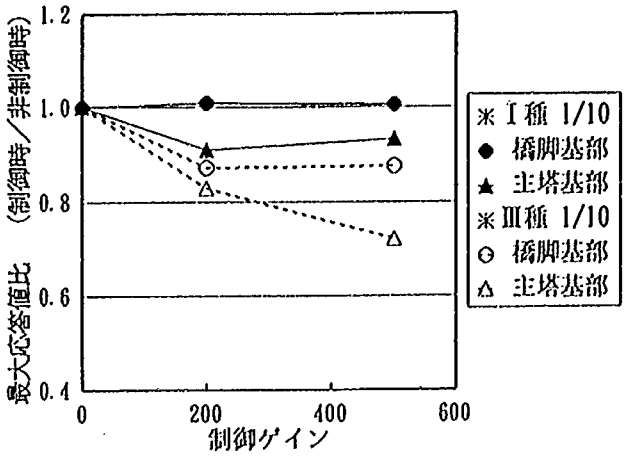
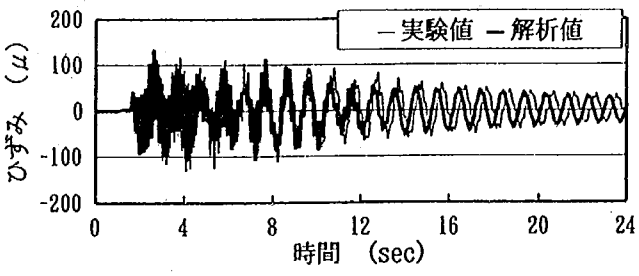


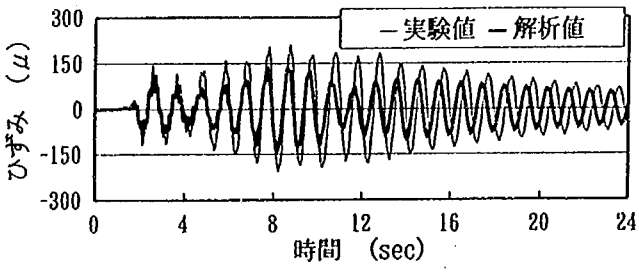
図-3.1.22　時間軸1/10ケースの最大応答値比

d）シミュレーション解析

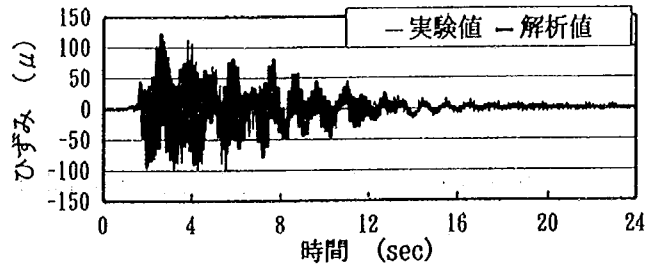
ＡＭＤを用いた制震実験に対するシミュレーション解析結果の一例として、図-3.1.23 に実験ケース①（Ⅰ種地盤標準波，時間軸1/2，最大加速度50gal）、図-3.1.24 に実験ケース④（Ⅲ種地盤標準波，時間軸1/2，最大加速度50gal）の橋脚基部および主塔基部における応答ひずみ波形を示す。解析では、振動台に設置した加速度計より測定した記録を入力地震波として使用し、非制震時の減衰定数は模型橋梁の実測値(1.0%）を用いることとした。なお、橋脚と主桁を剛結状態とした固有振動解析結果に比べて、実測固有振動数が20%程度小さくなっていることから、結合部材の剛度を調整し解析を行っている。シミュレーション解析結果は、地震波形、制御ゲイン等によらず、実測波形の特徴をほぼ表しており、解析手法の妥当性が確認できたものと考えられる。



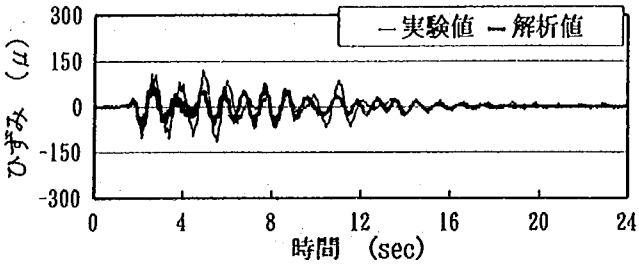
(a) 橋脚基部応答ひずみ（非制御）



(b) 主塔基部応答ひずみ（非制御）



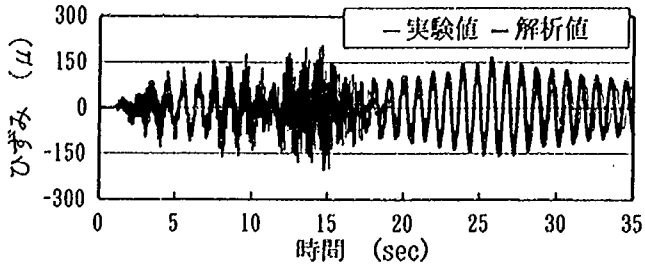
(c) 橋脚基部応答ひずみ（制御 500）



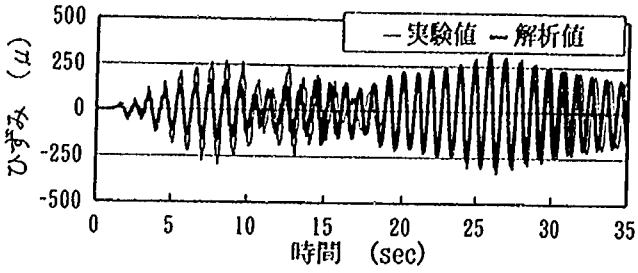
(d) 主塔基部応答ひずみ（制御 500）

図-3.1.23　シミュレーション解析結果（実験ケース①）

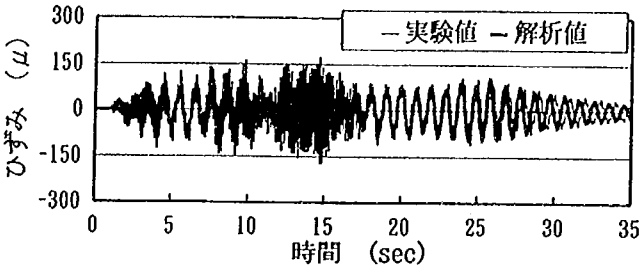
図-3.1.25 に橋脚基部および主塔基部の応答ひずみについて、非制震時に対する制震時の最大応答値の比率を示す。制御ゲインの増加に伴う最大応答値の低減率は、地震波形、着目点等によらず実験値と解析値でよく一致している。



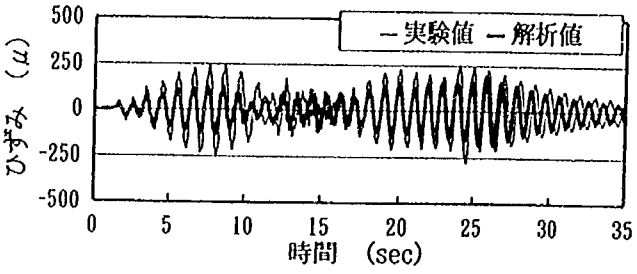
(a) 橋脚基部応答ひずみ（非制御）



(b) 主塔基部応答ひずみ（非制御）

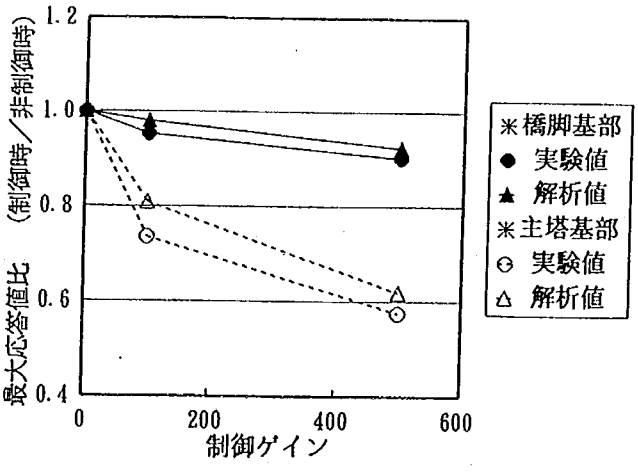


(c) 橋脚基部応答ひずみ（制御 100）

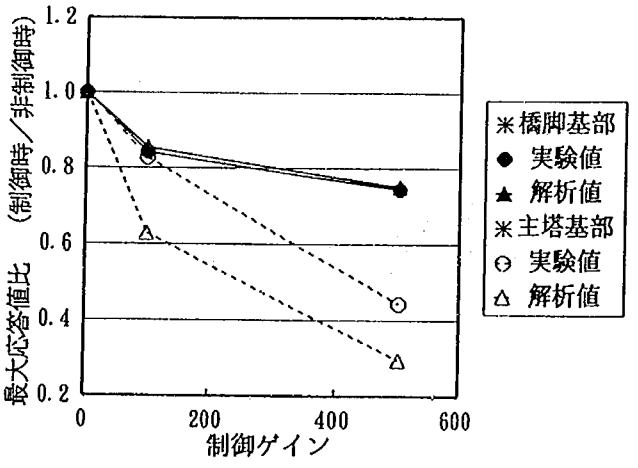


(d) 主塔基部応答ひずみ（制御 100）

図-3.1.24 シミュレーション解析結果（実験ケース④）



(a) 実験ケース①



(b) 実験ケース④

図-3.1.25 橋脚基部および主塔基部における応答ひずみの最大応答値比

e）まとめ

ＡＭＤ方式の施工時制震システムの実現性を実証すべく模型実験を実施し、実用化に際する問題点等を検討した結果つぎのようなことがわかった。

① 主桁張出し先端に設置した鉛直方向作動のＡＭＤにより、橋脚基部で応答値を５～25%、主塔基部では20～40%低減でき、制震効果が実験的にも確認できた。

② 模型実験結果とシミュレーション解析結果はほぼ一致することから、制震システムに対する解析方法の妥当性が検証された。

③ 実験時に発生したＡＭＤ本体のロッキング振動など、ＡＭＤによる施工時制震システムの実用化における貴重な知見やノウハウが得られた。

3）可変剛性制震システム[6]を用いた模型実験

一般に中長支間のＰＣ斜張橋の主桁架設には、片持ち張り出し工法が採用されることが多い。完成時の主桁がフローティングタイプの斜張橋であっても、施工時には架設機材の運用や施工性、あるいは耐風安定性などを考慮して、主塔橋脚上に仮支承を設けて主桁を橋脚に固定する。しかしながらこの方法は、地震時の橋脚断面力を著しく増大させる可能性がある。一方、完成時の耐震性向上手法のひとつとして、主塔橋脚と主桁をダンパー等の減衰装置で結合する方式が検討されている。昨年度は[5),7)] 施工時にもこれらの減衰装置を有効に利用するとともに、主桁に作用する地震力を能動的に免震するように主桁の橋軸方向への拘束をコントロールするような可変剛性制震方式について、その有効性を数値解析により検討し、この制震方式が地震時の橋梁断面力を大きく低減させられることを示した。今年度は可変剛性制震方式の実現性を実証すべく模型実験を実施し、実用化に際する問題点等を検討した。

a）可変剛性型制震システムの概要

可変剛性型制震システムは、地震動の性質に応じて構造物の剛性を時々刻々変化させて非共振化を図り、構造物に入力する地震動の入力エネルギーを小さくしようという制震方法である。このシステムは入力地震動を計測する計測部と、その性質を分析して最適な剛性を判断する計測・制御ソフトウエア部、実際に剛性を与える制御ハードウエア部から構成される。図-3.1.26 に可変剛性型制震システムの構成図を示した。可変剛性装置は主桁の主塔・橋脚支承部に設置し、この部分の剛性を変えることで構造系の動特性を変化させる。入力地震動は振動台に設置したサーボ型加速度計により計測し、その計測信号をＰＣ上で動作する計測・制御ソフトウエアで処理し可変剛性装置を制御する。

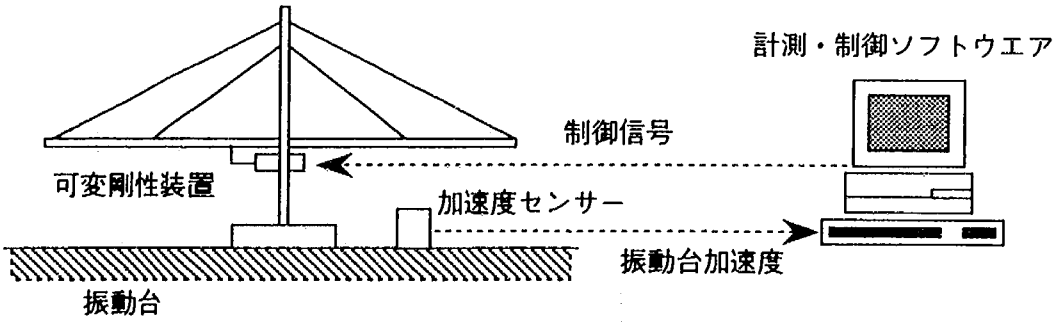


図-3.1.26　可変剛性制震システムの構成図

① ハードウエア

図-3.1.27 に、実験で用いた可変剛性装置の概要を示す。この装置はコイルスプリングと可変ダンパーより構成されている。コイルスプリングは構造系の過度な長周期化による主桁変位の増

大を招かないように、主桁を橋軸方向に適当なばね値で拘束するように設置したものである。可変ダンパーは、本来は制御電圧により減衰性能をコントロールするような装置であるが、本実験で使用したダンパーはピストンの動きを止めるような制御ができる。上述の可変剛性装置では、可変ダンパーのこの機能を利用して剛性のコントロールを行なっている。図-3.1.28 に可変ダンパーの性能曲線を示したが、この可変ダンパーは制御電圧を高く設定するとシリンダー内部のオイルの流動がバルブにより制限され、オイルの体積弾性に依存する反力のみを発生する。このようなメカニズムのため、この可変剛性装置では選択可能な剛性は 2 段階に限定される。表-3.1.4 は可変ダンパーと可変剛性装置の制御状態の関係を示したものである。

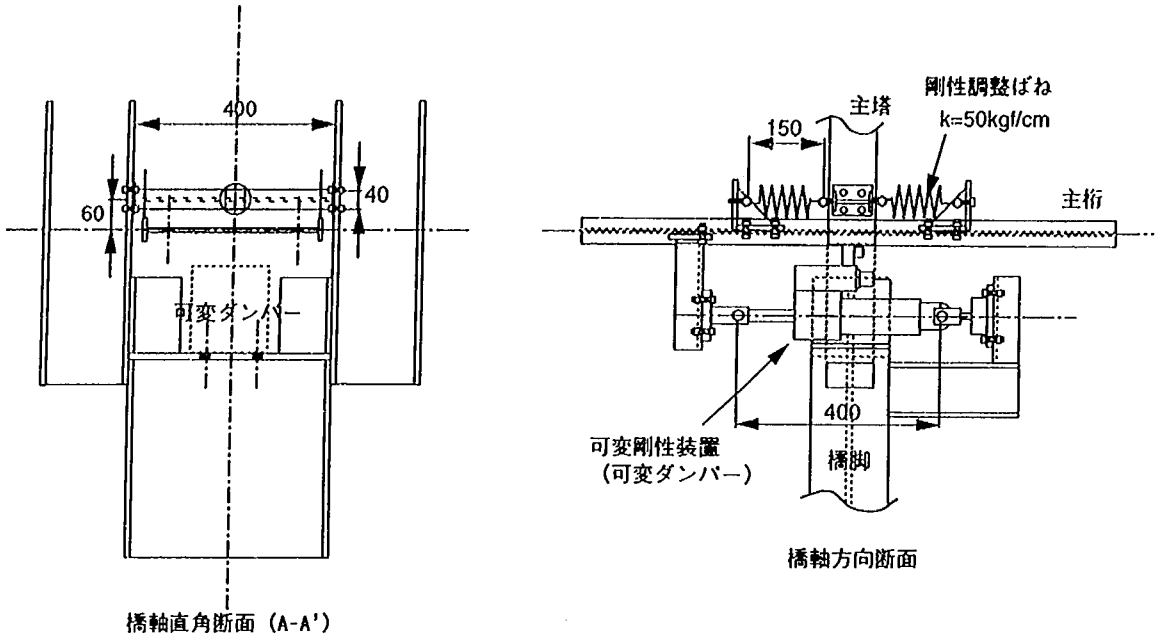


図-3.1.27　可変剛性装置の概要

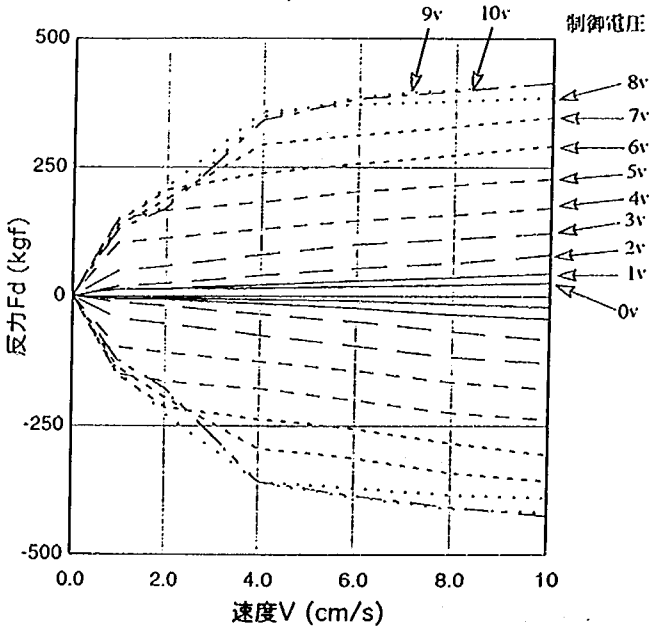


図-3.1.28　可変ダンパーの性能曲線

表-3.1.4　可変ダンパーと可変剛性装置の制御状態

	制御電圧低	制御電圧高
可変ダンパー	可動	ロック
可変剛性装置	低剛性	高剛性

② ソフトウエア

図-3.1.29 は計測・制御ソフトウエアのアルゴリズムの概要である。図中には各インプットパラメータと計測・制御データの処理過程をあわせて示した。このソフトウエアでは可変剛性装置の剛性選択を行うため、リアルタイムの構造物の応答を評価するような評価関数Bi(t) として次式を用いている。

ここで、 ui：剛性タイプｉのフィルターの時刻t での出力　　Δt ：制御時間間隔

Ti：剛性タイプｉのフィルターの周期

Ni：剛性タイプｉのフィルターの周期の半分の時間内の出力サンプリング個数

(=Ti/2 Δt)

図-3.1.30 に示すように、フィルター出力Aiは各剛性タイプが選択された場合の構造物の卓越

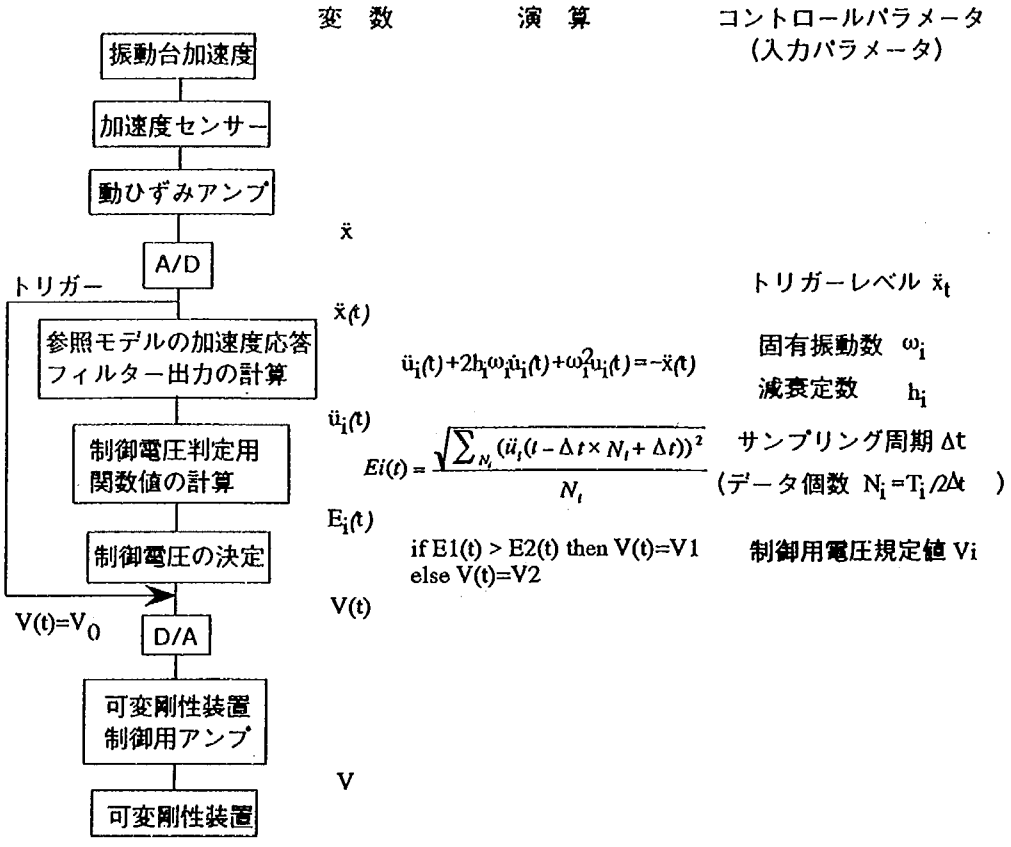


図-3.1.29　計測・制御ソフトウエアのアルゴリズム

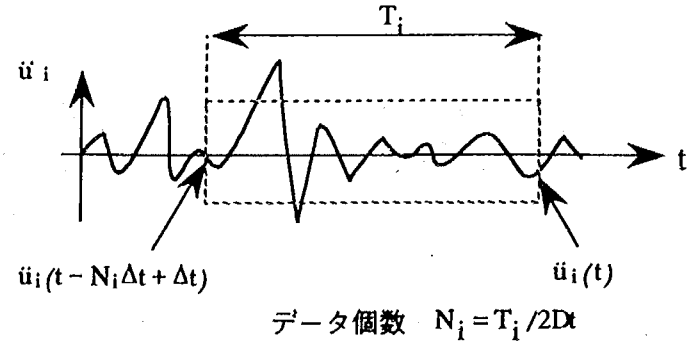


図-3.1.30　評価関数Bi(t)の計算データ範囲

振動モードを、その構造系の減衰も含めた1自由度モデル（以下、参照1自由度モデルとする）で模擬した加速度応答値で、評価関数Bi(t) はこれを参照1自由度モデルの半周期分の時間について平均したものである。評価関数Bi(t) の最も小さい剛性タイプが選択されるべき剛性タイプである。

③　可変剛性装置のセッティング

模型実験においては、各制御段階の参照1自由度モデルを予備解析（固有値解析）および模型の共振実験により同定し、制御プログラムの入力定数を設定した。実験では、可変ダンパーの制御電圧を3V（低剛性セッティング）および8V（高剛性セッティング）に設定した。表-3.1.5に予備解析および共振実験結果一覧を、図-3.1.31 に共振曲線を示した。予備解析での低剛性時の参照1自由度モデルの減衰定数は、可変剛性装置の橋軸方向剛性をk=100kgf/cm，減衰係数をc＝20kgf/kineとして複素固有値解析により求めた。共振実験結果の参照1自由度モデルの減衰定数は、対象モードについて1自由度法[8]で求めたものである。これらの結果から、予備解析での予測値は実験値と良い一致を示したことがわかる。また、高剛性設定時に可変ダンパーにガタやすべり等が発生し減衰が大きくなる懸念があったが、実験結果によればその影響はほとんど無いと考えられる。後述する制震実験では、制御プログラムの入力定数ωi(=2πfi)，hiとして共振実験から得られた固有振動数および減衰定数を用いた。

表-3.1.5　予備解析および共振実験による模型と参照1自由度モデルの特性値

	1次振動数(Hz)		2次振動数(Hz)		3次振動数(Hz)		参照モデルのモード次数	減衰定数h	
	解析	実験	解析	実験	解析	実験		解析	実験
低剛性	0.63	0.65	1.99	1.60	6.78	6.40	2次	0.33	0.30
高剛性	1.18	1.00	6.77	6.60	11.74	9.00	3次	0.01	0.02

網掛け部は参照1自由度モデルの特性値f_i、h_i

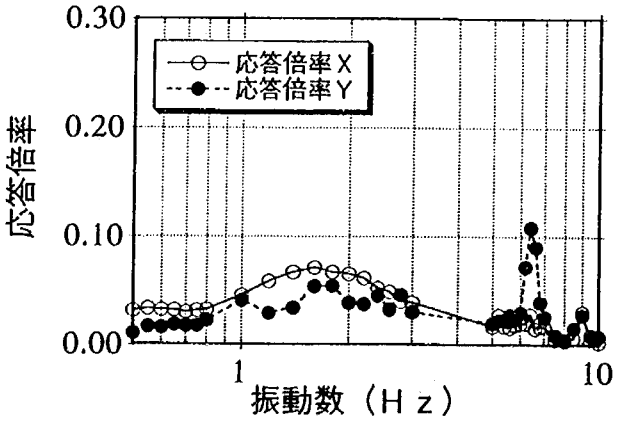


図-3.1.31(a)　低剛性セッティング時の共振曲線

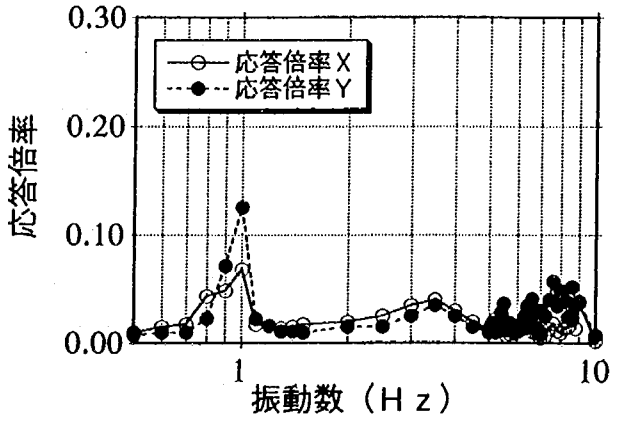


図-3.1.31(b)　高剛性セッティング時の共振曲線

b）制震模型実験結果

① 実験概要

本実験では振動台上に設置した斜張橋模型に可変剛性制震システムを設置し、入力地震動の周波数特性、加速度振幅および制震システムの設定を変えた実験を実施した。入力地震動の加速度振幅をパラメータとした理由は、可変剛性装置にどの程度の非線形性があるかを確認するためである。

表-3.1.6に実験ケースの概要を示す。模型の設計において時間縮尺を1/10に想定したため、Δt=1/10の入力地震波が相似則を満たした波形である。

計測項目は、模型各部の加速度応答、ひずみおよび可変剛性装置の反力である。可変剛性装置制御用加速度計C1には入力地震波の長周期成分を適切に評価するため、長周期対応のサーボ型加速度計を用いた。図-3.1.32 に計測機器の配置を示す。

可変剛性装置制御プログラムの入力パラメータは表-3.1.7のように設定した。

表-3.1.6　実験ケース概要

シリーズ	入力地震動	最大加速度振幅の設定	制震システムの設定	加振回数
1	Ⅰ種地盤　Δt=1/10	100, 200, 300 gal	低剛性, 高剛性, 制御	9
2	Ⅲ種地盤　Δt=1/10	100, 200, 300 gal	低剛性, 高剛性, 制御	9
3	Ⅰ種地盤　Δt=1/5	100 gal	低剛性, 高剛性, 制御	3
4	開北原波　Δt=1/1	100 gal	低剛性, 高剛性, 制御 (2)	4
5	八郎潟原波　Δt=1/1	50 gal	低剛性, 高剛性, 制御	3

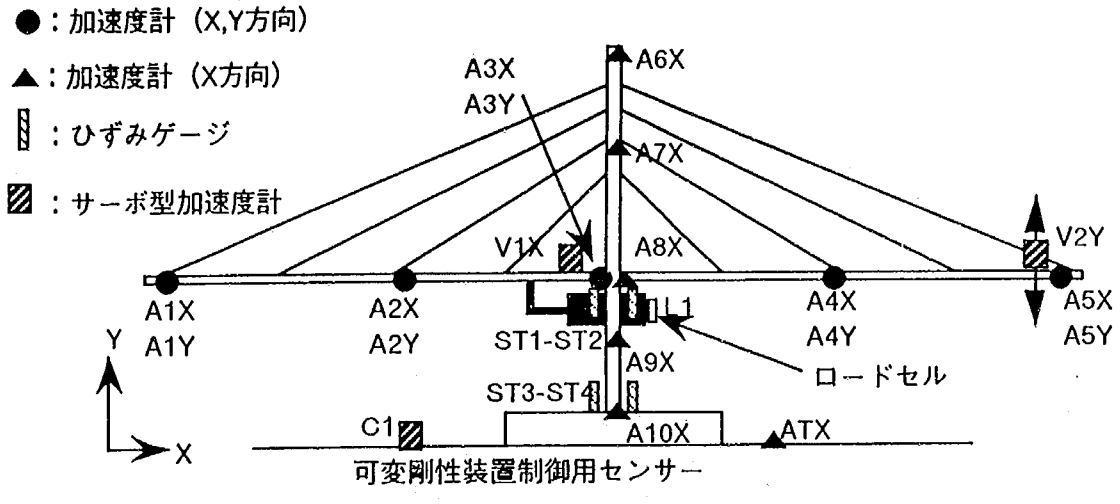


図-3.1.32　計測機器配置

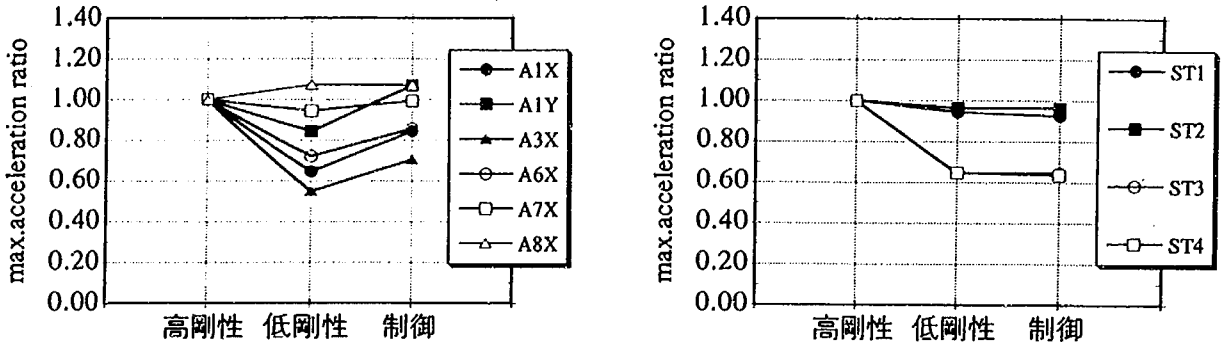
表-3.1.7　可変剛性装置制御プログラムの入力パラメータ

	$\ddot{x}_t$ (gal)	V_0 (V)	Δt (sec)	ω_i (rad/s)[1)]	h_i	V_i (V)
低剛性セット	30	9.0	0.002	9.42	0.30	3.0
高剛性セット				56.55	0.02	8.0

② 最大断面応答値

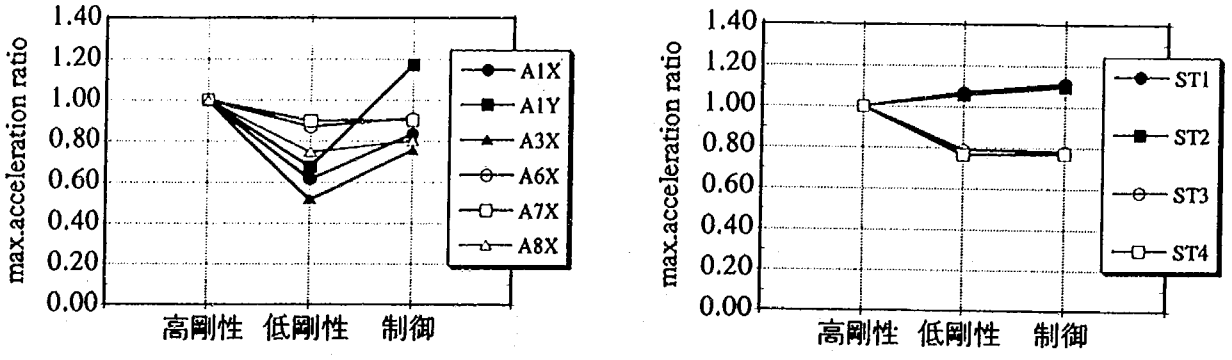
表-3.1.8に模型各部の最大応答値を一覧表にして示した。表中の「高剛性」，「低剛性」という表示は、可変剛性装置をそれぞれの状態にホールドしたまま加振したことを意味している。ここで「高剛性」とは、主桁と橋脚が剛結されている状態（厳密には鉛直方向剛性を持たないため剛結とは異なった状態である）を想定しているため、以後「高剛性」状態を持続する場合を「非制震」状態とする。また、「低剛性」とは常に主桁と橋脚の相対変位が許容され、ダンパーが作動する状態のことである。

シリーズ１および２について、「非制震」での最大値を基準にしてそれぞれの最大応答加速度、最大応答ひずみを比較した結果を図-3.1.33，3.1.34に示す。これらを見ると、最大応答加速度は「制御」あるいは「低剛性」にすると20～40%程度減少してることがわかる。「制御」の場合よりも「低剛性」の場合の減少程度が大きいのは、可変剛性装置の制御時間の遅れに起因するものと考えられる。また、可変剛性装置の剛性が低剛性から高剛性に切り替わるときには、スパイク状の加速度が観測される事がある。一方、最大応答ひずみは、「制御」，「低剛性」ともに橋脚基部のひずみが30～40%減少した。また、入力地震波に長周期成分の少ないシリーズ１のほうがシリーズ２よりも減少の程度が大きい。主塔基部のひずみはシリーズ１ではわずかに減少したものの、シリーズ２では10%程度増加した。



(a) 最大加速度比　　(b) 最大ひずみ比

図-3.1.33　シリーズ１（300gal入力）最大応答値比較



(a) 最大加速度比　　(b) 最大ひずみ比

図-3.1.34　シリーズ２（300gal入力）最大応答値比較

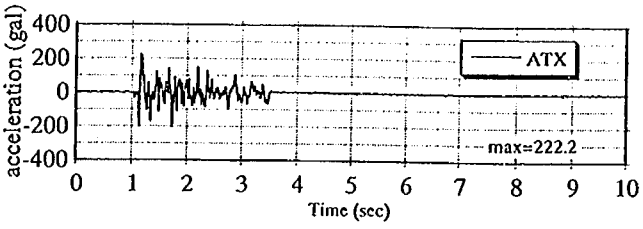
表-3.1.8　斜張橋模型振動実験（地震波加振実験）最大応答値一覧

Series	No.	地震波	最大加速度	ダンパー	ATX	A1X	A1Y	A3X	A6X	A7X	A8X	ST1	ST2	ST3	ST4	L1
1	1	Ⅰ種（Δt=1/10）	１００	高剛性	71.3	88.2	103.2	78.3	126.2	138.3	113.6	47.4	49.6	38.9	39.8	102.7
	2			低剛性	72.3	45.1	70.2	43.4	99.8	153.3	129.8	36.9	39.8	26.8	27.2	43.0
	3			制御	68.6	48.6	65.1	43.9	101.2	144.0	116.3	36.9	38.7	27.2	26.9	42.9
	4		２００	高剛性	147.3	157.6	149.5	145.0	241.9	295.6	240.0	113.6	118.0	89.9	93.4	194.7
	5			低剛性	142.2	76.7	128.3	75.8	154.8	277.7	258.4	73.0	79.1	48.7	48.9	59.6
	6			制御	141.3	99.3	171.9*	94.1*	156.2	309.3	271.9	72.7	80.3	48.6	48.6	60.7
	7		３００	高剛性	222.2	226.9	275.8	212.2	324.2	461.9	350.5	143.6	150.7	122.8	119.1	235.2
	8			低剛性	215.6	146.5	232.8	116.0	233.4	436.1	375.8	135.3	145.0	79.3	76.9	91.5
	9			制御	221.2	191.7	295.3*	149.6	277.8	458.3	375.2	132.7	145.0	79.4	75.7	92.7
2	10	Ⅲ種（Δt=1/10）	１００	高剛性	78.2	105.0	132.5	101.8	139.6	220.2	165.0	43.7	45.9	58.0	54.6	122.3
	11			低剛性	78.2	57.5	112.4	52.1	128.1	194.8	141.1	54.1	57.9	49.8	45.0	52.1
	12			制御	78.6	63.3	124.0	57.0	112.9	201.3	145.0	53.4	57.6	49.4	46.1	53.6
	13		２００	高剛性	146.4	229.1	356.6	220.0	287.4	448.6	318.3	102.2	103.7	101.5	93.4	234.6
	14			低剛性	149.8	103.8	252.8	105.7	235.0	379.3	272.2	97.6	107.0	85.7	78.3	84.9
	15			制御	148.8	183.5*	242.1	128.8*	269.3	392.5	293.4	97.0	107.9	84.6	78.7	83.4
	16		３００	高剛性	216.9	283.9	474.5	274.1	358.4	616.6	549.7	137.2	141.6	147.8	139.7	289.0
	17			低剛性	222.3	175.0	319.8	141.3	311.5	553.9	409.8	146.4	149.4	116.3	106.8	116.3
	18			制御	218.3	236.4*	555.5*	207.0*	326.3	555.9	439.4	152.6	155.4	115.3	107.5	113.2
3	19	Ⅰ種（Δt=1/5）	１００	高剛性	96.7	197.0	166.7	137.4	167.6	250.5	150.1	99.6	102.8	80.7	81.1	175.3
	20			低剛性	91.9	100.9	82.5	73.0	130.3	194.0	125.4	113.7	119.4	73.5	74.1	66.1
	21			制御	88.0	85.8	112.1	72.1	103.6	205.5	127.3	112.7	116.6	73.8	76.1	71.1
4	22	開北原波（Δt=1/1）	１００	低剛性	98.8	106.4	161.4	100.7	146.7	204.7	179.1	189.3	195.5	105.1	101.9	80.0
	23			高剛性	99.3	206.5	282.0	140.8	198.4	281.2	197.5	135.6	140.4	130.3	120.4	192.6
	24			制御	94.7	125.2	182.9	100.0	148.5	209.3	171.7	189.4	192.9	102.8	101.1	110.8
	25	同上	１００	h_2=0.06	93.6	152.9	163.6	101.1	155.1	232.1	165.7	186.5	191.5	103.4	100.2	85.6
5	26	八郎潟波（Δt=1/1）	５０	低剛性	51.9	104.4	75.3	88.2	122.8	131.9	81.2	498.7*	1048.1	557.4	643.3	93.8
	27			高剛性	52.6	143.1	115.4	121.3	147.7	159.7	102.5	591.4*	1257.5	603.5	669.1	203.1
	28			制御	53.2	101.7	98.9	90.2	126.8	120.3	92.2	549.4*	1175.3	634.4	669.0	*

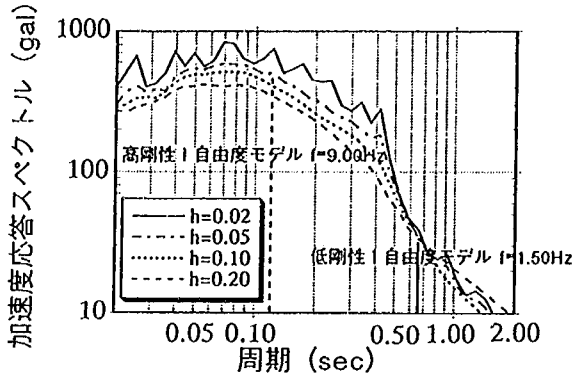
最上欄の「最大加速度」は振動台制御のための値であり、実際に振動台上で観測された最大加速度はATX欄に示されている。

③　時刻歴応答

代表的な時刻歴応答波形として、シリーズ１(300gal入力）の実験結果を図示する。図-3.1.35は、シリーズ１（300gal入力）の振動台入力波形およびその加速度応答スペクトルである。振動台制御信号は最大加速度300galに設定されているが、振動台の制御限界から実測された最大加速度は222galにとどまっている。また、想定していた加速度応答スペクトル形状は、T＝ 0.10secから一様に減少していく形状であったが、実測波形ではT=0.50sec 付近で折れ曲がるような形状となっている。しかしながら、可変剛性装置のセッティングを行った固有周期間の応答スペクトル値には大きな差があるため、制震効果の比較に関しては大きな問題とはならない。図中に各剛性セッティングにおける模型の卓越振動モードの関係をあわせて図示した。



(a) 振動０台入力波形

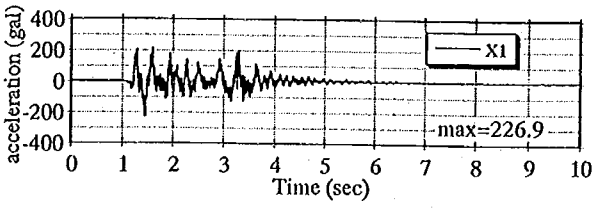


(b) 振動台入力波形の加速度応答スペクトル

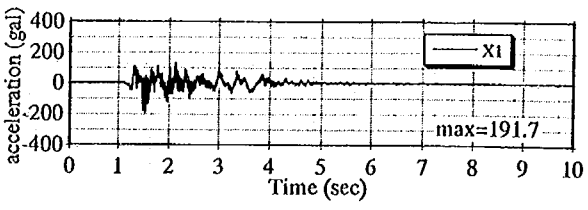
図-3.1.35　シリーズ１（300gal入力）振動台入力時刻歴波形と周波数特性

図-3.1.36 ～3.1.38に非制震の場合と制震した場合の模型各断面の時刻歴加速度応答波形を示す。制御、非制御の比較をすると、主桁橋軸方向加速度については値が小さくなっているが、その他については大きな違いは見られない。昨年度の研究で実施した数値シミュレーション[5]によれば、主桁加速度は橋軸、鉛直方向とも50%程度に減少することが示されており、それと比較するとこの実験結果は制震効果がかなり小さい。これは、数値シミュレーションが２次元モデルだったのに対し、模型は３次元で、主桁のねじれ振動等の高周波振動が計測記録に混入しているからである。時刻歴加速度応答波形に関するこれらの傾向は他の加振ケースでも同様であった。

図-3.1.39 , 3.1.40に非制震の場合と制震した場合の、主塔基部および橋脚基部曲げひずみの時刻歴応答波形を示す。各曲げひずみ時刻歴波形は、実験で計測されたひずみゲージの時刻歴波

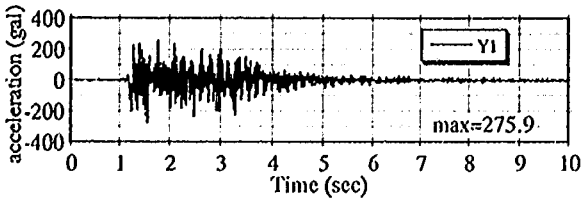


(a) 非制震

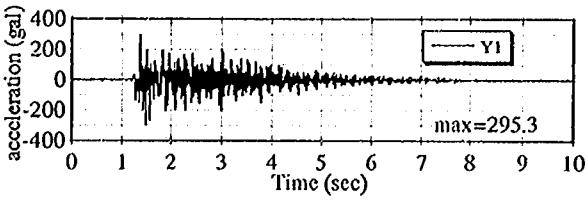


(b) 制震

図-3.1.36　シリーズ１（300gal入力）主桁端部橋軸方向（Ｘ１）加速度の時刻歴応答波形

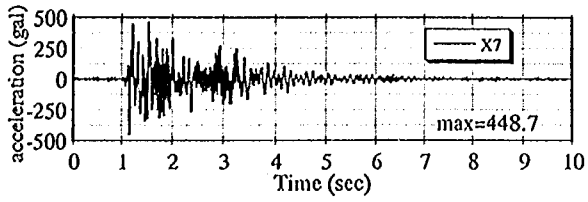


(a) 非制震

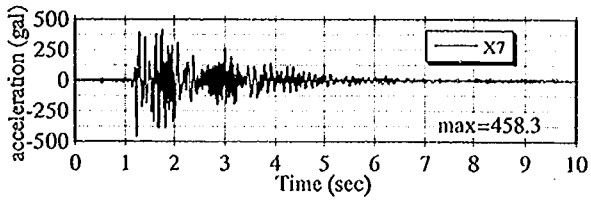


(b) 制震

図-3.1.37　シリーズ1（300gal入力）主桁端部鉛直方向（Y1）加速度の時刻歴応答波形

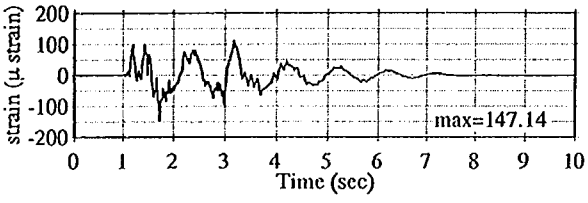


(a) 非制震

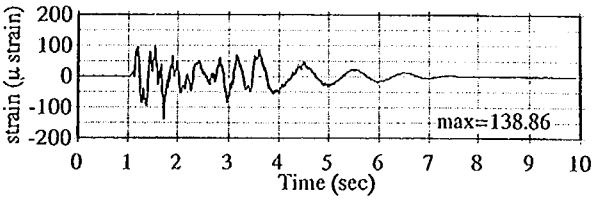


(b) 制震

図-3.1.38　シリーズ1（300gal入力）主桁頂部橋軸方向（X7）加速度の時刻歴応答波形

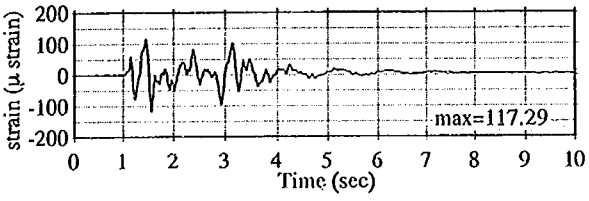


(a) 非制震

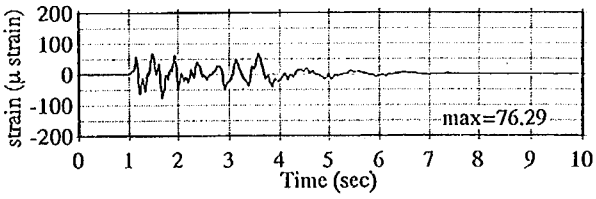


(b) 制震

図-3.1.39　シリーズ1（300gal入力）主塔基部曲げひずみの時刻歴応答波形



(a) 非制震



(b) 制震

図-3.1.40　シリーズ1（300gal入力）橋脚基部曲げひずみの時刻歴応答波形

形から次式で算定した。

主塔基部曲げひずみ＝(ST1-ST2)/2

橋脚基部曲げひずみ＝(ST3-ST4)/2

主塔基部曲げひずみ波形には制震時には短周期成分が卓越するようになり、最大値は非制震時よりも小さいものの、大きなひずみが生じる回数は多くなっている。一方橋脚基部の曲げひずみ波形は、制震システムの効果により長周期化し、振幅もおよそ35%減少している。

④　制御モードの時刻歴

図-3.1.41 にシリーズ1（300gal入力）における可変剛性装置の制御電圧の時刻歴を示す。こ

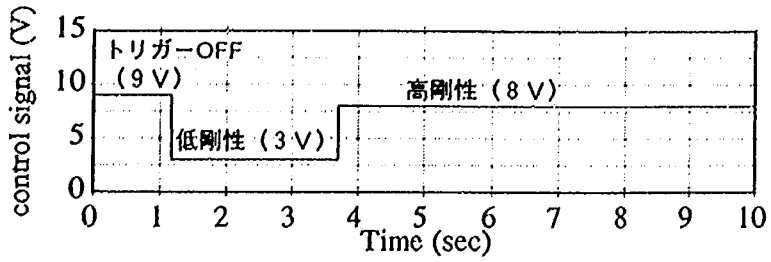


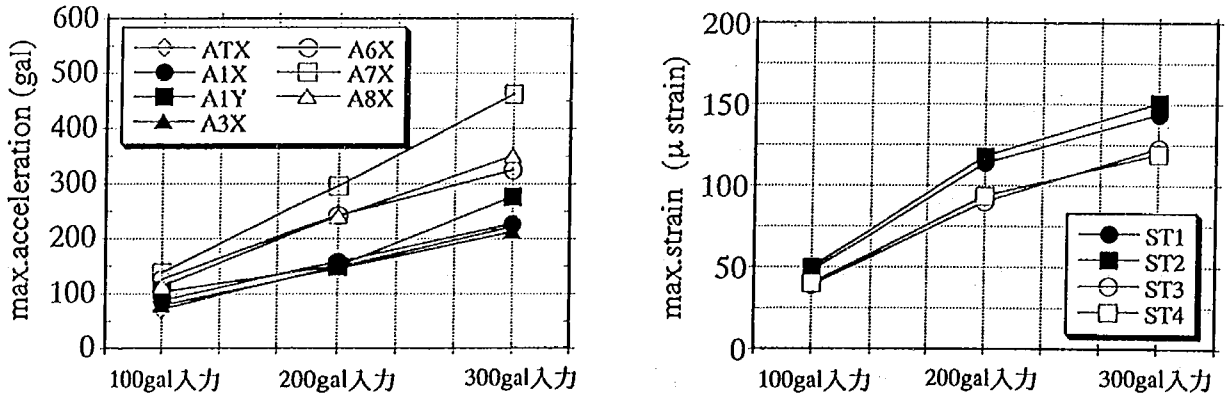
図-3.1.41　シリーズ1（300gal入力）可変剛性装置制御電圧時刻歴

のケースでは、加振中の可変剛性装置の剛性は常に「低剛性」に選択されていた。可変剛性制震システムの特徴は、時事刻々変化する入力地震動の性質に応じて構造物の剛性をコントロールする事であり、この結果はその特徴を十分に発揮しているものとはいいがたい。これは、本実験で用いた可変剛性システムの剛性選択が2段階に限定されていたため、構造物の振動特性が大きく異るような選択剛性値を設定しているからである。この傾向は周波数特性が異なる他の実験ケースでも同様であった。したがって、可変剛性制震システムの特徴を十分に発揮させるには、細かく多段階の剛性選択が可能な可変剛性装置の開発をする必要があると考えられる。

⑤　可変剛性装置の非線形性

本実験において考案、試作した可変剛性装置は当初その機構上、「高剛性」設定時（非制震時）に装置のがたやすべり等の発生が懸念されたため、異なった加振レベルにおいて模型の応答特性を調査し、装置の非線形性の影響を検討した。図-3.1.42 にシリーズ1「高剛性」設定時に加振した場合の、模型各断面の最大加速度応答値と主塔基部および橋脚基部の最大ひずみをプロットした。

断面の最大加速度応答値を見る限りは入力加速度との比例関係が保たれており、可変剛性装置の入力加速度振幅に対する非線形性はないように思われる。一方最大応答ひずみは、入力加速度の増加に比例して大きさが増加してはいないことを示している。したがって、この可変剛性装置は「高剛性」設定時には入力加速度振幅に対して非線形挙動を示すと考えられるが、実験を実施した入力レベルではその程度はあまり大きくはない。



(a) 最大入力加速度　　(b) 最大曲げひずみ

図-3.1.42　加振シリーズ1・最大入力加速度と断面の最大加速度応答値と最大曲げひずみの関係

c）模型実験結果の数値シミュレーション

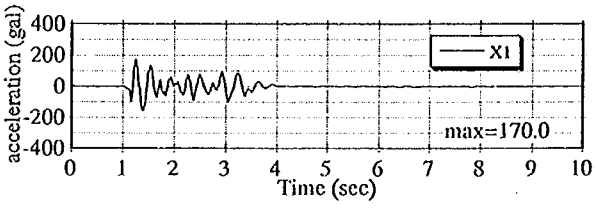
ここでは、実験に伴って実施した数値シミュレーションの結果を示すとともに、実験結果と数値解析を比較して可変剛性制震方式の効果について考察する。

代表的な例として、これまで結果を示してきたシリーズ１の300gal入力を例に解析結果を示す。数値シミュレーションにおいては、実験で得られた可変剛性装置制御電圧時刻歴から可変剛性装置の剛性を各時刻で選択するようにした。「高剛性」設定時の可変剛性装置の非線形挙動は、非制震時のシミュレーション結果が実験結果と整合するように減衰係数を設定した。このときの可変剛性装置の剛性は、可変剛性装置に用いている可変ダンパーの性能曲線より想定した剛性を用いた。表-3.1.9に、可変剛性装置に設定したばね値（剛性）と減衰係数を示した。図-3.1.43，3.1.44に数値シミュレーションによる模型各部の時刻歴加速度応答波形を示す。

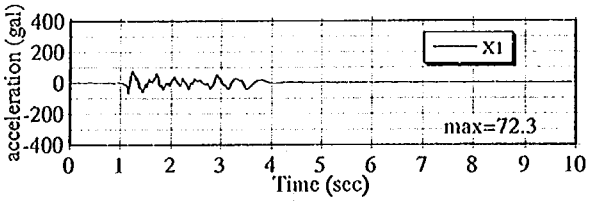
実験結果と比較して、数値シミュレーション結果は最大加速度レベルは小さいものの、波形の傾向はよく表されている。シミュレーションでは主桁端部橋軸方向の加速度応答は最大値が60%程度減少しており、実験結果と比較してより大きな制震効果が現れている。この理由は先にも述べたが、実験結果には解析モデルに考慮されていない高次モードや主桁の面外及びねじれ振動が含まれており、これらの影響で構造物の耐震性に直接影響を及ぼさない高振動数の大きな加速度が観測されるからである。従って実験結果の制震効果を加速度応答にもとづいて議論する際には、データの解釈に注意する必要がある考えられる。

表-3.1.9　可変剛性装置のばね値と減衰定数

	ばね値（kgf/cm）	減衰係数(kgf/kine)
低剛性	100	20.0
高剛性	10,000	2.0

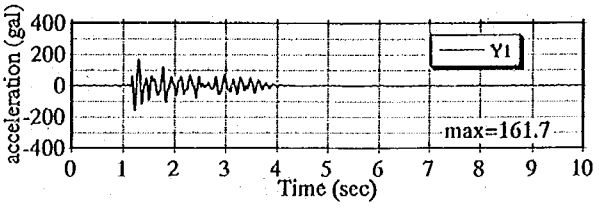


(a) 非制震

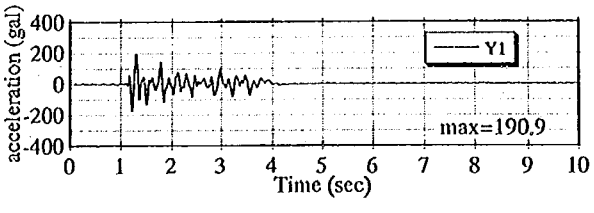


(b) 制震

図-3.1.43　シリーズ１（300gal入力）主桁端部橋軸方向（Ｘ１）加速度の時刻歴応答波形



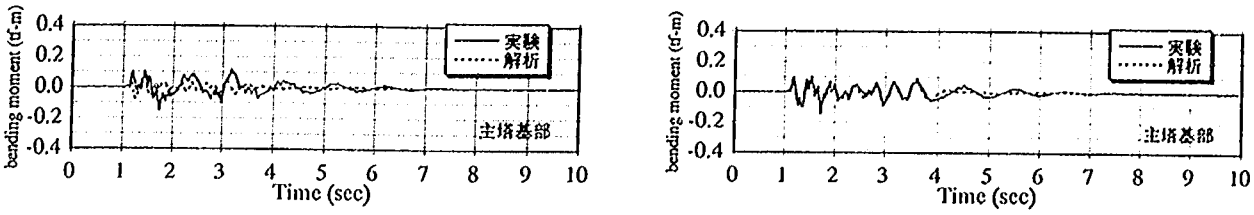
(a) 非制震



(b) 制震

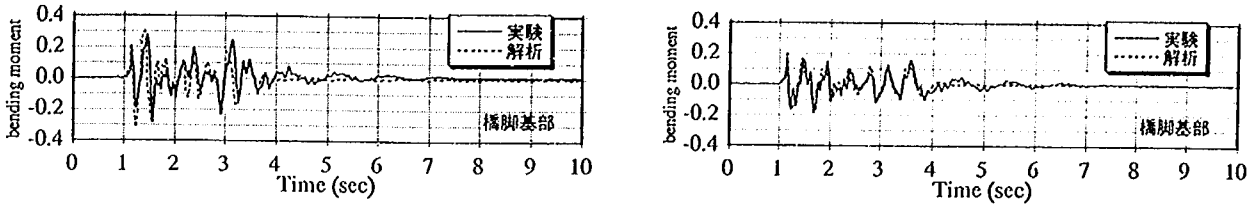
図-3.1.44　シリーズ１（300gal入力）主桁端部鉛直方向（Ｙ１）加速度の時刻歴応答波形

図-3.1.45，3.1.46に断面の曲げモーメントの時刻歴波形を示した。図中には実験結果で得られたひずみ波形より換算した曲げモーメントの時刻歴波形も合わせて示している。



(a) 非制震　　(b) 制震

図-3.1.45　シリーズ1（300gal入力）主塔基部曲げモーメントの時刻歴応答波形



(a) 非制震　　(b) 制震

図-3.1.46　シリーズ1（300gal入力）橋脚基部曲げモーメントの時刻歴応答波形

曲げモーメント波形については非制震の場合の主塔基部曲げモーメン以外の波形は実験結果と良く一致している。制震時の橋脚基部曲げモーメントの減少率はおよそ40%であり、実験結果とも良い一致を示し、可変剛性制震方式の効果が数値解析の面からも確認された。

しかしながら、この解析ではモデルの非制震時（「高剛性」）の減衰を実験結果から同定して与えているためこのような良い結果を与えたものともいえる。一般的に、数値解析のみで制震システムの制震効果について議論するような場合、非制震時の減衰の設定いかんで制震効果が大きく異なることが予想されるため、実用化を念頭にした初期減衰の設定方法を開発する必要がある。

d）まとめ

可変剛性制震方式の実現性を実証すべく模型実験を実施し、実用化に際する問題点等を検討した結果つぎのようなことがわかった。

① 模型実験の実施より、実用化の上で必要になると考えられる種々のノウハウ（可変剛性装置の設計・試作、制御プログラムの設計・試作、入力パラメータの設定方法、数値シミュレーションの実施）を開発し、それらの蓄積をすることができた。

② 模型実験では可変剛性制震システムにより、断面各部の最大応答加速度が20～40%程度減少させることができた。しかしながらこの結果は、数値シミュレーションと比較すると制震効果が小さいとともに加速度レベルもかなり大きい。この理由は、実験結果には解析に考慮されていない高次モードや主桁の面外及びねじれ振動等が含まれており、高振動数の大きな加速度が観測されるからである。

③ 最大応答ひずみは、橋脚基部のひずみが30～40%減少した。また、入力地震波に長周期成分

の少ない地震波のほうが減少の程度が大きい。主塔基部曲げひずみ波形には、制震時に短周期成分が卓越するようになる。一方橋脚基部曲げひずみ波形は長周期化し、振幅が減少する。

④ 本実験で用いた可変剛性装置は選択可能な剛性が2段階に限定されていたため、地震波加振中の剛性の切り替えがほとんどなされなかった。可変剛性制震システムの特徴を十分に発揮させるには、細かく多段階の剛性選択が可能な可変剛性装置の開発をする必要があると考えられる。

⑤ 断面応力に関しては、模型実験結果と数値シミュレーション結果は良い一致を示した。しかしながら、数値解析のみで制震システムの制震効果について議論するような場合、非制震時の減衰の設定いかんで制震効果が大きく異なることが予想されるため、実用化を念頭にした初期減衰の設定方法を開発する必要がある。

(5) 3年間の研究成果の要約と今後の課題・展望

1）研究成果の要約

a）施工時耐震性の検討

ＰＣ斜張橋およびＰＣ高橋脚橋梁に対して完成時および張出し施工時の耐震特性を比較し、制震方法、制震レベル等を検討した結果、以下の結論が得られた。

① ＰＣ斜張橋に対して、橋軸方向，橋軸直角方向および鉛直方向の各地震入力方向に対して検討を行った。設定したモデル橋梁においては、橋軸直角方向および鉛直方向の入力に対して施工時に断面がクリティカルとなることはないが、橋軸方向の入力に対しては橋脚基部において50%程度完成時の断面力を超過した。よって、橋軸方向に対する施工時制震システムを検討することとした。

② ＰＣ高橋脚橋梁では、施工時の地震による断面力が完成時を超過することはなかったが、作業時の安全性を考慮すると制震対策の必要性も考えられる。

b）施工時安全性のクライテリア検討

施工時安全性のクライテリアとしては、橋梁本体のみならず工事作業者の安全性や施工機材の耐震性が考えられる。

c）各種制震方法および制御理論の検討

施工時制震方法として適用可能と考えられる手法について検討した結果、以下の結論が得られた。

① 制震索は逆対称１次振動モード以外のモードに対しては制震効果が少なく、施工時制震方法としての有効性は低い。

② 可変剛性方式は、主塔と橋脚の地震力の負担割合をバランス良く調整することが可能であり、耐震性を向上させることができる。また、長周期化による応答変位の増大も過度にはならない。

③ ＴＭＤ方式は制震応答が鈍く、入力される地震波の特性に制震効果が左右される。また、施工時は固有振動特性が順次変化していくことから、調整作業が煩雑になると考えられる。

④ ＡＭＤ方式は施工時の固有振動特性の変化に逐次対応でき、また、地震波の特性に依存せず安定した制震効果が期待できる。しかしながら、制震機構が大規模になることから、制震効率を向上させるには適切な制御則を選定しなければならない。

d）施工時制震模型実験

模型橋梁を用いた振動台実験により制震方法の実験的検証を行った結果、以下の結論が得られた。

① 主桁張出し先端に設置した鉛直方向作動のＡＭＤにより、主塔基部等で応答値を20～40％低減でき、制震効果が実験的にも検証された。また、シミュレーション解析の結果ともほぼ一致することから、解析方法の妥当性が確認できた。

② 主桁と橋脚間に設置した可変剛性装置により、橋脚基部等で応答値を30～40％低減でき、制震効果が実験的にも検証された。また、シミュレーション解析の結果ともほぼ一致することから、解析方法の妥当性が確認できた。

2）今後の課題

本研究により、施工時制震システムとして、主桁先端に設置する鉛直方向作動のＡＭＤおよび主桁と橋脚間に設置する可変剛性装置の適用性が確認できた。しかしながら、実用化においては問題点も多く、特に以下の点について今後検討する必要がある。

① 制震効果の向上を図れる制御理論およびソフト、ハードシステム。

② 実橋に適用する制震システムの機会的構造およびシステムの信頼性。

③ 大規模地震など、設計想定以上の地震力に対する挙動および対策。

④ 制震システムを用いることによる経済性効果。

⑤ 実橋レベルでの確認実験。

＜研究担当＞ (株)大林組，オリエンタル建設(株)，八千代エンジニアリング(株)，
石川島播磨重工業(株)，川崎重工業(株)

＜参考文献＞

1）土木学会構造工学委員会振動制御小委員会：振動制御コロキウム PART A 構造物の振動制御，1991.

2）土木学会構造工学委員会振動制御小委員会：第２回振動制御コロキウム PART A 構造物の振動制御(2)，1993.

3）土木学会構造工学委員会振動制御小委員会：第３回振動制御コロキウム PART A 構造物の振動制御(3)，1995.

4）建設省土木研究所，㈶土木研究センター，他19社：高減衰材料を用いた長大橋の免震技術に関する共同研究報告書（その１），1994.

5）建設省土木研究所，㈶土木研究センター，他19社：高減衰材料を用いた長大橋の免震技術に関する共同研究報告書（その２），1995.

6）小堀鐸二：制震構造，鹿島出版会，1993.9

7）樋口俊一，後藤洋三：ＰＣ斜張橋施工時の制震に対する可変剛性方式の適用性について，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集第１部(B)，pp. 914-915，1995.

8）長松明男：モード解析入門，コロナ社，1993.7

3. 2　下部構造の免震

(1) 開発の背景と目的

「長大橋の免震化技術を開発するために、桁および下部構造においてもエネルギー吸収を図る」という基本方針に沿って、下部構造の免震化を研究する。

長大橋の下部構造は、従来堅固な地盤の上にマッシブなコンクリート塊からなる基礎を設けているため、固有周期が短く、慣性力が大きく、躯体内部の減衰は小さい。また、超長大橋になればなるほど基礎が大型化し、基礎自身の慣性力による地盤反力の軽減のため、基礎底面の拡大が必要になる。そこで、本研究では、長大吊橋の主塔基礎や斜張橋の主橋脚基礎を対象に、高減衰材料を用いるための構造形式と、減衰性能を高める技術を開発する。

(2) 開発項目と内容

1）長大吊橋主塔基礎への免震構造の適用性の研究

これまでの研究により、明石海峡大橋の主塔基礎のような中実剛体基礎について、免震化の基本構造の方向と、常時の安定性、ストッパーがある場合の地震時挙動がわかった。本年度は、中実剛体基礎に加えて、大水深用の基礎として考案した「ツインタワー基礎」も研究対象に加え、以下の項目の研究を行った。

①　高減衰材料の剛性に関する感度分析とツインタワー基礎の免震化の検討

中実剛体基礎とツインタワー基礎[1]を対象に、高減衰材料の剛性と免震効果との関連を調べるために、高減衰材料の硬さを5ケース設定し地盤反力や躯体の応答値を算定した。

②　低強度地盤への適用性の検討

基礎の軽量化に伴い、長大橋の低強度地盤への適用性が増すため、一般橋梁と同様の洪積地層を支持層とする条件での免震化の効果を検討する。

③　下部構造の免震化が橋梁全体に及ぼす影響の検討　今までの検討では、下部構造の安定に及ぼす主塔や桁の影響は小さいことから、これを考慮しないモデルで解析を行ってきた。このため、下部構造を免震化した場合、橋梁全体の振動特性がどのように変化するかは明らかとなっていない。そこで、橋梁全体系の簡易なモデルを作成し、地震応答解析により全体挙動を調べる。

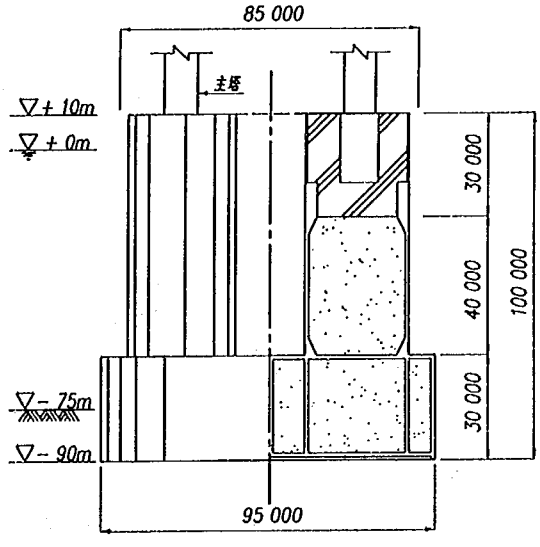


図-3.2.1　ツインタワー基礎の概念図[1]

2）斜張橋基礎への免震構造の適用性の研究

これまでの研究により、斜張橋のような長大橋の橋脚基礎に免震装置を施すことにより、減衰効果が現れ、本来の目的である断面力の低減と断面形状の縮小が可能となることがわかった。本年度

は、これまでの研究に引き続き、免震デバイスの剛性に着目したパラメータスタディを行い、免震基礎の有効性を確認した。また、新開発デバイスを用いて大規模地震時を想定したパラメータスタディを実施し、斜張橋基礎の有効適用範囲を探った。以下に本年度の研究項目を示す。

① Ｌ２，Ｌ３レベルを想定した基礎免震効果の検討

Ｌ２，Ｌ３レベルにおいて、斜張橋基礎部の免震デバイスの剛性を変化させ、主塔基部と主橋脚基部の曲げモーメントに着目し、斜張橋の免震基礎化におけるデバイスの最適剛性の検討を行うとともに、大規模地震時における基礎免震効果を確認した。

② 新開発デバイスを用いた場合の有効性の確認

免震デバイスとして超塑性ラバーダンパーを用いて、Ｌ２レベル及びＬ３レベルの大規模地震時を想定したパラメータスタディを実施し、免震基礎の有効適用範囲を探求した。

③ 課題の整理と報告書作成

残された課題を整理し、３年間の成果を報告書にまとめた。

(3) 開発の工程

1）長大吊橋主塔基礎への免震構造の適用性の研究

（工期：H5.11～H8.3）

	H5年度	H6年度	H7年度
基本構造形式の検討			
ｱｲｿﾚｰｼｮﾝﾀｲﾌﾟの常時の安定検討 保有水平耐力照査レベルの地震に対する検討 基礎径の検討 免震構造の要求機能の検討			
高減衰材料の剛性に関する感度分析と ツインタワー基礎の免震化の検討 低強度地盤への適用性の検討 下部構造の免震化が橋梁全体に及ぼす影響の検討			

2）斜張橋基礎への免震構造の適用性の研究

（工期：H5.11～H8.3）

	H5年度	H6年度	H7年度
基本条件の設定 免震基礎構造の検討			
免震基礎化の応答値と水平バネの検討 免震基礎の実現性の検討			
L2，L3レベルを想定した基礎免震効果の検討 新開発デバイスを用いた有効性検討 課題の整理と報告書作成			

(4) 平成７年度の研究成果

1）長大吊橋主塔基礎への免震構造の適用性の研究

a）高減衰材料の剛性に関する感度分析とツインタワー基礎の免震化の検討

a-1)検討モデルの設定

水深70m下に建設される直径80mの吊橋主塔基礎を対象に、以下の方針でモデル化を行った。

① 免震基礎の基本構造として、明石海峡大橋に代表される剛体基礎の底面付近に、免震デバイスを設置した構造（図-3.2.2(a) 参照）と、大水深下の基礎として考案されたツインタワー基礎に、同様に免震デバイスを適用した構造（図-3.2.2(b) 参照）を検討の対象とした。

② 免震デバイスとして高減衰ゴムを考え、剛性Gおよび減衰hは、ひずみの高次方程式で表現されるものとする[2)]。

$$G(\gamma)=a_0+a_1\gamma+a_2\gamma^2+a_3\gamma^3+a_4\gamma^4$$

$$h(\gamma)=b_0+b_1\gamma+b_2\gamma^2+b_3\gamma^3$$

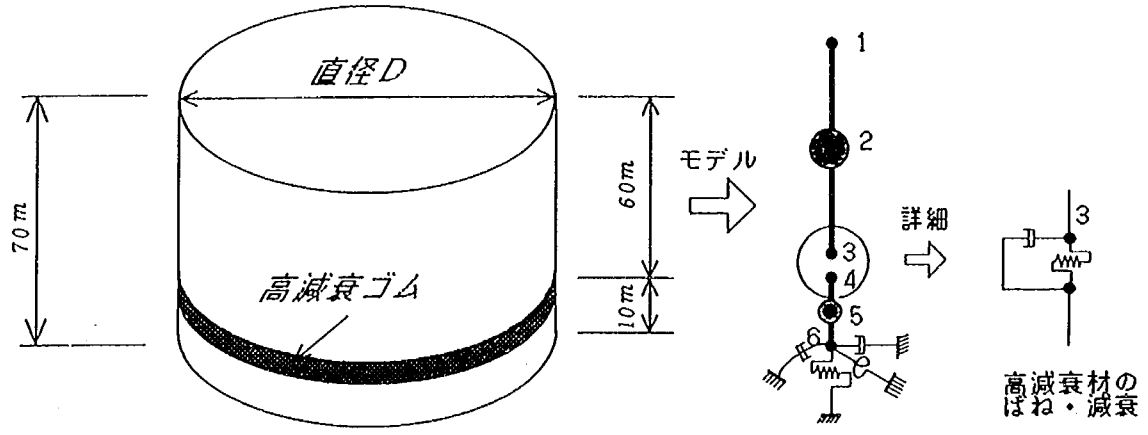
③ 地震時の上部構造反力の増加分は1割程度であるため、解析では上部構造反力を無視し、基礎自体の免震効果を確認する。

④ 入力地震動は、保有水平耐力照査レベルのⅠ種地盤用標準波形を用いる[2)]。

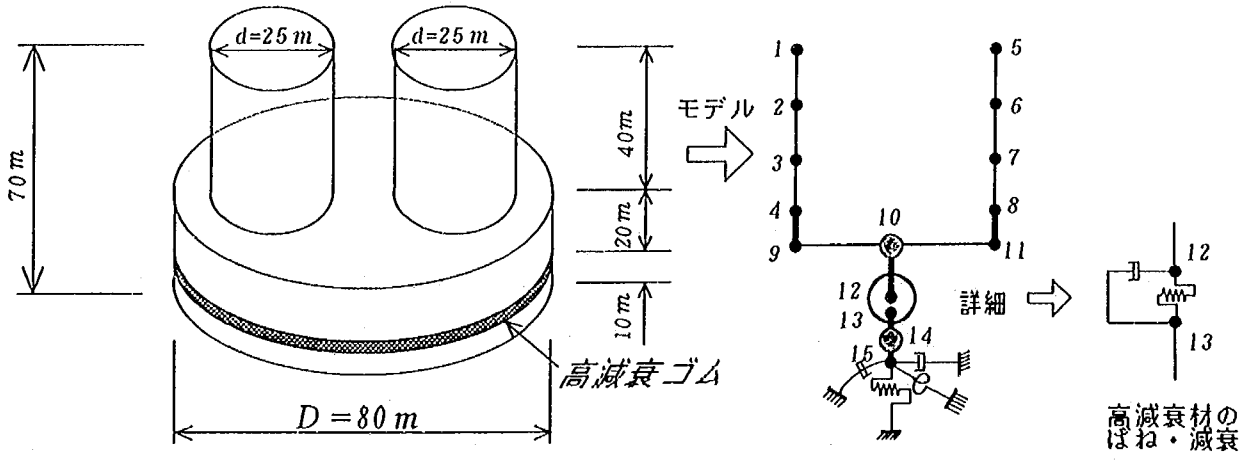
⑤ 地盤ばねおよび地盤の減衰係数として、基礎～地盤間の動的相互作用を考慮した、振動数に依存しない値を用いる[3)]。支持地盤は岩盤（V_s=600m/s）を想定する。

⑥ 水の存在を無視し、付加質量や造波減衰を考慮しない。

⑦ 躯体内部減衰はh_b=1％と仮定する。



(a) 剛体基礎のモデル化



(b) ツインタワー基礎のモデル化

図-3.2.2 解析モデル

表-3.2.1　地盤ばねと減衰係数

		基礎径80m
ばね定数	並進	1.42×10^{7}
(tf/m)	回転	19.3×10^{9}
減衰係数	並進	5.22×10^{5}
(tf・s/m)	回転	3.86×10^{8}

表-3.2.2　モデルの質量

	剛体基礎		ツインタワー基礎	
並進質量	質点 2	7.35×10^{4}	タワー部計	9.60×10^{3}
			質点 10	2.41×10^{4}
($t\cdot s^2/m$)	質点 5	1.22×10^{4}	質点 14	1.22×10^{4}
回転慣性	質点 2	5.15×10^{7}	タワー部計	6.48×10^{5}
			質点 10	1.04×10^{7}
($t\cdot m\cdot s^2$)	質点 5	4.98×10^{6}	質点 14	4.98×10^{6}

a-2)免震効果の分析

高減衰材料の剛性と免震効果の関連を調べるために、高減衰材料の剛性を5ケース設定し地盤反力や躯体の応答値を算定した。なお、高減衰材料としては高減衰ゴムを考え、標準的な仕様は以下のように設定した。

① 高減衰ゴムは、製作，運搬，設置の容易さも勘案して、1000×1000×50mmの単層ゴムを考えた。

② 高減衰ゴムの使用枚数は、死荷重との関係から500 枚を標準とした。

図-3.2.3～3.2.6 に解析結果を示す。ここで、図中のK_0は初期剛性を表すもので、同じ初期剛性を用いた計算であっても、基礎形式により高減衰ゴムに生じるせん断ひずみが異なるため、剛性や減衰が同一にはなっていない。また、ツインタワー基礎では、洪積地盤を支持層とした場合の計算結果も示してあるが、これに関しては「b）低強度地盤への適用性の検討」で後述する。

図-3.2.3，3.2.4の地盤反力の算定結果によれば、ツインタワー基礎（岩盤）の方が剛体基礎に比べて地盤反力は小さいが、免震効果は剛体基礎の方が大きくなっている。また、図-3.2.5，3.2.6 によれば、免震化することによる加速度低減の割合は剛体基礎の方が大きく、変位の増加する割合はツインタワー基礎（岩盤）の方が大きい。地震による地盤反力の増加分や躯体の応答値だけを考えれば、剛体基礎を免震化することで、軽量化を図ったツインタワー基礎やさらにそれを免震化した基礎と同程度の効果（例えば基礎径の縮小）が得られることになる。

次に、免震効果の判断材料の一つとして、免震化によりどの程度の長周期化が図られたかを検討する。今回の解析では、高減衰ゴムの剛性をひずみに依存した履歴型の非線形特性を考慮したため、一般的な意味での固有周期は存在しないが、最大変形時の高減衰ゴムの剛性と高減衰ゴムが支えている並進質量のみに着目して固有周期を算定した。図-3.2.7は、このようにして得られた固有周期を非免震の固有周期（基礎躯体の質量と地盤ばねによる）で正規化したものである。ツインタワー基礎では、躯体質量が剛体基礎よりも小さいため、剛性が大きい範囲では同じ高減衰ゴムを用いても、長周期化が顕著には生じていないことがわかる。このことが、剛性が大きい範囲で地盤反力がほとんど低減されない一因と考えられる。

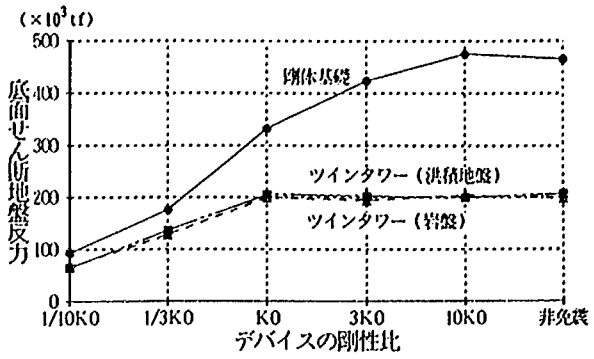


図-3.2.3　底面地盤のせん断地盤反力

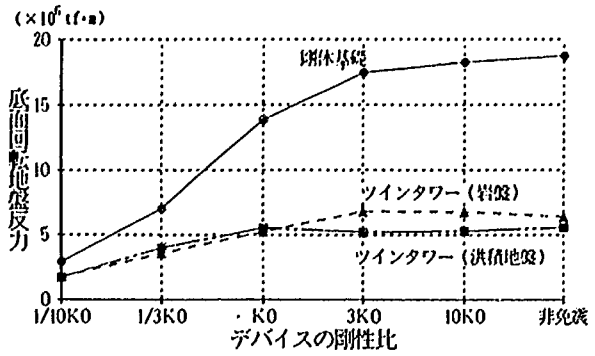


図-3.2.4　底面地盤の回転地盤反力

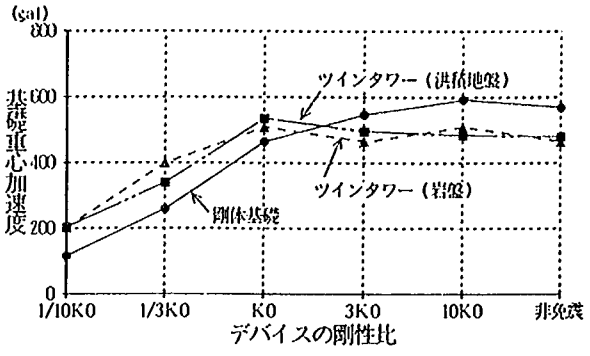


図-3.2.5　基礎重心加速度

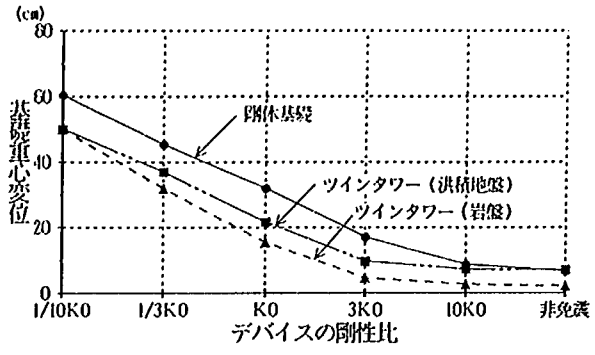


図-3.2.6　基礎重心変位

また、図-3.2.8は、高減衰ゴムのせん断変形量に着目して整理した結果であるが、全体的に剛体基礎の方が変形量が大きく、免震化の効果が大きい裏付けとなっている。しかしながら、高減衰ゴムの変形量が大きいことは高減衰ゴムを用いた装置の設計・製作が難しくなることにもつながる。そこで、地盤反力の低減率と高減衰ゴムの変形量の関係を調べた。図-3.2.9, 3.2.10は、地盤反力の非免震の場合に対する比率に対する高減衰ゴムの変形量の関係を示すものであるが、同程度の地盤反力の低減を期待する場合、必要とされる高減衰ゴムの変形量は、基礎形式にかかわらず、同程度となることがわかる。但し、同一の高減衰ゴム変形量であっても、地盤反力値そのものは剛体基礎の方が大きくなるのは、図-3.2.3, 3.2.4 に示したとおりである。

b）低強度地盤への適用性の検討

ツインタワー基礎に関しては、中実の剛体基礎に比べて大幅に死荷重が軽減されるため、比較的堅固な洪積地盤を支持層とし、基礎の根入れを浅くすることが可能と考えられる。そこで、V_s = 300m/s程度の洪積地盤に適用した場合についても同様に検討を行った。結果は、図-3.2.3～3.2.8に併記したとおりで、地盤反力や基礎の応答値に関しては、岩盤上に構築した場合と大差ない結果となった。但し、岩盤に比べれば洪積地盤の地盤耐力はかなり小さいと考えられるため、非免震では根入れを深くしなければならないものが、免震化することでに根入れを浅くできるケースが生じる可能性があると考えられる。

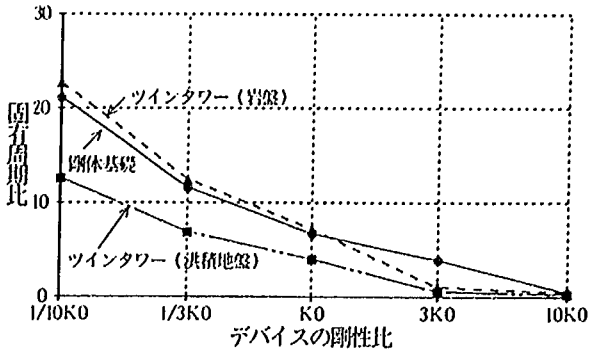


図-3.2.7　非免震基礎に対する固有周期の比率

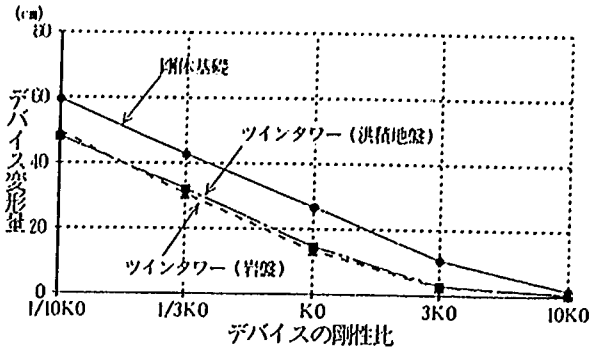


図-3.2.8　高減衰ゴムのせん断変形量

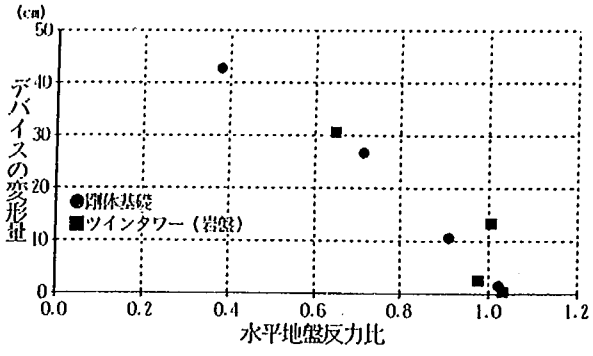


図-3.2.9　水平地盤反力と高減衰ゴムの変形量

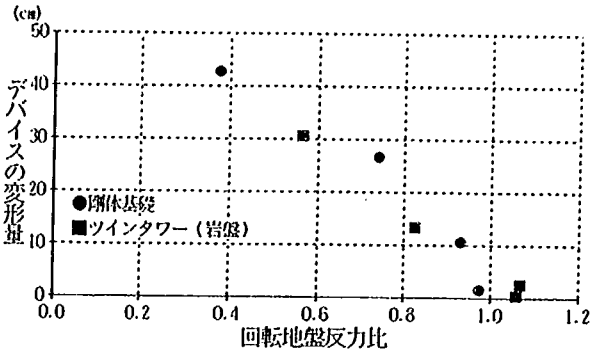


図-3.2.10　回転地盤反力と高減衰ゴムの変形量

c）下部構造の免震化が橋梁全体に及ぼす影響の検討

今までの検討では、下部構造の安定に及ぼす主塔や桁の影響は小さいことから、これを考慮しないモデルで解析を行ってきた。このため、下部構造を免震化した場合、橋梁全体の振動特性がどのように変化するかは明らかとなっていない。そこで、剛体基礎を免震化した構造を対象に、橋梁全体を簡易なモデルに置き換え、地震応答解析により全体挙動を調べた。

図-3.2.11に解析モデルを示す。橋軸方向に関しては、塔頂部にケーブルによるバネ（k＝800tf/m）を考慮した。また、補剛桁およびケーブルの質量として、M＝5400t・s²/mを塔頂部に付加した。なお、この付加質量は、基礎の質量の６％程度である。

図-3.2.12 に固有値解析結果を示す。免震装置の変形が大きくなるモードは、橋軸方向では３次に、橋軸直角方向では４次に現れるが、いずれも主塔の大きく揺れる一次の固有周期とは、かなりかけ離れた周期となっている。

図-3.2.13 は、保有水平耐力照査レベルのⅠ種地盤用波形（固有周期30秒までスペクトルフィッティングさせたもの：本共同研究で昨年度作成）を、入力地震動として地震応答解析を行った結果である。免震化により、応答加速度は基礎天端で1/2以下、塔部で1/3以下に低減している。また、応答変位の増加量はわずかである。

以上より、下部構造の免震化が主塔の振動特性に悪影響を及ぼすことはなく、主塔の応答加速度も大幅に低減できることがわかった。

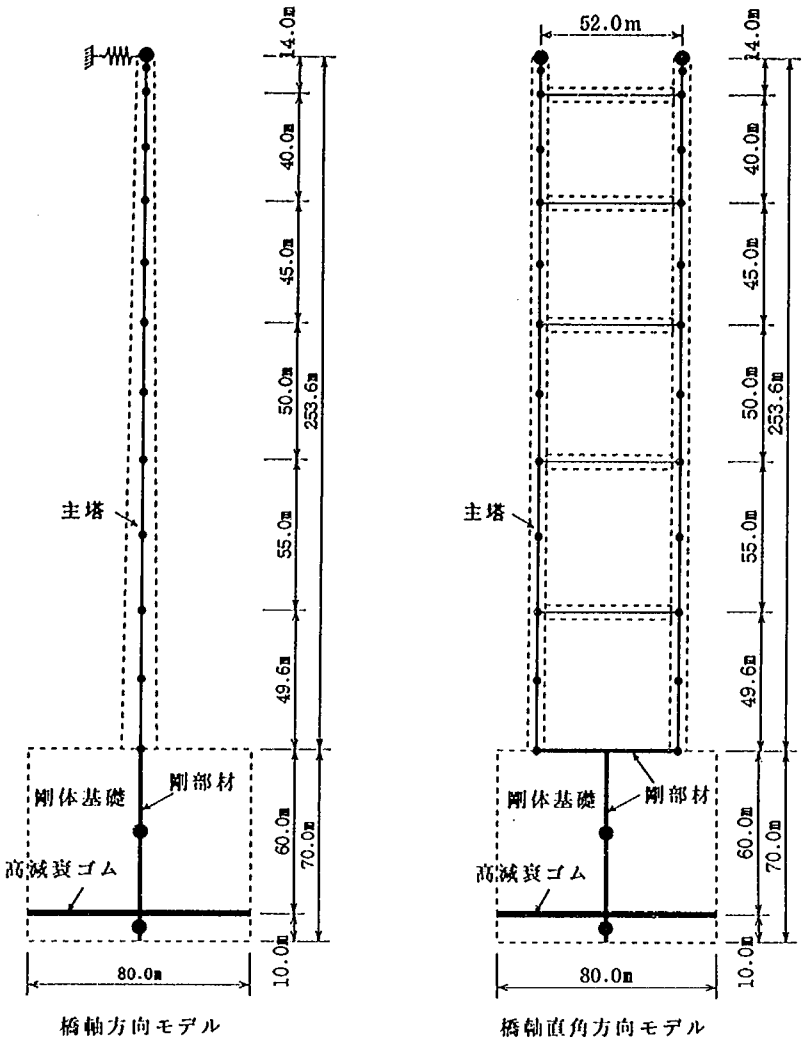


図-3.2.11　主塔を含む解析モデル

2）斜張橋基礎への免震構造の適用性の研究

a）Ｌ２、Ｌ３レベルを想定した免震効果の検討

a-1)免震基礎の概念

免震基礎の構造形式は、外的諸条件により中間支点をヒンジ固定とするようなタイプに着目し、本来のベースアイソレートという意味合いから、図-3.2.14 に示す免震基礎の概念図のような構造とし、主橋脚フーチング部に免震デバイスを設置する。

a-2)検討モデルの設定

図-3.2.15 に示すとおり、２径間連続ＰＣ斜張橋基礎部に免震デバイスの要素を考慮する。

①　解析手法：応答スペクトル法

②　地盤条件：Ｉ種地盤，Ａ地域，１級重要度

③　基礎減衰定数：Ｌ１レベルｈ＝15%，Ｌ２及びＬ３レベルｈ＝10%

a-3)入力応答スペクトル

入力応答スペクトルは、図-3.2.16 に示す標準加速度応答スペクトルを用いた。

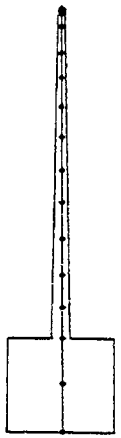
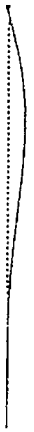
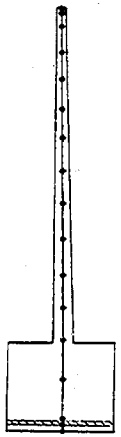
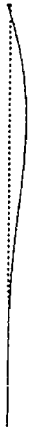
	モデル図	＜1次＞	＜2次＞	＜3次＞	＜4次＞	＜5次＞
非免震						
	固有周期	12.7秒	2.10秒	0.801秒	0.665秒	0.366秒
免震						
	固有周期	12.7秒	2.11秒	1.13秒	0.720秒	0.374秒

図-3.2.12(a)　振動モード［橋軸方向］

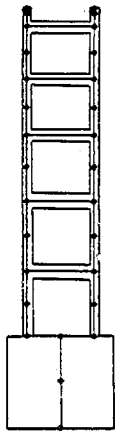
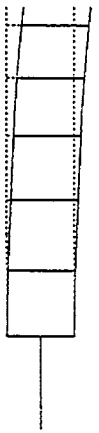
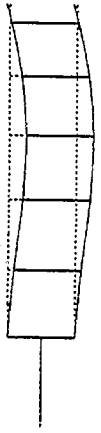
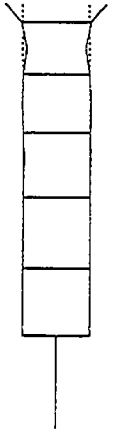
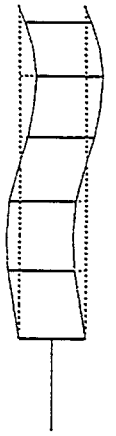
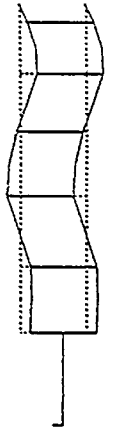
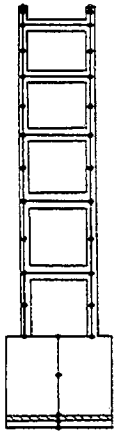
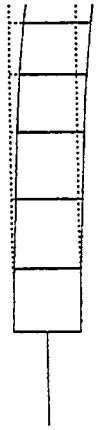
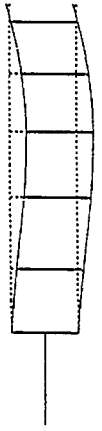
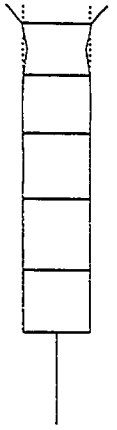
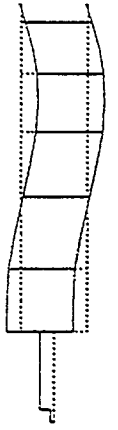
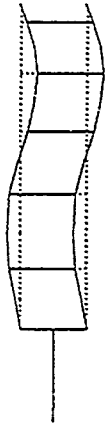
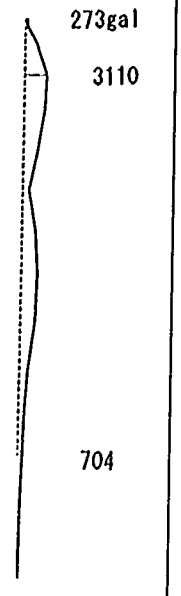
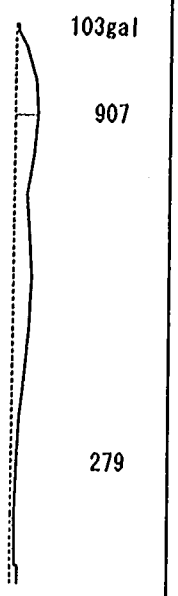
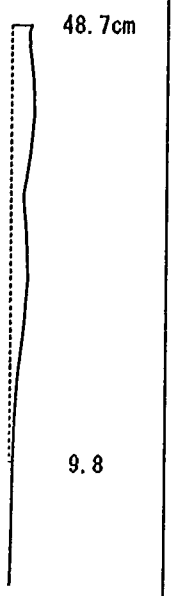
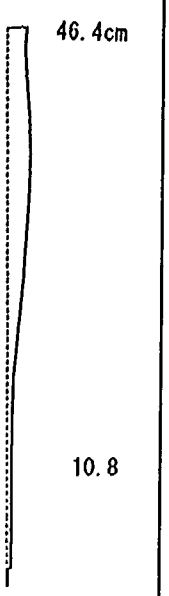
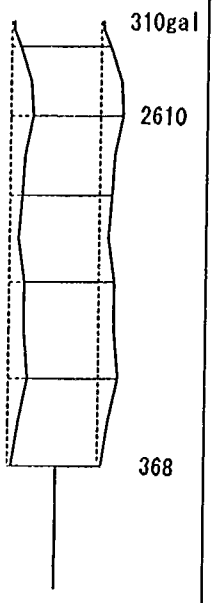
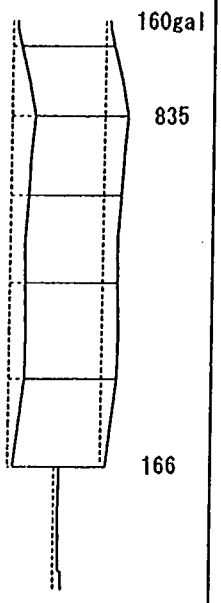
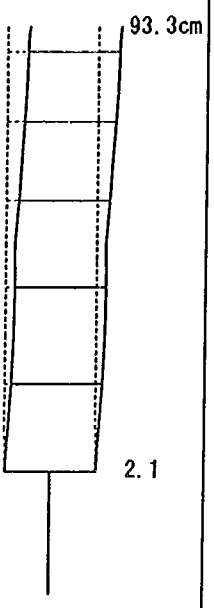
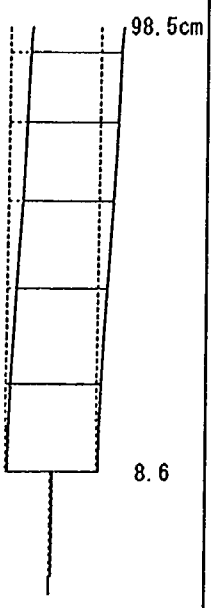
	モデル図	＜1次＞	＜2次＞	＜3次＞	＜4次＞	＜5次＞
非免震						
	固有周期	6.10秒	1.56秒	1.04秒	0.698秒	0.502秒
免震						
	固有周期	6.10秒	1.57秒	1.04秒	0.993秒	0.691秒

図-3.2.12(b)　振動モード［橋軸直角方向］

	最大応答加速度（gal）		最大応答変位(cm)	
	非免震基礎	免震基礎	非免震基礎	免震基礎
橋軸方向				
橋軸直角方向				

	主塔基部の断面力			基礎底面地盤のばね反力		
		非免震基礎	免震基礎		非免震基礎	免震基礎
橋軸方向	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(tfm)	9.14×10^{5}	4.66×10^{6}	回　転（tfm）	1.35×10^{7}	4.62×10^{8}
	せん断力　(tf)	1.66×10^{4}	6.50×10^{3}	せん断（tf）	3.05×10^{5}	1.15×10^{5}
直角方向	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(tfm)	4.44×10^{5}	2.08×10^{5}	回　転（tfm）	5.04×10^{5}	1.96×10^{5}
	せん断力　(tf)	1.67×10^{4}	7.36×10^{3}	せん断（tf）	2.71×10^{5}	1.09×10^{5}

図-3.2.13　主塔および基礎の最大応答分布

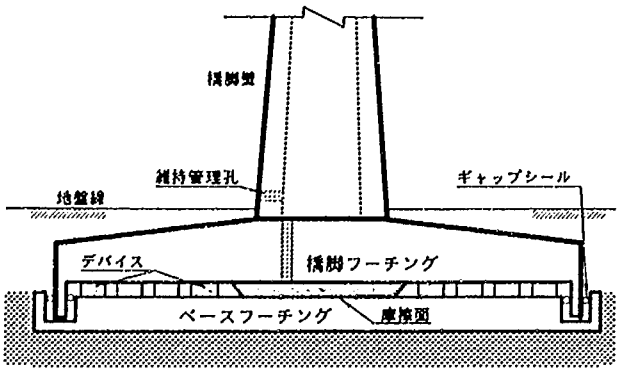


図-3.2.14　免震基礎の概念

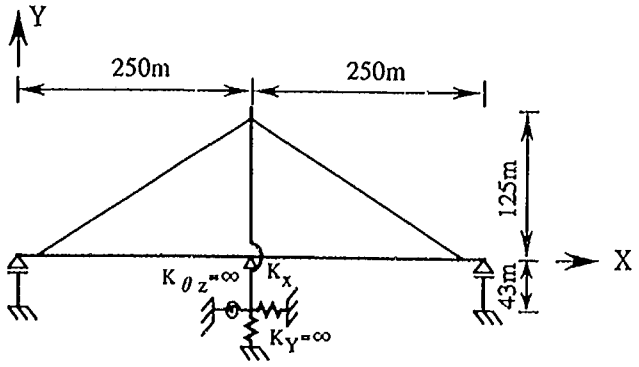


図-3.2.15　解析モデル

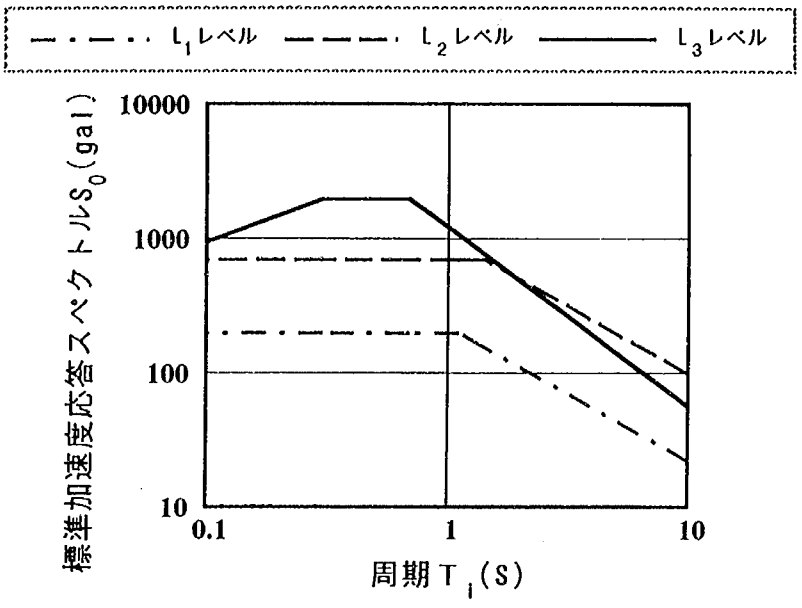


図-3.2.16　標準加速度応答スペクトル

a-4)検討結果

免震デバイスの剛性（水平バネＫｘ）をパラメータとして、Ｌ１，Ｌ２及びＬ３レベルにおける主塔基部及び主橋脚基部の曲げモーメントを算出し、非免震時（ヒンジタイプ）と比較した結果を図-3.2.17 に示す。本検討により、以下のことがわかった。

① 免震デバイスの剛性を変化させてもＬ１，Ｌ２及びＬ３レベルにおける各部応答値の比率の変化傾向は一致する。

② 地震の規模が大きくなるほど、非免震時との応答値の比率は小さくなり、大規模地震時に免震基礎化の有効性が顕著に現れる。

b）新開発デバイスを用いた場合の有効性の検討

上述の免震基礎の有効性の検討は、免震デバイスを仮定してパラメータスタディを行ったが、ここでは、実在のデバイスとして新開発されている超塑性ラバーダンパーを用いて免震基礎化の有効性を探求するものである。

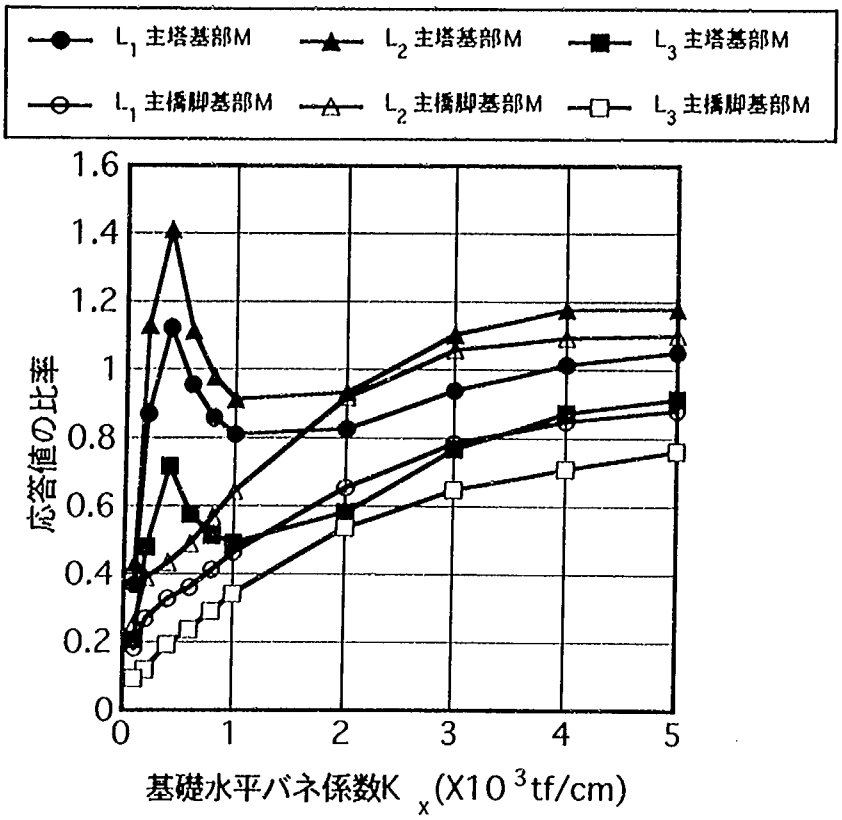


図-3.2.17　デバイスの剛性と応答値の関係

b-1)検討条件

① 解析手法：応答スペクトル法，線形直接積分法，非線形直接積分法（主橋脚部に非線形性を考慮）

② 地盤条件：Ⅰ種地盤，A地域，重要度１級

③ 等価減衰定数：線形解析における等価減衰定数は、h＝10%とする

④ 入力地震動：神戸海洋気象台観測記録（Ⅰ種地盤）

⑤ 免震デバイス：超塑性ラバーダンパー、A＝300m²、te ＝10cm

b-2)検討結果

各解析手法による非免震時（ヒンジタイプ）と免震時における主桁変位，主塔基部曲げモーメント，主橋脚基部曲げモーメント及び基礎変位算出結果と両者の比較を表-3.2.3に、非線形直接積分法による主塔及び主橋脚の曲げモーメントを図-3.2.18 に示す。また、図-3.2.19 には、主橋脚基部の履歴特性を示す。

b-3)免震効果の分析

上記検討結果から明らかなように、斜張橋基礎を免震化することで、非免震時に比べ各部応答値は約30%～60%程度に低減される。これは、斜張橋設計の上でも、断面規模の縮小による経済性の向上や耐震性の向上が可能となることがわかる。

以上より、斜張橋基礎部に実在のデバイスを用いた場合においても、その有効性が検証できた。

表-3.2.3　各解析手法による解析結果

		応答スペクトル法	線形直接積分法	非線形直接積分法
主桁変位（cm）	非免震	31.5	32.3	22.9
	免　震	32.1	39.6	29.1
	免／非	1.019	1.226	1.271
主塔基部M（tf・m）	非免震	454,100	620,500	532,500
	免　震	205,700	265,400	110,900
	免／非	0.453	0.428	0.208
主橋脚基部M（tf・m）	非免震	4,707,900	4,930,500	1,012,100
	免　震	1,358,900	1,720,300	606,900
	免／非	0.289	0.349	0.600
基礎変位（cm）	免　震	23.8	29.0	25.1

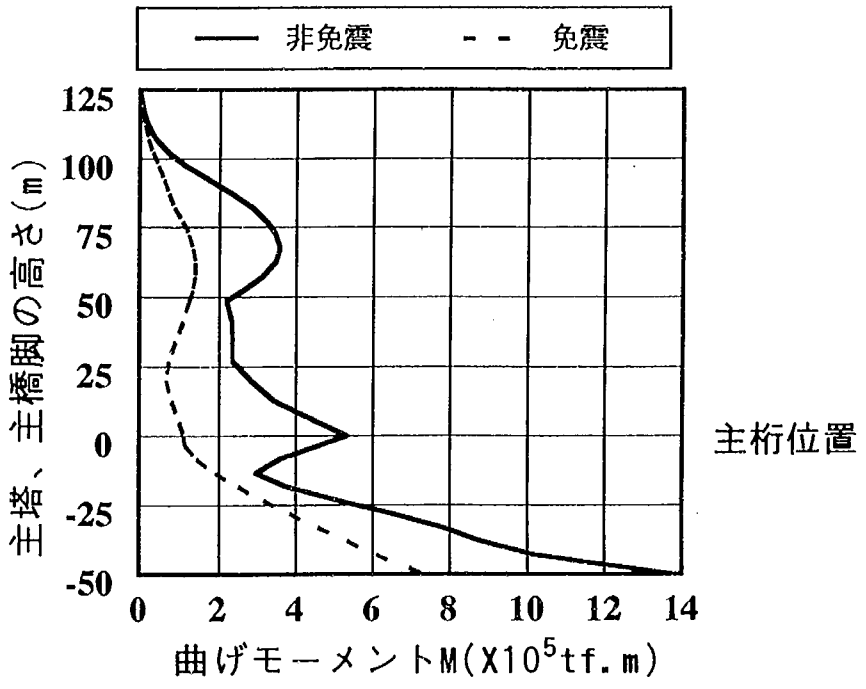
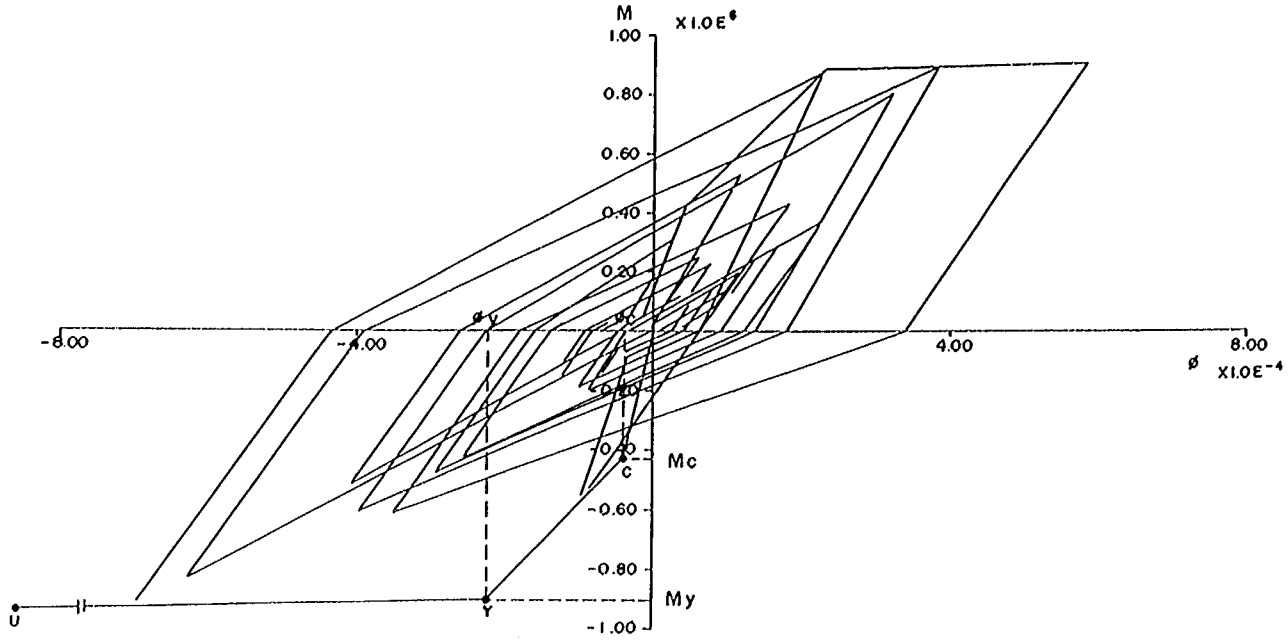
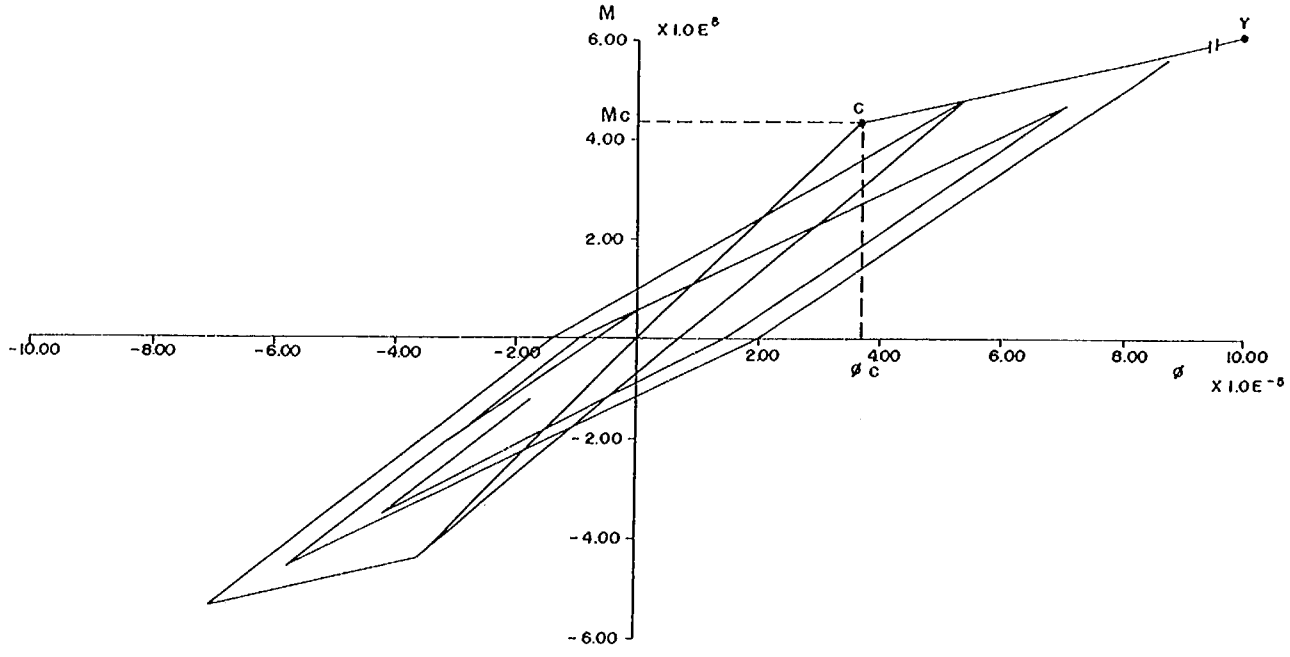


図-3.2.18　主塔及び主橋脚曲げモーメント（非線形直接積分法）



(a) 非免震時（ヒンジタイプ）



(b) 免震時

図-3.2.19　主橋脚基部の履歴特性（非線形直接積分法）

(5) 3年間の研究成果の要約と今後の課題・展望

1）長大吊橋主塔基礎への免震構造の適用性の研究

a）研究成果

① 長大橋下部構造に高減衰材料を適用する構造として、アイソレーションタイプ（基礎と地盤の縁を切り減衰材または装置を設置するタイプ）とマスダンパータイプ（基礎系の内部に減衰機構を構築するタイプ）を考案し、特に前者の減衰効果が大きいことがわかった。

② アイソレーションタイプを対象に、地震以外の荷重（上部構造反力，潮流力，波力，基礎の傾斜）に対する検討を行い、安定が確保できることを確認した。

③ 免震基礎の変形を抑制するためにストッパーを設置する場合、その剛性やストッパーが作動するまでの遊間を適切に定めないと、基礎の安定上悪影響を及ぼす可能性があることがわかった。

④ 下部構造の免震化により、主塔の応答加速度も大幅に低減できることがわかった。

⑤ 死荷重の軽減を狙ったツインタワー基礎を免震化することで、地盤耐力が岩盤よりも小さい洪積地盤に長大橋基礎を建設できる可能性があることがわかった。

b）今後の課題・展望

① 吊橋主塔基礎へ高減衰材料を用いた免震装置を適用した場合、点検や交換が不可能なため、材料の長期安定性や劣化程度の把握が必要である。

② 吊橋主塔基礎の免震化を実現するためには、経済的な鋼殻構造や確実な施工法の開発が必要である。

2）斜張橋基礎への免震構造の適用性の研究

a）研究成果

① 斜張橋基礎をベース・アイソレーションとする場合、諸条件を考慮し、地震力に対して有効にその性能を発揮するには、免震デバイスの等価せん断バネ係数ｋｘを 2000tf/cm程度以上とすることが望ましいことがわかった。

② 免震基礎化することにより、確実に主塔基部及び主橋脚基部の断面力が低減でき、主塔，主橋脚及びフーチングの断面形状が縮小できることがわかった。

③ 地震力が大きければ大きいほど非免震時（ヒンジタイプ）との応答値の比率が小さく、有効性は高いことがわかった。

④ 実在のデバイスを用いた試設計により、その妥当性が検証できた。

b）今後の課題・展望

① 斜張橋基礎に免震デバイスを用いているため、点検や交換がほとんど不可能なため、デバイスの経年劣化等の不確定要素が懸念される。

② 斜張橋基礎の免震化の適用に向けて、支点免震との有効性比較を行い、経済性をも含めた総合的評価を行う必要がある。

＜研究担当＞ (株)オリエンタルコンサルタンツ，開発コンサルタント(株)

参考文献

1）山縣，田中：超長大橋梁の基礎に求められる耐震構造，土木学会論文報告集No. 522/VI-28 1995. 9

2）㈶土木研究センター：建設省　道路橋の免震設計法マニュアル（案），平成４年12月

3）土木学会耐震工学委員会　動的相互作用小委員会：基礎・地盤・構造物系の動的相互作用，平成４年９月

4）建設省土木研究所，㈶土木研究センター，他19社：
高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書（その１），平成６年３月

5）建設省土木研究所，㈶土木研究センター，他19社：
高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書（その２），平成７年３月

3. 3　高橋脚橋梁の免震

(1) 研究の背景と目的

一般的に高い橋脚を有する橋梁では、橋脚剛性が相対的に低くなることから、構造全体の応答を支配する固有周期は長周期側に現れる。したがって、高橋脚を有する橋梁は大きな地震外力をうける周期帯をはずれることから、比較的耐震上有利といえる。

しかしながら、耐震上有利になり得るとはいえ、地震に対して下部構造諸元が決定されることに違いはなく、また、外力レベルは小さいが、その反面、発生する上部工と橋台部との相対水平変位が大きくなるという、高橋脚がゆえの特性を持ち合わせていることに留意する必要がある。

このような高橋脚を有する橋梁構造に対し、高減衰化を計るための免震技術の適用は、構造全体としての減衰効果の増加により構造部材の断面縮小、相対水平変位の低減を可能とするのみならず、構造全体系の耐震安全性の向上に対する有効な方法として期待することが出来るものと考えられる。

一般橋梁に対する免震化方法はすでに平成4年3月「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」によることで合理的に設計に反映されているが、本研究のテーマである長大橋梁に対しては、上述の耐震上の利点から、そのまま同マニュアル（案）の適用範囲とするのは問題があると思われる。したがって、本研究においては、現在、実用可能もしくは近々実用化が計られる免震装置および材料の特性，適用範囲，使用形態等を十分把握して、高橋脚橋梁構造系に対し、より高い免震性（特に構造全体としての振動エネルギーに対する減衰効果）を確保しうる方法を検討し提案することを目的とする。

平成5年度においては、高橋脚を有する橋梁の橋台支点部に、免震装置を設置した橋軸方向の高減衰化について検討を実施した。その結果、免震装置の適用による橋脚基部の断面力低減、および橋梁全体系としての耐震安全性の向上が定性的に確認された。平成6年度においては、平成5年度の検討結果から課題とされた、定量的な免震効果の把握、および橋台支点部以外への免震装置の適用可能性と効果の把握、さらにＴＭＤ，ＡＭＤの適用性についての検討を目的として研究を実施した。平成7年度においては平成6年度の研究成果を受け、特に高橋脚橋梁の高減衰化にあたって適用性が高いと思われた桁端ダンパーと床版免震について、前者は大規模地震に対する適用性を、後者は橋軸直角方向に対する効果、適用性に主眼を置いた研究を実施した。

(2) 開発項目と内容

以下に本年度の研究項目と内容を示すが、それらは (3)項に示す研究の工程のうち、③高減衰化可能性についての詳細検討および④マニュアル（案）の検討・作成である。

1）桁端ダンパー

前年度実施の震度法レベルの地震動を対象とした検討を受け、本年度は保有耐力レベル（Ｌ２）、兵庫県南部地震（Ｌ３）の大規模地震に対する検討を、免震効果，橋脚の限界状態および桁端での変位の大きさ等に着目して実施した。

2）床版免震の橋軸直角方向に対する検討

平成６年度の橋軸方向に対する検討を受け、橋軸直角方向に対する床版免震の効果について動的解析に基づくパラメータ検討を実施した。また、床版免震装置の設置について施工を考慮した具体的な方法についての検討を実施した

(3) 開発の工程

項　目	H５年度 10 1 4	H６年度 7 10 1 4	H７年度 7 10 1 4
① 実績調査	――	――	
② 減衰装置の設置部位と機構に関する適用可能性の検討	――	――	
③ 高減衰化可能性についての詳細検討		――	――
④ マニュアル案の検討・作成			――

(4) 平成７年度の研究成果

1）桁端ダンパー

a）研究の目的

前年度までの検討は、高橋脚である４径間連続PCラーメン橋の桁端に粘性ダンパーや履歴減衰型ダンパーを設置した場合について、免震化の適用性の検討を行った。ただし、その検討は、震度法レベルの地震動を対象として行ったものであった。本年度は、以下の点に着目し、保有耐力レベル（Ｌ２）、兵庫県南部地震（Ｌ３）の大規模地震に対する検討を行う。このような大規模地震では、橋脚には降伏点以上の曲げモーメントが生じるため、解析は、曲げを非線形とした弾塑性地震応答解析とする。地震動の入力方向は、橋軸方向である。

① 大規模地震でも震度法レベルの地震動と同様な免震効果が得られるのか？。

② 震度法レベルの地震動に対して許容応力度法で設計した本橋梁が、大規模地震では、橋脚がどの程度塑性化するのか？。

③ 大規模地震で有害な変位は生じないか？。高橋脚橋梁である事と免震橋である事により、上部工に生ずる変位量は大きくなる。

b）対象橋梁

対象橋梁は、前年度に震度法レベルの検討を行ったものと同様とする。この橋梁は、橋脚の減衰定数を１％で、非免震とするとラーメン橋としては成立しない。従って、免震化により橋梁の減衰定数が５％程度になったとして、動的解析により設計を行った。なお、断面は、完成時で決定している。

c）検討手順

モデル化から免震性の適用までの流れを図-3.3.2に示す。動的解析は、橋脚の曲げ剛性を非線形とした弾塑性地震応答解析を行うため、応答解析に先立ち、橋脚部材の曲げモーメントと曲率の関係をトリリニアの非線形として算定する。この算定は、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の

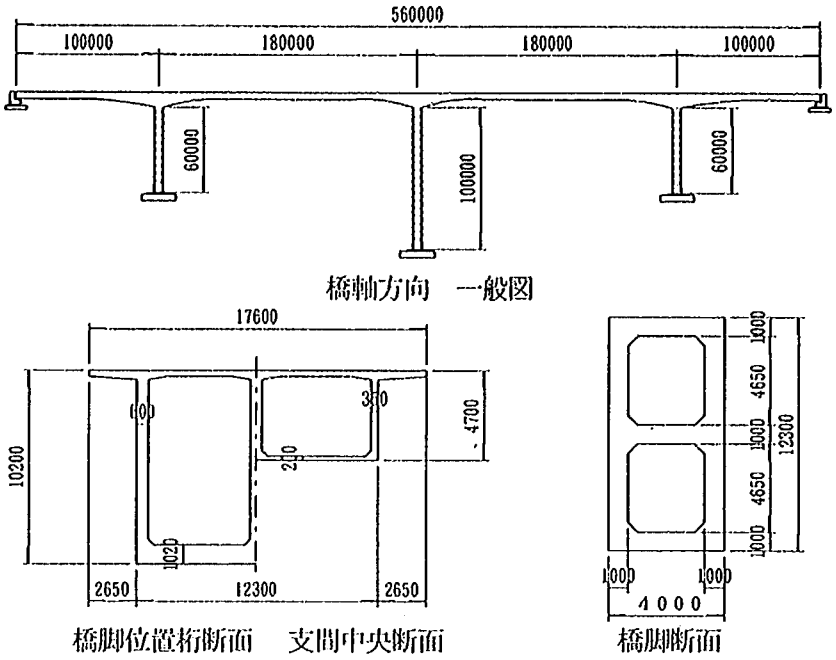


図-3.3.1　対象橋梁

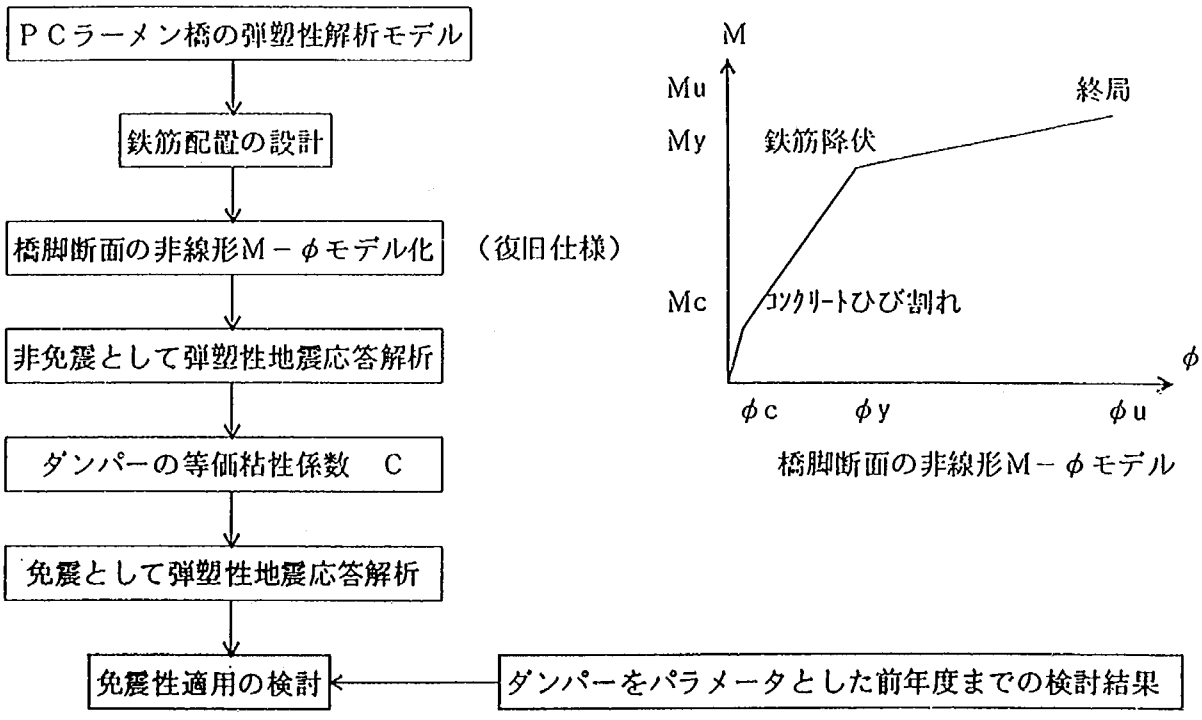


図-3.3.2　検討フロー

復旧に関わる仕様」平成７年６月(財)日本道路協会によった。

解析結果は、震度法レベルの検討結果も含め、免震適用の検討を行う。

本橋梁はラーメン橋であり、常時でも橋脚に曲げモーメントが作用する。弾性解析では、常時と地震力を合成すれば地震時の断面力が求められるが、弾塑性解析では、単純に合成できない。しかし、本橋梁のＰ１橋脚下端の常時曲げモーメントは、Ｌ１レベルの非免震地震時の約12%（表

-3.3.1参照）であり、常時の影響はそれほど大きくないと思われる。従って、その影響を無視して検討を行うこととした。

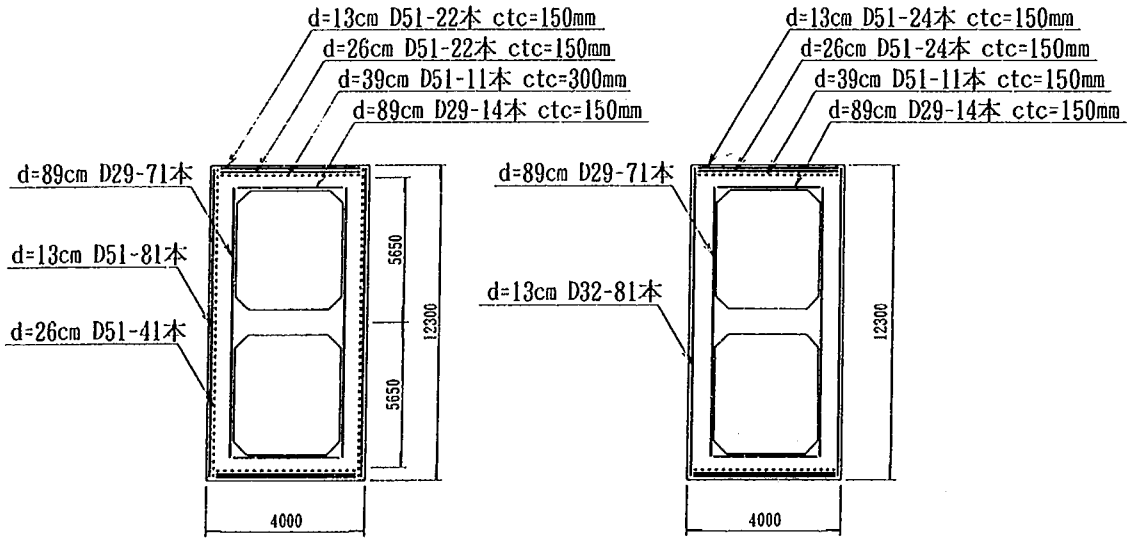
d）橋脚の配筋

表-3.3.1は、震度法レベルの検討により得られた結果である。この表から判るように、ダンパーの免震効果が上がると橋脚の配筋も異なってくる。本橋の免震化は、減衰定数を５％程度とし、Ｐ１橋脚の主鉄筋配筋がD51-2段で可能とする事を最低目標とした。そのためには、ダンパーの粘性係数を４tf･sec/cmとすればよい。本検討は、図-3.3.3に示すようにダンパーの粘性係数を８tf･sec/cmとした場合の配筋で一定とした。また、主鉄筋の段落しはないとし、コンクリートの拘束筋は、中実部分（下端から４ｍまで）は有効拘束長ｄ100cmでD25-ctc100とすが、中空部はｄ565cmでD25-ctc100とた。

表-3.3.1　粘性ダンパー毎のＰ1 橋脚下端配筋

粘性係数	非免震（h=1%）	C= 8tf･sec/cm	C=20tf･sec/cm	C=80tf･sec/cm
曲げﾓｰﾒﾝﾄ	73783tf･m	43853tf･m	33953tf･m	22403tf･m
主鉄筋配筋	－	D51-1.5段	D32-2段	－

常時モーメント 9173tf･mを含む。



P1, P3 橋脚配筋　　P2 橋脚配筋

図-3.3.3　橋脚の配筋

e）解析モデル

解析モデルを図-3.3.4に示す。解析は構造系が対称であるため、片側のみのモデルとした。橋脚は、弾性解析に比べ、部材分割を多くし、かつ、塑性化の大きくなる橋脚上下端の部材長を小さくした。

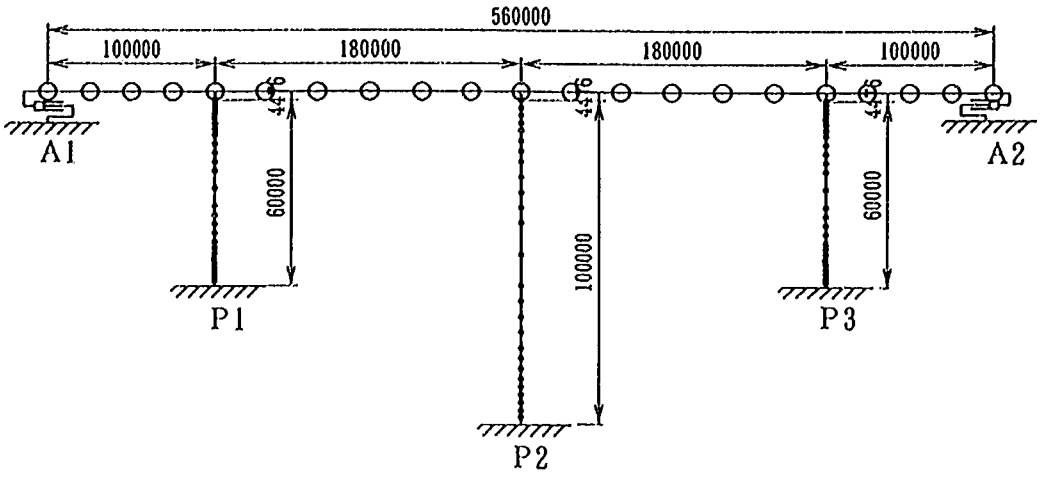


図-3.3.4　解析モデル

f）解析ケース

解析は、まず、非免震として橋脚を非線形として弾塑性地震応答解析を行い、粘性ダンパーを桁端に設けた場合について１ケース行った。

表-3.3.2　ＰＣラーメン橋　桁端ダンパーの検討ケース

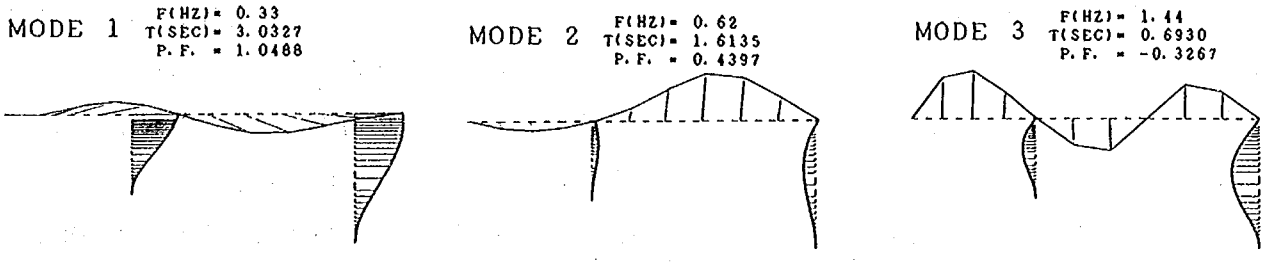
ケース	入力地震動	入力方向	ダンパー	非線形性	Ｐ1橋脚の配筋	備　　考
1	神戸海洋気象台	橋軸方向	非免震	橋　脚	D51-1.5段	－
2	L2 適合波		〃	〃	〃	－
3	〃		粘性型	〃	〃	C=8tf•sec/cm

g）固有振動

非免震における弾性時の固有振動は、以下のとおりである。前年度までの解析では、橋脚の剛性はコンクリート全断面有効としたが、ここでの解析は、橋脚の剛性には主鉄筋も考慮しており、そのため、前年度の１次固有周期3.224secよりもやや短周期の値となっている。

h）応答加速度スペクトルの比較

解析は、表-3.3.2に示すように保有耐力レベルの地震動と兵庫県南部地震で神戸海洋気象台にお



１次振動　　２次振動　　３次振動

図-3.3.5　非免震　弾性時の固有振動

いて観測された地震動の２波を用いて行った。この地震動の最大加速度は、385.7galと818.8galである。

図-3.3.6は、設計用の加速度応答スペクトルと神戸海洋気象台の加速度応答スペクトル（h＝５%）を比較した。保有耐力照査のスペクトルは長周期によるスペクトル低下は$T^{-2/3}$であるが、動的解析に用いた適合波はT^{-1}である。この橋梁の１次固有周期では、Ｌ２よりＬ３のスペクトル値が小さくなっている。

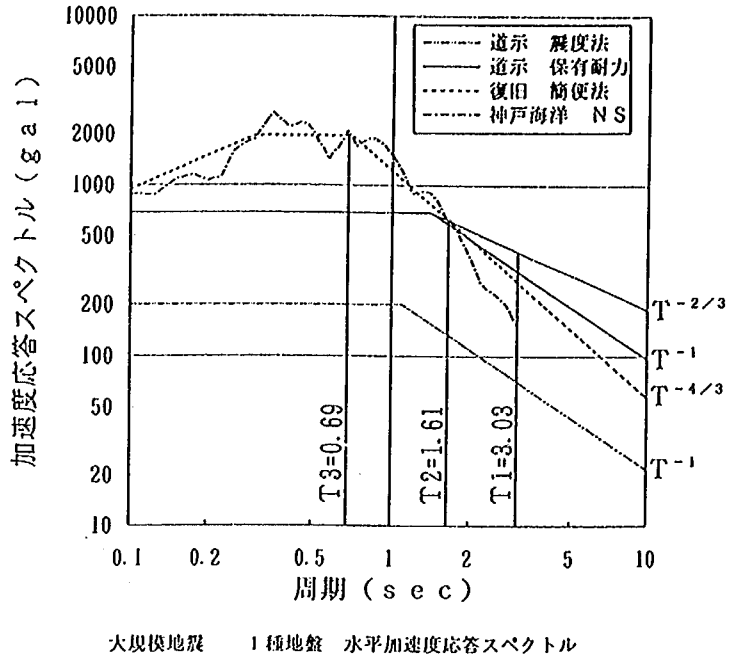


図-3.3.6　設計と神戸海洋気象台の加速度応答スペクトル

ｉ）弾塑性地震応答解析結果

弾塑性地震応答解析による最大応答値を表-3.3.3に示す。非免震の場合で入力地震動による応答の違いをみると、Ｐ１橋脚の曲率塑性率ではＬ２入力の方がＬ３に比べ３倍程度大きくなっている。また、加速度，変位ともＬ２の方が大きい。ただし、橋脚のせん断力は、Ｌ３入力の方が大きい。これは、図-3.3.6に示すように橋梁の３次固有振動の加速度応答スペクトル値がＬ２に比べＬ３の方が大きくなっているためである。本検討は、橋脚の曲げを主に検討を行っているため、免震した場合はＬ２入力で解析を行った。

桁端に粘性係数8.0tf･cm/secの粘性ダンパーを設けると上部工の変位は、非免震に比べ64%に低下した。また、橋脚の曲率塑性率も低下しており、ダンパーによる免震効果が現れている。しかし、この程度のダンパーでは、橋脚には塑性化が生じており、応答を降伏点以内とする事ができない。

桁端ダンパーの免震効果は、変位については効果的であるが、その分橋台には大きな水平力が作用する。そのため、ダンパーの効果を大きくすると橋台はＬ２レベルで決定する。

ここでは、ダンパーを１種類で検討を行ったが、2.2最適ダンパー配置では簡略モデルを用いてダンパーをパラメータとした弾塑性応答解析を行っているので、参考としてほしい。

表-3.3.3　動的解析結果一覧表

ﾀﾞﾝﾊﾟｰ		tfcm/sec	非免震 －	非免震 －	桁端ﾀﾞﾝﾊﾟｰ C=8.0
入力地震動 入力加速度		gal	神戸海洋 818.8	L２ Ⅰ種 385.7	L２ Ⅰ種 385.7
加速度	桁 A1	gal	227.1	161.1	156.0
変位	桁 A1	cm	46.5	131.4	83.8
		My			
ﾓｰﾒﾝﾄ (tfm)	P1 上端	53338	56260	63180	58500
	P1 下端	58882	61330	68990	66470
	P2 上端	34548	34580	36680	34560
	P2 下端	43661	42980	44340	43060
		φu／φy			
曲率 塑性率	P1 上端	6.027	4.019	11.155	6.330
	P1 変断	4.849	0.765	0.988	0.911
	P1 下端	13.262	2.850	8.648	6.724
	P2 上端	5.899	1.045	3.429	1.009
	P2 変断	4.123	0.644	0.963	0.747
	P2 下端	11.475	0.971	1.549	0.974
	中実部分 拘束鉄筋 d=1.00m D25-ctc10cm εcu=0.00723				
	中空部分 拘束鉄筋 d=5.65m D25-ctc10cm εcu=0.00288				
		Pu			
せん断力 (tf)	A1 ﾀﾞﾝﾊﾟｰ		－	－	1131
	P1 上端	3997	3738	2836	2307
	P1 変断	3997	4412	2742	2561
	P1 下端	中実	4566	2800	2621
	P2 上端	3997	1351	956	942
	P2 変断	3997	1857	1394	1099
	P2 下端	中実	2116	1511	1196
	せん断耐力:帯鉄筋 D25-6本 ctc10cm σsy=3500kgf/cm2				

2）床版免震

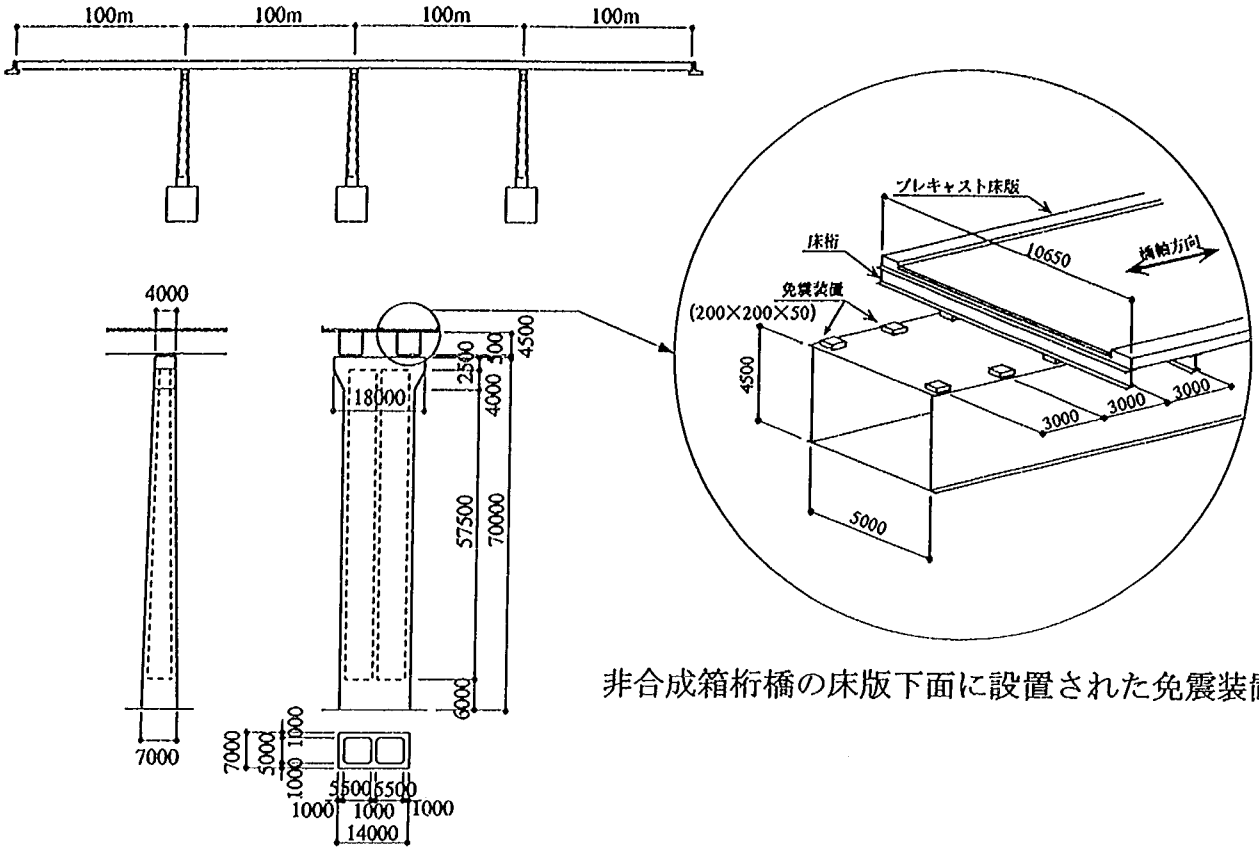
a）概要

上部構造の床版と桁との間に免震装置を設置した橋軸方向における検討（平成６年度報告書）では、ある程度の減衰効果が期待できたが、本利用法は橋軸直角方向においても適用が可能であることから、平成７年度は橋軸方向同様に免震装置の等価せん断剛性をパラメータとして動的解析による検討を行なった。平成６年度においては橋軸方向での動的解析結果に基づき、実際に適用が可能な免震装置として免震ゴム支承（LRB)に対する試設計を行なった。本年度は免震装置設置について施工方法とからめた具体的検討も実施した。

b）床版免震の橋軸直角方向に対する検討

ｉ）検討条件

図-3.3.7に解析対象となった橋梁諸元を示す。図-3.3.8には全体解析モデル（全モデルの半分のみ表示してある）を示す。入力は橋軸方向同様にⅠ種地盤Ｌ－１スペクトルを用いている。解



非合成箱桁橋の床版下面に設置された免震装置

図-3.3.7　4径間連続非合成箱桁橋の概要と床版免震装置の設置概念図

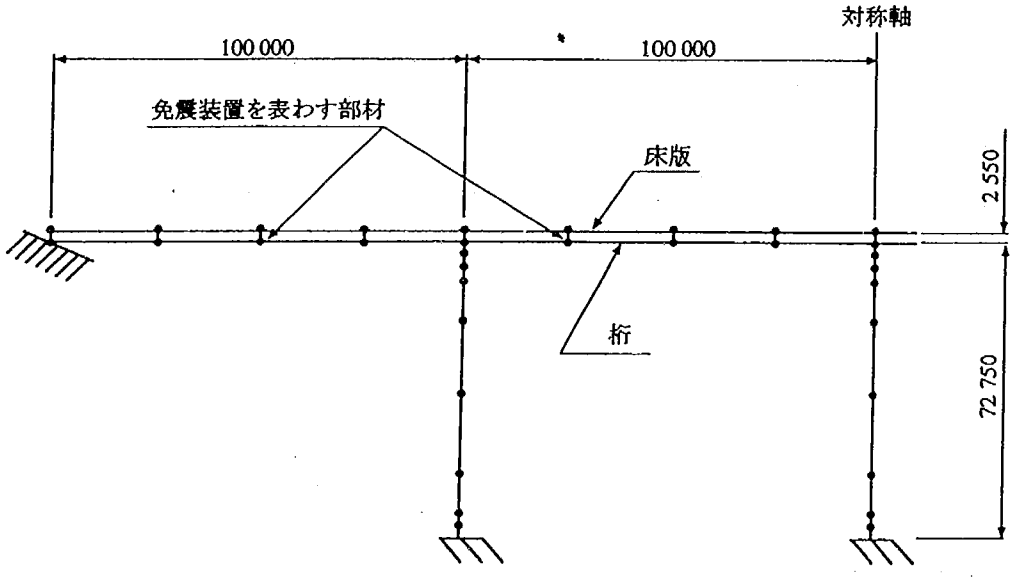


図-3.3.8　全体解析モデル（左半分のみ表示）

析に用いた材料に付与する減衰定数は免震装置15%，鋼部材 0.5%，コンクリート部材１%としている。なお、本検討での地震動レベルがＬ－１ということから、両橋台位置において桁は固定としている（床版は免震装置に支持されている）。

ii）動的解析による感度分析

免震装置の等価剛性を変化させた場合のパラメータ解析を行なった。本年度は橋軸直角方向に

対する検討を実施したが、比較のため前平成6年度に実施した橋軸方向に対する結果も示している。想定モデルは、上下線が分離構造であることから、橋軸方向については橋梁全幅員の半幅モデルを、橋軸直角方向には全幅モデルとした。なお、ここでの免震装置の等価剛性Keq は、想定モデルにおける支承部材（橋軸方向に25mピッチ）の値（換算等価剛性）である。

図-3.3.9に橋軸直角方向についての免震装置の換算等価剛性をパラメータとした固有値解析結果として主要モード図と刺激係数，有効質量を示す。Keq=100tf/m と1000tf/mに着目すると、前者では1次モード（床版免震装置）より7次モード（橋脚）の方が刺激係数，有効質量とも大きな値となっており、全体応答への寄与としては橋脚部が支配的となっていることがわかる。このことは結果として図-3.3.10 の動的解析による応答値で特に柱基部での断面力の大きさに着目すると、Keq=100tf/mの方がKeq=1000tf/mの場合より2倍程度大きくなっていることで理解される。ちなみに、免震装置を設置することで、固定支承（Keq=∞）での応答値を変位および断面力の両方について低減させることが可能であることもわかった。図-3.3.11 は橋軸方向と橋軸直角方向のそれぞれに対する換算等価剛性をパラメータとした感度分析結果を示す。同図より、橋軸方向と橋軸直角方向における免震化の効果の比較としては、橋軸直角方向の方がより顕著な効果（減衰定数が大きくなっている）が期待できる結果となった。橋軸方向と橋軸直角方向においてはその固有周期の変動レンジに違いが見られるとともに、柱下端での曲げモーメントの発生に置いても両者で違いが出ている。これは、免震支承のせん断剛性と橋脚の剛性の相対関係に大きく影響されており、例えば、橋軸直角方向のKeq=1000tf/mが柱下端曲げモーメントで最小値を呈しているのは、これよりやわらかい支承剛性になると橋脚自体の振動モードの全体応答における寄与率が大きくなってくるためと考えられる。

c）免震装置設置の具体案検討

i）プレキャストコンクリート床版の構造

コンクリート床版と主桁構造の分離・免震化を図るためには、床版の下面もしくは主桁の上面に免震装置を設置することが必要となる。この場合、床版形式はプレキャスト製品を採用することにより、現場作業の省力化・コンクリート床版の高品質化も同時に満足させることができる。

プレキャスト床版の形式は様々な形式が考案されており、実用化されている主な形式は表-3.3.4の通りである。

これら既存のプレキャストコンクリート床版は、構造こそ様々な形式となっているものの、施工順序はおよそ図-3.3.12 の通りとなっている。

ii）免震装置の設置方法

免震装置を床版下面に設置する場合には、図-3.3.12 の施工フローチャートの中で、プレキャスト床版と鋼桁の接着（ずれ止め孔へのモルタル充填、継手コンクリート打設）における構造および工程が問題となる。

既存の工法は基本的に鋼桁とプレキャスト床版を接着もしくは合成する構造であるが、床版免震の場合には、その部分に免震装置を挿入する必要がある。また、支承における移動制限装置や落橋防止装置のように、想定以上の水平力や変位が発生した場合の安全のため、床版と鋼桁の過

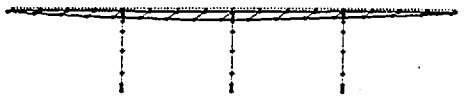
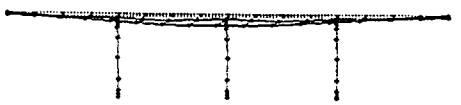
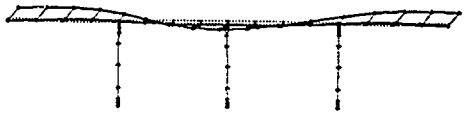
	床版免震装置換算等価剛性値								
	Keq=100tf/m			Keq=1000tf/m			Keq=∞		
モード図	 1次モード  3次モード  7次モード			 1次モード  3次モード  7次モード			 1次モード  3次モード  5次モード		
	1次モード	3次モード	7次モード	1次モード	3次モード	7次モード	1次モード	3次モード	5次モード
固有周期 (sec)	4.49	3.63	0.77	1.67	1.38	0.67	1.05	0.84	0.55
刺激係数	28.69	7.01	-36.21	33.90	-13.38	-30.31	-43.29	16.72	-7.41
有効質量(%)	22.41	1.34	35.68	31.28	4.87	25.00	51.00	7.60	1.49

図-3.3.9　床版免震モデルに対する免震装置の換算等価剛性をパラメータとした固有解析結果

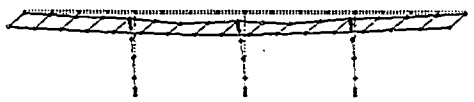
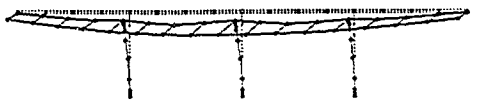
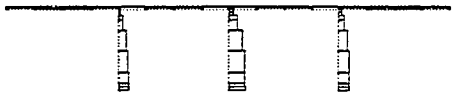
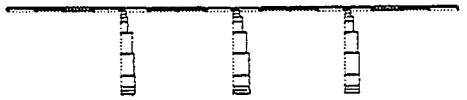
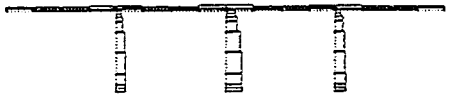
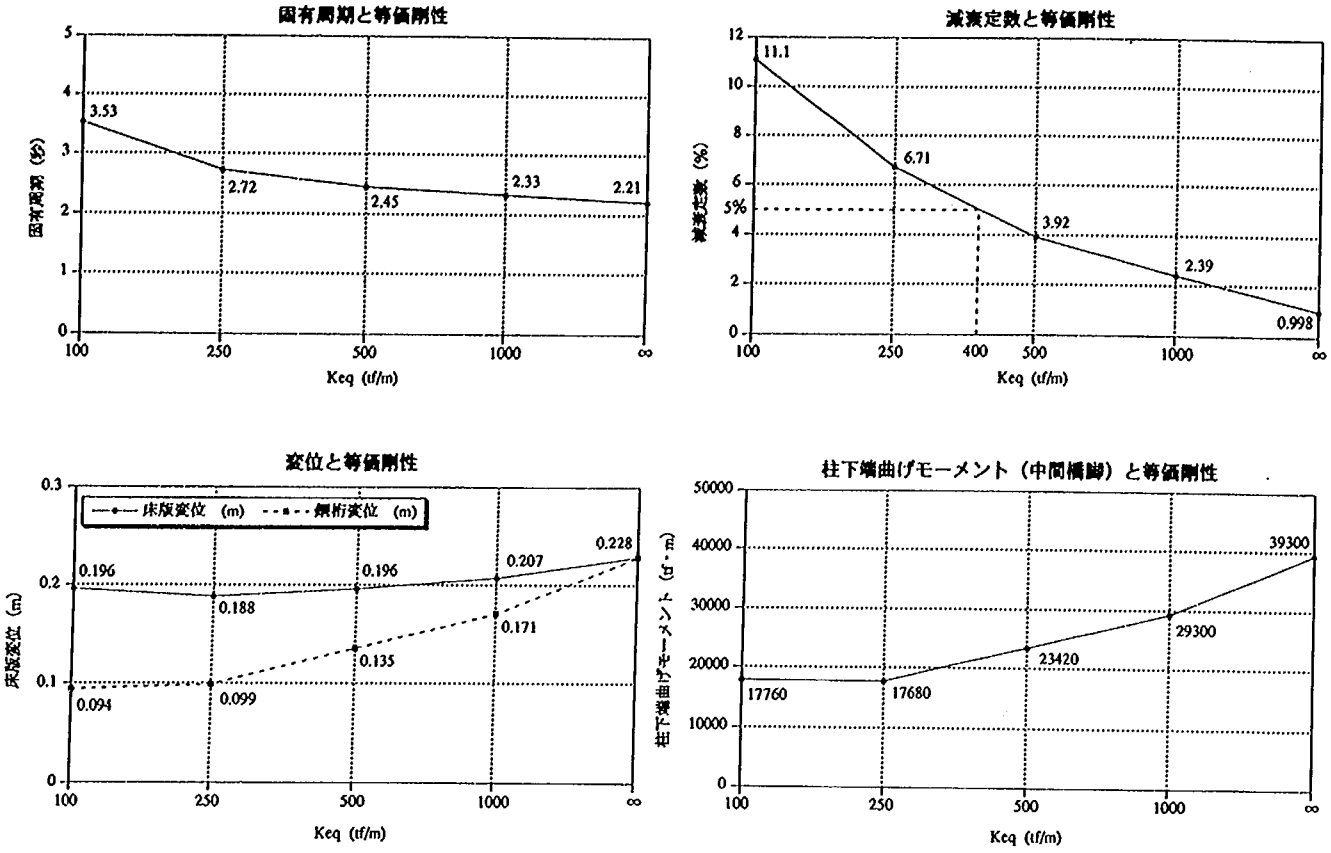
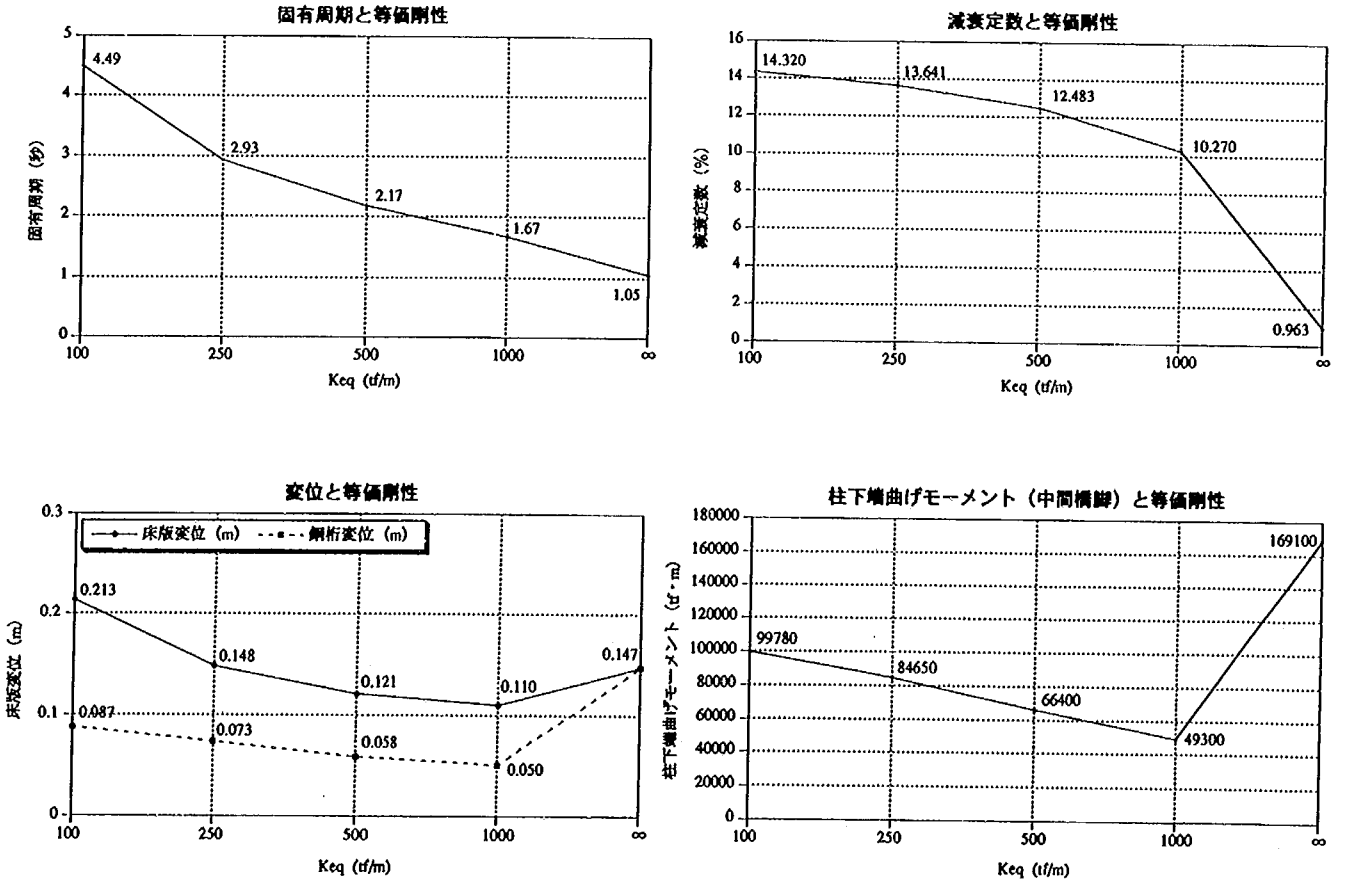
	Keq=100tf/m	Keq=1000tf/m	Keq=∞
変位	 δ max { =21.3cm（床版） =8.7cm（桁）	 δ max { =11.0cm（床版） =5.0cm（桁）	 δ max { =14.7cm（床版） =14.7cm（桁）
せん断力	 Smax=1721tf（中間橋脚基部）	 Smax=834tf（中間橋脚基部）	 Smax=2697tf（中間橋脚基部）
曲げモーメント	 Mmax=99780tf・m（中間橋脚基部）	 Mmax=49300tf・m（中間橋脚基部）	 Mmax=169100tf・m（中間橋脚基部）

図-3.3.10　床版免震装置の換算等価剛性をパラメータとした動的解析による変位図および断面力分布図



(a) 橋軸方向（橋梁全幅員の半幅モデル）



(b) 橋軸直角方向

図-3.3.11 免震装置の換算等価剛性をパラメータとした動的解析による感度分析

表-3.3.4　プレキャスト床版の形式別分類

	タイプ－1	タイプ－2	タイプ－3	タイプ－4
橋軸直角方向	ﾌﾟﾚﾃﾝｼｮﾝＰＣ	ＲＣ	ＲＣ	鋼ｺﾝｸﾘｰﾄ合成
橋軸方向	ﾎﾟｽﾄﾃﾝｼｮﾝＰＣ	ﾎﾟｽﾄﾃﾝｼｮﾝＰＣ	ＲＣ	鋼ｺﾝｸﾘｰﾄ合成
商品名	ＰＰＣＳ、ＳＢパネル他		Ｉ形鋼格子床版	コンポスラブ

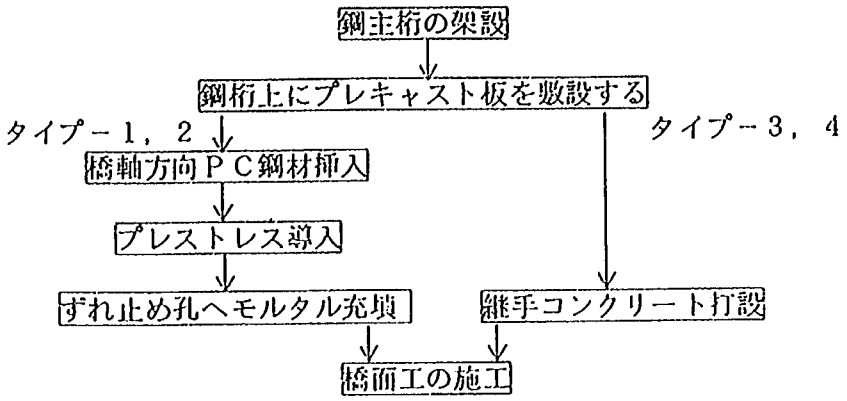


図-3.3.12　プレキャスト床版の施工順序

大な変位を拘束する必要があると考える。

また、主桁に直接床版の荷重を載荷するか、床桁（縦桁・横桁）を介して載荷するかの選択は、主桁構造やプレキャスト床版の適用支間によってどちらかを選べばよい。床桁を介して床版を載荷する場合には、もう一つの選択肢として、床桁と主桁の間に免震装置を設置する方法がある。

上記の条件から考えられる工法として３つの案を挙げる。

第１案　充填方式の免震ディバイス（新たに開発が必要）

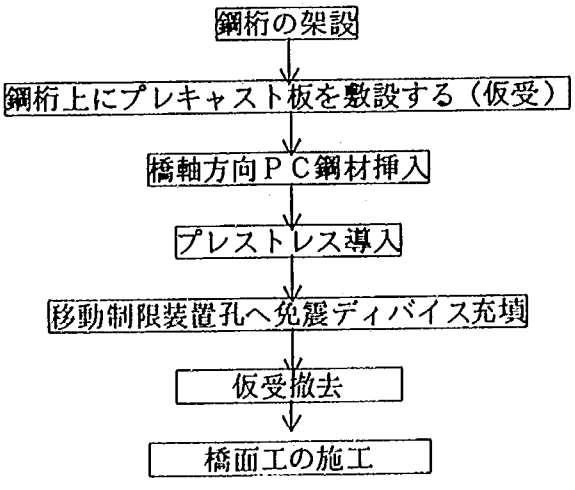


図-3.3.13　充填方式免震ディバイスの施工順序

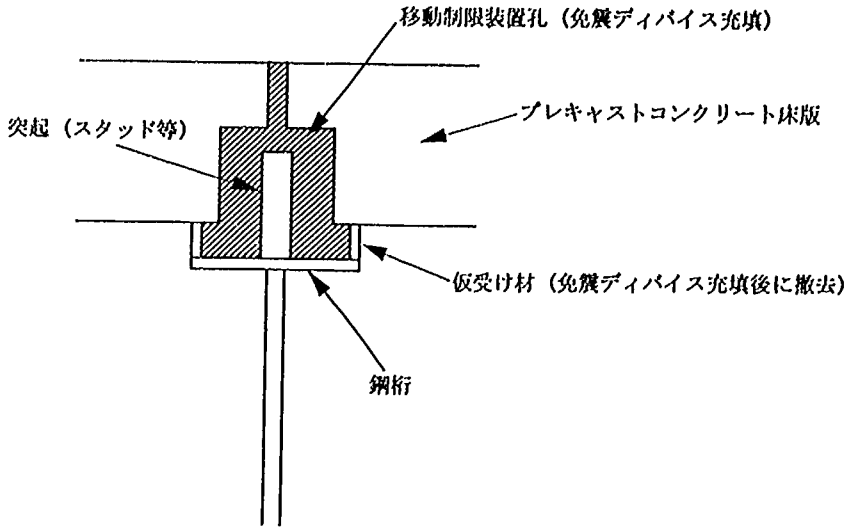


図-3.3.14　充填方式免震ディバイス

第２案　免震装置と移動制限装置を併用する。

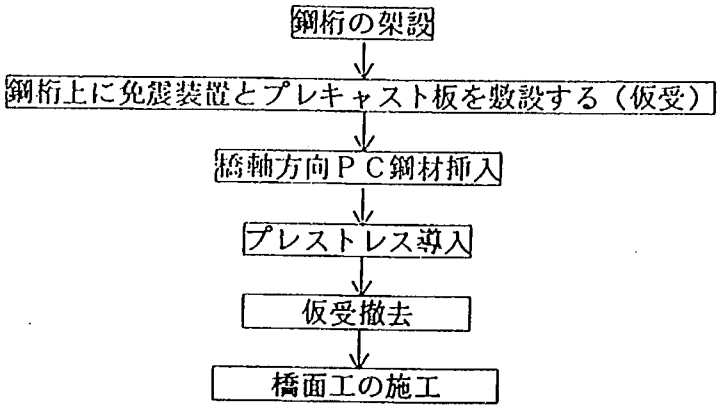


図-3.3.15　免震装置と移動制限装置併用案の施工順序

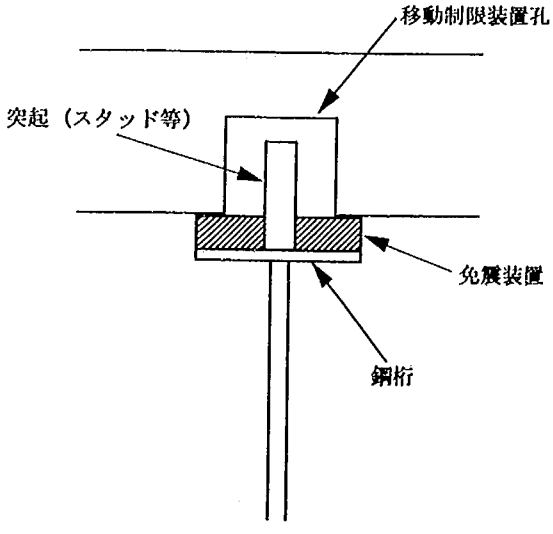


図-3.3.16　免震装置と移動制限装置併用

第３案　床桁と主桁の間に免震装置を設置する。

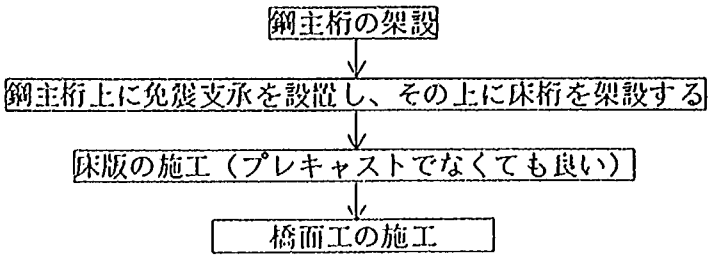


図-3.3.17　床桁と主桁の間に免震装置を設置する案の施工順序

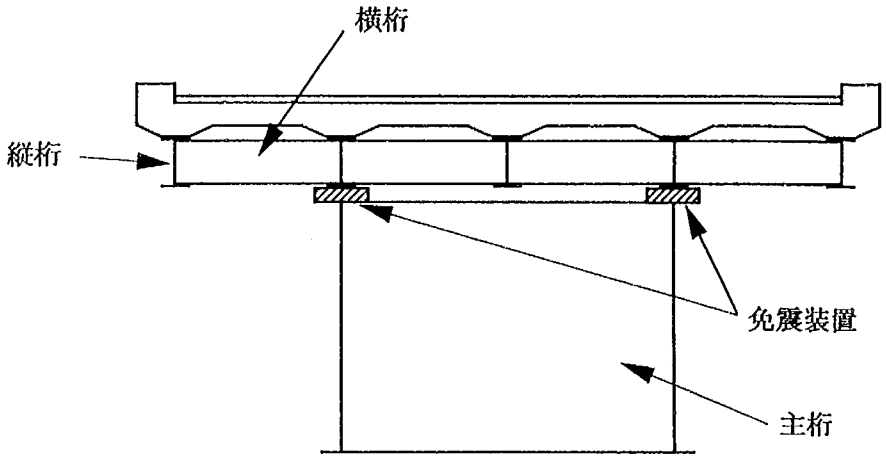


図-3.3.18　床桁と主桁の間の免震装置

d）まとめ

①　床版免震の効果について

床版免震の橋軸直角方向への効果について検討を実施した。本検討においてはＬ－１地震動のみを対象としたため、兵庫県南部地震のようなＬ－３大規模地震に対する効果の確認には至っていない。大規模地震時において高橋脚橋梁の橋脚に塑性ヒンジが発生し、それ故の残留変位があったとしたら、その値は脚高があることから相当程度大きなものとなることが想定されるため、震後の橋梁の状態を考えた場合、高橋脚の復旧，補強がかなり困難となることが想定され、あまり望ましいとは思われない。本研究成果によれば床版免震により、固定支承時より計算上は応答を半分程度に低減することが可能との感触を得た。また、ここで対象とした橋梁の固有周期は床版免震効果により２秒程度まで増長されることから、入力地震動レベルがＬ－３とはいえども比較的小さくなっていることから、前記した減衰効果とあいまって大規模地震時においても、ある程度の効果が期待できるように思われる。

②　床版免震の設置について

本年度は床版免震の設置について施工方法とからめた検討を実施した。その結果３案程度の妥当と思われる方法が示された。これらについてはケースバイケースで、どの方法が最良とは判断出来づらいところであり、橋梁構造との関連で選択すべきものと思われる。

③　床版免震の利点

床版免震は橋脚上に免震装置の設置が困難な場合や、ラーメン橋梁の免震化にあたって上部構造重量のほぼ半分を占めるＲＣ床版に対する免震化という現実的な方法と思われる。また、本方法は桁端ダンパーが特に橋軸方向でのみ効果が発揮されるのに対し、橋軸方向と橋軸直角方向の両方に効果が期待できる。さらに施工性の面からもプレキャスト床版の適用にも有効であり、実際上問題となる免震橋梁への添加物の取り扱いも容易となる。

(5)　3年間の研究成果の要約と今後の課題・展望

a）桁端ダンパー

①　震度法レベルの橋軸方向地震では、橋梁の減衰定数を５%程度にするのは比較的容易であり、さらに最適なダンパーを設ける事でより経済性を追求できる。

②　震度法レベルの橋軸直角方向地震では、桁端ダンパーでは中央橋脚の免震化に効果が現れず、今後さらに検討を進める必要がある。

③　橋軸方向では、Ｌ２レベルの大規模地震でも検討を行なったが、橋脚の塑性化や上部工変位には免震による効果が現れるが、橋台には大きな水平力が作用する。そのため、震度法のみでダンパーを配置する事は危険であり、大規模地震を考慮した設計が必要である。

④　橋台は、前面方向の水平力に対しては抵抗が小さく、背面方向に対しては抵抗が大きい。そのため、背面方向のみの作用するダンパーが可能ならば橋台の設計に有利となる。

b）床版免震

①　橋軸方向，橋軸直角方向ともに免震装置の性能によってはかなり効果が期待でき、水平変位および柱下端曲げモーメントを低減させる上で有効な手段であることがわかった。

②　例えば免震装置をゴム系の免震支承とした場合には、支承の設計上の制約（ゴムのせん断剛性が大きい）からパラメータ解析で最適となるほどの効果を期待することは無理であり、適用に限界があることが示された。

③　ここではＬ１地震に対してのみの検討を行なっており、大規模地震に対して橋脚を弾性範囲に留めるために、本方式がどの程度の効果を発揮するかについては今後具体的な数値解析による検討を行なうことが望ましい。

c）ＴＭＤ

①　質量比５～10%程度のＴＭＤを用いることにより非免震に対して80～90%に最大応答を低減できる。

②　ＴＭＤ質量が2000ｔ程度と大きいため、ＴＭＤの実際の設計・配置には十分な検討が必要である。

d）ＡＭＤ

①　質量比５%～10%程度のＡＭＤを用いると、非制震時に対して70%～90%に最大応答を低減可能である。

②　非制震時には長時間継続する後揺れを低減するためには、0.5 %～１%程度のAMD でもかな

りの効果がある。５％以上のＡＭＤでほとんど後揺れを生じない。

ｅ）その他の方法

① 橋脚の中間高さあたりに免震支承を設置する方法（平成６年度報告書高橋脚橋梁の免震に示されるプレキャストセグメント橋脚案）は、計算上においてはかなりの減衰化が期待できるものの、実際適用においては施工および常時安定の問題があり、現実性に欠けるものであった。

② 橋脚を２枚壁構造として壁間に免震装置を設置し、壁と壁の変形のずれ（せん断変形）を利用して減衰化を図る方法（平成６年度報告書高橋脚橋梁の免震に示される二枚壁橋脚案）は、壁間のせん断変形が小さいため効果的とは言えないが、機械的機構を設け発生変位量を増幅させるようなシステムとすれば、効果を高めることができると思われた。

＜研究担当＞　日本技術開発(株)，石川島播磨重工業(株)，川崎重工業(株)
八千代エンジニヤリング(株)

参考文献

1）㈶土木研究センター：建設省　道路橋の免震設計マニュアル（案），平成４年12月

2）建設省土木研究所，㈶土木研究センター，他９社：高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書（その１），平成６年３月

3）建設省土木研究所，㈶土木研究センター，他９社：高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書（その２），平成７年３月

3. 4　斜張橋への利用

(1) 開発の背景と目的

1）支点へのデバイスの応用

これまでの研究により、斜張橋の支点部に免震装置を計画するための初期設定として、斜張橋を3節点系のモデルに簡略化することにより、最適ダンパー量とその配分法の決定が可能であることがわかった。本年度は、これまでの地震外力をL1レベル（震度法）と想定していたものに引き続き、L2レベル（保有水平耐力法）、L3レベル（兵庫県南部地震）とした場合における簡易モデルの適用性を検証する。また、提案した配分法が等価線形モデルでモデル化するダンパーにも適用できるように、ダンパー量を一次剛性K1のかわりに等価剛性K_Bで表し、配分法の再検討を行う。さらに、支間長 170mと 320mのモデル橋を用いた検討を行い、提案する配分法の適用範囲を確認する。最後に、支間長 250mのモデル橋を対象に、L3レベルの巨大地震を想定し、免震デバイスに超塑性ラバーダンパーを用いた場合の最適配置の試設計を行う。

2）ＴＬＤの利用

不等径間のＰＣ斜張橋などにおいて、カウンターウェイトとして側径間に打設されるコンクリートの代わりにＴＬＤを利用した場合の制震効果ついて検討する。設計法では、ＴＬＤをＴＭＤにモデル化して応答スペクトル法あるいは時刻歴解析法で検討するとしており、本年度は中央径間 250mのＰＣ斜張橋を例題に両解析法を用いてＴＬＤの有効質量比をパラメータに検討を行う。その際、斜張橋の斜材形式に着目して、セミハープタイプとセミファンタイプの２種類をとりあげる。最後に、ＴＬＤの設計法にしたがって、ＴＬＤ容器の寸法，個数の設計を行う。

3）筒型高減衰ゴムダンパーの開発

これまでの研究によって、主塔サドル部に減衰装置を取り付けた場合の地震力低減効果について動的解析により確認した。

今年度の研究では動的解析で設定した要求性能を満たす減衰装置として、筒型高減衰ゴムダンパーを開発試作するとともに、ダンパー単体の載荷実験により、その動的特性を検証する。さらに動的特性の定式化を行い、実橋レベルの装置の試設計によってその実用化を検討する。

4）３Ｄ複合材料ダンパーの応用

３Ｄ複合材料は圧縮繰り返し変形を与えると履歴減衰を生じる材料である。平成５年度、平成６年度は３Ｄ複合材料の特性試験を行うとともに、３Ｄ複合材料を斜材定着部支圧版背面に挟み、その圧縮変形に伴う履歴減衰で斜張橋の減衰性能を高める免震構造の検討を行った。しかし検討の結果、斜張橋の斜材に許される応力振幅では履歴減衰エネルギーは微小で斜張橋の減衰性能を改善することは困難なことが明らかとなった。平成７年度は３Ｄ複合材料を斜張橋主桁主塔部付け根に挟み、その圧縮変形に伴う履歴減衰で斜張橋の減衰性能を高める免震構造の開発を行った。

(2) 開発項目と内容

1）支点へのデバイスの応用

① 簡易モデルの検証

② ダンパー配分法の検討

③ 試設計

2）ＴＬＤの利用

① 応答スペクトル解析よる検討

② 時刻歴応答解析法

③ スパン長 250mセミファン形式斜張橋における概略設計

3）筒型高減衰ゴムダンパーの開発

主塔の斜材定着部に取り付ける減衰装置として筒型高減衰ゴムダンパーについて研究する。

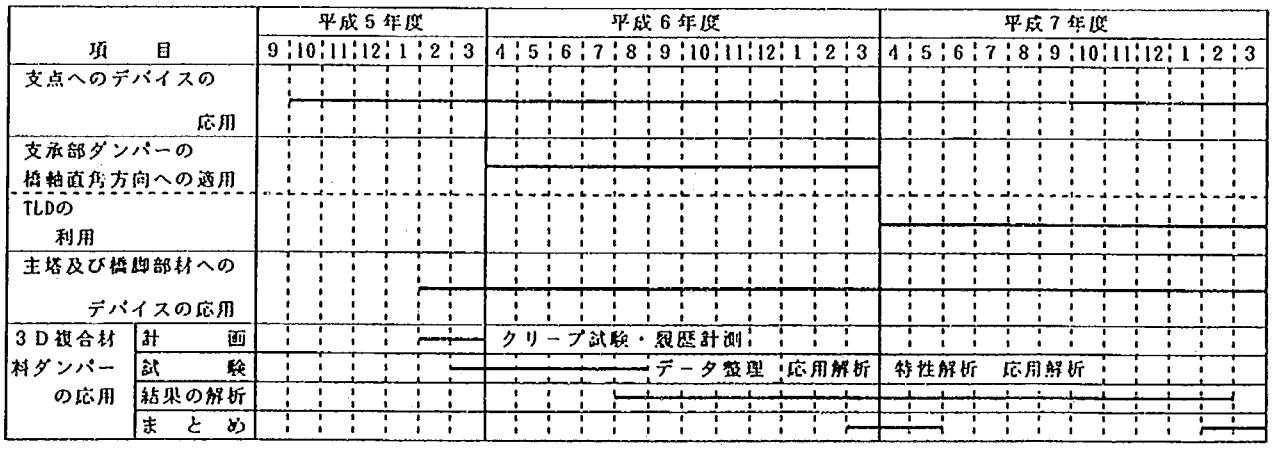
4）３Ｄ複合材料ダンパーの応用

① 試験項目の選定及び試験計画

② ３Ｄ複合材料の減衰特性の把握

③ 斜張橋への応用法検討

(3) 開発の工程



(4) 平成７年度の研究成果

1）支点へのデバイスの応用

a）研究概要

これまでは、斜張橋支点部に免震装置を施す場合の最適免震設計の簡略化を図るために、解析モデルの簡略化を行い、最適ダンパー量とその配分法について検討を行った。その結果、最適ダンパー総量の初期設定には斜張橋を３節点系モデルに簡略化することが可能であり、ダンパーを多点配置する場合の最適ダンパー総量の補正式を提案した。しかし前年度までの検討は、地震外力がL1レベル（震度法）と想定し、ダンパー量を一次剛性K1で表し、試設計に簡易モデルではなく詳細モデルを用いていたなど、実際の利用には再検討が必要とされていた。そこで、今年度は、さらに地震外力をL2レベル（保有水平耐力法）、L3レベル（兵庫県南部地震）として、簡易モデルの適用性を検証するとともに、提案した配分法が等価線形モデルでモデル化するダンパーにも適用できるよう

に、ダンパー量を一次剛性K_1のかわりに等価剛性K_Bで表し、配分法の再検討を行った。また、支間長 170mと 320mのモデル橋を設定し、これまでと同様のパラメータースダディーを行い、配分法の適用範囲を確認した。さらには、詳細は、マニュアルの参考資料-3に記載するが、支間長 250mの２径間連続ＰＣ斜張橋を対象に、L3レベルの巨大地震に対し、免震デバイスとして超塑性ラバーダンパーを用いた場合の最適配置の試設計を行った。

b）簡易モデルの検証

モデル橋梁は前年度の検討に用いたものと同様とした（図-3.4.1)。地盤は、Ｉ種地盤と想定し、入力加速度応答スペクトルは、建設省「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」の参考資料-10 に示される保有水平耐力法レベルのＩ種地盤用（図-3.4.2）と兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録（図-3.4.3）を用いた。

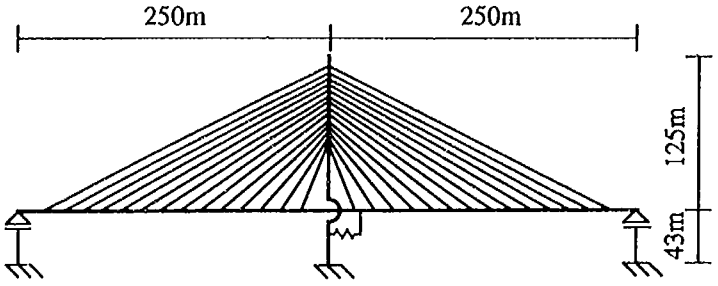
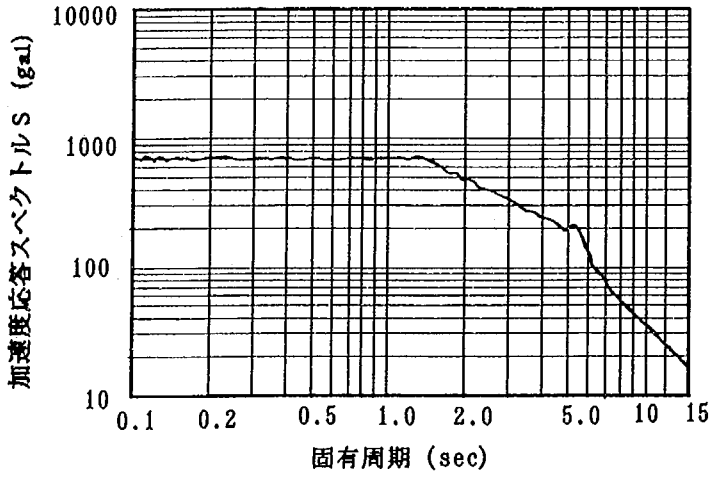
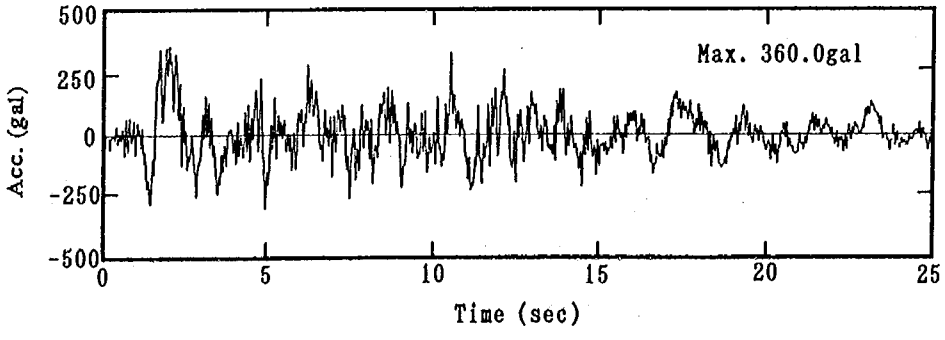


図-3.4.1　モデル橋梁

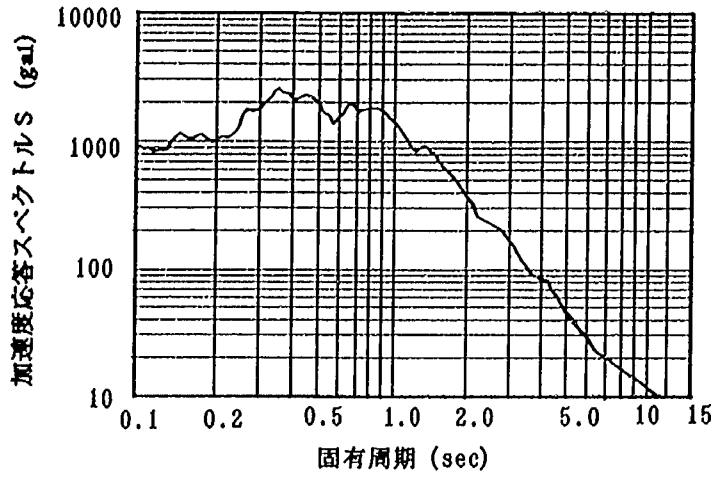


(a) 加速度応答スペクトル曲線

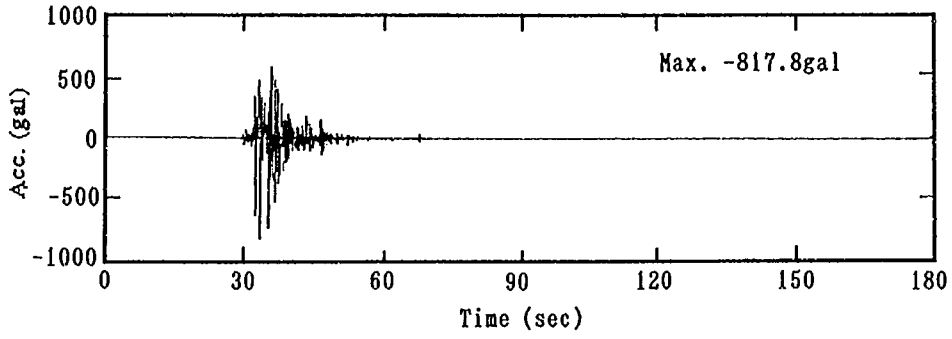


(b) 入力地震動波形

図-3.4.2　保有水平耐力法に用いる標準加速度応答スペクトル（Ｉ種地盤）



(a) 加速度応答スペクトル曲線



(b) 入力地震動波形

図-3.4.3　兵庫県南部地震　神戸海洋気象台記録

解析は、モデルを２次元の橋軸方向モデルとし、ダンパーはバイリニア型（u_y＝1cm, $K_2=K_1/6$, ただし、大変位の場合は、履歴曲線の退化性を考慮するため、$K_2=K_1/10$ とする）と仮定して各K_1の値に対する等価剛性と等価減衰定数を等価線形応答スペクトル解析によりダンパー変位に関する繰り返し計算を行い求めた。また、各次モードの減衰定数は部材のひずみエネルギーによって計算した。このとき、主塔、橋脚およびケーブルの減衰定数は１％と仮定した。

簡易モデル化は、図-3.4.4に示す３節点系簡易モデルとし、簡易モデルの諸元を表-3.4.1に示す。

表-3.4.1　簡略モデル諸元

	E(tf/m²)	W(tf)	$I_{平均}$(m⁴)	L(m)
主　桁	3.1×10^6	38,329	23.3	—
主　塔	3.3×10^6	21,141	401.0	125
主橋脚	2.8×10^6	65,750	3165.0	43
斜　材	2.0×10^7	1,703	—	—

K_e＝115,520(tf/m)

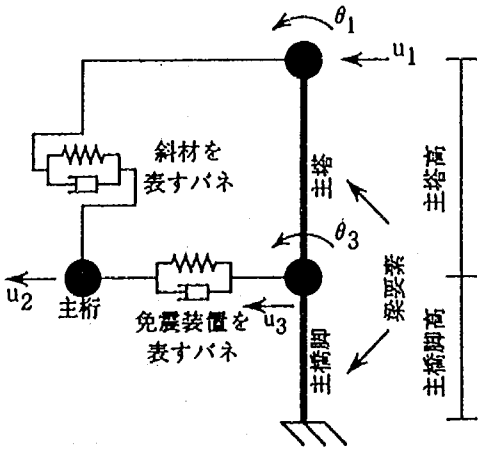


図-3.4.4　３節点系簡易モデル

ダンパーの一次剛性K_1をパラメーターにとって、構造系の主要応答値の変化傾向に着目して簡易モデルの適用性を検討した。計算した各主要応答値の最大値を表-3.4.2と表-3.4.3に示し、それらの応答値のフローチングタイプに対する比率とK_1の関係を図-3.4.5に示した。

これらの結果からわかるように、簡易モデルはL2, L3レベルのような大規模地震に対しても詳細モデルで求めた解析結果とほぼ一致する傾向を示し、ダンパー総量の設定においては十分適用可能であると考えられる。

c）ダンパー配分法の検討

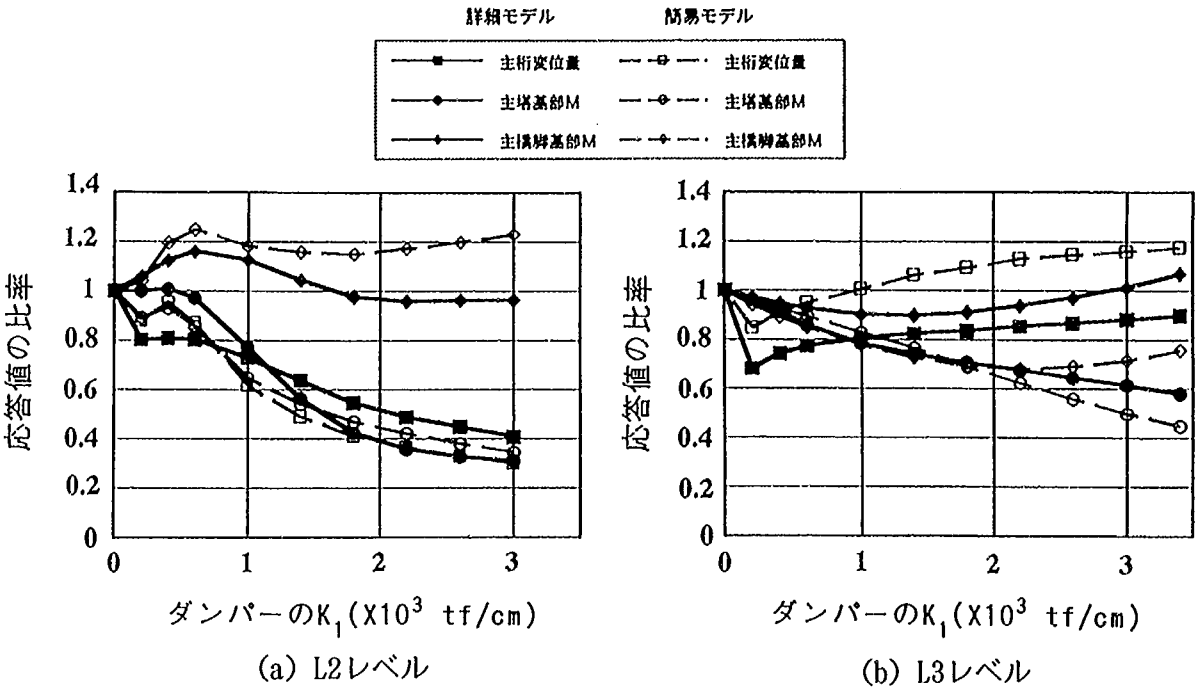
これまでに検討したダンパー配分法を一般な等価線形モデルでモデル化するダンパーに活用する際には、バイリニア型の一次剛性K_1のかわりに等価剛性K_Bを用いてダンパー量を表す必要がある。そこで、前年度で検討した各ケースのK_Bに着目し、ΣK_Bと応答低減率Rm の関係、K_{Be}/K_{Bm} と K_{1e}/K_{1m}の関係などについて検討を行った。また、支間長 170mと320mのモデル橋を設定し、これまでと同様のパラメータースダディーを行い、配分法の適用範囲を確認した。検討の結果に基づき、最適ダンパー配分法を下記のように修正することで、3節点系簡易モデルによる最適ダンパー総量

表-3.4.2　各主要応答値の比較表（L2レベル）

K_1 (tf/cm)	詳細モデル			簡易モデル		
	主桁変位 (cm)	主塔基部M (tf・m)	主橋脚基部M (tf・m)	主桁変位 (cm)	主塔基部M (tf・m)	主橋脚基部M (tf・m)
フリー	117.0	550,390	974,383	164.4	381,131	788,410
200	93.8	550,605	1,029,985	145.1	340,117	821,622
400	94.6	554,232	1,094,842	156.3	355,328	941,806
600	94.0	533,869	1,130,767	142.9	326,423	985,285
1,000	85.3	425,812	1,096,567	101.2	246,667	931,040
1,400	74.4	309,948	1,016,551	80.4	205,744	912,752
1,800	63.7	232,676	951,724	67.4	178,443	907,212
2,200	56.8	195,740	933,624	59.6	160,018	924,108
2,600	52.3	179,133	937,868	53.8	144,186	944,907
3,000	47.5	169,063	938,415	49.2	130,843	969,677

表-3.4.3　各主要応答値の比較表（L3レベル）

K_1 (tf/cm)	詳細モデル			簡易モデル		
	主桁変位 (cm)	主塔基部M (tf・m)	主橋脚基部M (tf・m)	主桁変位 (cm)	主塔基部M (tf・m)	主橋脚基部M (tf・m)
フリー	32.2	238,649	940,027	33.9	491,709	1,817,080
200	21.9	229,594	911,813	28.7	471,573	1,709,680
400	23.9	217,607	889,879	30.9	455,210	1,621,130
600	24.9	204,276	870,348	32.2	439,075	1,542,300
1,000	25.5	194,573	856,691	34.1	407,388	1,412,040
1,400	26.5	176,211	843,504	36.0	375,858	1,320,460
1,800	26.9	168,320	856,143	37.1	338,770	1,253,920
2,200	27.5	160,990	881,516	38.3	306,094	1,231,770
2,600	27.9	153,502	912,455	38.9	274,242	1,256,260
3,000	28.4	146,298	951,907	39.3	244,389	1,300,870



(a) L2レベル　　(b) L3レベル

図-3.4.5　要応答値の低減率とダンパーの一次剛性の関係

およびその配分の初期設定が可能となる。

① 3節点系簡易モデルで主橋脚天端1点にダンパーを配置する場合のダンパーの最適形状（断面積Aと厚さt）を決めて、K_Bの値を算出する。

② 端橋脚剛性を考慮し、耐荷力よりダンパーの配分率K_{Be}/K_{Bm} を決める。

③ 上記の配分比より式（3.4.1）による補正係数αを求め、最適な総ダンパー量αK_B値を算出し、下式によって配分する。

$$(\alpha-1)^2 = 0.25 \cdot K_{Be}/K_{Bm} \qquad (3.4.1)$$

$$K_{Be} = \alpha \cdot K_B/(n+2) \qquad (3.4.2)$$

$$K_{Bm} = \alpha \cdot n \cdot \Sigma K_B/(n+2) \qquad (3.4.3)$$

ここに、$n = K_{Bm}/K_{Be}$、K_Bは①で求めたものである。

④ 各支点に設置するダンパーの等価減衰定数h_{Be}，h_{Bm}、および支承変位u_{Be}，u_{Bm}は、一点に設ける場合の等価減衰定数h_Bと支承変位u_Bとほぼ等しくなるように仮定し、K_{Be}，K_{Bm}，h_{Be}，h_{Bm}，u_{Be}とu_{Bm}により各ダンパーのサイズを決定する。

これに関する検討の詳細は、2.2 最適ダンパー配置に記載する。

d）検討結果に基づく試設計

支点部に免震装置を設置する場合の免震設計方法は、図-3.4.6のフローチャートに示すとおり、基本的に以下の4つステップに分けられる。

ステップ1は、免震する前の基本構造系についての初期検討である。震度法により耐震設計したＲＣ橋脚に対して、道路橋示方書ｖ耐震設計編の第5章および復旧仕様の5.の規定に従い、非線形のＭ－Φ関係を算出する。算出したＭ－Φ関係により橋脚躯体の曲げによる非線形履歴特性を考慮し、構造系の非線形直接積分法解析を行う。非線形モデルとしては、ＲＣ構造の繰り返し載荷時の

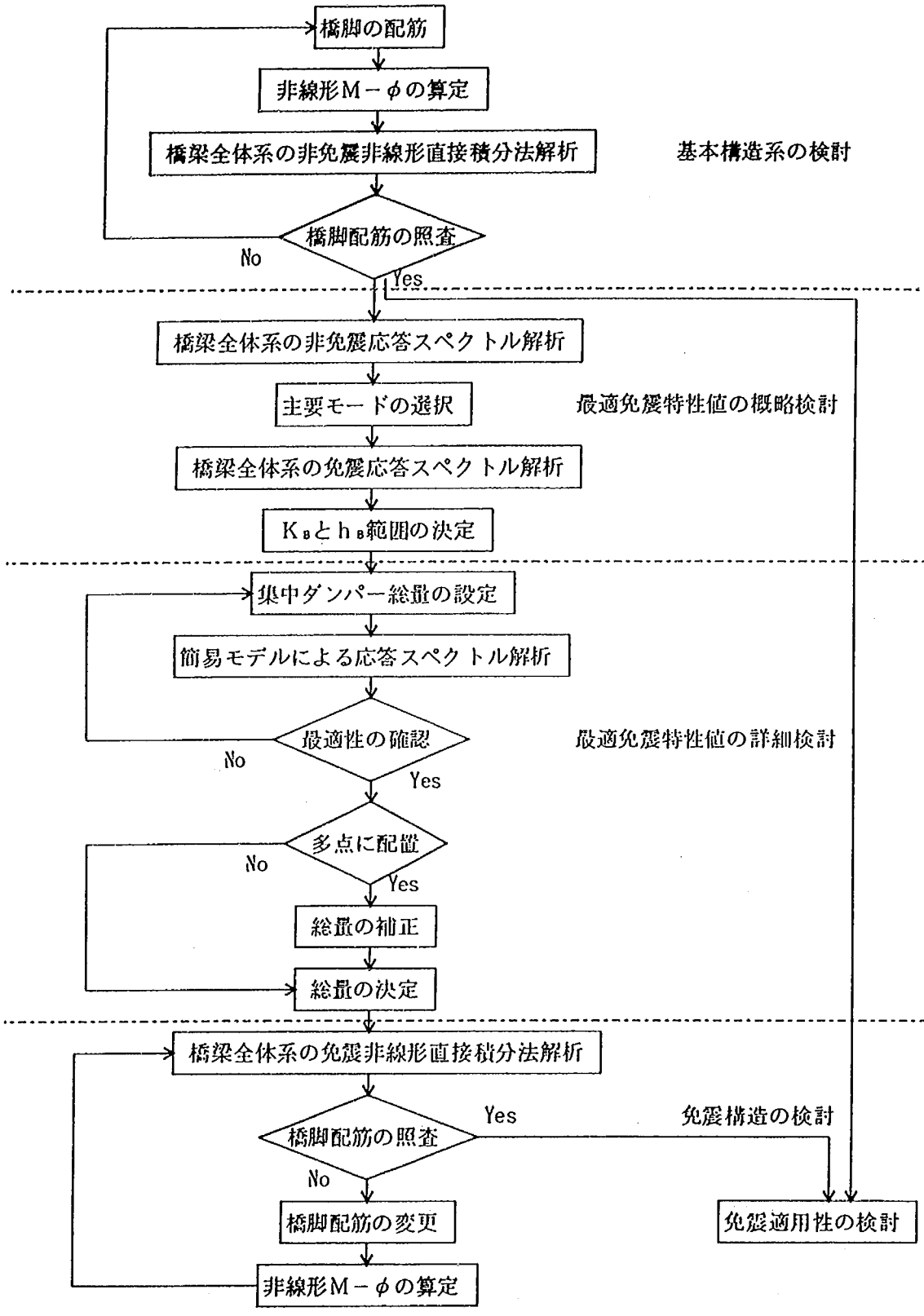


図-3.4.6　斜張橋支点免震設計の計算フロー

剛性低下を考慮できる剛性低下型の武田モデルを用いる。動的解析で求められる断面力が許容値を超える場合には、橋脚の再配筋または断面の再設計を行う。このステップで算出する基本構造系の応答値は、基礎データとしてステップ4の免震効果の検討に使われる。

ステップ2は、免震装置の等価線形モデルの特性値K_Bとh_Bの基本範囲についての検討である。ダンパー無しの全体系の応答スペクトル解析を行い、主橋脚基部の曲げモーメントのモード寄与率より主要モードを決める。主要モードに着目して、1自由度モデルによりモードダンピングとダンパーの特性値K_Bとh_Bの関係を算出し、K_Bとh_Bを用いて全体系の免震応答スペクトル解析を行うことにより断面力の低減率を求め、モードダンピングと断面力の低減率の関係を決める。この関係により、必要とする断面力の低減率からモードダンピングすなわちダンパーの特性値K_Bとh_Bの範囲を決定する。

ステップ3は、ステップ2に加えて、免震特性値に関する具体的な検討で、c）の配分法に示したものである。

ステップ4は、上記設定した免震装置を用い、橋脚の再配筋を行って非線形M－Φを算出し、全体系の免震非線形直接積分法解析を行う。求められた結果はステップ1で算出したものと比較して免震設計の効果を確認する。

以上の設計方法に従い、モデル橋梁（図-3.4.1）を例に兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録（図-3.4.3）を地震外力として超塑性ラバーダンパーを用いる免震試設計例は、マニュアルの参考資料-3に記載する。

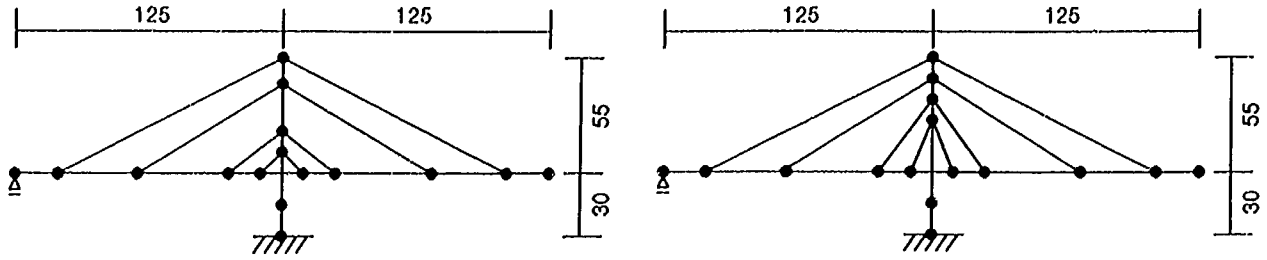
2）ＴＬＤの利用

a）研究の概要

平成7年度は、ＴＬＤのＰＣ斜張橋への利用について検討した。不等径間のＰＣ斜張橋では、カウンターウェイトとして、側径間にコンクリートを打設することがある。このコンクリートの代わりにＴＬＤを載せれば、カウンターウェイトとしてだけではなく、制震効果も期待できる。そこで、中央径間 250mのＰＣ斜張橋を想定し、ＴＬＤの設計法にしたがって、応答スペクトル法ならびに時刻歴応答解析法によりＴＬＤの効果を調べた。その際、モデル橋は斜材形式に着目して、セミハープ型とセミファン型を用いた。さらに、設計法にそって、ＴＬＤ容器の設計と個数を求めた。

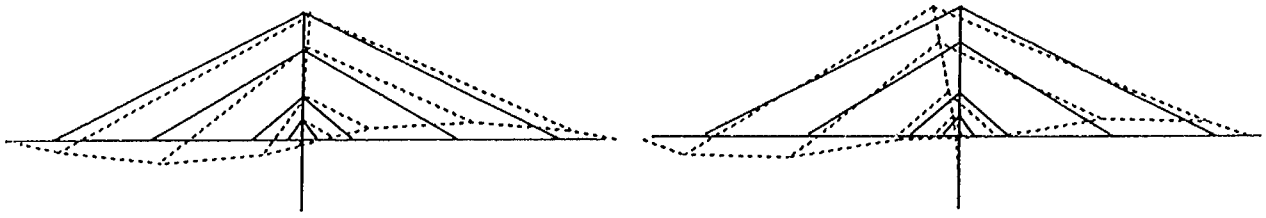
b）モデル橋の設定

モデル橋は、前年度の報告書の「1.12　ＴＬＤの利用」で用いたスパン長250mのＰＣ斜張橋（斜材形式セミハープタイプ）と、その斜材形式をセミファンタイプに変更したものの2種類である。このモデル橋は呼子大橋を参考にして、節点数，要素数を減らすことにより簡略化したもので、基礎は固定としている。モデル橋を図-3.4.7に示す。また、セミハープタイプの1次モードと2次モードを図-3.4.8に、セミファンタイプの1次モードと2次モードのモード図を図-3.4.9に示す。ＴＬＤの利用の検討をすすめていく上で、制震の対象となる振動モードは、両形式とも1次モードとする。セミハープタイプの1次モードの固有周期は2.98秒、有効質量は12526tで、セミファンタイプの1次モードの固有周期は5.00秒、有効質量は 7094tである。モデル橋の1次モードの振動特性を表-3.4.4に示す。



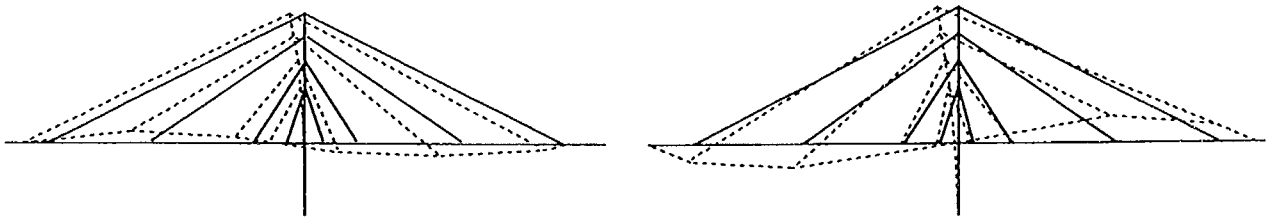
セミハープタイプ　　セミファンタイプ

図-3.4.7　モデル橋



1次モード(T=2.975sec)　　2次モード(T=1.678sec)

図-3.4.8　セミハープタイプのモード図



1次モード(T=5.001sec)　　2次モード(T=1.902sec)

図-3.4.9　セミファンタイプのモード図

表-3.4.4　モデル橋の1次モードの振動特性

斜材形式	振動数(Hz)	固有周期(sec)	有効質量(t)
セミハープ形式	0.336	2.975	12526
セミファン形式	0.200	5.001	7094

c）入力地震波の設定

入力地震波は、震度法レベルのものを用いることとした。地震時保有水平耐力法レベルの地震波では、部材の非線形を考慮することとなるが、ＴＬＤの検討ではＴＬＤを等価なＴＭＤにモデル化するため、線形解析が前提となる。非線形性を考慮した地震時保有水平耐力法レベルの検討も必要ではあるが、今年度は震度法レベルの検討にとどめることとする。

モデル橋に用いているＰＣ斜張橋は長周期構造物であるため、入力地震動は十分長周期側まで成分を含んだものでなければならい。そこで、入力地震波として、宮城県沖地震の際、開北橋で観測

された地震波を図-3.4.10 に示す加速度応答スペクトルに適合するようにフィッティングさせたものを用いる。図-3.4.10 の加速度応答スペクトルは、道路橋示方書の震度法レベルのⅠ種地盤用の加速度応答スペクトルを長周期側まで延長したものである。

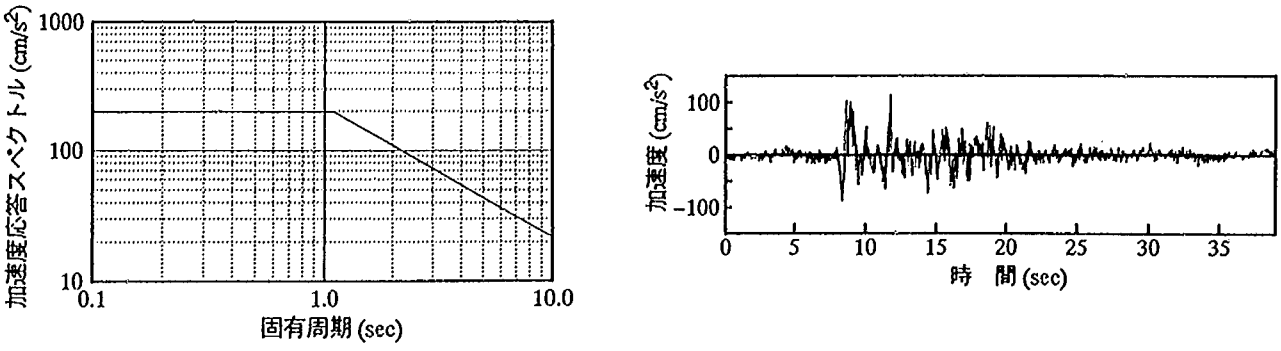


図-3.4.10　入力地震波

d）応答スペクトル法による制震効果の検討

ＴＬＤの設計法では、ＴＬＤを等価なＴＭＤに置き換えた後、応答スペクトル法あるいは時刻歴応答解析法により検討することとしている。ここでは、応答スペクトル法を用いてＴＬＤの制震効果を検討する。

ＴＬＤは、制震の対象となる振動モード（多くの場合１次モード）に同調させ、そのモードの見かけの減衰を大きくするものである。したがって、応答スペクトル法による検討では、制震の対象である１次モードの減衰定数については式(3.4.4）から求められる値を用い、その他の振動モードの減衰定数は変わらないとする。

$$h=\frac{1}{2}\sqrt{\frac{\mu}{2+\mu}} \qquad (3.4.4)$$

式（3.4.4）より、１次モードの減衰定数は、ＴＬＤの有効質量比μから決定されることになる。そこで、各振動モードの減衰定数を0.01と仮定し、ＴＬＤを用いた場合には１次モードの減衰定数だけをＴＬＤの有効質量比に応じて式（3.4.4）から求めて応答スペクトル法による検討を行った。表-3.4.5に応答スペクトル法に用いた各モードの減衰定数を示す。

制震効果を検証するための応答値として、主桁の橋軸方向の変位，主塔基部の曲げモーメント，橋脚基部の曲げモーメントに着目した。ＴＬＤを設置しない場合（１次モードの減衰定数0.01）の応答を 1.0として、ＴＬＤの有効質量比μをパラメータにして、各応答の低減率を表したものを図-3.4.11～3.4.13に示す。

セミハープ形式では、ＴＬＤの有効質量比μ＝0.03以上にすれば、主桁の変位が８割程度に抑えられる。しかし、主塔や橋脚の基部の曲げモーメントでは応答の低減率は小さい。これは、主塔や橋脚の曲げモーメントに対しては２次モードの寄与が大きく、ＴＬＤによって１次モードに減衰を

表-3.4.5　各モードの減衰定数

質量比μ	1次モード	2次以上のモード
TLDなし(μ=0.0)	0.01	0.01
μ=0.01	0.035	0.01
μ=0.03	0.061	0.01
μ=0.05	0.078	0.01
μ=0.10	0.109	0.01

付加しても、断面力の低減は少ないためである。

一方、セミファン形式では、ＴＬＤの有効質量μを0.03以上にすれば、主桁の変位が６割程度に抑えられ、主塔基部や橋脚基部の曲げモーメントも７～８割に低減されている。セミファン形式では、地震時の応答に対する１次モードの寄与が、セミハープ形式に比べて大きくなるため、ＴＬＤによる応答の低減率が大きくなる。また、セミファン形式ではセミハープ形式に比べて１次モードの有効質量が小さくなるため、同じ有効質量比を得るために必要なＴＬＤの個数も少なくてすむ。このようなことから、セミハープ形式よりもセミファン形式の方が、ＴＬＤによる制震効果が大きいといえる。両形式とも、１次モードの減衰を大きくしても、応答の低減には限界があり、有効質量比0.03～0.05程度にすればよいと考えられる。

ｅ）時刻歴解析法による制震効果の検討

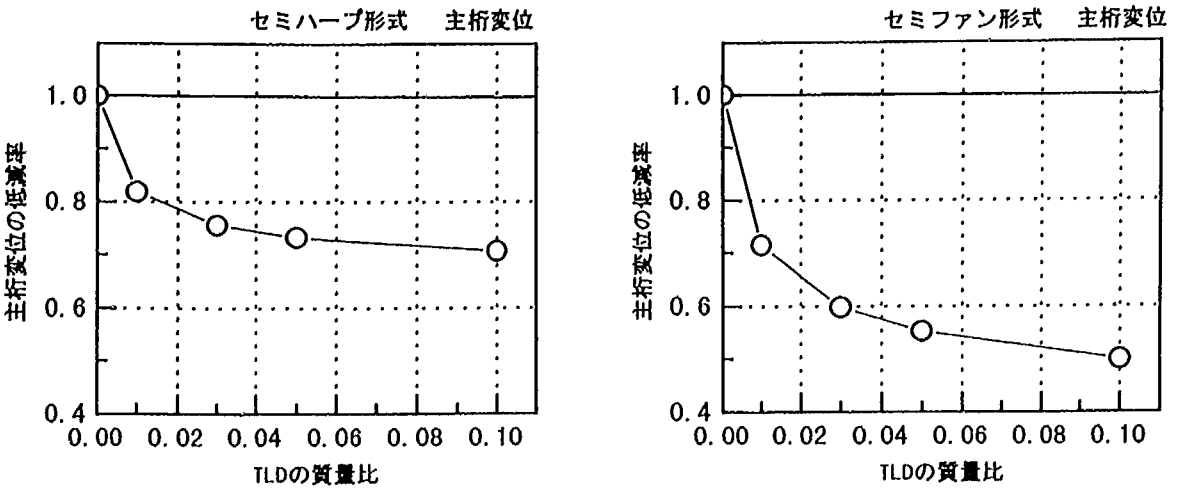
時刻歴応答解析法による検討では、図-3.4.14 にあるようにＴＬＤを等価な質量，減衰，剛性を持つＴＭＤとしてモデル化し、斜張橋の解析モデルの主桁の節点に付加する。ＴＬＤの設計法にしたがえば、ＴＬＤの全質量が決まればＴＬＤの有効質量が計算され、制震の対象モードの有効質量との比μから、最適減衰定数と最適バネ定数が求められる。セミハープ形式，セミファン形式のモデル橋に対して計算したＴＬＤを等価なＴＭＤに置きかえた場合の最適減衰定数，最適バネ定数を表-3.4.6に示す。同じ有効質量比でも、セミファン形式の方が１次モードの有効質量が小さいため、ＴＬＤの有効質量が少なくすむ。

なお、時刻歴解析において入力した波形は図-3.4.10 に示されている加速度波形であり、モデル橋の減衰定数は１次モードと２次モードの減衰定数が0.01となるようなレイリー型減衰を用いている。

両モデル橋に図-3.4.10 の加速度波形を入力して、線形時刻歴応答解析によって得られた主桁の変位波形を、セミハープ形式については図-3.4.15 に、セミファン形式については図-3.4.16 に示す。

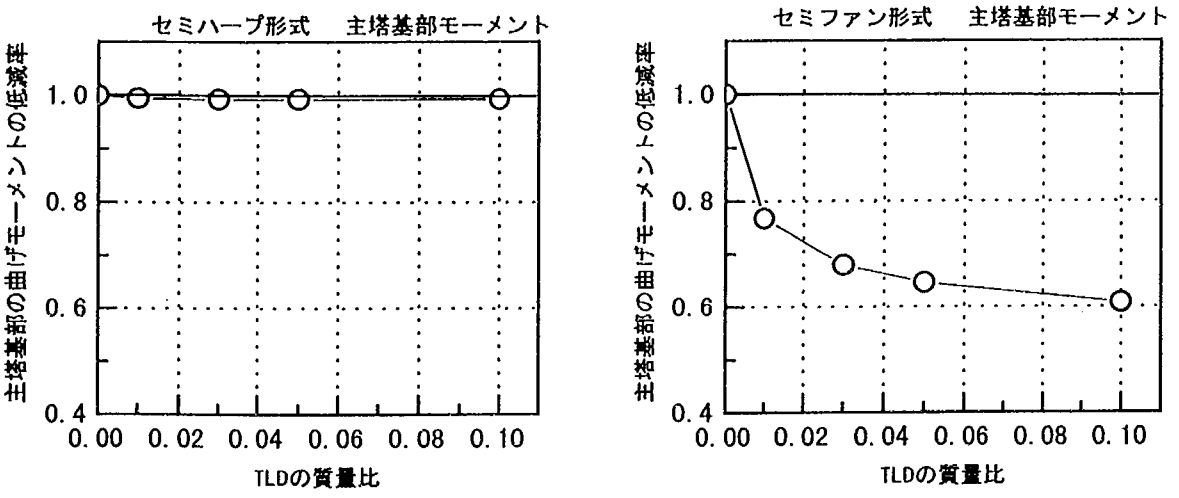
両形式とも地震動の立ち上がりの部分での制震効果は少ないが、主桁が繰り返し振動しているうちにＴＬＤの機能が発揮され、応答が低減していることが分かる。

セミハープ形式では、有効質量比が小さい場合には、入力地震動の主要動部分である10秒から20秒までの間の主桁応答振幅の低減はほとんどない。入力時振動の主要動が終わり主桁が自由振動に



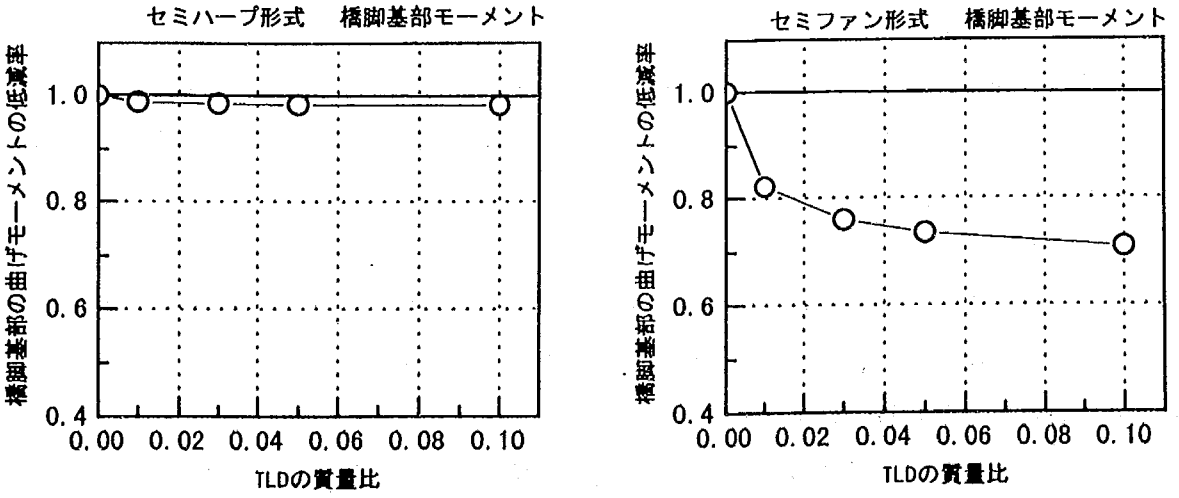
セミハーブ形式　　セミファン形式

図-3.4.11　応答スペクトル法による主桁変位の低減率



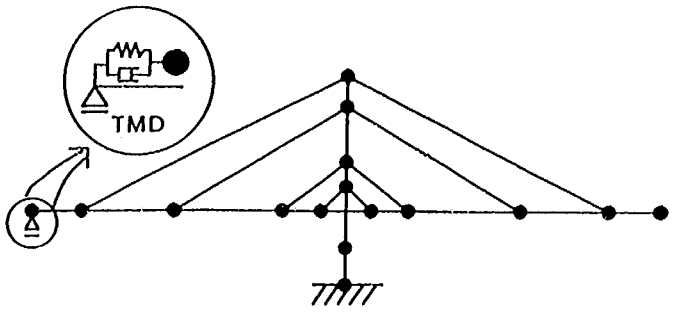
セミハーブ形式　　セミファン形式

図-3.4.12　応答スペクトル法による主塔基部の曲げモーメントの低減率



セミハーブ形式　　セミファン形式

図-3.4.13　応答スペクトル法による橋脚基部の曲げモーメントの低減率



ＰＣ斜張橋モデル

図-3.4.14　時刻歴応答解析法におけるモデル化

表-3.4.6　時刻歴解析法に用いるＴＬＤの最適減衰定数と最適バネ定数

斜材形式	有効質量比 μ	TLDの有効質量 (t)	TLDの最適減衰定数	TLDの最適バネ定数 (tf/m)
ｾﾐﾊｰﾌﾟ形式	0.01	125.3	0.060	55.83
	0.03	375.8	0.101	161.06
	0.05	626.3	0.127	258.31
	0.10	1252.6	0.168	470.72
ｾﾐﾌｧﾝ形式	0.01	70.9	0.060	11.19
	0.03	212.8	0.101	32.28
	0.05	425.6	0.127	51.77
	0.10	709.4	0.168	94.35

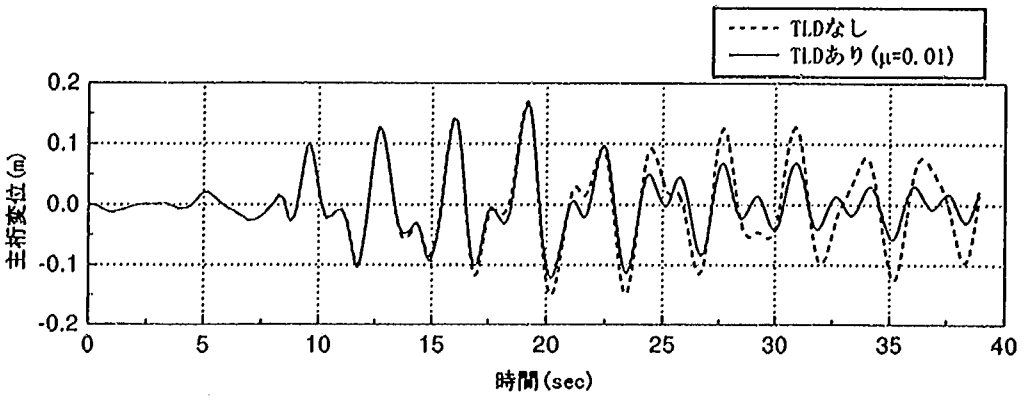
近い状態になれば、ＴＬＤの効果が発揮されていることがわかる。

セミファン形式では、主桁の応答に対して１次モードの寄与が支配的であるため、主桁の振動波形は正弦波的である。ＴＬＤを設置した場合には、１波目には振幅の低減が見られないが、２波目以降にはＴＬＤの効果が見られる。

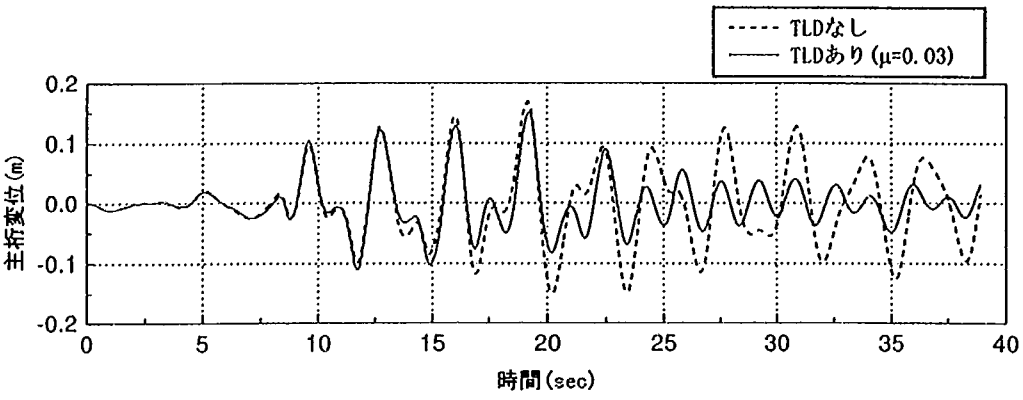
主桁の橋軸方向の最大変位と主塔基部・橋脚基部の最大曲げモーメントについて、ＴＬＤを設置しない場合の応答値に対するＴＬＤ設置時の応答値の低減率を、有効質量比μをパラメータにして計算したものを図-3.4.17～3.4.19に示す。

セミハープ形式の主桁変位については、応答スペクトル法による解析結果と同程度の応答低減効果が得られたが、主塔基部，橋脚基部の曲げモーメントに関しては、応答スペクトル法の結果よりも低減効果が大きかった。しかし、有効質量比μを0.05程度にしても、曲げモーメントの低減率は１割弱であるため、ＴＬＤの効果は依然として少ない。

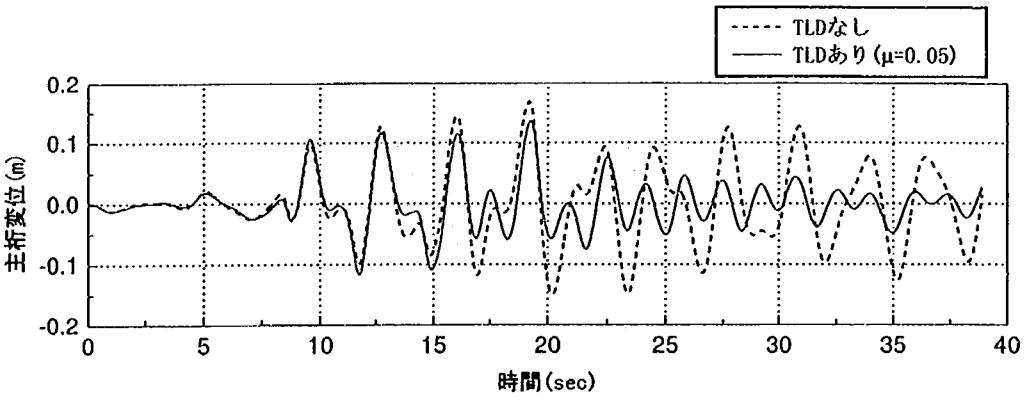
セミファン形式については、有効質量比を0.03～0.05程度にすれば、各応答値を３割～４割低減できる。それぞれの応答低減率は、応答スペクトル法による解析結果と近いものであり、有効質量比0.03程度で十分な効果があるといえる。



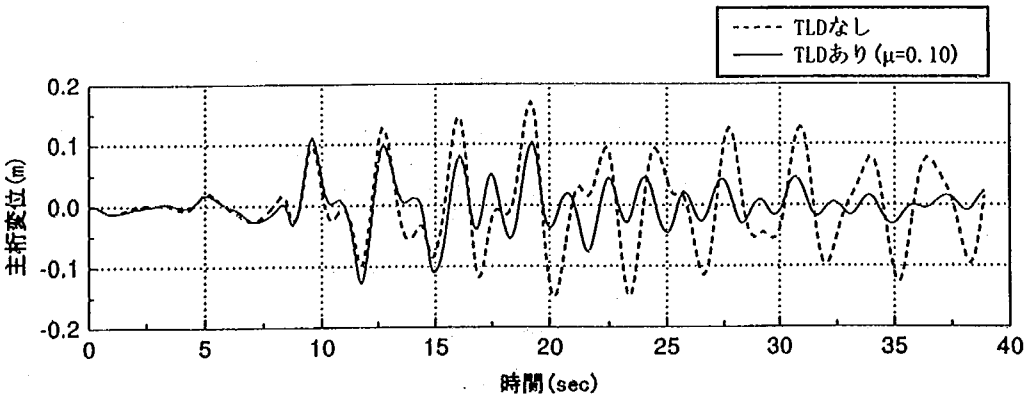
$\mu = 0.01$



$\mu = 0.03$

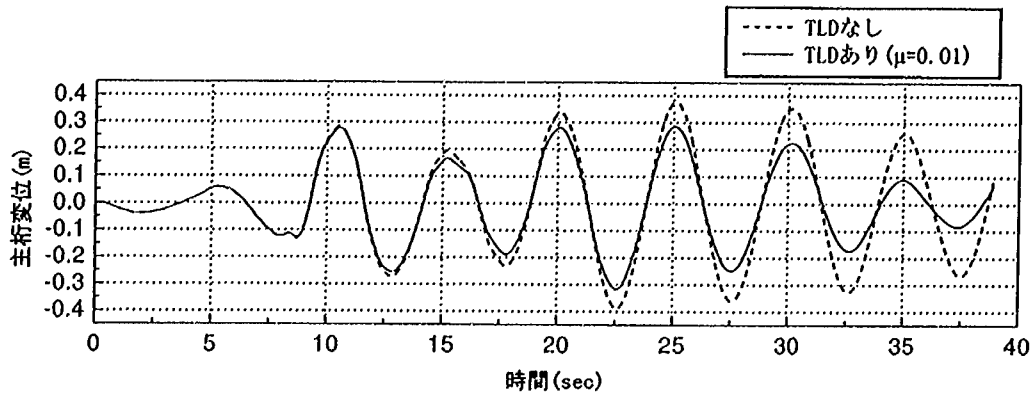


$\mu = 0.05$

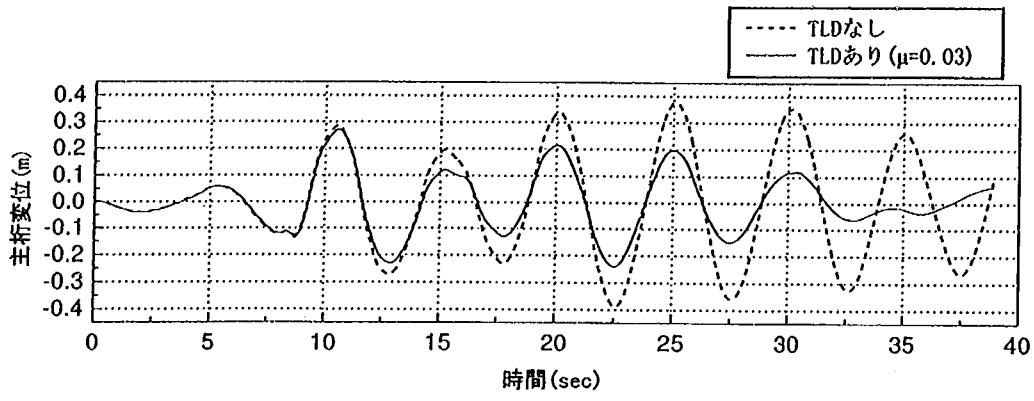


$\mu = 0.10$

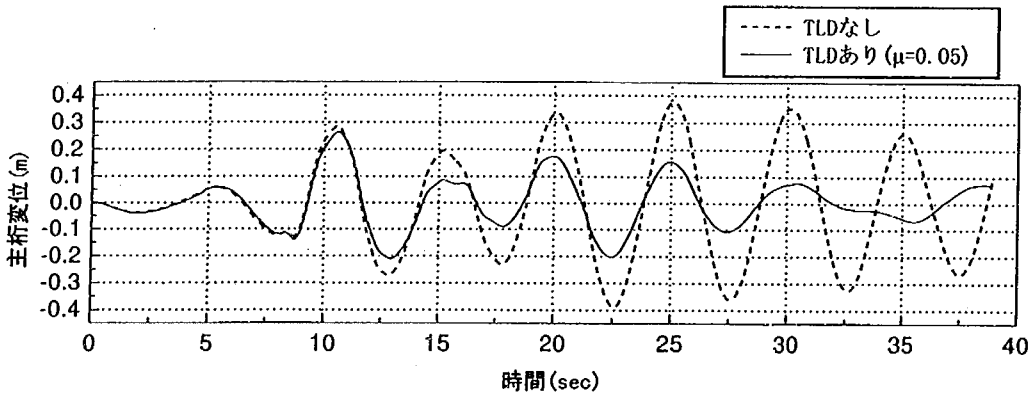
図-3.4.15　時刻歴応答解析法による主桁の変位波形（セミハープ形式）



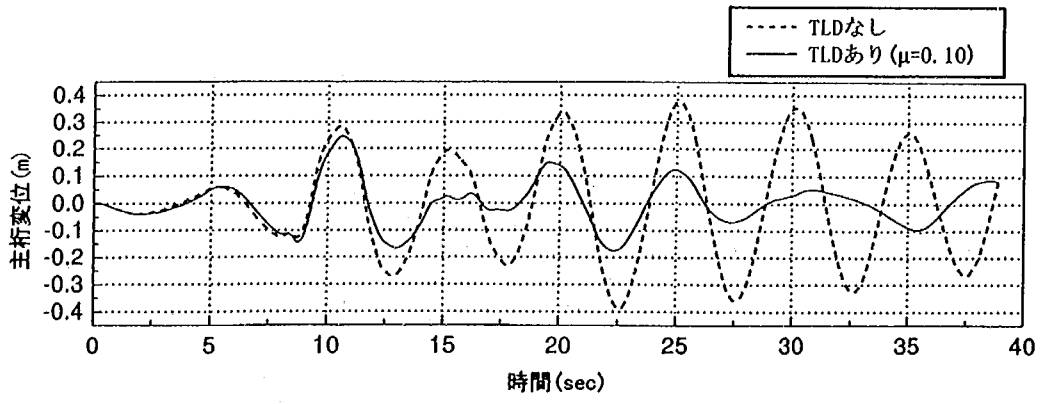
$\mu = 0.01$



$\mu = 0.03$

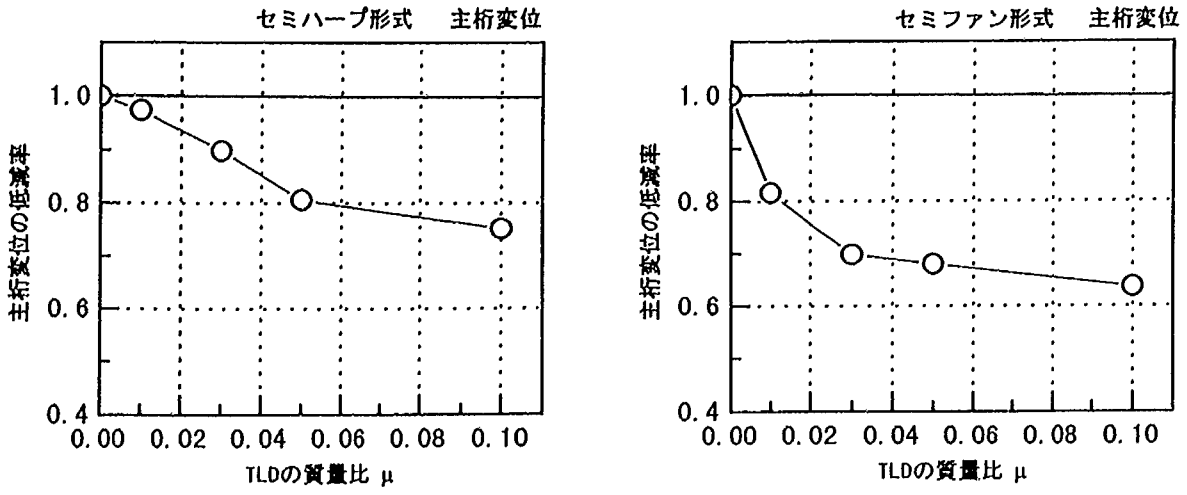


$\mu = 0.05$



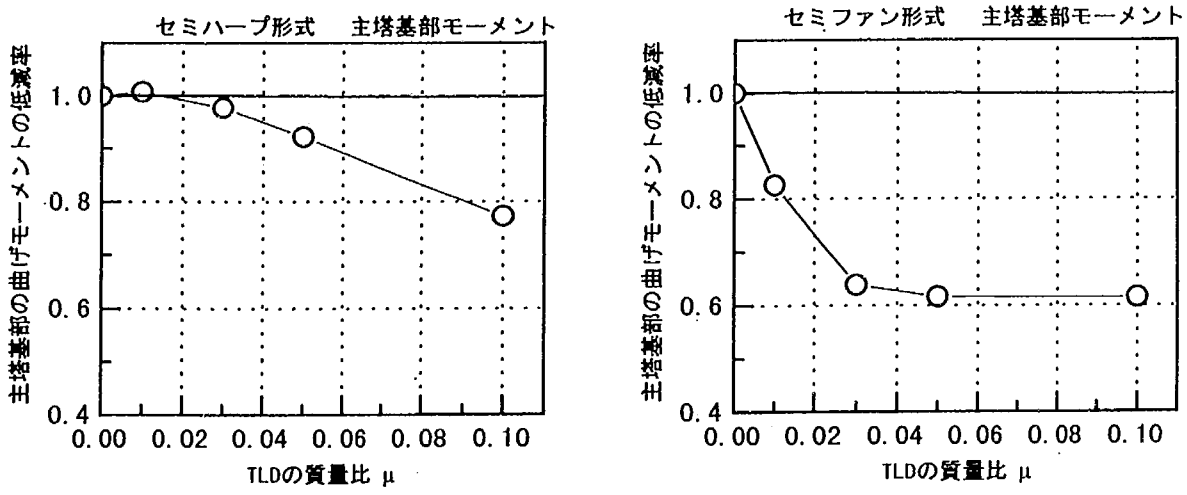
$\mu = 0.10$

図-3.4.16　時刻歴応答解析法による主桁の変位波形（セミファン形式）



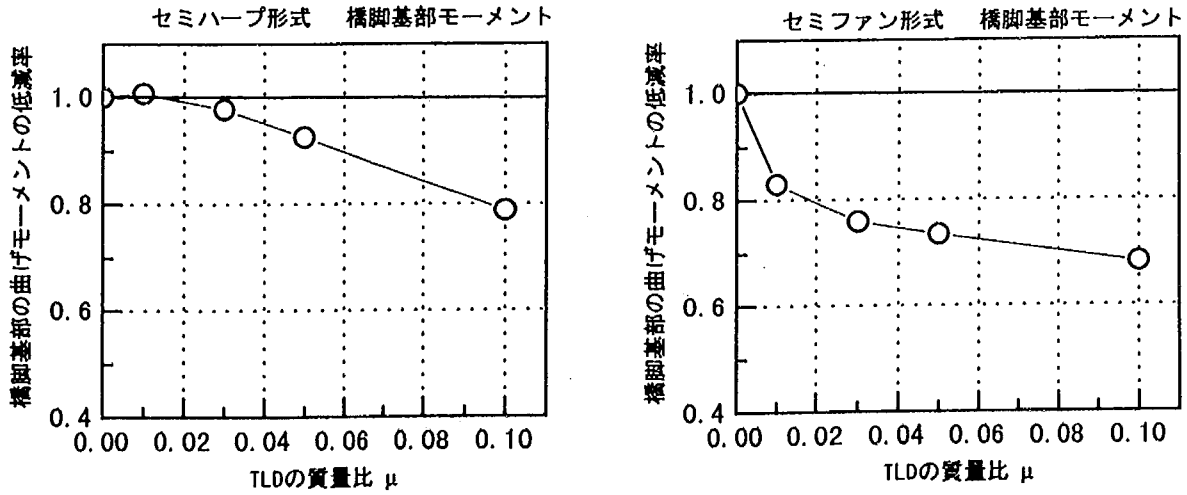
セミハーブ形式　　セミファン形式

図-3.4.17　時刻歴応答解析法による主桁変位の低減率



セミハーブ形式　　セミファン形式

図-3.4.18　時刻歴応答解析法による主塔基部の曲げモーメントの低減率



セミハーブ形式　　セミファン形式

図-3.4.19　時刻歴応答解析法による橋脚基部の曲げモーメントの低減率

f）ＴＬＤの概略設計

ここでは、実際のＰＣ斜張橋にＴＬＤを設置する際の概略設計について述べる。ＰＣ斜張橋の側径間にカウンターウェイトとしてＴＬＤを載せる場合、ＴＬＤの総重量は必要とされる制震効果から決定されるのではなく、カウンターウェイトに要求される重量から、またＴＬＤ容器の寸法は設置スペースの制約から決定される。このようにして決定されたＴＬＤの総重量からＴＬＤの有効質量を求め、設計法にしたがって等価なＴＭＤにモデル化した場合の最適減衰定数，最適バネ定数を決定する。その結果をもとに、応答スペクトル解析法あるいは時刻歴応答解析法により動的応答解析を行い、制震効果を検討する。最後に、ＴＬＤの実器の用いた振動実験を行い、水深の調整ならびに最適減衰定数が得られるような減衰付加材（メッシュや角柱など）の形状，個数などを決定する。

ＴＬＤの設計フローを図-3.4.20 に示す。

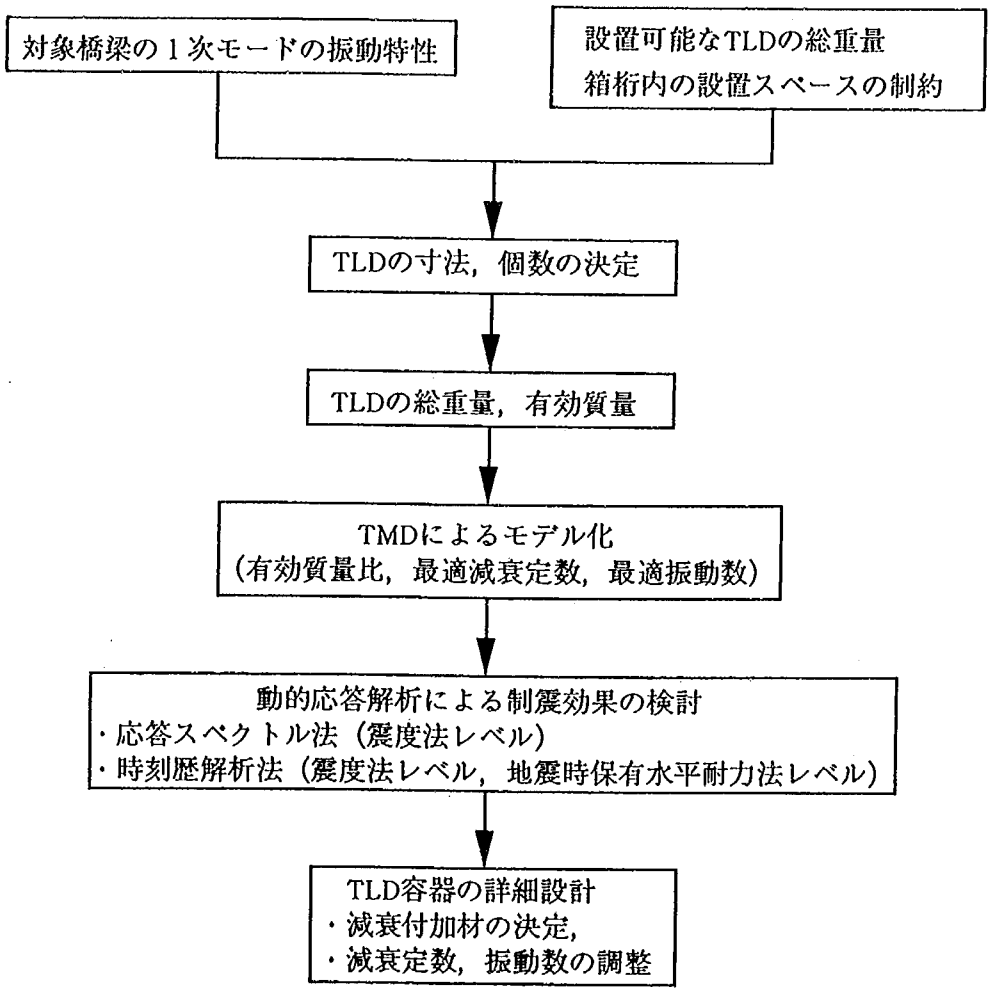
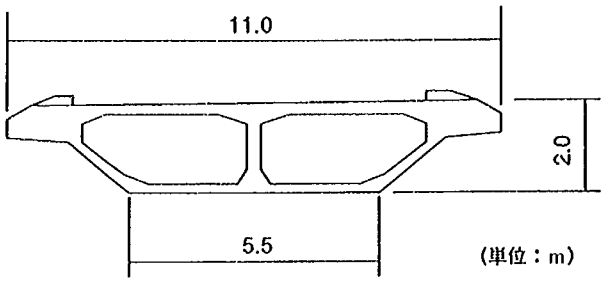


図-3.4.20　ＴＬＤの設計フロー

ＴＬＤの概略設計を、図-3.4.7に示したセミファン形式のモデル橋に対して行う。想定したモデル橋の主桁断面を図-3.4.21 に示す。主桁は２室箱桁で２車線クラスのものを想定している。箱桁内部は斜材定着部ごとに横桁で区切られており、横桁間隔を８ｍとして、側径間には横桁で区切られたボックスが15室あるものとする。側径間のカウンターウェイトとして 300tf程度の重量を載せることができると仮定する。



スパン長	250m
主桁断面	２室箱桁
横桁間隔	8m
箱桁内高さ	1.6m

図-3.4.21　モデル橋の主桁断面

ＴＬＤの橋軸方向（振動方向）の長さＬは搬入などを考慮してＬ＝ 3.5mとして、１つのボックス内に２基、さらに２室であることから４基設置することが可能である。ＴＬＤの幅員は、モデル橋のボックスのスペースを考慮してW＝2.0mとする。Ｌを3.5mに決定すると、斜張橋の１次モードの固有振動数が0.200Hzであるから、ＴＬＤの水深Ｈが式（3.4.5）を逆に解くことにより0.2mと求められる。

$$f=\frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{\pi g}{L}tanh(\frac{\pi H}{L})} \qquad (3.4.5)$$

ただし、ｆはＴＬＤのスロッシング振動数、ｇは重力加速度である。

さらに、モデル橋のボックスの高さが 1.6mであることから、ＴＬＤは１基あたり３槽構造にすることができ、１基あたりの水の質量は4.2tである。また、ＴＬＤは側径間のボックスすべてに設置することができるものとすると、設置可能なＴＬＤの全個数は60基である。設置可能なＴＬＤの仕様をまとめると表-3.4.7のようになり、ＴＬＤの水の総質量は252t、ＴＬＤを等価なＴＭＤとしてモデル化した場合の有効質量は式（3.4.6）により202.1tとなる。ＴＬＤの設置状況は図-3.4.22のようになる。

表-3.4.7　設置可能なＴＬＤの個数

ＴＬＤ１基の寸法	L3.5m × W2.0m × H0.2m × ３槽（水の質量4.2t）
横桁間の設置個数	４基（水の総質量16.8t）
側径間の設置個数	60基（15室，水の総質量252t）

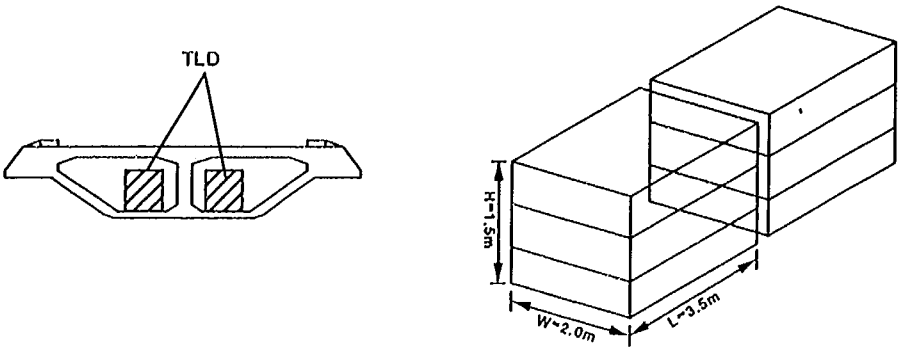


図-3.4.22　ＴＬＤの設置状況

$$M_{eff}=M_0\frac{8L}{\pi^3 H}tanh(\frac{\pi H}{L}) \qquad (3.4.6)$$

ただし、M_{eff} はＴＬＤの有効質量、M_0 はＴＬＤの全質量である。

これより有効質量比は2.85%と求められる。ＴＬＤの最適減衰定数，最適振動数を式（3.4.7），（3.4.8）により求めたものを表-3.4.8に示す。

$$f_{opt}=\frac{f_1}{1+\mu} \qquad (3.4.7)$$

$$h_{opt}=\sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu^3)}} \qquad (3.4.8)$$

ここで、f_{opt}，h_{opt}はＴＬＤの最適振動数と最適減衰定数、f_1 は制震の対象となる１次モードの固有振動数である。

表-3.4.8　ＴＬＤの最適減衰定数と最適振動数

有効質量比	最適減衰定数	最適振動数
2.85%	0.099	0.194Hz

応答スペクトル法あるいは時刻歴応答解析法によって求められる制震効果は、ｄ），ｅ）の結果から求められるので、ここでは計算は省略する。

３）筒型高減衰ゴムダンパーの開発

ａ）研究概要

平成６年度の研究では、主塔に図-3.4.23 に示すような減衰装置を取り付けた場合の地震力低減効果について、２径間連続ＰＣ斜張橋モデルによる動的解析により確認した。

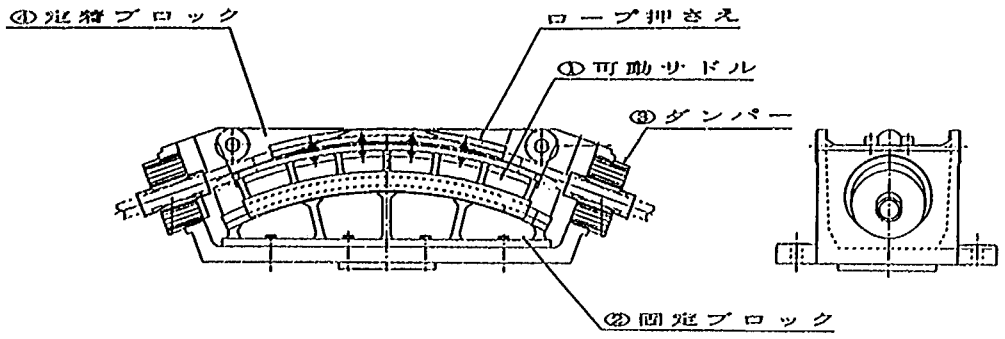


図-3.4.23　減衰装置の構造

今年度の研究では、前記の解析から決定された要求性能を満たす減衰装置として、筒型高減衰ゴムダンパーを開発試作するとともに、ダンパー単体の載荷実験により、その動的特性を検討した。検討の結果、ダンパーの使用範囲内のせん断ひずみレベルにおいて安定した減衰効果が確認でき、減衰装置としての特性を十分備えていると判断できる。さらに、実験より得られた特性式を用いて、実橋レベルの装置の試設計を行った。

b）供試体の載荷実験

①　実験方法

筒型高減衰ゴムダンパーの動的特性を把握するため、図-3.4.24 に示す供試体を用いて動的載荷実験を行い、等価剛性および等価減衰定数を測定した。供試体に与える最大せん断ひずみ率は地震時保有水平耐力法レベルの最大値（γ max ＝250%）とし、25%～250%までの７パターンのせん断ひずみを各10回繰り返し与えた。加振周波数は0.5Hzとし、実験温度は、室温（10℃程度）とした。図-3.4.25 に実験状況を示す。

等価剛性および等価減衰定数は、図-3.4.26 に示すように、荷重－変位の履歴曲線をもとに、式（3.4.9）～（3.4.12）より算定した。

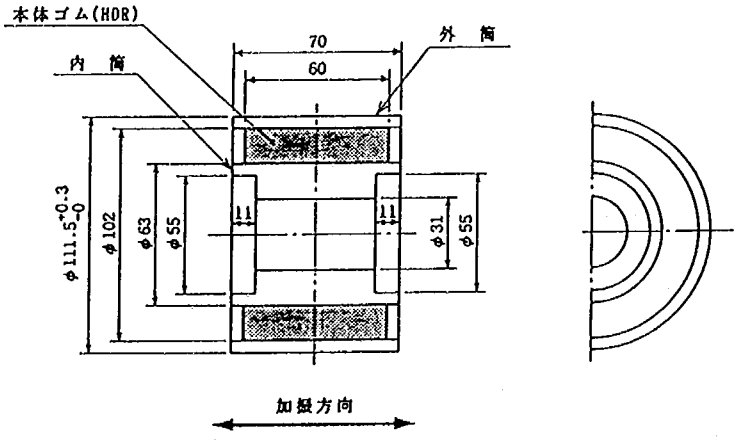


図-3.4.24　供試体

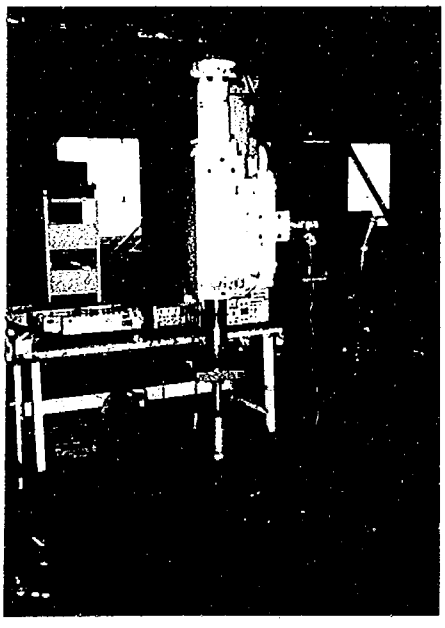


図-3.4.25　実験状況

$$K_i = \frac{F(u_i) - F(-u_i)}{2u_i} \qquad (3.4.9)$$

$$h_i = \frac{\Delta W}{2\pi W} \qquad (3.4.10)$$

$$\overline{K}_i = \frac{1}{7}\sum_{i=1}^{7} K_i \qquad (3.4.11)$$

$$\overline{h}_i = \frac{1}{7}\sum_{i=1}^{7} h_i \qquad (3.4.12)$$

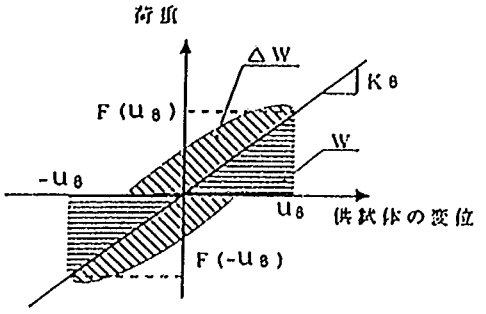


図-3.4.26　等価剛性と等価減衰定数

ここに、

K_B　：等価剛性(tf/cm)

h_B　：等価減衰定数(－)

u_B　：変位(cm)

F(u)：供試体に変位uを与えるのに必要な水平力(tf)

W　：供試体の弾性エネルギーで、図-3.4.26 に示す三角形の面積(tf・cm)

ΔW　：免震装置が吸収するエネルギーの合計で図-3.4.26 に示す変位と載荷荷重の履歴曲線の面積(tf・cm)

$\overline{K}_B$　：平均等価剛性(tf/cm)

$\overline{h}_B$　：平均等価減衰定数(－)

K_{Bi}　：10回繰り返し載荷した場合の第iサイクルめの供試体の等価剛性(tf/cm)

h_{Bi}　：10回繰り返し載荷した場合の第iサイクルめの供試体の等価減衰定数(－)

② 実験結果

実験より得られた4サイクル目の荷重－変位履歴曲線を図-3.4.27 に示す。また、等価剛性とせん断ひずみ率の関係を図-3.4.28 に、等価減衰定数とせん断ひずみ率の関係を図-3.4.29 に示す。

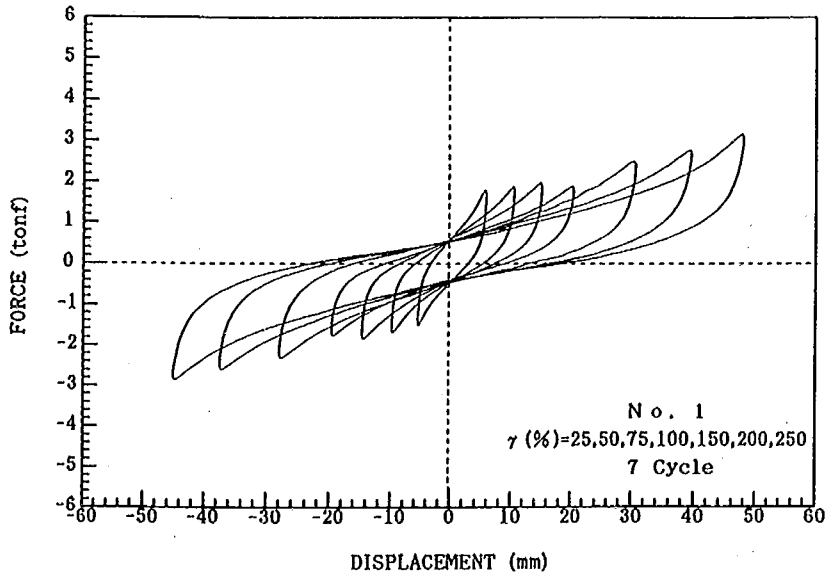


図-3.4.27　載荷荷重－変位の関係

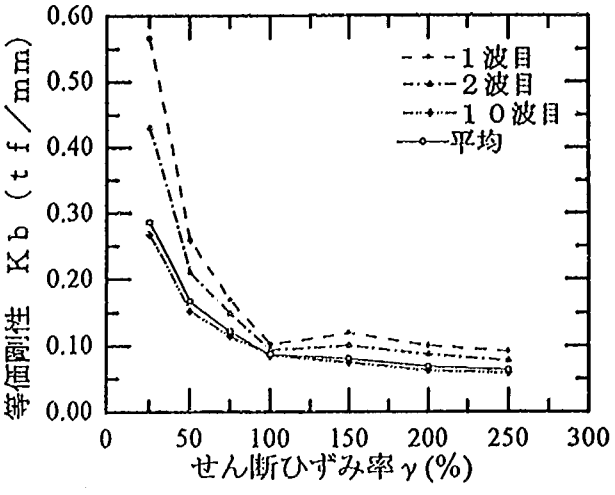


図-3.4.28　等価剛性とせん断ひずみ率の関係

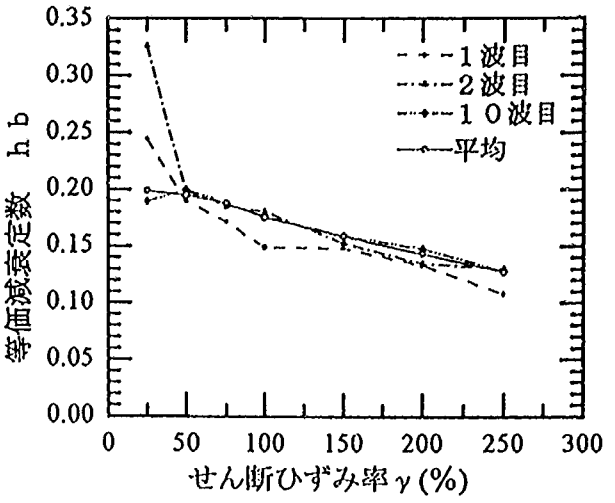


図-3.4.29　等価減衰定数とせん断ひずみ率の関係

等価剛性は、せん断ひずみ率が大きくなるに従って低下する。また、同じせん断ひずみ率においても載荷回数が増えるに従って等価剛性は低下するが、低下の度合いは1サイクル目から2サイクル目が大きく、4サイクル目以降はさほど変化しない。

等価減衰定数もせん断ひずみ率が大きくなるに従って低下する傾向であるが、250 %ひずみ時においてもh_B=12～13%の高い減衰性能を示している。また、250%載荷後においても供試体の外観に異状は見られなかった。

c）特性のモデル化

供試体の動的載荷実験結果に基づき、動的特性のモデル化を行った。モデル化はせん断弾性係数（G_B）および等価減衰定数（h_B）をせん断ひずみ率（γ）の高次関係で表す方法により行った。

①　せん断弾性係数（G_B）のモデル化

筒型ゴムのせん断弾性係数と等価剛性の関係は次式により表せる。

$$P = K_s \cdot \delta a \tag{3.4.13}$$

$$K_s = 2\pi G_s \cdot l / \log(r_1 / r_2) \tag{3.4.14}$$

さらに実験より得られた等価剛性（K_B）よりせん断弾性係数（G_B）を算出し、せん断ひずみ率（γ）の関数として表すと次式のようになる。

$$\begin{cases} G_s(\gamma) = 59.436 - 70.838r + 3.2672r^2 + 22.495r^3 \ (0.25 \leqq r \leqq 1.0) & (3.4.15) \\ G_s(\gamma) = 14.384 + 4.4676r - 5.7772r^2 + 1.2871r^3 \ (1.0 \leqq r \leqq 2.5) & (3.4.16) \end{cases}$$

ここに、

P　　：載荷荷重(kg)

δ a　：変位(cm)

K_B　：等価剛性(kg/cm)

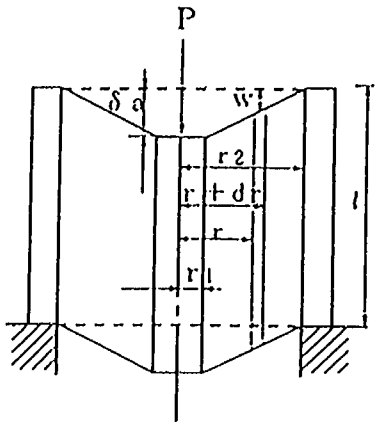
G_B　：せん断弾性係数(kg/cm²)

l　：ゴムの長さ(cm)

r_1　：筒の内径(cm)

r_2　：筒の外径(cm)

γ　：せん断ひずみ率



② 等価減衰定数のモデル化

実験より得られた等価減衰定数（h_B)をせん断ひずみ率（γ）の関数として表すと次式のようになる。特性値の計算値と実験値の比較を図-3.4.30 に示す。

$$h_1(\gamma) = 0.2289 - 0.1523r + 0.222r' - 0.1259r' (0.25 \leqq r \leqq 1.0) \quad (3.4.17)$$

$$h_1(\gamma) = 0.1497 + 0.071r - 0.0578r' + 0.0105r' (1.0 \leqq r \leqq 2.5) \quad (3.4.18)$$

ここに、

$h_B(\gamma)$　：等価減衰定数

γ　：せん断ひずみ率

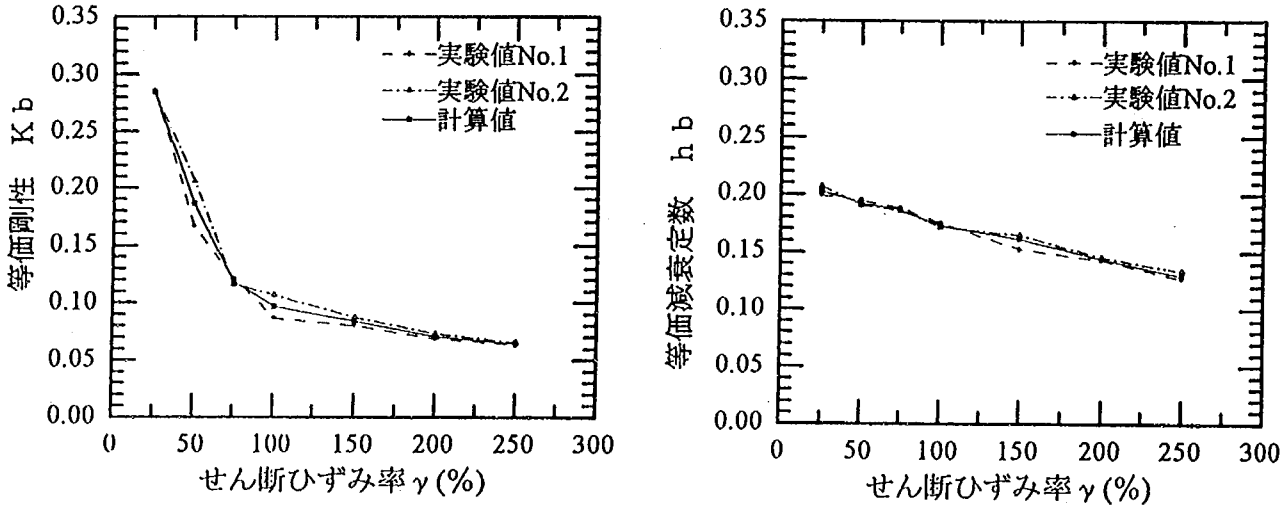


図-3.4.30　特性値の計算値と実験値の比較

d）ダンパーの試設計

平成6年度の研究では、主塔サドル部に取り付ける減衰装置の特性として、等価剛性K_B =3000 tf/m、等価減衰定数h_B =20%と設定し、解析を行った。解析モデルでは、4斜材分を1つの減衰装置としてモデル化しているため、筒型高減衰ゴムダンパー1基当りの震度法レベルの要求性能は以下のようになる。

• 等価剛性　　$K_B = 3000 \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{2} = 375 \mathrm{tf/m}$

• 等価減衰定数　　$h_e = 20\%$

• 地震時変位量　　$\delta = 10cm$

これらの条件を満足するように設定した筒型高減衰ゴムダンパーの諸元を図-3.4.31 に示す。これより、筒型ダンパーの特性を計算すると以下のようにほぼ要求性能を満足するものとなり、また寸法的にも十分実用化できる範囲内である。

• せん断ひずみ率（γ）　　$\gamma = \frac{10}{(22.5 - 12.5)} = 1.0 < 1.5$

• 等価剛性K_B

式（3.4.15）より　　$G(1.0) = 14.360 \mathrm{kgf/cm^2}$

式（3.4.14）より　　$K_e = \frac{2\pi \cdot 14.360 \times 25}{\log(22.5/12.5)} = 3838 \mathrm{kgf/cm}$
$= 384 \mathrm{tf/m}$

• 等価減衰定数h_B

式（3.4.17）より　　$h_e(1.0) = 0.173$
$= 17.3\%$

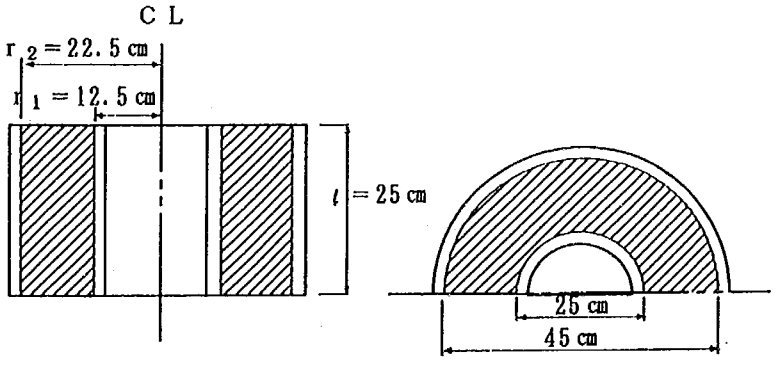


図-3.4.31　筒型ダンパーの諸元

e）まとめ

今年度の研究では、主塔サドル部に取り付ける減衰装置として、筒型高減衰ゴムダンパーを開発し、実験により動的特性を確認するとともに、特性のモデル化を行った。特性のモデル化をもとに実橋レベルの装置の試設計を行った結果、十分実用化できることが明らかになった。

4） 3 D複合材料ダンパーの応用

a）研究概要

3 D複合材料は圧縮繰り返し変形を与えると履歴減衰を生じる材料である。平成5年度，平成6年度は3 D複合材料の特性試験を行うとともに、3 D複合材料を斜材定着部支圧版背面に挟み、その圧縮変形に伴う履歴減衰で斜張橋の減衰性能を高める制震装置の検討を行った。しかし検討の結果、斜張橋の斜材に許される応力振幅では履歴減衰エネルギーは微小で斜張橋の減衰性能を改善することは困難なことが明らかとなった。平成7年度は3 D複合材料を斜張橋主桁主塔部付け根に挟み、その圧縮変形に伴う履歴減衰で斜張橋の減衰性能を高める制震装置の開発を行った。

b） 3 D複合材料の特性

3 D複合材料は3次元的に組み合わせたガラス繊維強化プラスチックロッドを可とう性エポキシ樹脂で固めた材料で、圧縮繰り返し変形で履歴減衰を生じる特徴を有している。また、その圧縮剛性はゴム材料に較べ約20倍程で、クリープによる応力減少はゴム材料に較べ小さいと言う特徴を有している。3 D複合材料の特性値を表-3.4.9に示す。

表-3.4.9　3 D複合材料の基本特性

弾性係数 (kgf/cm²)	面圧 20kgf/cm²	434
	面圧 30kgf/cm²	553
	面圧 50kgf/cm²	735
圧縮強度 (kgf/cm²)	降伏応力	65
	破壊強度	2000
せん断強度 (kgf/cm²)	降伏応力	51
	破壊強度	408

c） 3 D複合材料ダンパーの寸法及び使用態様

3 D複合材料ダンパーを適用した斜張橋モデルを図-3.4.32 に示す。主桁標準部の断面積は21m²，断面2次モーメントは16m⁴，主塔の断面積は40～85m²，主塔付け根の断面2次モーメントは650m⁴，橋脚の断面積は210m²，断面2次モーメントは3000m⁴となっている。

断面積A＝1.6m²，長さL＝1.6mの3 D複合材料を主塔の前面・背面、主桁の両側方合計4個配置する。当該モデルでは主塔と3 D複合材料ダンパーとの間に1～2cmの隙間を開けておき、常時の変形で3 D複合材料に荷重が作用しない設計とした。

地震襲来時には1次モード固有周期の初めの 0.5周期（約2秒）で主塔の前面側ダンパーは圧縮応力0～55kgf/cm²で振動し、後の0.5周期では塔との間に隙間が開き無応力となる。設計対象地震襲来時において、3 D複合材料に発生する応力が降伏応力(＝65kgf/cm²)以下となる設計とした。

設計対象地震を超えた強度の地震が襲来した場合、3 D複合材料は降伏し残存変形が残ることとなるため、ダンパーの交換を検討する必要がある。3 D複合材料の破壊強度は2000kgf/cm²であり、降伏後破壊するまでの間、変形に比例した抵抗力を示し、塑性変形エネルギーとして大きい地震エネルギーを吸収することができる。なお、許容できない変形に対しては、移動制限装置を併用することを考えている。3 D複合材料の使用態様を図-3.4.33 に示す。

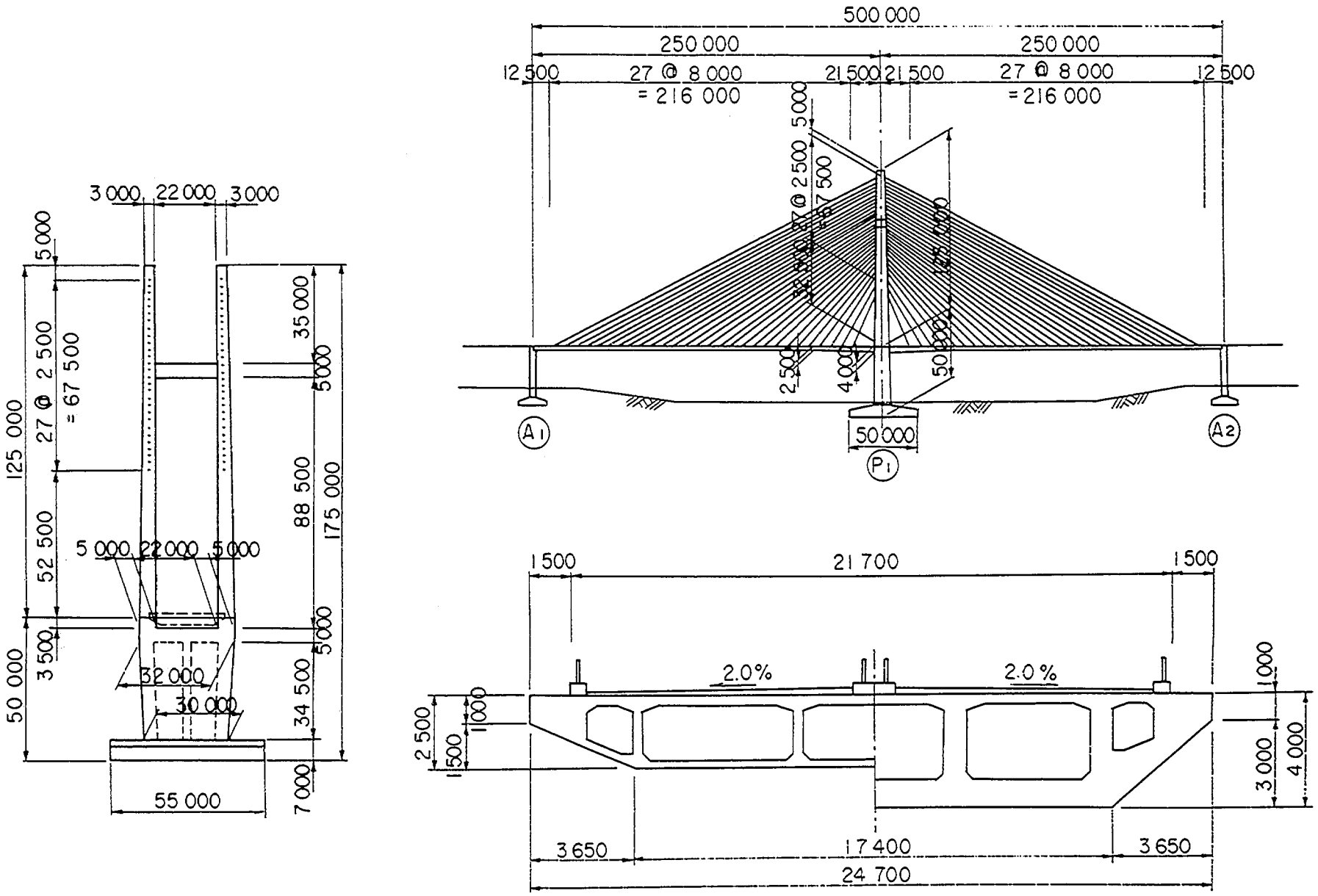
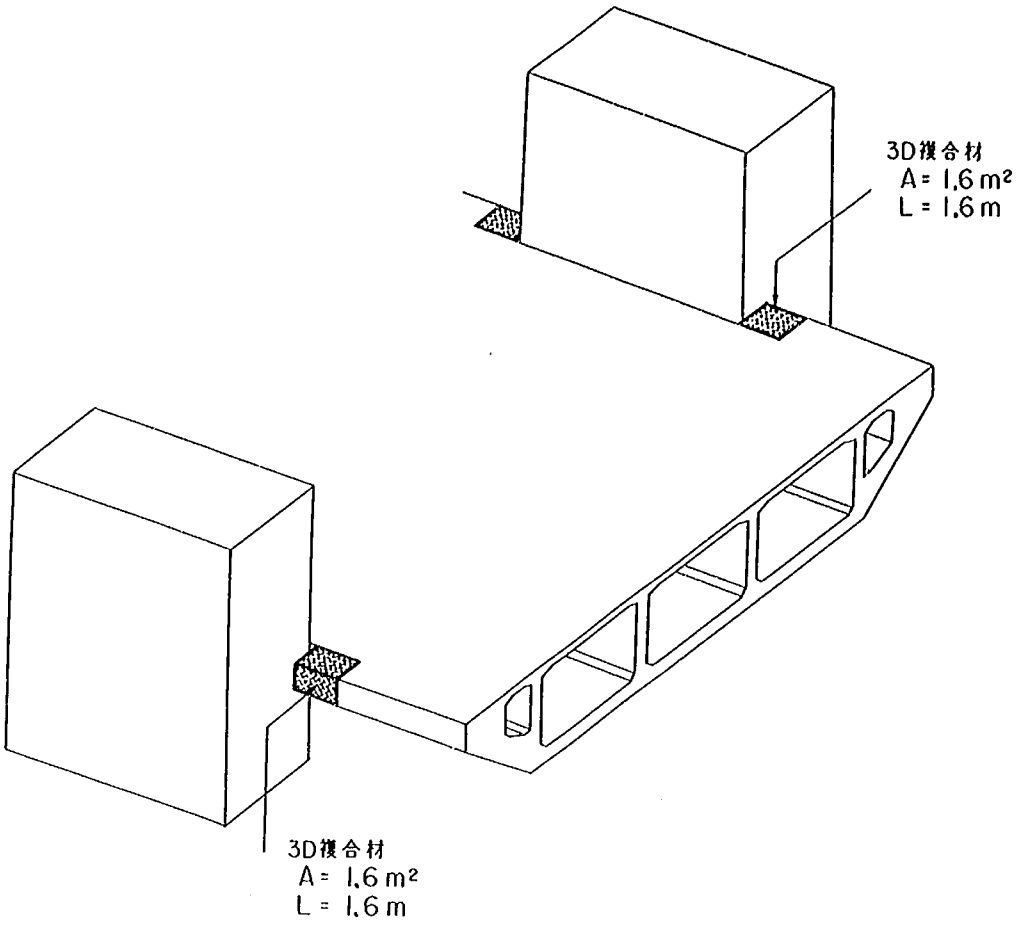


図-3.4.32　斜張橋モデル



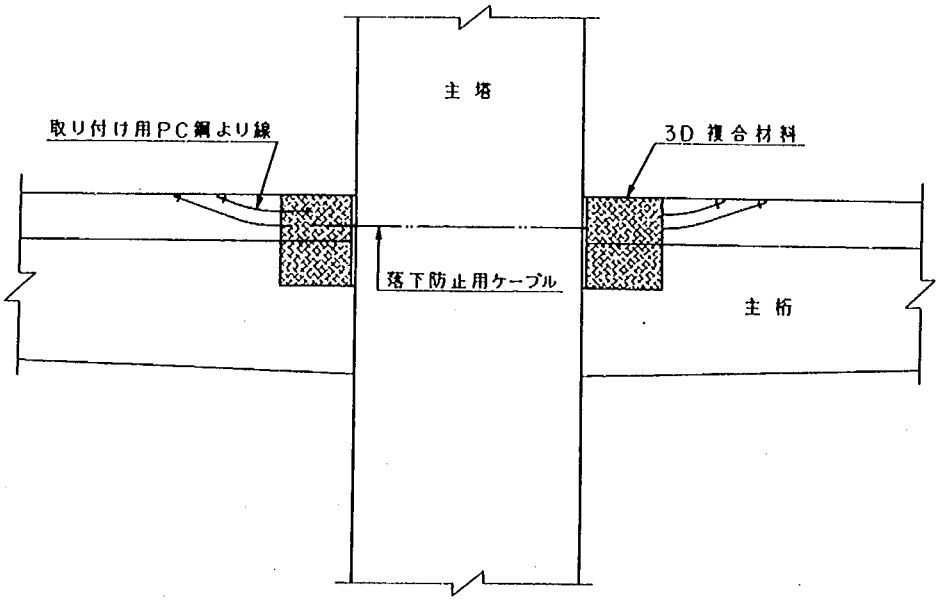


図-3.4.33　主桁主塔部付け根への応用

橋軸方向バネ係数

ダンパーに作用する平均応力を30kgf/cm²と考える。３Ｄ複合材料の弾性係数として、面圧30kgf/cm²の場合のＥ＝553kgf/cm²を用いる。断面積Ａ＝1.6m²，長さＬ＝1.6mの３Ｄ複合材料の橋軸方向バネ係数Ｋは次の値となる。

$$K = E \cdot A / L = 5530 tf/m$$

ｄ）斜張橋モデルの応答

斜張橋解析モデルを図-3.4.34 、斜張橋モデルの固有周期を表-3.4.10、振動モードを図-3.4.35に示す。Ｉ種地盤用標準地震波を橋軸方向に作用させた場合の応答を応答スペクトル法（ＳＲＳＳ法）を用いて行った。減衰は３Ｄ複合材料ダンパーの効果を見込み減衰定数５％とした。この場合の格点１（主桁端支点）の橋軸方向最大応答変位は 0.288m、この内１次モード寄与変位は 0.288mとなった。また、主桁の橋軸方向最大応答速度は 0.37m/sec、３Ｄ複合材料ダンパーに作用する最大応答圧縮力は1776tfとなった。

橋軸方向最大応答変位	0.288	m
橋軸方向最大応答速度	0.37	m/sec
最大応答圧縮力	1776	tf

表-3.4.10　斜張橋モデルの固有周期

モード次数	１次	２次	３次
周　　期（秒）	４．１６５	１．２５７	１．２００
橋軸方向刺激係数	７３．３７７	２．０５６	０．００２

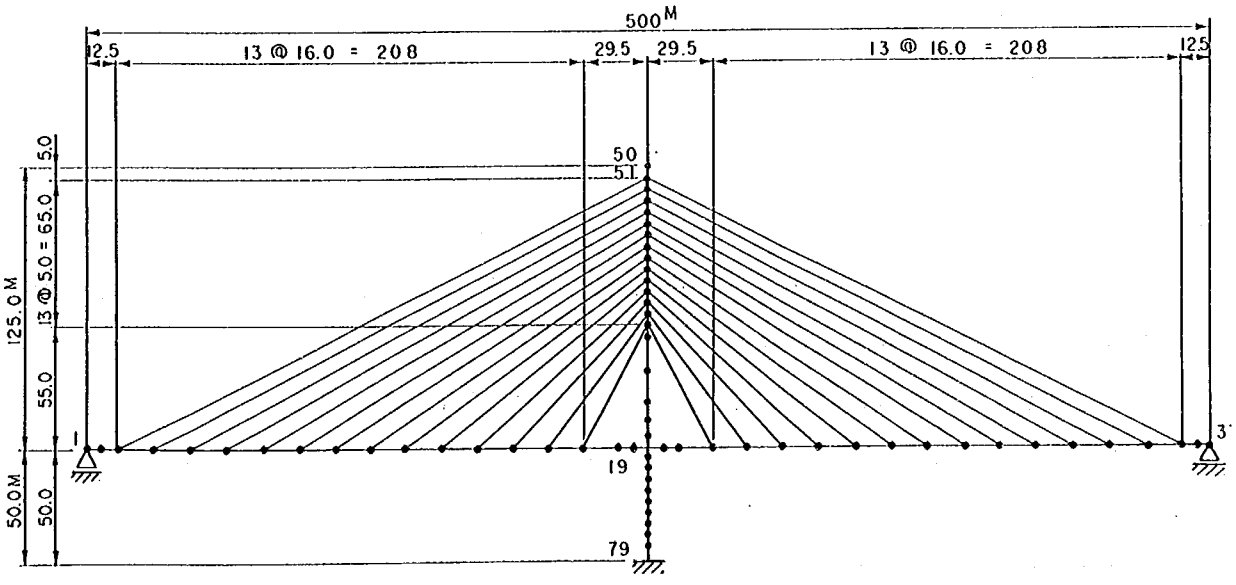


図-3.4.34　斜張橋解析モデル

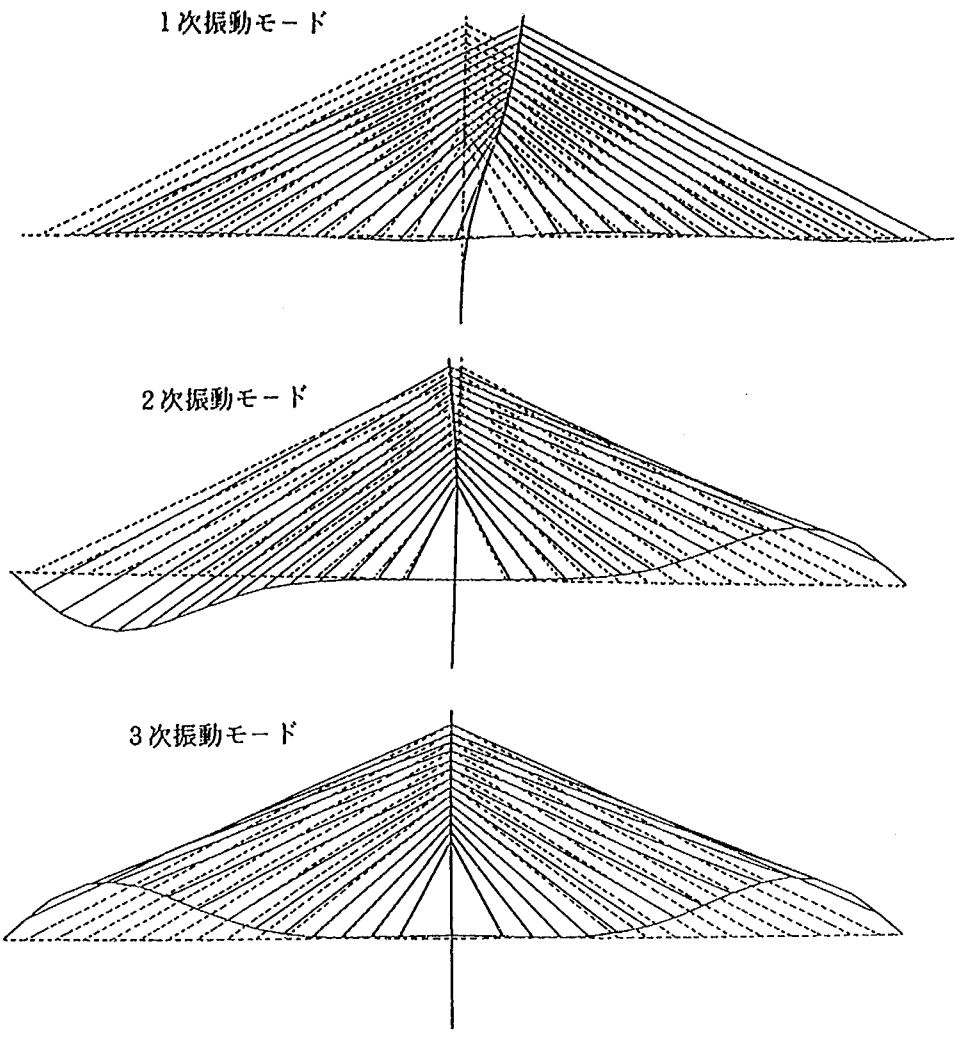


図-3.4.35　振動モード

e）３Ｄ複合材料ダンパーの減衰効果

３Ｄ複合材料ダンパーを用いることで、１次モードのモード減衰が減衰定数でどれ程大きくなったかを以下に計算する。

１次モードの変形エネルギー

起振された１次モードの変形エネルギー（橋軸方向のみ）を計算すると次の値となった。

$$energy_1 = 328tf \cdot m$$

消費エネルギー

５cm立方の３Ｄ複合材料を圧縮応力０～55kgf/cm²，振動周波数0.5Hzで振動させた場合に消費される履歴減衰エネルギーは次の値となる。

$$energy_0 = (1082 \times 3 + 1584 \times 1)/4 = 1208\ kgf \cdot mm$$

断面積Ａ＝1.6m²，長さＬ＝1.6mの３Ｄ複合材料ダンパー４個で消費されるエネルギーは次の値となる。

$$\Delta energy = 4 \times 1.6/0.0025 \times 1.6/0.05 \times 1208 \times 10^{-6}$$
$$= 98tf \cdot m$$

1次モードの減衰定数増加量

エネルギー損失係数 ＝ 98／328 ＝ 0.299 （＝ 0.5472）

エネルギー保存率 ＝ 230／328 ＝ 0.701 （＝ 0.8372）

減衰定数増加量 ＝ 0.5／π・ln(1／0.837) ＝ 0.028 （3％）

(5) 3年間の研究成果の要約と今後の課題・展望

1）支点へのデバイスの応用

支点にダンパーを設置するＰＣ斜張橋の最適免震設計を図るために、ダンパーの特性値やダンパーの配分比と断面力の低減率との関係およびモデル簡略化の可能性について検討を行った。

支間長 250mのＰＣ斜張橋モデルを設定し、主桁と橋脚天端の間にダンパーを設置し、動的解析よりダンパーの特性値と応答値の低減率の関係を検討した。その結果、ダンパーの減衰には最適値が存在することがわかった。最適ダンパー値を決めるには試算が必要なので、モデルの簡略化を検討して3節点系の簡易モデルを提案した。支間長の異なる一組モデル橋(支間長250m，170m，120m）を例にして、地震外力をL1，L2とL3の3レベルと想定し、簡易モデルの適用性を検討した。その結果、簡易モデルは地震時構造系の主要応答値の変化傾向をよくシミュレートでき、総ダンパー量の設定には精度を有していることが確認できた。また、多点配置する場合のダンパーの配分方法を把握するために、支間長250m，170mおよび 320mのモデル橋により、橋脚剛性比，主橋脚剛性とダンパーの剛性比をパラメーターにとって、詳細モデルでの応答スペクトル解析により最適総ダンパー量の変化と最適配分比について検討を行った。検討の結果、総ダンパー量は中間支点1点のみで求めた総ダンパー量を補正する必要があり、配分比は端橋脚の剛性を考慮して耐荷力より決めることが肝要であることがわかった。

今後の課題として、以下の点が挙げられる。

① 本研究では、2径間連続ＰＣ斜張橋を対象に最適ダンパー配置の検討を行ったが、今後は、一般的な多径間連続斜張橋にも適用できるダンパー配置法の検討が必要とされる。

② 面外に対する免震効果について検討することも一研究と考える。

2）ＴＬＤの利用

ＰＣ斜張橋の側径間にカウンターウェイトとしてＴＬＤを載せた場合の制震効果について、スパン長 250mのモデル橋に対して、ＴＬＤの設計法に従って検討した。その結果、ＴＬＤによる効果は、斜張橋の斜材の形式に大きく依存することが示された。斜材形式がファンタイプに近ければ、地震時には1次モードの応答が卓越するため、ＴＬＤによる制震効果が発揮されたが、斜材形式がハープタイプに近くなれば2次モードの応答も大きくなり、ＴＬＤで1次モードの減衰を大きくしただけでは、全体としての地震時の応答の低減は少ないことがわかった。また、従来から、ＴＬＤなどのような同調型ダンパーは、地震に対しては効果が少ないといわれているが、ＴＬＤの有効質量比を5％くらいにできれば十分な効果があることが示された。

今後の課題としては、以下のような点があげられる。

① ＴＬＤをＴＭＤに置き換えた場合、線形解析しかできない。地震時保有水平耐力法レベルの

地震力に対して、部材の非線形性を考慮した場合、構造物の固有周期が変化するため、ＴＭＤでは同調できなくなってしまう。このような大地震時の非線形性を考慮した検討も必要である。

② ＴＬＤとして水を使用した場合、重量が軽いため、側径間全体にＴＬＤを載せたとしても有効質量には限界がある。橋梁規模と設置可能なＴＬＤの重量，個数との関係を調べる必要がある。また、不等径間の斜張橋のように、側径間の重量を積極的に大きくする場合の検討も必要である。

③ 衝撃的な地震動入力に対する同調型ダンパーの制震効果の検討も必要である。

3）筒型高減衰ゴムダンパーの開発

① 斜張橋の主塔に減衰性能を付加して地震力の低減を図る方法として、主塔側斜材定着部をサドル構造とし、これに高減衰材料を使用する装置を考案した。

② 減衰装置を取り付けた場合の地震力低減効果を確認するため、２径間の斜張橋モデルを設定し、動的解析を行った。解析の結果、減衰装置を取り付けた場合は付けない場合に比べ、主塔下端の曲げモーメントは72%に、橋脚下端の曲げモーメントは52%程度に低減できることが確認できた。

③ ダンパーについては、実用化を目指して筒型高減衰ゴムダンパーを開発・試作するとともに、動的載荷実験により動的特性を検討した。

④ 実験より得られた特性式をもとに実橋レベルの装置の試設計を行い、十分実用化できることが明らかになった。

⑤ 今後、長期間の使用に対する耐久性や特性の経時的な変化等について検討する必要がある。

⑥ 筒型高減衰ゴムダンパーの応用分野として、隣設する橋桁の連結装置や橋桁の落橋防止装置等への利用も考えられ、今後、その適用性についても検討する予定である。

4）３Ｄ複合材料ダンパーの応用

平成７年度は３Ｄ複合材料を斜張橋主桁主塔部付け根に挟み、その圧縮変形に伴う履歴減衰で斜張橋の減衰性能を高める制震装置の開発を行った。橋長 500m規模の斜張橋に３Ｄ複合材料ダンパーを使用した場合の減衰定数の向上は３%程度となった。

３Ｄ複合材料は圧縮繰り返し変形を与えると履歴減衰を生じる材料で、せん断変形で減衰を生じるゴム系材料とは異なる形態で使用することが可能である。また、３Ｄ複合材料は自立可能な強度，環境に影響されない減衰効果を有し、成形可能であり、量産化による価格の低廉化も可能な材料である。現在、多様な構造形式の橋梁が建設されており、それぞれに適した制震装置の開発が望まれている。本研究の成果が参考となれば幸いである。

<研究担当> 開発コンサルタント(株)，鹿島建設(株)，住友建設(株)，(株)ピー・エス

参考文献

1）㈱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

2）㈱土木研究センター：建設省　道路橋の免震設計マニュアル（案），平成４年12月

3）建設省土木研究所，土木研究センター，ほか19社：高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書（その１），平成６年３月
4）建設省土木研究所，土木研究センター，ほか19社：高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に　関する共同研究報告書（その２），平成７年３月
5）㈳日本鉄道車輌工業会「防振ゴム」

3. 5　吊橋への利用

(1) 研究の背景と目的

長大吊橋は、周期５～６秒以上の長周期構造物であるため、上部構造は、主に風荷重により断面が決定されることが多い。しかし、減衰定数が１％以下と小さい場合には、地震荷重による断面力が風荷重による断面力と同程度以上になることが考えられるため、上部構造の断面は地震荷重で決定されることもある。特に、地震時の長大吊橋の減衰性能は、不確定な要素が多く、制震・免震技術を利用した減衰性能の向上が望まれている[1]。

平成５年度の高減衰材料を用いた吊橋の免震技術の開発[2]においては、吊橋の耐風・耐震に関する既往資料の収集および整理を行った。既往資料においては、耐風上の制振対策に関するものが極めて多く、耐風対策として多種多様な制振・免振装置が用いられていることが明らかになった。さらに、吊橋は他の橋梁形式とは異なり、吊橋特有の構造部材より構成されているため、各構造部材ごとに耐風上の制振・免振装置が存在し、これらの装置のなかには耐震対策として利用可能なものがあることが明らかになった。

平成６年度の高減衰材料を用いた吊橋の免震技術の開発[3]においては、中央径間 2,000m級の長大吊橋の橋軸方向に対する制震・免震対策として利用可能な装置を選択し、それらの装置の効果的かつ実用的な配置、すなわち、制震・免震対策に効果的かつ実用的な構造系を検討した。なお、各構造系の制震・免震効果は、地震時の主塔基部の断面力の低減率を比較することにより検討した。検討の結果、地震時に 2,000m級の吊橋の主塔基部の最大応答断面力を低減できる構造は吊橋とハープ型に配置した斜吊ケーブルとを複合した構造形式であることが明らかになった。また、この斜吊ケーブルにある程度の初期張力を付加することにより、幾何剛性が高くなり、主塔基部に集中する断面力を補剛桁に分散させることが明らかになった。

平成７年度の高減衰材料を用いた吊橋の免震技術の開発においては、吊橋とハープ型に配置した斜吊ケーブルとの複合構造形式に着目し、斜吊ケーブルの初期張力と主塔基部の断面力低減効果を比較検討する。さらに、斜吊ケーブルに要素減衰を考慮したときの主塔基部の断面力の低減効果を比較検討する。また、ケーブルシステムの軸方向の高減衰化の検討を行う。

(2) 開発項目と内容

１）吊橋とハープ型斜吊ケーブルとの複合構造形式モデルの動的解析

吊橋とハープ型斜吊ケーブルとの複合構造形式モデル（ハープ型斜吊ケーブル原型モデル）の固有値解析、応答解析を実施する。

２）斜吊ケーブルの初期張力と主塔基部の最大応答断面力の低減効果

斜吊ケーブルの初期張力と主塔基部の最大応答断面力の低減効果との関係を整理し、斜吊ケーブルに与える効果的な初期張力を検討する。

３）斜吊ケーブルに要素減衰を考慮したときの主塔基部の断面力の低減効果

吊橋とハープ型に配置した斜吊ケーブルとの複合構造形式に着目し、斜吊ケーブルに要素減衰を

考慮したときの主塔基部の断面力の低減効果を比較検討する。

4）ケーブルシステムの高減衰化

ケーブルシステム自体の軸方向の高減衰化の検討を行う。

(3) 開発の工程

項　目	平成５年度	平成６年度	平成７年度
既往資料の収集および整理	———		
研究の基本方針策定	——		
モデル橋の設定	——		
初期モデルの動的解析		——	
リンクへの装置の適用		——	
ステイケーブルへの装置の適用		——	
ケーブルシステムへの装置の適用		——	
各構造系の制震・免震効果の比較		——	
斜吊ケーブルの初期張力の検討		———	
斜吊ケーブルの要素減衰の検討			——
ケーブルシステムの高減衰化検討			——
報告書の作成			—

(4) 平成７年度の研究成果

1）吊橋とハープ型斜吊ケーブルとの複合構造形式モデルの動的解析

a）モデル橋の設定

吊橋とハープ型斜吊ケーブル複合構造形式モデルは、図-3.5.1に示すように、中央径間 1,960m の３径間２ヒンジ補剛トラス吊橋とハープ型に配置した斜吊ケーブルとの複合構造形式であり、２次元骨組によりモデル化するものとする。斜吊ケーブルの初期張力を 210tf としたものをハープ型斜吊ケーブル原型モデルとする。ハンガーに関しては、基本的に２面で10本のハンガーを１本にモデル化し、構造剛性および張力剛性を等価にした軸力部材とする。基礎に関しては、より簡便に解析を実施するために基礎バネを考慮しないものとし、主塔基部において部材結合条件を剛結とする。

ハープ型斜吊ケーブル原型モデルを表-3.5.1のように設定する。部材諸定数は表-3.5.2に示すとおりである。

b）動的解析手法

動的解析は、固有値解析と応答解析により実施する。

• 固有値解析

サブスペース法を用いて、橋軸方向の固有振動数、固有周期、振動形、刺激係数、減衰定数を推



図-3.5.1　ハープ型斜吊ケーブル原型モデル

表-3.5.1　ハープ型斜吊ケーブル原型モデルのモデル諸条件

節点数	150	リンク結合条件	ヒンジ	付加ケーブル	ﾊｰﾌﾟ型斜吊ｹｰﾌﾞﾙ
部材数	213	ｽﾃｲｹｰﾌﾞﾙ初期張力	初期値	付加ケーブル張力	210(tf)

表-3.5.2　部材諸定数

部　材	弾性係数 E(tf/m²)	せん断弾性係数 G(tf/m²)	断面積 A(m²)	断面２次ﾓｰﾒﾝﾄ Iy(m⁴)	初期軸力 N(tf)	単位体積重量 W(tf/m³)	減衰定数 h(%)
補剛トラス	2.10E+7	0.81E+7	0.41 ～0.50	20.2 ～ 24.0	－	7.85	2.0
主　塔	2.10E+7	0.81E+7	5.00 ～8.50	50.7 ～172.3	-0.9E+5 ～-1.E+5	7.85	2.0
主ケーブル	2.03E+7	0.78E+7	1.58	－	1.1E+5	7.85	2.0
ハンガー	1.40E+7	0.54E+7	0.02	－	2.1E+3	7.85	2.0
ステイケーブル	1.40E+7	0.54E+7	0.02 ～0.03	－	4.5E+3 ～5.6E+3	7.85	2.0

定する。なお、ハープ型斜吊ケーブル原型モデルにおける各構造部材の減衰定数は一律２％とした。

- 応答解析

応答スペクトル法を用いて橋軸方向に対する解析を実施する。着目する応答は主塔基部の最大応答断面力である。応答スペクトル法における加速度応答スペクトルは道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編[1]に規定されている標準加速度応答スペクトル（Ⅲ種地盤）を用いる。なお、サブスペース法におけるモードの重ね合わせ手法はＣＱＣ法とし、各モードの橋軸方向の有効質量を低次から積算し橋軸方向の全質量の80%になるまでモードの重ね合わせを行うものとする。

ｃ）ハープ型斜吊ケーブル原型モデルにおける動的解析結果

- 固有値解析結果

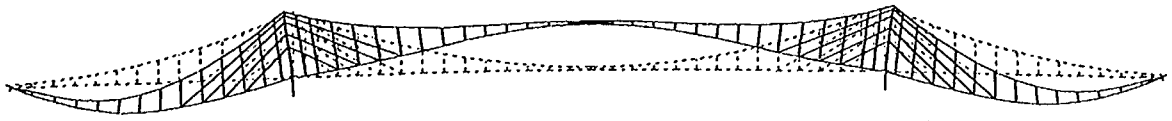
ハープ型斜吊ケーブル原型モデルにおける固有値解析の結果は、表-3.5.3, 図-3.5.2に示すとおりである。

- 応答解析結果

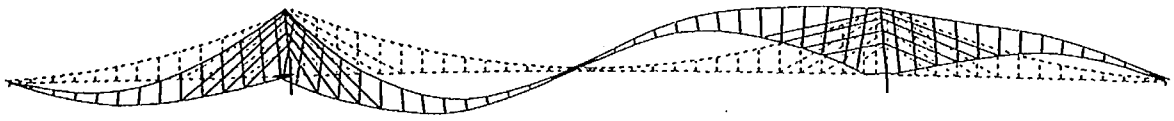
ハープ型斜吊ケーブル原型モデルにおける応答解析の結果は、表-3.5.4, 図-3.5.3に示すとおりである。

表-3.5.3　固有値解析結果（ハープ型斜吊ケーブル原型モデル）

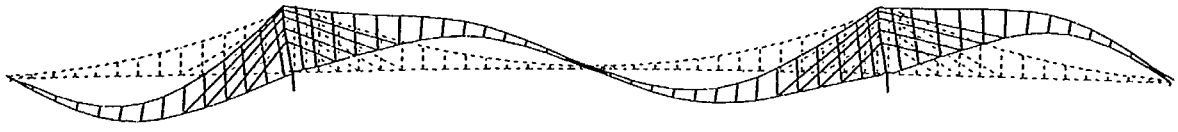
モード	固有振動数 f(Hz)	固有周期 T(sec)	刺激係数 β	減衰定数 h(%)
1	0.111	9.01	-4.	2.0
2	0.129	7.75	-1394.	2.0
3	0.149	6.71	-1161.	2.0
4	0.168	5.97	0.	2.0



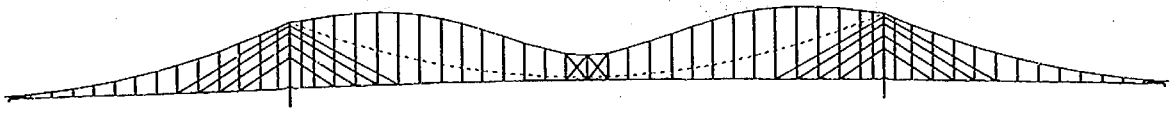
(1)　1次モード



(2)　2次モード



(3)　3次モード

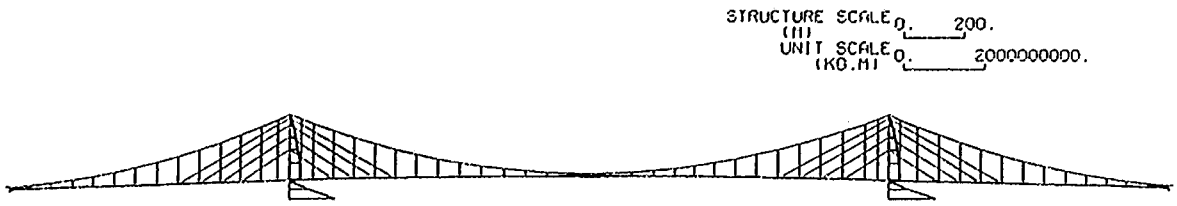


(4)　4次モード

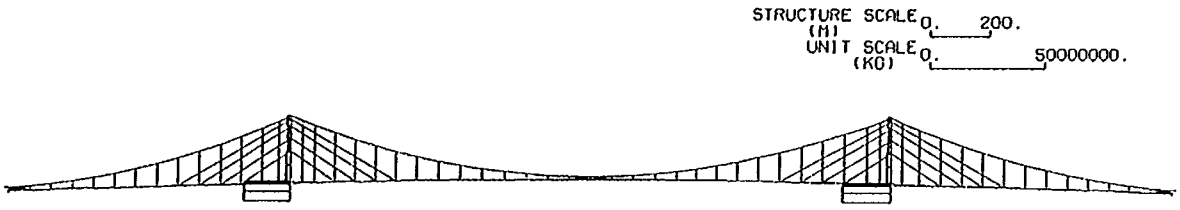
図-3.5.2　固有値解析結果（ハープ型斜吊ケーブル原型モデル）

表-3.5.4　応答解析結果（ハープ型斜吊ケーブル原型モデル）

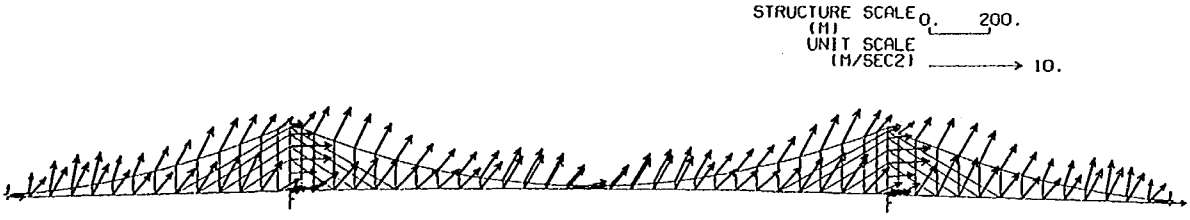
モ　デ　ル	斜吊ｹｰﾌﾞﾙ 要素減衰 (%)	加速度 (gal) (主塔中点)	変　位 (cm) (主塔中点)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ (tf･m) (主塔基部)	せん断力 (tf) (主塔基部)	反　力 (tf) (主ｹｰﾌﾞﾙ
原型モデル	2.0	457.	84.8	1,161,000	20,300	4,900



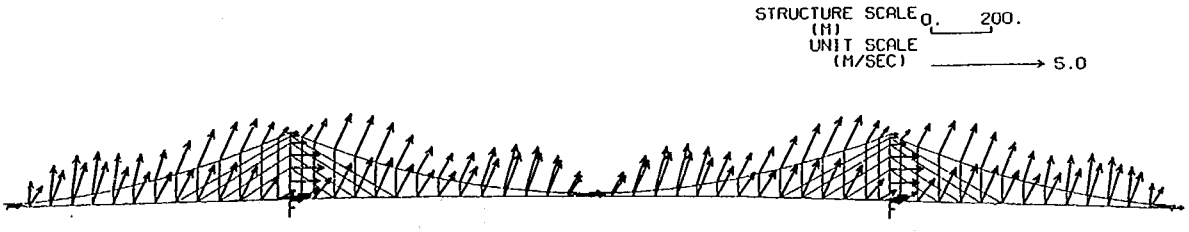
(1) 最大応答曲げモーメント



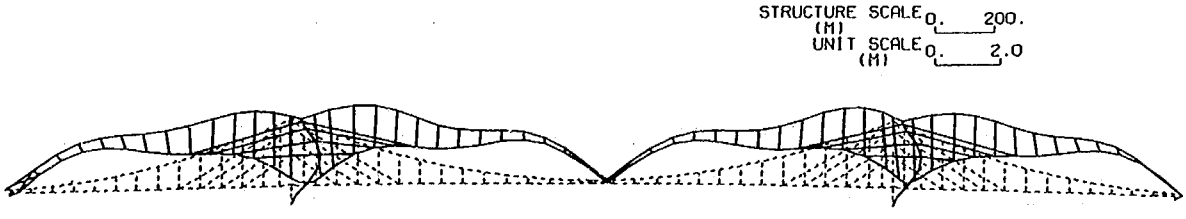
(2) 最大応答せん断力



(3) 最大応答加速度



(4) 最大応答速度



(5) 最大応答変位

図-3.5.3 応答解析結果（ハープ型斜吊ケーブル原型モデル）

最大応答曲げモーメントおよび最大応答せん断力は主塔基部で発生し、最大応答加速度，最大応答速度および最大応答変位は主塔中点で発生している。

2）斜吊ケーブルの初期張力と主塔基部の最大応答断面力の低減効果

吊橋にハープ型斜吊ケーブルを配置したモデル（ハープ型斜吊ケーブル原型モデル）の初期張力を 6,000tfまで変化させて、最大応答断面力の低減率で整理すると図-3.5.4のとおりである。

なお、モデル橋では、10本のケーブルを１本にモデル化しているため、実構造物のケーブル初期張力は２次元モデルの1/10程度に値する

図-3.5.4より、主塔基部の最大応答断面力の低減率は、ケーブルの初期張力の増加と共に増加し、ケーブル初期張力 200tf程度で主塔基部の最大応答断面力は15～20%程度低減する。これは、斜吊ケーブルの初期張力による影響である。張力は、すなわち見かけ上の剛性であり、幾何剛性、あるいは初期応力剛性は張力に比例して増大するためである[5]。

さらに、このハープ型斜吊ケーブル１本あたりに同程度の耐荷力を有する低降伏点材料や高減衰材料を用いた制震・免震装置を配置することにより、主塔基部の断面力はさらに効果的に低減される可能性があると考えられる。

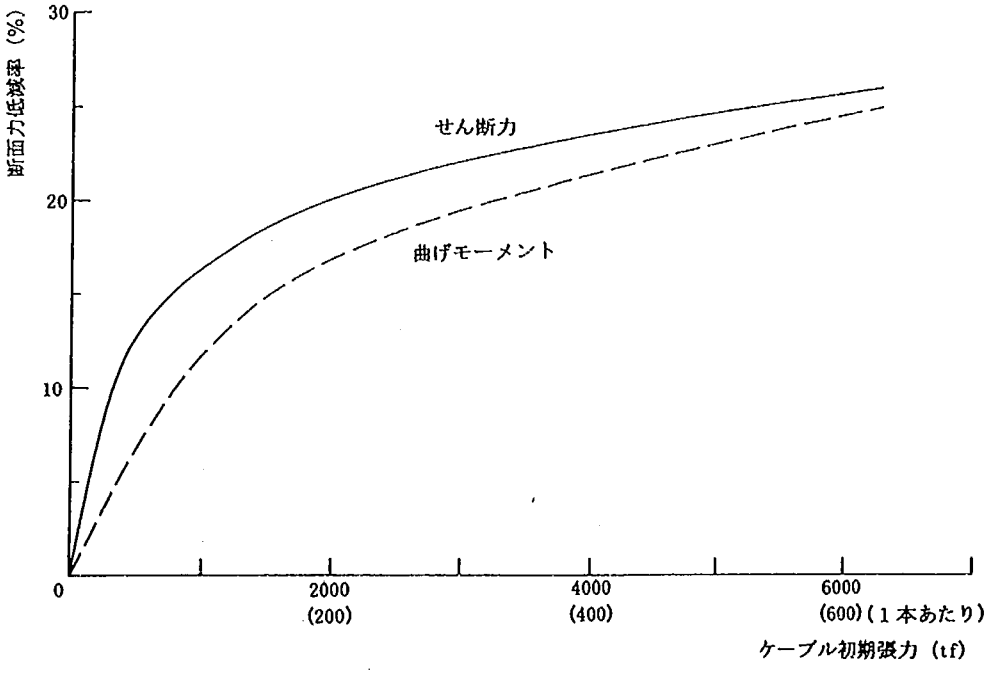


図-3.5.4　ケーブル初期張力と主塔基部断面力の低減率

3）斜吊ケーブルに要素減衰を考慮したときの主塔基部の最大応答断面力の低減効果

中央径間 2,000m級の長大吊橋の主塔基部の最大応答断面力を低減させるためには、吊橋の構造形式をハープ型斜吊ケーブルとの複合構造形式にすることが有用的であり、さらに、この斜吊ケーブルにある程度の初期張力を与えることにより大きな免震効果が得られることが明らかになった。

ここでは、さらに、この斜吊ケーブルの端部に免震装置を設置しケーブル自体を高減衰化した場合を仮定し、斜吊ケーブルの要素減衰を変化させて吊橋全体系での免震効果を検討する。

斜吊ケーブルを配置しないモデル（初期モデル）と斜吊ケーブルの初期張力を 210tfとし要素減

衰を 2.0%としたモデル（ハープ型斜吊ケーブル原型モデル）と斜吊ケーブルの要素減衰をそれぞれ 5.0, 10.0, 20.0%としたモデルに対して、固有値解析および応答解析を実施し、主塔基部の最大応答断面力の低減率を比較した。

モデル図と諸条件を図-3.5.5および表-3.5.5に示す。

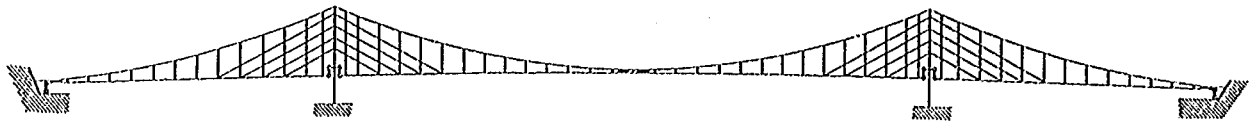


図-3.5.5　斜吊ケーブルの要素減衰を変化させた解析モデル

表-3.5.5　モデル諸条件

解析モデル	斜吊ケーブル	
	初期張力 T(tf)	要素減衰 hc(%)
初期モデル	斜吊ケーブルなし	
ハープ型斜吊ケーブル原型モデル	210.0	2.0
ハープ型斜吊ケーブル５%減衰モデル	210.0	5.0
ハープ型斜吊ケーブル10%減衰モデル	210.0	10.0
ハープ型斜吊ケーブル20%減衰モデル	210.0	20.0

（初期張力はケーブル１本当たりの値）

斜吊ケーブルの要素減衰を変化させた各モデルの固有値解析の結果を表-3.5.6、応答解析の結果を表- 3.5.7 に示す。

表-3.5.6に示す固有値解析の結果より、斜吊ケーブルに20.0%の要素減衰を与えても、刺激係数の大きい２，３次モードの減衰定数は3.5～3.6%程度であった。

表-3.5.7に示す応答解析の結果より、斜吊ケーブルの要素減衰を大きくするに従い応答加速度，変位，断面力は低減することが明らかになった。しかし、斜吊ケーブルの要素減衰を 2.0%とした斜吊ケーブル２%減衰モデルと20.0%をした20%減衰モデルとを比較しても、その低減率は、主塔

表-3.5.6　固有値解析結果

次数	固有振動数 f(Hz)	固有周期 T(sec)	刺激係数 β	減衰定数 hc(%)			
				ｹｰﾌﾞﾙ2% hc= 2.0%	ｹｰﾌﾞﾙ5% hc= 5.0%	ｹｰﾌﾞﾙ10% hc=10.0%	ｹｰﾌﾞﾙ20% hc=20.0%
1	0.111	9.01	-4.	2.000	2.171	2.457	3.029
2	0.129	7.75	-1394.	2.000	2.270	2.721	3.621
3	0.149	6.71	-1161.	2.000	2.247	2.658	3.481
4	0.168	5.97	0.	2.000	2.000	2.000	2.000

表-3.5.7　応答解析結果

モデル	斜吊ケーブル要素減衰(%)	加速度(gal)(主塔中点)	変位(cm)(主塔中点)	曲げモーメント(tf・m)(主塔基部)	せん断力(tf)(主塔基部)	反力(tf)(主ケーブル
①初期モデル	未配置	468.	115.3	1,423,000	25,600	5,000
②斜吊ケーブル2%減衰	2.0	457.	84.8	1,161,000	20,300	4,900
③斜吊ケーブル5%減衰	5.0	437.	83.7	1,148,000	20,000	4,800
④斜吊ケーブル10%減衰	10.0	410.	82.1	1,128,000	19,700	4,700
⑤斜吊ケーブル20%減衰	20.0	372.	79.3	1,092,000	19,100	4,500
③／②(%)	−	96 (4)	99 (1)	99 (1)	99 (1)	98 (2)
④／②(%)	−	90 (10)	97 (3)	97 (3)	97 (3)	96 (4)
⑤／②(%)	−	81 (19)	93 (7)	94 (6)	94 (6)	92 (8)
⑤／①(%)	−	79 (21)	69 (31)	77 (23)	75 (25)	90 (10)

(　　)内の値は低減率(%)

基部の最大応答曲げモーメントで6%程度であった。ただし、斜吊ケーブルを配置しないモデル（初期モデル）と比較すると斜吊ケーブル20%減衰モデルの主塔基部での曲げモーメントの低減率は23%程度であり、せん断力では25%程度であった。以上の結果より、吊橋の免震化に際しては、ハープ型に配置した斜吊ケーブルに適切な初期張力と要素減衰を与えることにより、主塔基部の最大応答断面力はさらに低減できると考える。

4）ケーブルシステムの高減衰化

吊橋などのケーブルシステムに依存する構造系においては、ケーブルの初期張力すなわち剛性と減衰を適切に設定することにより、構造物全体の減衰効果が向上すると考えられる。また、ケーブルシステムによる減衰性能の向上は、吊橋ばかりでなく他の様々な形式の構造物にも適用できる可能性がある。

ここでは、参考としてケーブルの軸方向に減衰効果を向上させる免震装置の実現性を検討する。

ケーブル自体の減衰機構として、ケーブルの内部摩擦などによるものが考えられる。しかし、ケーブルの内部摩擦により減衰効果を向上させるという方策は、ケーブルの耐久性を低下させるという点から考えると非常に困難である。

そこで、斜吊ケーブルの高減衰化の方策として、斜吊ケーブル端部に免震装置を配置したものを検討する。図-3.5.6に示すようにケーブルのバネ定数をk_1、ケーブル端部の免震装置のバネ定数をk_2、減衰係数をc_2とし、バネ・ダシュポットにモデル化して付加する免震装置のバネ定数と減衰係数のパラメータスタディを行い、ケーブル全体の減衰性能を向上することが可能か検討する。

図-3.5.6の系の運動方程式は式（3.5.1）のように表される。

$$\begin{cases} m_2\ddot{x}_2 + c_2(\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_2(x_2 - x_1) = f \\ k_1 x_1 = c_2(\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_2(x_2 - x_1) \end{cases} \qquad (3.5.1)$$

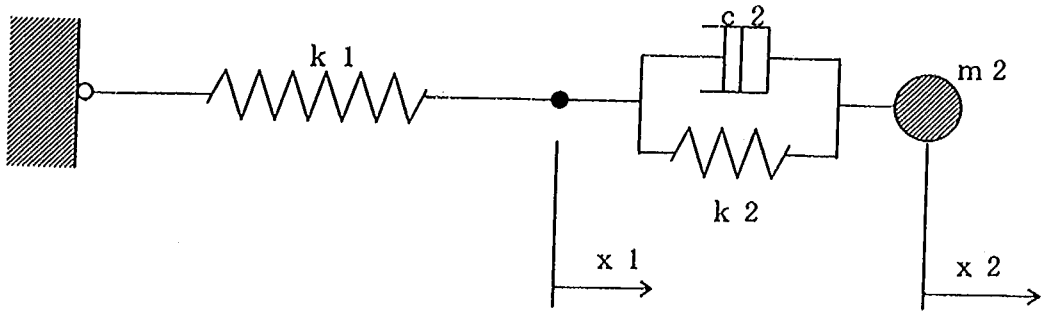


図-3.5.6　ケーブルと減衰機構のモデル図

これを状態変数表現にすると式（3.5.2）のとおりである。

$$\frac{d}{dt}\begin{Bmatrix}\dot{x}_2\\ x_2\\ x_1\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}0 & 0 & -\frac{k_1}{m_2}\\ 1 & 0 & 0\\ 1 & \frac{k_2}{c_2} & -\frac{k_1+k_2}{c_2}\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\dot{x}_2\\ x_2\\ x_1\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}f\\ 0\\ 0\end{Bmatrix} \qquad (3.5.2)$$

この系の固有振動数は、式（3.5.3）の固有方程式を解くことにより求められる。

$$\det\left(\lambda I-\begin{bmatrix}0 & 0 & \frac{k_1}{m_2}\\ 1 & 0 & 0\\ 1 & \frac{k_2}{c_2} & -\frac{k_1+k_2}{c_2}\end{bmatrix}\right)=\begin{bmatrix}\lambda & 0 & \frac{k_1}{m_2}\\ -1 & \lambda & 0\\ -1 & -\frac{k_2}{c_2} & \lambda+\frac{k_1+k_2}{c_2}\end{bmatrix}=0 \qquad (3.5.3)$$

得られた複素固有振動数から、減衰定数hと減衰時固有振動数を式(3.5.4) で求める。

$$\begin{cases} h=-\mathrm{Re}(\lambda)/\Omega \\ \omega d=\Omega\sqrt{1-h^2} \end{cases} \qquad (3.5.4)$$

ここに、Ωは無減衰固有振動数である。

このようにして、系の固有振動数と減衰定数（k_2, c_2）を変化することにより推定し、この系の減衰を増大する効果的な組み合わせを検討する。検討結果は図-3.5.7のとおりである。

検討の結果、ケーブル端部に配置する免震装置としては、ケーブルのバネ定数と同等あるいはバ

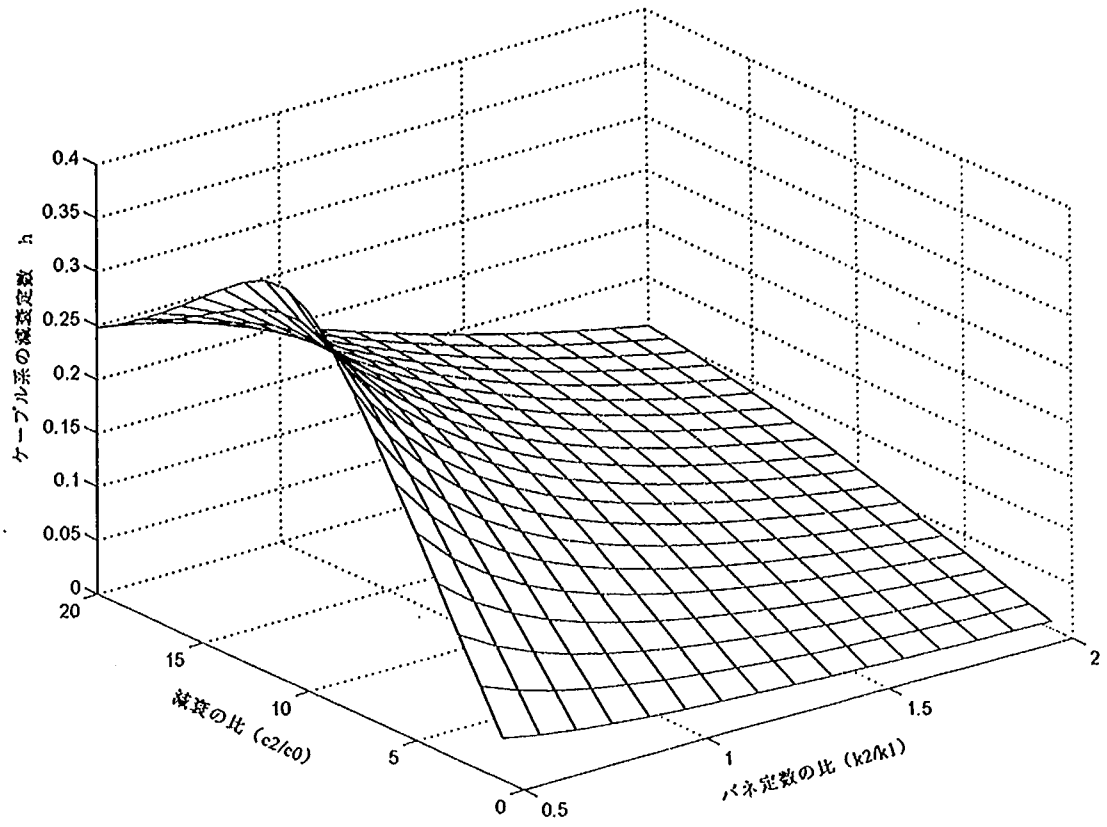


図-3.5.7　ケーブルシステムの減衰

ネ定数が小さい装置に高減衰化機構を付加させたものが望ましく、このような装置を付加することにより、ケーブルの軸方向の高減衰化が効率的に実施できると考える。

(5)　3年間の研究成果の要約と今後の課題・展望

本研究では、高減衰免震装置の吊橋への利用を検討した。3年間の主な研究成果を以下に示す。

1）吊橋の耐風・耐震に関する既往資料の収集および整理を行い、吊橋には耐風対策として多種多様な制振・免振装置が用いられていることが明らかになった。さらに、これらの装置のなかには耐震対策として利用可能なものがあることが明らかになった。

2）中央径間 2,000m級の長大吊橋の橋軸方向に対する制震・免震対策として利用可能な装置を選択し、それらの装置の効果的かつ実用的な配置を検討した結果、地震時に主塔基部の最大応答断面力を低減できる構造は吊橋とハープ型に配置した斜吊ケーブルとを複合した構造形式であることが明らかになった。

3）この斜吊ケーブルにある程度の初期張力を付加することにより、幾何剛性が高くなり、主塔基部に集中する断面力を補剛桁に分散させることが明らかになった。

4）斜吊ケーブルに要素減衰を考慮したときの主塔基部の断面力の低減効果を比較した結果、ケーブルシステムの高減衰化により、さらに吊橋の主塔基部の地震時の最大応答断面力が低減されることが明らかになった。

5）ケーブル自体の軸方向の高減衰化にあたっては、免震装置をケーブル端部に装着するのが望ま

しく、免震装置のバネ定数をケーブルのバネ定数より小さくすることにより効率的な高減衰化が可能になる。

今後の課題と展望を以下に示す。

1）今後の課題は、ケーブル端部に装着するに免震装置の開発である。本研究では、具体的な装置の検討に至らなかったものの梃子の原理などを用いた装置により実現が可能であると考える。

2）ケーブルシステムを用いた免震装置の実現により、吊橋ばかりでなく他の様々な形式の橋梁に対して幅広く適用されるものと考えられる。

<研究担当>　(株)建設技術研究所，オイレス工業(株)，新日本製鐵(株)，
石川島播磨重工業(株)，川崎重工業(株)

参考文献

1）川島一彦，大塚久哲，運上茂樹，向　秀毅：振動実験から見た長大吊橋の減衰特性と地震応答，土木技術資料，37-3，1995

2）建設省土木研究所，土木研究センター他19社：高減衰材料を用いた長大橋の免震技術に関する共同研究報告書（その１），1994.3

3）建設省土木研究所，土木研究センター他19社：高減衰材料を用いた長大橋の免震技術に関する共同研究報告書（その２），1995.3

4）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，1990.2

5）山田嘉昭：塑性・粘弾性，1972.5

第４章　平成７年度の研究成果の要約

4．平成７年度の研究成果の要約

4.1　新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発

平成７年度は、以下の10項目に関する研究を行った。

① 鉛押出しダンパー（ＬＥＤ）の開発
② 低降伏点鋼曲げダンパー
③ 超低降伏点鋼材片持梁式ダンパー
④ 超塑性ラバーダンパー開発
⑤ 超高減衰ゴム支承の開発
⑥ ３Ｄ複合材料の開発
⑦ 減衰舗装の開発
⑧ 桁端マスダンパー（パワフルＴＭＤ）の開発
⑨ 桁端ダンパーの利用
⑩ ＴＬＤの利用

本研究では、上記のような新素材・新構造の免震設計への導入と利用の可能性を判断するための基礎的要素試験，基本特性の把握，実橋への適用を考えたシミュレーション，設計式の確立を行った。

平成７年度に実施した研究成果は以下の通りである。

(1) 鉛押出しダンパー（ＬＥＤ）の開発 ― ＜研究担当＞ オイレス工業㈱

昨年度に引き続き鉛のせん断塑性を利用した回転揺動型ダンパー（揺動型ＬＥＤ）について35tfの試験体を製作し、特性確認，モデル化を行った。研究結果は以下の通りである。

① 履歴特性の曲線の中に機械的クリアランス等によるガタが見られたが、抵抗力としては設計抵抗力をほぼ満足する結果が得られた。
② 抵抗力・吸収エネルギーの振動数依存性が小さいことを確認した。
③ 揺動型ＬＥＤの基本特性について、５tfから35tfまで確認試験を行い設計式の妥当性を確認した。
④ 履歴特性曲線モデルとしては微分方程式型でモデル化できたが、解析用の履歴特性曲線のモデル化としてはバイリニア型モデルが適していることが分かった。
⑤ 今後は大容量化における、ＬＥＤの機構簡略化、製作上の簡略化等、製作方法の確立が必要とされる。

(2) 低降伏点鋼曲げダンパー ― ＜研究担当＞ 新日本製鐵㈱，パシフィックコンサルタント㈱

斜張橋の塔や鋼製橋脚等への適用性を検証するために、長さ５ｍの縮尺模型による曲げ試験を行い特性の確認を行った。研究結果は以下の通りである。

① 材料試験により超低降伏点鋼LYP235は一般の鋼材に比較して降伏点は同程度であるが、引張強さは低く伸びが大きいことが分かった。

② 静的・動的載荷試験では降伏変位の3倍でフランジ部に座屈が生じ、溶接部にはクラックが発生した。しかし、降伏変位の5倍でも破断には至らずエネルギー吸収の低下は小さかった。

③ 溶接部のクラック発生原因はビード止端部の形状不良による応力集中，内面補強溶接による効果，溶接材料の選定が挙げられ、その防止対策としては適切な溶接設計と施工要領，適合溶接材料の選定が重要であることがわかった。

④ 今回の試験結果により本ダンパーは大きなエネルギー吸収能力があり、降伏変位の数倍の領域では大きな減衰効果を期待できることがわかった。

⑤ 減衰定数の推定式はさらに検討を加え精度を高めていく必要があるが、等価剛性は良く一致しており推定式の妥当性が検証された。

(3) 超低降伏点鋼材片持梁式ダンパー ── ＜研究担当＞ ㈱竹中土木，新日本製鐵㈱

主桁と主塔または橋台との相対変位を利用する片持梁タイプのダンパーの開発を目的として、動的特性の把握、ストッパーの検討、免震装置としての適用性の検討や設計手法の提案を目的として特性確認を行った。研究結果は以下の通りである。

① 超低降伏点鋼材の動的特性は静的な性能試験や材料試験により十分に動的特性の現象を把握できることを確認した。

② ストッパー形状の違いによる片持梁式ダンパーの特性を把握した。

③ 片持梁式ダンパーのＬ１レベルの地震動に対する設計手法の妥当性を確認した。

④ 今後はさらにＬ２，Ｌ３レベルの地震に対する検討が必要とされる。

(4) 超塑性ラバーダンパー開発 ── ＜研究担当＞ ㈱ブリヂストン

長大橋の減衰性能を向上させる超塑性ラバーダンパーの開発として、せん断型ダンパーについては、昨年度行った試験結果に基づいた材料特性式の導出を行い、流動抵抗型ダンパーについては、内部に充填するゴム材料を改良し、特性の把握および、設計式の導出を行った。研究結果は以下の通りである。

① せん断型ダンパーでは、せん断弾性係数Ｇおよび、等価減衰定数ｈをせん断ひずみの関数として材料特性式を近似した。

② せん断型ダンパーのゴム材料のせん断弾性係数は、温度依存性があるため、$-10 \leqq T \leqq 40$℃の範囲で温度補正係数を実験値から近似した。

③ せん断型ダンパーでは、材料特性式により減衰特性を等価線形モデルやバイリニアモデルの表現が可能となった。

④ 流動抵抗型ダンパーの荷重は速度の約0.28乗に比例する。

⑤ 振幅50㎜，繰り返し回数 100回の試験において、流動抵抗型ダンパーの温度は20℃程上昇したが、荷重の低下率は30％と比較的安定している。

⑥ 流動抵抗型ダンパーの荷重設計式を、ダンパーの形状，ゴム材料のせん断応力，せん断ひずみ速度の関数によって近似した。

(5) 超高減衰ゴム支承の開発 ── ＜研究担当＞ 横浜ゴム㈱

昨年度までに開発した、高剛性・低剛性の2種類の高減衰ゴム支承を斜張橋模型に適用し、振動台実験を行い、装置の実橋における有効性の検討をした。研究結果は以下の通りである。

① 自由振動特性より、固有振動数は高剛性高減衰ゴムを用いると、1.0Hzから5.0Hzになり、低剛性高減衰ゴムの場合は、3.7Hzとなった。

② 等価減衰定数は、高剛性高減衰ゴム、低剛性高減衰ゴム共に約20%の値が得られた。

③ 主塔および橋脚基部に生じるモーメント、主桁と下部構の相対変位を大幅に低減することができた。

④ 模型実験では装置の剛性が高く、主桁の加速度を低減することができなかったが、剛性を適切に設定することにより低減は可能である。

⑤ 長期耐久性の評価が、今後必要とされる。

(6) 3D複合材料の開発 ── ＜研究担当＞ ㈱ピー・エス

3次元的に組み合わせた強化材をマトリックスで固めた3D複合材料の、長大橋へ適用を検討するため材料の開発ならびに、その特性の把握を行った。研究結果は以下の通りである。

① 圧縮疲労試験の結果より10^4回後の永久ひずみ量は、約3%であった。

② クリープ特性は、約10年で3%となる。

(7) 減衰舗装の開発 ── ＜研究担当＞ ㈱ピー・エス

地震時の橋軸方向の応答低減を目的として、橋体とは縁を切った摩擦スラブの開発を行った。研究結果は以下の通りである。

① 摩擦スラブの特性試験を行った。コンクリート同士を接触させた静的実験より、静摩擦係数0.33，動摩擦係数0.26が、動的実験より摩擦係数0.34が得られた。また、テフロン版を挟んだ静的実験より、動摩擦係数0.15が、動的実験より摩擦係数0.25が得られた。

② 斜張橋模型を用いた振動台実験を行った。地震波実験加振において明らかな応答の低減効果が認められた。地震波加振実験の数値シミュレーション手法の検討を行った。

(8) 桁端マスダンパー（パワフルTMD）の開発 ── ＜研究担当＞ ㈱熊谷組

橋台と主桁間の相対変位を利用してTMDの制御力を増幅させる機構を持つパワフルTMDの開発を行った。研究結果は以下の通りである。

① 設計の簡便化を図るため、基本構造を簡略化し、動力学モデル，最適調整法を示した。

② 大地震時における制震効果に関し、地震応答解析によるパラメトリックスタディーを行い、応答低減効果，TMD重錘の変位，橋台反力に着目して適用性の検討を行った。

③ 有効減衰定数に関する検討を行い、デバイスにより付加されるみかけの減衰定数の算定方法を示した。

④ 高橋脚ＰＣ連続ラーメン橋を対象に、多質点モデルを用いた地震応答解析を行い、断面力レベルで制震効果を確認した。

(9) 桁端ダンパーの利用 ── ＜研究担当＞ ㈱大林組

大地震時においてもサービスビリティを損なわず、橋の変位吸収機能と振動エネルギー吸収機能を併せ持つ伸縮ジョイントの開発を目的として、桁端ダンパーストッパーの検討を行った。研究結果は以下の通りである。

① 免震橋を対象とし、入力地震動の強さを変えた地震応答解析を行った。レベル１入力の場合には、橋桁の変位は臨界値D_1以下でストッパーとは衝突せず、橋脚は弾性域にとどまった。レベル２入力の場合には、橋桁の変位は臨界値D_1より大きくD_2より小さい値でストッパーと衝突したが、橋脚は依然弾性範囲内にあった。レベル３入力の場合には、橋桁の変位は臨界値D_2に、橋脚は塑性段階に達し、塑性応答率は2.9であった。

② ダンパーストッパーの遊間ｄと減衰倍率αを変えた地震応答解析を行った。橋脚の塑性エネルギーを一定とする条件の下に解析結果を整理すると、目標とする桁の相対変位に応じて、遊間ｄと減衰倍率αの適切な組み合わせが存在することがわかった。

③ 地震入力レベルに兵庫県南部地震を想定して、桁端ダンパーストッパーの試設計を行った。

(10) ＴＬＤの利用 ── ＜研究担当＞ 鹿島建設㈱

ＴＬＤをＰＣ斜張橋の制震装置として利用することを目的に検討を行った。振動台実験とその数値シミュレーションを行った。研究結果は以下の通りである。

① ＴＬＤ模型に減衰付加材としてネットを利用することにより、十分な減衰が得られる。

② ＴＬＤの減衰定数を最適減衰定数に近い値に設定できれば、最適同調時の斜張橋の減衰定数を推測できる。

③ ＴＬＤの有効質量比が３％以上であれば、実験に使用した地震波に対する主桁の応答変位を２割程度低減することができる。

④ ＴＬＤ模型と斜張橋模型の２自由度モデルで、ＴＬＤの効果を簡易に評価できる。

⑤ 多質点モデルを用いた時刻歴応答解析により、ＴＬＤの制震効果を評価できる。

4. 2　免震設計法の開発

平成７年度は以下の２項目に関する研究を行った。

① 全体構造系の減衰評価法の開発

② 最適ダンパー配置

本研究は、長大橋における免震設計の方法を開発することが目的である。平成７年度は全体構造系の減衰定数評価法及び最適ダンパー配置に関する手法を「高減衰化装置を用いた長大橋の免震設計法マニュアル（案）」の中にまとめるとともに、前年度に引き続き、提案手法に基づく検討例を追加した。

(1) 全体構造系の減衰評価法の開発 ── ＜研究担当＞ パシフィックコンサルタンツ㈱, 石川島播磨重工業㈱, ㈱大林組, ㈱オリエンタルコンサルタンツ, 鹿島建設㈱, ㈱建設技術研究所, 日本技術開発㈱, 八千代エンジニヤリング㈱

前年度までの検討結果に基づき、全体構造系の減衰評価法をまとめるとともに、斜張橋に対する試算を行い、以下の結果を得た。

① 免震装置を含む全体系のひずみエネルギーと吸収エネルギーの比から全体構造系の減衰定数を求める手法を整理し、「高減衰化装置を用いた長大橋の免震設計法マニュアル（案）」の中にまとめた。

② 上記の全体系減衰定数評価法によって、斜張橋の塔と桁間に各種の高減衰化装置を用いた場合の減衰定数を試算した。

③ 塔の下端部分に低降伏点鋼材によるダンパーを設置した場合の減衰定数を評価し、応答値との関連を調べた。

(2) 最適ダンパー配置 ── ＜研究担当＞ 石川島播磨重工業㈱, 開発コンサルタンツ㈱, 川崎重工業㈱, ㈱竹中土木, パシフィックコンサルタンツ㈱, 八千代エンジニヤリング㈱

高橋脚を有するＰＣラーメン橋については、大規模地震を想定して、非線形動的解析による検討を実施し、以下の結果を得た。

① 静的非線形解析によって１自由度系の簡易解析モデルを作成し弾塑性解析を行えば、大地震に対する概略検討が可能になる。

② 大規模地震により橋脚を塑性化させないためには、前年度で求めた震度法レベルの最適値に比べて大きな粘性係数と粘性ダンパーが必要になる。

③ 橋脚の塑性化を許さないようなダンパーを設置すると橋台への水平力は非常に大きくなる。

斜張橋については、大規模地震を想定した検討および一般的な特性を持つ履歴ダンパーを採用した場合の検討、ならびにスパンに関しより広範囲な検討を行い、以下の結論を得た。

① Ｌ１レベルだけでなく、Ｌ２及びＬ３レベルに対しても簡易モデルが適用できる。

② バイリニヤ近似できない履歴ダンパーに対しては、一次剛性K_1を等価剛性K_Bに置き換え

れば、すでに提案した配分法が適用可能である。

③ スパンに関し、より広い範囲（170～320m）での適用が可能である。

吊橋については、中央径間1020mの中規模吊橋におけるダンパー配置の検討を行い、以下の結論を得た。

① 固有値解析によって得られた橋軸方向の刺激係数が大きい固有振動モードに着目し、近接する部材間の相対変位の大きい部位をダンパー設置箇所とした。これにより、主塔と主桁間にダンパーを配置することとした。

② モード減衰比10%を目標としてダンパー諸元を定めた。

③ L 2 レベルの地震に対する応答スペクトル解析を行い、ダンパー設置により塔の曲げモーメントおよび橋軸方向変位が減少することがわかった。

異種ダンパーの組み合わせについては、2径間斜張橋の主塔部に履歴ダンパー，端橋脚に粘性ダンパーを配置した場合について検討し、以下の結果を得た。

① 桁端ダンパーの粘性係数を大きくすることにより、桁水平変位・橋脚基部モーメントは減少し、主塔基部モーメントは増加する。

② 粘性係数がある範囲を越えると桁端部の拘束が大きくなり、主塔基部の曲げモーメントが急増する。

昨年度までの成果と以上の成果を基に、「高減衰化装置を用いた長大橋の免震設計法マニュアル（案）」に最適ダンパー配置法の考え方をまとめた。

4. 3　免震設計法の利用

平成７年度は以下の５項目への利用について研究を行った。

① 施工時制震

② 下部構造の免震

③ 高橋脚橋梁の免震

④ 斜張橋への利用

⑤ 吊橋への利用

本研究では、新素材・新構造を用いた免震デバイスを、長大橋梁の免震設計法に従って、各種の長大橋に利用することを目的としているものである。以下に各テーマの平成７年度の研究成果の要約をまとめる。

(1) 施工時制震 ― ＜研究担当＞ ㈱大林組，オリエンタル建設㈱，八千代エンジニアリング㈱，石川島播磨重工業㈱，川崎重工業㈱

ＰＣ斜張橋とＰＣ高橋脚橋梁の施工時における制震・免震方法の確立を目的として、各種の免震・制震方法と制御理論の検討を行った。また、模型橋梁を用いた振動台実験により、ＡＭＤ方式と可変剛性方式による制震方法と解析方法の実験的検証を実施した。

① ＡＭＤを橋梁模型の主桁張出し端部に設置して実施した振動台実験により、橋軸方向の地震力に対する制震効果を実験的に検証することができた。

② 可変剛性方式の実証模型実験により、主桁橋軸方向の最大応答加速度が20%～40%に、また橋脚基部の曲げひずみが30%～40%に減少し、本方式の有効性が示された。

③ 本実験に用いた可変剛性システムは、入力加速度振幅に対する非線形性を有しているものの、その程度はあまり大きくない。

(2) 下部構造の免震 ― ＜研究担当＞ ㈱オリエンタルコンサルタンツ，開発コンサルタント㈱

本研究では、長大吊橋主塔基礎と斜張橋基礎への免震構造の適用性について検討を実施した。長大吊橋主塔基礎への適用に関しては、今年度からツインタワー基礎を研究対象に加え、高減衰材料の剛性をパラメータとして感度分析を行った。さらに、低強度地盤への適用性と下部構造免震化が吊橋全体に及ぼす影響について検討した。斜張橋基礎への適用に関しては、デバイスの剛性を用いたパラメータスタディによりデバイスの最適剛性について検討するとともに、新開発デバイス（超塑性ラバーダンパー）を用いたＬ２、Ｌ３レベルの大地震時の検討を実施した。

① 免震化による加速度応答の低減率はツインタワー基礎よりも剛体基礎の方が大きいが、地盤反力も大きくなる。剛体基礎を免震化することで、軽量化を図ったツインタワー基礎と同程度の効果が得られる。

② 岩盤に比べ地盤耐力の小さい洪積地盤では、ツインタワー基礎を免震化することで根入れを浅くできる可能性がある。

③ 下部構造の免震化が長大吊橋主塔の振動に悪影響を及ぼすことはなく、主塔の応答加速度を大幅に低減できることがわかった。

④ 斜張橋基礎の免震化では、地震規模が大きいほど免震化による応答の低減が大きいことが示された。

⑤ 超塑性ラバーダンパーを用いた設計計算においても、非免震時の30%～60%に応答が低減され、断面規模の縮小による経済性の効果、耐震性の向上が可能となることが示された。

(3) 高橋脚橋梁の免震 ― ＜研究担当＞ 日本技術開発㈱, 石川島播磨重工業㈱, 川崎重工業㈱, 八千代エンジニアリング㈱

今年度は、弾塑性応答解析による桁端ダンパーの地震時保有水平耐力レベルと兵庫県南部地震に対する検討と、床版免震の橋軸直角方向への適用性について検討した。

① 桁端ダンパーでは、大地震時においても免震化の効果が現れるが、橋台に大きな水平力が作用する。

② Ｌ１レベルの検討から、床版免震により固定支承時の半分程度に応答と低減できることが示された。さらに長周期化されることから、Ｌ３レベルにおいても免震化の効果が期待される。

③ 床版免震の施工方法についても検討し、妥当と考えられる方法が３案示された。これらは実橋梁との関連で選択すべきと考えられる。

(4) 斜張橋への利用 ― ＜研究担当＞ 開発コンサルタント㈱, 鹿島建設㈱, 住友建設㈱, ㈱ピー・エス

今年度は、①Ｌ２レベル, Ｌ３レベルにおける支点デバイスの検討、②カウンターウェイトとしてのＴＬＤの利用、③主塔サドル部への筒型高減衰ゴムダンパーの適用性、④主桁主塔部付け根への３Ｄ複合材料の適用について検討を実施した。

① 昨年度示した斜張橋の簡易モデルによる検討手法は、Ｌ２レベル, Ｌ３レベルにおいても有効であることが示された。また、ダンパー総量を端橋脚の剛性を考慮して主橋脚と端橋脚へ配分する方法を示した。さらに、免震設計法に従って超塑性ラバーダンパーを用いた場合の試設計を行った。

② ＴＬＤをカウンターウェイトとして利用する場合、有効質量比を３%～５%程度にできれば十分な制震効果があることが示された。また、斜張橋の斜材形式として、ハープタイプよりもファンタイプの方が制震効果が大きいことが示された。

③ 筒型高減衰ゴムダンパーの動的載荷実験から、装置の特性のモデル化を行った。さらに、実橋での試設計を行い、実用化できることが明らかになった。

④ ３Ｄ複合材料を主桁主塔部付け根に適用することにより、１次モードの減衰定数を約１%増加させることができた。

(5) 吊橋への利用 ― ＜研究担当＞ ㈱建設技術研究所, オイレス工業㈱, 新日本製鐵㈱, 石川

島播磨重工業㈱，川崎重工業㈱

今年度は、吊橋とハープ型斜吊ケーブルとの複合形式に着目して、地震応答の低減効果について検討した。

① 動的応答解析により、斜吊ケーブルの初期張力の増加とともに主塔基部の断面力が低減されることが示された。

② 斜吊ケーブルの要素減衰を大きくすることによっても、主塔基部の断面力を低減できることが示された。

Ⅳ. 3年間の研究成果

1．主な研究成果

1.1　装置の開発

(1) 鉛押出ダンパー (Lead Extrusion Damper)の開発 ── ＜研究担当＞　オイレス工業㈱

ＬＥＤの開発研究において以下の成果が得られた。

a）揺動型ＬＥＤは次のような特性を有することが把握された。

① 比較的微小な変位からエネルギー吸収能力を有している。

② 抵抗力・吸収エネルギーに振幅依存性が見られる。

③ 抵抗力・吸収エネルギーの振動数依存性は小さい。

④ 繰返し安定性が良い。

⑤ 繰返しによる温度上昇は大きいが、性能への影響は比較的小さい。

b）設計式と試験結果の一致により設計式の妥当性が検証された。

c）容量を大きくすることによる、性能の変化は見られない。

d）解析用復元力モデルにはバイリニア型モデルを使用できる。

e）本研究によって、ＬＥＤのダンパーとして有効であり、実橋適用への可能性が見いだされた。

(2) 低降伏点鋼曲げダンパー ── ＜研究担当＞　新日本製鐵㈱, パシフィックコンサルタンツ㈱

低降伏点鋼材のダンパー材料としての研究と、この鋼材を適用した曲げダンパー構造の研究を行い、以下の成果が得られた。

① 低降伏点鋼材は、ダンパー用鋼材としてのエネルギー吸収能力、疲労強度を有している。

② 不静定構造物の地震時曲げ変形の大きな位置に設置することで地震時の振動エネルギーを吸収するダンパーを形成することができる。

③ 任意の箱断面に対する定式化を検討し、等価線形モデルに対する等価剛性、等価減衰定数の算出式と、非線形モデルに対する一次剛性、二次剛性、降伏荷重の算出式をまとめた。

(3) 超低降伏点鋼材片持梁式ダンパー ── ＜研究担当＞　㈱竹中土木, 新日本製鐵㈱

超低降伏点鋼材のダンパー材料としての研究と、この鋼材を適用した片持梁式ダンパー構造の研究を行い、以下の成果が得られた。

① 超低降伏点鋼材の基本特性と動的特性を確認した。

② 多段式ストッパー機能を有した片持梁式ダンパーを提案した。

③ 静的ならびに動的載荷実験のを行い、ダンパー性能の確認を行った。

④ 非線形解析によりダンパーの履歴減衰性能を十分に考慮できた。

⑤ 超低降伏点鋼材を鋼トラス斜張橋に用いた場合の有効な設置方法を選定した。

⑥ 本ダンパーの基本設計方針を提案した。

(4) 超塑性ラバーダンパー開発 ― <研究担当> ㈱ブリヂストン

ゴム材料の特性を利用したせん断型ダンパーと流動抵抗型ダンパーの開発研究、および斜張橋を例にした長大橋モデルの実験と解析により、ダンパー（せん断型ダンパー）設置による効果把握、解析モデルの検証を行い、以下の成果が得られた。

a）せん断型ダンパー

① 高硬度で大きな損失係数を持つゴム材料（大きなエネルギー吸収を得やすい）を開発し、ひずみ依存性，振動数依存性，温度依存性，繰り返し変形特性，破断特性など設計に必要となる特性を把握した。

② これらの結果より、ダンパーをモデル化（等価線形、バイ－リニア）するための資料を作成した。

③ せん断型ダンパーは構造が簡単で小さな変形域からエネルギー吸収が可能なことを特長に持つことを確認した。

b）流動抵抗型ダンパー

① 大容量（大荷重、大ストローク）化が容易なダンパーとして、流動抵抗型ダンパーの開発を行った。

② 本ダンパーは矩形と楕円の中間的な荷重－変位特性を持ち、変形速度の約 0.3乗に比例した反力が得られることを確認した。また、繰り返し変形に対しても特性が安定していることを確認した。

③ ダンパーの設計式として、材料の塑性流動時のせん断応力とせん断ひずみ速度の関係から、装置の荷重と変形速度の関係式を導出し、その有効性を確認した。

④ 流動抵抗型ダンパーは設計の自由度が比較的大きく、緩速変形時の抵抗力も小さいことを確認した。

c）長大橋（斜張橋）モデルの地震波加振実験と応答解析

① 主桁と橋脚部にダンパーを設置することにより、1次モードの振動の影響が支配的な主桁の応答変位，および主塔，橋脚部の曲げひずみ（応力）を低減できることを確認した。

② せん断型ダンパーをバイ－リニア型でモデル化することにより、本斜張橋の応答をほぼ再現できることを確認した。

(5) 超高減衰ゴム支承の開発 ― <研究担当> 横浜ゴム㈱

一般の高減衰ゴムよりも減衰能力の高いゴム材料を用いた減衰装置を開発することを目標として研究を行い、以下の成果が得られた。

① 長大橋の上下部構造の接点に設置する高減衰ゴムによるせん断型減衰装置を提案し、本装置に使用する高減衰ゴム材料を2種類開発した。

② 本装置のスケールモデルを用いて動的特性試験を実施し、特性の振幅依存性、振動数依存性等の各種依存性の確認を行った。

③ 斜張橋模型を用いた地震波加振実験を行い、本装置の実橋における有効性を確認した。

(6) ３Ｄ複合材料の開発 ― ＜研究担当＞ ㈱ピー・エス

圧縮変形で減衰が生じる３Ｄ複合材料を橋梁の減衰装置に利用する研究を行い、以下の成果が得られた。

① ３Ｄ複合材料を、斜張橋の主桁主塔部付け根に挟んで使用する制震構造を橋長 500ｍクラスに適用した場合、減衰定数の増加は３％程度となることを確認した。

② ３Ｄ複合材料は、せん断変形で減衰を生じるゴム系減衰材料とは異なる形態で減衰効果を発揮できる減衰材料であり、コンクリートに較べ弾性係数は約1/1000、圧縮強度は約10倍である。

(7) 減衰舗装の開発 ― ＜研究担当＞ ㈱ピー・エス

摩擦スラブを用いた制震構造の制震効果を斜張橋模型を用いた振動台実験により検討し、地震時の橋の振動を有効に低減できることを明らかにした。

(8) 桁端マスダンパー（パワフルＴＭＤ）の開発 ― ＜研究担当＞ ㈱熊谷組

ＴＭＤをベースとし、橋台からの反力を利用してＴＭＤを効果的に振動させる機構を導入することで、制震効果を高めたパワフルＴＭＤの開発を行い、以下の成果が得られた。

① 装置の動作原理を整理し、動力学モデルの定式化，最適調整の方法，有効減衰の評価方法を示した。

② 地震応答解析により、在来ＴＭＤと比較して高い制震効果があることを確認した。

③ 模型振動台実験により、動力学モデルが検証され、所要の制震効果が確認された。

④ 多自由度振動系へ適用する際の設計法を示した。

⑤ パワフルＴＭＤの制震効果、ＴＭＤ重錘の所要ストロークや橋台反力は、入力地震動の影響を強く受け、実橋への適用に際しては入力地震動の選定が重要となることがわかった。

(9) 桁端ダンパーの利用 ― ＜研究担当＞ ㈱大林組

主桁重量750tonの免震橋を対象として、桁端にダンパーとダンパー機能を持ったストッパーを取り付けて桁の変位を抑制する構造について開発を行い、以下の成果が得られた。

① シリンダー型のダンパーによって桁の応答変位を60％減ずるためには、最大減衰力 100tf／個×３個、ストローク30cmが必要であり、その大きさはおよそ全長1.6m、直径0.5mになると推定された。

② ダンパーストッパーを設計する場合には、地震力の大きさを、ストッパーが作動しないレベル、ストッパーは作動するが桁同士の衝突、支承破損が生じず橋脚の応答は弾性範囲に収まるレベル、桁や支承には大きな破壊が生じないが橋脚の応答は弾塑性範囲に入るレベル、の３段階に設定することを提案した。

③ レベル３の場合、ダンパーストッパーの減衰係数を大きくとると橋桁の最大相対変位は減少するが橋脚の損傷度が大きくなること、遊間を小さくしてストロークを長くした方がダンパーとして効果的であることが明らかになった。

④ 試設計を行いリリーフ弁を付けることにより戻りを早くしたダンパーとスプリングからなるダンパーストッパーの実現性を明らかにした。

(10)ＴＬＤの利用 ― ＜研究担当＞ 鹿島建設㈱

ＰＣ斜張橋の側径間のカウンターウェイトの代わりに、ＴＬＤを設置して斜張橋の減衰性能を向上させることを提案し、開発研究を行って、次のような成果が得られた。

① 地震応答解析によって、斜張橋の１次モードの減衰を５％程度に向上させれば、斜張橋の地震応答を２割程度低減できることが分かった。

② ＴＬＤ模型をＰＣ斜張橋模型の主桁端部に設置して実施した振動台実験によって、有効質量比３％以上のＴＬＤを設置することにより斜張橋模型の地震応答を２割程度低減可能であることがわかった。

③ ＴＬＤ、斜張橋の１次モードに注目した２自由度モデルでの線形解析によってＴＬＤの制震効果を簡易に予測できることが分かった。また、ＴＬＤを等価なＴＭＤにモデル化する手法が妥当であることが示された。

④ 多質点モデルを用いた時刻歴応答解析により、ＴＬＤの制震効果を評価できることが示された。

1. 2　設計法の開発

(1) 全体構造系の減衰評価法の開発 ―― ＜研究担当＞ ㈱大林組，鹿島建設㈱，石川島播磨重工業㈱，㈱オリエンタルコンサルタンツ，㈱建設技術研究所，日本技術開発㈱，八千代エンジニヤリング㈱，パシフィックコンサルタンツ㈱

高減衰材料の効果がどの程度まで全体構造系におよぶかを評価する方法について検討を行い、以下の成果が得られた。

① ダンパーの減衰性能が構造系全体のモード別減衰定数に与える影響の程度を概略的に把握することができた。

② バネ効果と減衰増加の両方を備えるダンパーを用いた場合は、着目する部材の応力が最小となるのは必ずしも構造系全体のモード別減衰定数が最大となる場合に一致しないことがわかった。

③ 免震装置を含む全体系のひずみエネルギーと吸収エネルギーの比から全体構造系の減衰定数を求める手法を整理した。

(2) 最適ダンパー配置 ―― ＜研究担当＞ 石川島播磨重工業㈱，開発コンサルタント㈱，川崎重工㈱，㈱竹中土木，パシフィックコンサルタンツ㈱，八千代エンジニアリング㈱

a）建築および機械工学での最適ダンパー配置法に関する研究成果を調査した。その結果、免震装置が設置できる範囲内において、刺激係数と応答スペクトルの積が大きな振動モードの腹の位置に免震装置を設置することが効果的であることがわかった。

b）長大橋の代表的な形式として、高橋脚橋、斜張橋および吊橋の3種類をとり各形式に対して最適ダンパー配置法を検討した。その結果、以下の成果が得られた。

① 各形式に対して免震装置が設置可能な箇所を選定した。

② ダンパー最適配置法のフローチャートを求めた。

③ 上記フローチャートにおいてダンパー総量および配分率検討に用いる簡易解析モデルとして3種の橋梁各形式に対しそれぞれモデルを提案した。

④ 実際的なダンパー設置個所としては、高橋脚橋では橋台～主桁間、斜張橋では各橋脚～主桁間、吊橋では主塔～主桁間であることを求めた。

⑤ ダンパー総量の最適化手法として、3種の橋梁各形式に対しそれぞれ手法を提案した。

⑥ ダンパー配分の最適化手法として、3種の橋梁各形式に対しそれぞれ手法を提案した。

c）高橋脚橋および斜張橋に対して粘性ダンパーと履歴ダンパーの設置位置を組合せたダンパー配置法について検討し、以下の成果が得られた。

① 高橋脚橋に対しては、桁端に並列に設置することで桁端最大変位抑制と橋脚作用荷重の桁端への分散効果が得られる。

② 斜張橋に対しては、主塔基部～桁間に履歴ダンパーを、桁端に粘性ダンパーを設置した場合に履歴ダンパーによって主塔基部の曲げモーメントが低減する。しかし過大にすると桁最大変位が増大する。

(1) 施工時制震 ― ＜研究担当＞ ㈱大林組，オリエンタル建設㈱，八千代エンジニアリング㈱，石川島播磨重工業㈱，川崎重工業㈱

a）ＰＣ斜張橋およびＰＣ高橋脚橋梁に対して施工時は完成時の 1/2の地震力を考慮することとして完成時および張出し施工時の耐震特性を比較し、制震方法、制震レベル等を検討した結果、以下の成果が得られた。

① 設定したＰＣ斜張橋においては、橋軸直角方向および鉛直方向の入力に対して施工時に断面がクリティカルとなることはないが、橋軸方向の入力に対しては橋脚基部において完成時の断面力を超過した。

② 設定したＰＣ高橋脚橋梁では、施工時の地震による断面力が完成時を超過することはなかった。

b）施工時安全性のクライテリアを検討し、橋梁本体のみならず工事作業者の安全性や施工機材の耐震性を考えるべきであることを指摘した。

c）施工時制震方法として適用可能と考えられる手法について検討した結果、以下の成果が得られた。

① 制震索は逆対称１次振動モード以外のモードに対しては制震効果が少なく、施工時制震方法としての有効性は低い。

② 可変剛性方式は、主塔と橋脚の地震力の負担割合をバランス良く調整することが可能であり、耐震性を向上させることができる。また、長周期化による応答変位の増大も過度にはならない。

③ ＴＭＤ方式は制震応答が鈍く、入力される地震波の特性に制震効果が左右される。また、施工時は固有振動特性が順次変化していくことから、調整作業が煩雑になると考えられる。

④ ＡＭＤ方式は施工時の固有振動特性の変化に逐次対応でき、また、地震波の特性に依存せず安定した制震効果が期待できる。しかしながら、制震機構が大規模になることから、制震効率を向上させるには適切な制御則を選定しなければならない。

d）模型橋梁を用いた振動台実験により制震方法の実験的検証を行った結果、以下の成果が得られた。

① 主桁張出し先端に設置した鉛直方向作動のＡＭＤにより、主塔基部等で応答値を20～40％低減でき、制震効果が実験的にも検証された。また、シミュレーション解析の結果ともほぼ一致することから、解析方法の妥当性が確認できた。

② 主桁と橋脚間に設置した可変剛性装置により、橋脚基部等で応答値を30～40％低減でき、制震効果が実験的にも検証された。また、シミュレーション解析の結果ともほぼ一致することから、解析方法の妥当性が確認できた。

(2) 下部構造の免震 ― ＜研究担当＞ ㈱オリエンタルコンサルタンツ，開発コンサルタント㈱

1）長大吊橋主塔基礎への免震構造の適用性を研究し、以下の成果が得られた。

① 長大橋下部構造に高減衰材料を適用する構造として、アイソレーションタイプ（基礎と地盤の縁を切り減衰材または装置を設置するタイプ）とマスダンパータイプ（基礎系の内部に減衰機構を構築するタイプ）を考案し、特に前者の減衰効果が大きいことがわかった。

② アイソレーションタイプを対象に、地震以外の荷重（上部構造反力，潮流力，波力，基礎の傾斜）に対する検討を行い、安定が確保できることを確認した。

③ 免震基礎の変形を抑制するためにストッパーを設置する場合、その剛性やストッパーが作動するまでの遊間を適切に定めないと、基礎の安定上悪影響を及ぼす可能性があることがわかった。

④ 下部構造の免震化により、主塔の応答加速度も大幅に低減できることがわかった。

⑤ 死荷重の軽減を狙ったツインタワー基礎を免震化することで、地盤耐力が岩盤よりも小さい洪積地盤に長大橋基礎を建設できる可能性があることがわかった。

2）斜張橋基礎への免震構造の適用性を研究し、以下の成果が得られた。

① 斜張橋基礎をベース・アイソレーションとする場合、諸条件を考慮し、地震力に対して有効にその性能を発揮するには、免震デバイスの等価せん断バネ係数ｋｘを 2000tf/cm程度以上とすることが望ましいことがわかった。

② 免震基礎化することにより、確実に主塔基部及び主橋脚基部の断面力が低減でき、主塔，主橋脚及びフーチングの断面形状が縮小できることがわかった。

③ 地震力が大きければ大きいほど非免震時（ヒンジタイプ）との応答値の比率が小さく、有効性は高いことがわかった。

④ 実在のデバイスを用いた試設計により、その妥当性が検証できた。

(3) 高橋脚橋梁の免震 ── ＜研究担当＞ 日本技術開発㈱，石川島播磨重工業㈱，川崎重工業㈱，八千代エンジニヤリング㈱

高橋脚橋梁について以下の装置の適用性を研究し、それぞれに述べる成果が得られた。

a）桁端ダンパー

① 震度法レベルの橋軸方向地震では、橋梁の減衰定数を５％程度にするのは比較的容易であり、さらに最適なダンパーを設ける事でより経済性を追求できる。

② 震度法レベルの橋軸直角方向地震では、桁端ダンパーでは中央橋脚の免震化に効果が現れず、今後さらに検討を進める必要がある。

③ 橋軸方向では、Ｌ２レベルの大規模地震でも検討を行なったが、橋脚の塑性化や上部工変位には免震による効果が現れるが、橋台には大きな水平力が作用する。そのため、震度法のみでダンパーを配置する事は危険であり、大規模地震を考慮した設計が必要である。

④ 橋台は、前面方向の水平力に対しては抵抗が小さく、背面方向に対しては抵抗が大きい。そのため、背面方向のみの作用するダンパーが可能ならば橋台の設計に有利となる。

b）床版免震

① 橋軸方向，橋軸直角方向ともに免震装置の性能によってはかなり効果が期待でき、水平変位

および柱下端曲げモーメントを低減させる上で有効な手段であることがわかった。

② 例えば免震装置をゴム系の免震支承とした場合には、支承の設計上の制約（ゴムのせん断剛性が大きい）からパラメータ解析で最適となるほどの効果を期待することは無理であり、適用に限界があることが示された。

③ ここではＬ１地震に対してのみの検討を行なっており、大規模地震に対して橋脚を弾性範囲に留めるために、本方式がどの程度の効果を発揮するかについては今後具体的な数値解析による検討を行なうことが望ましい。

c）TMD

① 質量比５～10%程度のＴＭＤを用いることにより非免震に対して80～90%に最大応答を低減できる。

② ＴＭＤ質量が2000ｔ程度と大きいため、ＴＭＤの実際の設計・配置には十分な検討が必要である。

d）AMD

① 質量比５%～10%程度のＡＭＤを用いると、非制震時に対して70%～90%に最大応答を低減可能である。

② 非制震時には長時間継続する後揺れを低減するためには、0.5 %～１%程度のＡＭＤでもかなりの効果がある。５%以上のＡＭＤでほとんど後揺れを生じない。

(4) 斜張橋への利用 ── ＜研究担当＞ 開発コンサルタント㈱, 鹿島建設㈱, 住友建設㈱, ㈱ピー・エス

斜張橋について以下の装置の適用性を研究し、それぞれに示す成果が得られた。

1）支点へのデバイスの応用

支点にダンパーを設置するＰＣ斜張橋の最適免震設計を図るために、ダンパーの特性値やダンパーの配分比と断面力の低減率との関係およびモデル簡略化の可能性について検討を行い、次の点を明らかにした。

① 支間長 250mのＰＣ斜張橋モデルを設定し、主桁と橋脚天端の間にダンパーを設置し、動的解析よりダンパーの特性値と応答値の低減率の関係を検討した。その結果、ダンパーの減衰には最適値が存在することがわかった。

② ３節点系の簡易モデルは地震時構造系の主要応答値の変化傾向をよくシミュレートでき、総ダンパー量の設定には精度を有していることが確認できた。

③ 総ダンパー量は中間支点１点のみで求めた総ダンパー量を補正する必要があり、配分比は端橋脚の剛性を考慮して耐荷力より決めることが肝要であることがわかった。

2）ＴＬＤの利用

ＰＣ斜張橋の側径間にカウンターウェイトとしてＴＬＤを載せた場合の制震効果について、スパン長 250mのモデル橋に対して、ＴＬＤの設計法に従って検討した。

① 斜材形式がファンタイプに近ければ、地震時には１次モードの応答が卓越するため、ＴＬＤ

による制震効果が発揮されたが、斜材形式がハープタイプに近くなれば２次モードの応答も大きくなり、ＴＬＤで１次モードの減衰を大きくしただけでは、全体としての地震時の応答の低減は少ないことがわわかった。

② 従来から、ＴＬＤなどのような同調型ダンパーは、地震に対しては効果が少ないといわれているが、ＴＬＤの有効質量比を５％くらいにできれば十分な効果があることが示された。

３）筒型高減衰ゴムダンパーの開発

① 斜張橋の主塔に減衰性能を付加して地震力の低減を図る方法として、主塔側斜材定着部をサドル構造とし、これに高減衰材料を使用する装置を考案した。

② 減衰装置を取り付けた場合の地震力低減効果を確認するため、２径間の斜張橋モデルを設定し、動的解析を行った。解析の結果、減衰装置を取り付けた場合は付けない場合に比べ、主塔下端の曲げモーメントは72%に、橋脚下端の曲げモーメントは52%程度に低減できることが確認できた。

③ ダンパーについては、実用化を目指して筒型高減衰ゴムダンパーを開発・試作するとともに、動的載荷実験により動的特性を検討した。

④ 実験より得られた特性式をもとに実橋レベルの装置の試設計を行い、十分実用化できることが明らかになった。

⑤ 今後、長期間の使用に対する耐久性や特性の経時的な変化等について検討する必要がある。

⑥ 筒型高減衰ゴムダンパーの応用分野として、隣設する橋桁の連結装置や橋桁の落橋防止装置等への利用も考えられ、今後、その適用性についても検討する予定である。

４）３Ｄ複合材料ダンパーの応用

橋長 500m規模の斜張橋の主桁主塔部付け根に３Ｄ複合材料を挟みダンパーとして使用した場合の減衰定数の向上は３%程度見込めることが明らかとなった。

(5) 吊橋への利用 ―― ＜研究担当＞ ㈱建設技術研究所，オイレス工業㈱，新日本製鐵㈱，石川島播磨重工業㈱，川崎重工業㈱

高減衰免震装置の吊橋への利用を検討し、以下に示す成果が得られた。

① 吊橋の耐風・耐震に関する既往資料の収集および整理を行い、吊橋には耐風対策として多種多様な制振・免振装置が用いられていることが明らかになった。さらに、これらの装置のなかには耐震対策として利用可能なものがあることが明らかになった。

② 中央径間 2,000m級の長大吊橋の橋軸方向に対する制震・免震対策として利用可能な装置を選択し、それらの装置の効果的かつ実用的な配置を検討した結果、地震時に主塔基部の最大応答断面力を低減できる構造は吊橋とハープ型に配置した斜吊ケーブルとを複合した構造形式であることが明らかになった。

③ 斜吊ケーブルに要素減衰を考慮したときの主塔基部の断面力の低減効果を比較した結果、ケーブルシステムの高減衰化により、さらに吊橋の主塔基部の地震時の最大応答断面力が低減されることが明らかになった。

④ ケーブル自体の軸方向の高減衰化にあたっては、免震装置をケーブル端部に装着するのが望ましく、免震装置のバネ定数をケーブルのバネ定数より小さくすることにより効率的な高減衰化が可能になる。

⑤ 今後の課題は、ケーブル端部に装着するに免震装置の開発である。本研究では、具体的な装置の検討に至らなかったものの梃子の原理などを用いた装置により実現が可能であると考える。

2．研究発表

(1) 土木学会第48回年次学術講演会（1993.9）

① 孫　利民，後藤洋三：
「バリアブルダンパーによる道路橋制震へのファジイ制御理論の応用」，第Ⅰ部門，
pp. 674-675

(2) 土木学会第49回年次学術講演会（1994.9）

① 金子　誉，田中　港，鈴木猛康，足立喜隆：
「橋梁の震動制御のためのＴＭＤ型桁端ダンパーの考案」，第Ⅰ部門，pp. 1216-1217

② 橘　義規，田中　努：「長大橋下部構造の高減衰化の試み」，第Ⅰ部門，pp. 1288-1289

③ 山下幹夫，謝　嬋娟，白鳥愛介：「ＰＣ長大斜張橋の免震化を図る研究，第一報」，
第Ⅰ部門，pp. 1284-1285

④ 孫　利民，後藤洋三：
「道路橋制震用ダンパー装置の開発及びその性能についての基礎的研究」，
第Ⅰ部門，pp. 1252-1253

（3）土木学会第50回年次学術講演会（1995.9）

① 平井　卓，鈴木一彦，聖生　守雄：
「超低降伏点鋼を用いた片持梁の橋梁用ダンパーへの適用可能性」，
第Ⅰ部門(B)，pp. 1586-1587

② 勝川藤太，金子　誉，鈴木猛康，田中　港：
「橋梁制震用桁端マスダンパーの模型振動台実験」第Ⅰ部門(B)，pp. 922-923

③ 樋口俊一，後藤洋三：「ＰＣ斜張橋施工時の制震に対する可変剛性方式の適用性について」，
第Ⅰ部門(B)，pp. 914-915

④ 山下幹夫，謝　嬋娟，白鳥愛介：
「ＰＣ長大斜張橋の免震化を図る研究，第二報(簡易モデル及びダンパー総量の決定法)」，
第Ⅰ部門(B)，pp. 1566-1567

⑤ 山下幹夫，謝　嬋娟，白鳥愛介：
「ＰＣ長大斜張橋の免震化を図る研究，第三報（ダンパーの配分法について)」，
第Ⅰ部門(B)，pp. 1568-1569

⑥ 土田貴之，後藤和満：「長大吊橋の制振・免震構造に関する研究」，
第Ⅰ部門(B)，pp. 1574-1575

⑦ 孫　利民，後藤洋三：「大地震における橋梁の衝突緩衝装置の効果についての理論検討」，
第Ⅰ部門，pp. 1334-1335

(4) 土木学会第51回年次学術講演会 (1996.9 予定)

① 平井 卓, 鈴木一彦, 聖生守雄:
「超低降伏点鋼を用いた片持梁式ダンパーの開発に関する研究」, 第Ⅰ部門

② 鈴木重信, 合田研吾, 水津洋二:「流動抵抗型ゴムダンパーの基礎研究」, 第Ⅰ部門

③ 合田研吾, 鈴木重信, 水津洋二, 運上茂樹, 大塚久哲, 長屋和宏:
「超塑性ラバーダンパーを用いた長大橋モデルによる振動実験とその解析」, 第Ⅰ部門

④ 越峠雅博, 山田親文, 大塚久哲, 運上茂樹, 長屋和宏:
「高減衰ゴムを用いた減衰装置の制震効果に関する模型振動台実験」, 第Ⅰ部門

⑤ 金子 誉, 勝川藤太:「パワフルTMDの大地震時の適用性に関する検討」, 第Ⅰ部門

⑥ 勝川藤太, 金子 誉:「パワフルTMDの有効減衰の評価」, 第Ⅰ部門

⑦ 前原康夫, 太田精一, 御園生静栄:「高橋脚橋梁の免震化適用の研究」, 第Ⅰ部門

⑧ 前原康夫, 太田精一, 御園生静栄:「免震橋の減衰評価法の研究」, 第Ⅰ部門

⑨ 角本 周, 大塚久哲, 運上茂樹, 長屋和宏:
「AMDによるPC斜張橋施工時制震に関する模型振動実験」, 第Ⅰ部門

⑩ 樋口俊一, 後藤洋三, 大塚久哲, 運上茂樹, 長屋和宏:
「可変剛性型制震システムを用いたPC斜張橋の施工時制震実験」, 第Ⅰ部門

⑪ 山下幹夫, 謝 嬋娟:
「PC長大斜張橋の免震化を図る研究, 第四報 (免震設計方法について)」, 第Ⅰ部門

⑫ 藤原保久, 諸橋 明:「筒型高減衰ゴムダンパーの適用性に関する研究」, 第Ⅰ部門

⑬ 藤原保久, 諸橋 明:「筒型高減衰ゴムダンパーの開発」, 第Ⅰ部門

⑭ 孫 利民, 後藤洋三:「免震橋用ダンパーストッパーのシュミレーション解析」, 第Ⅰ部門

(5) 第9回日本地震工学シンポジウム (1994.12)

① 金子 誉, 足立喜隆, 田中 港, 鈴木猛康:「相対変位利用型減衰装置の考案」,
pp. 1861-1866

② 孫 利民, 後藤洋三:「バリアブルダンパーによる高橋脚道路橋の地震の応答制御」,
pp. 1969-1974

(6) 第23回地震工学研究発表会 (1995.7)

① 金子 誉, 勝川藤太, 吉谷進治, 鈴木猛康:「パワフルTMDの模型振動台実験」,
pp. 525-528

② 橘 義規, 林 家祥, 田中 努:「長大橋基礎の免震構造」, pp. 529-532

③ 孫 利民, 後藤洋三:
「大地震における免震橋梁用衝突緩衝装置の挙動に関するシュミレーション」,
pp. 509-512

(7) 11th World Conference on Earthquake Engineering (1996.6 予定)

① I. Kaneko, T. Katsukawa, S. Yoshitanni and T. Suzuki :
"The Powerful TMD for bridges compulsorily shaken by a reaction force from an abutment"

② Limin SUN, Yozo GOTO :
"SIMULATIONS ON EFFECTIVENESS OF ENERGY DISSIPATING BUFFER FOR REDUCING RESPONSE OF BRIDGE DURING LARGE EARTHQUAKE"

③ Yozo GOTO, Shun-ichi HIGUCHI :
"ACTIVE VARIABLE STIFFNESS CONTROL SYSTEM FOR PC CABLE-STAYED BRIDGE UNDER CONSTRUCTION"

(8) First Japan-Italy Workshop on Seismic Design of Bridge (1995.3)

① Meguru TSUNOMOTO, Shunichi HIGUCHI and Yuzo GOTO :
"SEISMIC CHARACTERISTICS AND VIBRATION CONTROL OF PC CABLE-STAYED BRIDGE UNDER CONSTRUCTION" pp.439-456

(9) 1st World Conference on Structural Control (1994)

① Limin SUN, Yozo GOTO :
"APPLICATION OF FUZZY THEORY TO VARIABLE DAMPERS FOR BRIDGE VIBRATION CONTROL", wp.1-31-40

3．特許申請

3年間の研究により、以下の発明に関して特許出願を行った。

(1) 橋体の制振装置
(2) 橋梁の免震方法及び免震構造
(3) 橋及び橋以外の構造物に用いるダンパー
(4) 橋桁の振動減衰装置
(5) 橋梁の支承構造
(6) 構造物の連結装置

付　　録

全体会議議事録

共同研究「高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発」
平成７年度第１回全体会議　議事録

１．日　　時：平成７年４月21日（金）14：00～18：30

２．場　　所：霞山会館９Ｆ会議室

３．出 席 者：大塚・佐藤（土研），鷹取（土研センター），下田・宮崎（オイレス），
水津・鎌田（ＢＳ），山田・越峠（横浜ゴム），鈴木・田中（ＩＨＩ），
玉木（川重），聖生（新日鐵），田中・橘（オリコン），山下・白鳥（開発コン），
後藤・土田（建技），森・川崎（日技），林・盛本（パシコン），
前原・御園生（八千代），後藤・樋口（大林），角本（オリ建），新原（鹿島），
金子・鈴木（熊谷），藤原・諸橋（住友），平井・鈴木（竹中），
久保（ピーエス），山下（三菱電機），鈴木・水津（ブリヂストン）

４．議事次第：１）平成６年度研究成果のとりまとめ
２）平成７年度研究方針について
３）その他

５．配布資料

資料	連1-0	「まえがき」他
資料	連1-1-1(1)	1.1「超低降伏点金属材料の利用　－その１－」
資料	連1-1-1(2)	1.2「超低降伏点金属材料の利用　－その２－」
資料	連1-1-1(3)	1.3「超低降伏点金属材料の利用　－その３－」
資料	連1-1-2	1.4「超塑性ラバーダンパー開発」
資料	連1-1-3	1.5「超高減衰ゴム支承の開発」
資料	連1-1-4(1)	1.6「ＥＲ流体ダンパー開発　－その１－」
資料	連1-1-4(2)	1.7「ＥＲ流体ダンパー開発　－その２－」
資料	連1-1-5	1.8「３Ｄ複合材料の開発」
資料	連1-1-6	1.9「減衰舗装の開発」
資料	連1-1-7	1.10「桁端マスダンパーの開発」
資料	連1-1-8	1.11「桁端ダンパーの利用」
資料	連1-1-9	1.12「ＴＬＤの利用」
資料	連1-2-1	2.1「全体構造系の減衰評価法の開発」
資料	連1-2-2	2.2「最適ダンパー配置」

(1), (2), (3), (4), (5), (6)

資料　連1-3-1　　3. 1「施工時制振」
資料　連1-3-2　　3. 2「下部構造の免震」
(1), (2)
資料　連1-3-3　　3. 3「高橋脚橋梁の免震」
(1), (2), (3)
資料　連1-3-4　　3. 4「斜張橋への利用」
資料　連1-3-5　　3. 5「吊橋への利用」
資料　　施工時制震実験計画

6．議　　事

(1) 平成6年度研究成果のとりまとめ（平成6年度報告書の内容報告と討議）

1）報告書の構成は研究内容、要約の順でないのか？
→前年度にならうことにする。

2）本共同研究は土木研究所・土木研究センター及び民間各社の共同研究（共同研究参加者の立場は横並び）であるので、報告書への記述もそのように統一する。

3）共同研究参加者名簿の代表者氏名役職等の変更は幹事長まで連絡する。

4）鋼材ダンパーの取り替え方法は？(1.2)
→死荷重時にジャッキアップが必要になるかもしれない。

5）ひずみレベルが小さい範囲で使用するのか？(1.3)
→繰り返し回数によりレベルは変わるが、耐久性を考えるとこの程度のひずみレベルで使った方がよい。

6）載荷速度は地震波の速度と関連するのか？(1.4)
→正弦波の速度である。載荷速度との関連は振動実験により検討する。

7）P16 Fig1.10.11によればＴＭＤが有効ではないがこれでよいか？(1.10)
→ＴＭＤのマスが有効に動かない。在来ＴＭＤもこの波に対しては効かない。今後検討する。

8）履歴ダンパーと粘性ダンパーを併用した場合、各々の性能が地震時にも発揮されるのか？(2-4)
→並列型とすれば、ある程度想定通りには機能するのではないかと考えている。

9）吊り橋を1自由度でモデル化できるのか？(2.4)
→第一段階としてダンパー総量に当たりをつけるために、1自由度でモデル化した。

10）水平・鉛直同時入力の検討をしてほしい。(3.1)

11）可変剛性装置に低降伏点鋼材を使うのはどのようにするのか？(3.1)
→主桁を拘束する剛性と、履歴による減衰性能をあわせ持ったディバイスとして考えられる。

12）Ｌ2レベルでの検討はしないのか？(3.2)
→今の段階では経済性等の面から具体化は難しい。高減衰化による安全性の向上について調査する。

(2) その他

1）共同制震模型実験の実施について

表記について、実験行程の報告があった。

実験参加者の修正：㈱オリエンタルコンサルタンツを削除する。

㈱ピー・エスを追加する。

2）原稿のとりまとめ方について

① 各章の幹事が章の概要をまとめる。

② 原稿は修正後幹事長に送付し、幹事長がとりまとめて土木研究所へ送付する。

③ 修正原稿は連休前に提出する。

④ クオリティーの高い原図を添付した原稿（フロッピー）を提出する。図面をレイアウトしたプリント原稿の写しも同封する。

7．そ の 他

次回全体会議：6月16日　13：00～17：00

共同研究「高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発」
平成７年度第２回全体会議　議事録

１．日　　時：平成７年６月16日（金）13：30～16：30

２．場　　所：八重洲龍名館

３．出 席 者：大塚（土研），鷹取（土研センター），下田・宮崎（オイレス），水津（ＢＳ），
山田・越峠（横浜ゴム），鈴木・田中（ＩＨＩ），橋爪・玉木（川重），
聖生（新日鐵），田中・橘（オリコン），白鳥・謝（開発コン），
後藤・土田（建技），森・川崎（日技），林・北川・盛本（パシコン），
前原・御園生（八千代），後藤・樋口（大林），中村・角本（オリ建），
内藤・新原（鹿島），金子・鈴木（熊谷），藤原・諸橋（住友），
平井・鈴木（竹中），久保・山下（ピーエス）

４．議事次第：１）平成６年度研究成果の報告（前回未提出分）
２）平成７年度研究計画について
３）マニュアル（案）について
４）その他

５．配布資料

資料	連2-1-1(1)	「超低降伏点金属材料の利用　－その１－」
資料	連2-1-1(2)	「超低降伏点金属材料の利用　－その２－」
資料	連2-1-1(3)	「超低降伏点金属材料の利用　－その３－」
資料	連2-1-2	「超塑性ラバーダンパー開発」
資料	連2-1-3	「超高減衰ゴム支承の開発」
資料	連2-1-4(2)	「ＥＲ流体ダンパー開発　－その１－」
資料	連2-1-7	「桁端マスダンパーの開発」
資料	連2-1-8	「桁端ダンパーの利用」
資料	連2-1-9	「ＴＬＤの利用」
資料	連2-2-1	「全体構造系の減衰評価法の開発」
資料	連2-2-2(1),(2)	「最適ダンパー配置」
資料	連2-3-1	「施工時制振」
資料	連2-3-2	「下部構造の免震」
資料	連2-3-3	「高橋脚橋梁の免震」
資料	連2-3-4	「斜張橋への利用」

資料　連2-3-5　　「吊橋への利用」

資料　　「鋼製斜張橋模型を用いた制震実験計画及び経過報告」

6．議　　事

(1) 平成6年度研究成果のとりまとめ（平成6年4月21日未発表分）

「2. 2　最適ダンパー配置」研究成果について、発表が行われた。

1）異種ダンパーの組み合わせの目的はなにか。

→粘性ダンパーと履歴ダンパーはそれぞれ長所と短所があるため、これを組み合わせて、よりダンパー効果の高い組み合わせダンパーを作ることが目的である。数値計算の結果、異種ダンパーの組み合わせにより、他方のダンパーの欠点を補って、より耐震性に富んだ応答を与える最適値が存在することがわかった。

(2) 平成7年度研究計画

資料　連2-1-1(2)

1）柱状構造物用ダンパーの適用橋梁はどういう形式が考えられるか。

→斜張橋の橋脚下端のように軸力が支配的な部材に使用し、地震時の曲げ変形をこのダンパーで吸収することを考えている。また、桁と剛結された橋脚を有する多スパン橋梁の橋脚下端に使うことも考えており、不静定次数の高い橋梁では安全に使用できると考えている。

2）超低降伏点鋼材の超の意味するところは。

→建築で使用している低降伏点鋼材と区別する意味で使用している。

3）実験や解析が来年にかかっている研究もあるが、今年度はマニュアル作成もあるので個別の研究課題は遅くとも年内に終了させ、マニュアル作成がスムーズに進むようにして欲しい。これは他のグループにも同様にお願いしたい。

資料　連2-2-1

1）節は昨年から2. 1となっているので修正しておくこと。

2）落橋防止構造としての検討および評価は、大きな項目として整理することを考えたらどうか。検討して欲しい。

3）特許関係は調べているか。

→特に調査していない。まだアイデア段階である。

資料　連2-3-4

1）斜張橋への利用で、1)②でＬ２レベルの荷重を考えているが、今度の地震の経験を踏まえて、今後それより大きいＬ３レベルともいうべき荷重を考慮することが必要になるかもしれない。

資料　連2-3-5(1)

1）５頁の中段の図でＣ２とＣ０の比が大きくなると振動数が大きくなるのはなぜか。減衰定数が高くなれば振動数は上がっていくのか。

→ダンパーの減衰定数が高くなってヒステリシスカーブの膨らみが増えてくると、接線勾配が

大きくなるので、振動数は上がることになる。

2）C0は非常に小さいようだが。

→説明をきちんと書くことにする。

3）ケーブルを引っ張っておくと、ケーブル自体が励振すると思うが。

→2点間の揺れを止めることを考えているので、ケーブルの振動は考えていない。

資料　連2-4-1

1）モデル加振の時間軸の決め方はどうしたのか。

→相似率において模型のαとβを先に決めているので、それから時間軸の縮尺が1/10というのがでてくる。

2）時間軸1/10というのは波の再現の精度が厳しいのでは。

→注目している3次、4次の固有振動数は模型では10Hz程度であり、実験において1Hzから20Hz程度の波がうまく再現できればよいと考えている。

3）むしろ実波形において1秒から10秒の周波数帯域の波がきちんととれているかどうかの方が心配である。人工地震波を使うことも考えられる。

4）デバイスが追随できるかの問題もある。

5）時間軸の縮尺と固有周期の比率はあっているのか。

→あわせている。

資料　連2-4-2

1）マニュアルの中で各社分担の課題は各社で書いていただく。2，3章の分担をどうするかは、先ず幹事会で議論する。

2）どの程度の物を作るかの意思統一が必要である。設計の応用編的なものになるのか。デバイスの試験方法も書くのか。

3）4章は後回しがよい。長大橋の設計であって、デバイスの設計ではない。

4）8年度末を目途に、報告書とマニュアル（案）を作成する。マニュアル（案）については幹事会で議論する。報告書は3年の集大成とする。耐震設計は別にあって、減衰を高めようとしたときに見るマニュアル（案）という位置づけで作る。デバイスは熟度によって、書くトーンを変えてよい。

7．そ の 他

次回幹事会は6月26日11時から土木研究所で、マニュアル（案）について作成方法、分担等を話し合う。

次回全体会議は7月12日10時から行い、復旧仕様の免震設計の考え方をみんなで勉強することにする。テキストは、復旧仕様準用に当たっての参考資料（設計例）を使う。

共同研究「高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発」
平成７年度第３回全体会議　議事録

１．日　　時：平成７年10月25日（金）10：00～14：30

２．場　　所：鉄鋼会館　６Ｆ 606号室

３．出 席 者：大塚・運上（土研），鷹取（土研センター），下田・宮崎（オイレス），
水津・鈴木（ＢＳ），山田（横浜ゴム），鈴木・田中（ＩＨＩ），
榎戸・玉木（川重），室井（新日鐵），田中（オリコン），山下・謝（開発コン），
大丸・土田（建技），森・川崎（日技），盛本（パシコン），
前原・御園生（八千代），後藤・樋口（大林），中村・角本（オリ建），
竹田・中野・新原（鹿島），金子・勝川（熊谷），藤原・諸橋（住友），
平井・鈴木（竹中），久保（ピーエス）

４．議事次第：１）挨拶（大塚共同研究リーダー）
２）研究成果の進捗状況について
３）マニュアルの執筆状況について
４）実験結果の速報について
５）その他

５．配布資料

資料	連3-1-1-1	「超低降伏点金属材料の利用　－その１－」
資料	連3-1-1-3	「超低降伏点金属材料の利用　－その２－」
資料	連3-1-1-4	「超低降伏点鋼を用いた柱構造用ダンパー繰り返し載荷実験報告書」
資料	連3-1-1-4(2)	（同上）　Ｉ考察・観察
資料	連3-1-2	「超塑性ラバーダンパー開発」
資料	連3-1-3	「斜張橋模型実験結果速報」
資料	連3-1-3(1)	「ＥＲ流体ダンパー開発　－その２－」
資料	連3-1-5	「３Ｄ複合材料・せん断特性試験速報」
資料	連3-1-6	「減衰舗装の開発・（斜張橋模型）実験結果速報」
資料	連3-1-7	「桁端マスダンパーの開発」
資料	連3-1-8	「桁端ダンパー・中間報告」
資料	連3-1-9	「ＴＬＤの設計」
資料	連3-2-1	「高減衰材料を用いた長大橋の免震設計法マニュアル（案） 3.3　橋の減衰定数の算出方法　5.4　減衰性能評価方法」

資料　連3-2-2　「最適ダンパー配置」
資料　連3-3-1　「施工時制振」
資料　連3-3-2　「下部構造の免震」
資料　連3-3-2(2)　「下部構造の免震・（２）斜張橋基礎の免震」
資料　連3-3-3(1)　「高橋脚橋梁の免震」
資料　連3-3-3(2)　「高橋脚橋梁の免震・ＰＣラーメン橋の桁端ダンパーによる免震」
資料　連3-3-3(5)　「参考資料-8　高橋脚橋梁の免震に関する検討例」
資料　連3-3-4　「斜張橋への利用」
資料　連3-3-4(1)　「斜張橋への利用（１）」
資料　連3-3-4(2)　「参考資料-9　斜張橋の免震に関する検討例（２）」
資料　連3-3-5　「吊橋への利用」
資料　連3-4-1　「高減衰材料を用いた長大橋の免震設計法マニュアル（案）」
資料　連3-4-2　「ガイドライン案　4.2 鉛押出ダンパーの設計」
資料　連3-4-3　「免震マニュアル　参考資料-5（５）　（５）３Ｄ複合材料ダンパー」
資料　連3-4-4　「免震マニュアル　参考資料-5（６）　（５）減衰舗装」
資料　連3-4-5　「高減衰材料を用いた長大橋の免震設計法マニュアル（案）
第５章　免震装置を有する長大橋の動的解析法」
資料　連3-5-1　「模型実験結果速報　鋼製斜張橋模型の振動特性」
資料　連3-5-2　「可変剛性機構による施工時斜張橋の制震実験」
資料　連3-5-3　「施工時制震模型実験　（２）ＡＭＤによる制震実験概要」

６．議　　事

(1) 各研究の進捗状況についての説明資料に対する質疑応答

１）資料　連3-1-1-1 に関連し、(300tfという）大容量の履歴（ＬＥＤ）ダンパーは構造系の振動特性に対して影響を及ぼすような剛性を有するのではないかという質疑があった。これに対し、次のような回答及び意見があった。

①　ダンパーの剛性は変位量に依存するが、大地震時には剛性の影響は小さいと考えられる。

②　中小地震に対するダンパー剛性の影響についても別途考慮する必要がある。

２）資料　連3-1-2 の実験結果に関して、免震装置により構造系の固有周期が変化したり、減衰性能が向上したりして、入力地震動の特性に対する応答特性が異なることが考えられるため、これらの影響を個々に分離して評価できるような実験結果の整理が必要であるとの指摘があった。このため共同模型実験実施グループで、実験結果整理方法について検討することとした。

３）資料　連3-1-5 の３Ｄ複合材料のせん断試験の目的は、移動制限装置への適用を念頭に減衰材料の一つとして資料を得るために実施したものであるとの補足説明があった。試験結果については報告書にのせる形でまとめることとした。

４）資料　連3-1-7 のパワフルＴＭＤについて、取付部の橋台反力に関する質疑があり、パワフル

ＴＭＤ取付部の橋台反力は1,000tf～2,000tfとなり、橋台の設計で配慮が必要であるとのコメントがあった。

5）資料　連3-1-8 に対し、橋桁と緩衝装置とのギャップを持たせる利点について、緩衝装置にエネルギー吸収させるならば装置が橋桁に密着していた方が大きなエネルギー吸収が期待できるのではないかという質疑があった。これに対し

① 既存橋梁の耐震補強工法としての利点を考えると、ギャップを持たせる方が装置の設計がしやすく施工性に優れる。

② 免震支承の減衰性能を生かすことで、緩衝装置を小さくできる。

との説明があり、橋脚と緩衝装置が衝突した場合衝撃力が橋脚やストッパー取付部に伝わることが想定されることから、衝突速度についての検討も必要であるとの指摘があった。

6）（資料　連3-2-1 について）最適減衰定数の設定法は各橋梁形式により異なるためマニュアルにおいては考え方を示すような記述とする。細部については各形式ごとの設計例に示す。

(2) マニュアル（案）について

資料　連3-4-1 p.4 「1. 1　適用の範囲」において「高減衰材料を用いた～」という記述を「高減衰材料及びこれを用いた高減衰化装置を～」というような表現とする。

7．そ の 他

次回全体会議：１月23日（火）10：00～15：00

共同研究「高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発」
平成７年度第４回全体会議　議事録

１．日　　時：平成８年１月23日（火）10：00～13：00

２．場　　所：ホテル国際観光　２Ｆ芙蓉の間

３．出 席 者：大塚・運上（土研），鷹取（土研センター），宮崎（オイレス），
山田（横浜ゴム），鈴木・田中（ＩＨＩ），橋爪・玉木（川重），聖生（新日鐵），
田中、橘（オリコン），山下・白鳥（開発コン），後藤・土田（建技），
森・川崎（日技），盛本（パシコン），前原・御園生（八千代），
後藤・孫（大林），角本（オリ建），竹田・中野（鹿島），金子・勝川（熊谷），
藤原・諸橋（住友），平井・鈴木（竹中），久保（ピーエス），山下（三菱電機），
鈴木・水津（ブリヂストン）

４．議事次第：１）前回議事録の確認
２）研究成果の進捗状況について
３）その他

５．配布資料

資料	連4-1-1-1	「超低降伏点金属材料の利用　－その１－（ＬＥＤの開発）」
資料	連4-1-1-2	「超低降伏点鋼材ダンパーの設計　－その２－」
資料	連4-1-1-2	「（参考）・任意形薄肉長方形断面のヒステリシス定式化」
資料	連4-1-1-2	「超低降伏点ダンパー　関連資料」
資料	連4-1-1-3	「超低降伏点材料の利用　－その３－」
資料	連4-1-2	「超塑性ラバーダンパー開発」
資料	連4-1-3	「斜張橋実験結果速報」
資料	連4-1-5	「３Ｄ複合材料・せん断特性試験速報」
資料	連4-1-6	「減衰舗装の開発・振動台実験結果」
資料	連4-1-7	「桁端マスダンパーの開発」
資料	連4-1-8	「桁端ダンパー・中間報告」
資料	連4-1-9(1)	「ＴＬＤの設計」
資料	連4-1-9(2)	「ＴＬＤ進捗状況」
資料	連4-2-2(1)	「最適ダンパー配置」
資料	連4-2-2(2)	「最適ダンパー配置・検討」
資料	連4-3-1(1)	「施工時制振」

資料　連4-3-1(2)　「斜張橋施工時制振対策」
資料　連4-3-2(1)　「下部構造の免震」
資料　連4-3-2(2)　「下部構造の免震（２）」
資料　連4-3-3(2)　「高橋脚橋梁の免震」
資料　連4-3-4(1)　「斜張橋への利用」
資料　連4-3-4(2)　「参考資料-9　斜張橋の免震に関する検討例（２）」
資料　連4-3-4(3)　「斜張橋への利用」

6．議　　事

(1) 各研究の進捗状況についての質疑応答

1）資料　連4-1-1-1 に関連して、履歴ダンパー（ＬＥＤ）の性能には速度依存性があるかとの質疑があった。それに対し、検討した範囲内にはあまり見られないとの回答があった。

2）資料　連4-1-1-2 に関連して、極低降伏点鋼材の溶接部のクラック発生と疲労実験載荷回数の関係についての質疑があった。それに対して、載荷中徐々に出現し発展するとの回答があった。

3）資料　連4-1-1-3 に関連して、動的解析の結果をとりまとめ報告書にのせることとした。

4）資料　連4-1-3 に関連して、超塑性ラバーダンパーの実験結果について、①地震波特性，②取付位置，③装置の特性による影響の３つに分けてまとめた方がよいのではないかとのコメントがあった。

5）資料　連4-1-5 に関連して、３Ｄ複合材料を減衰材として実用化する見込みに関する質疑があった。それに対して、実用化できるが、埋め込み方法についての検討が必要であるとの回答があった。

6）資料　連4-1-6 に関連して、

ａ）構造モデルについて、レバーを梁要素でモデル化するのは適切のかとの質疑があり、レバーの質量が小さいため、影響は無視できるとの回答があった。

ｂ）アーム比は影響があるかとの質疑に対し、応答波形の２，３波目に影響を見られるとの回答があった。

7）資料　連4-2-2(1)に関連して、報告書のまとめの方向について質疑があり、高橋脚橋梁，吊橋，斜張橋の３種類に分類してダンパーの最適配置を提案する形でまとめることとした。

(2) 報告書のまとめについて

３月の次回全体会議の際、最終報告書の原稿案を提出することとした。

7．そ の 他

次回全体会議：３月19日（火）13：00～　　土木研究所にて。

共同研究「高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発」
平成７年度第５回全体会議　議事録

１．日　　時：平成８年３月19日（火）13：00～19：30

２．場　　所：土木研究所８階会議室

３．出 席 者：大塚・運上（土研），鷹取（土研センター），宮崎（オイレス），
山田（横浜ゴム），鈴木・田中（ＩＨＩ），橋爪・玉木（川重），聖生（新日鐵），
田中、橘（オリコン），山下・白鳥（開発コン），後藤・土田（建技），
森・川崎（日技），盛本（パシコン），前原・御園生（八千代），
後藤・孫（大林），角本（オリ建），竹田・中野（鹿島），金子・勝川（熊谷），
藤原・諸橋（住友），平井・鈴木（竹中），久保（ピーエス），山下（三菱電機），
鈴木・水津（ブリヂストン）

４．議事次第：１）前回議事録の確認
２）平成７年度の研究成果について
３）長大橋の免震設計手法マニュアル（案）について
４）その他

５．配布資料

資料	連5-0-1	共同研究担当者名簿
資料	連5-0-2	研究成果の公表等に関する確認書
資料	連5-1-1-1	「超低降伏点金属材料の利用　－その１－（ＬＥＤの開発)」
資料	連5-1-1-2	「超低降伏点金属材料の利用　－その２－」
資料	連5-1-1-3	「超低降伏点材料の利用　－その３－」
資料	連5-1-2	「超塑性ラバーダンパー開発」
資料	連5-1-3	「超高減衰ゴム支承の開発」
資料	連5-1-4	「３Ｄ複合材料の開発」
資料	連5-1-5	「減衰舗装の開発」
資料	連5-1-7	「桁端マスダンパー（パワフルＴＭＤ）の開発」
資料	連5-1-8	「桁端ダンパーの利用」
資料	連5-1-9	「ＴＬＤの設計」
資料	連5-2-1	「全体構造系の減衰評価法の開発」
資料	連5-2-2	「最適ダンパー配置」
資料	連5-3-1-1	「施工時制震」

資料　連5-3-1-2　「可変剛性制震システムを用いた模型実験」
資料　連5-3-2　「下部構造の免震」
資料　連5-3-3　「高橋脚橋梁の免震」
資料　連5-3-4(1)　「斜張橋への利用」
資料　連5-3-4(2)　「斜張橋の免震に関する検討例」
資料　連5-3-4(3)　「斜張橋の免震に関する検討例（ＴＬＤ）の利用」
資料　連5-3-5(1)　「吊り橋への利用」
資料　連5-3-5(2)　「高橋脚橋梁の免震に関する検討例」
資料　連5-4-1-1　「各装置の設計例」
資料　連5-5　「委託費仮精算報告」
資料　連5-6-1　「高減衰化材料を用いた長大橋の免震設計法マニュアル（案）」
資料　連5-6-2　「参考資料高減衰化装置を用いた長大橋の免震設計法マニュアル（案）」

6．議　事

(1) 各研究の報告書まとめの状況についての質疑応答

1）資料　連5-1-2 に関連して、実験結果の解析モデルについての情報を追加して欲しいとのコメントがあった。

2）資料　連5-1-3 に関連して、斜張橋実験結果については、代表例を取り出してまとめたが、全波形は別途で実験報告書を作成してまとめることにした。

3）資料　連5-1-4 に関連して、利用例を付き加えて欲しいとの要求があり、それに対し「斜張橋への利用」の章でまとめるとの回答があった。

4）資料　連5-1-7 に関連して、てこ比αの定義について一般的に固定点に対する比であり、現在の（1＋α）をてこ比として定義した方がいいではないかとのコメントがあった。

5）資料　連5-1-9 に関連して、実験に用いた地震波が衝撃型ではない理由を報告書に述べるべきとのコメントがあった。

6）資料　連5-2-2 に関連して、長大橋の設計には、塑性化を許すべきかどうかとの議論があった。

7）資料　連5-3-3 に関連して、床板免震のメリットは何かとの質疑があり、それに対して桁の免震と比べ橋軸直角方向の免震効果がかなり期待できるとの回答があった。

8）資料　連5-3-5 に関連して、ケーブルの軸方向の減衰を増やす方法が考えられるかとの質問に対し、地震荷重に対する付加斜材による制御方式が可能ではないかとの回答があった。

(2) マニュアルについて

土木研究所よりマニュアルのまとめ状況について報告した。

(3) そ の 他

1）マニュアルＷＧと斜張橋振動実験ＷＧはそれぞれ引き続きまとめの作業を進める。

2）報告書の最終締切を4月5日とした。

3）共同研究の最終会議は6月頃に開く予定。