

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

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

Copyright © (1994) 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。

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

建設省土木研究所耐震研究室室長	川島 一彦	新日本製鐵(株)厚板技術部	
(財)土木研究センター企画調査部部長	小林 茂敏	厚板技術サービス室部長代理	笹尾 英弥
(株)大林組技術研究所土木第五研究室室長	後藤 洋三	(株)オリエンタルコンサルタンツ	
オリエンタル建設(株)技術部主任研究員	中村 一樹	東京第二事業部総合技術部次長	田中 努
鹿島建設(株)技術研究所第二研究室室長	竹田 哲夫	開発コンサルタント(株)技術部長	山下 幹夫
(株)熊谷組技術研究所		(株)建設技術研究所超長大研究室室長	島村 浩
力学系研究開発部専任主管	細田 信道	日本技術開発(株)地震防災部部長	佐伯 光昭
住友建設(株)土木設計部第二設計課課長	新井 英雄	パシフィックコンサルタンツ(株)	
(株)竹中土木技術研究所主任研究員	杉本三千雄	総合研究所首席研究員	林 亜紀夫
(株)ピー・エス土木技術部主任研究員	久保 明英	八千代エンジニアリング(株)構造部	
石川島播磨重工業(株)技術研究所		構造物調査・解析担当部長	前原 康夫
機械鉄構開発部課長	田中 元章	オイレス工業(株)取締役第二副事業部長	伊関 治郎
川崎重工業(株)橋梁技術統括部		(株)ブリヂストン研究開発本部	
東部橋梁設計部長	坂井 藤一	開発第二部主任研究員	水津 洋二
		横浜ゴム(株)EP技術部長	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1）

本報告書は、建設省土木研究所と(財)土木研究センター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5年度に実施した研究成果をとりまとめたものである。(財)土木研究センターの研究者として表記19社からの研究者が参加している。

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15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。本共同研究は、建設省土木研究所と(財)土木研究センターとの共同研究であり、(財)土木研究センターの研究者としては19社の民間グループからの研究者が参加している。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15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、本研究の初年度である平成5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

川島 一彦

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）

目 次

共同研究参加者名簿	1
I. 研究目的	5
II. 研究開発の全体計画及び平成5年度の研究体制	9
III. 平成5年度の研究成果	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 超低降伏点金属材料の利用 —その1—	19
1.2 超低降伏点金属材料の利用 —その2—	26
1.3 超低降伏点金属材料の利用 —その3—	33
1.4 超塑性ラバーダンパーの開発	41
1.5 超高減衰ゴム支承の開発	48
1.6 E R 流体ダンパーの開発 —その1—	56
1.7 E R 流体ダンパーの開発 —その2—	61
1.8 インテリジェント・ノックオフの開発	67
1.9 インテリジェントダンパーの開発 —その1—	73
1.10 インテリジェントダンパーの開発 —その2—	82
1.11 T L D の利用	91
第2章 免震設計法の開発	101
2.1 免震設計法の開発研究の目的と概要	103
2.2 長大橋の免震設計に関する資料及び実績調査	105
2.3 全体構造系の減衰評価法の開発	118
2.4 最適ダンパー配置	123
第3章 免震設計法の利用	129
3.1 施工時制震	131
3.2 減衰舗装、地覆、高欄の開発	141

3.3	下部構造の免震	150
3.4	高橋脚橋梁の免震	162
3.5	斜張橋への利用	176
3.6	吊橋への利用	197
IV.	平成5年度の研究成果の要約	201
1.	新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発	203
2.	免震設計法の開発	206
3.	免震設計法の利用	208
付 録		213
連絡会議事録		215

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
川島 一彦 運上 茂樹 向 秀毅 佐藤 貴志	建設省土木研究所 耐震研究室 室長 主任研究員	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○
塩井 幸武 小林 茂敏 鷹取 勲 島田 忠幸	土木研究センター 参 与 常任参与 企画調査部次長 専門調査役	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○
田中 元章 桜井 朋樹 木本 公平 鈴木 統	石川島播磨重工業(株) 技術研究所機械鉄構開発部課長 " " 研究員 橋梁事業部橋梁設計部 課長 " "		○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○
伊関 治郎 下田 郁夫 池永 雅良 宮崎 充	オイレス工業(株) 取締役第二副事業部長 第二技術部部長 " 開発課課長 " " 研究員	○ ○ ○ ○		
後藤 洋三 伊奈 義直 菊地 敏男 孫 利民 樋口 俊一	(株)大林組 技術研究所土木第五研究室 室長 土木技術本部設計第二部課長 技術研究所企画管理部課長 " 土木第五研究室 " "	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○
中村 一樹 近藤 順周 角本 周	オリエンタル建設(株) 技術部主任研究員 技術研究所主任研究員 技術部研究員			○ ○ ○
田中 努 橘 義規 今野 啓悟 葛西 俊二 高坂 静夫 渡辺 英夫	(株)オリエンタルコンサルタンツ 東京事業本部総合技術部次長 " " 主任 " 技術第二部次長 " " 主任 " 技術第三部次長 " 総合技術部次長		○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○
山下 幹夫 白鳥 愛介 謝 媚嬋	開発コンサルタント(株) 取締役技術部長 技術部第一課副主査 技術部開発企画課主任		○ ○ ○	○ ○ ○

竹田 哲夫 和田 信秀 山本 徹 伊東 裕之 新原 雄二	鹿島建設(株)	技術研究所第一研究部第二研究室長 土木設計本部第二設計部次長 土木設計本部第二設計部 土木設計本部第二設計部 技術研究所第一研究部第二研究室	○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○
坂井 藤一 八部 順一 玉木 利裕 榎土 尚宏	川崎重工業(株)	橋梁技術総括部東部橋梁設計部長兼技術部長 " " 部長 " 技術部係長 " 東部橋梁設計部第二課		○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○
細田 信道 鈴木 猛康 金子 誉 田中 港	(株)熊谷組	技術研究所力学系研究開発部専任主管 " " 係長 " " 研究員 " " "	○ ○ ○ ○		
島村 浩 後藤 和満 大丸 隆 石川 清広	(株)建設技術研究所	超長大研究室長 技術四部課長 " 主任 " 二級技師			○ ○ ○ ○
笹尾 英弥 聖生 守雄 安波 博道 徳納 一成	新日本製鐵(株)	厚板技術部厚板技術サービス室部長代理 橋梁構造部ケーブル設計技術室長 鉄鋼研究所鋼構造技術開発センター主任研究員 鉄鋼研究所厚板・破壊力学研究部主任研究員	○ ○ ○ ○		○ ○ ○ ○
新井 英雄 中井 裕司 益子 博志 藤原 保久 諸橋 明	住友建設(株)	土木設計部第2設計課課長 技術研究所主任研究員 土木設計部第2設計課課長 土木設計部第2設計課課長代理 " "			○ ○ ○ ○ ○
平井 卓 杉本三千雄 犬飼 伴幸 古澤 陸博	(株)竹中土木	技術研究所担当研究員 技術研究所主任研究員 技術研究所担当研究員 技術研究所研究員	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○	
佐伯 光昭 堀 信司 岸本 俊雄 宮原 哲 森 敦 増田 真一	日本技術開発(株)	土木本部地震防災部長 土木本部地震防災部次長 大阪支社土木本部構造部長 大阪支社土木本部構造部長補佐 土木本部地震防災部課長補佐 " " "		○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○
林 亜紀夫 北川 常夫 盛本 靖人	パシフィックコンサルタンツ(株)	総合研究所首席研究員 開発推進事業本部情報技術部システム第四課長 東日本事業本部横浜支社		○ ○ ○	

久保 明英 河村 直彦 赤嶺 文繁	(株)ピーエス	土木技術部主任研究員 " 主任技師 " 技 手			○ ○ ○
水津 洋二 番馬 文夫 須藤 千秋 鈴木 重信 合田 研吾	(株)ブリヂストン	開発第二部主任研究員 " " 土木資材開発部 課 長 開発第二部 課長補佐 " 研究員	○ ○ ○ ○ ○		
前原 康夫 太田 精一 渡辺 仁 御園生 静栄 中田 恒和	八代エン지니어リング(株)	構造部構造物調査・解析担当部長 " 技術第三課長 " " 主任 " " " " 技術第一課主幹		○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○
香取 信一 山田 親文 森本 正泰 越峠 雅博 島ノ江 哲	横浜ゴム(株)	E P 技術部部長 " 課長 MB 材料技術部課長 " 課長補佐 E P 技術部部員	○ ○ ○ ○ ○		

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

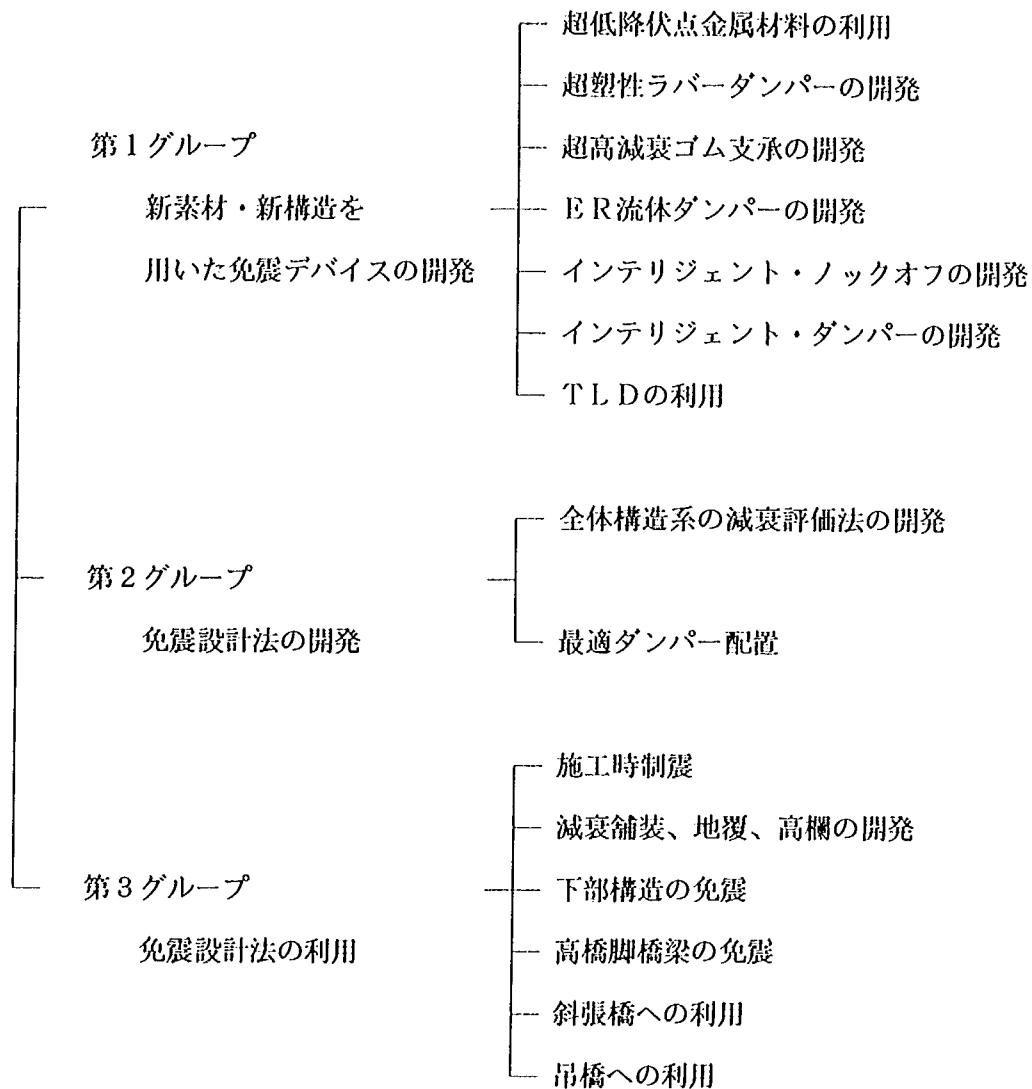
長大橋に対する免震設計の適用性を検討し、免震設計の適用範囲を拡大する。適用範囲としては、施工時の制震、斜張橋、吊橋、高橋脚橋梁、舗装・地覆・高欄、下部構造に対する適用性を明らかにする。

II. 研究開発の全体計画及び 平成5年度の研究体制

Ⅱ. 研究開発の全体計画及び平成5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15の項目について研究進めることにした。



図ー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）

	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）

	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			←→

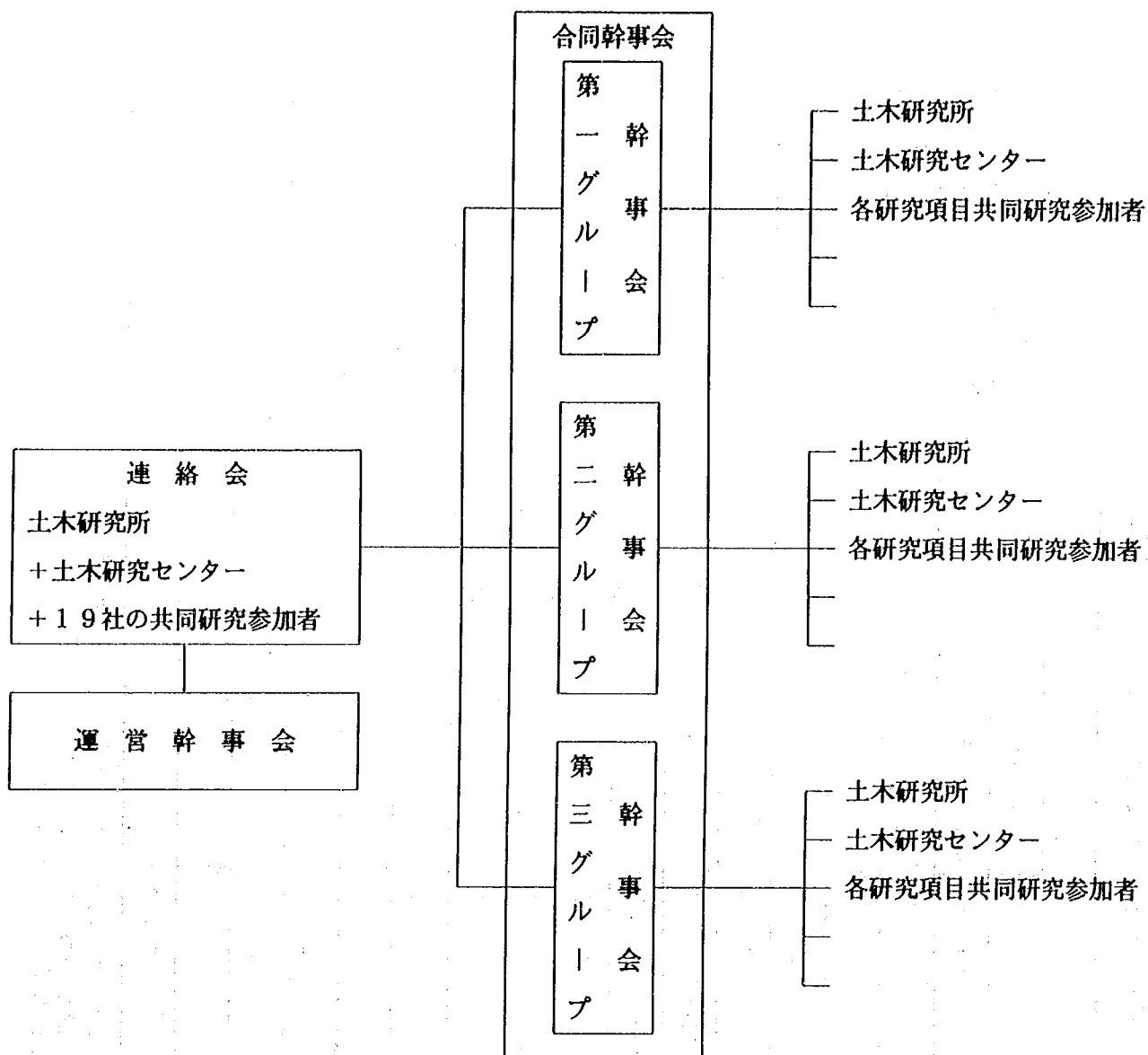
表-3 第3グループ（免震設計法の利用）

	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5年度の研究体制

平成5年度の研究実施体制は図-2の通りである。

また、各研究項目の担当機関を表-4に示す。



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者が必要に応じて出席。

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

図-2 研究体制

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

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	オエ	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	超低降伏点金属材料の利用	○	○	○			○								○							
	超塑性ラバーダンパー開発	○	○		○																	
	超高減衰ゴム支承の開発	○	○			○																
	ER流体ダンパー開発	○	○	○																		
	インテリジェント・ノックオフ開発	○	○							○												
	インテリジェント・ダンパー開発	○	○									○	○									
	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	○	○							○	○											
	減衰舗装、地覆、高欄の開発	○	○				○					○		○		○						
	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、オエ：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：開発コンサルタント、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：八千代エンジニアリング

III. 平成5年度の研究成果

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 超低降伏点金属材料の利用－その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）を長大橋に適用し、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シャフト上の突起により、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及び図-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。

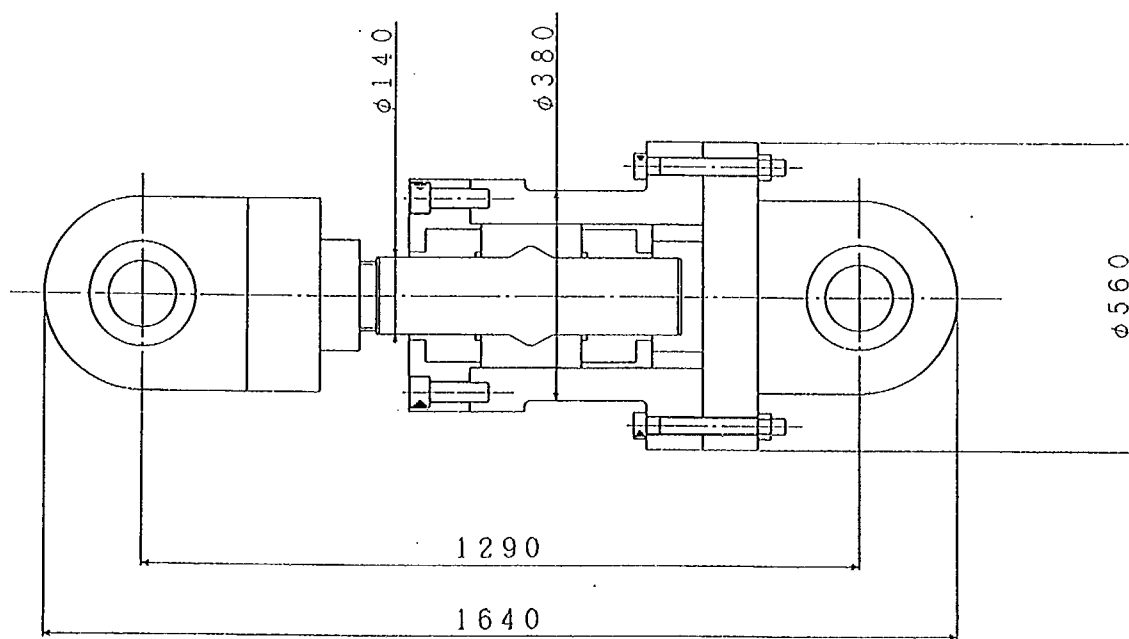


図-1.1.1 シリンダー型LEDの構造図

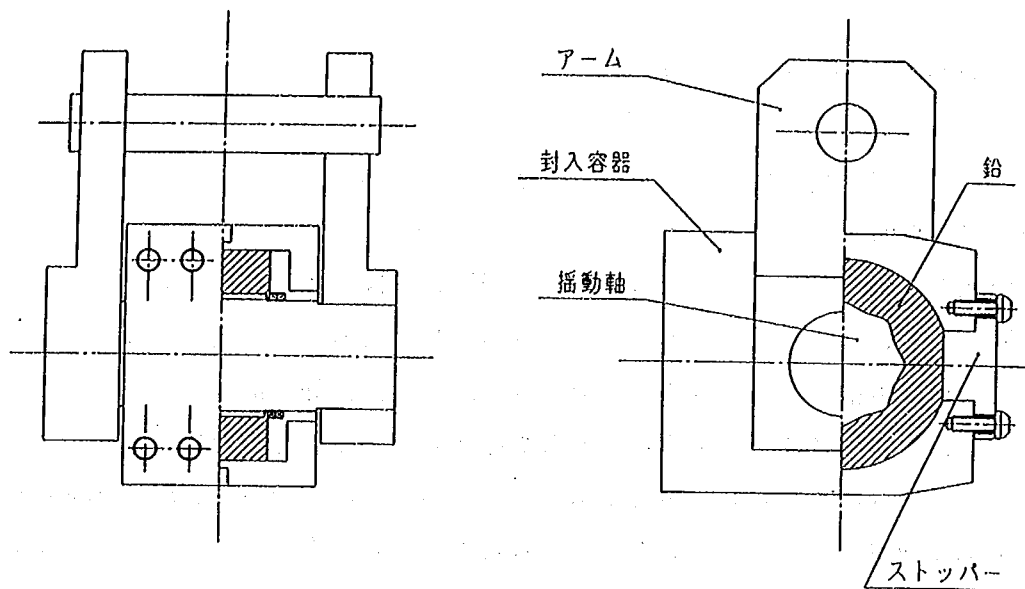


図-1.1.2 揺動型LEDの構造図

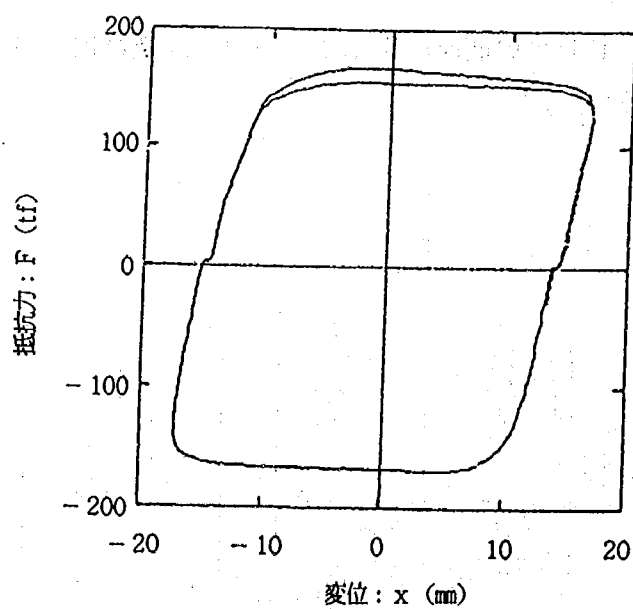


図-1.1.3 シリンダー型LEDの履歴曲線

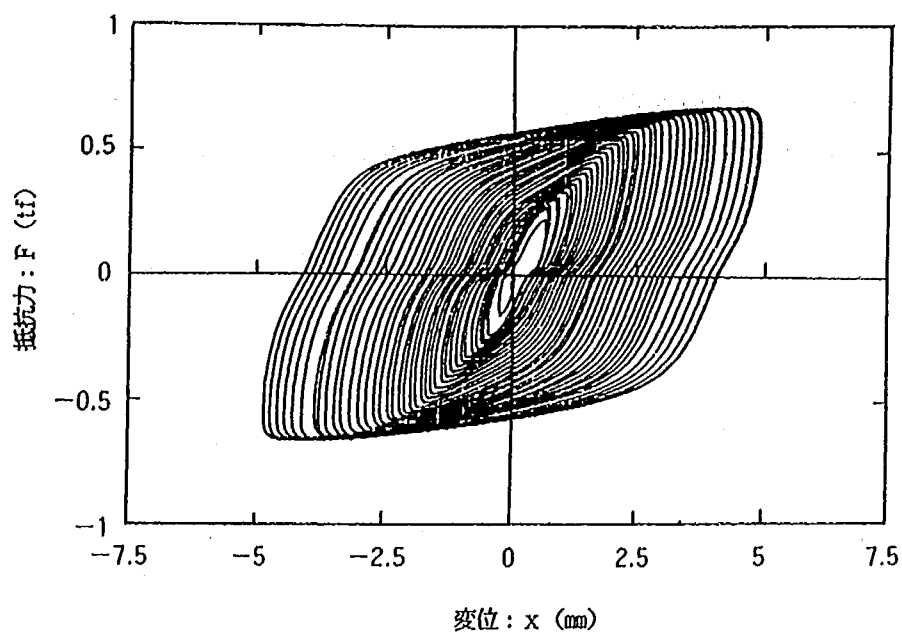


図-1.1.4 揺動型 L E D の履歴曲線

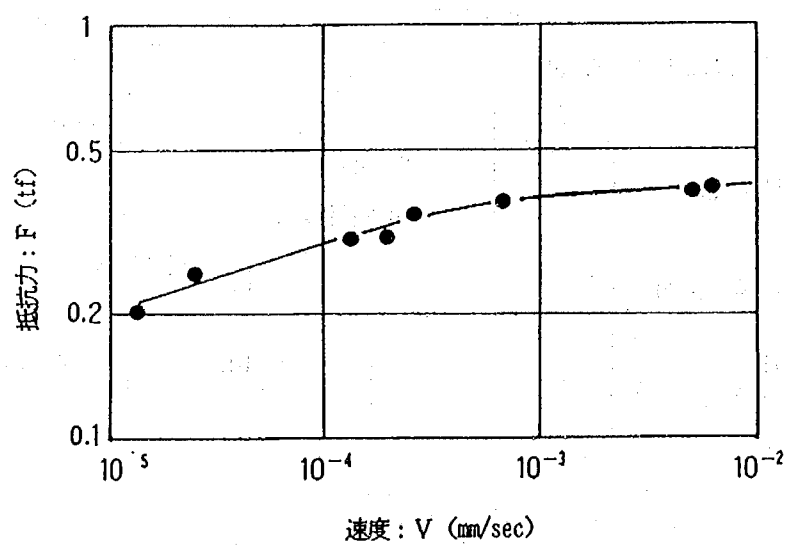


図-1.1.5 揺動型 L E D の速度-抵抗力特性

(2) 開発の項目と内容

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适当と思われる。

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;50tf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は高い消散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) 構造物のモデル化および振動解析シミュレーション

解析シミュレーションにより、長大橋への適用性を検討する。

(3) 開発の工程

平成5年～7年の研究予定を表-1.1.1に示す。

表-1.1.1 平成5年～7年の研究予定

	平成5年	平成6年	平成7年
段階的な容量拡大 (試作)	5, 10tf		50tf
	試作		設計
基本特性の確認		5, 10tf容量	
		基本特性試験	
繰り返し耐久特性		耐久試験	
振動解析 シミュレーション		モデル化	振動解析

(4) 平成5年度の研究成果

1) 鉛押出しダンパー (Lead Extrusion Damper)の開発

a) 実施内容

6 tf及び10 tfの容量を有するLEDの試作を行い、段階的に容量の増加を行なった。

b) 成果

図1.1.6 ～1.1.9 に、揺動型LEDの試作体の概要図と履歴特性曲線を示す。

○設計容量を満足する抵抗力が確認された。

○履歴特性曲線の形状（矩形に近い）より高い消散エネルギーの発生が確認された。

○封入鉛の漏洩等も認められず、容量の拡大に伴う構造上の変更は必要なかった。

以上の結果より、次に示す設計式の適用範囲が0.5tfから10tfレベルまで確認された。

$$F = t_0 \cdot \pi \cdot (1/2)(d+2h) \cdot l \cdot L \quad (1.1.1)$$

ここで、

F: 抵抗力 (kgf) L: 揺動アーム長 (cm)

d: 揺動軸の基本軸径(cm) h: 揺動軸の突起高さ(cm)

l: 揺動軸の突起幅 (cm) t_0 : 設計剪断応力(kgf/cm²)

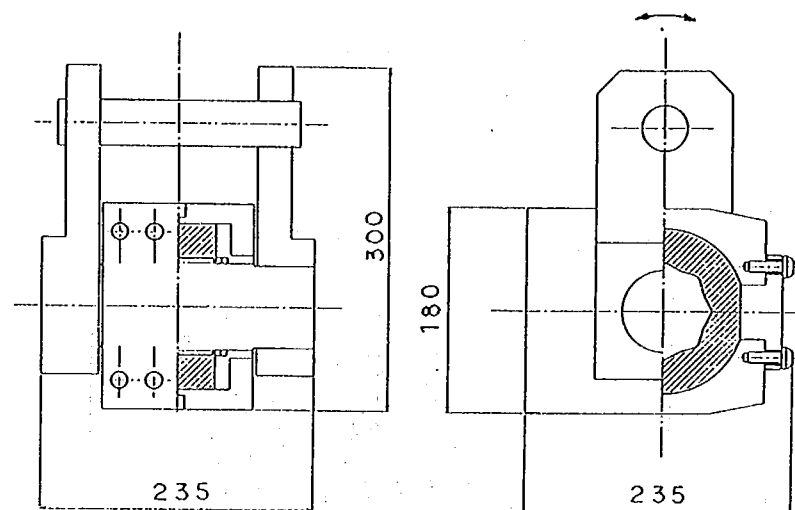


図-1.1.6 揺動型LED (6 tf)

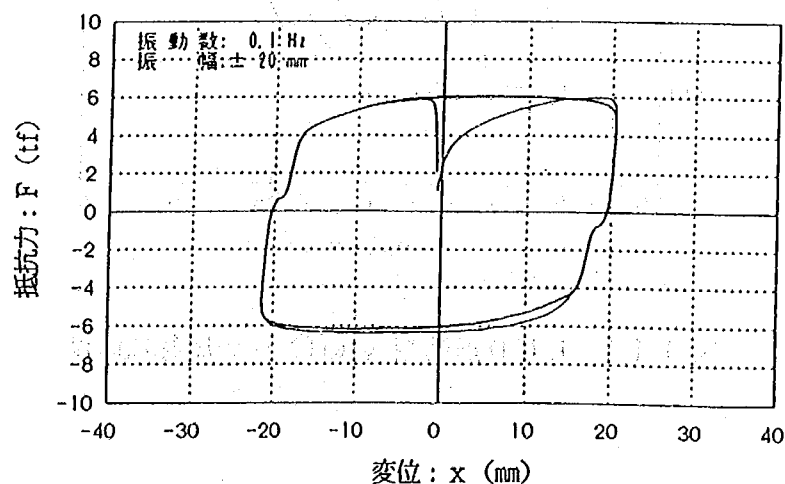


図-1.1.7 揺動型LEDの履歴特性曲線 (0.1Hz, ±20mm)

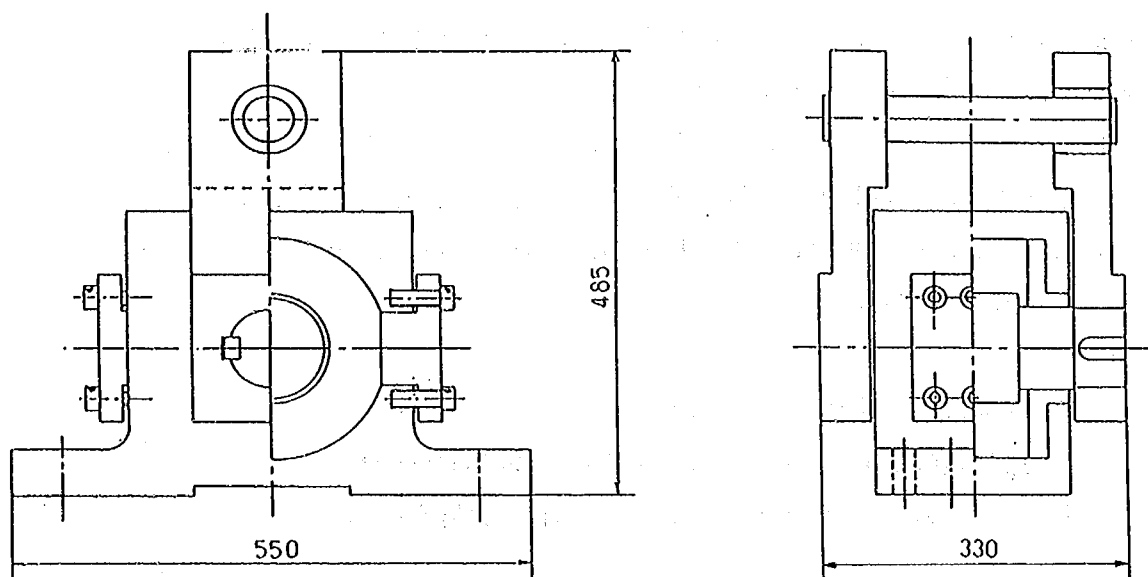


図-1.1.8 LED揺動型 (10tf)

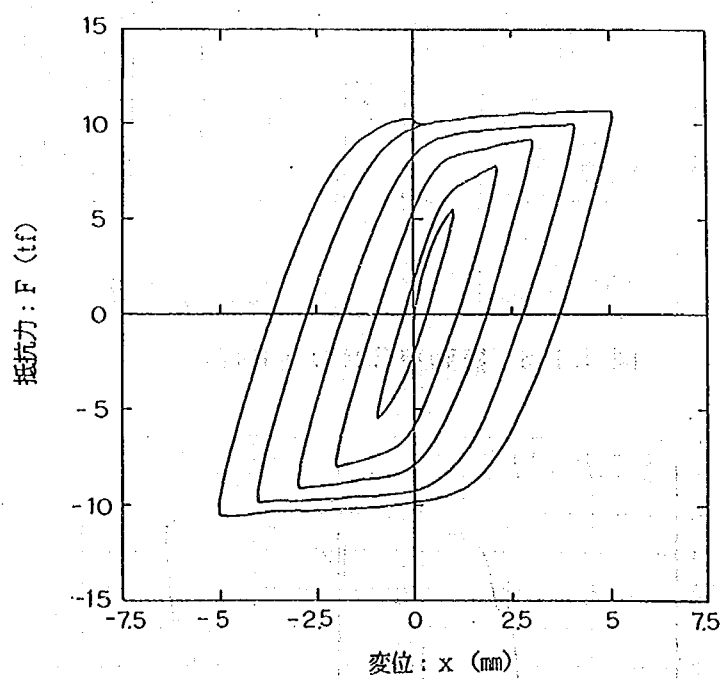


図-1.1.9 LED揺動型 (10tf) の履歴特性曲線

(5) 今後の課題

今後の課題として、平成6年度の研究予定を示す。

- 1) 揺動回転型の実用化を進める。
- 2) 力学特性データを取得し、設計一般式を導出する。
- 3) 繰り返し耐久特性の確認

鉛の局所的な温度上昇が認められているため、繰り返し加振における温度上昇および、抵抗力の変化を確認する

- 4) 構造物のモデル化および、振動解析シミュレーション

長大橋への適用に際し、縮小モデル試験の準備段階として、解析シミュレーションを行う。

表-1.1.2 平成6年度の研究予定

	4～6月	7～9月	10～12月	1～3月
基本特性データの整備	実機への実用提案		特性試験	
繰り返し耐久特性			耐久試験	
振動解析 シミュレーション			モデル化	

以上、実橋への適用提案を行ない、免震設計法の開発、利用グループの双方との成果を考慮し、設計条件等を明確にする。

<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. 4, 251-259, 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, Transactions of the 10th International Conference on SMiRT, Vol. K2, 733-737, 1989

1.2 超低降伏点金属材料の利用 —その2—

(1) 開発の背景と目的

橋梁や建築物の構造物内部や支承部にダンパーを設置することで、地震時の振動エネルギーを吸収し、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、金属材料など各種のものが用いられているが、橋梁のように屋外に建設される構造物を対象とする場合には、維持管理が容易で、温度などの環境の変化にも影響を受けにくい金属系ダンパーの適用が有望と考えられる。

高機能鋼材の一種として開発された超低降伏点鋼材は、その降伏点強度の低さと伸び性能から橋梁構造物用の弾塑性履歴型ダンパーとして利用できる鋼材である。この鋼材は、建築構造物においてはビームダンパーやウォールダンパーとして一部のビルに適用されており¹⁾、制振間柱としての研究も行われている²⁾。

橋梁分野においては、地震時に大きな歪が作用する部材への適用や一般鋼材部材との併設使用など、また、吊橋や斜張橋などの桁と塔との連結、長大桁橋の桁と橋脚、橋台との連結などにこの鋼材を利用することにより、地震時の振動エネルギーを吸収し、橋梁上部工や下部工の地震時の変位や断面力を低減することができる。

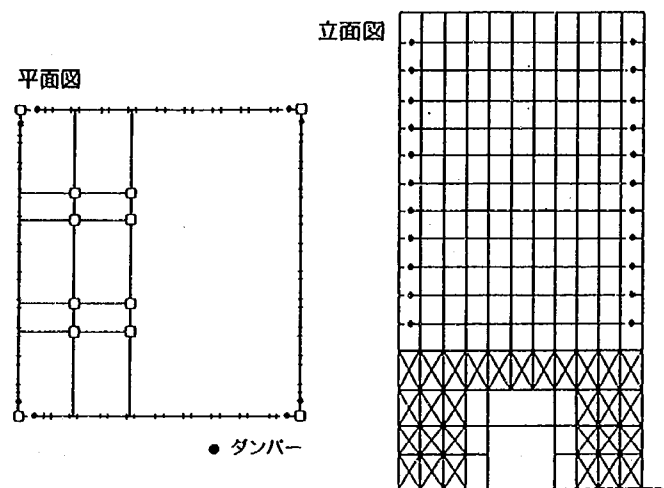


図-1.2.1 建築構造物のダンパー設置例

(2) 開発項目と内容

1) 超低降伏点鋼材の基本変形特性

超低降伏点鋼材としては、BT-LYP100 (0.2%耐力 $1,000 \sim 1,200 \text{ kgf/cm}^2$), BT-LYP235 (降伏点 $2,200 \sim 2,400 \text{ kgf/cm}^2$) の2種類が開発されている³⁾。これらの鋼材に対する変形特性試験としては、鋼材そのものに対する引張試験、曲げとせん断を受ける部材としての弾塑性履歴特性試験、せん断変形に対する弾塑性履歴特性試験などであり、今後、圧縮領域での試験など基本変形特性を把握していくことが必要である。

2) 切欠き部材の弾塑性履歴特性

超低降伏点鋼材でも弾性係数は $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ であり一般の構造用鋼材と同じである。初期段階の降伏後

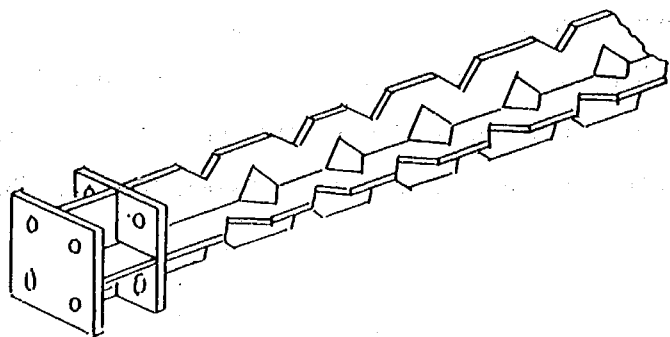


図-1.2.2 切欠き超低降伏点鋼材ダンパー

の二次剛性、終局強度などを調整する方法として図-1.2.3に示すように部材に切欠きを設ける方法が考えられる。切欠き形状を変えることにより、さまざまな荷重～変位特性をつくり出すことが可能であろう。

- a) 材料非線形性を考慮した弾塑性有限変位解析による切欠き部材の変形特性の把握
- b) 切欠き部材試験体による圧縮・引張特性の確認
- c) 切欠き部材試験体による弾塑性履歴特性の把握
- 3) ハイブリッド部材の弾塑性履歴特性

トラスの斜材や鋼橋脚などへの適用方法として図-1.2.3に示すように、異種鋼材を組み合わせ使用したり、重ね合わせて使用する方法が考えられる。

- a) H形ハイブリッド部材の弾塑性履歴特性
- b) 重ね合わせ部材の弾塑性履歴特性

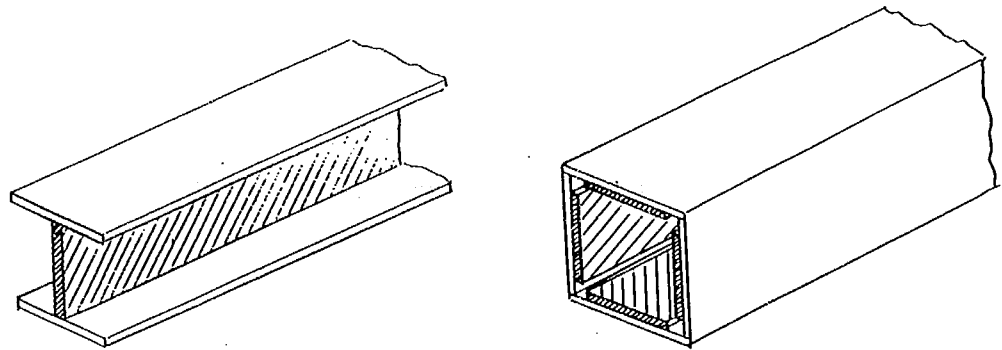


図-1.2.3 ハイブリッド部材（斜線部が超低降伏点鋼材）

4) 長大橋梁への適用方法の検討

利用グループの地震応答試算結果などをもとに、構造部材、または桁の支点付近への適用方法と適用する部材（デバイス）、またその場合の減衰効果について検討する。

- a) トラスの斜材や鋼橋脚などへ適用した場合の減衰効果
- b) 桁の支点付近への適用方法と適用する部材（デバイス）、またその場合の減衰効果

(3) 開発の工程

開発工程を表-1.2.1 に示す。

表-1.2.1 開発工程

	平成5年度	平成6年度	平成7年度
超低降伏点鋼材の基本変形特性			
切欠き部材の弾塑性履歴特性			
ハイブリッド部材の弾塑性履歴特性			
長大橋梁への適用方法の検討			

(4) 平成5年度の研究成果

1) BT-LYP100, BT-LYP235 の引張特性の把握

BT-LYP100, BT-LYP235 の引張試験における応力～歪曲線の一部を図-1.2.4, 図-1.2.5 に示す。

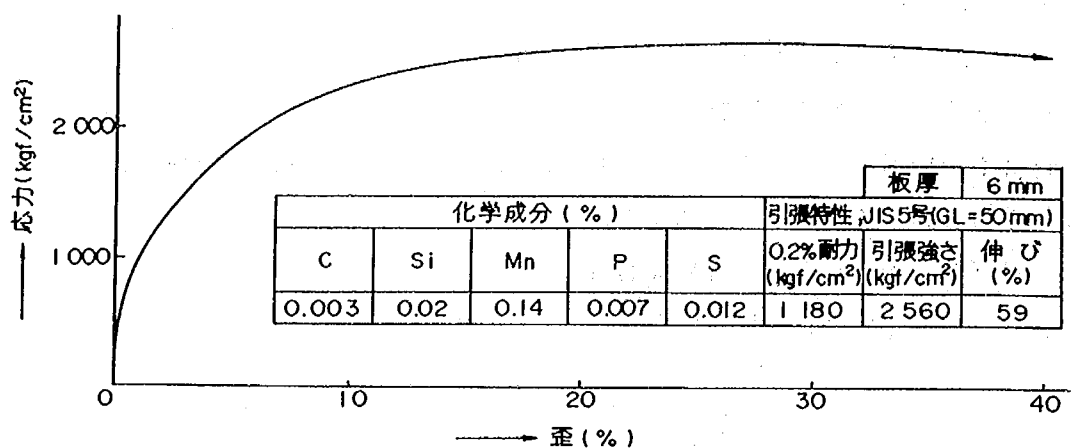


図-1.2.4 BT-LYP100 の応力～歪曲線

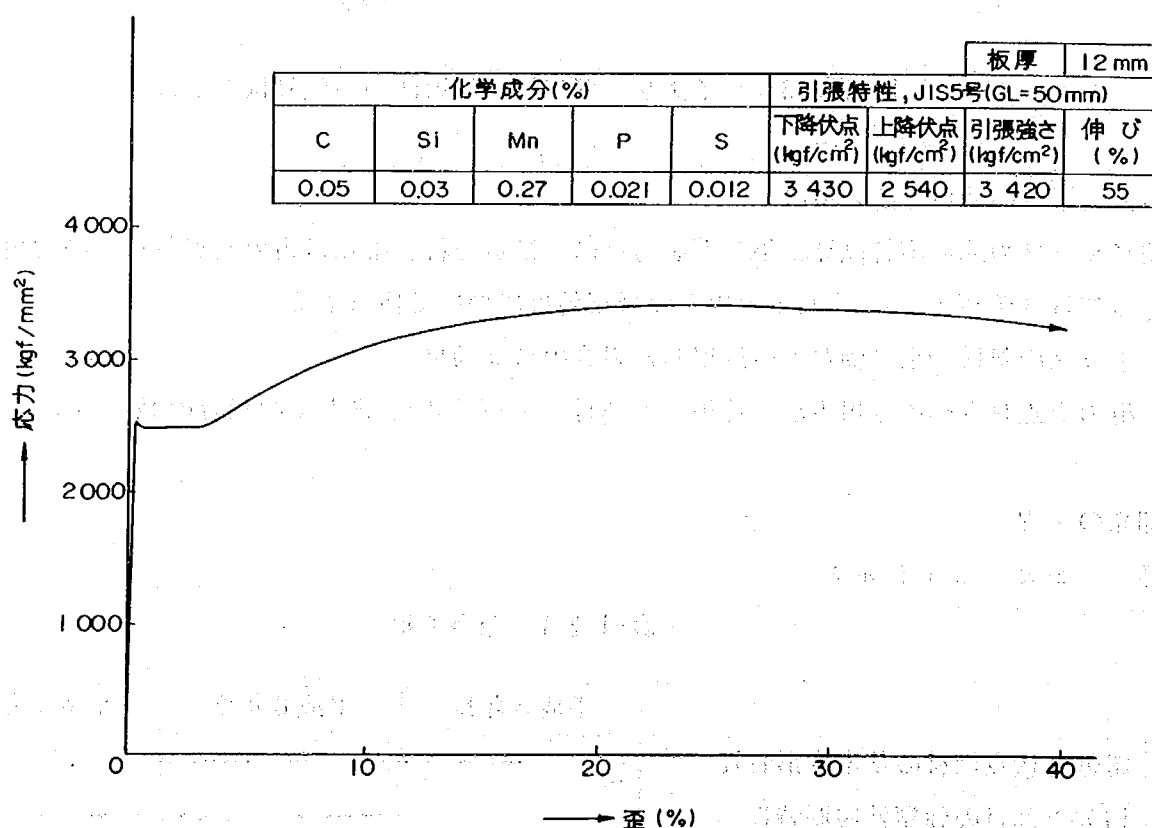


図-1.2.5 BT-LYP235 の応力～歪曲線

2) 溶接施工性の確認

BT-LYP100, BT-LYP235 の溶接施工性試験として斜めY型割れ試験、溶接継手マクロ試験、溶接継手引張試験、継手曲げ試験、継手シャルピー衝撃試験、継手硬さ試験、継手ミクロ組織試験を実施した。その結果、溶接性については特に問題なく、従来の軟鋼用の溶接材料で一般的な溶接が可能であることを確認することができた。

3) 超低降伏点鋼材ダンパー(LYPダンパー)の適用性の検討

長大橋梁の支点付近に図-1.2.6に示すように設置するダンパーに、超低降伏点鋼部材を適用した場合の諸元を試算する。このダンパーは桁下だけでなく、桁間や箱桁の内部に設置することもできる。

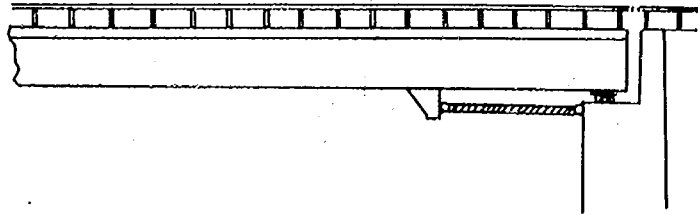


図-1.2.6 超低降伏点鋼材ダンパーの例

a) ダンパーとして必要な性能(仮定)

初期剛性; $K = 100 \text{ tf/cm}$

二次剛性; 初期剛性の数十% (ここでは規定しない)

降伏変位; 1 cm

降伏までの荷重; $P = K \times 1 = 100 \text{ tf}$

b) 超低降伏点鋼材ダンパーの設計

使用鋼材; BT-LYP100 ($\sigma_y = 1,000 \text{ kgf/cm}^2$)

弾性係数; $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

必要断面積; $A_{req} = P / \sigma_y = 100 \times 10^3 / 1,000 = 100 \text{ cm}^2$

必要部材長; $L_{req} = E A_{req} / K = 2.1 \times 10^6 \times 100 / 100 \times 10^3 = 2,100 \text{ cm}$

このように、一般の断面積が均一の部材形状では初期剛性 100 tf/cm 、降伏変位 1 cm に対し 21 m もの長さが必要となる。引張だけでなく圧縮も受けることを考えると、 21 m という長さは長すぎるように思われる。したがって、今後の課題としては同じ初期剛性、降伏変位に対し部材長を短くするために、 $E A$ を小さくする構造として切欠き部材の研究が必要と考えられる。

4) アンボンドブレースの応用検討

アンボンドブレースは図-1.2.7に示すように芯となるプレートを鋼管とコンクリートによって拘束することにより、座屈させないようにした建築構造物用のブレースである。

コンクリートとプレートの間には、摩擦を和らげる特殊な緩衝材(アンボンド材)を用いることにより鋼管とコンクリートに軸力が加わらないようになっている。このような構造とすることにより、図-1.2.8に示すように引張に対しても圧縮に対しても同じような性状の安定した履歴特性を持

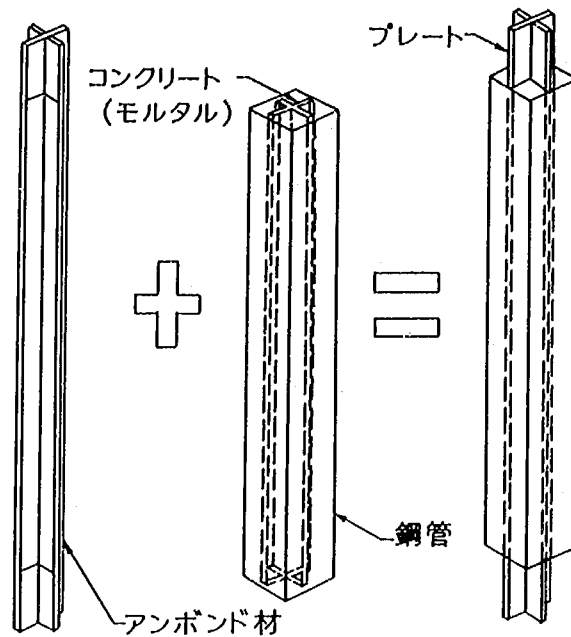


図-1.2.7 アンボンブレス

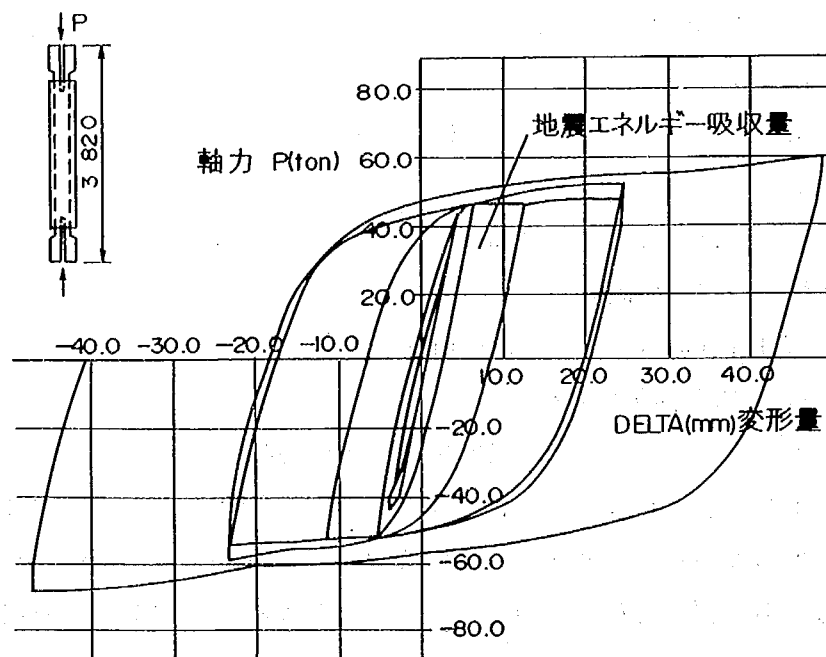


図-1.2.8 アンボンブレスの復元力特性

つ耐震部材となる。

このアンボンブレスは建築構造物用に開発した耐震部材であるが、座屈を防止することで引張から圧縮まで有効に利用することができることから、この考えは橋梁構造物の耐震部材にも適用できるものと考えられる。

5) 切欠き付超低降伏点鋼材使用ダンパーのFEM解析

超低降伏点鋼材を軸方向力に対するダンパーとして使用する場合、一般の断面では、弾性係数が

大きいために初期変位をある程度確保するには長さが必要となる。短い部材で、大きな荷重に大きな変位という課題に対し、部材に切欠きを設け、軸方向力をせん断力として伝達させることの可能性を調べるために、BT-LYP100を用い材料の非線形性を考慮したFEM解析を実施した。

図-1.2.9は、解析モデルであり、諸元は以下のとおりである。

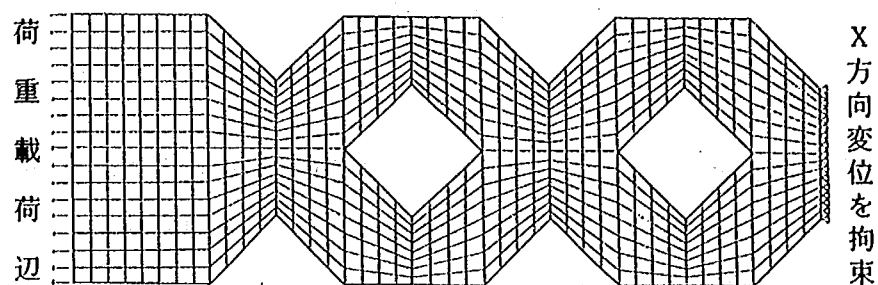


図-1.2.9 FEM解析モデル

材料 : BT-LYP100 板厚 20mm

応力～ひずみ特性 : $\sigma_{y1} = 1,000 \text{ kgf/cm}^2$ $\epsilon_{y1} = 550 \times 10^{-6}$
 $\sigma_{y2} = 2,700 \text{ kgf/cm}^2$ $\epsilon_{y2} = 80,000 \times 10^{-6}$
 $\sigma_u = 2,800 \text{ kgf/cm}^2$ $\epsilon_u = 500,000 \times 10^{-6}$

ポアソン比 : $\mu = 0.3$

部材寸法 : 全長 1,100mm

総幅 400mm

有効幅 200mm

荷重を徐々に増加させていった時の荷重～変位関係を図-1.2.10に示す。

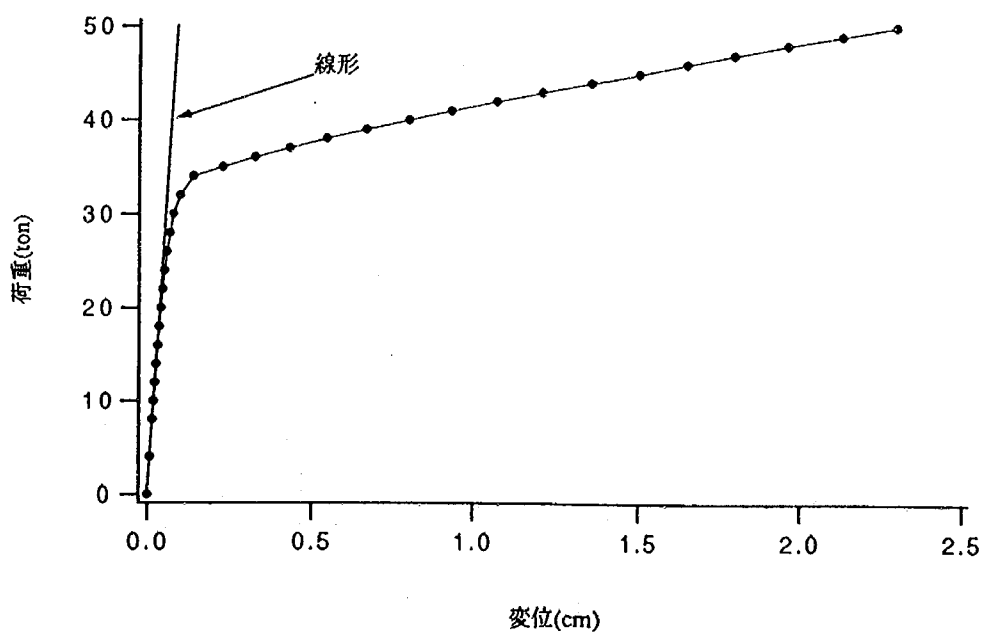


図-1.2.10 荷重～変位曲線

この図の初期の剛性を33tf/0.1cmより求めると330tf/cmとなる。これに対し、200mm×20mmの断面の長さ、1,100mmの部材の初期剛性は EA/L より $2.1 \times 10^8 \times 2 \times 20 \times 10^{-3} / 110 = 760 \text{tf/cm}$ であり、初期剛性を約1/2に低減することができた。

実橋において、初期剛性が100tfで1cmを必要な場合、今回のモデルの断面を3枚使用するか、板厚を60mmと3倍にし、長さを約10倍の10cm程度とすればよいことになる。

(5) 今後の課題

今年度は、既存の研究成果の整理と橋梁の耐震部材としての構造と適用方法の検討が中心であったが、長大橋梁に適切に適用することができれば、確実でかつ維持管理の容易な耐震部材とすることができるものと考えられる。

今後は前述したように、材料の履歴特性を把握していくとともに、耐震部材としての解析的検討、確性試験を行い、橋梁用の耐震部材を開発していきたいと考えている。

<研究担当> 新日本製鐵株式会社

参考文献

- 1) 三浦義勝 他 : ハニカムダンパーを使用した高層ビル、ビルディングレター. 1992. 12
- 2) 泉満 他 : 極低降伏点鋼を用いたせん断降伏型制振部材の低サイクル疲労実験、日本建築学会大会学術講演概要集. 1992. 8
- 3) 新日本製鐵株式会社 : 新日鐵の弾塑性履歴型ダンパー用鋼板、1993. 9

1.3 超低降伏点金属材料の利用 - その3 -

(1) 開発の背景と目的

超低降伏点鋼は、降伏耐力が 1000kgf/cm^2 程度と一般鋼材と比較して低く、また50%以上の大きな伸び性能を有する鋼材であり、一般鋼材と溶接などによる複合化が可能である。このような物性によりこの鋼材は、塑性化にともなうエネルギー吸収能力が優れており、建築分野ではこの鋼材を用いた制震装置がすでに採用されている。したがって、斜張橋、吊橋、高橋脚の橋梁等の長大橋においても、この鋼材を用いたダンパー等が適用可能と考えられる。そこで本研究においては、まず長大橋の地震時の振動特性を把握しどの部分にどのような形式のダンパーを適用するのがよいか検討した後に、超低降伏点鋼が高いエネルギー吸収能力を発揮しうるような新しいダンパーを開発し、動的解析、実験等によってその効果の確認を行う。

(2) 開発項目と内容

1) 対象とする長大橋の振動特性の把握

高減衰化を図る対象橋梁を設定し、固有値解析、動的解析等を実施して卓越する固有周期、振動モード等を確認する。ひずみエネルギーや相対変位がどの程度生じるかを試算し、そのレベルに対し想定したダンパーが効率よく作動するかに関して検討を行う。

2) 開発すべき高減衰化装置の選択

いくつかの装置の候補をあげたうえで、長大橋に適し、新規性があり、高い減衰能力を発揮しうる高減衰化装置を選択する。

3) 新しい高減衰化装置の特性の把握

超低降伏点鋼の材料特性を調査し、材料特性を生かした高減衰化装置の構造を考案する。さらにどのような形状寸法によってどの程度減衰特性を発揮するか等を非線形材料特性を考慮したFEM解析によって検討し、いくつかの装置を試作する。これらの装置の履歴特性を繰り返し載荷実験等によって確認しエネルギー吸収性能を把握する。

4) 装置の設計方法を検討

高減衰化装置が長大橋の免震設計において求められる減衰特性や剛性を発揮するように、装置の断面形状や寸法、超低降伏点鋼と一般鋼材との接合方法を容易に決定できる手法を検討する。

(3) 開発の工程

前節で述べた開発項目に対する工程は、表-1.3.1に示すとおりである。

表-1.3.1 開発工程

項目 \ 年度	平成5年度	平成6年度	平成7年度
対象橋の振動特性把握	←	→	
有効な高減衰化装置の選択	←	→	
装置の特性把握		←	→
装置の設計方法の検討			←

(4) 平成5年度の研究成果

本年度は、高減衰化装置を設置する対象橋梁を、中央径間450m、全長850mの3径間連続鋼トラス斜張橋とし固有値解析、動的解析により橋梁の振動特性を確認した。超低降伏点鋼を利用した高減衰化装置としては以下の2つの形式を提案し、その性能を試算した。

①主桁の斜材部分への適用

②主塔と主桁を結合するビーム式ダンパーの適用

1) 対象橋梁と振動特性

検討の対象とした橋梁は、図-1.3.1に示すような、中央径間450m、全長850mの3径間連続鋼トラス斜張橋で、主桁は上路下路各2車線のダブルデッキ型の道路橋である。

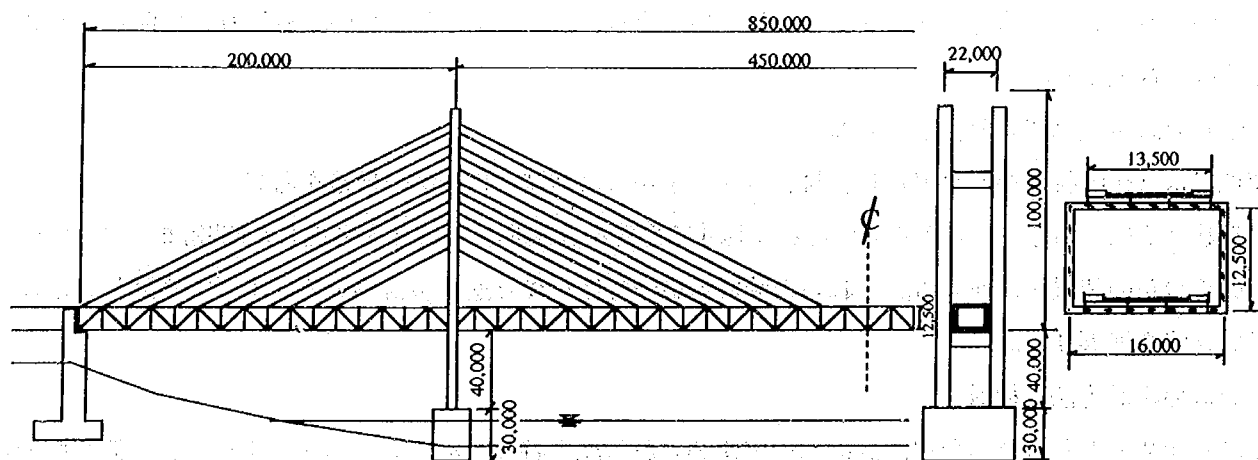


図-1.3.1 対象橋梁

この橋梁の橋軸方向の振動特性を把握するために、図-1.3.2に示すような基礎固定の2次元骨組モデルを作成し固有値解析を実施した。図-1.3.3は、解析結果を示したものである。

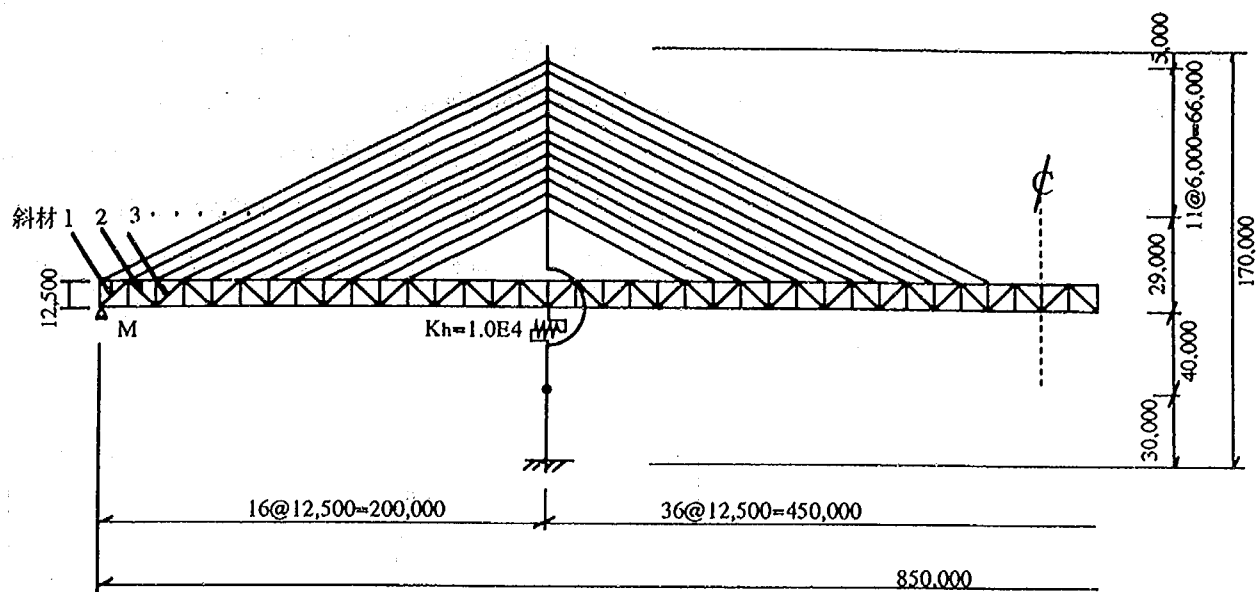
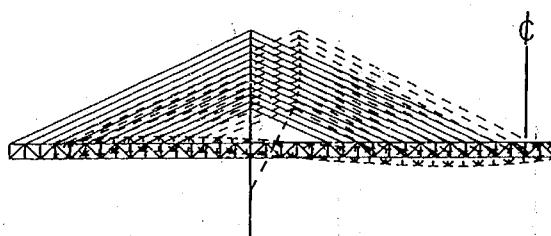
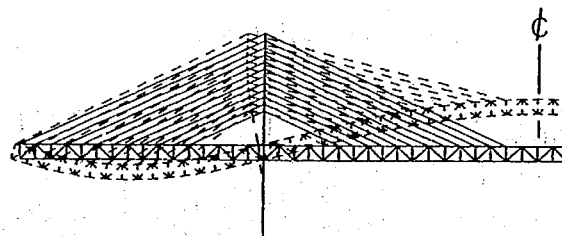


図-1.3.2 解析モデル



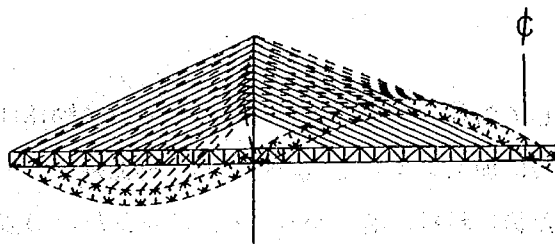
1次モード (T=3.2sec)



2次モード (T=2.5sec)

固有周期及び刺激係数

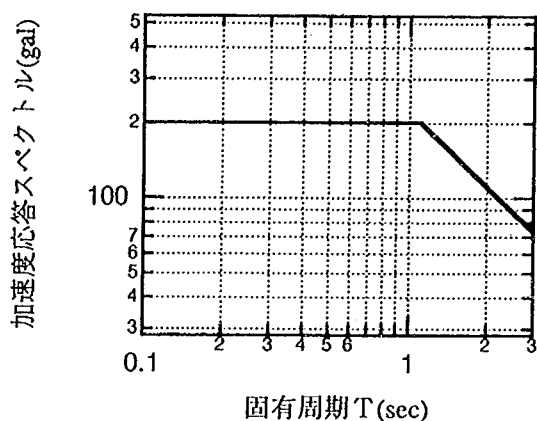
モード	固有周期 T(sec)	刺激係数	
		水平方向	鉛直方向
1	3.2	50.6	0.005
2	2.5	-0.05	12.6
3	1.8	5.2	0.03
4	1.2	-0.01	-20.4
5	0.9	-0.7	0.02
6	0.8	-0.002	1.85



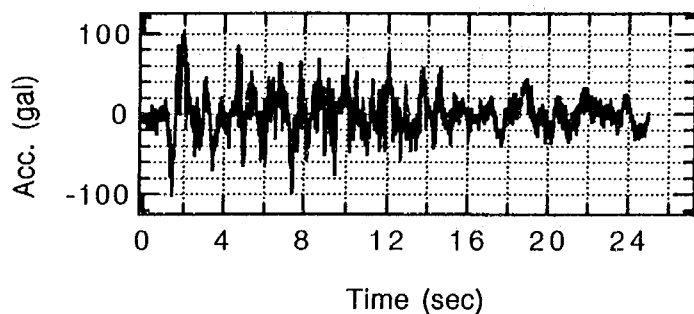
3次モード (T=1.8sec)

図-1.3.3 固有値解析結果

固有値解析結果より、この橋梁の橋脚基部の最大断面力や主桁の最大変位に大きく影響を与えるモードは、1次モードであることがわかった。そこで、この橋梁の減衰定数を $\eta=0.02$ と仮定し、図-1.3.4(a)に示す道路橋示方書における震度法レベルのⅠ種地盤に対する標準加速度応答スペクトルに相当する地震波を用いて1次モードのみ対象とした動的解析を行った。解析の結果、主塔の最大曲げモーメント分布は図-1.3.5に示すとおりであり、主桁の最大水平変位は2.22cmとなった。本年度は、この解析結果にもとづき高減衰化装置の設置位置、予測される減衰定数などを決めて、高減衰化装置を設置した場合としない場合の動的解析結果を比較することにより、その効果を検討した。



(a) 加速度応答スペクトル



(b) 入力地震動波形

図-1.3.4 入力地震動

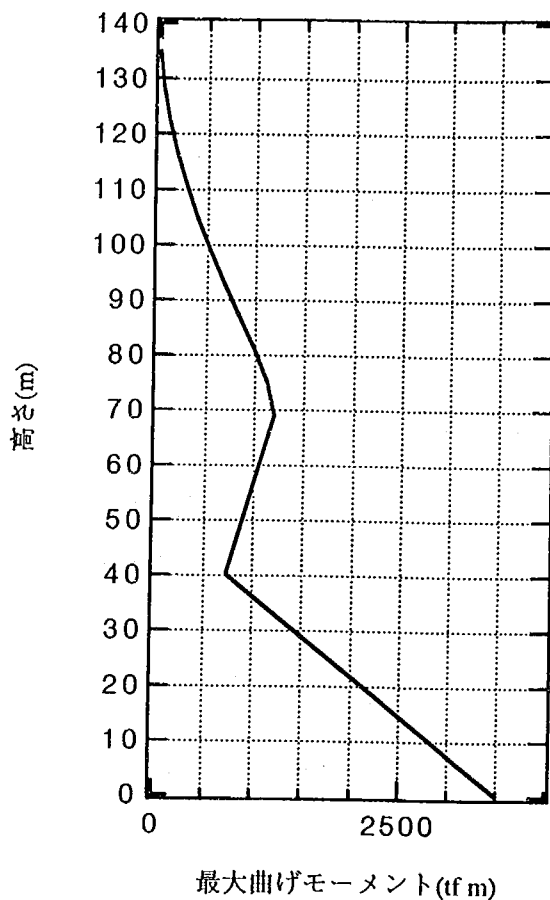
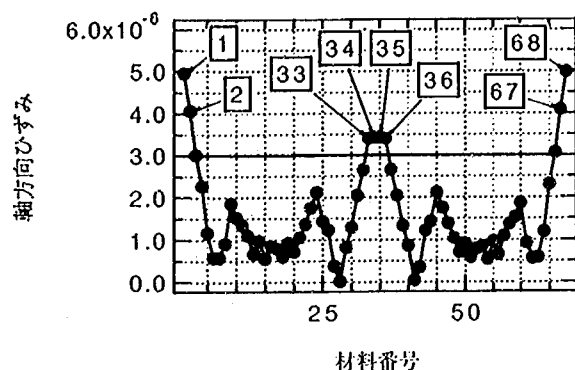


図-1.3.5 主塔の最大曲げモーメント分布

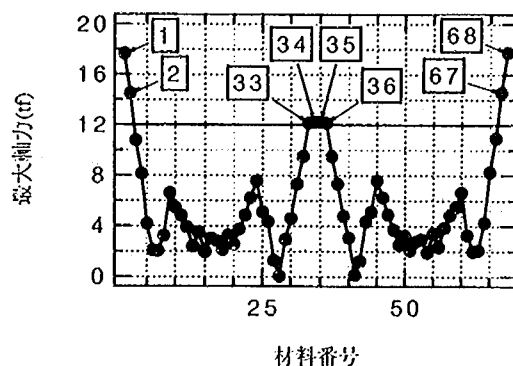
2) 主桁斜材への適用検討

主桁の斜材には、常時で最大1500tf程度の軸力が作用しており、一方、地震時の最大軸力は約18tfであり常時荷重の1%程度である。したがって、斜材そのものに加工を加えて地震時のみに超低降伏点鋼を塑性化させることは困難である。そこで、橋梁が架設された後に斜材に沿わせる形で高減衰部材を設置する手法を考えた。図-1.3.6は、1)で行なった動的解析により得られた地震時の各斜材の最大軸力と最大ひずみを示したものである。この図より、斜材の地震時の最大ひずみは約 5.0μ であり、斜材の長さ16mあたり0.08mm変位することになる。一方、超低降伏点鋼の降伏ひずみが 1000μ 程度とするとこの斜材の変位を

8cmの長さに集中させる必要がある。仮に3cmの超低降伏点鋼にひずみを集中させるものと考えれば図-1.3.6中に示す番号の部材に取り付けたものが塑性化する。高減衰化装置として図-1.3.7のように斜材を箱型の鋼材でとり囲みφ10mm、長さ3cmの超低降伏点鋼を各辺に1本とりつけ、超低降伏点鋼のひずみ応力関係を図-1.3.8のようなバイリニア型に仮定すると図-1.3.6のひずみより推定される各部材での減衰定数は、表-1.3.2のようになる。このような部材毎の減衰定数に対し、ひずみエネルギー比例型として求めたモデル全体の等価な1次モード減衰は、 $h=0.0203$ となり高減衰化装置が無い場合とほとんど変わらない。このモード減衰を用い前節と同様の動的解析を実施した結果、主塔基部の最大曲げモーメントは3500 tfmとなり、装置を付けない場合と比べて1 tfm、主桁の最大水平変位は、約1.0mmしか減少しない。したがって、トラス斜材部分に超降伏点鋼を用いた高減衰化装置を取り付けた効果は非常に小さいことがわかった。



(a)各斜材の最大ひずみ



(b)各斜材の最大軸力

図-1.3.6 主桁斜材の最大ひずみと最大軸力

表-1.3.2 高減衰化装置を取り付けた斜材の減衰

斜材番号	減衰定数 (h)
1	0.057
2	0.046
33	0.024
34	0.025
35	0.025
36	0.024
67	0.046
68	0.057

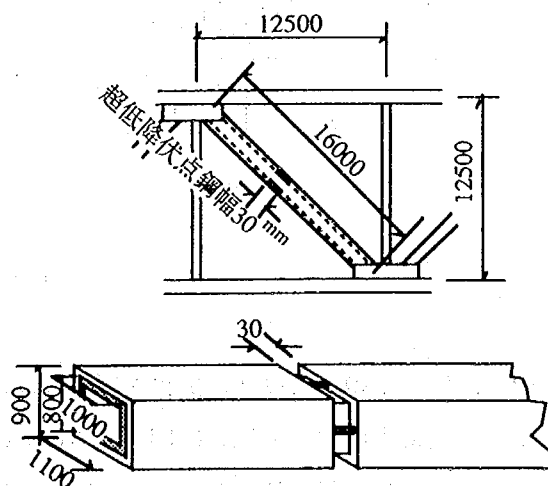


図-1.3.7 高減衰化装置

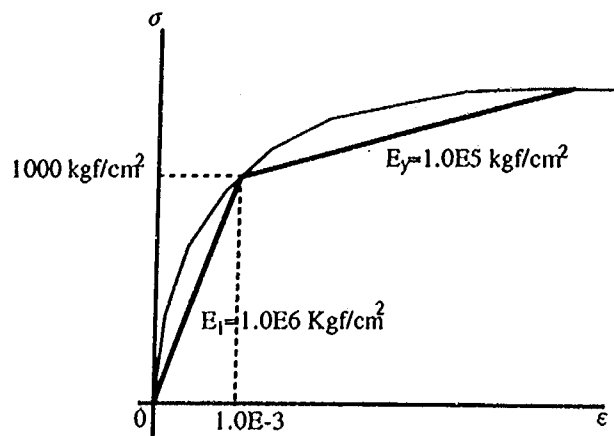


図-1.3.8 超低降伏点鋼のひずみ応力関係

3) ビーム式ダンパーの検討

主塔と主桁あるいは橋台と主桁の相対変位を利用して、地震時の振動エネルギーを吸収する装置として図-1.3.9に示すようなビーム式ダンパーを考えた。この装置は、H型鋼のフランジ部分に超低降伏点鋼を張り合わせた片持ち梁で、曲げ引張り、圧縮により超低降伏点鋼を塑性化させることによりエネルギー吸収を行なう機構である。ここでは、ビーム式ダンパーを主塔に取り付けた場合の検討を行なった。

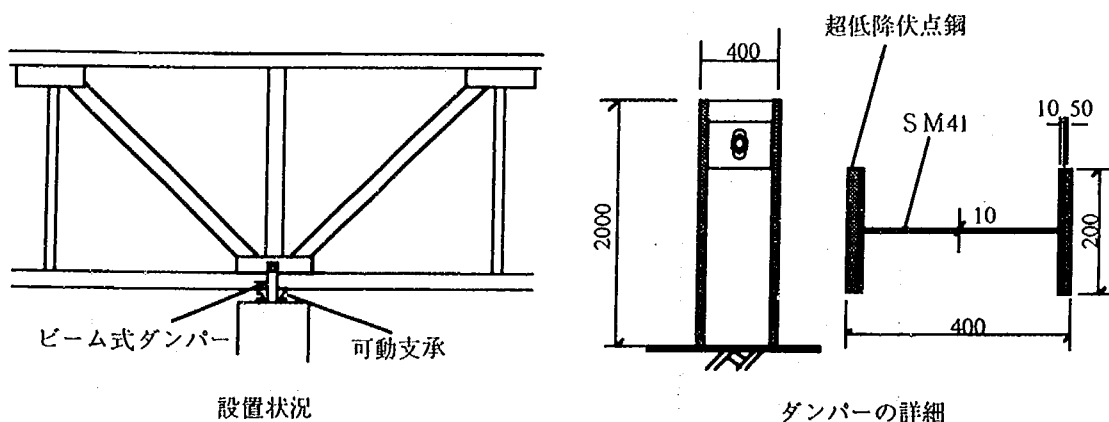


図-1.3.9 ビーム式ダンパー

超低降伏点鋼の応力ひずみ関係を図-1.3.8に示したようなバイリニヤ型と仮定すれば、このダンパーの水平力と載荷点の変位の関係は図-1.3.10ようになる。図-1.3.2の解析モデルに対し主塔と主桁を結ぶ水平ばねとして相対変位1.2cmに対する等価ばね定数 $K=3220 \text{ tf/m}$ を考え、図-1.3.10の変位-水平力の関係をバイリニヤ型と考えて算出した等価減衰定数を $h=0.13$ として動的解析を行った。また、ダンパーの無い場合として同じばね定数の水平ばねを用い減衰定数を $h=0.02$ とした場合の解析も行った。

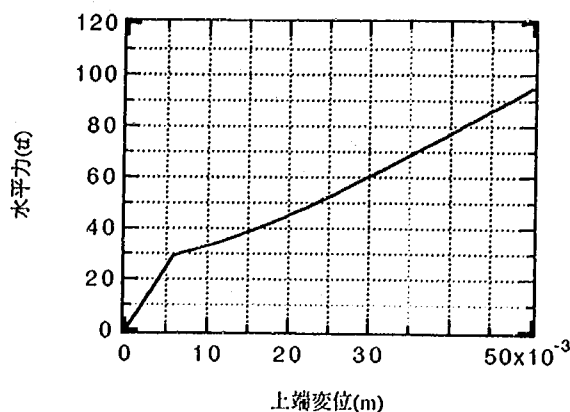


図-1.3.10 荷重と載荷点での変位関係

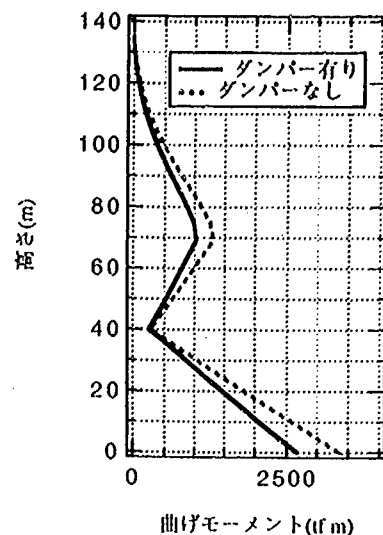


図-1.3.11 主塔の最大曲げモーメント

解析の結果得られた主塔の最大曲げモーメント分布は、図-1.3.11に示すとおりである。この図より、ダンパーを用いたことによる最大曲げモーメントの低減率は21%となり、また主桁の最大変位もダンパー無しの場合が2.8cm であるのに対しダンパーを用いた場合には2.2cmと減少し、ダンパーの効果が確認された。

4) まとめ

本年度は、トラス主桁を有する斜張橋を対象橋梁とし、主桁の斜材を高減衰化する装置と、主桁と主塔の相対変位を利用するビーム式ダンパーを考案し、その効果を動的解析により検討した。その結果、主桁斜材に装置を取り付けたものは、効果が非常に小さく有効でないことがわかった。一方、ビーム式のダンパーを主塔に取付けた場合は、主塔の最大曲げモーメントおよび主桁の最大変位が21%低減し、ダンパーの効果が確認された。

(5) 今後の課題

本年度の研究により、ビーム式ダンパーが有効であることが確認された。このダンパーは、構造が簡単で施工および維持管理が容易であることが特徴と考えられる。また、長大橋の場合高さ方向のスペースに余裕がありこの種のダンパーは長大橋に適していると考えられる。そこで次年度からは、このビーム式ダンパーの開発を主として研究を行うこととする。本年度の検討においては、温度変化にともなう主桁の伸縮、膨張の影響は充分検討しておらず今後検討が必要とされる。また、ビーム式ダンパーに工夫を加え、図-1.3.12のようにビームの曲げ変形がある変位に達すればそれ以上の変位がビームの中央付近で拘束されるようにすると、履歴特性は図-1.3.13のようになり変位が大きくなった場合の剛性が高くなる。また、緩衝材を工夫したり超低降伏点鋼の形状等を変化させることによりエネルギー吸収能力をさらに高くすることも可能と考えられる。このような工夫により地震時保有水平耐力レベル以上の大地震時には、ダンパーstopperとしての機能を持たすことも可能と考えられ、このようなダンパーについても今後検討する。

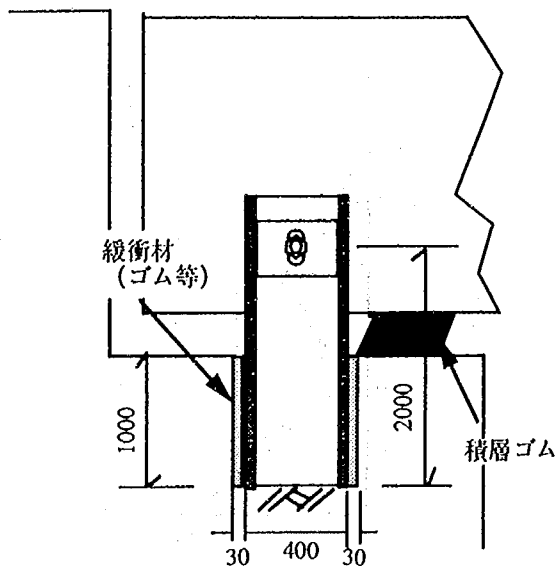


図-1.3.12 ストッパー付きビームダンパー

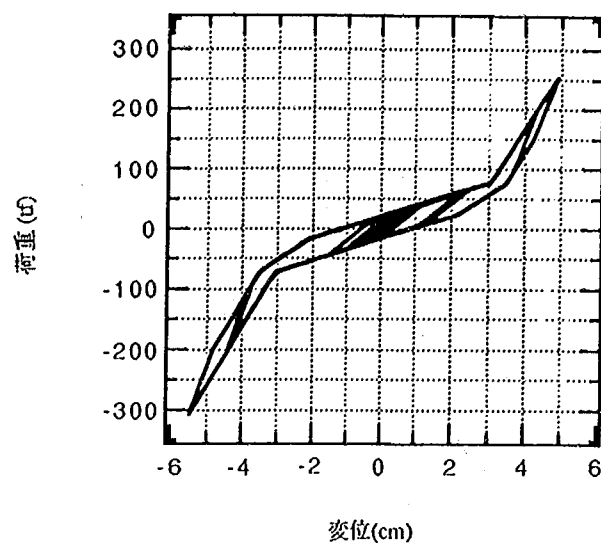


図-1.3.13 ストッパー付きビームダンパーの履歴図

<研究担当> (株) 竹中土木

参考文献

- 1) 河井章好, 塚原悌二, 北沢正彦, 吉田聡: 東神戸水路橋の大型ケーソンの耐震設計, 橋梁と基礎, 1985. 11.
- 2) 保田雅彦: 併用橋としての斜張橋, 橋梁と基礎, 1985. 8
- 3) 川島一彦: 斜張橋の耐震設計, 橋梁と基礎, 1985. 8
- 4) 川島一彦, 運上茂樹, 角本周: 耐震設計に用いる斜張橋の減衰定数の推定法, 橋梁と基礎, 1990. 5
- 5) 菅谷公彦, 重信恒雄, 小島修, 崎野良比呂: 極低降伏点鋼による積層H型断面材の履歴エネルギー吸収性に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演概要集, 1993. 9
- 6) 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

1.4 超塑性ラバーダンパーの開発

(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、鋼材ダンパーやオイルダンパのような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。一般に、ゴム材料などの粘弾性材料を用いたダンパーは、構造が簡単であり小変形域でも減衰が得られるなどの利点があるが、大型構造物に適用された例は少なく、耐久性を含めた信頼性の評価も十分に行われていない状況にある。

本研究では、長大橋を対象に減衰性を向上させることを目的に、高減衰ゴムダンパーを開発し、信頼性に係る資料の整備を行う。なお、ここで扱う高減衰ゴム材料は、従来の高減衰積層ゴム支承に使用している材料に比較して、減衰性をさらに高めた材料である（以降、超塑性ラバーと呼ぶ）。

(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方法を検討し、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

減衰性の非常に高いゴム材料（損失係数で0.5以上）を開発し、実用化に必要な資料を整備する。

・減衰装置の開発・評価

実大規模の減衰装置を設計・試作し、減衰性能や変形性能を評価する。

(3) 開発工程

開発工程を以下に示す。

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	・基礎検討 ・利用法の絞り込み			
材料の 開発・評価	・材料開発と基礎評価 ・耐久性評価			
減衰装置の 開発・評価	・基本構造検討 ・装置設計と試作 ・特性確認と耐久性評価			

(4) 平成5年度の研究成果

本年度は、超塑性ラバーダンパーに要求される基本的事項の把握、高減衰ゴム材料の評価と今後の開発の方向づけ、および減衰装置の基礎検討を行った。それらの結果を以下に述べる。

1) 利用法の検討と要求特性の把握

長大橋の減衰性能向上に利用する超塑性ラバーダンパーは、減衰装置の設置場所により必要な減衰量や変形性能は異なるが、基本事項は以下のようにまとめられる。

- ・大きな減衰容量（減衰力で数十tf～数百tf）を有する。
- ・変形性能は数cm～数十cmを有する。
- ・温度変化、繰り返し変位に対して特性が安定し、長期の耐久性に優れている。
- ・施工が容易である。

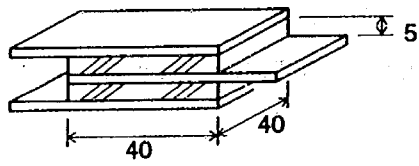
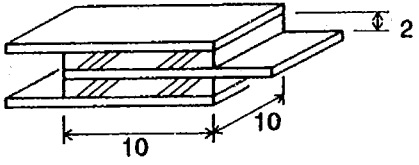
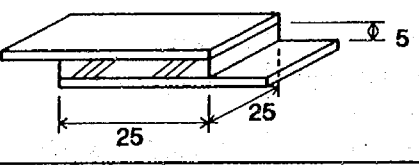
2) 材料の開発・評価

高減衰ゴム材料の特性評価を進めるとともに、新規に開発する材料の設計目標値を定めた。

a) 高減衰ゴム材料の特性評価結果

本年度に扱った材料は、履歴減衰に近い特性を示すE Lタイプと、粘性減衰に近い特性を示すP Lタイプであり、これらの材料について応力－ひずみ特性、弾性係数と損失係数のひずみ振幅、振動数、温度依存性、および破断特性を評価した。各実験の概要を表-1.4.2に示す。

表-1.4.2 材料のせん断特性評価実験の概要

項目	実験条件	供試体
基本特性	$\gamma = 0.01 \sim 2.0$ $f = 0.2 \text{ Hz}$, $T = 20^\circ \text{C}$	
ひずみ振幅依存性		
振動数依存性	$f = 0.2 \sim 20 \text{ Hz}$ $\gamma = 0.05$, $T = 20^\circ \text{C}$	
温度依存性	$T = 0 \sim 40^\circ \text{C}$ $\gamma = 0.05$, $f = 0.2 \text{ Hz}$	
破断特性	$T = 0 \sim 40^\circ \text{C}$ 静的	

上記の実験より得られた各材料のせん断応力－ひずみ特性を図-1.4.1と図-1.4.2に、せん断弾性係数と損失係数の振幅依存性、振動数依存性、および温度依存性を図-1.4.3～図-1.4.8に、そして各温度下における破断特性を図-1.4.9と図-1.4.10に示す。また、これらの結果をまとめて表-1.4.3に示す。

ELタイプはひずみ依存性が大きく、速度、温度依存性が小さい材料であり、PLタイプはひずみ依存性が小さく、速度、温度依存性が大きい材料である。そして、せん断ひずみ振幅50%、振動数0.2Hz、温度20°Cの特性において、ELタイプのせん断弾性係数は2.5kgf/cm²、損失係数は0.53、PLタイプのせん断弾性係数は2.0kgf/cm²、損失係数は1.5となっている。

両材料の特性には一長一短あるが、長大橋への使用を考えると、PLタイプについては温度依存性が大きく、本装置の材料としての適用性は低いと考えられる。

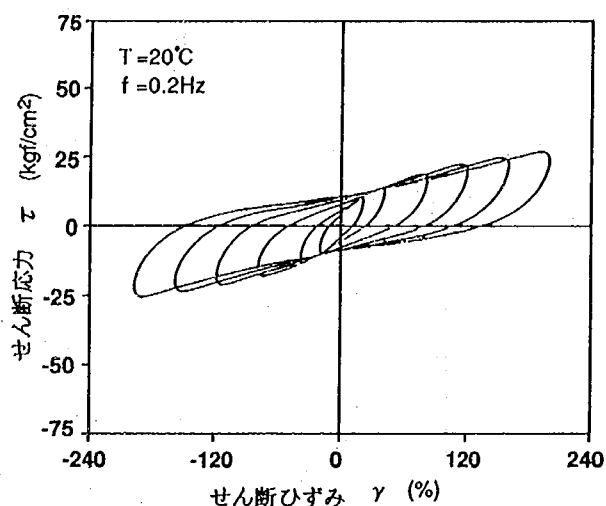


図-1.4.1 ELタイプのせん断応力-ひずみ特性

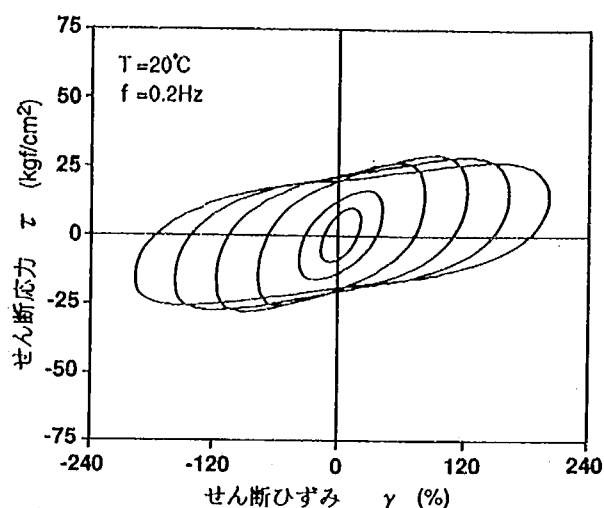


図-1.4.2 PLタイプのせん断応力-ひずみ特性

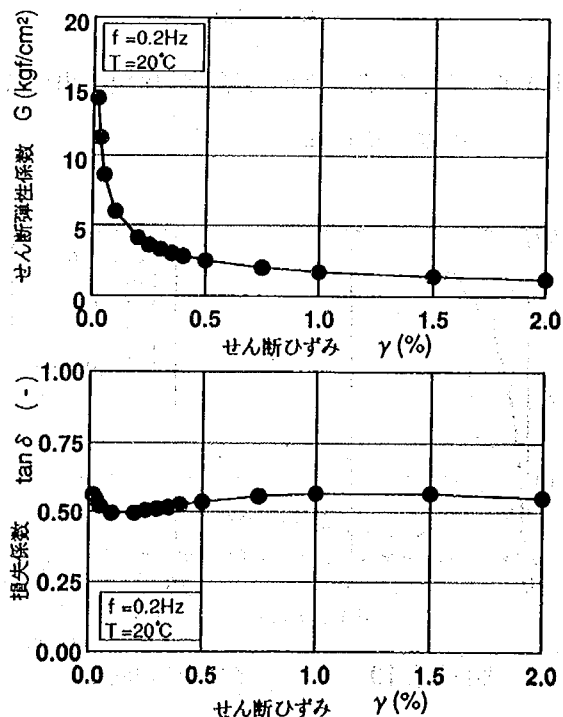


図-1.4.3 ELタイプのせん断弾性係数、損失係数のせん断ひずみ依存性

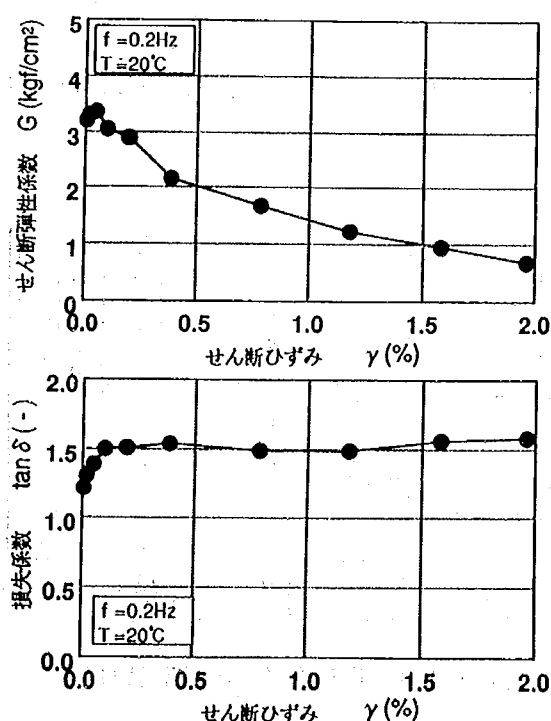


図-1.4.4 PLタイプのせん断弾性係数、損失係数のせん断ひずみ依存性

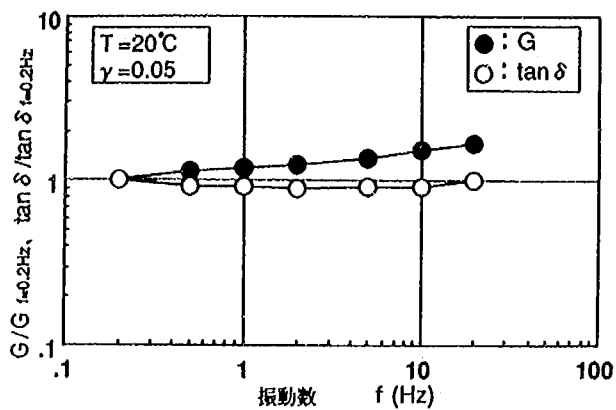


図-1.4.5 ELタイプのせん弾弾性係数、損失係数の振動数依存性

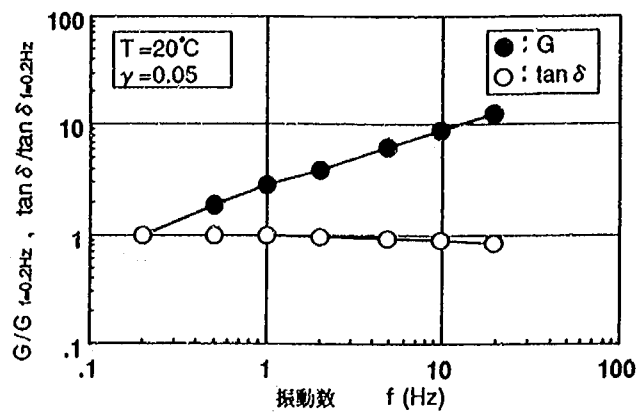


図-1.4.6 PLタイプのせん弾弾性係数、損失係数の振動数依存性

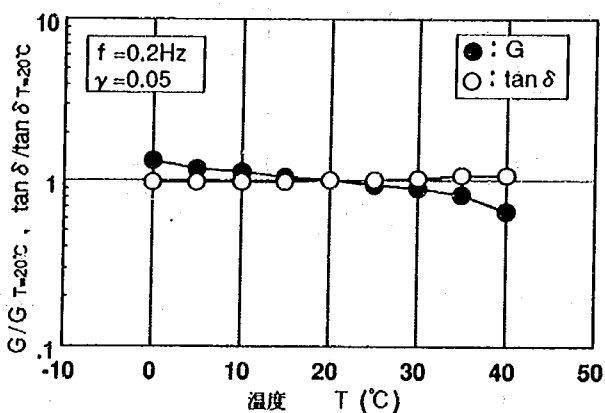


図-1.4.7 ELタイプのせん弾弾性係数、損失係数の温度依存性

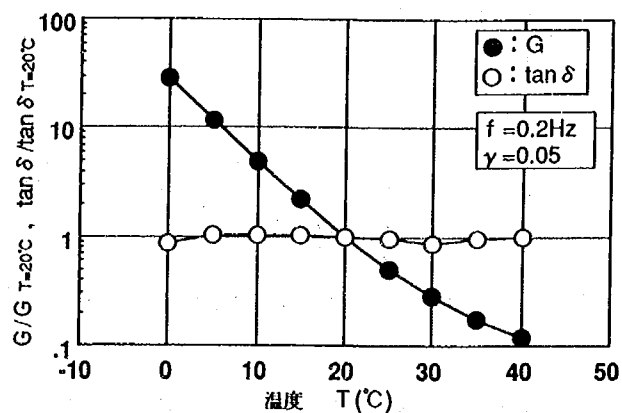


図-1.4.8 PLタイプのせん弾弾性係数、損失係数の温度依存性

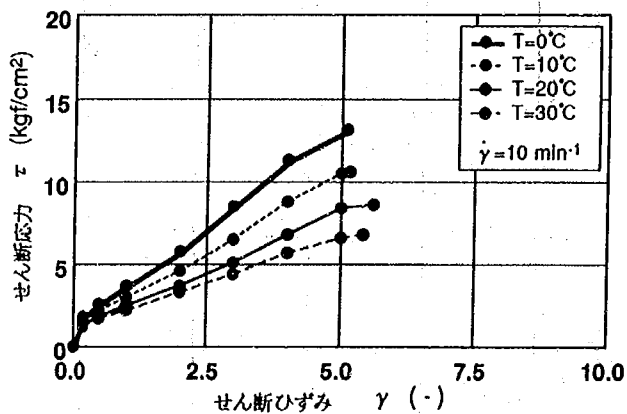


図-1.4.9 ELタイプの破断特性

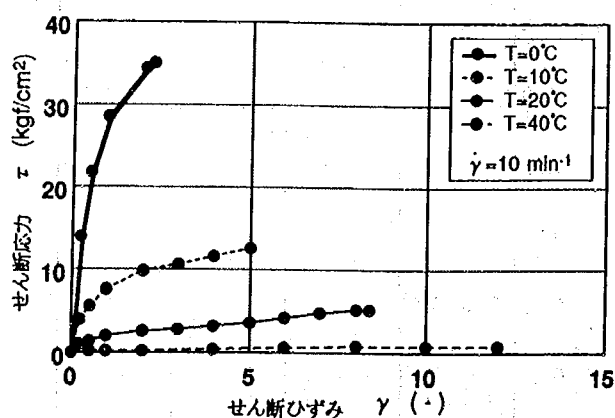


図-1.4.10 PLタイプの破断特性

表-1.4.3 高減衰ゴム材料の材料特性と諸因子の影響

	弾塑性タイプ	粘弾性タイプ	試験条件
基本特性値	$G_{50\%} = 2.5 \text{ kgf/cm}^2$ $G_{100\%} = 1.7 \text{ kgf/cm}^2$ $\tan \delta_{50\%} = 0.53$ $\tan \delta_{100\%} = 0.56$	$G_{50\%} = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ $G_{100\%} = 1.7 \text{ kgf/cm}^2$ $\tan \delta_{50\%} = 1.5$ $\tan \delta_{100\%} = 1.6$	$f = 0.2 \text{ Hz}$ $T = 20^\circ \text{C}$
振幅依存性	$G_{10\%}/G_{100\%} = 3.4$ $\tan \delta_{10\%}/\tan \delta_{100\%} = 0.88$	$G_{10\%}/G_{100\%} = 2.4$ $\tan \delta_{10\%}/\tan \delta_{100\%} = 0.90$	$f = 0.2 \text{ Hz}$ $T = 20^\circ \text{C}$
振動数依存性	$G_{2.0\text{Hz}}/G_{0.2\text{Hz}} = 1.3$ $\tan \delta_{2.0\text{Hz}}/\tan \delta_{0.2\text{Hz}} = 0.89$	$G_{2.0\text{Hz}}/G_{0.2\text{Hz}} = 3.8$ $\tan \delta_{2.0\text{Hz}}/\tan \delta_{0.2\text{Hz}} = 0.90$	$\gamma = 5\%$ $T = 20^\circ \text{C}$
温度依存性	$G_{10^\circ \text{C}}/G_{30^\circ \text{C}} = 1.3$ $\tan \delta_{10^\circ \text{C}}/\tan \delta_{30^\circ \text{C}} = 1.0$	$G_{10^\circ \text{C}}/G_{30^\circ \text{C}} = 1.8$ $\tan \delta_{10^\circ \text{C}}/\tan \delta_{30^\circ \text{C}} = 1.2$	$f = 0.2 \text{ Hz}$ $\gamma = 5\%$
破断特性値	$\tau_B = 8.7 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_B = 550\%$	$\tau_B = 5.3 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_B = 840\%$	$T = 20^\circ \text{C}$ 静的

〔注記〕 G:せん断弾性係数, $\tan \delta$:損失係数

b) 新材料の開発目標の設定

実験結果で述べたように、粘性減衰型のP Lタイプは温度依存性が非常に大きく長大橋への適用性は低いと判断される。また、履歴減衰型のE Lタイプは適用性があると考えられるが、大きな減衰容量の装置を設計する上では、より弾性係数が大きい材料が有効となる（この場合、損失係数は低下させない必要がある）。このため、新規に、履歴減衰型の高硬度高減衰ゴム材料を開発することとした。開発の目標値を表1.4.4に示す。

表-1.4.4 新材料の設計目標値

	新材料	既材料(ELタイプ)
せん断弾性係数	$G_{50\%} = 6.0 \text{ kgf/cm}^2$	$G_{50\%} = 2.5 \text{ kgf/cm}^2$
損失係数	$\tan \delta_{50\%} = 0.6$	$\tan \delta_{50\%} = 0.53$

3) 減衰装置の基礎検討

減衰装置としては、ゴム材料のせん断変形や圧縮変形などに伴うエネルギー吸収を利用した装置が考えられるが、特に長大橋に使用する減衰装置は大きな減衰容量を必要とすることから、図1.4.11に示すような構造が有効であると考えられる。

せん断型ダンパについて減衰力を試算した結果を図-1.4.12に示す(ゴム材料としては既存のE Lタイプと表-1.4.4に示す新材料を用いた場合を想定している)。同図はダンパの寸法と減衰力との関係を各層数の場合について表したものであり、減衰力はせん断ひずみ振幅50%の定常ループにおける特性値を採用している。また、図-1.4.13は圧縮型ダンパの寸法と減衰力との関係を各形状率の場合について表したものであり、減衰力は圧縮ひずみ $10 \pm 10\%$ の定常ループにおける特性値を採用している。

これらの結果より、せん断型ダンパで数十tfの減衰力が、圧縮型ダンパで数十tf～百数十tfの減衰力が得られ、両構造ともに長大橋に利用し得ると考えられる。ただし、これらの構造では大きな変形性能を得るのが困難であり、用途によっては、この問題を解決していく必要がある。

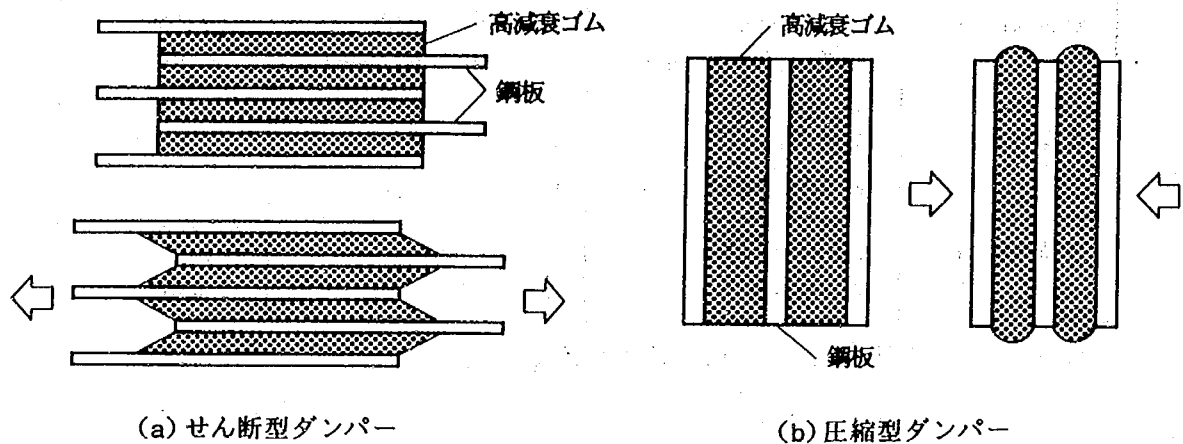


図-1.4.11 減衰装置の基本構造

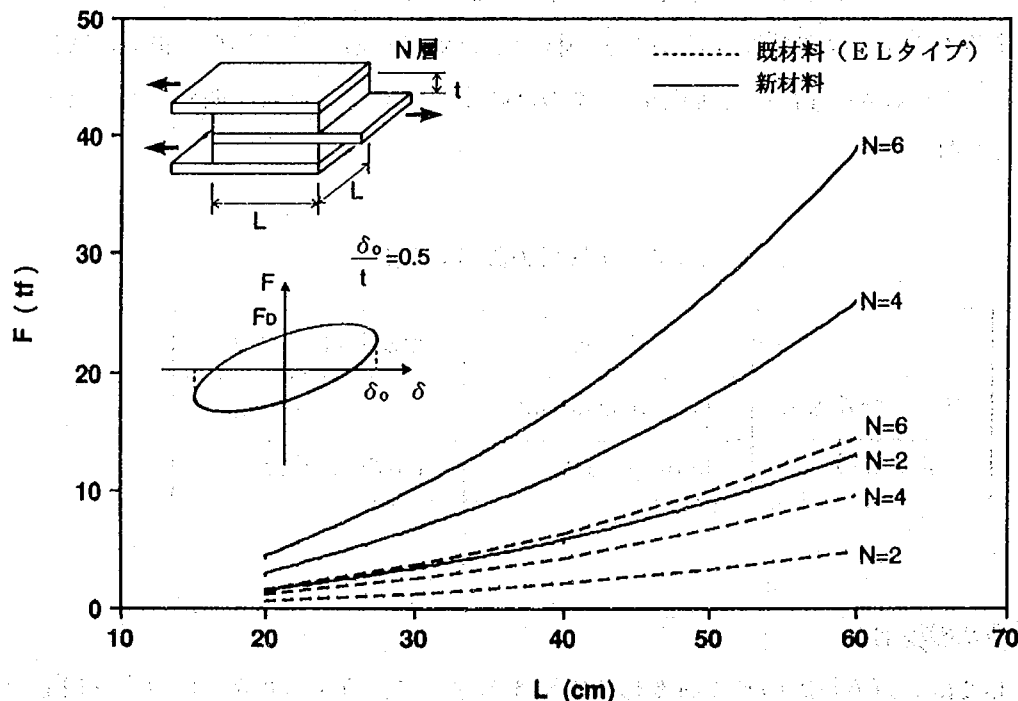


図-1.4.12 せん断型ダンパの形状と減衰力の関係

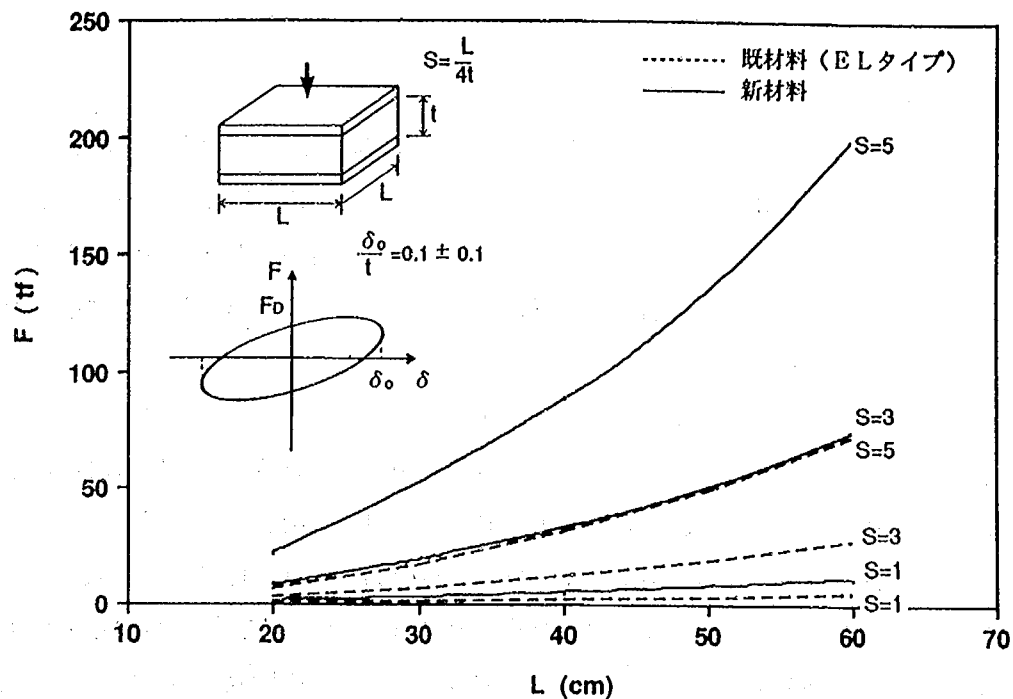


図-1.4.13 圧縮型ダンパーの形状と減衰力の関係

(5) 今後の課題

以上に述べたように、本年度は、主に材料の開発・評価ならびに装置の基礎検討を行った。今後は、材料に関しては適用性のあるELタイプの耐久性の評価を進め、同時に新しい高硬度高減衰材料の開発・評価を実施する。装置に関しては構造を具体化し実験用供試体を試作していくが、これに際して設置場所を含めた利用方法を明確化していくことが重要な課題である。また、本装置を広範囲に利用できるようにするためには、変形性能が大きく得られる構造の減衰装置を考案することも必要である。

<研究担当>株式会社ブリヂストン

参考文献

- 1) 今田安男、清田鍊次、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、pp. 654～655、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、pp. 2636～2642、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粘性減衰定数が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部に設置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、また鉛直方向の変位も想定されることから、これらの変位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) 開発項目とその内容

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の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て動的試験を行い、特性の振幅依存性、振動数依存性等の評価を行う。

③ 耐久性評価

装置のスケールモデルを用いて破断試験、振動耐久試験を行う。

④ 大試験体による評価

実大品に近いスケールモデルにより静的試験を行い特性を確認する。

(3) 開発の工程

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			
装置の開発	基本構造の検討			
	基本特性評価			
	耐久性評価			
	大試験体による評価			

(4) 平成5年度の研究成果

1) 高減衰ゴム材料の開発

今年度は等価粘性減衰定数で20%程度を目標とした高減衰ゴム材料を開発するための配合剤の選定評価、ならびにゴム材料の配合検討を行った。またそれに基づいてゴム材料を試作し、その基本物性および基本的な動特性の評価を行った。試作評価を行ったゴム材料は高剛性ゴム材料の配合Ⅰと低剛性ゴム材料の配合Ⅱの2種類である。

以下に試作品の基本物性および基本動特性を評価した結果を示す。

a) 基本物性

ゴム材料の基本物性をJIS K6301に基づき評価した結果を表-1.5.2に示す。

表-1.5.2 基本物性

項目	単位	配合Ⅰ	配合Ⅱ
		高剛性高減衰ゴム	低剛性高減衰ゴム
引張強さ	kgf/cm ²	127	65
伸び	%	465	475
硬さ	度	86	75
100%伸張応力	kgf/cm ²	42	16
静的せん断弾性率	kgf/cm ²	10.7	4.4

b) 基本動特性

ゴム材料の基本的動特性を把握するため、せん断ひずみ率、温度条件および振動数を変えて等価せん

断弾性率 ($G_{\cdot q}$) および等価粘性減衰定数 ($h_{\cdot q}$) の測定を行った。

等価剛性 ($K_{\cdot q}$)、等価せん断弾性率 ($G_{\cdot q}$) および等価粘性減衰定数 ($h_{\cdot q}$) は図-1.5.1に示すように、荷重～変位曲線において最大変位と最大変位時の荷重 ($\delta_{\max}$, P_1) および最小(負の最大)変位と最小変位時の荷重 ($\delta_{\min}$, P_2) を求め、次式により算定する。

$$K_{\cdot q} = (P_1 - P_2) / (\delta_{\max} - \delta_{\min}) \quad (1.5.1)$$

$$G_{\cdot q} = K_{\cdot q} \cdot l_r / A \quad (1.5.2)$$

ここに、 l_r : ゴム部厚さ

A : ゴム部断面積

$$h_{\cdot q} = (1/2\pi) \cdot (\Delta W / W) \quad (1.5.3)$$

ここに、 ΔW : 1サイクルの履歴ループの面積

W : 斜線部の面積

$$\overline{G_{\cdot q}} = \Sigma G_{\cdot q} / 7 \quad (1.5.4)$$

$$\overline{h_{\cdot q}} = \Sigma h_{\cdot q} / 7 \quad (1.5.5)$$

ここに、 $\Sigma G_{\cdot q}$ 、 $\Sigma h_{\cdot q}$ は10サイクル加振した際の4～10サイクル目の値の和を示し、 $\overline{G_{\cdot q}}$ 、 $\overline{h_{\cdot q}}$ は4～10サイクル目の値の平均値を示す。

図-1.5.2は、供試体 ($25 \times 25 \times 4.8$) を、写真-1.5.1は試験に用いた1.5トン振動試験機を示したものである。

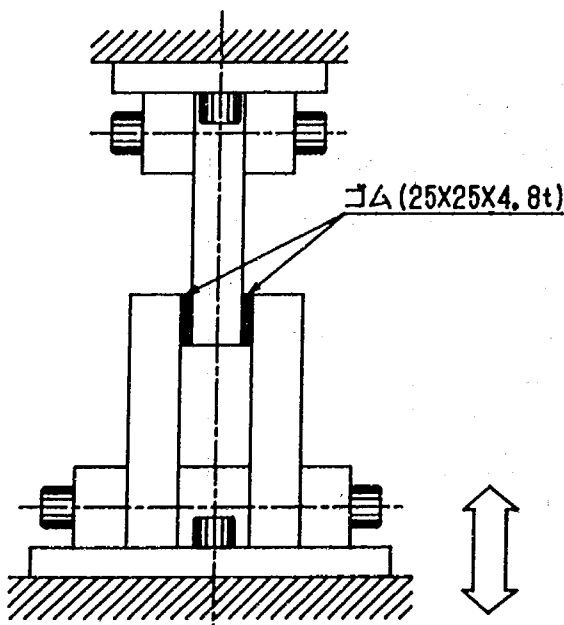


図-1.5.2 供試体形状

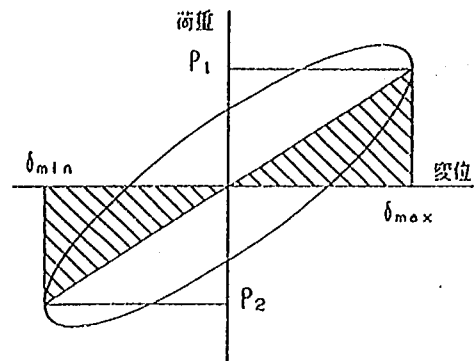


図-1.5.1 履歴ループモデル図

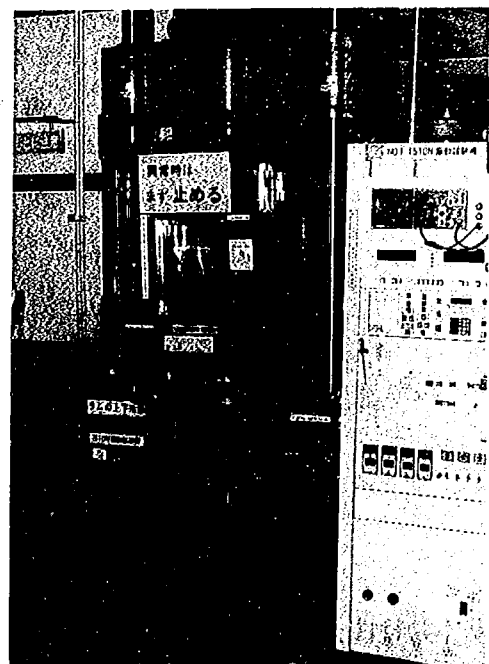


写真-1.5.1 振動試験機

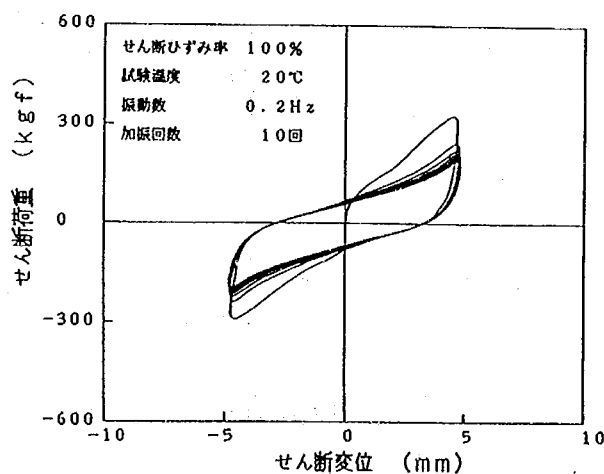
① 加振回数依存性

せん断ひずみ率±100%、試験温度20℃、振動数0.2Hz時の、加振回数による特性の変化を表-1.5.3 および図-1.5.3に示す。等価剛性は加振回数により低下し、1サイクル目と10サイクル目の比率は配合Ⅰで60%、配合Ⅱで75%程度となるが、剛性の変化は初期に大きく、3サイクル目以降の変化は少ない。等価粘性減衰定数については配合Ⅰ、配合Ⅱともに加振回数による変化は少なく安定している。

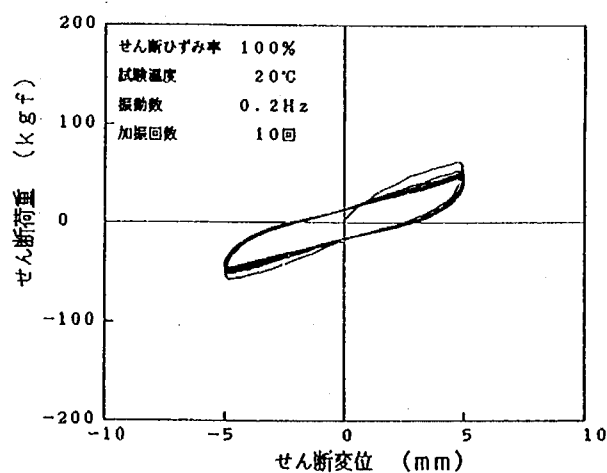
表-1.5.3 加振回数依存性

	サイクル	Geq (kgf/cm ²)	heq (%)
配合Ⅰ	1	23.1 (1.56)	22.1 (1.01)
	3	16.4 (1.11)	22.1 (1.01)
	5	15.1 (1.02)	22.0 (1.00)
	10	14.1 (0.95)	21.8 (1.00)
	4~10平均	14.8 (1.00)	21.9 (1.00)
配合Ⅱ	1	4.2 (1.27)	20.6 (0.97)
	3	3.7 (1.12)	20.5 (0.97)
	5	3.3 (1.00)	21.0 (0.99)
	10	3.2 (0.97)	21.6 (1.02)
	4~10平均	3.3 (1.00)	21.2 (1.00)

() 内は4~10サイクルの平均値を基準にしたときの比を示す。



(a) 配合Ⅰ



(b) 配合Ⅱ

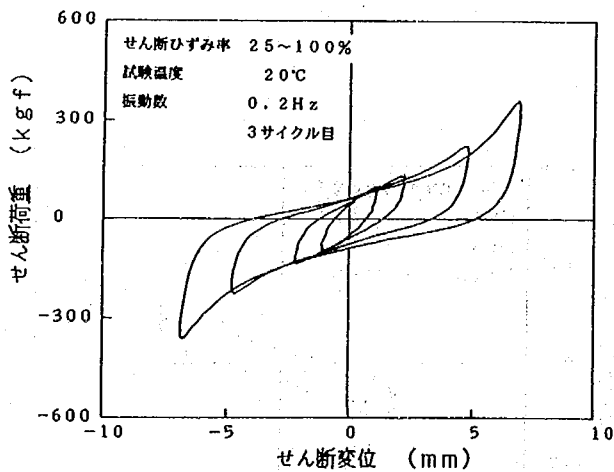
図-1.5.3 加振回数依存性

② 振幅依存性

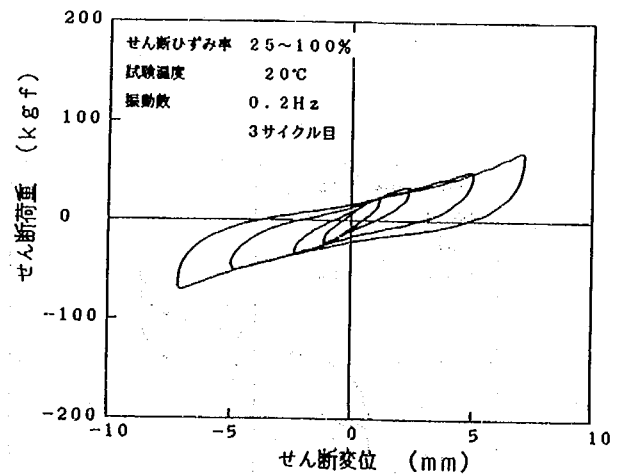
試験温度20℃、振動数0.2Hzにおいて、せん断ひずみ率を変化させて加振したときの特性の変化を表1.5.4および図-1.5.4に示す。等価剛性はせん断ひずみ率が大きくなるに従って低下する傾向を示す。等価粘性減衰定数は配合Ⅰではせん断ひずみ率が大きくなるにつれ低下するが配合Ⅱでは逆に上昇する傾向を示す。

表-1.5.4 振幅依存性

	せん断ひずみ率 (%)	$\bar{G}_{eq}$ (kgf/cm ²)	$\bar{h}_{eq}$ (%)
配合Ⅰ	± 25	26.8	27.9
	± 50	18.5	26.5
	±100	14.8	21.9
	±150	16.9	16.7
配合Ⅱ	± 25	6.9	17.8
	± 50	4.9	18.6
	±100	3.3	21.2
	±150	3.2	21.0



(a) 配合Ⅰ



(b) 配合Ⅱ

図-1.5.4 振幅依存性

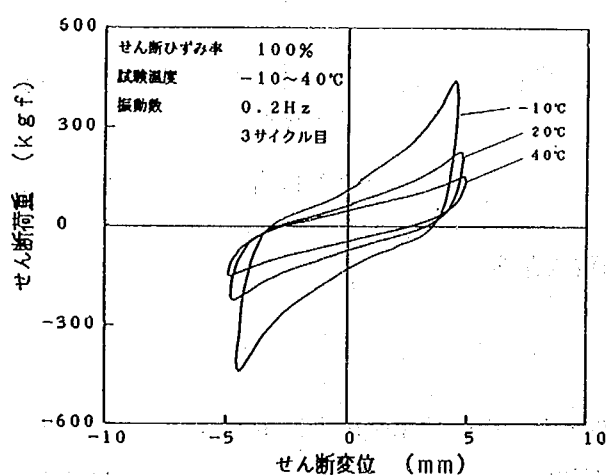
③ 温度依存性

振動数0.2Hz、せん断ひずみ率を±100%とし、試験温度を-10℃～40℃に変化させたときの特性の変化を表-1.5.5および図-1.5.5に示す。等価剛性は低温時に上昇し、高温時に低下する傾向を示す。20℃を基準にした場合配合Ⅰでは-10℃で2倍、40℃で0.7倍程度、配合Ⅱではそれぞれ2.8倍および0.8倍程度となった。等価粘性減衰定数については、配合Ⅰは比較的安定しているが配合Ⅱは低温時の低下が大きく-10℃では20℃と比較して約30%減少する。

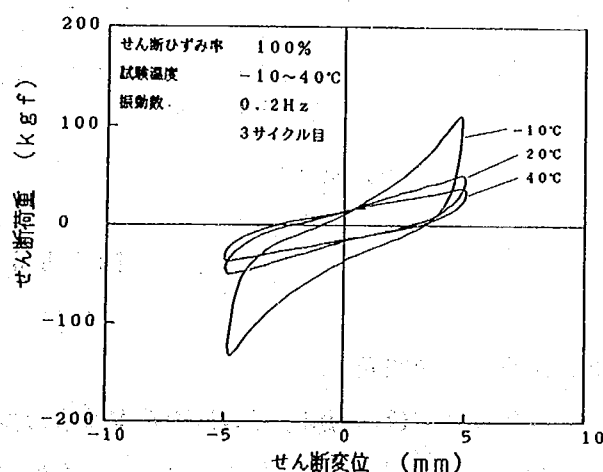
表-1.5.5 温度依存性

	温度 (℃)	$\bar{G}_{eq}$ (kgf/cm ²)	$\bar{h}_{eq}$ (%)
配合Ⅰ	-10	29.7 (2.01)	21.8 (1.00)
	20	14.8 (1.00)	21.9 (1.00)
	40	10.7 (0.72)	19.9 (0.91)
配合Ⅱ	-10	9.3 (2.82)	14.3 (0.67)
	20	3.3 (1.00)	21.2 (1.00)
	40	2.5 (0.76)	25.6 (1.21)

() 内は20℃を基準にしたときの比を示す。



(a) 配合Ⅰ



(b) 配合Ⅱ

図-1.5.5 温度依存性

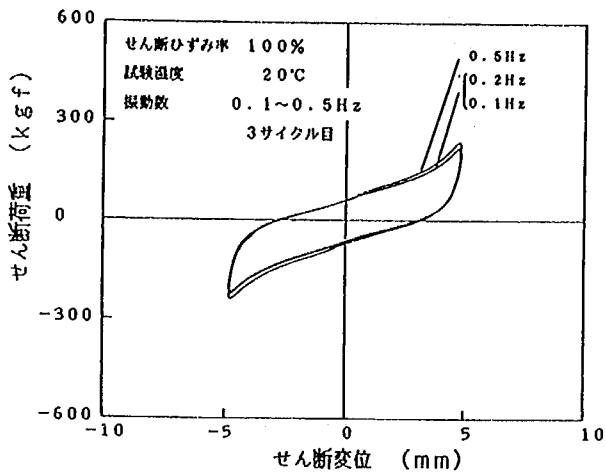
④ 振動数依存性

試験温度20℃、せん断ひずみ率を100%とし、振動数を0.1Hz～0.5Hzに変化させたときの特性の変化を表-1.5.6および図-1.5.6に示す。等価剛性は振動数が大きくなるにつれ上昇する傾向があり、0.2Hzを基準とした場合0.5Hzでは配合Ⅰで5%、配合Ⅱで20%程度上昇した。等価粘性減衰定数については、配合Ⅰでは振動数による変化は見られなかったが、配合Ⅱでは振動数が大きくなるにつれて若干低下する傾向がみられる。

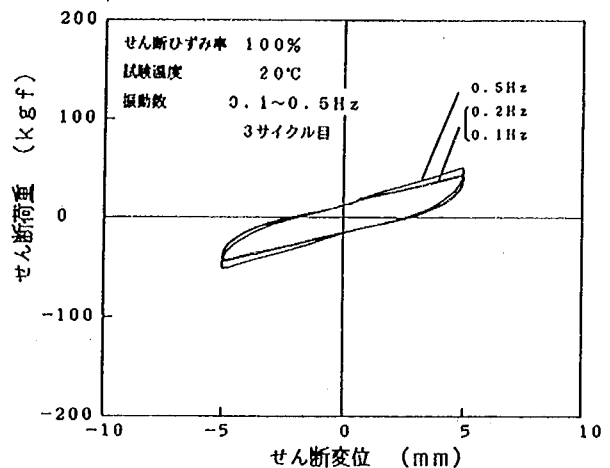
表-1.5.6 振動数依存性

	振動数 (Hz)	$\bar{G}_{eq}$ (kgf/cm ²)	$\bar{h}_{eq}$ (%)
配合 I	0.1	14.7 (0.99)	21.9 (1.00)
	0.2	14.8 (1.00)	21.9 (1.00)
	0.5	15.5 (1.05)	21.9 (1.00)
配合 II	0.1	3.2 (0.97)	21.6 (1.02)
	0.2	3.3 (1.00)	21.2 (1.00)
	0.5	3.9 (1.18)	19.8 (0.93)

() 内は 0.2 Hz を基準にしたときの比を示す。



(a) 配合 I



(b) 配合 II

図-1.5.6 振動数依存性

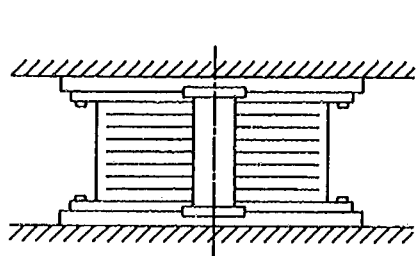
2) 減衰装置の開発

今年度は実橋に適用する装置の基本構造の検討を行った。その結果を以下に示す。

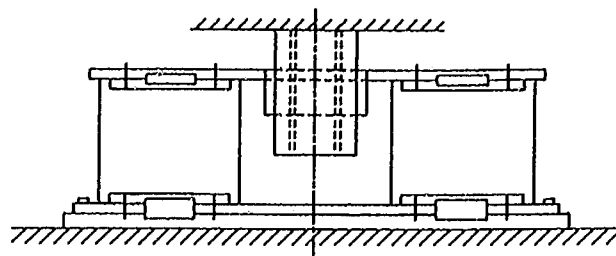
第1案は積層ゴム支承の上下フランジを橋梁の上下部構造にボルト等で固定するもので、構造が単純であり、一般橋において多くの実績がある。しかし、積層ゴム支承は圧縮方向には大きな耐荷力を持つが、引張方向の耐荷力は比較的小さいためこの構造は装置に負反力が働く場合には適さない。

第2案は鉛直方向の荷重を負担しない構造で、上下部構造の相対変位を伝達する方法は図に示すように上部構造に設けられた突起と装置中央部の穴をはめ合わせる構造による。はめ合部は P T F E 樹脂等を用いて上下方向に摺動し易い構造とする。鉛直方向の荷重を負担しないためゴム部は必ずしも積層構造とする必要はなく、ゴム単層で良い。

また、第1案、第2案とも上部構造の水平方向の大変位に対応するためゴムの厚さを非常に厚くする場合がある場合には、分割で製作し機械的に一体化することも考えられる。



(a) 第1案



(b) 第2案

図-1.5.7 装置の基本構造

(5) 今後の課題

a) 高減衰ゴム材料の開発

今年度は等価粘性減衰定数20%程度を目標にゴム材料の開発を行ったが、減衰については目標を満足する目処は立ったものの、特性の温度依存性については満足できる結果は得られなかった。一般に減衰を大きくすると温度依存性も大きくなる傾向があり、来年度も継続して温度依存性を少なくするための配合の改良と合わせて耐久性の評価を行う。

b) 装置の開発

今年度は装置の基本構造を提案したが、これを具体化するため装置に要求される特性、実橋での使用条件等について今後他グループと協議し明確にする。

<研究担当> 横浜ゴム株式会社

参考文献

- 1) 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) 開発の背景と目的

ER流体とは¹⁾ Electro-Rheological Fluid の略で電気粘性流体、または電気レオロジー流体とも呼ばれている。この流体は電界内に置くとその大きさに比例して粘度が見掛け上変化するコロイド溶液で、電界を加えない場合には普通の流体と同様に流動性をもっている。この電界により見掛けの粘度が変化することをER効果と呼んでいる。

このER効果の発生メカニズム^{2), 3)}は以下のように考えられている。図-1.6.1に示すようにER流体に電圧を加えると電極間に発生した電界によって流体中に分散した微粒子の鎖が多数形成され、この粒子の鎖が電極間のせん断抵抗を示したり、電極間の液体の流れに対する抵抗を増加させるとにより見掛けの粘度が変化すると言うものである。

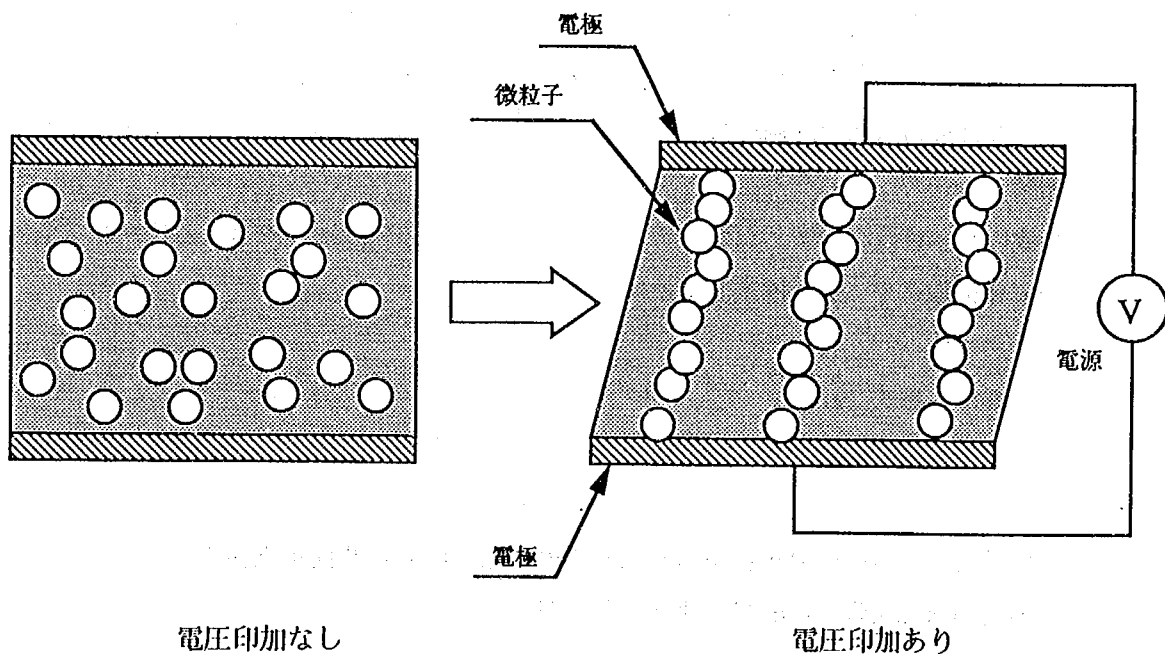


図-1.6.1 ER効果の発生メカニズム

現在あるER流体は大きく二種類に分けられる。一つは、電気絶縁性の流体に微粒子を分散させた“分散型”と呼ばれるものと、液晶をER流体として使用する液晶型がある。分散型の特徴はせん断速度とせん断応力の関係が図-1.6.2(a)に示すように電界を加えることにより、せん断降伏応力を持つ状態となる。（応力を与えないと流動しない状態）また、せん断速度が大きくなるとER効果が小さくなってしまう傾向がある。それに対し液晶型ER流体は電界を加えると粘度そのものが変化するため、せん断応力は図-1.6.2(b)のようにせん断速度に比例し増加する。ただし、液晶型ER流体のせん断応力は分散型と比較して数十分の一と小さいため、使用する場合には電極の間隔を狭める等の機械的な工夫が必要とされる。

分散型ER流体の組成は電気絶縁性の流体にシリカゲル、酸化アルミニウム、澱粉等の微粒子を分散させたもので、一般的に半導体に近い伝導率をもつ粒子を用いるとER効果を示すといわれている。

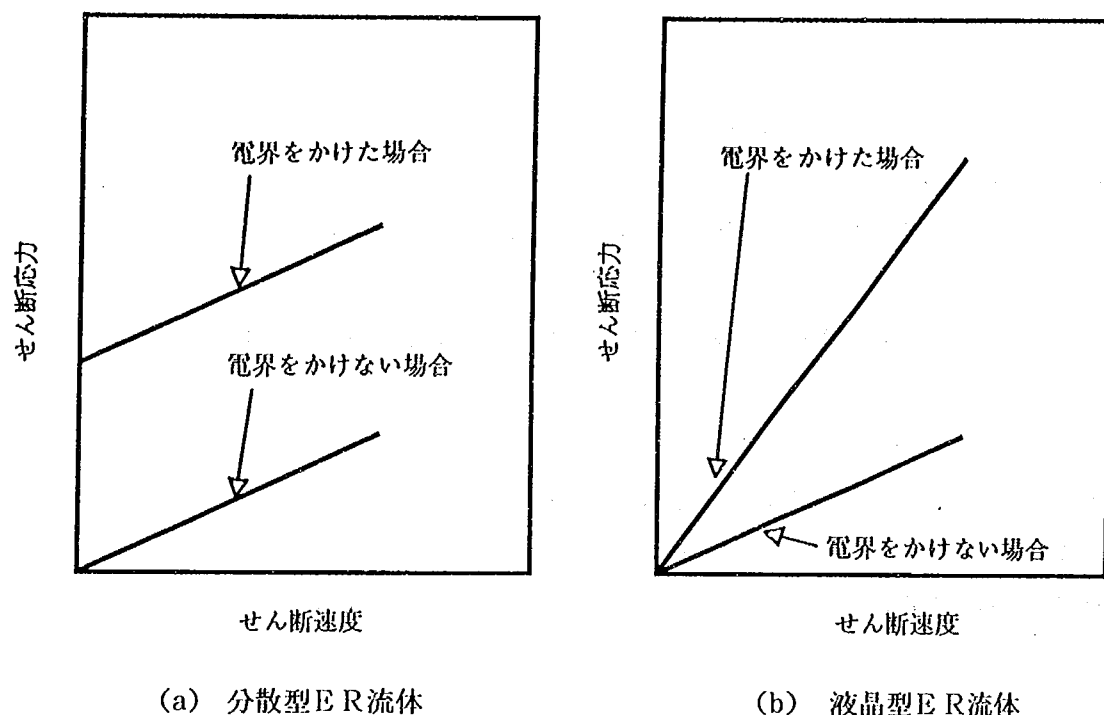


図-1.6.2 ER流体の分散・液晶型による特性の違い

ER流体の特徴としては電界によって粘度の大きさを可逆的に変化させられること、またその速度が極めて速いということが挙げられる。

このようにER流体は優れた特性をもっており自動車用ショックアブソーバ、エンジンマウント等を中心とした振動制御、動力を伝達するためのクラッチ等に応用され始めてきた。

土木構造物の振動制御においてもこのER流体を用いたダンパーの検討が行われており、ER流体を用いた可変ダンパーの開発を目的として、基礎データの取得と機構研究を行なう。

(2) 開発項目と内容

ER流体を土木用ダンパーに適用するためには以下の項目を確認することが必要であると考えられる。

1) ER流体の基本特性の把握

- a) 電界の強さとせん断応力の関係
- b) せん断速度とせん断応力の関係
- c) せん断応力の温度依存性
- d) ER流体の長期安定性

ER流体は印加される電界の大きさやせん断速度、温度に依存するので、土木構造物用ダンパーに適用する以前に上記 a~d) のような基本特性を十分把握しておく必要がある。

2) 土木構造物用ダンパーとしての機構研究

現在実用化されているE R流体を用いた可変ダンパーをそのまま土木構造物に適用することはできないため、新たな機構を用いたダンパーの開発が必要とされる。

せん断型のダンパーでは基本的な粘度が低いため適用は難しく、現時点で考えられているものはE R流体の粘度変化を流量制御弁とした油圧シリンダ型の可変ダンパーがある。

3) 耐久性・経年変化

現在の主流であるE R流体は絶縁性の流体に微粉末を分散させたものであるため、時間の経過により分散粒子が沈殿したり、熱による液体そのものの劣化が考えられます。このため土木構造物用ダンパーとしての耐久性を備えていること、経年変化が小さいことなどを確認する必要があります。

4) E R流体の開発

土木構造物用ダンパーとして実用化するためには更に性能の良いE R流体の開発が望まれる。以下にその特性を挙げる。

- ・粘度変化が大きい（装置をコンパクトにできる）
- ・弱い電界でもE R効果を生じる（印加電圧を低くできる）
- ・分散粒子の沈殿が起こらない
- ・使用温度範囲が広い

（3）開発の工程

平成5年度はE R流体の基本特性の把握を行ない、平成6年度に土木構造物用ダンパーとしての機構研究および耐久性について試験を行なっていく予定である。

（4）平成5年度の研究成果

今年度はE R流体の基本特性の把握を目的として以下に示す項目についての試験を行なった。

- ・電界の強さとせん断応力の関係
- ・せん断速度とせん断応力の関係

1) 試験装置

図-1.6.3, 1.6.4 に試験体および試験装置を示す。試験は試験機ベース側にE R流体の入った容器を固定し、その容器中に一定のすきまを保って相対運動ができる可動板がリニアガイドにより支持されている。また、流体に電圧を印加できるように容器と可動板はベースなどから絶縁されており、それぞれが電極となっている。今回の試験に使用したE R流体は分散型で、可動板の大きさは直径 100mm、すきまの設定は1～3mmまで変更可能である。

2) 試験方法

試験はせん断すきまを1mm、E R流体への印加電圧を0とした場合について、可動板を油圧アクチュエータにより、表-1.6.1に示す周波数と振幅で正弦波加振し、その時の変位と力の関係を測定した。また、表-1.6.1に示す各条件で試験を行った後には印加電圧を2kV、3kVした場合についても同様の試験を行なう。

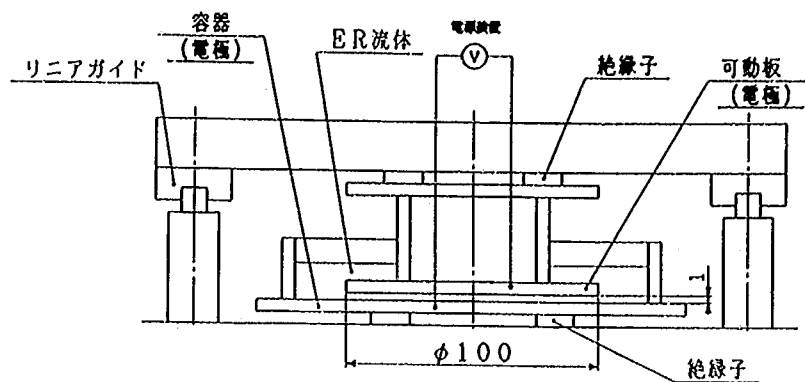


図-1.6.3 試験体概略図

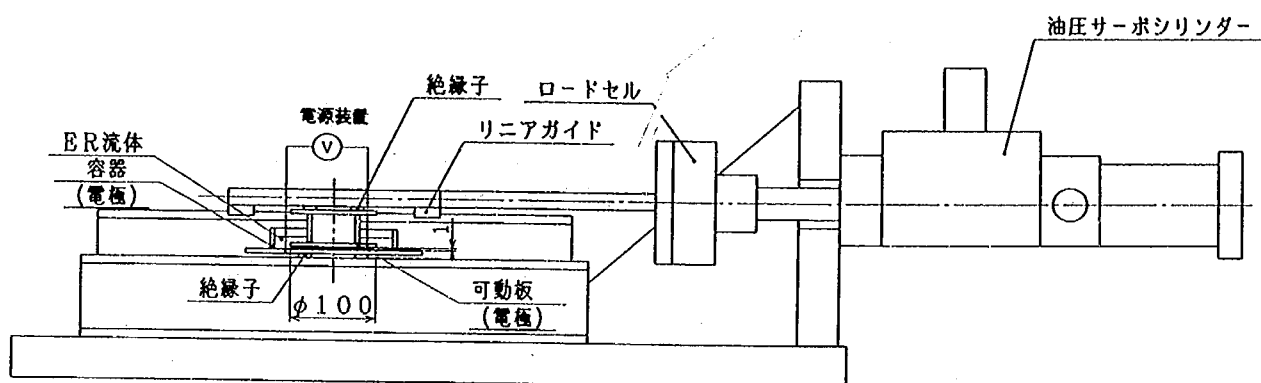


図-1.6.4 試験装置概略図

表-1.6.1 加振条件

振幅 振動数	10mm	20mm	30mm	50mm	10mm
0.05Hz	0.31	0.63	0.94	1.57	3.14
0.1Hz	0.63	1.26	1.88	3.14	6.28
0.2Hz	1.26	2.51	3.77	6.28	12.57
0.3Hz	1.88	3.77	5.65	9.42	—
0.5Hz	3.14	6.28	9.42	—	—

(表中の数値は加振速度(cm/sec))

3) 試験結果

図-1.6.5 に各印加電圧の場合のせん断速度とせん断応力の関係を示す。

ER流体のせん断応力はせん断速度にはほとんど依存していない。また、印加電圧を加えると2kV/mmで

$7.1 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2$, 3 kV/mm で $1.6 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2$ のせん断降伏応力の増加が見られた。

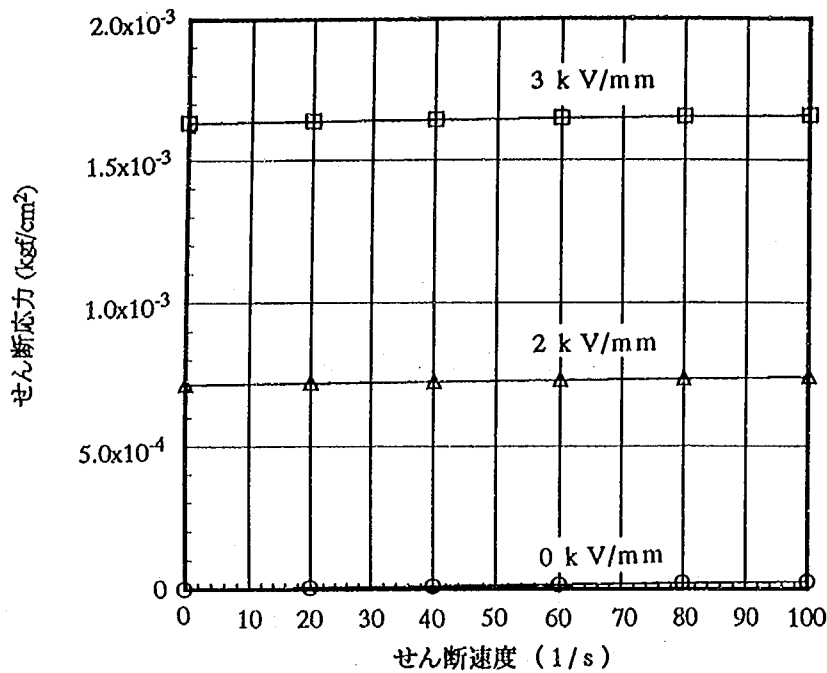


図-1.6.5 各印加電圧の場合のせん断速度とせん断応力の関係

(5) 成果と今後の課題

平成5年度の試験によりER流体に加える電界の強さを変化させることにより、せん断降伏応力が変化するというER効果を確認し、その特性をほぼ把握することができた。

しかし、このER流体でせん断面積 1 m^2 、せん断すきま 1 mm のせん断型ダンパーとし、 3 kV の電圧を加えた時の減衰力(せん断力)を試算するとわずか 16 kgf にしかならず、このままでは土木構造物への適用は困難であると考えられる。

今後は、ER流体の粘性変化を流量制御弁として利用した大容量のダンパーの開発を行なっていく予定である。

<研究担当> オイレス工業(株)

参考文献

- 1) 森下 信、浦 環：ER流体を用いたインテリジェント制振システム、『生産研究』44巻12号 UDC62-272:62-567:629.113.015, 1992.12
- 2) 宮本 哲夫、太田 元規：ERFの降伏応力に関する理論的実験的検討『日本機械学会論文集(B編)』59巻562号 論文 No.92-1292, 1993.6
- 3) 東燃株式会社総合研究所：ER流体の特性データ 1993.11.29.

1.7 E R流体ダンパーの開発 -その2-

(1) 研究開発の背景と目的

E R流体は、印加電圧に応じてその粘性を変化させることが可能な流体である。E R流体の考え方は古くからあったが、近年信頼性及び実用性に優れたE R流体が開発されるようになってきたことから、主に機械工学の分野で実用化されつつある。E R流体は、印加電圧に対する応答性が優れていること、また、バルブ等の複雑な機構が不要であり、構造を単純化できる等の利点を有するため、構造物の振動制御への適用が期待されている。

本研究では、構造物の振動制御に対するE R流体を用いたバリアブルダンパー（E R V D）の実用化を図ることを目的とするものである。

(2) 開発項目と内容

1) E R流体を用いたバリアブルダンパー（E R V D）の開発

構造物の振動制御に実用可能な大容量の減衰力及びその可変範囲を有するバリアブルダンパーの開発を図る。一般に、印加電圧によるE R効果により発生させ得る減衰力の範囲が大きくないことが明らかにされており、これを考慮したダンパーの構造の開発が必要とされる。

2) E R V Dの動的特性

減衰性能を構造物の振動性状に応じて変化させるバリアブルダンパーとして使用するためには、印可する電圧及び減衰力の関係を明らかにする必要がある。さらに、変位・速度依存性、温度依存性等長期の安定性を含めた動的特性の把握が必要とされる。

3) E R V Dの耐久性

構造物の震動制御に用いるためには、長期に渡って安定して使用できることが必要とされる。このため、E R流体本体及びダンパー構造の耐久性に配慮する必要がある。

(3) 開発の工程

研究開発の工程は、表-1.7.1の通りである。

表-1.7.1 研究開発の工程

研 究 項 目	平成5年度	平成6年度	平成7年度
E R V D小型模型の開発	←→		
基本特性の検討	←→		
E R V Dの実用モデルの開発		←→	
模型振動台実験による検証		←→	
設計方法の開発		←→	

(4) 平成5年度の研究成果

平成5年度は、ER流体を用いたバリアブルダンパーの小型模型を開発し、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。

1) ERVDによる発生減衰力

図-1.7.1に示すようなシリンダータイプのERVDを考えてみる。ERVDにより発生される減衰力 F は、次式に示すようにオリフィスを通過する粘性体の減衰力(粘性減衰力) F_v 及びER効果による減衰力 F_E の和として表すことができる。

$$F = F_v + F_E \quad (1.7.1)$$

$$F_v = \frac{12 \cdot L \cdot \Lambda^2 \cdot \eta}{B \cdot H^3} v \quad (1.7.2)$$

$$F_E = \frac{3 \cdot L \cdot \Lambda}{H} \tau_v(E) \quad (1.7.3)$$

ここで、 Λ : ピストンの受圧面積、 v : ピストンの速度、 L , B , H : 電極の長さ、幅、距離、 η : ER流体の粘度、 $\tau_v(E)$: ER効果により発生するせん断応力度、 E : 印加電圧強度、である。 $\tau_v(E)$ が印加電圧に応じて変化させることが可能なせん断力である。粘性減衰力とER効果による減衰力の履歴曲線は、図-1.7.2のように表わすことができる。粘性減衰力は、ピストン速度に依存する減衰力であり、これはオリフィス幅を変化させて制御する。一方、ER効果による減衰力は、載荷速度及び載荷変位に依存せず、印加電圧強度 E のみで制御することができる。

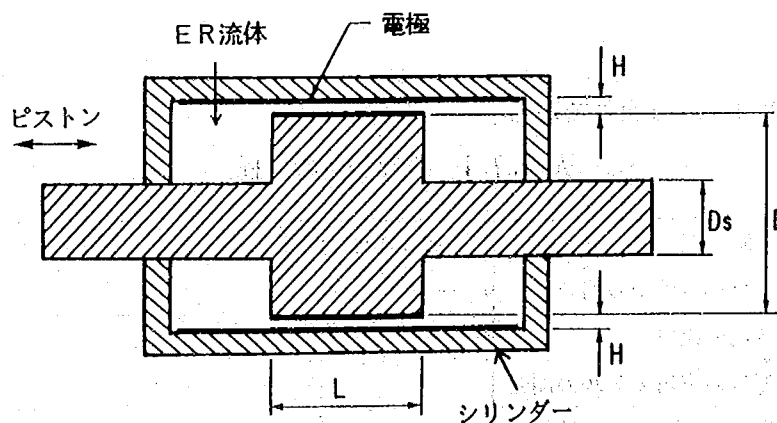
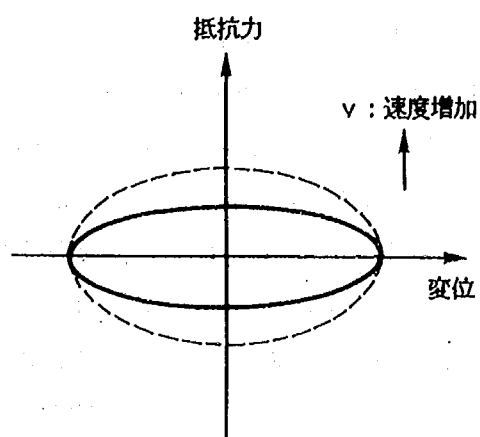
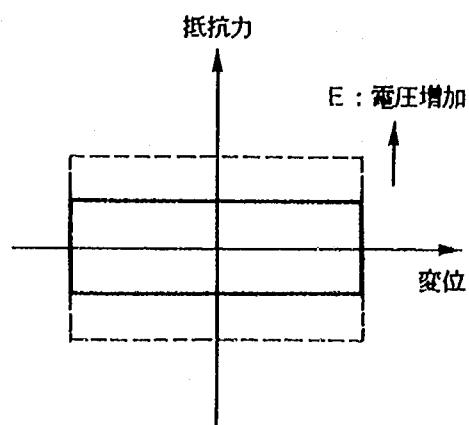


図-1.7.1 シリンダータイプのERVD



(a)粘性減衰力



(b)ER効果による減衰力

図-1.7.2 ERVDによる減衰力

2) ERVDの小型模型の開発

(a) 小型模型の概要

ERVDの実用性を検討するために、写真1.7.1に示すような小型モデルを開発試作した。ER効果による減衰力は最大で20kgf程度、ピストンの最大ストロークは $\pm 40\text{mm}$ となるように設計した。ダンパーの全長は521mm、オリフィス（電極）の長さ及び間隔は、それぞれ、134mm及び3mmとした。ピストンの受圧面積は $2,089\text{mm}^2$ である。ER流体を封入する際のシール材としては、ゴムスリーブを用いた。ER流体としては、シリコンオイルに炭素質粉末を混合したコロイド状液体（㈱ブリヂストン製）とした。なお、本ER流体の初期粘度は、 $1.3 \times 10^{-8} \text{ (kgf} \cdot \text{s/mm}^2 \text{)}$ 、2kV/mm時の τ_v は $68.0 \times 10^{-6} \text{ (kgf/mm}^2 \text{)}$ である。電極間に印加する電圧は、DC 0～6kVとした。

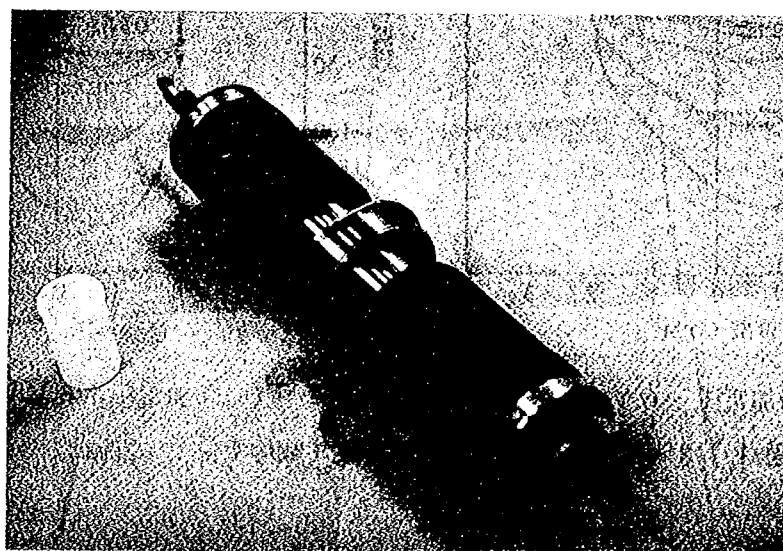
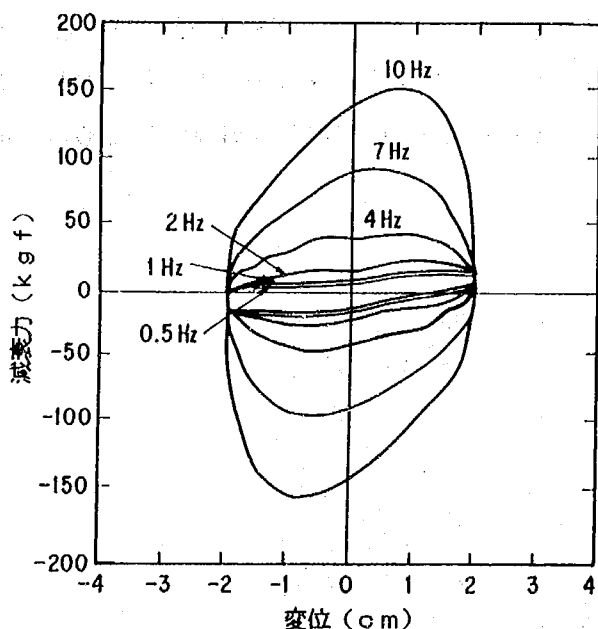


写真-1.7.1 開発試作したERVD

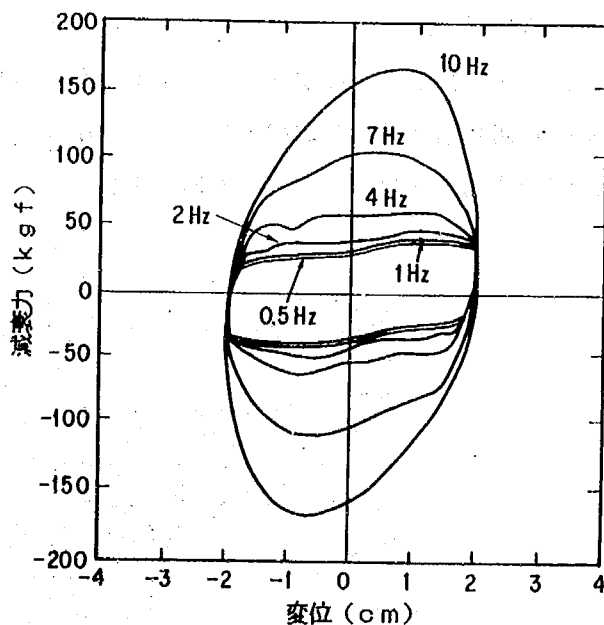
(b) E R V Dの動的特性

開発試作したE R V Dの小型模型の動的载荷実験を行い、その動的特性（振動数依存性、変位依存性及び印加電圧依存性等）を検討した。ここでは、実験結果の一例を示す。図-1.7.3(a)は、負荷電圧を0、すなわち、E R効果を0とした場合の減衰力と変位の履歴曲線を示したものである。载荷変位は振幅 $\pm 20\text{mm}$ の正弦波とし、加振振動数を0.5~10Hzに変化させた。これによれば、载荷速度が低い時にはほぼ矩形状の摩擦型の履歴を示しており、ピストンの摩擦は約10kgfである。载荷速度が速くなるに伴い減衰力は大きくなり、粘性減衰型の履歴を示すようになる。ただし、理想的には楕円形の履歴曲線にならなければならないが、実験ではピークの発生位置が遅れている。この原因は、E R流体の圧縮性、あるいは、E R流体のシール材として用いたゴムスリーブの変形性が関与していると考えられる。図-1.7.3(b)は、印加電圧を最大の6kVとした場合の履歴曲線を示したものである。図-1.7.3(a)と比較してみると、载荷速度が遅い場合の履歴曲線はほぼ矩形状となり、E R効果により減衰力が大きくなっていることがわかる。ただし、载荷速度が速くなると、粘性減衰力が卓越するようになり、履歴曲線は楕円形に近づく。

図1.7.4は、E R V Dの減衰力の印加電圧依存性を示したものである。これによれば、载荷振動数が0.5 Hzの場合には印加電圧により減衰力は10kgf~30kgfの範囲で変化させることが可能であるが、载荷速度が速くなると、前述のように粘性減衰力が卓越するようになるため、印加電圧による減衰力の変域は狭くなる。



(a) 印加電圧 : 0 V



(b) 印加電圧 : 6 k V

図-1.7.3 減衰力～変位の履歴曲線（载荷変位： $\pm 20\text{mm}$ ）

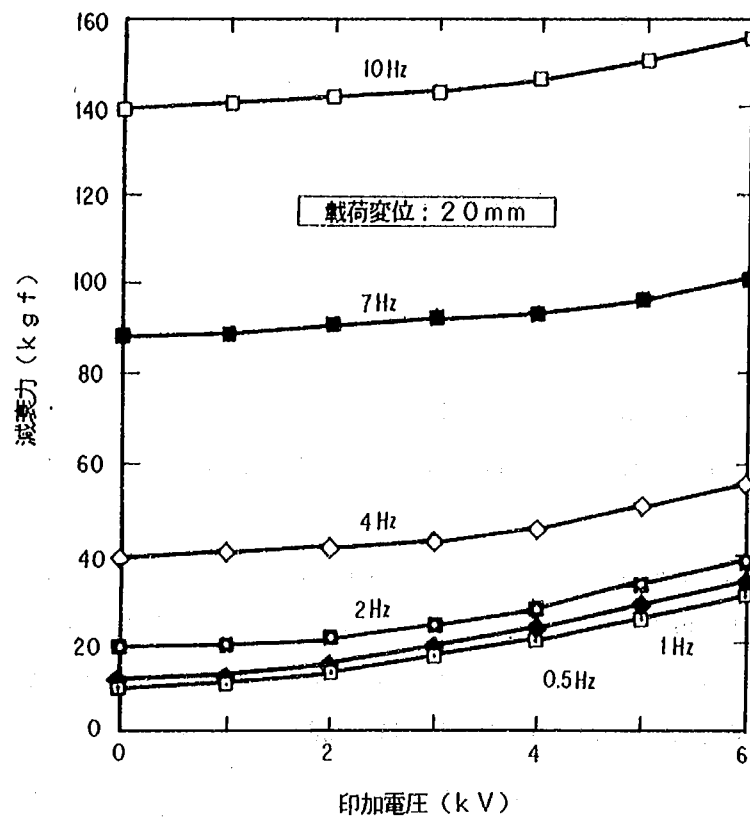


図-1.7.4 減衰力の印加電圧依存性 (載荷変位: $\pm 20\text{mm}$)

3) 結論

本検討結果をまとめると以下の通りとなる。

- 1) 開発したERVDの載荷実験によれば、載荷速度が低い時にはER効果により履歴曲線の形状はほぼ矩形状となるが、載荷速度が速くなると粘性減衰力が卓越する楕円形の履歴曲線となり、ほぼ設計通りの特性を有している。
- 2) 開発したERVDは、載荷速度が速くなると、粘性減衰力が卓越するようになり印加電圧による減衰力の可変範囲は狭くなる。一般に構造物の振動制御では減衰力を大きな範囲で変化させ得ることが必要とされるため、今後、実用的なERVDの構造を検討する必要がある。

(5) 今後の課題

今回開発したER流体を用いた小型模型は、ほぼ設計通りの機能を有することが明らかになった。しかしながら、ER効果により発生させ得る減衰力は、今回印可した電圧範囲では、構造物の振動制御に用いるためには十分大きなものではなかった。今後、印可電圧の範囲を拡大して減衰力の可変範囲を検討するとともに、可変オリフィス機構を併用する等の工夫を検討する必要がある。

<研究担当> 土木研究所

参考文献

- 1)Ushijima, T, Takano, K. and Noguchi, T. : Rheological Characteristics of ER Fluids and their Application to Anti-Vibration Devices with Control Mechanism for Automobiles, SAE paper #881787, 1988
- 2)Duclos, T., G. : Design of Devices Using Electrorheological Fluids, SAE Technical Paper #881134, 1988
- 3)Ehrgott, R., C. and Masri, S., F. : Modeling the Oscillatory Dynamic Behavior of Electrorheological Materials in Shear, Smart, Mater. Struct. 1, 1992
- 4)Sasada, T., Kishi, T. and Kamijo, K. : Electro Viscous Effects of Polymer and Solid Particle Solutions, Proceedings of the Japan Society of Mechanical Engineers. Vol.41, No.342, 1975
- 5)Sasada, T., Kamijo, K. and Kishi, T. : Electro Viscous Effects of Uni-phase Liquid, Proceedings of the Japan Society of Mechanical Engineers. Vol.41, No.343, 1975
- 6)Edited by Scott, D. and Yamagichi, J. : Solidifying Fluid Transforms Clutches and Flow Valves, Automotive Engineering, Vol.91, No.11, 1983

1.8 インテリジェント・ロックオフの開発

(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、温度変化やクリープ乾燥収縮による常時の伸縮の他に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ロ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、ロ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、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リティの確保が要求される重要な橋梁が多いわが国では、このような構造を一般的に採用していくことは難しいと考えられる。

一方、既往の伸縮ジョイントやロ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、この研究開発項目は、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う。

(2) 研究項目と内容

1) モデル橋の設定

山間部に建設される機会が多いP C桁の高橋脚橋梁を対象として、その一般的なディメンジョンを有するモデル橋を設定する。装置は橋台と桁の間に設置するものとする。

2) 装置に要求される性能の検討

モデル橋について単純な解析モデルを設定し、パラメトリックな地震応答を行って装置に要求される伸縮量と抵抗力およびエネルギー吸収性能を把握する。

3) 有効な装置の考案と試設計

短期間の開発であることを考慮し、既存の要素技術の有効利用を考える。すなわち、伸縮装置には既存の中程度の許容伸縮量を持つ装置を採用し、これにダンパーを組み合わせたものとする。ダンパーには粘性ダンパーと塑性ダンパーを組み合わせたものを用い、常時の温度伸縮の吸収と大地震時のすべりによるエネルギー吸収を合わせ持ったものを採用する。そして、装置の試設計を行い、収まりと施工性の確認を行う。

4) 地震応答解析による有効性の検討

装置を取り付けた高橋脚橋梁を多質点系でモデル化し、時刻歴の応答解析を行って有効性を検討する。

5) 部分模型を使った実験による検証

装置の部分模型に動的な加力を行って特性の検証を行う。

(3) 開発の工程

	平成5年度	平成6年度	平成7年度
モデル橋の設定	_____		
装置に要求される性能の検討	_____	_____	
有効な装置の検討	_____	_____	
装置の試設計		_____	
地震応答解析による有効性の検討		_____	
部分模型を使った実験による検証			_____

(4) 平成5年度の研究成果

1) モデル橋の設定

山間部で谷越えとなる道路橋を想定し、図-1.8.1と図-1.8.2に示すモデル橋を設定した。橋脚高70m、PCボックス桁・3スパン、全長320m、3車線で、両側の橋台は谷の斜面に設けられているものとする。図-1.8.3はモデル橋を質点系に置き換え、橋軸方向についてモード解析した結果である。橋台部で桁が水平方向にフリーであるとする桁端部の振幅が大きくなるのは1次モードであり、桁端ダンパーが1次モードの応答の抑制に効果的であることがわかる。

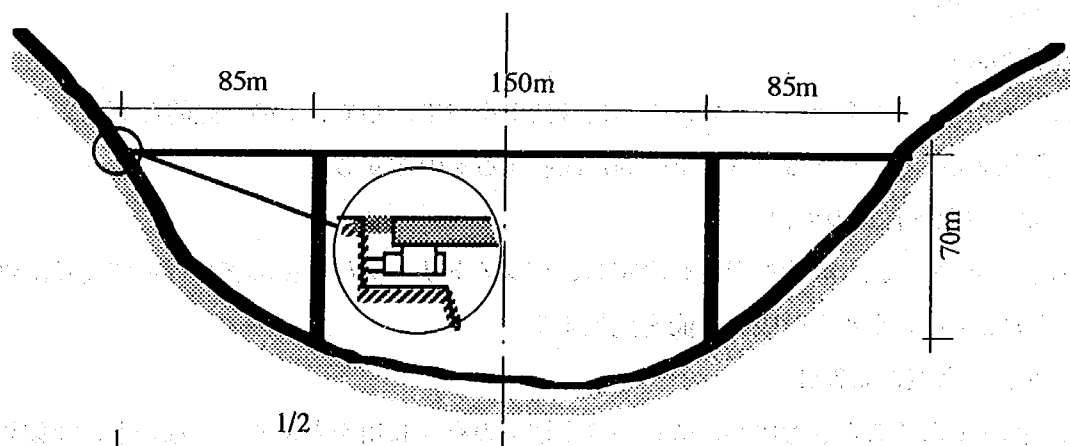


図-1.8.1 モデル橋

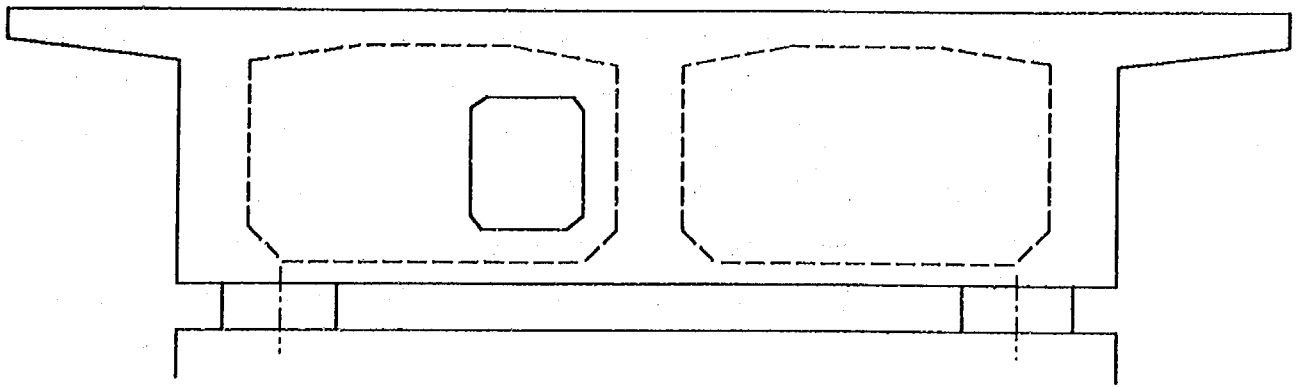


図-1.8.2 モデル橋の桁断面

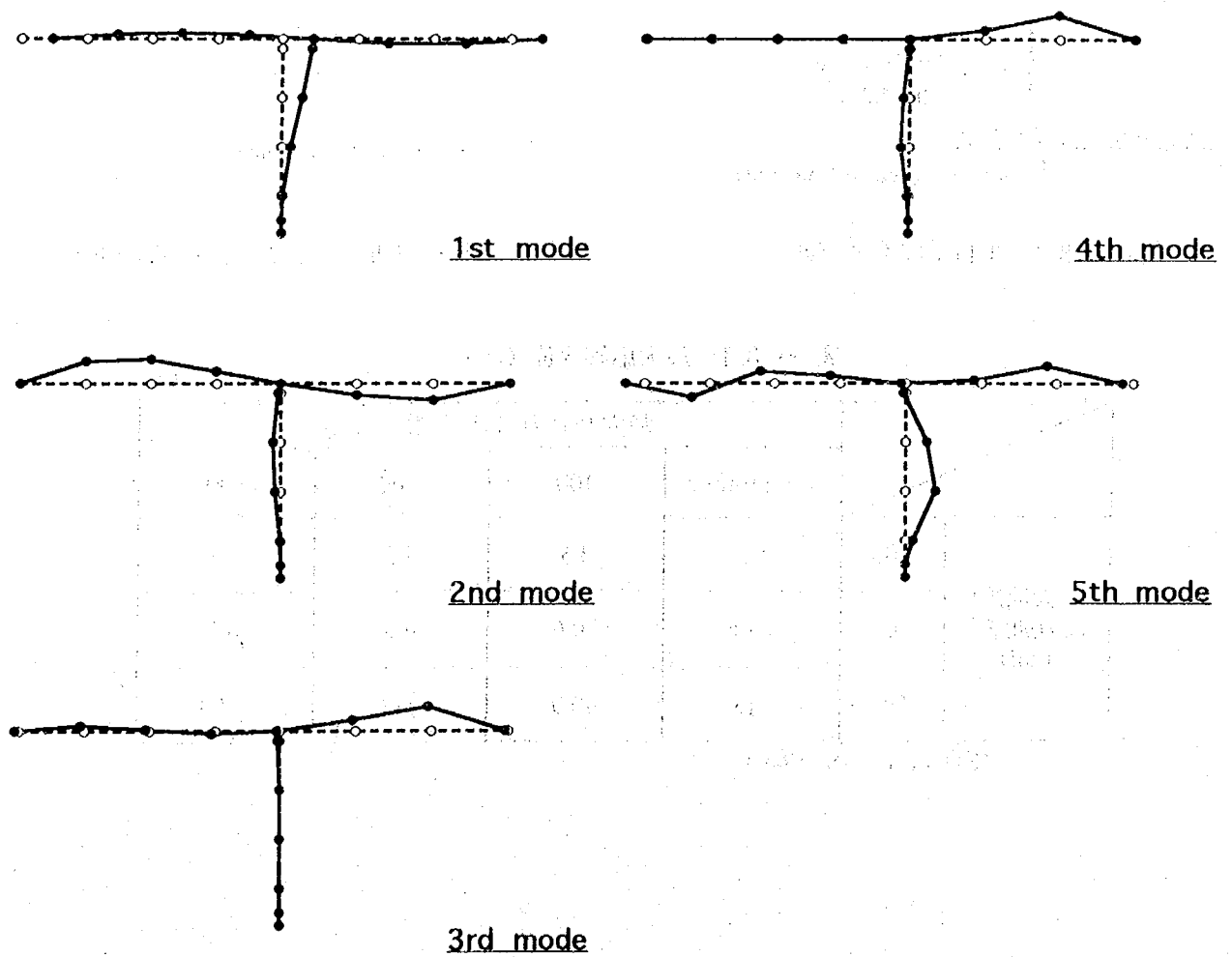


図-1.8.3 モード解析結果

2) 装置に要求される性能の検討

橋軸方向を対象とし、1次モードのみを考慮してモデル橋を1質点系にモデル化したものが図-1.8.4である。桁端ダンパー C_d には粘性と塑性を組み合わせることにより図-1.8.5に示すバイリニア特性を持たせる。そして、最大地震入力加速度と最大減衰力をパラメータにとって応答計算を行った。入力地震の波形にはEl Centro-NS波を用いた。表-1.8.1と図-1.8.6がその結果を示したものである。

これらの図表から、最大減衰力を300tf程度に取るのが応答振幅を減ずる上で効率的であり、L2レベルとしてEl Centro-NS波500galの入力を想定した場合、応答振幅として25cm程度を想定する必要があることが分かった。

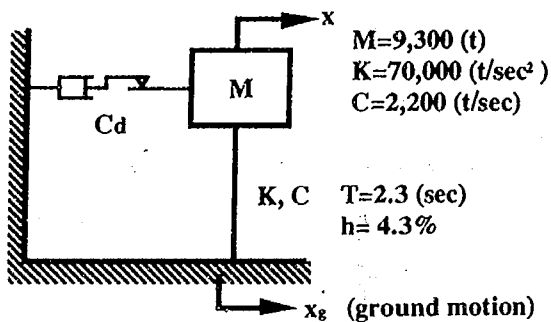


図-1.8.4 1自由度系モデル

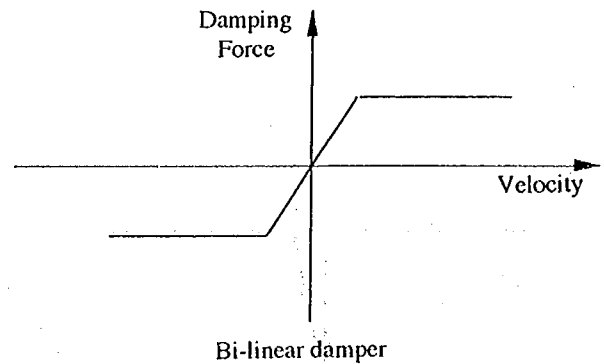


図-1.8.5 バイリニアードンパー

表-1.8.1 最大応答変位 (cm)

		最大減衰力 (設定値) (tf)			
		no damper	100	300	500
最大地震* 入力加速度 (gal)	100	8.2	3.5	1.3	1.3
	300	24.6	20.6	10.4	6.5
	500	41.0	40.0	24.6	17.3

*El Centro NS (1940)

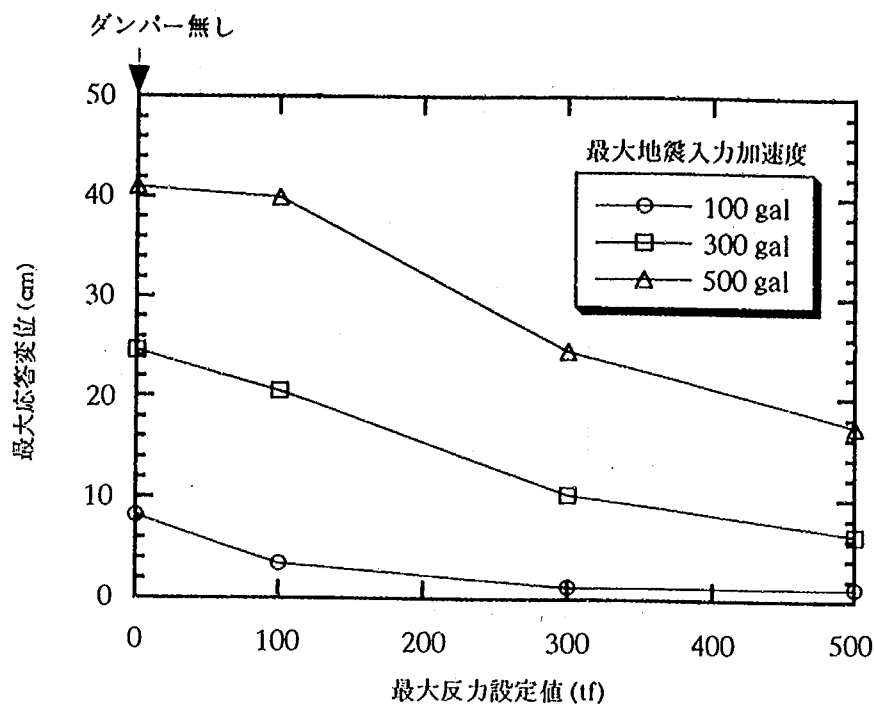


図-1.8.6 最大減衰力と最大応答変位の関係

3) 有効な装置の検討

伸縮装置の設計伸縮量を $\pm 40\text{cm}$ (応答変位 25cm 、温度・クリープ・乾燥収縮 10cm 、余裕 5cm)とする。橋軸直角方向の変位も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。

ダンパーの最大減衰力を $100\text{tf}/\text{個} \times 3\text{個}$ 、ストロークを 30cm とする。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。

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た結果が図-1.8.7と図-1.8.8である。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ているあるが、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。設計以上の大地震が発生してダンパーや取り付け部材が破損しても地震直後の交通は確保できる。取り替え等が必要となる場合には、片側の交通を止め、舗装を除去すればよい。

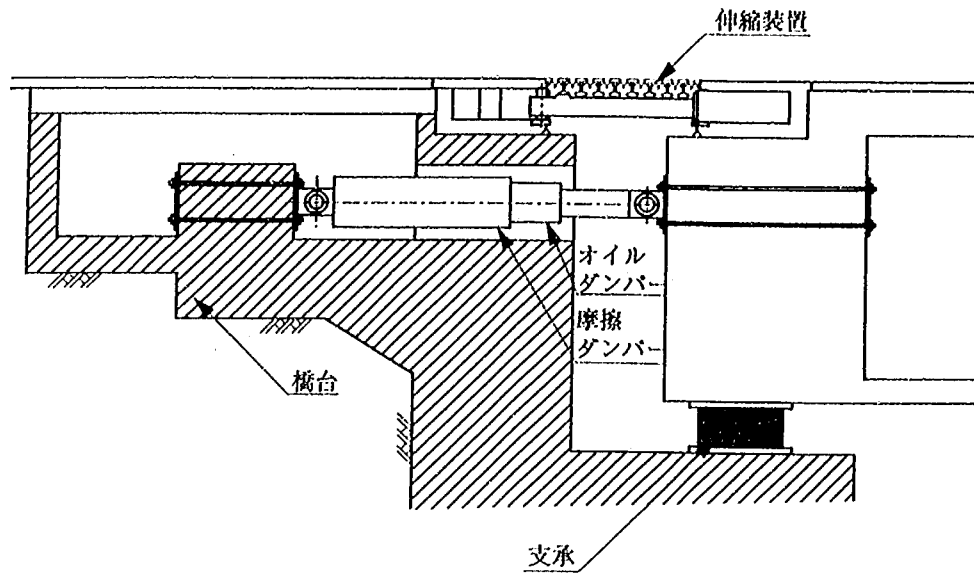


図-1.8.7 装置案-1

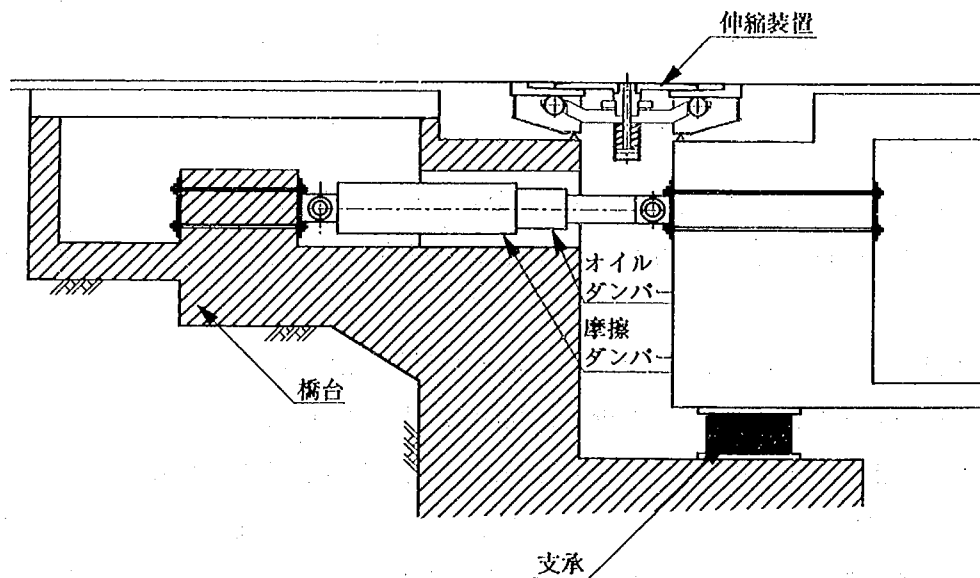


図-1.8.8 装置案-2

<研究担当> 大林組

参考文献

- 1) (財)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）一、平成4年10月

(1) 開発の背景と目的

P C斜張橋は、鋼斜張橋に比べ橋全体の重量、剛性、減衰が大きいため、耐風安定性に優れているが、地震時の慣性力が大きくなるため耐震性の面ではむしろ厳しい。我国のように地震の多い地域に建設されるP C斜張橋では、橋軸方向の地震に対する耐震性を確保するために、橋軸方向に主桁を拘束せずフリーとしたフローチングタイプを採用して、長周期化を図ることによって地震力を低減する場合がある¹⁾。しかし、フローチングタイプの場合には、主桁の端部における橋軸方向の変位が過大となったり、主桁の慣性力が斜材を介して直接主塔に作用するため、主桁の基部における曲げモーメントが過大になってしまうことがある。

P C斜張橋で橋軸方向の地震時の応答が特に問題となるのは、主桁の橋軸方向変位と主塔基部ならびに橋脚基部における曲げモーメントである。したがって、高減衰材料やダンパー等を用いて、これらの地震応答をフローチングタイプよりも低減することができれば、P C斜張橋の耐震性をさらに向上させることができる。例えば、免震橋で用いられている鉛入り積層ゴム支承や高減衰積層ゴム支承のような履歴型ダンパーを、P C斜張橋の支承部に設置して地震時の主桁振動のエネルギーを吸収することによって、上記の地震応答を低減できる。

本研究では、中央径間が400mのP C斜張橋の主桁と橋脚頂部をダンパーで連結することによって、耐震性を向上させることを考える²⁾。ダンパーとしては、例えば、履歴型ダンパーや粘性型ダンパーのようなパッシブ型のようなものを考え、その効果を地震応答解析により解析的に検討する。

(2) 研究項目と内容

1) モデル橋の設定とその特性

研究の対象とするモデルは中央径間が400mの3径間連続P C斜張橋である。ここでは、モデル橋を設定し、その振動特性、地震時の応答特性について検討する。

2) 入力地震動の設定

中央径間が400mクラスの斜張橋になると、その固有周期が道路橋示方書で規定されている加速度応答スペクトルの固有周期の範囲より長くなるため、加速度応答スペクトルの設定が必要になる。

3) ダンパーに要求される性能の把握

P C斜張橋にダンパーを適用する場合に、常時の条件（設置場所やスペース、温度変化による伸縮量など）によって求められるダンパーの仕様について検討する。

4) 有効なダンパーの考案とP C斜張橋-ダンパー系の地震時応答解析

P C斜張橋に適用可能なダンパーをいくつか考案する。さらに、それらのダンパーを設置した場合の効果を地震応答解析によって比較検討する。

(3) 開発の工程

(2)の研究項目の工程は表-1.9.1に示す通りである。

表-1.9.1 研究の工程

研究項目	期間	平成5年度	平成6年度	平成7年度
1)モデル橋の設定とその特性の把握				
2)入力地震動の設定				
3)ダンパーに要求される性能の把握				
4)ダンパーの考案 P C斜張橋-ダンパー系 地震時応答解析				

(4) 平成5年度の研究成果

1) モデル橋の設定

- ・中央径間400mの3径間連続P C斜張橋
- ・斜材形式はセミハープ形式とハープ形式(図-1.9.1)

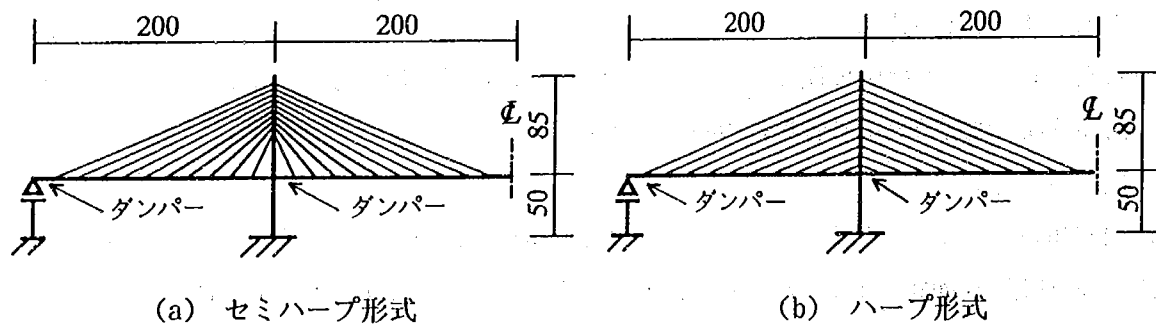


図-1.9.1 モデル橋

2) 入力地震動の設定

加速度応答スペクトルは道路橋示方書Ⅰ種地盤レベルⅠを長周期側に直線的に延長したものを用いる。また、入力波形は開北橋で観測された波形を適合させて作成した。

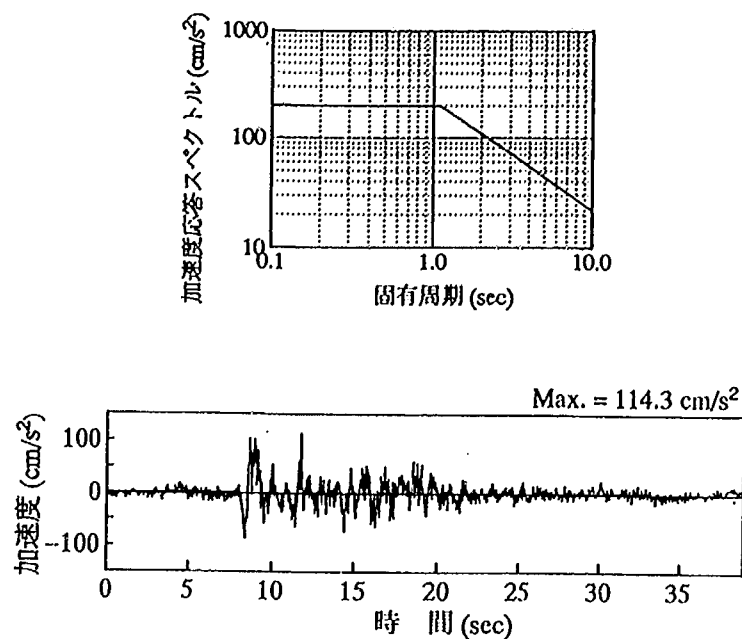


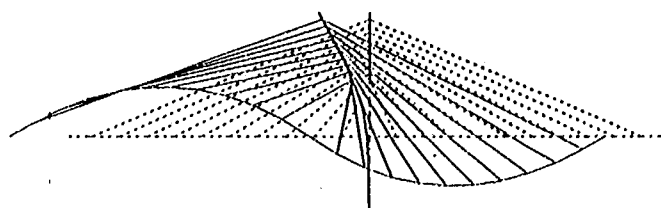
図-1.9.2 加速度応答スペクトルと入力波形

3) モデル橋の振動特性および地震応答特性

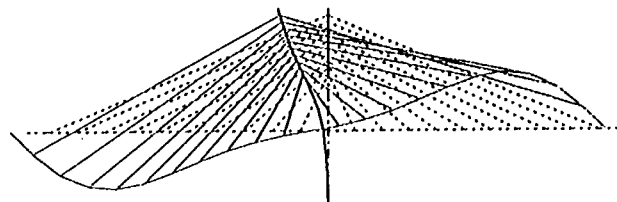
固有値解析によって求めたモデル橋（フローチングタイプ）の各モードの固有周期と橋軸方向の刺激係数と有効質量を表-1.9.2に、モード図を図-1.9.3～図-1.9.4に示す。セミハープ形式では1次、2次、8次のモードの影響が大きく、ハープ形式では2次モードと4次モードの影響が大きいことがわかる。

表-1.9.2 モデル橋の固有周期、刺激係数、有効質量

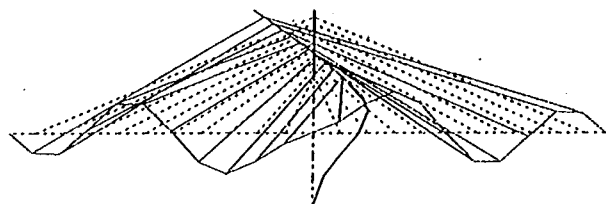
Mode	セミハープ形式			ハープ形式		
	$T(sec)$	β	$M_{eff}(t s^2/m)$	$T(sec)$	β	$M_{eff}(t s^2/m)$
1	9.09	-0.796	1669.1	4.71	0.305	101.0
2	3.36	-0.837	746.3	2.43	-1.298	1982.7
3	1.71	-0.000	0.0	1.95	0.000	0.0
4	1.22	0.508	270.7	1.43	0.936	1136.9
5	1.00	0.000	0.0	1.23	0.000	0.0
6	0.74	-0.547	291.8	0.97	-0.000	0.0
7	0.70	-0.000	0.0	0.82	0.320	99.0
8	0.60	0.897	840.2	0.62	-0.000	0.0
9	0.58	0.000	0.0	0.57	-1.080	173.8
10	0.45	-0.157	26.6	0.49	-0.178	28.7



1次モード (T=9.09秒)

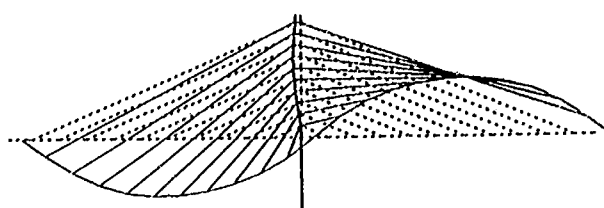


2次モード (T=3.36秒)

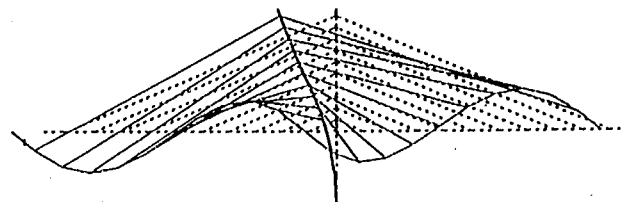


8次モード (T=0.60秒)

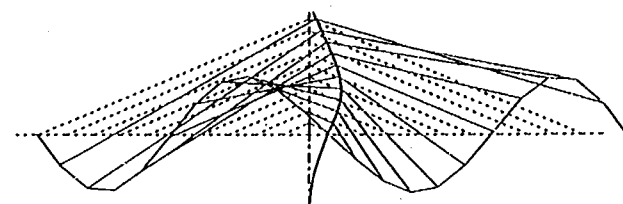
図-1.9.3 セミハープ形式の固有モード



1次モード (T=4.71秒)



2次モード (T=2.43秒)



4次モード (T=1.43秒)

図-1.9.4 ハープ形式の固有モード

次に、応答スペクトル法により求めた両形式の地震時の主桁の変位、主塔基部の曲げモーメント、橋脚基部の曲げモーメントを表-1.9.3と表-1.9.4に示す。なお、構造物の減衰はモード減衰 $\eta=1\%$ とし、道路橋示方書に示されている減衰定数別補正係数で加速度応答スペクトルを補正した。

表-1.9.3 セミハープ形式の地震応答

Mode	主桁変位 (cm)	主塔基部 M (tf m)	橋脚基部 M (tf m)
1	63.35	-43384	-74715
2	6.93	-25611	-62907
4	0.37	-6578	-41274
6	-0.12	-446	-37881
8	-0.14	7188	-95004
10	0.02	556	-2416
11	0.07	388	-2212
13	0.00	-872	-2217
14	0.04	5005	-11938
20	0.00	1676	-4959
R.M.S.	63.73	51597	147941

表-1.9.4 ハープ形式の地震応答

Mode	主桁変位 (cm)	主塔基部 M (tf m)	橋脚基部 M (tf m)
1	2.75	5233	1545
2	15.00	-31960	-167908
4	4.19	-13361	-141141
7	0.02	651	-12591
9	0.20	2145	-18653
10	0.04	420	-2830
12	-0.28	-6972	-37273
13	-0.01	-94	-644
14	0.03	3278	-7237
R.M.S.	15.82	35980	223830

セミハープ形式の主桁の変位、主塔基部のモーメントに対しては、1次モードの寄与が大きい、橋脚の曲げモーメントに対しては8次モードの寄与が大きい。一方、ハープ形式の場合には、2次モードの寄与が主桁変位、主塔・橋脚基部のモーメントのいずれにおいても大きい、橋脚基部のモーメントについては4次モードの寄与も大きい。

4) ダンパーによる地震応答の低減に関する解析的検討

a) 解析方法について

モデル橋の主桁と橋脚頂部をダンパーで連結することによって耐震性能をどのくらい向上させることができるかについての検討を行った。解析方法については以下の通りである。

- ・時刻歴応答解析で検討する
- ・構造物の減衰は1%のレイリー型減衰
- ・ダンパーの種類として履歴型ダンパーと粘性型ダンパーを考える

履歴型ダンパー……バイリニア型のバネで表す

初期剛性 $K_1=200\text{tf/cm}$

2次剛性 $K_2=20\text{tf/cm}$

降伏変位 $\delta_y=1\text{cm}$

粘性型ダンパー……粘性係数 $C=20\text{tf/kine}$

b) セミハープ形式の応答

セミハープ形式の主桁の変位、主塔基部のモーメント、橋脚基部のモーメントの最大値を表-1.9.5に示す。また、主塔と橋脚の曲げモーメント分布を図-1.9.5に示す。ダンパーを設置することによって、最大応答値がフローティングタイプに比べていずれも減少していることがわかる。特に、主桁の変位と主塔基部のモーメントは6割から7割も低減している。これに比べて橋脚基部のモーメントの低下はわずかであるが、これは、橋脚が大きく変形する高次モードの影響である。

表-1.9.5 時刻歴応答解析による最大応答値（セミハープ形式）

	主桁変位 (cm)	主塔基部の モーメント(tfm)	橋脚基部の モーメント(tfm)
フローティング	49.7	50720	121200
履歴ダンパー	12.5(-75%)	16800(-67%)	91500(-25%)
粘性ダンパー	9.3(-81%)	20040(-60%)	87510(-28%)

()内の数値はフローティング型の応答に対する減少の割合を表している

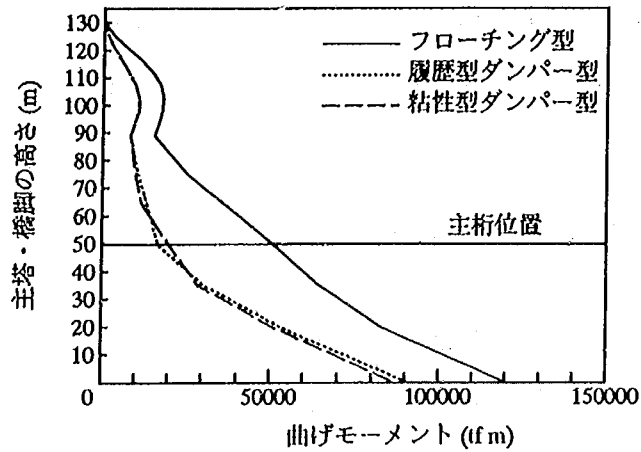


図-1.9.5 主塔・橋脚の曲げモーメント分布（セミハープ形式）

c) ハープ形式の応答

ハープ形式の主桁の変位、主塔基部のモーメント、橋脚基部のモーメントの最大値を表1-9-6に示す。また、主塔と橋脚の曲げモーメント分布を図-1.9.6に示す。ダンパーを設置することによって、最大応答値がフローティングタイプに比べていずれも減少しているが、セミハープ形式と比べると、減少の割合は少ない。これは、ハープ形式の場合、最下段の斜材の影響でフローティング型の応答が小さいためである。

表1-9-6 時刻歴応答解析による最大応答値（ハープ形式）

	主桁変位 (cm)	主塔基部の モーメント(tfm)	橋脚基部の モーメント(tfm)
フローティング	13.2	39410	158100
履歴ダンパー	10.2(-23%)	22790(-42%)	108700(-31%)
粘性ダンパー	9.7(-27%)	25080(-36%)	109000(-31%)

()内の数値はフローティング型の応答に対する減少の割合を表している

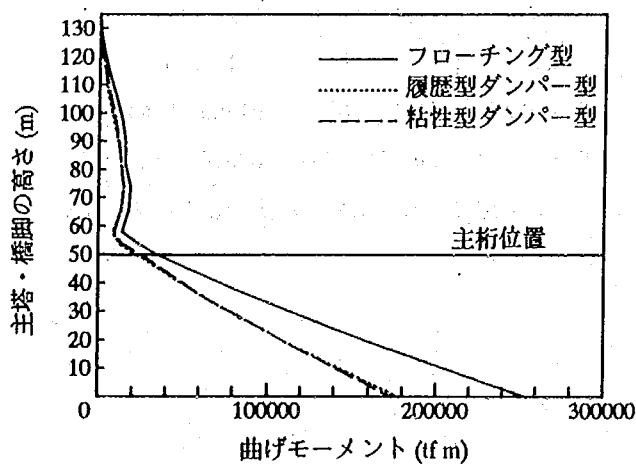


図-1.9.6 主塔・橋脚の曲げモーメント分布（ハープ形式）

d) PC斜張橋の地震応答低減に関する考察

ダンパーを設置することによって主桁変位、主塔・橋脚基部のモーメントが低減するのは、主に次に挙げる要因によるものと思われる。

①ダンパーによるエネルギー吸収による減衰

②主橋脚上のダンパーと端橋脚上のダンパーによる主桁慣性力の分散効果

③斜材-主塔系と主橋脚上のダンパーによる主桁慣性力の分散

①と②については、免震橋梁において地震応答が低減するのと同じ理由である。③は、PC斜張橋に特有のものであり、ダンパーの特性や主塔の剛性を決定する上で重要である。

5) 今後の見通し

この成果を踏まえて、今後の研究の方針について述べる。

① ダンパーの装置自体は、既にあるような程度のものを考えている。特別に新しい装置の開発は目指していない。ダンパーの取り付け方法などについて検討する。

履歴型ダンパー……常時の温度変化による主桁の伸縮に対応できる構造

粘性型ダンパー……ダンパー端部の取り付け方法

② 橋軸直角方向の免震についても検討する。長大PC斜張橋では、橋軸直角方向の地震に対して主桁の断面力が厳しくなることも考えられるので、橋軸直角方向にダンパーを設置することによる効果について解析的に検討する。

③ 可能であれば、加振機による3次元PC斜張橋振動実験を行い、ダンパーの効果についての検証を行う。

6) 長大PC斜張橋用ダンパーについて

a) オイルダンパー

仕様：最大減衰力600tf、減衰定数20tf/kine、ストローク±20cm、最大速度30kine、温度伸縮±10cm
橋軸方向のみ有効なダンパー

・最大減衰力100tf、減衰定数3.3tf/kine、ストローク±30cmのものを6本使用。

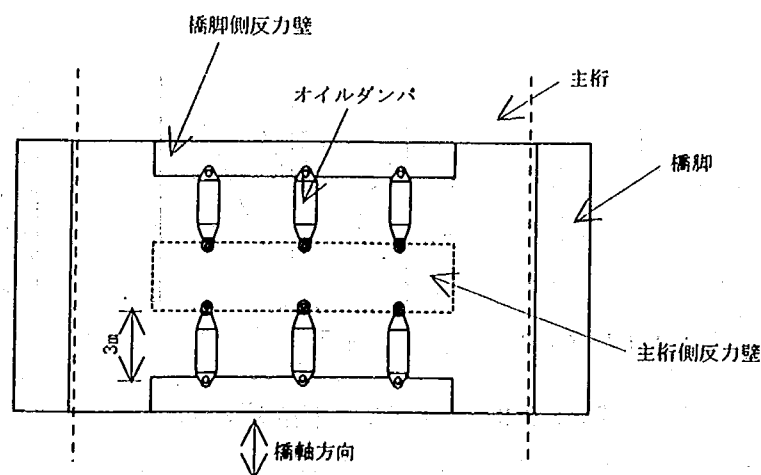


図-1.9.7 橋軸方向に有効なダンパーの例

橋軸方向・橋軸直角方向に有効なダンパー

- ・ダンパーを橋軸に対して傾けて配置することで水平2方向の振動に有効。
- ・要求される性能および橋脚や主桁の寸法に応じて配置を検討する必要がある。

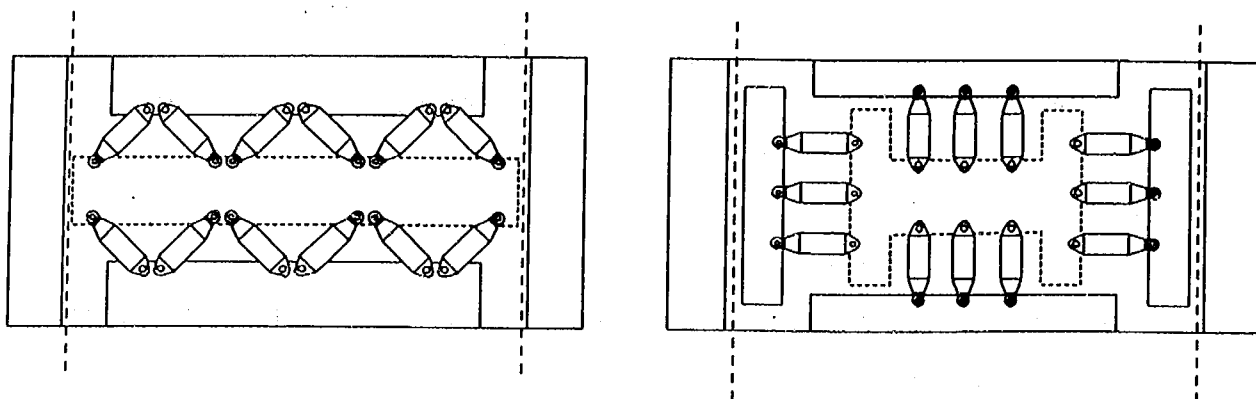


図-1.9.8 2方向に有効なダンパーの例

b) 履歴型ダンパー

仕様： $K_1=200\text{tf/cm}$ 、 $K_2=20\text{tf/cm}$ 、 $\delta_y=1\text{cm}$ 、最大変位20cm、

温度伸縮 $\pm 10\text{cm}$ の変位に追従可能、残留変形の除去が可能

c) ハイブリッド型ダンパー

- ・オイルダンパーと履歴型ダンパーを組み合わせる。オイルダンパーの減衰定数を大きな値に設定する。
→ 温度伸縮のような速度がほとんど0の変形にはオイルダンパーが追従
- ・地震などによる振動（速度 > 0 ）に対しては、オイルダンパーはロックし、履歴型ダンパーのみ働く
- ・振動が収まると、橋の剛性によってオイルダンパーが変位して原点に戻る。

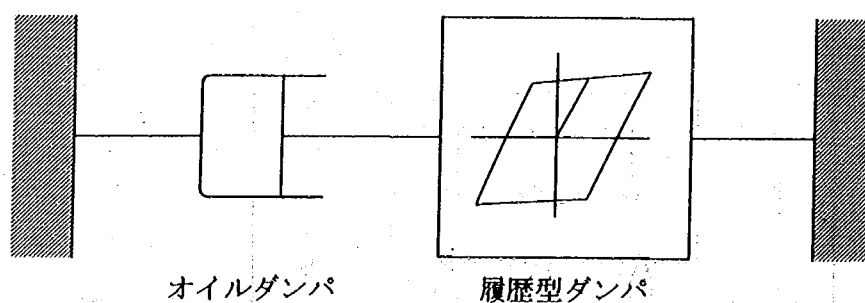


図-1.9.9 ハイブリッド型ダンパー

<研究担当> 鹿島建設(株)

参考文献

- 1) 北沢正彦、石崎 浩、江見 晋、西森孝三：基本構造系をオールフリーとした長周期斜張橋（東神戸大橋）の地震応答特性と耐震設計、土木学会論文集第422号、I-14、pp.343～352、1990年10月。
- 2) Yuji NIIHARA, Tetsuo TAKEDA, Toshimichi ICHINOMIYA, Rie SUZUKI : Improvements in Earthquake Resistance of PC Cable-Stayed Bridges by Hysteresis Dampers, Proceedings of the 3rd U.S. - Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges, Jan., 1994.

1.10 インテリジェントダンパーの開発 - その2 -

(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。

(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、橋台に反力を取り、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。本装置の開発に当たっては、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、最後にプロトタイプ橋梁に対する試設計を行う。

(3) 開発の工程

表-1.10.1 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					
プロトタイプ橋梁 の選定					
地震応答解析					
ダンパーの試設計					
ま と め					

(4) 平成5年度の研究成果

1) 装置の概要

図-1.10.1に提案する桁端ダンパーの構造を示す。ダンパーはP C箱桁内部の端部に設置され、橋軸方向の震動制御を行う。このダンパーはTMDを基本としており、TMD(m_0)は橋軸方向にスライド可能

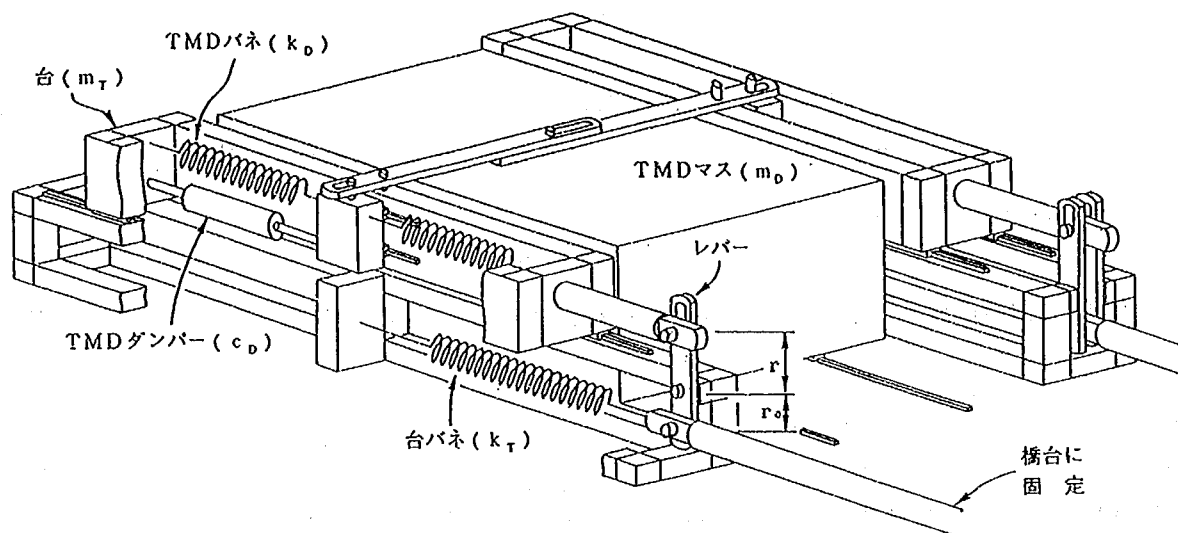


図-1.10.1 提案ダンパーの構造

な台(m_T)上に設置される。その台はバネを介して橋桁(m_s)に固定され、復元力が与えられる。さらに、レバーにより橋台、橋桁および台が結ばれ、台と構造物の変位は互いに拘束しあうことになる。

ところで、レバー部は、地盤(橋台)を支点、台を力点、構造物を作用点とする「てこ」とみなせる。したがって、地震時生じるTMDの慣性力がレバー部に伝わると、アーム比に応じて桁外部からの拘束力が生じ、この2つの力の和が制震力として橋桁へ作用する。このように、提案ダンパーは「てこの原理」によりTMDの制御力を増幅させるものである。

2) 構造モデルと運動方程式

構造物を簡易的に1自由度系として扱い、提案ダンパーを組込んだ全体系を、TMD、台および構造物の変位からなる3自由度系で表現する。全体系の構造モデルは図-1.10.2に示すように、3質点バネマス系において、台と構造物が地盤に固定されたレバーにより互いに変位を拘束しあうものとして表現できる。また、提案ダンパーを組込んだ系の地震時の運動方程式は式(1.10.1)で与えられる。

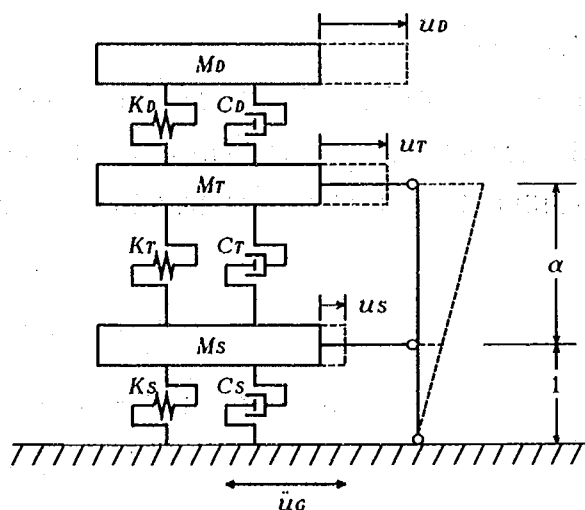


図-1.10.2 提案ダンパーの構造モデル

$$\begin{aligned}
& \begin{pmatrix} m_D & 0 & 0 \\ 0 & m_T & 0 \\ 0 & 0 & m_S \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u}_D \\ \ddot{u}_T \\ \ddot{u}_S \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} c_D & -c_D & 0 \\ -c_D & c_D + c_T & -c_T \\ 0 & -c_T & c_T + c_S \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{u}_D \\ \dot{u}_T \\ \dot{u}_S \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} k_D & -k_D & 0 \\ -k_D & k_D + k_T & -k_T \\ 0 & -k_T & k_T + k_S \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_D \\ u_T \\ u_S \end{pmatrix} \\
& = - \begin{pmatrix} m_D & 0 & 0 \\ 0 & m_T & 0 \\ 0 & 0 & m_S \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix} \ddot{u}_G + \begin{pmatrix} 0 \\ -1/\alpha \\ 1/(1+\alpha) \end{pmatrix} T_0 \quad (1.10.1)
\end{aligned}$$

ここで、添字D、T、SはそれぞれTMD、台、構造物を表し、 u 、 m 、 c 、 k は相対変位、質量、減衰係数、剛性、 u_0 は地盤の変位、 T_0 はダンパーによる橋台の反力である。ところで、台と構造物の変位の間には、レバー部のアーム比 α を介して、

$$u_T = (1+\alpha)u_S, \quad \alpha = r/r_0 \quad (1.10.2)$$

なる拘束条件が成り立つから、式(1.10.1)から T_0 を消去すれば、TMDと構造物の2自由度系の運動方程式として(1.10.3)式が得られる。

$$\begin{aligned}
& \begin{pmatrix} m_D & 0 \\ 0 & (1+\alpha)^2 m_T + m_S \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u}_D \\ \ddot{u}_S \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} c_D & -(1+\alpha)c_D \\ -(1+\alpha)c_D & (1+\alpha)^2 c_D + \alpha^2 c_T + c_S \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{u}_D \\ \dot{u}_S \end{pmatrix} \\
& + \begin{pmatrix} k_D & -k(1+\alpha)_D \\ -(1+\alpha)k_D & (1+\alpha)^2 k_D + \alpha^2 k_T + k_S \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_D \\ u_S \end{pmatrix} = - \begin{pmatrix} m_D & 0 & 0 \\ 0 & (1+\alpha)m_T + m_S \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} \ddot{u}_G \quad (1.10.3)
\end{aligned}$$

3) 最適調整

在来のTMDの場合と同様に、台と構造物の減衰を無視し($c_T=c_S=0$)、構造物に調和外力が作用する場合に対する最適調整を行う。構造物に $F(t)=F \exp\{-i\omega t\}$ なる調和振動が作用しているとき、構造物の変位の動的増幅率は式(1.10.4a)～(1.10.4c)で与えられる。

$$\frac{U_S}{U_{st}} = \left[\frac{C^2 + D^2 (2h_D)^2}{A^2 + B^2 (2h_D)^2} \right]^{1/2} \quad (1.10.4a)$$

$$\left. \begin{aligned} A &= b\lambda^4 - \{(a+b)\nu^2 + c\}\lambda^2 + c\nu^2, & B &= \{-(a+b)\lambda^2 + c\}\nu\lambda \\ C &= \nu^2 - \lambda^2, & D &= \nu\lambda \end{aligned} \right\} \quad (1.10.4b)$$

$$a = (1+\alpha)^2 \mu, \quad b = 1 + (1+\alpha)^2 \mu', \quad c = 1 + \alpha^2 \mu' \nu'^2 \quad (1.10.4c)$$

ここに、 U_S は構造物の定常応答の変位振幅、 U_{st} は構造物に静的な外力 F が作用する場合の変位で、

$$U_{st} = F/k_S \quad (1.10.5)$$

として求まる。 h_D はTMDの減衰定数で、

$$h_D = c_D / 2(m_D k_D)^{1/2} \quad (1.10.6)$$

と定義される。また、 μ および μ' はTMDおよび台と構造物の質量比で、それぞれ

$$\mu = m_D/m_S, \quad \mu' = m_T/m_S \quad (1.10.7)$$

ν および ν' は TMD および 台と構造物の振動数比で、それぞれ

$$\nu = \omega_D/\omega_S, \quad \nu' = \omega_T/\omega_S \quad (1.10.8a)$$

λ は外力と構造物の振動数比で、

$$\lambda = \omega/\omega_S \quad (1.10.8b)$$

と定義される。ここに、 ω_D 、 ω_T および ω_S はそれぞれ TMD、台、構造物の円振動数である。

$$\omega_D = (m_D/k_D)^{1/2}, \quad \omega_T = (m_T/k_T)^{1/2}, \quad \omega_S = (m_S/k_S)^{1/2} \quad (1.10.8c)$$

ところで、共振曲線は構造物の減衰定数 h_D の如何にかかわらず 2 箇所の定点を通り、これらを P、Q と呼ぶ。 $h_D=0$ および ∞ における構造物の動的増幅倍率が等しい条件、すなわち、

$$[U_S/U_{St}]_{h_D=0} = [U_S/U_{St}]_{h_D=\infty} \quad (1.10.9a)$$

より、定点の位置は

$$\left. \begin{matrix} \lambda_{P^2} \\ \lambda_{Q^2} \end{matrix} \right\} = \frac{1}{a+2b} \left[\{(a+b)\nu^2+c\} \mp [\{(a+b)\nu^2+c\}^2 - 2(a+2b)c\nu^2]^{1/2} \right] \quad (1.10.9b)$$

として与えられる。

さて、提案ダンパーの最適調整方法は以下のとおりである。まず、最適同調条件についてみると、2 定点における動的増幅倍率が等しいとする条件

$$[U_S/U_{St}]_{\lambda_{P^2}} = [U_S/U_{St}]_{\lambda_{Q^2}} \quad (1.10.10a)$$

と式(9b)より、TMDと構造物の最適な振動数比 ν_{opt} が

$$\nu_{opt} = \frac{(bc)^{1/2}}{a+b} \quad (1.10.10b)$$

として与えられる。このとき、定点の位置は

$$\left. \begin{matrix} \lambda_{P^2} \\ \lambda_{Q^2} \end{matrix} \right\} = \frac{1}{a+b} \left[c \mp \left\{ \frac{a}{a+2b} \right\}^{1/2} \right] \quad (1.10.9c)$$

となる。つぎに、定点で共振曲線の最大値をとるとする条件

$$[\partial(U_S/U_{St})^2/\partial(\lambda^2)]_{\lambda_{P^2}} = [\partial(U_S/U_{St})^2/\partial(\lambda^2)]_{\lambda_{Q^2}} = 0 \quad (1.10.11a)$$

より、最適減衰条件は式(11B)~(11c)で与えられる。

$$\begin{aligned} & \left[B_{opt}^2 \frac{\partial D_{opt}^2}{\partial \lambda^2} - D_{opt}^2 \frac{\partial B_{opt}^2}{\partial \lambda^2} \right]_{\lambda_{P^2}, \lambda_{Q^2}} (2h_D)^4 \\ & + \left[A_{opt}^2 \frac{\partial D_{opt}^2}{\partial \lambda^2} + B_{opt}^2 \frac{\partial C_{opt}^2}{\partial \lambda^2} - C_{opt}^2 \frac{\partial B_{opt}^2}{\partial \lambda^2} + D_{opt}^2 \frac{\partial A_{opt}^2}{\partial \lambda^2} \right]_{\lambda_{P^2}, \lambda_{Q^2}} (2h_D)^2 \\ & + \left[A_{opt}^2 \frac{\partial C_{opt}^2}{\partial \lambda^2} - C_{opt}^2 \frac{\partial A_{opt}^2}{\partial \lambda^2} \right]_{\lambda_{P^2}, \lambda_{Q^2}} = 0 \end{aligned} \quad (1.10.11b)$$

$$\left. \begin{aligned} \Lambda_{opt}^2 &= \left\{ b \lambda^4 - \frac{(a+2b)c}{a+b} \lambda^2 + \frac{b c^2}{(a+b)^2} \right\}^2, \quad B_{opt}^2 = \frac{b c}{(a+b)^2} \{-(a+b) \lambda^2 + c\}^2 \lambda^2 \\ C_{opt}^2 &= \left\{ \frac{b c^2}{(a+b)^2} - \lambda^2 \right\}^2, \quad D_{opt}^2 = \frac{b c}{(a+b)^2} \lambda^2 \end{aligned} \right\} (1.10.11c)$$

この $(2h_0)^2$ に関する2つの2次方程式の正の根の平均値をとり、TMDの最適減衰定数 h_{opt} とする。

図-1.10.3は、TMDと台の質量比を一定($\mu' / \mu = 1/10$)とし、TMDと構造物の質量比($0.005 \leq \mu \leq 0.1$)、レバーのアーム比($\alpha = 1, 2, 3$)、および台と構造物の振動数比($\nu' = 1, 2, 5$)をパラメータとして、最適調整値を在来のTMDと比較して示したものである。まず、同図(a)は最適振動数比 ν_{opt} について示したもので、このパラメータの範囲内では提案ダンパーでは在来のTMDより ν_{opt} が小さく、 α が大きいほど ν_{opt} は小さくなる。また、 μ が大きいほど ν_{opt} は小さく、 ν' が大きいほど ν_{opt} は大きくなる。次に、同図(b)の最適減衰定数 h_{opt} についてみると、提案ダンパーでは在来TMDより h_{opt} が大きく高減衰化が図られることになり、それは α が大きいほど有利となる。また、 μ が大きいほど h_{opt} は大きく、 ν' が大きいほど h_{opt} は大きくなる。

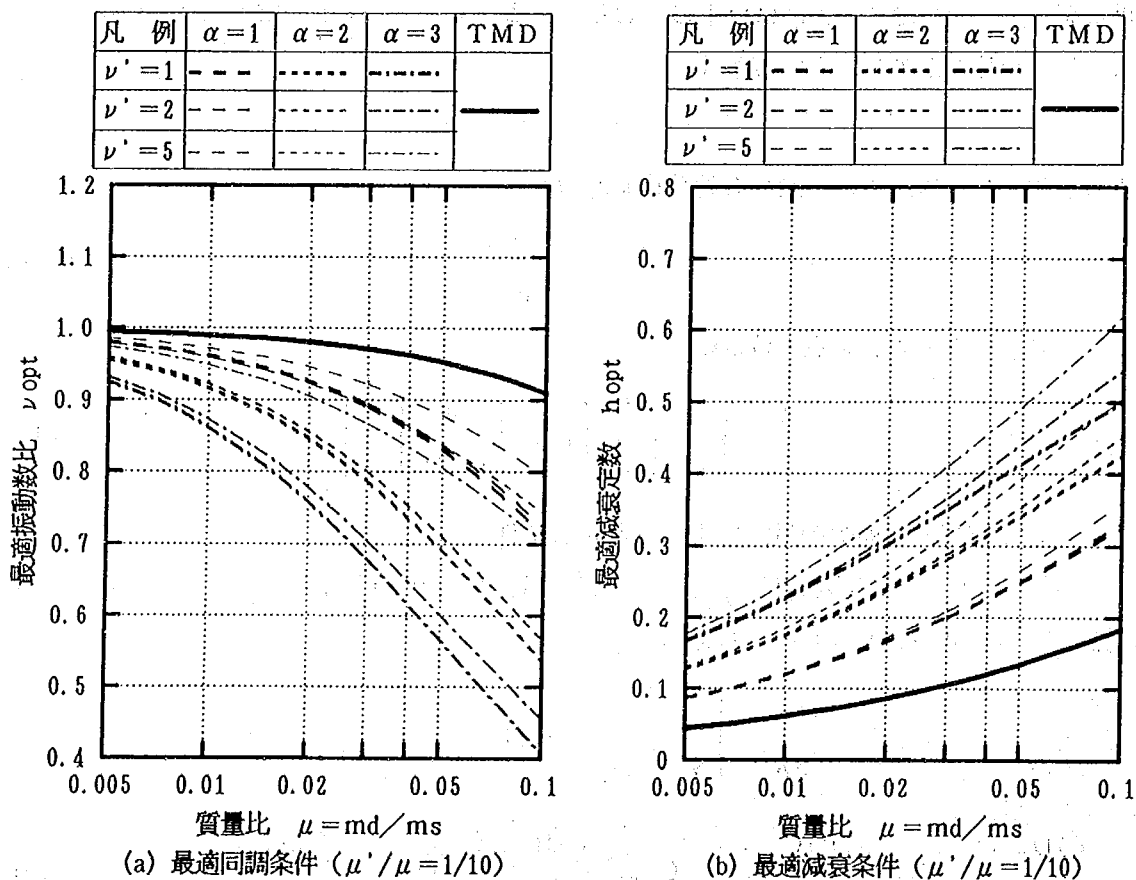


図-1.10.3 提案ダンパーの最適調整

4) 地震応答解析による検討例

地震応答解析を行い、提案ダンパーの制震効果と適用性の検討を行った。対象橋梁は橋長250mのPC橋を想定し、主桁重量8,000tf、固有周期1.5sec、減衰定数0.05とした。ダンパーのアーム比($\alpha=1, 2$)および台と構造物の振動数比($\nu'=1, 3, 5, 7, 9$)をパラメータとし、質量比($\mu=0.05, \mu'=0.005$)は固定した。それぞれのケースについて、前述の方法によりダンパーは最適調整されているものとした。また、比較のために同じ質量比をもつ在来型TMDを載せた場合およびダンパー無しの場合の解析も行った。構造物本

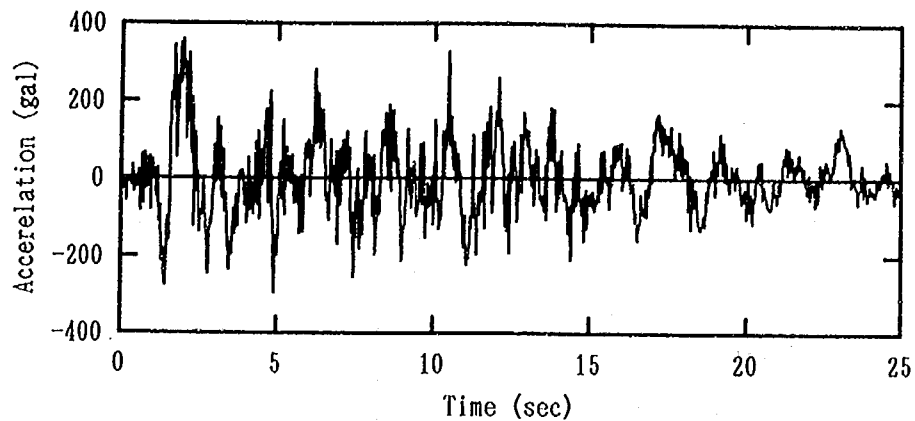


図-1.10.4 入力地震動波形（修正開北橋記録・レベル2）

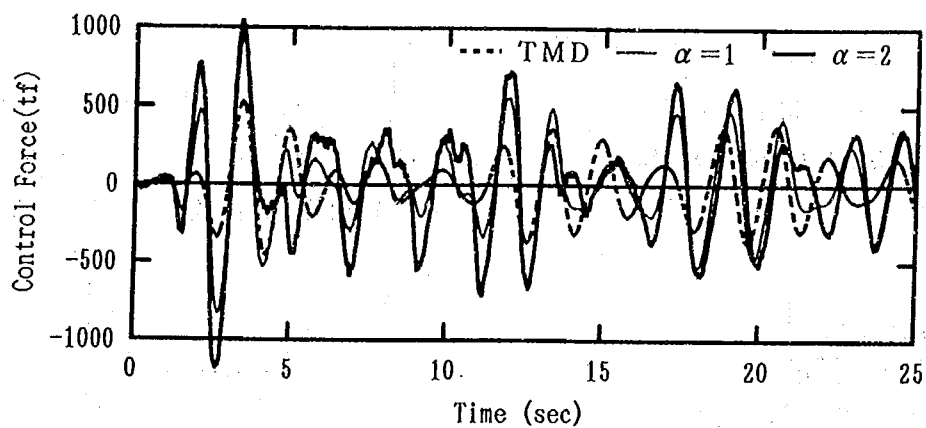


図-1.10.5 ダンパーによる制御力波形

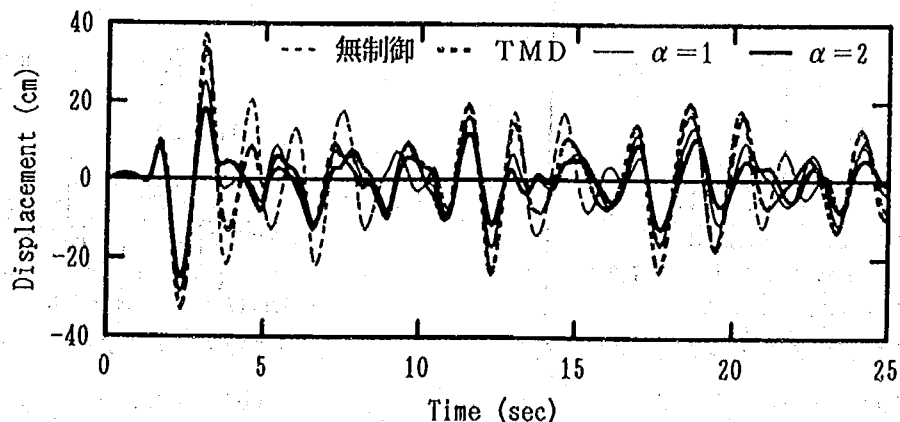


図-1.10.6 構造物の応答変位波形

体は1自由度で簡単に表現し、式(3)をNewmark- β 法($\beta = 1/6$)により解いて応答を求めた。なお、入力地震動には図-1.10.4に示すレベル2、I種地盤用の土研標準波(修正開北橋記録)を用いた。

まず、図-1.10.7に示す最大制御力の比較をみると、TMDの慣性力自体は α や ν' に係らず一定であり、在来TMDとも変わらない。これは、いずれのケースも同じように同調させているためである。外部からの拘束力は、 ν' が小さい領域ではTMD慣性力のほぼ α 倍である。しかし、 $\alpha = 1$ では $\nu' > 5$ 、 $\alpha = 2$ では $\nu' > 3$ とすると急激に拘束力が大きくなる。総制御力では、 ν' が小さい領域ではTMD慣性力のほぼ $(1+\alpha)$ 倍であるが、 ν' が大きい領域では外部拘束力とほぼ等しい。図-1.10.8は総制御力が最大となる瞬間の力の流れを示したもので、同図(a)の $\alpha = 2$ 、 $\nu' = 3$ のケースではTMDの慣性力が最大となる瞬間であり、その力の大部分はレバー部に流れて「てこの原理」による増幅作用が良く働いている。一方、同図(b)の $\alpha = 2$ 、 $\nu' = 7$ のケースではTMDの慣性力に関係なく、単に台-構造物間のバネで強く拘束しているにすぎず、ダンパー内で無駄な力も生じている。このように ν' には上限値が存在するので、以下の議論はその範囲内で行う。図-1.10.5はダンパーによる制御力の波形を示したものであるが、特に地震開始後5秒以内の初期段階において、提案ダンパーでは在来型TMDの2倍以上の制御力が働いていることがわかる。

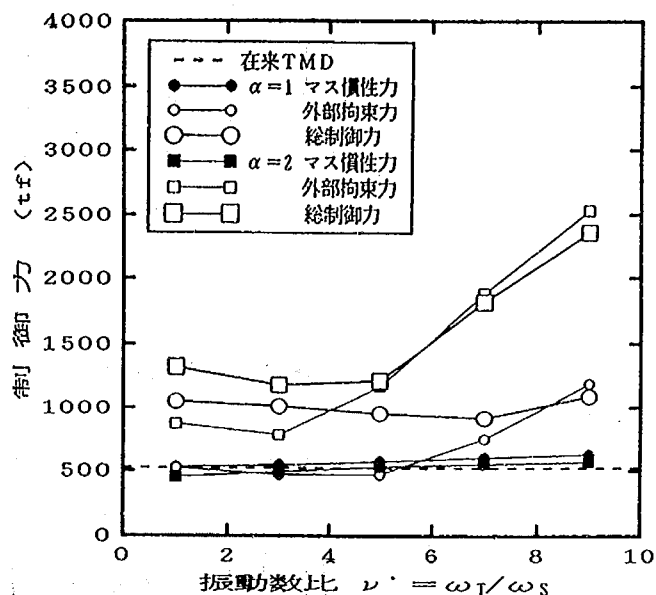


図-1.10.7 振動数比 ν' と最大制御力の関係

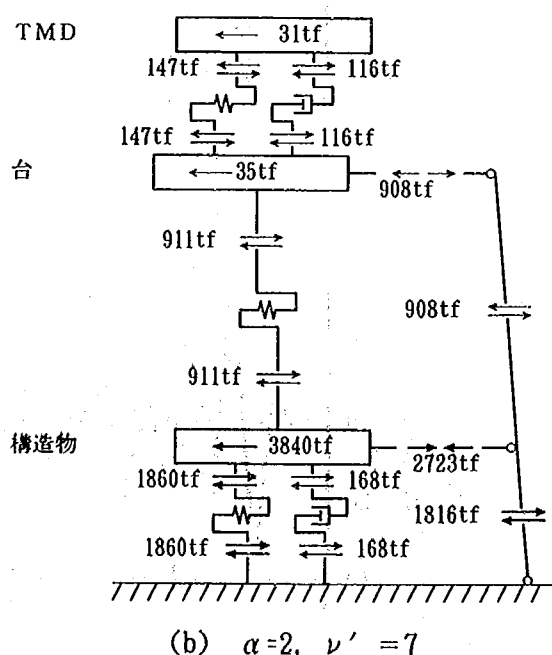
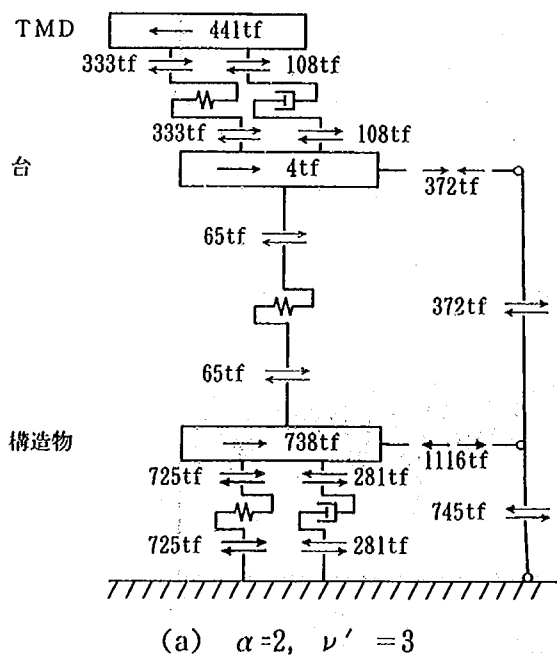


図-1.10.8 制御力最大時の力の流れ

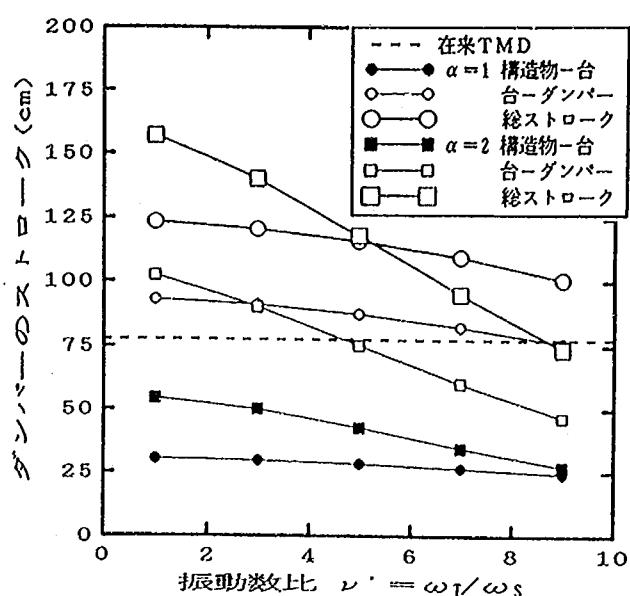
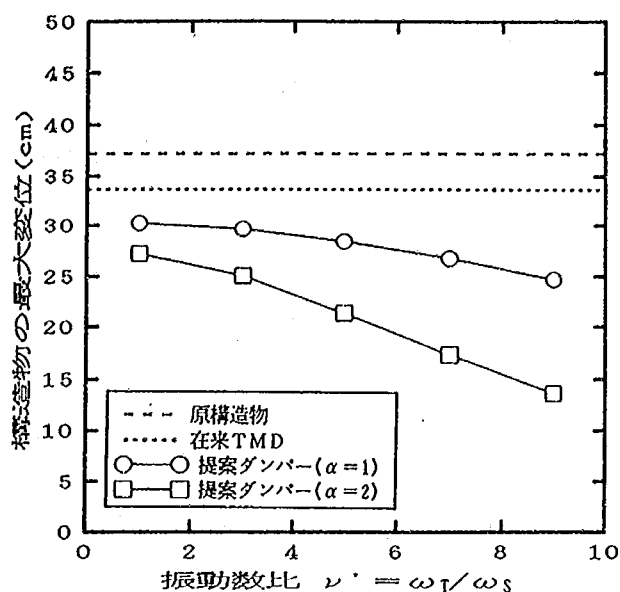


図-1.10.9 振動数比 ν' と最大応答変位の関係 図-1.10.10 振動数比 ν' と最大ストロークの関係

次に、構造物の最大応答変位を図-1.10.9に示す。 α が大きく、また ν' が大きいほど変位は小さく、制震効果が高くなる。ダンパー無しの場合の変位を基準とすれば、在来TMDでは10%減であるのに対し、提案ダンパーでは、 $\alpha=1$ ($\nu'=5$)の場合24%減、 $\alpha=2$ ($\nu'=3$)の場合33%減となる。図-1.10.6は構造物の応答変位波形を示したものである。無制御の場合には3.1秒のときに最大応答を示しているが、この時刻についてみると、在来TMDではほとんど低減効果がみられないのに対し、提案ダンパーでは4~5割の低減効果がある。ただし、その直前の2.4秒付近では、提案ダンパーでも低減効果は2割に落ちている。しかし、総じてみれば、地震開始直後から制御力が增大することにより、変位応答も早くから抑制されるといえる。

最後に、図-1.10.10にダンパーのストローク(片振幅)を示す。 α が小さく、 ν' が大きいほどストロークは小さくなる。 $\alpha=2$ ($\nu'=3$)の場合に140cm必要であるが、十分装置化の範囲内であると考えられる。

以上の解析結果から、アーム比 α は制震効果に関してはより大きい方が、ストロークに関してはより小さい方が良く、現実的には $\alpha=2$ 程度が適当であると考えられる。また、 ν' については制震効果、ストロークの両面から大きい方がよいが、提案した制震機構が有効に働くためには上限値が存在することがわかった。

5) 本年度実施研究のまとめ

TMDを基本とし、「てこの原理」を利用して制震力を増幅させる橋梁用桁端ダンパー機構を考案した。本年度は、まずその力学モデルと運動方程式を示した。次に最適調整の方法を定式化し、在来TMDと比較して高減衰化が図れることがわかった。最後に、簡単な地震応答解析を行い、約30%の制震効果が見込めること、アーム比 α や動数比 ν' には実用的な範囲が存在することが示された。また、ダンパーを桁端から1番目の中間横桁の間に設置するとすれば、マスのサイズとストロークから橋梁の固有周期は最大2秒程度まで適用できると考えられる。

(5) 今後の課題

平成5年度は、新しいダンパー機構の動作原理の整理と、簡単な地震応答解析によるフィージビリティスタディーを行った。今後は、まず振動台実験を行い、動作原理と制震効果の確認する。さらに、多質点系モデルを用いた地震応答解析を行い、部材断面力や桁端変位を指標として制震効果を評価する。最後に、試設計と施工法の検討を行い、実用化のための資料とする。

<研究担当> (株)熊谷組

参考文献

- 1) 土木学会：振動制御コロキウム，PART A 構造物の振動制御，1991.7
- 2) G.B. Warburton：Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters, Earthquake eng. struct. dyn., Vol.10, 381-401, 1982
- 3) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，1992.10

1.11 TLDの利用

(1) 開発の背景と目的

TLD（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振動を利用して、構造物のみかけの減衰を高めるものであり、近年、土木構造物、建築構造物への適用例が増えている¹⁾。TLDは同調型ダンパーの一種で、質点-バネ-ダッシュポットで表されるTMD（同調質量ダンパー）と原理的には同じである。フローチング型の長大PC斜張橋の地震時の応答では、主桁が橋軸方向にブランコのように大きく振動するモード（遊動円木振動モード）が支配的である。したがって、長大PC斜張橋の耐震性を高めるためには、このモードを対象に対策を講じることになる。そこで、水平方向の振動を抑制するのに有効といわれているTLDをPC斜張橋の主桁の内部に設置して、遊動円木振動モードに対する主桁自身の減衰性能を高めることにより、地震時の応答の低減を期待できるものと思われる。特に、不等径間の斜張橋の場合には、側径間にカウンターウェイトとしてコンクリートを打設することがあり、このような場合には、TLDをカウンターウェイトとして利用することも考えられる。TLDは主桁の水平振動により発生する液体のスロッシングにより主桁の振動を吸収するものであるから、一種の高減衰材料と考えることができる。

(2) 研究項目と内容

1) TLDの既往の研究成果と実構造物への適用実績の調査

TLDに関する今までの研究によって得られている知見を整理し、実際の構造物（超高層ビル、橋梁主塔、塔状構造物等）に適用された例について、TLD容器の仕様、制振効果などについて調査する。

2) TLDに要求される性能・条件

PC斜張橋の主桁の内部にTLDを設置して耐震性能を高めるために、要求されるTLDの制振効果や条件について検討する。

3) TLDの容器の考案と特性の把握

実際にPC斜張橋に適用可能なTLD容器を考え、その特性について検討する。

4) PC斜張橋-TLD系の地震時の挙動の解析的検討とまとめ

考案したTLDをPC斜張橋のモデル橋に設置した場合の地震時の挙動、応答の低減等について、解析的に検討する。

(3) 開発の工程

(2)の研究項目の工程は表-1.11.1に示す通りである。

表-1.11.1 研究の工程

研究項目	期間	平成5年度	平成6年度	平成7年度
1) T L Dの既往の研究成果 と実構造物への適用実績 の調査				
2) T L Dに要求される性能 ・条件				
3) T L Dの容器の考案と特 性の把握				
4) P C斜張橋－T L D系の 地震時の挙動の解析的検 討, まとめ				

(4) 平成5年度の研究成果

1) T L Dの概要

T L Dの利点として、以下のようなことがあげられる。

- ・微小振動でも作動し、効果が期待できる。
- ・複雑な機構を必要とせず経済的である。
- ・移動・設置が容易で、場合によっては既設構造物の制振対策にも有効である。
- ・メンテナンスを必要としない。

一方、T L Dの欠点としては、

- ・質量の小さい水を用いるため、体積が大きくなる。
- ・液体のスロッシングという非線形性の強い現象を利用するため、T L Dの特性の把握には、実験的な検討が必要である。

などが、挙げられる。液体のスロッシング現象を利用するT L Dには減衰を得るための構造によって大きく分けて以下の3つのタイプがある。

- ① 水深を浅くし、液体の底面境界層、自由表面の伸縮による減衰を利用するタイプ
- ② 水深を深くし、ネットや十字棒を挿入し強制的に乱流を発生させて減衰をコントロールするタイプ
- ③ U字管の中にオリフィスを設け、オリフィスを液体が通過する際の減衰効果を利用するタイプ

2) T L Dの構造物への適用例

TLDが用いられた構造物の例を表-1.11.2に示す。以下に、表に示されているものの中から、代表的なものについて解説する。

a) 生口橋主塔^{2) 3)}

生口橋は中央径間490mの3径間連続複合斜張橋で、主塔の高さは120mである。風洞実験より、風速9m/sで塔頂変位40cmの振動が発生することが予想されたため、TLDによる制振対策を行った。主塔の1次モードの振動数は $f_1=0.255\text{Hz}$ ($T_1=3.92\text{Hz}$)で、塔頂換算重量は497tonである。TLDは長さ5m、幅0.8m、高さ1.3m、水深79.5cmで、2台設置された。このTLDは、水深の深いタイプのもので、減衰を得るために、十字棒をとりつけてある。TLD設置前の主塔の構造減衰は $\delta=0.0093$ で、TLDを設置することによって、 $\delta=0.21\sim0.23$ になった。

b) 幸魂橋主塔^{4) 5)}

幸魂橋は1本柱1面吊り形式の2径間連続鋼斜張橋(190m+190m)で、主塔の高さは80mである。風による橋軸方向、橋軸直角方向の振動の発生が予想されたため、TLDが用いられた。TLDは、橋軸方向380mm、橋軸直角方向443mm、高さ60mm、水深15.5mmで、3層 $\times$ 192個=576個設置された。等価質量比は橋軸方向が0.540%、橋軸直角方向が0.711%である。減衰付加効果には大きな振幅依存性が見られ、橋軸方向には振幅0.15cmで付加減衰 $\delta=0.13$ 、橋軸直角方向には振幅1.0cmで付加減衰 $\delta=0.06$ 程度が得られている。

c) 東神戸大橋主塔^{6) 7)}

東神戸大橋では、一様流中の風洞実験により、主塔独立時に風速10m/sの橋軸直角方向の風で、主塔頂部で片振幅2.7mの渦励振が予想されたため、制振対策としてTLCDを2台設置した。実橋におけるTLCDの制振効果を検証するために、大型起振機による自由振動実験、定常加振実験が行われた。自由振動実験から、主塔の対数減衰率が非制振の場合の $\delta=0.03$ から $\delta=0.11$ に増大し、TLCDによる制振効果が確認された。また、定常加振実験から、非制振の場合の12cm程度の頂部の最大振幅が、TLCD制振により3.5cm程度に低下し、定常加振の最大値から主塔の対数減衰率を推定すると $\delta=0.11$ となり、自由振動実験の結果と対応する制振効果が得られた。

d) ある歩道斜張橋⁸⁾

関東地方に建設された歩道用の斜張橋においてもTLDによる制振対策が施されている。この斜張橋は2径間連続鋼斜張橋(134m+45m)で、ある競技施設へのアクセスとして建設されたものである。競技終了直後の最も混雑するときで、約2000人が同時にこの橋を渡る。このときに、歩行者と主桁の橋軸直角方向の振動が共振し、橋軸直角方向の振動が発生し、それにともないケーブルの振動も発生した。主桁の橋軸直角方向振動の振幅は大きいときで1cm程度であり、ケーブルの振幅は30cmにも及んだ。そこで、長さ320mm、高さ100mm、水深35mmのTLDが数百個設置され、効果を発揮している。

表-1.11.2 TLDの構造物への適用例

	制振の 対 象	T L D 容器の 仕様 (m) *	個 数 水重量	T L D の特徴	構 造 物 の 1 次周期(秒)	質量比 **	制振効果
生口橋主塔	風	長方形 5.0×0.8×1.3	2基 6.4ton	十字棒を挿入	3.92	1%弱	対数減衰率で非制振時 $\delta=0.013$ が 制振時 $\delta=0.21\sim0.23$ になった
幸魂橋主塔	風	長方形 0.44×0.38×0.06	576層 15.0ton	橋軸方向と直角 方向の2方向制振	橋軸 1.60 直角 2.28	橋軸 0.54% 直角 0.71%	制振効果に強い振幅依存性があり、橋軸 方向では振幅1.0cm で付加減衰 $\Delta\delta=0.06$
東神戸大橋主塔	風	U字管 7.92×1.4×0.6	2基 13.3ton	T L C D	3.95	0.3%	対数減衰率で非制振時 $\delta=0.03$ が 制振時 $\delta=0.11$ になった
ある歩道斜張橋	歩行者に よる振動	長方形 0.32x ? x0.1	数百基 不明	主桁の内部に T L D を設置	1.0		具体的な数値は不明であるが十分な 効果があったとされている
横浜マリンタワー	風	円形 0.49×0.05	180層 1.56ton		1.82	0.3% ⁺	減衰定数で非制振時 $h=0.6\%$ が 制振時約 $h=3\%$ になった
香川ゴールドタワー	風 地震	長方形 2.5×0.45×1.0	16 基 9.5ton	ネットを挿入	2.37	1%	減衰定数で非制振時 $h=0.32\sim0.34\%$ が 制振時 $h=3.7\sim3.9\%$ になった
新横浜プリンスホテル	風	円形 2.0×0.205	270層 100ton		3.23	0.4% ⁺	解析結果より、平均風速20~30m/sで 加速度応答の実効値がほぼ1/2 に減少
長崎空港管制塔	風	円形 0.4×0.07	175層 1ton		0.94	0.59% ⁺	減衰定数で非制振時 $h=0.93\%$ が 制振時 $h=4.7\%$ になった
羽田空港管制塔	風	円形 0.6×0.125	1404層 22.7ton	浮遊物を混入	1.47 1.35	3.2% 2.0%	減衰定数で非制振時 $h=0.77\%$ が 制振時 $h=3.9\%$ になった
成田空港管制塔	風	円形 0.5×0.125	2310層 18.0ton	浮遊物を混入	1.34 1.36	2.5% 2.1%	減衰定数で非制振時 $h=0.27\%$ が 制振時 $h=2.2\%$ になった

* : 長方形容器の場合は長さL×幅員B×高さH、円形容器の場合は直径D×高さHを表わしている。(ただし、U字管のLは液柱長)

** : 無印は一般化質量に対する液体の質量の比、+印は構造物の質量に対する液体の質量の比を表わしている。

3) 長大PC斜張橋の主桁制震用TLDの効果の予備検討

応答スペクトル解析法により、PC斜張橋にTLDを設置した場合の効果について検討した。対象としたモデルについては、以下の通りである。

- ・中央径間400mのフローチング型の3径間連続PC斜張橋
- ・斜材形式はセミハープ型とハープ型
- ・構造物の減衰は1%のモード減衰
- ・入力した加速度応答スペクトルは、道示のレベル1、I種地盤用

同調型ダンパーであるTLDは、その固有振動数を制震の対象とするモードの振動数に同調させて振動の低減を図るものである。そこで、応答スペクトル解析において、制震の対象とするモードのモード減衰のみを大きくすることにより、TLDによって減衰を付加した時の効果を検討した。具体的には、セミハープ形式では1次モードが、ハープ形式では2次モードが、それぞれ地震時の応答に支配的であることから、これらのモード減衰を1%、5%、10%と増やし、その他のモードのモード減衰を1%として、主桁の変位、主塔・橋脚の曲げモーメントの分布がどのくらい低減されるかについて検討した。

a) セミハープ形式の場合のTLDの効果

各モードのモード減衰が1%のとき、地震応答に占める1次モードの影響が大きいので、TLDの固有周期を1次モードに同調させなければならない。1次モードのモード減衰を1%から5%、10%と大きくしながらスペクトルモード法によって求められた応答値を表-1.11.3に示す。また、1次モードのモード減衰を大きくしたときの応答の低減率を表-1.11.4に示す。さらに、主塔・橋脚の曲げモーメント分布を図-1.11.1に示す。

表-1.11.3、表-1.11.4から1次モードのモード減衰を5%にあげれば、主桁の変位と主塔の曲げモーメントについては、約3割の応答の低減が期待される。これに対して橋脚の曲げモーメントの低減は1割程度である。これは、2次や8次などの高次モードの影響が大きいことによる。また、図-1.11.1より、1次モードのモード減衰を5%に上げることができれば十分であることがわかる。

表-1.11.3 応答スペクトル解析結果(セミハープ形式)

(a)主桁の変位

Mode	$h_1=1\%$	$h_1=5\%$	$h_1=10\%$
1	63.9	40.6	32.5
2	7.1	7.1	7.1
4	0.4	0.4	0.4
7	0.1	0.1	0.1
8	0.3	0.3	0.3
10	0.0	0.0	0.0
11	0.0	0.0	0.0
13	0.0	0.0	0.0
14	0.0	0.0	0.0
20	0.0	0.0	0.0
R.M.S.	64.3	41.3	33.3

(b)主塔基部の曲げモーメント

Mode	$h_1=1\%$	$h_1=5\%$	$h_1=10\%$
1	43682	27776	22220
2	25633	25633	25633
4	5204	5204	5204
7	538	538	538
8	5888	5888	5888
10	299	299	299
11	85	85	85
13	450	450	450
14	6540	6540	6540
20	1715	1715	1715
R.M.S.	51707	39200	35481

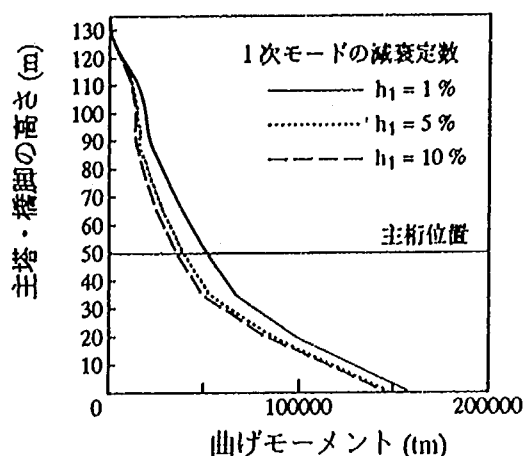
(c)橋脚基部の曲げモーメント

Mode	$h_1=1\%$	$h_1=5\%$	$h_1=10\%$
1	74644	27776	22220
2	62641	62641	62641
4	31319	31319	31319
7	19333	19333	19333
8	120912	120912	120912
10	1536	1536	1536
11	169	169	169
13	1166	1166	1166
14	16430	16430	16430
20	5045	5045	5045
R.M.S.	160508	149834	147103

表-1.11.4 1次モードの減衰を大きくした場合の

地震応答の低減率（セミハープ形式）

	$h_1 = 5\%$	$h_1 = 10\%$
主桁の変位	35%減	48%減
主塔基部の曲げモーメント	25%減	32%減
橋脚基部の曲げモーメント	8%減	10%減

図-1.11.1 主塔・橋脚の曲げモーメント分布
(セミハープ形式)

b) ハープ形式の場合のTLDの効果

ハープ形式の場合には2次モードの影響が大きいので、TLDの固有周期を2次モードに同調させなければならない。1次モードのモード減衰を1%から5%、10%と大きくしてスペクトルモード法によって求められた応答値を表-1.11.5に示す。また、1次モードのモード減衰をあげたときの応答の低減率を表-1.11.6に示す。さらに、主塔・橋脚の曲げモーメント分布を図-1.11.2に示す。

表-1.11.5、表-1.11.6から1次モードのモード減衰を5%にあげれば、主桁の変位と主塔の曲げモーメントについては、約3割の応答の低減が期待される。橋脚の曲げモーメントについても2割程度の低減が期待される。また、図-1.11.2より、1次モードのモード減衰を5%に上げることができれば十分であることがわかる。

表-1.11.5 応答スペクトル解析結果（ハープ形式）

(a)主桁の変位

Mode	$h_2 = 1\%$	$h_2 = 5\%$	$h_2 = 10\%$
1	4.7	4.7	4.7
2	15.9	10.1	8.1
5	3.9	3.9	3.9
7	0.0	0.0	0.0
9	0.2	0.2	0.2
10	0.1	0.1	0.1
11	0.3	0.3	0.3
13	0.0	0.0	0.0
14	0.0	0.0	0.0
R.M.S.	17.0	11.8	10.1

(b)主塔基部の曲げモーメント

Mode	$h_2 = 1\%$	$h_2 = 5\%$	$h_2 = 10\%$
1	4863	4863	4863
2	37003	23544	18835
5	11323	11323	11323
7	332	332	332
9	2681	2681	2681
10	589	589	589
11	5691	5691	5691
13	7	7	7
14	4497	4497	4497
R.M.S.	39812	27752	23891

(c)橋脚基部の曲げモーメント

Mode	$h_2 = 1\%$	$h_2 = 5\%$	$h_2 = 10\%$
1	1093	1093	1093
2	168193	107017	85613
5	114119	114119	114119
7	6658	6658	6658
9	24044	24044	24044
10	5466	5466	5466
11	42633	42633	42633
13	3	3	3
14	10577	10577	10577
R.M.S.	209754	164833	151812

表-1.11.6 1次モードの減衰を大きくした場合の
地震応答の低減率（ハープ形式）

	$h_1 = 5\%$	$h_1 = 10\%$
主桁の変位	31%減	41%減
主塔基部の曲げモーメント	30%減	40%減
橋脚基部の曲げモーメント	21%減	28%減

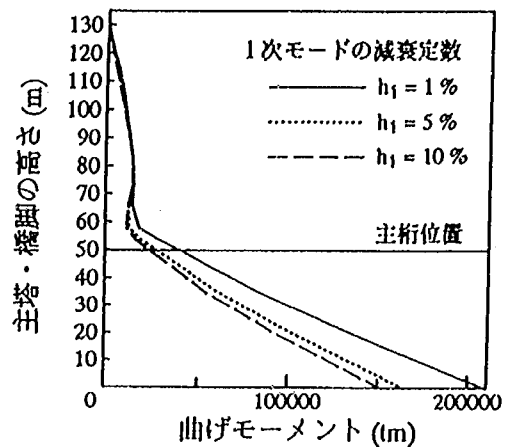


図-1.11.2 主塔・橋脚の曲げモーメント分布
（ハープ形式）

c) 主桁上の点の動き

主桁上の点が、地震時に鉛直面内でどのような軌跡を描くかについて、時刻歴応答解析により求めた。セミハープ形式の主桁上の点の軌跡を図-1.11.3に示す。図より主桁の地震応答は、水平方向の振動だけでなく、大きな鉛直振動も発生することがわかる。したがって、TLDによる主桁の制震については、この鉛直振動の影響についても検討する必要がある。

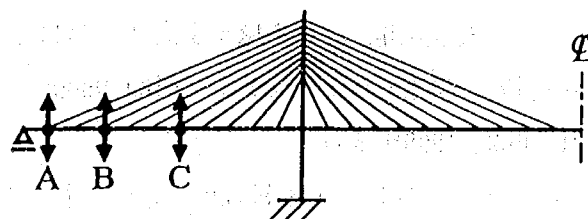
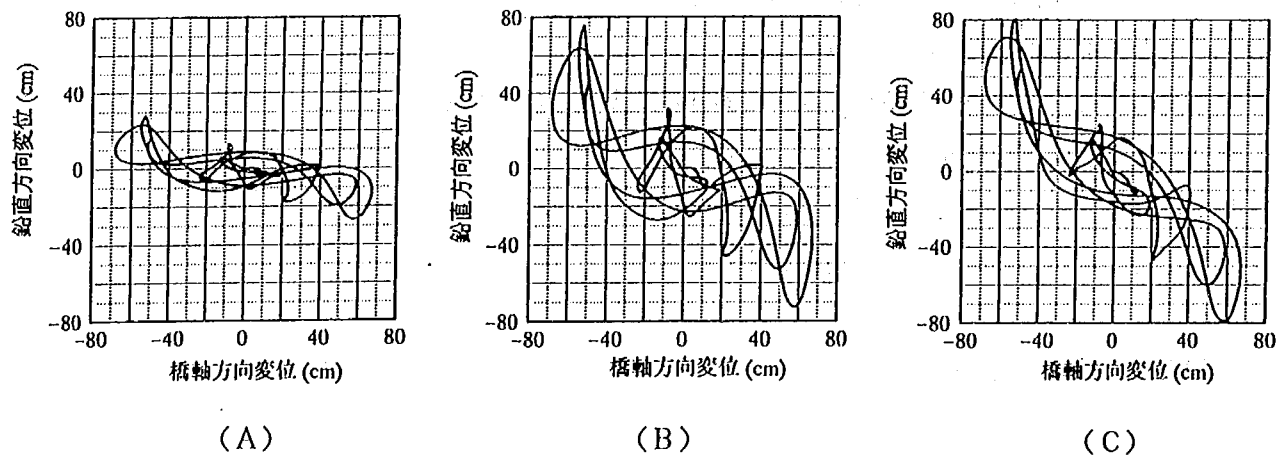


図-1.11.3 主桁上の点の鉛直面内の軌跡（セミハープ形式）

4) 今後の見通しについて

3)の結果から、制震の対象としているモードのモード減衰を10%にあけても、5%のときと大差がないため、モード減衰を5%に増やすことを目標とする。

セミハープ形式の場合、今回のモデルでは固有周期が約9秒もあるため、このような長周期のスロッシング振動数を持つ容器を作製するとなると、相当規模が大きなものとなることが考えられる。また、橋軸方向、鉛直方向とも大きな振幅で振動するため、制震効果の振幅依存性が問題となってくる。したがって、セミハープ形式の長大PC斜張橋に、TLDによる制震対策を施すのは難しいものと考えられる。

一方、斜材形式がハープ形式に近くなれば、固有周期は短くなる。長大PC斜張橋でも、制震の対象となるモードの固有周期はおよそ3秒前後になるものと思われる。この数値は、TLDによる制振対策が実際に施された超高層ビルや橋梁主塔と同じくらいの値であり、容器の規模も主桁の内部のスペースに収まるようなものになると思われる。また、橋軸方向の振幅も10cm~20cm程度と考えられるので、それほど大きな値ではない。また、鉛直方向の振動についても、支点到近い位置にTLDを設置すれば、影響は少ないものと考えられる。

ところで、TLDのような同調型のダンパーの場合、風による応答のようにほぼ一定の振幅で定常的に揺れるような場合には有効であるが、地震応答のように、振動の初期に大きな振動が発生するような場合には、効果が発揮されないといわれている。したがって、斜張橋の地震応答にTLDが制震効果を発揮できるかどうか重要な問題となる。任意波形によるTLDの実験によれば⁹⁾、振動の初期には制震効果は少ないが、その後はある程度の効果を発揮することが示されている。一般に地震による構造物の破壊は、最初の一波で起こるものではなく、その後の繰り返しによって引き起こされるものであると考えられることから、TLDは地震に対しても有効であると考えられる。

以上のことをまとめると、次のようになる。

- ・制震対象モードのモード減衰を5%にあげることが目標とする。
- ・構造物の周期は3秒程度とする。
- ・振幅は実物で20cm程度までを考える。
- ・地震応答に対して効果があるかを検討する。

<研究担当> 鹿島建設(株)

参考文献

- 1) 藤野陽三：構造物の制振対策(土木分野)、日本風工学会誌、第44号、pp53~69、平成2年7月。
- 2) 中垣亮二、有馬健次、植田利夫、加道博章：Tuned Sloshing Damper の振動特性と制振効果、構造工学論文集 Vol. 36A、pp591~602、1990年3月。
- 3) 植田利夫、中垣亮二、有馬健次：TSDによる斜張橋・塔の制振効果、第11回風工学シンポジウム論文集、pp97~102、1990年。
- 4) 米田昌弘、チャイセリ・ビャワット、前田研一、藤野陽三：斜張橋主塔を対象としたTLDの減衰付

- 加効果に関する実験的研究、構造工学論文集 Vol. 37A、pp1019~1028、1991年3月。
- 5) 米田昌弘、藤野陽三他：幸魂橋主塔に対するTLDの減衰付加効果について、風工学年次研究発表会梗概集、第41号、pp105~106、平成元年10月。
- 6) 坂井藤一、高枝新伍、玉木利裕：液柱管ダンパー (Tuned Liquid Column Damper) の提案 - 液柱管の振動特性 -、構造工学論文集 Vol. 35A、pp543~552、1991年3月。
- 7) 坂井藤一、高枝新伍、玉木利裕、北沢正彦、正田正一：TLCDによる東神戸大橋主塔の制振実験、土木学会第46回年次学術講演会概要集、第1部、pp980~981、平成3年9月。
- 8) Yozo Fujino, Benito. M. Pacheco, Shunichi Nakamura, Pennung Warnitchai: Synchronization of Human Walking Observed During Lateral Vibration of a Congested Pedestrian Bridge, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 22, pp741~758, 1993.
- 9) C. G. Koh, S. Mahatma and C. M. Wang: Theoretical and Experimental Studies on Rectangular Liquid Dmapers Under Arbitrary Excitations, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23, pp17~31, 1994.

第2章 免震設計法の開発

2. 免震設計法の開発

2.1 免震設計法の開発研究の目的と概要

(1) 開発の目的

長大橋の振動実験結果によるとその減衰定数は1%程度以下になる場合が多く、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る技術を開発することが重要である。長大橋の免震設計技術により、地震時応答値（断面力や変位）を低減して、耐震性を向上させ、さらには部材或いは伸縮継手構造などの経済化をはかることが可能になる。

一般橋の免震設計法については、道路橋の免震設計法マニュアル（案）としてまとめられているが、長大橋は一般に複雑な振動性状を有し、このマニュアルをそのまま長大橋に適用するわけにはいかない。免震設計技術を広く長大橋に適用するためには、免震装置を含む長大橋の適切な解析手法と予備的な比較検討を行うための簡易な解析法を開発し、免震設計法を確立する必要がある。

長大橋の免震設計法については、今年度は全体構造系の減衰評価法と最適ダンパー配置を取り上げたが、これら以外にも基本的な検討課題がある。これらの研究も総合して、高減衰材料を用いた長大橋の免震設計法を開発することが目的である。

(2) 開発項目と内容

免震設計法を開発するに当たり、検討すべき項目を以下に示す。

a) 免震設計の基本方針

長大橋では風荷重や温度変化等の影響が一般橋より大きいので、このことを十分配慮する必要がある。但し、免震設計法開発の目的は地震時応答値を低減することにある。

長大橋の振動実験値により得られる減衰定数は設計に用いている減衰定数を下回っている場合が多い。減衰定数を見直して、地震力が大きくなった場合、耐震設計にどう影響するのかなどの点も含め、現在の耐震設計法と免震設計との関係を明確にしておかねばならない。

減衰による応答値の低減レベルの目標を設定しておくことが望ましい。完成時については、斜張橋の計算例によると、3割程度は低減する。しかし、減衰装置の能力とも関係するが、低減効果はできるだけ大きい方がよい。施工時については、作業性や安全性などからの目標値もある。

b) 設計地震動

長大橋の設計に用いる地震動として、特に長周期領域の特性をどう設定すべきか問題となる。設計地震動については①震度法レベル②地震時保有水平耐力照査レベル③施工時レベルの3つについて設定する必要がある。

高減衰材料を用いた長大橋の免震設計法の開発に当たっては、スペクトル応答法だけでなく、時刻歴応答法による動的解析も多く用いられることになると思われる。したがって、設計スペクトルだけでな

く、設計用地震波形も必要である。道路橋示方書Ⅴ耐震設計編や道路橋の免震設計法マニュアル(案)には、時刻歴応答解析用標準加速度波形が示されているが、これは減衰定数5%のスペクトルにあわせて振幅調整したものであり、この波形による他の減衰定数の応答スペクトルは、減衰定数別補正係数によって補正したスペクトルとの対応がよくない。高減衰化による応答値の低減効果を比較検討する際に、どのような波形を使用するか問題がある。

c) 設計手法

一般橋を対象とした免震設計法マニュアル(案)では設計は震度法により行うものとされているが、長大橋の免震設計としては震度法・スペクトル法動的解析・時刻歴法動的解析・弾塑性動的解析等のどの手法で行うか検討する。これについては、既往の長大橋の耐震設計の方法を調査する必要がある。

長大橋を対象とする場合、動的解析により設計を行う可能性が高いが、その適切な解析手法と、予備的な検討段階に用いる簡易な方法を開発する必要がある。

d) 減衰定数

減衰装置を用いない場合の、長大橋の設計用減衰定数をどうすべきかについては、既往の振動実験の結果等を整理し、早期に決定しておく必要がある。

e) 地震時保有水平耐力

長大橋において、地震時保有水平耐力の照査法に関する検討例は非常に少ないが、この地震レベルにおける耐震性の向上をはかることが、免震技術の開発目的の1つである。

f) 全体構造系の減衰評価法

動的解析において高減衰部材を適切に評価する方法を検討する。

免震設計の予備的な比較検討段階において用いる手法を研究する。これについては、応答解析あるいは複素固有値解析等の詳細な解析結果と簡略的減衰評価法による結果を比較し、できるだけ簡略で精度の高い手法を求める。減衰装置を設置した場合の固有周期を簡略的に算定する方法についても検討する必要がある。

g) 最適ダンパー配置

橋梁の構造形式により最適な位置は異なるので一般論は困難であると思われるが、各構造形式に対する研究成果に基づき、簡略的な検討手法を提示することが望ましい。

構造系の種々の位置にダンパーを仮定した場合の応答解析結果と簡略検討法の結果を比較して、より簡略で精度の高い手法を探る。

以上の項目について検討した結果を総合して、「高減衰材料を用いた長大橋の免震設計法」に関するマニュアルあるいは手引きを作成する。

2.2 長大橋の免震設計に関する資料および実績調査

(1) 調査目的

吊橋、斜張橋および高橋脚橋梁などの長大橋梁は、固有周期が長く、減衰性の低い構造物である。このような構造物の耐震性能を高めるためには、減衰性能を向上させる技術の開発が必要である。構造物の減衰性能を向上させるための技術として、目下各構造分野において、制振装置や免震装置の適用に関する研究が進められている。橋梁分野においては、「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」で、免震設計法、免震装置に対する研究成果が示されている。しかし、これらの研究成果を長大橋梁に適用した事例については現在のところ余り見当たらない。

ここでは、長大橋梁の免震設計法の開発にあたって、現状の長大橋梁での減衰特性がどの程度あるかを明らかにするために、起振機による振動実験、地震観測などの結果を調査し、まとめる。さらに、鋼構造、コンクリート構造の長大橋梁の耐震設計の現状を調査する。最後に、長大橋梁、超高層建築などの制振・免震技術の文献調査を実施するものである。

(2) 長大橋の減衰の実測例

橋梁の減衰特性は、減衰の発生原因によって、材料自身の減衰、構造系内でのエネルギー消費、および構造系外へのエネルギー消散に分けられる。これらの各種要因が橋梁全体の減衰に及ぼす影響を分離して評価することは一般に困難であるため、橋梁の減衰は各要因の影響を包括した減衰定数として評価される。

橋梁の減衰定数の測定方法には、起振機などにより振動実験を行う方法と、対象橋梁に設置した地震計により地震時の応答を観測する地震観測などがある。

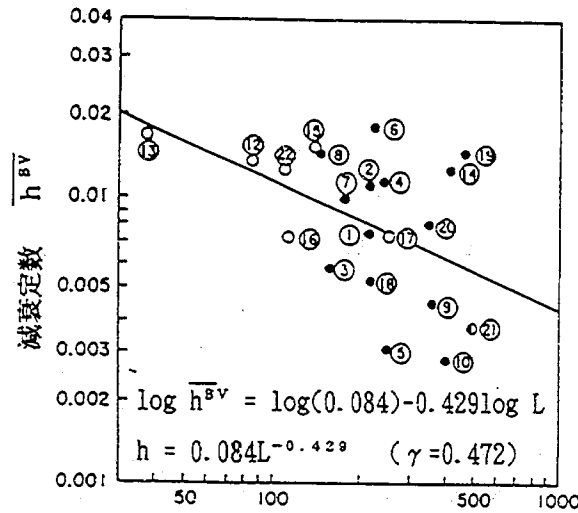
以下に、減衰の実測例を橋梁形式ごとに示す^{1) 2)}。

これまでに、減衰と振動次数との関係、支間長および基本振動数との関係、橋梁形式との関係や、減衰の振幅依存性等の減衰特性に関する様々な研究が行われているが、前述のように減衰特性は様々な要因に起因しているので、対象とした橋梁の減衰を定量的に評価することは今なお困難な状況にある。

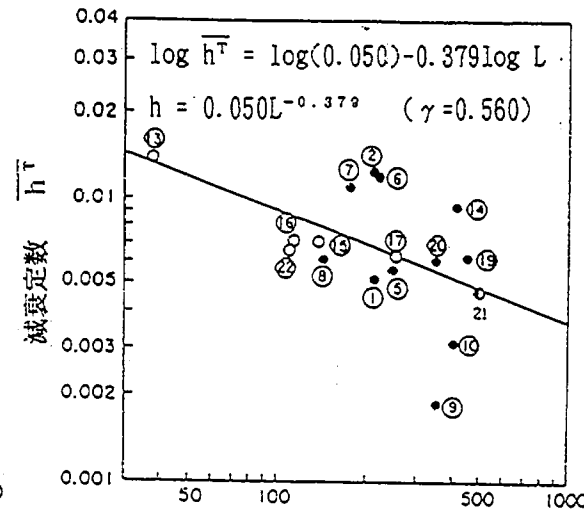
表-2.2.1 各種橋梁の実測に基づく振動特性

橋 種	橋 名	径 間	橋 長 (m)	最大支間長 (m)	振動次数	実測値 固有振動数(Hz)				実測値 減衰定数: h				備 考
						曲げ	ねじれ	橋軸方向水平	橋軸直角水平	曲げ	ねじれ	橋軸方向水平	橋軸直角水平	
② 吊橋	南備瀬戸大橋	3 径間	1628.0	1100.0	1 次	0.151	0.329			0.013	0.005			
	大鳴門橋	3 径間	1496.0	854.0	1 次	0.166	0.328			0.016	0.007			
	大島大橋	1 径間	840.0	560.0	1 次	0.189	0.552			0.010	0.007			
	関門橋	3 径間	1068.0	712.0	1 次	0.180	0.387			0.003	0.003			
	若戸大橋	3 径間	545.0	367.0	1 次	0.261	0.647			0.003				
	箱ヶ瀬橋	3 径間	266.0	206.0	1 次	0.500	1.420			0.004	0.012			
	上吉野川橋	1 径間	316.0	253.5	1 次	0.460	1.320			0.005	0.004			
	此花大橋	3 径間	540.0	300.0	1 次	0.370	1.030			0.004	0.016			
	園原橋	1 径間	136.0	136.0	1 次					0.009				
③ コンクリートアーチ橋	大峰橋	1 径間	120.0	120.0	1 次	0.780				0.005				
	宇佐川橋	1 径間	332.5	204.0	1 次			1.211	1.120			0.016	0.009	
					2 次			1.600	2.571			0.007	0.013	
					3 次			2.597	3.333			0.001	0.005	
					4 次			3.021	3.802					
					5 次			3.876	4.310					
	帝釈橋	1 径間	283.0	145.0	1 次			1.075	1.176			0.015	0.012	固有振動数は解析値
					2 次							0.008	0.007	
					3 次							0.007	0.007	
	外津橋	1 径間	252.0	170.0	1 次							0.014	0.015	
					2 次							0.013	0.007	
					3 次							0.006	0.005	
④ 鋼アーチ橋	弓の橋	1 径間		82.1	1 次	2.640				0.013				減衰定数の算定方法は1/2法
					2 次	3.140				0.007				
					3 次	4.710				0.011				
					4 次	4.730				0.012				
					5 次	7.910				0.008				
⑤ 鋼トラス橋	片品川橋	3 径間	1034.0		1 次			0.890	0.890			0.022~0.028	0.006~0.008	
					2 次			1.030	0.980			0.006~0.011	0.008~0.012	
					3 次				1.080				0.010~0.014	
					4 次				1.160				0.009~0.011	
⑥ 鋼箱桁橋	千代橋	5 径間	326.5		1 次	1.303	3.749	1.854	1.248	0.014	0.006		0.034	
					2 次	1.400	3.904		1.431	0.023	0.005		0.044	
					3 次	1.810			2.062	0.012			0.027	
					4 次	2.254			2.994	0.009				
					5 次	2.590			3.469	0.012			0.013	
⑦ 吊床版橋	亀甲橋	1 径間		37.5	1 次									減衰定数の算定方法は1/2法
					2 次	0.910				0.009				
					3 次	1.280								
					4 次	1.810				0.013				
					5 次					~0.020				
					6 次									
					7 次	3.220								
					8 次									
					9 次	3.870				0.007				
					10 次					~0.014				
					11 次	5.280				0.009				

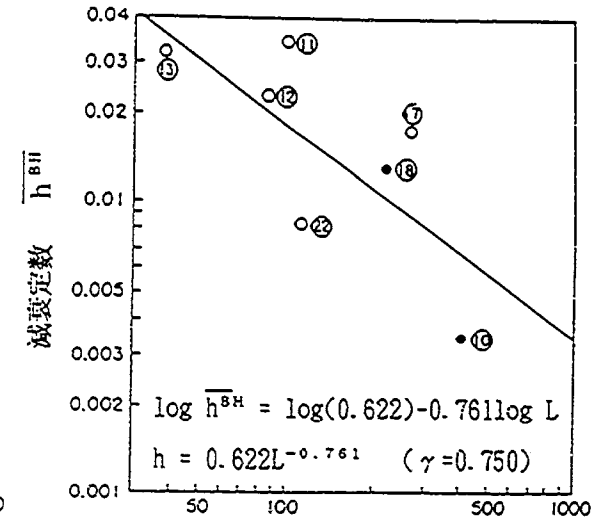
①斜張橋（鋼・P C）



(a) 鉛直曲げ振動

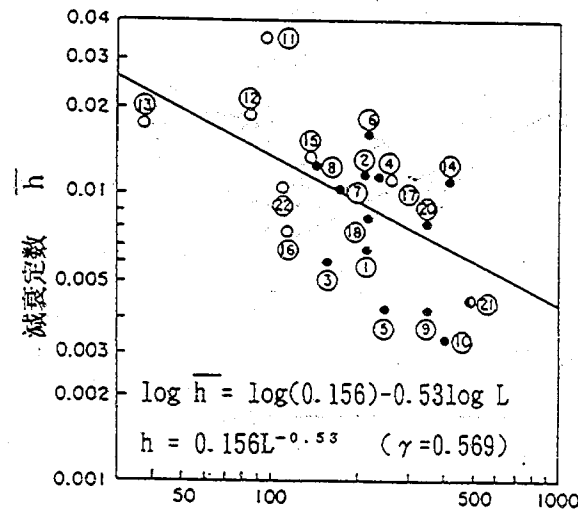


(b) ねじり振動



(c) 橋軸直角水平方向振動

図-2.2.1 加振方向別の減衰定数（平均）と最大支間長の関係



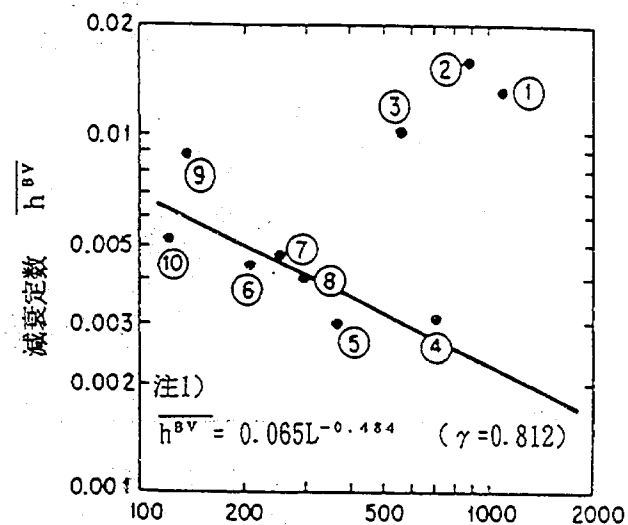
最大支間長 L (m)

図-2.2.2 減衰定数（平均）と最大支間長の関係

凡 例	
1. 尾道 大橋	12. 小本川橋梁
2. 豊里 大橋	13. 豊後 橋
3. 荒川 大橋	14. 瀬石島 橋
4. かもめ大橋	15. 717m-7 橋
5. 末広 大橋	16. 志摩丸山橋
6. 六甲 大橋	17. 呼子 大橋
7. 水郷 大橋	18. かしわ-7 橋
8. 合掌 大橋	19. 横浜ベイブリッジ
9. 大和川橋梁	20. 天保山大橋
10. 名港西大橋	21. 生口 橋
11. 松ヶ山 橋	22. 新綾部大橋

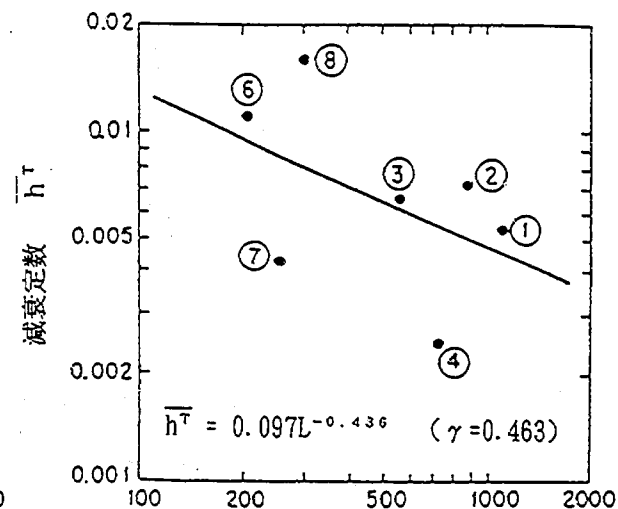
鋼 ●
P C ○

②吊橋



中央支間長 L (m)

(a) 鉛直曲げ振動



中央支間長 L (m)

(b) ねじり振動

凡 例	
①	南備讃瀬戸大橋
②	大 鳴 門 橋
③	大 島 大 橋
④	関 門 橋
⑤	若 戸 大 橋
⑥	箱 ヶ 瀬 橋
⑦	上 吉 野 川 橋
⑧	此 花 大 橋
⑨	國 原 橋
⑩	大 峰 橋

注1) 回帰式算定にあたっては、①～③のデータを除いている。

図-2.2.3 加振方向別の減衰定数（平均）と中央支間長の関係

(3) 長大橋における耐震設計

a. 鋼構造

主径間長100m以上で、かつ、比較的近年に完成もしくは計画中の代表的な長大橋（上部鋼構造）の耐震設計事例調査を行った。収集した事例は、吊橋5橋、斜張橋9橋、高橋脚橋2橋の計16橋である。

一般に、橋長が長く、地震時の挙動が複雑と考えられる吊橋と斜張橋では、ほとんどの場合で上部工を対象とした動的解析が実施されている。その場合、動的解析をもとに耐震設計を行うものと、静的設計に対する照査として動的解析を行うものに分類される。また、上部工（鋼構造部分）に対する減衰定数として、2%程度を採用している例が多い。

下部工については、静的設計を行い、これに対して動的解析による照査を行うもの、動的解析結果を反映させた静的モデルにより設計を行うもの、および動的解析をもとに耐震設計を行うもの、の3通りに分類される。

入力地震動については、道路橋示方書に規定される震度法レベルを上回る大きさの地震動を規定している事例も多いが、いずれの場合もいわゆる弾性設計が行われており、明確に塑性化を考慮した設計法を採用している事例はないようである。

表-2.2.2 長大橋における耐震設計事例（鋼橋）

	橋 名	企業者	完成年	橋 長 主径間長 (m)	入 力 地 震 動	解 析 手 法			解析モデル・減衰定数h等		備 考
						静的解析	動的解析		下 部 工	上 部 工	
							応答 スペクトル	時刻歴			
吊 橋	明石海峡大橋	本州四国連絡 橋公団	(1998)	3910 1990	基盤上 M8.5, Δ150km, T _R 150年, I種		下部工	全体系	剛体2自由度系 hは計算による	全橋モデル h=2%	
	来島大橋	本州四国連絡 橋公団	(1999)	4105 1030	基盤上 M8.5, Δ200km, T _R 150年, I種		下部工	全体系	剛体2自由度系 hは計算による	全橋モデル h=2%	3連吊橋
	レインボーブリッジ	首都高速道路 公団	1993	918 570	基盤上 T _R 75年, 平均スペクトル, I種	○*	(○)	(○)	FEM等にもとづく 等価な静的モデル	全橋立体骨組モデル	*動的解析結果を 反映したもの
	白鳥大橋	北海道開発局		1380 720	T _R 100年, S _{Amax} =400gal	○*	(○)		地盤面上: 震度法 地中部: 応答変位法	全橋モデル	*動的解析結果を 反映したもの
	南備讃瀬戸大橋	本州四国連絡 橋公団	1988	1648 1100	100年当り1～2回の地震, S _{Amax} =230gal (h=5%)		下部工	全体系	剛体2自由度系 h=10%	全橋モデル h=2%	
斜 張 橋	幸魂大橋	建設省	1991	382 190	基盤上 M7, Δ50km, T _R 75年	○			分布ばねモデル (連壁基礎)		
	多々羅大橋	本州四国連絡 橋公団	(1999)	1490 890	基盤上 M8.5, Δ200km, T _R 150年, I種		下部工	全体系	剛体2自由度系 hは計算による	全橋モデル h=2%	
	名港中央大橋	日本道路公団		1170 590	基盤上 T _R 100年, II種	○*	○	(○)	FEM等にもとづく 等価な静的モデル	全橋モデル h=2%	*動的解析結果を 反映したもの
	横浜ベイブリッジ	首都高速道路 公団	1990	860 460	基盤上 160gal, I種	○*	(○)	(○)	多柱基礎～地盤系 立体骨組モデル	全橋モデル	*動的解析結果を 反映したもの
	鶴見航路橋	首都高速道路 公団		1020 510	同 上	○*	(○)	(○)	基礎～地盤系モデル	全橋モデル	*動的解析結果を 反映したもの
	大和川橋	阪神高速道路 公団	1982	653 355	支持地盤上 200gal	○	○		震度法	全橋モデル (h=2%)	
	天保山大橋	阪神高速道路 公団	1991	640 350	基盤上 170gal	○	○		震度法	全橋モデル (h=2%)	
	東神戸大橋	阪神高速道路 公団	1993	885 485	基盤上 160gal, I種	○*	(○)	(○)	動的解析を反映した 震度法	全橋 (h=2%) 地盤FEM+全橋	*動的解析結果を 反映したもの
	馬飼仁和寺大橋	大阪府道路 公団	1987	387 200	基盤上 M7, Δ16km, I種	○	(○)	(○)	震度法 (FEM: 照査)	地盤FEM+全橋 上部工h=2%, 橋脚5%	
高 橋 脚	片品川橋	日本道路公団	1985	1042 169	昭和46年耐震設計指針スペクトル, A _{max} =200gal	○	(○)	(○)	質点モデル h=10%	全橋モデル 上部工h=2%, 橋脚5%	橋脚高 最大69.4m
	沼尾川橋	日本道路公団	1985	604 101	同 上	○	(○)	(○)	質点モデル h=10%	全橋モデル 上部工h=2%, 橋脚5%	橋脚高 最大67m

b. コンクリート構造

従来より、コンクリート橋のように支間が比較的短く剛性の高い橋梁の耐震設計では、地震時の動的な振動現象を震度法という静的な計算法でその設計応答値を推定して構造計算を行ってきた。これは、実際の橋の最大応答には、最低次の固有振動が卓越することと、この最低次の固有振動モード形は、静的に震度を作用させた変形状態に近いという橋の動的特性を反映したものである。

しかし、橋梁が長大化し、また構造が複雑になってくると、地震応答に高次の固有振動が卓越する場合が生じることがある。このような橋の動的特性を考慮して地震時の応答を求めるためには動的解析法によらなければならない。

ここでは、長大コンクリート橋における耐震設計法の現状を把握することを目的として、最大支間長150 m以上の主なP C斜張橋の耐震設計に関する実績を文献等から調査した。

調査結果を表-2.2.3に示す。調査した橋のほとんどが静的解析（修正震度法¹⁾）と動的解析（応答スペクトル法）を併用して地震時の応答値を算定しており、この方法が一般的であることがわかる。

また、半数以上の橋が時刻歴応答解析を実施しており、そのうちの2橋は、弾塑性時刻歴応答解析も実施している。これは、いわゆる二段階設計法と呼ばれる考え方を適用した事例である。この考え方は、耐用期間内に数回生じるような中小地震に対しては、強度を保持するとともに、剛性の著しい低下がないことを、耐用期間内に1回またはそれ以下しか生じないようないわゆる大地震に対しては、崩壊しないことを安全の規準とする考え方である。この場合、前者には線形の応答解析が、後者には弾塑性応答解析が適用されている。

注1) 現行の道路橋示方書耐震設計編（平成2年版）では、従来の「震度法」と「修正震度法」を一つにまとめて改めて「震度法」として規定しているが、従来の「震度法」と区別するために「修正震度法」と表記した。

表-2.2.3 長大橋における耐震設計事例 (PC斜張橋)

No	橋 名	企業者	完成年	橋 長 主径間長 (m)	入 力 地 震 動	解 析 方 法					解 析 モ デ ル				減衰定数 h
						静 的 解 析 ¹⁾		動 的 解 析		弾塑性解析	構 造 系		骨 組		
						震度法	修正 震度法	応 答 スペクトル法	時刻歴 応答解析	時刻歴 応答解析	完成 系	施工 系	平面	立体	
1	呼 子 大 橋	佐賀県	1989	494.3 250.0	①周辺のM $\geq$ 6地震から推定 ②周辺地震TR 75年 ③M7.0 Δ 50km を包絡するスペクトル		○	○	○		○	○		○	h = 2 %
2	東 名 足 柄 橋	日本道路 公 団	1991	370.0 185.0	道示耐震編スペクトル (2種地盤) 想定東海地震波 (時刻歴)			○	○	○	○	○S		○	h = 4 % (上部工) = 5 % (下部工) = 5 % (基礎)
3	青森ベイブリッジ	青森県	1992	498.0 240.0	過去の地震記録から推定される期待値 スペクトルや建設地点近傍で得られた地震 記録を基に設定		○	○	○		○	○		○	h = 5 %
4	唄 げ ん か 大 橋	建設省	1993	292.1 170.0			○	○			○	○S		○	
5	新 猪 名 川 大 橋	阪神高速 道路公団	工事中	398.0 199.0	過去の地震記録から推定される期待値 スペクトルや建設地点近傍で得られた地震 記録を基に設定 (基盤上200gal)			○	○	○	○	○		○	h = 5 %
6	秩 父 公 園 橋	埼玉県	1994	391.9 195.0	道示耐震編スペクトル (1種地盤) (基盤上180gal)			○	○		○	○	○	○	h = 5 %
7	南大阪湾岸北橋梁	大阪府	工事中	337.0 168.0	道示耐震編スペクトル (2種地盤)		○	○			○	○		○	h = 3 % (上部工) = 5 % (下部工)
8	伊 唐 島 大 橋	鹿児島県	工事中	588.2 260.0	過去の地震記録から推定される期待値 スペクトルや建設地点近傍で得られた地震 記録を基に設定		○	○	○		○			○	h = 3 % (上部工) = 5 % (下部工) = 10 % (基礎)
9	十 勝 大 橋	北海道 開発局	工事中	501.0 251.0	道示耐震編スペクトル		○	○			○		○		

<凡例> ○ : 実施を示す

S : 静的解析で算定

<注> 1) 現行の道路橋示方書耐震設計編 (平成2年版) では、従来の「震度法」と「修正震度法」を一つにまとめて改めて「震度法」として規定しているが、これと、従来の「震度法」を区別するために、「震度法」と「修正震度法」に分類した。

(4) 長大構造物における免震設計

斜張橋や吊橋等の長大橋梁は、比較的固有周期が長く減衰の小さな構造であり、このような長大橋を高減衰化して耐震性能を向上させる技術を開発するために、同様の振動特性を有する高層建築なども含めた長大構造物の既往の制震、免震技術を文献調査した。文献調査は、文献検索システムJICSTを用いておこなった。文献調査のキーワードとしては、対象構造物として、巨大構造物、斜張橋、吊橋、高橋脚、長大橋、超高層建築を研究内容として免震（振）構造、制震（振）構造、耐震構造を選択し対象構造物と研究内容の両者のキーワードを共通に有する文献を1980年以降について調査した。

1) 研究動向

表-2.2.4は文献数の経年変化を土木関連び建築関連に関して示したものである。この表より以下の傾向がわかる。

- ①1982年ぐらいから、長大構造物の制震に関する論文が出始めている。
- ②最近5～6年での研究の伸びが著しい。
- ③合計36件中、土木関連16件、建築関連20件である。

表-2.2.4 文献数の推移

年	土木関連 (長大橋)	建築関連 (超高層)	合 計
1982	0	1	1
1983	0	0	0
1984	1	0	1
1985	2	0	2
1986	1	0	1
1987	0	0	0
1988	0	3	3
1989	1	3	4
1990	0	3	3
1991	2	1	0
1992	3	6	9
1993	6	3	9

2) 振動制御の手法

調査文献より、制震（振）、免震等の制御手法を抽出し表-2.2.5に示した。この表よりパッシブ制震（振）に関する文献がその他の振動制御技術に比較して多いことがわかる。また最近では、ハイブリッド制振に関する研究もみられる。

表-2.2.5 振動制御の手法

制振の方法	文献数	制御機構
パッシブ制振	25	ゴムダンパー、チューブグランド、ケーブルダンパー 空力ダンパー動吸振器、振り子式、摩擦ダンパー 油圧ダンパー、可変剛性、SSD、TMD 短リンク支承
アクティブ制振	9	AMD、フィードバック方式 位相遅れアクティブ制御、 H_{∞} 制御
ハイブリッド制振	2	

3) 振動制御の目的

表-2.2.6に制振の目的別の件数をしめす。この表より、耐震、耐風を目的とした論文は、ほぼ同数であることがわかる。また耐震、耐風両者に適用した制振技術に関する論文も見られる。

表-2.2.6 制振の目的

目 的	件 数	備 考
耐震	12	土木 5件 建築 7件
耐風	13	土木 7件 建築 6件
耐震・耐風	4	土木 1件 建築 3件
不明	7	

4) 高層建築における制振

高層建築における制振は、人命保護、構造物の安全性保証、高度情報機器等の諸設備の健全性維持、居住性能の向上等の様々な目的を有している。一般に高層建築に用いられる制振機構は、図-2.2.4の様に分類される。

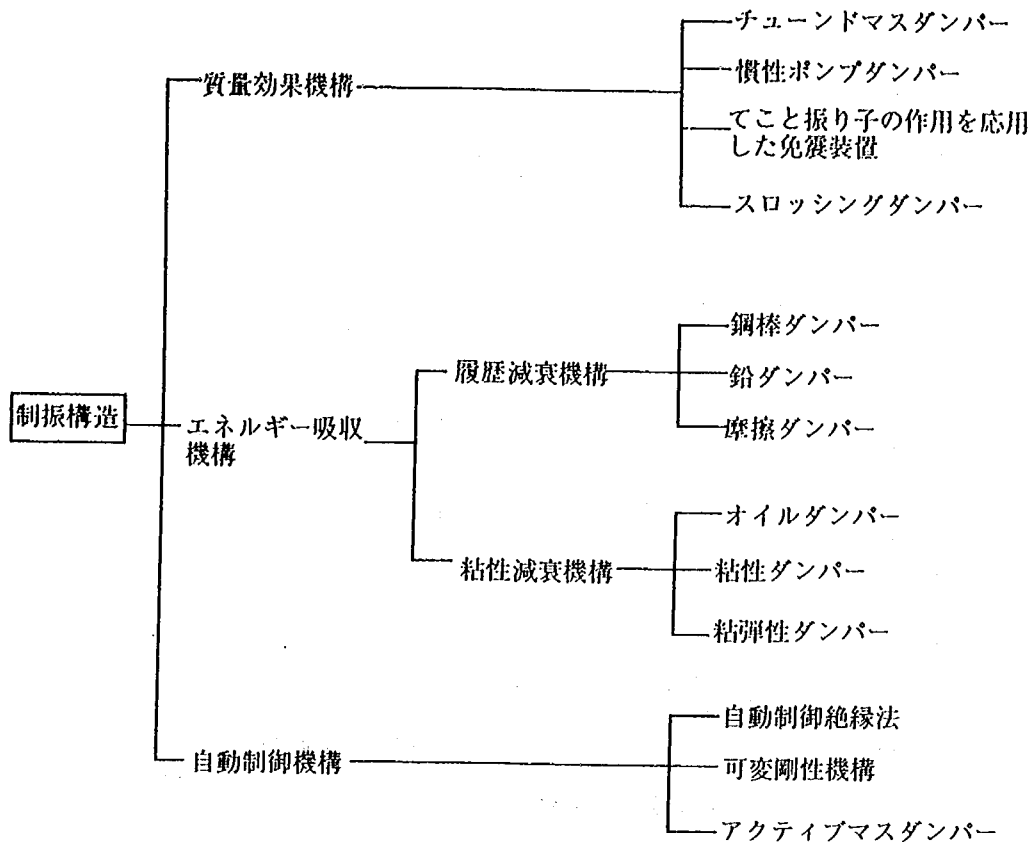


図-2.2.4 高層建築に適用される制振機構³⁾

この図より制振機構は、4つに大きく分類されることがわかる。各機構の概要を以下に述べる。

① 質量効果機構

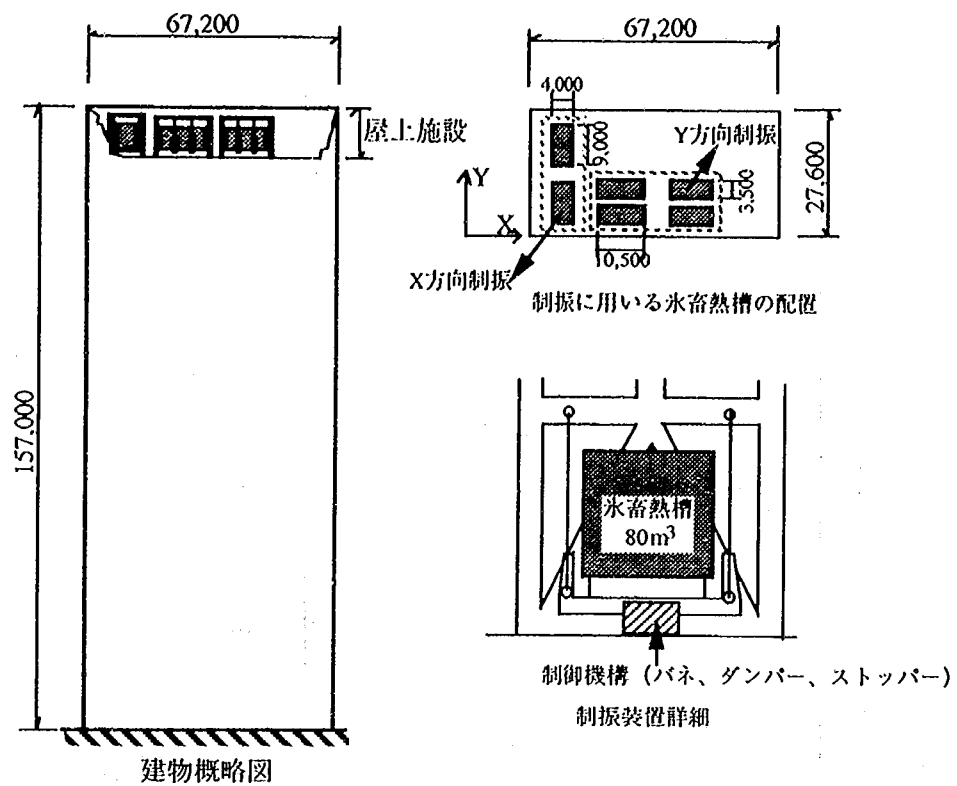
地震等による建築構造物への入力エネルギーを構造物の内部に設けた別の振動系の運動エネルギーに変換することによって、構造物自体が受け持つべきエネルギー負担を減少させる機構。図-2.2.5は、こうした機構の一つであるチューンドマスダンパー(TMD)の設置例である。

② エネルギー吸収機構

建築構造物の基本的構造は変えることなく、構造物内部あるいは外部にエネルギー吸収機構を配置することにより構造物の減衰性能を高め、地震時や強風時の応答を低減させる機構。図-2.2.6は、ブレースと梁の接合部にオイルダンパーを配置した例である。

③ 自動制御機構

地震入力エネルギー以外のエネルギーを用い、電気的あるいは機械的な機構を用いて付加質量に慣性力を与えたり、アクチュエータ等により直接構造物に外力を与えたりすることにより地震や強風に対する構造物の応答を低減する機構。また、コンピュータ等の制御により、構造物の剛性を変化させて、地震入力との共振を避け構造物への入力エネルギーを低減させる機構などもこの中に含まれる。



氷蓄熱槽を利用したTMD

図-2.2.5 TMDを用いた制振⁴⁾

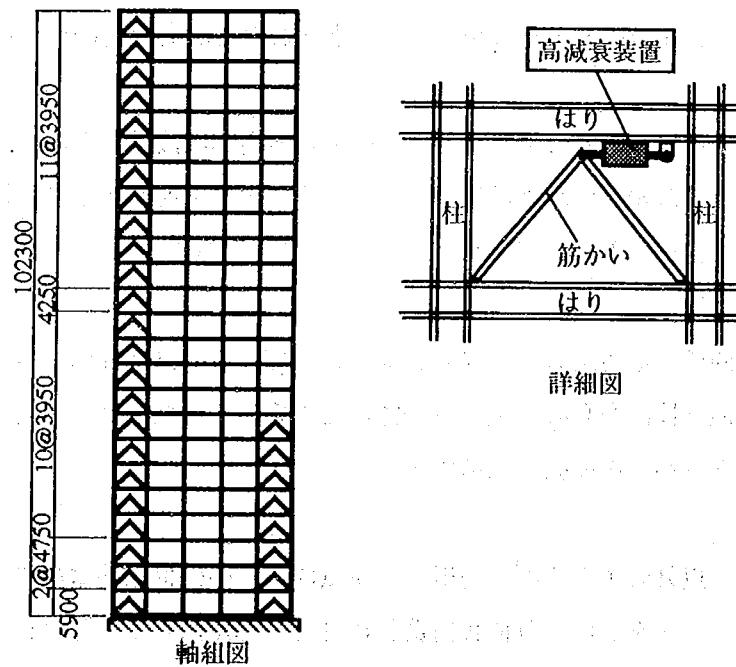


図-2.2.6 オイルダンパーを用いた制振⁶⁾

<研究担当>

川崎重工業（株），鹿島建設（株），日本技術開発（株），（株）竹中土木

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：振動実験から見た斜張橋の振動特性，耐震設計分科会資料，平成 4年11月
- 2) 川島一彦，運上茂樹，向秀毅：実橋振動実験結果に基づく吊橋の固有振動特性及び減衰特性，第22回地震工学研究発表会講演概要，平成 5年 7月
- 3) 寺本隆幸，北村春幸：制振構造の現状と展望，Structure No. 32, 1989. 10
- 4) 久徳敏治，長瀬正：制振の実例（チューンドマスダンパー），Structure No. 32, 1989. 10
- 5) 小堀鐸二，高橋元一，丹羽直幹，畑田朋彦，栗野治彦，石井孝二，田上淳，水野孝之，松永義憲，：
高減衰構造（H i D A M）の開発、鹿島技術研究所年報，第41号，1993. 10

2.3 全体構造系の減衰評価法の開発

(1) 開発の背景と目的

免震設計法の開発グループの目的は、長大橋に高減衰部材を用いて振動の低減を図る場合の設計方法を検討することであり、その内の全体構造系の減衰評価法の開発項目の目的は、実務の設計において適用した高減衰部材の効果が構造系全体におよぼす効果を適切に評価し得る方法を検討することである。

長大橋と呼ばれる程度の規模の橋を、高減衰部材を用いて設計する場合であれば、高減衰部材の影響を取り入れた部材設計を行った上で、その効果を検証するために詳細な動的応答解析を実施するものと考えられる。したがって、設計の際に解決すべきものとして、次の2通りの局面があげられる。

- ① 高減衰部材の効果を適切に評価する詳細な動的解析の方法を提供すること
- ② 詳細な動的解析に先だって振動低減の効果を概括的に把握する方法を提供すること

①の局面においては、動的応答解析において高減衰部材の効果を正確に反映することができれば目的は達成される。減衰は、動的解析において理論による結果と実際の差を定量的に補正するという性格をも持つものであるが、特に高減衰部材を用いない一般的な構造系においても完全に解決された問題とは言い難い。先ず、高減衰部材を用いない場合においても正確な評価を与え、その上で高減衰部材を用いた場合の変化を判定し得るものである必要があり、この順に手法を整理しておく必要がある。

②の局面の段階では、幾つかの比較案を用意し、それらの内から採用案を絞り込む過程が存在する。その際には比較的少ない労力で、各々の案に概括的に評価を与える方法を用いることが必要となる。ここに、構造系の振動特性を端的に理解するために固有値解析は有力な手段であり、その際に得られる振動モードは構造系各部分の減衰が全体におよぼす影響を評価する手がかりを与える。解析法としてモーダル法を用いるのであれば、各モードごとの減衰定数を設定する必要がある、高減衰部材の減衰効果が各モードの減衰定数に精度良く反映されなければならない。そこで、非線形な高減衰部材の特性を等価線形化する方法、ならびに減衰効果を反映した上での各モードごとの減衰定数を設定する方法を標準化しておく必要がある。

(2) 開発項目と内容

現段階で考えられる開発項目としては、以下のものが上げられる。

① 非線形時刻歴応答解析に用いる減衰定数の評価方法

設置する高減衰部材の復元力特性に応じた減衰マトリクスの設定方法について検討を行い、テストモデル及びモデル橋梁を仮定し、解析を行い妥当性を検証する。

② 概括的な把握に対する解析として固有値解析の手法と等価減衰定数の評価方法

応答スペクトル解析に用いるための固有値解析による各次のモードに対応する減衰定数を求めること、あるいは減衰マトリクスをも含めた複素固有値解析の適用性を検証する。また、復元力特性を等価線形化する方法についても検討し、非線形解析の結果と検証し、簡便的な設計法のマニュアル化を考慮する。

(3) 開発の工程

	平成6年度				平成7年度			
	4月	8月	12月	3月	4月	8月	12月	3月
・モデル橋梁の設定と 解析モデルの作成	—— (テストモデル)				(モデル橋梁)			
・非線形時刻歴 応答解析	——	——			——	——		
・固有値解析 (複素固有値解析)	——	——	——		——			
・等価線形モデル化					——	——		
・応答スペクトル解析						——	——	
・報告書まとめ ・マニュアル作成				——				——

(4) 平成5年度の研究成果

高減衰部材を有する構造系の解析において、減衰評価の妥当性が問題となる局面は、

- ① 設計の最終段階で行われる非線形時刻歴応答解析
- ② 各種の比較案を概括的に評価するための固有値解析

の2通りに分類される。以下にこの各局面における減衰評価において問題となり得る点と、現段階で考えられる解決の方向について述べる。

1) 設計の最終段階で行われる非線形時刻歴応答解析に対する評価の検証

設計の最終段階では、ある程度労力がかかるとしても合理的な減衰評価を期待できる解法が採られるはずであり、現段階では直接積分法による非線形の時刻歴応答解析がこれに相当すると考えられる。この場合には、運動方程式中の減衰マトリクスと剛性マトリクスを精度良く設定できれば良い。

減衰マトリクスの内の各要素の値は減衰係数であり、離散化したモデルの節点間相対速度あたりの節点間反力の値が代入される。

設置する高減衰部材に相当する部分の減衰マトリクス要素値は、予め載荷試験を行いその妥当性が確認された値を代入することになると考えられ、それ以外の本来の橋梁を構成する部材の減衰係数の設定方法と分けて考える必要がある。

設置する高減衰部材以外の本来の橋梁を構成する部材の減衰係数については、現段階では、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に示された「表－解6.2.1各要素の減衰定数の参考値」を引用するか、あるいは長大橋の特殊性を考慮して、既往の長大橋で実施された振動試験から得られた全体系としての減衰定数値を参考にすることが考えられる。ただし、これらの数値は減衰定数あるいは減衰率 h と呼ばれるものであって、構造系の質量と剛性から求められる臨界減衰係数と減衰項に設定すべき減衰係数の比として与えられるものである。したがって、ここで考える減衰マトリクス C への変換の方法を別に用意する必要がある。

その様な方法の一つとして、各部要素剛性に各部要素の減衰係数を懸けることによって各部減衰マトリクスを構成する方法が考えられるが、その他にも、次のような手順が考えられる。

高減衰部材を設けた部分の結合条件をフリーまたは固定とするか、あるいは、ある程度の剛性を有する部材をダミーとして挿入して構造系をモデル化し、非減衰固有値解析を行う。さらに、構造の部材グループごとに減衰定数を設定する。続いて、構造の部材グループごとに設定した減衰定数を元に、固有値解析による各次のモードに対して減衰定数を定める。その方法としては、次の2通りが考えられる。

①道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の式(解6.2.1)に示されている方法

②構造の部材ごとにひずみエネルギーと吸収エネルギーの関係を設定し、各モードごとにひずみエネルギーと吸収エネルギーを合計した後、それらの比から式(2.3.1)によって減衰定数 h_j を求める方法

$$h_j = \frac{\delta E_j^T}{4\pi E_j^T} \quad (2.3.1)$$

ここに、 h_j は j 次モードに対応する減衰定数、 δE_j^T は j 次モードによるひずみエネルギー、 E_j^T は j 次モードによる吸収エネルギーである。

各モードごとの減衰定数が求まれば、モーダルマトリクスの転置マトリクスを使ってモード減衰を一般座標系の減衰マトリクスに変換することができるが、各次のモードの内から代表的なモード2通りと、これに対応する減衰定数に着目し、その効果が等価となるように α と β を定め、 $C = \alpha M + \beta K$ とする方法もある。

このようにして高減衰部材以外の部分の減衰マトリクス要素を決定した後に、実験によって得た高減衰部材部分の減衰マトリクス要素を挿入し、減衰マトリクスを完成させる。設置する高減衰部材が、粘性抵抗のみを有する場合には、このようにして定めた減衰マトリクスを用いて直接積分を行うことで合理的に構造全体の減衰効果を反映することができる。

設置する高減衰部材が、弾塑性の特性を有する場合かクーロン摩擦型の特性を有する場合には、高減衰部材の履歴減衰と減衰マトリクスによって二重に減衰効果が生じないように該当部分の減衰マトリクス要素をゼロとするか非常に小さい値とする必要がある。直接積分による逐次応答解析を行う際に高減衰部材の変位～反力の履歴ルールに従うように取り扱う。

共同研究において主に着目する点が、地震時保有水平耐力法で想定するような大規模な地震による挙動であるとする、高減衰部材以外の橋梁構成部材の一部にも塑性化が発生することが考えられ、その場合には各部材のひずみレベルによって部材のエネルギー吸収の程度が異なる。この効果を適切に反映するに

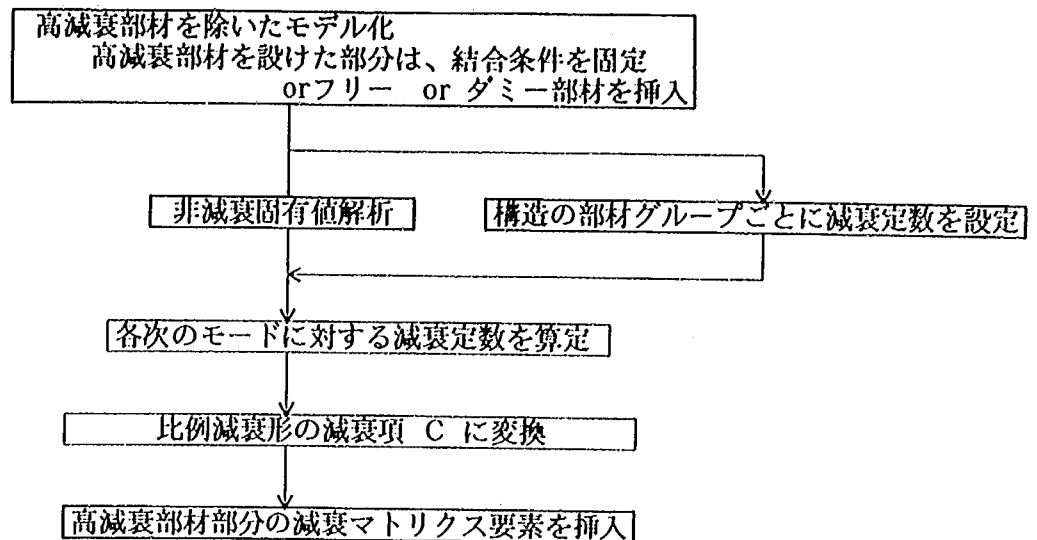


図-2.3.1 減衰マトリクス作成の流れ図

はここに掲げた方法が有効と考えられ、次年度以降は、構造の部材ごとにひずみエネルギーと吸収エネルギーの関係を設定する方法について具体的な検討を行う必要がある。

2) 各種の比較案を概括的に評価する場合の解析

各種の高減衰部材の内から最適のものを選定する、あるいは配置箇所の最適案を選定する段階では、解析のケースが非常に多いことから、多くの労力がかかる方法は適さない。

現段階では固有値解析による各次のモードと各モードに対応する減衰定数を求めること、あるいは周波数領域の演算に用いられる伝達関数を求めることがこれに相当すると考えられる。

固有値解析を行った場合には、引き続きモーダル法による応答解析を行うことができる。

【設置する高減衰部材が粘性抵抗のみによるものであって剛性を伴わない場合】

設置する高減衰部材が、粘性抵抗のみを有し、剛性を持たない場合には、非減衰固有値解析を適用することができないので、減衰マトリクスをも含めた複素固有値解析を必要とする。

【設置する高減衰部材が履歴減衰を利用するタイプである場合】

この場合は、高減衰部材を含む全ての部材の復元力特性を等価線形化する。したがって、高減衰部材の反力の履歴曲線が楕円に近くない場合はあまり良い精度を期待することはできない。

【設置する高減衰部材がクーロン摩擦型の特性を利用するタイプである場合】

クーロン摩擦の特性を有するのみで、剛性を持たない場合であっても、その高減衰部材の変位～反力の履歴曲線の割線勾配を等価剛性とすることができるが、その場合には、履歴曲線が楕円に近くないのでそれ程の精度は期待できない。

(5) 今後の課題

今後の課題として以下の事項がある。

- ① 非線形時刻歴応答解析を行う場合の減衰マトリックスの作成方法について、本年度は案を示すにとどまったが、今後は詳細な手順を検討することが必要である。例えば、変位とひずみエネルギーの関係、変位と吸収エネルギーの関係を設定する具体的な方法を取りまとめる必要がある。
- ② 概括的な解析として復元力特性の等価線形化を行う際にはその適用限界を明らかにする必要がある。

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

参考文献

- 1) 戸川隼人：有限要素法による振動解析、昭和62年1月。
- 2) 鈴木方敏、松本竹二、阿比留久徳、原田秀秋、藤城学：制振機構適用による構造物の防振（その2解析）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 833～834、昭和61年8月。

2.4 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減衰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10%程度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減衰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配置法の調査

建築・機械工学の分野での最適ダンパ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耐震解析を行い、各形式における減衰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）について減衰装置の設置位置・設置方法などによる制約を考慮しながら、上記減衰装置の配置案を複数設定する。これを複数種類の減衰装置について行う。

5) 有効性検討

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

6) 最適ダンパ配置法のまとめ

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-2.4.1に示す工程に沿って開発を進める。

表-2.4.1 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		←→	
減衰装置の配置法検討		←→	
有効性検討			←→
まとめ			←→
今後の課題の整理			←→

(4) 平成5年度の研究成果

1) 他分野での最適ダンパー配置法に関する研究成果

ここでは他分野として建築学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についてまとめた。

a) 建築の分野

F. Y. Cheng 等が提唱した最適配置インデックス (OLI: Optical Location Index) によるダンパーの配置に関する評価法がある。OLI は大きな応答変位を生ずる部分に減衰装置を配置することが最も効果的であるという前提のもとに地震時の建物応答を略算的に評価した指標である。(式2.4.1 参照)

$$\rho_b(X) = \sqrt{\sum_{j=1}^n [\Delta \{\phi_j(X)\} \cdot Y_j(t) / \Delta X]^2} \quad (2.4.1)$$

ここで、 $\rho_b(X)$: 位置XにおけるOLI

X : 注目点の高さの構造物の全高に対する比

n : 考慮するモード数

$\phi_j(X)$: j 次のモード形

$\Delta \{ \}$: 位置X1からX2までの量 $\{ \}$ の差分

$Y_j(t)$: j 次の周期における変位応答スペクトルの値

ΔX : 高さの差分

小堀等⁽¹⁾は、この指標を用いて高層建物にアクティブ制震装置を設置する最適部位を求めた。さらにこれにより制震装置設置箇所を1/2に削減した場合とそうでない場合についての設計モデルを求め、地震応答解析を行い、削減した場合でも削減しない場合とほぼ同様な応答を示すことを解析的に求め、OLIの有効性を確認している。

b) 機械工学の分野

背戸等^{(2)、(3)}は、1自由度系の制振法を多自由度系に拡張する場合に制振装置の最適配置法を含めて考察している。その中で、制振装置の最適配置手順として以下を示している。

- ① モード解析によって制振対象の振動モード系を解析する
- ② 各振動モードごとに制振装置の最適設置場所を選定する
- ③ その場所の等価質量を求める
- ④ 制振装置を最適設計する

なおこの論文では制振装置としてTMD（動吸振器）を用いた場合についてケーススタディを行っている。以下、さらに詳細に上記の手順を説明する。

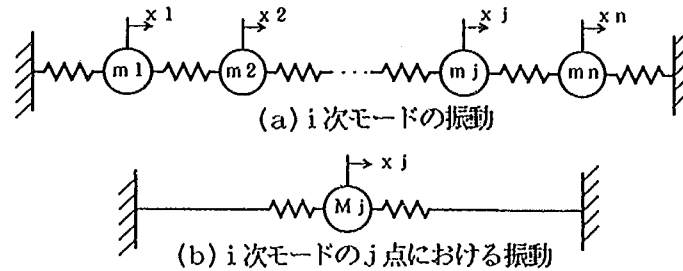


図-2.4.1 n 自由度系の i 次モードの振動と i 次の 1 自由度系

(i) モード解析の利用

図2.4.1 (a) に示す n 自由度系においてある注目する i 次モードの固有ベクトル $\{X_i\}$ を次式のように定義する。

$$\{X_1, X_2, \dots, X_j, \dots, X_n\}^T \quad (2.4.2)$$

定常振動では各質点の速度は変位に比例するから $\rho X_1, \rho X_2, \dots, \rho X_n$ と表されるので、系全体の運動エネルギー T_{all} は次式になる。

$$T_{all} = 1/2 [m_1 \rho^2 X_1^2 + m_2 \rho^2 X_2^2 + \dots + m_j \rho^2 X_j^2 + \dots + m_n \rho^2 X_n^2] \quad (2.4.3)$$

一方、モード座標系に変換すると n 個の非連成の 1 自由度系の集合となるので、質点 j (図2.4.1 (b)) に注目し、その点で 1 自由度系を表すとすれば、運動エネルギーは次式になる。

$$T_j = 1/2 [M_{ij} (\rho X_j)^2] \quad (2.4.4)$$

ここに、 M_{ij} は i 次モードの j 点における等価質量である。j を 1 から n に対応した式(2.4.4) の総和は式(2.4.3) の T_{all} に等しいから等価質量 M_{ij} は次式で表される。

$$M_{ij} = m_1 (X_1/X_j)^2 + m_2 (X_2/X_j)^2 + \dots + m_j + \dots + m_n (X_n/X_j)^2 \quad (2.4.5)$$

(ii) 制振装置の設置場所

上式から以下のことが分かる。すなわち j 点を i 次モードの腹に選べば X_j が最大になるため M_{ij} は最小になり、逆に節に選べば $X_j = 0$ となるため M_{ij} は無限大になる。そこでモード解析によって振動モード系が定まったなら以下の原則と順序により制振装置の設置場所を選定する。

- (1) 各振動モードの振動の腹は等価質量が最も軽量であるので制震力の効果が最大である。

したがってモード間の非連成化を考慮して制震モードの腹であり、かつ隣接するモードの節が

一致する場所を選ぶ。

(Ⅱ) 上記の条件が満たされない場合は制震モードの腹の近くで、隣接するモードの節に近いところを選ぶ

(Ⅲ) 上記の条件も満たす場所がない場合は、制震装置のバランスを考えて配置する。

c) 本研究への適用性評価

建築の分野で紹介した研究成果も機械工学で紹介した研究成果もダンパー最適配置法については、モード変位の大きい場所に設置するのがよいとしている。

2) 最適ダンパー配置法の基本方針

ここで用いるダンパーとして想定しているのは、

- ① 粘性ダンパー、履歴ダンパーなどの相対変位感知型
- ② TMDなどの絶対変位感知型
- ③ 部材に張付ける粘性ダンパー・履歴ダンパーなどの歪感知型

これらのうち、TMDについては上記の機械工学での紹介研究成果と同様な手法が用いられる。すなわち以下の手順になる。

- ① モード解析によって対象橋梁の振動モード形を解析する
- ② 各振動モードごとにダンパーの最適設置場所としてモード変位の大きな場所を選定する
- ③ その場所の等価質量を求める
- ④ ダンパーを設計する

一方、TMD以外についてはさらに以下の項目が必要である。

- ① 相対変位感知型ダンパーではモードの腹の部位と節に設置することが必要である
- ② 歪感知型ダンパーでは歪の大きな部位に設置することが必要である

さらに全てのタイプのダンパーにとって共通することとして、地震動に対して刺激係数と応答スペクトル値の積が大きい振動モードの腹の位置あるいは歪の大きな部位にダンパーを設置することが必要である。

実際は橋梁の構造などから設置位置がある範囲に限定されるので、その範囲内で上記の条件を満足する部位にダンパーを設置することが必要となる。

(5) 今後の課題

上記の設置条件の他に施工性・減衰装置の仕様の限界・工費なども含めて総合的に検討して設置位置を定める必要がある。そのための方法論について平成6年度以降で検討していく。

平成6年度は表-4.2.1に示した研究項目について同表の工程に沿って進める。

<研究担当> 石川島播磨重工業(株)、開発コンサルタント(株)、川崎重工業(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) 小堀鐸二他：構造性能可変型制震システムの高層建物への適用研究、アクティブ制震（振）シンポジウム論文集、1992. 3
- 2) 背戸一登、山下繁生：動吸振器による他自由度系の制振（第3報、 Γ 型構造物の制振について）、日本機械学会論文集（C編）52巻481号、昭和61-9
- 3) 背戸一登：多自由度系の制振法、ダイナミクスハンドブック、1993. 10

第3章 免震設計法の利用

3. 免震設計法の利用

3.1 施工時制震

(1) 開発の背景と目的

長大橋の施工時は、完成時に比べて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。しかしながら、桁下空間の交通、建造物および生活者に対する影響、工事作業者の安全性等を考慮すると、完成時の1/2の地震力に対して安全性を確保することが長大橋において妥当であるか一考の余地があると思われる。さらに、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より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。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いる^{1)・2)}。制振方法としては、閘門橋等で用いられたスライディングブロック³⁾などによる非同調質量付加方式に始まり、名港西大橋等で用いられたTMD⁴⁾、幸魂橋等で用いられたTLD⁵⁾などの同調質量付加方式、そして、現在はパッシブ方式からアクティブ方式へと移行しつつあり、白鳥大橋等でAMD⁶⁾などが用いられるようになってきている。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、施工時の地震時断面力に対して部材断面が許容値を満足するように設計するという、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⁷⁾、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

a) 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（高橋脚）

b) 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、施工時構造系における固有振動特性および耐震特性を把握する。検討地震方向としては、従来、一般に検討されている橋軸方向および橋軸直角方向に加えて鉛直方向をも考慮する。

c) 各種制震方法の検討

パッシブ方式、アクティブ方式および免震方式において適用が考えられる種々の制震方法を提案し、その適用性および効果を検討する。

d) 制御理論の検討

各種制震方法における制御理論、最適パラメータの設定方法およびシミュレーション方法を検討する。

e) 制震システムの試設計

制震システムのソフト、ハード面の試設計。

f) 制震システムの検証

制震システムの有効性の検証。

(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								
各種制震方法の検討								
制御理論の検討								
制震システムの試設計								
制震システムの検証								

(4) 平成5年度の研究成果A

a) モデル橋梁（P C斜張橋）の設定

本開発におけるモデル橋梁のうち、P C斜張橋モデル橋梁の一般図を図-3.1.1 に示す。モデル橋梁は、中央支間 400 m の3径間連続P C斜張橋とし、長大橋であることを考慮して主桁支持形式をフローティン

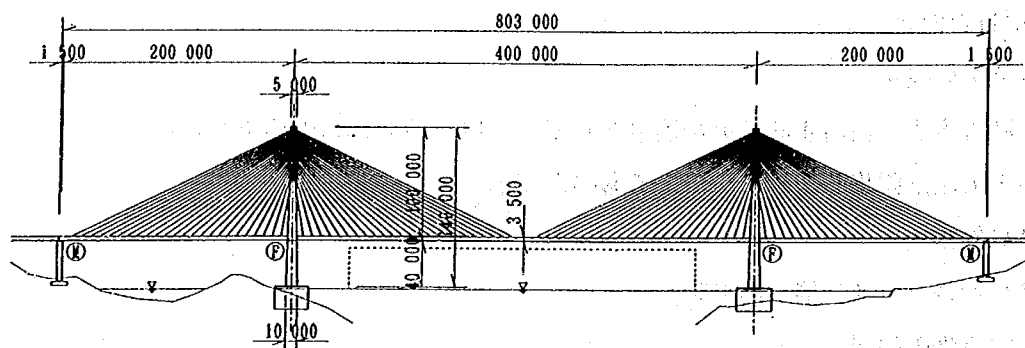


図-3.1.1 P C斜張橋モデル橋梁一般図

グ形式、斜材配置をファン形式とした。モデル橋梁の施工順序を図-3.1.2 に示す。

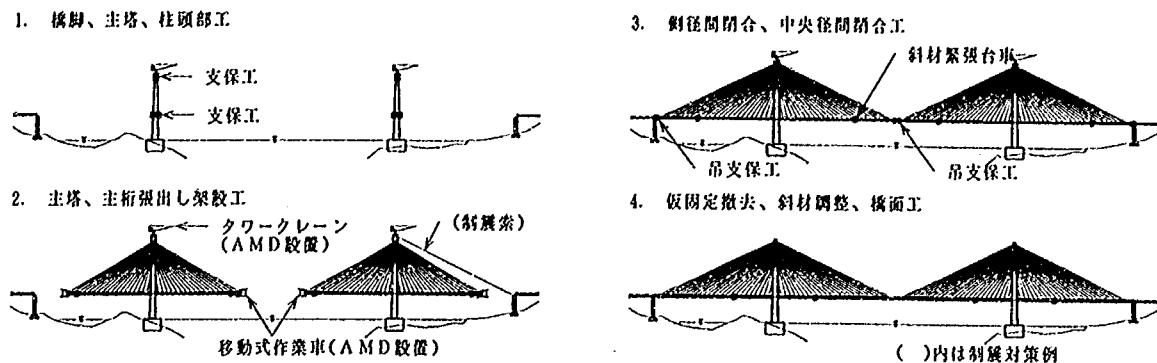


図-3.1.2 施工順序および制震対策例

b) 施工時の固有振動特性および耐震性

制震方法および必要制震レベル等を検討するバックデータとして、完成時および施工時の固有振動特性および耐震性を調査した。検討地震方向は橋軸方向とし、完成時、施工時とも道路橋示方書Ⅰ種地盤用応答スペクトル（減衰定数 1 %）を用いて検討を行った。

完成時の固有振動モードを図-3.1.3 に、地震応答解析結果を表-3.1.1 に示す。なお、表中の RMS 値は、固有周期 0.1秒までの全モードの 2乗平均値である。このうち CASE A は一般的なフローティング形式であり、CASE B は中間支点を弾性ケーブルにて橋軸方向に弾性固定した形式である。

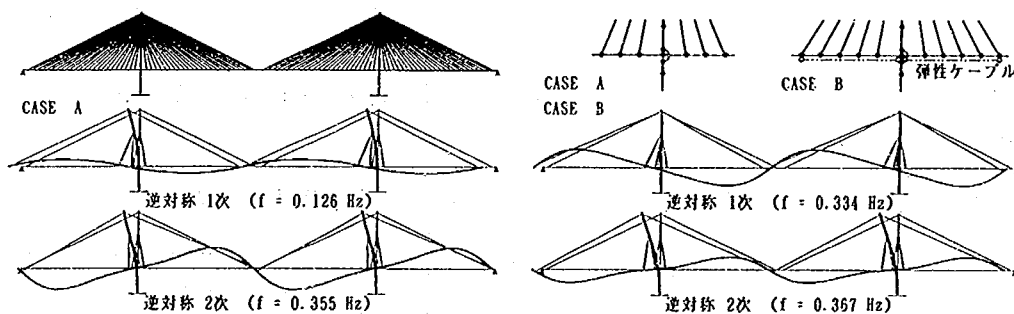


図-3.1.3 完成時固有振動モード

一般的なフローティング形式の場合、卓越振動モードは固有周期約 8秒の 1次振動モードとなる。弾性固定した場合、1次振動モードの固有周期は約 1/3となり、卓越振動モードは 2次振動モードへ移行した。弾性固定することで、地震時断面力は主塔基部で約 60 % 低下するものの、逆に橋脚基部で約 15 % 増加する結果となった。

表-3.1.1 完成時地震応答解析結果

CASE	次数	固有周期 (sec)	有効質量率 (%)	最大曲げモーメント (tf・m)	
				主塔基部	橋脚基部
A	1	7.967	46.66	77725	109390
	2	2.821	9.09	22836	40035
	RMS	~ 0.100	86.02	82012	130593
B	1	2.993	15.29	8772	20778
	2	2.722	44.05	49257	138781
	RMS	~ 0.100	86.02	51557	148733

施工時の固有振動特性および耐震性については、主桁張出し架設工時（主塔工完了）のみを対象とし、張出し率 25～100 % に対して解析を行った。なお、施工時には、一般に行われているように、橋脚と主桁は仮固定（剛結）するものとした。解析モデルに考慮した架設機材重量は、主桁両先端の大型移動式作業車 140 tf、主塔頂部のタワークレーン 80 tf である。

張出し率 50 および 100 % に対する固有振動モードを図-3.1.4 に、張出し架設進捗に伴う各振動モードの固有周期および有効質量率の変化を図-3.1.5、3.1.6 に示す。

固有周期は張出し架設進捗に伴いほぼ対数的に長周期化するが、増加率は高次振動モードほど小さく、張出し率 25 % と 100 % で比較すると逆対称 1 次モードで約 3 倍、逆対称 3 次モードでは約 1.5 倍となっている。有効質量率は、張出し率 25 % 程度では逆対称 1 次および 3 次モード、50 % 付近では逆対称 2 次モード、75 % を越えると逆対称 3 次モードが大きくなり、張出し架設進捗に伴い卓越振動モードも順次変化していく結果となった。

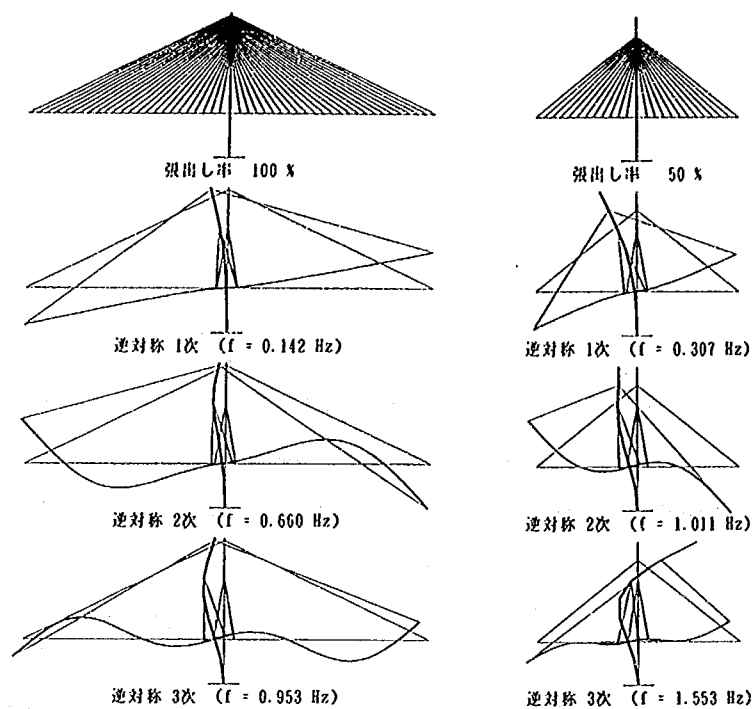


図-3.1.4 施工時固有振動モード

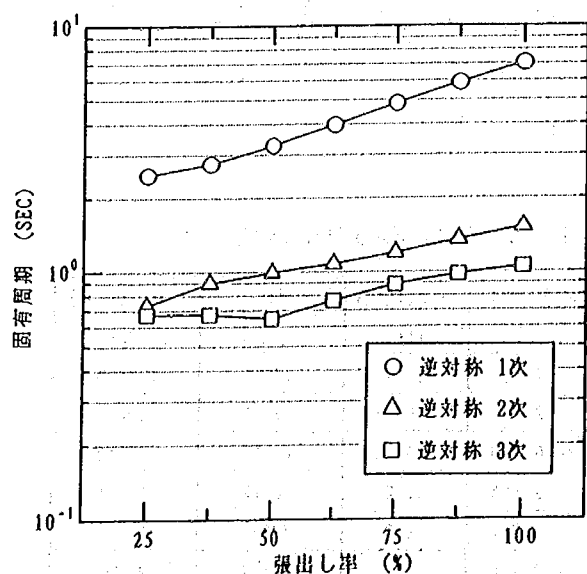


図-3.1.5 施工時における固有周期の変化

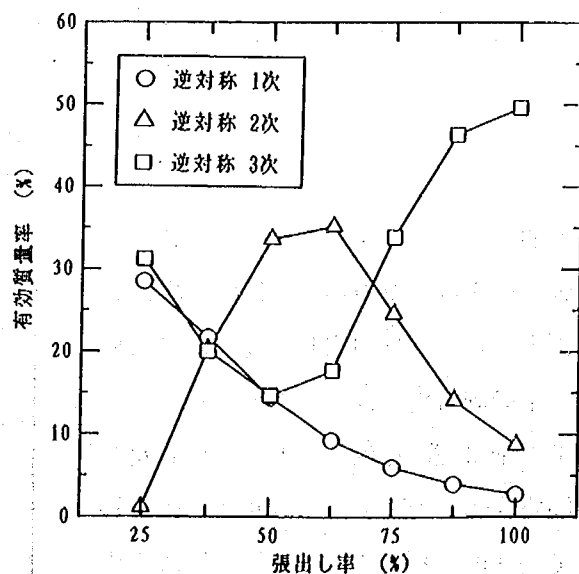


図-3.1.6 施工時における有効質量率の変化

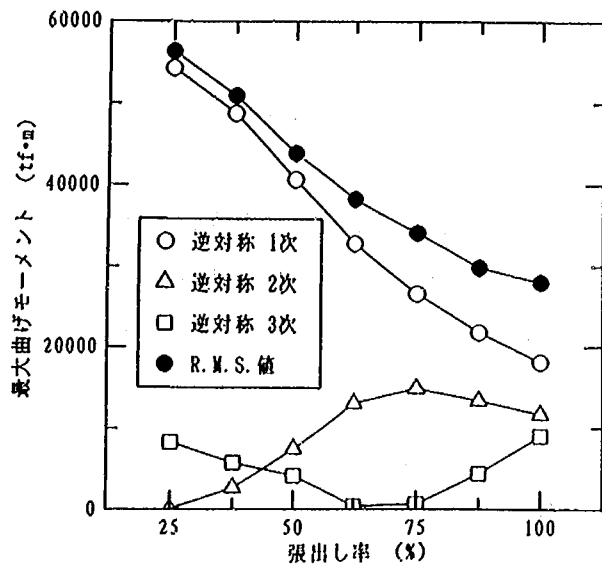


図-3.1.7 施工時における主塔基部断面力

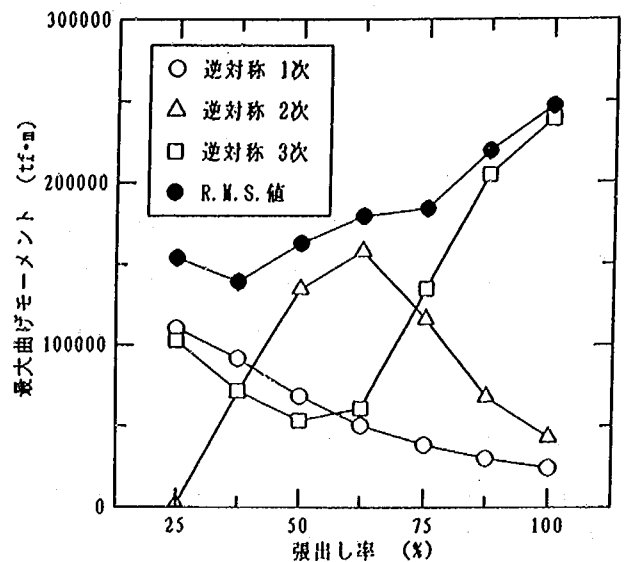


図-3.1.8 施工時における橋脚基部断面力

張出し架設進捗に伴う地震時断面力の変化として、主塔および橋脚基部における最大曲げモーメントの変化を図-3.1.7、3.1.8 に示す。RMS 値は、完成時の解析と同様に固有周期 0.1秒までの全モードの 2乗平均値である。主塔基部の最大曲げモーメントは逆対称 1次モードによるものが支配的であり、張出し架設進捗に伴い応答値が低下している。これは、逆対称 1次モードの長周期化によるものと考えられる。橋脚基部の最大曲げモーメントは張出し架設進捗に伴い増加する傾向にある

表-3.1.2 施工時と完成時の断面力比較

張出し率 (%)	主塔基部		橋脚基部	
	CASE A	CASE B	CASE A	CASE B
25	0.69	1.09	1.18	1.03
100	0.34	0.54	1.89	1.66

各完成時の最大曲げモーメントに対する比率

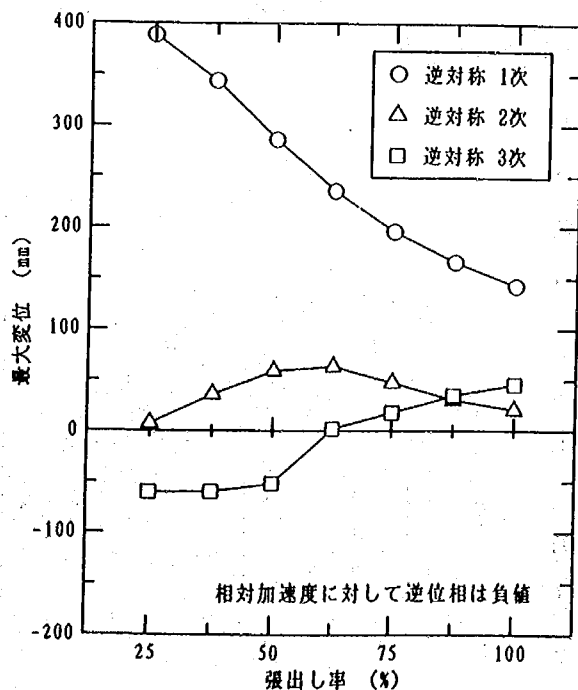


図-3.1.9 施工時における主塔頂部水平変位

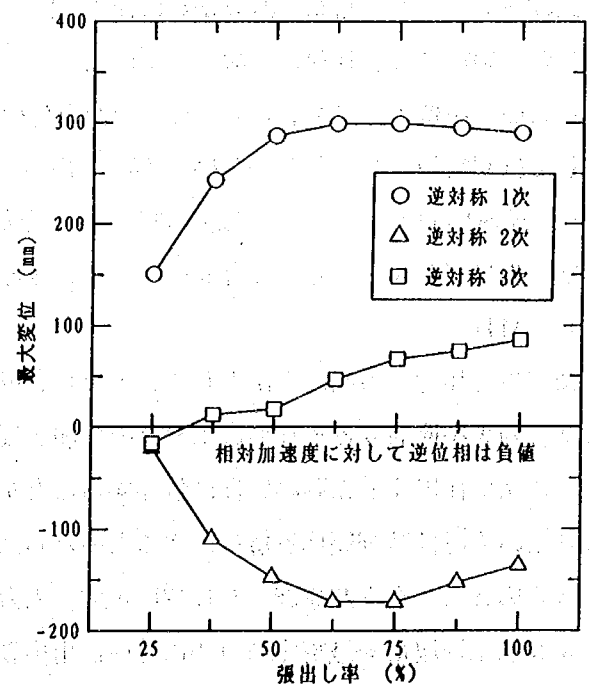


図-3.1.10 施工時における主桁先端鉛直変位

が、応答値に対して支配的なモードは張出し率により異なり、有効質量率が卓越するモードと一致する（図-3.1.6）。完成時と施工時の最大曲げモーメントを比較した結果を表-3.1.2に示す。入力地震レベルおよび減衰定数が同一であれば、張出し率 100 %において橋脚基部の最大曲げモーメントは完成時の 1.5～2 倍となっている。

張出し架設進捗に伴う地震時応答変位の変化として、主塔頂部における最大水平変位および主桁先端における最大鉛直変位を図-3.1.9、3.1.10に示す。張出し率 50 % 以下では、主塔頂部の水平変位が主桁先端の鉛直変位に比べて大きい傾向にあるが、張出し率 50 % を越えると逆に主桁先端の鉛直変位が主塔頂部の水平変位に比べて大きくなっている。

c) 各種制震方法の検討

以下に、張出し架設工時に適用が考えられる制震方法を提案し、その適用性を検討する。なお、検討は張出し率 100 %に対して行った。

1) 制震索

施工時にバックステイを設置しアンバランスに対処する場合があるが⁸⁾、このバックステイの制震索としての効果を検討する。図-3.1.11に制震索設置概要を示す。制震索は、施工に対する影響を考慮して主塔頂部と端支点間に設置するものとし、制震索断面積は最上段斜材の断面積と同一とした。表-3.1.3に制震索設置の有無による耐震性の比較結果を示す。なお、減衰定数は同一とした。制震策は、逆対称 1次モードに対する断面力を低下させているものの、それ以外のモードに対しては制震効果を示していない。また、張出し率が大きくなると逆対称 1次モードの寄与が小さくなることから、制震索は施工時制震方法としての有効性に劣ると考えられる。

2) TMD

同調質量付加方式の制震方法として、TMDを用いた場合の制震効果を検討する。なお、TMDの付加等価減衰定数は構造系に作用する振動の特性に依存することから¹⁾、制震効果の検討は時刻歴応答解析によるものとした。入力地震波の応答スペクトルを図-3.1.12に示す。入力地震波は、開北橋記録波形を減衰定数 1 %にて検討用応答スペクトルに適合するよう振幅調整したものである。

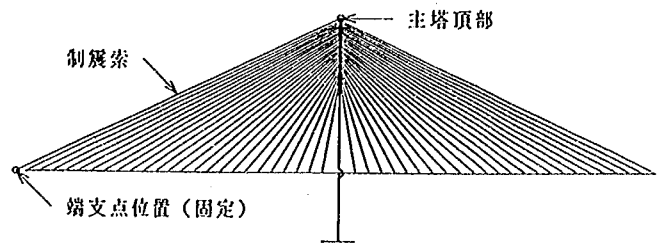


図-3.1.11 制震索設置概要

表-3.1.3 制震策の制震効果

次数	固有周期 (sec)		最大曲げモーメント (tf・m)			
			主塔基部		橋脚基部	
	制震索無	制震索有	制震索無	制震索有	制震索無	制震索有
1	7.057	5.471 (0.78)	18117	13751 (0.76)	24481	14780 (0.60)
2	1.515	1.512 (1.00)	11712	11845 (1.01)	43119	41971 (0.97)
3	1.049	1.047 (1.00)	9036	9721 (1.08)	238781	239210 (1.00)
RMS	—	—	28011	25532 (0.91)	246966	246413 (1.00)

()内は制震索無に対する比率

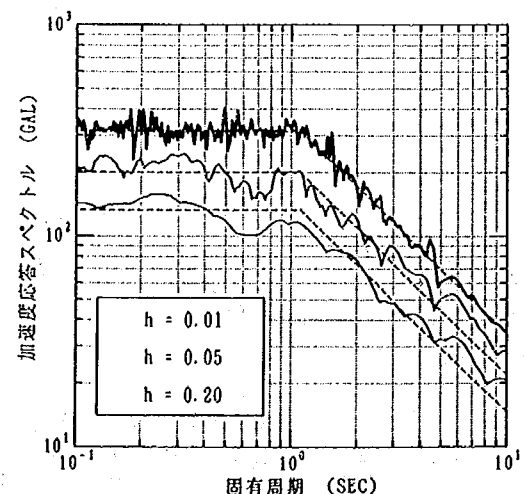


図-3.1.12 入力地震波の応答スペクトル

TMDの設置位置は主桁両先端または主塔頂部とし(図-3.1.13)、重錘重量を主桁先端各10 tf、主塔頂部20 tfに設定した。制震対象の振動モードは、橋脚基部の断面力に最も寄与する逆対称3次モードである。この場合、TMDの質量比は、主桁先端両側合計で0.0011、主塔頂部が0.0003となる。TMDの最適振動数比、最適減衰定数等は振動の種類によって異なるが、ここでは振動数比を1.0とし、減衰定数は不規則強制振動に対する最適値を用いるものとした¹⁾。

図-3.1.14に、各TMDを設置した場合の橋脚基部応答曲げモーメントを示す。なお、図中の破線はTMDを設置しない場合の応答値である。主桁先端にTMDを設置した場合、20秒過ぎより制震効果が発現し、最大曲げモーメントで約25%応答値が低減している。主塔頂部にTMDを設置した場合では制震効果はほとんど認められず、最大曲げモーメントも5%程度低減したに過ぎない。図-3.1.15に重錘の応答変位を示す。主桁先端と主塔頂部を比較すると、最大応答変位は主桁先端が30%程度大きく、また早い段階で応答が生じている。今回は、限定的なパラメータにおいてTMDの有効性を検討したが、橋脚下端において少なくとも30%程度の断面力低減が可能であると考えられる。

3) AMD

TMDでは、図-3.1.14に示すように制震効果の発現が遅く、また、より高い制震レベルが要求される場合には重錘重量、ストロークが大きく成りすぎる。さらに、施工時には固有振動特性が逐次変化していくことから、パラメータの調整が煩雑になってしまう。このような点より、施工時制震方法としては、重錘に最適な制御力を作用させ制震効果を高めるAMDがより有効であると考えられる。また、施工中には複数の振動モードが卓越するような場合もあるが、このような場合においても、AMDを用いれば複数の振動モードを制震可能となる。

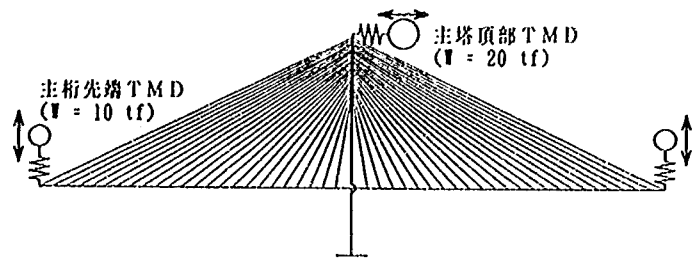


図-3.1.13 TMD設置概要

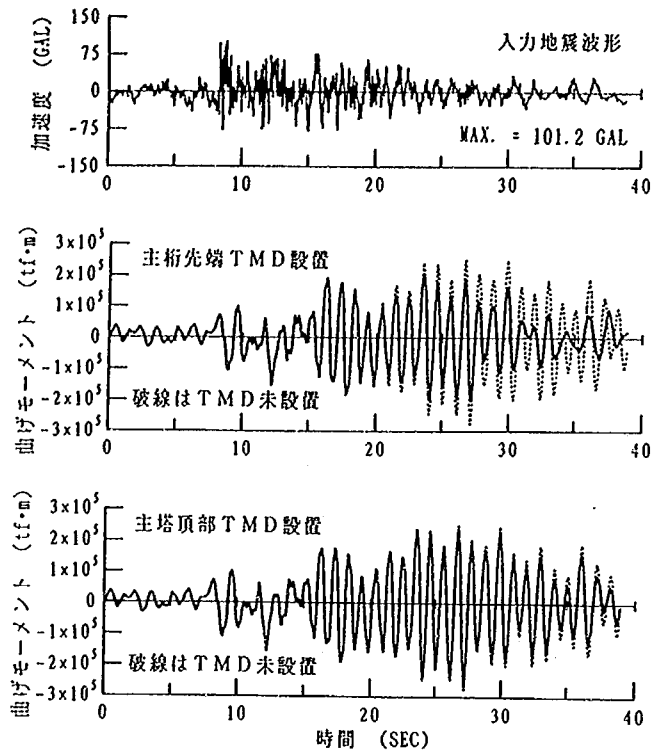


図-3.1.14 TMDの制震効果

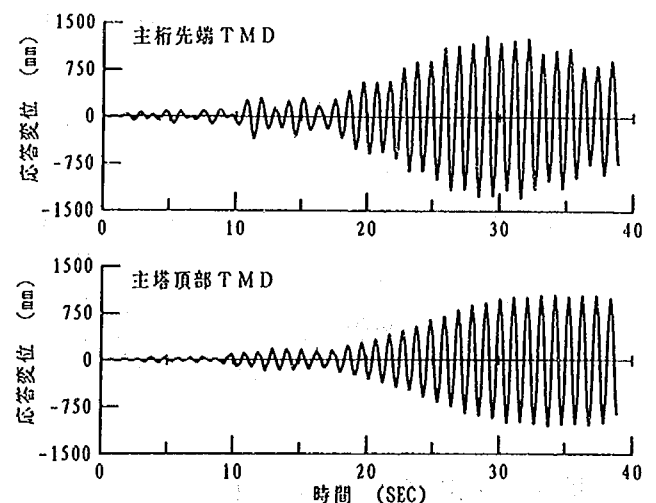


図-3.1.15 TMDの応答状況

(5) 平成5年度の研究成果B

主塔橋脚上に制振装置を設置する方式に関する基本的検討

本章では、主塔橋脚上にアクティブな制振装置を設置することを提案し、その適用性に関する基本的な検討を加える。図-3.1.16に、主塔橋脚上にアクティブな制振装置を設置する方式の概念図を示す。アクティブコントロールのメカニズムとしては、①構造系の剛性をコントロールする方式（可変剛性方式）、②構造系の減衰をコントロールする方式（可変減衰方式）、③主桁応答のフィードバック制御、の3つを検討する。また、制振装置としては、①可変剛性装置、②可変減衰装置、③アクティブテンドンを想定する。

施工時の斜張橋の振動特性を把握するとともに、主塔橋脚上に制振装置を設置した場合の振動特性を検討するために、図-3.1.17のようなモデル橋を設定して固有値解析並びに複素固有値解析を行った。モデル橋に対しては、18節点54自由度のフレーム解析モデルを作成し、(1)完成系、(2)施工時（主桁・橋脚フリー）、(3)施工時（主桁・橋脚剛結）の各条件を設定した。なお解析は最大張り出し時についてのみ行っている。表-3.1.4に本解析モデルの1次及び2次の固有振動数を、図-3.1.18～図-3.1.20に1次モードのモード形を示す。

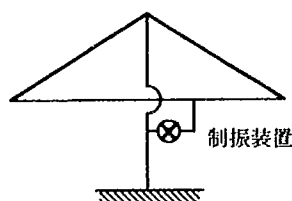


図-3.1.16 制振システム概念図

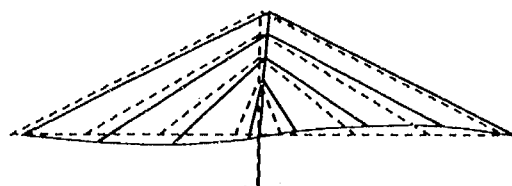


図-3.1.18 完成系の1次モード (T=10.70sec)

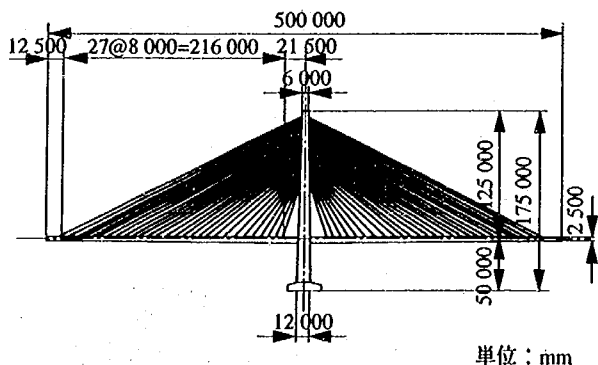


図-3.1.17 モデル橋一般図

表-3.1.4 施工時のモデル橋の固有周期 (sec)

	完成系	施工時 1	施工時 2
1次	10.70	63.53	8.29
2次	3.38	4.39	2.95

注) 施工時 1：主桁・橋脚フリー
施工時 2：主桁・橋脚剛結

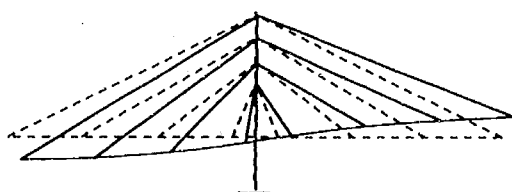


図-3.1.19 施工時の1次モード
(主桁・橋脚フリー, T=63.53sec)

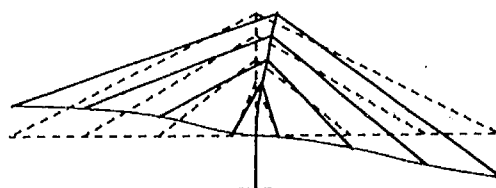


図-3.1.20 施工時の1次モード
(主桁・橋脚剛結, T=8.29sec)

a) 構造系の剛性をコントロールする方式

可変剛性方式は、地震動の性質に応じて構造物の剛性を変化させ非共振化をはかるものである。斜張橋張り出し架設時には、耐風性あるいは作業性の面から主桁を主塔橋脚に拘束している。そこで、主塔橋脚上に主桁の水平方向に作用するような可変剛性装置を設置することを想定し、固有値解析を実施して

検討した結果、1次固有周期は図-3.1.21のように変化することがわかった。これによると、水平バネとして30,000tf/m程度の装置剛性を持たせれば1次固有周期は10.29秒と完成時とほぼ同じになるが、装置剛性をそれ以上大きくしても1次固有周期は9秒程度で収束している。

b) 構造系の減衰をコントロールする方式

斜張橋のような複雑な構造物は、振動系の応答特性として高次モードの影響が大きくなることが想定されるが、可変減衰装置により高次のモードに対する減衰を大きくするように減衰係数を設定すれば、より効果的な応答低減が実現できると考えられる。今回は主塔橋脚上に主桁の水平方向に作用するような可変減衰装置を設置することを想定し、減衰装置による減衰を粘性減衰と仮定して複素固有値解析を実施して、1次及び2次モードに対するモード減衰を算定した(図-3.1.22)。これより、制振装置に10,000tf・sec/m程度の減衰係数が与えられれば、1次モードに対しておよそ30%の減衰が得られるが、制振装置に大きな減衰係数を与えた場合には、固有周期が長くなる傾向があることがわかった。

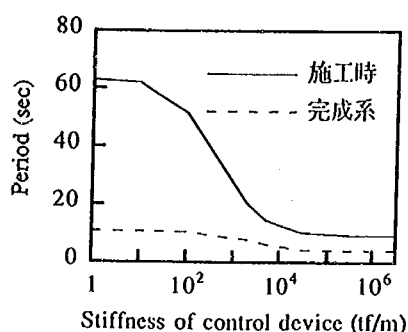


図-3.1.21 制振装置の剛性と固有周期

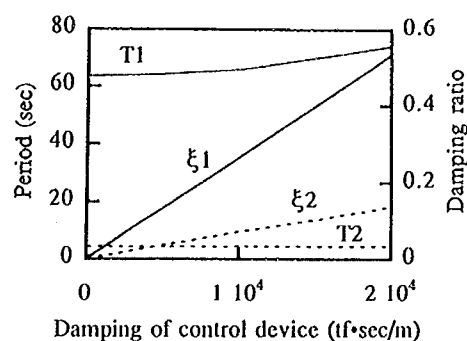


図-3.1.22 制振装置の減衰定数とモード減衰

c) 主桁応答のフィードバック制御

フィードバック制御においては、構造物の相対速度に比例した制御力を用いる相対速度フィードバックが一般的に行われている(図-3.1.23; x によるフィードバック)。この方法は構造物の応答のピークレベルを低減することはできるが、固有振動数よりも高い振動数領域では制御しない場合よりも応答レベルを大きくしてしまう。そこで、本研究では応答のピークレベルを低減すると同時に、固有振動数よりも高い振動数領域でも応答レベルを引き上げないような絶対速度フィードバック方式⁹⁾(図-3.1.23; $x+y$ によるフィードバック)について検討する(図-3.1.24)。

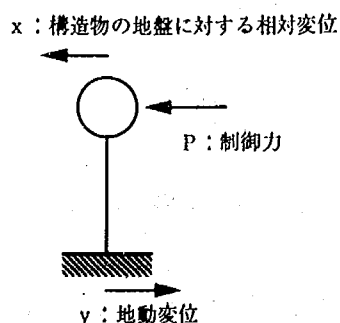


図-3.1.23 フィードバック制御モデル

(1 自由度系)

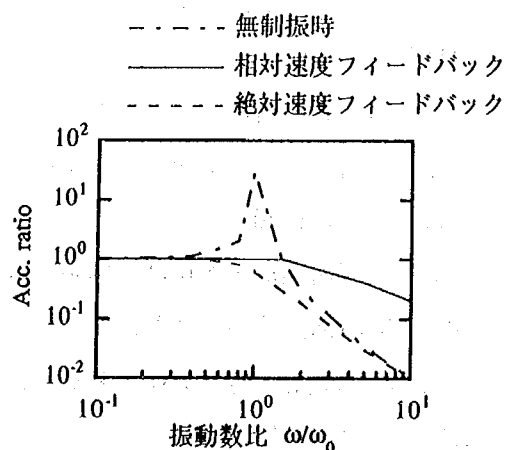


図-3.1.24 フィードバックの方法と加速度応答倍率

(6) 今後の課題

a) 施工時設計地震力レベルの設定

施工中における設計地震力は、長大橋の場合、地震によって橋梁に損傷が生じた際の桁下空間の交通や建造物に対する影響、工事作業員の安全性等を考慮して、設定する必要があると考えられる。施工時の設計地震力レベルは、制震方法、必要制震レベル等を決定するファクターとなるので、早急に設定する必要がある。

b) 制震システムの検証方法

本開発で検討した制震システムにおいて、その有効性を検証する方法を検討する必要がある。

c) 施工に伴う構造系の変化と制震機構

施工に伴って構造系が変化するため、各施工段階において最適な制震機構が異なる可能性がある。

d) 主塔橋脚上での制震機構

(5) で検討した主塔橋脚上での制震機構は、現在フローティング形式の斜張橋施工において一般的に用いられる仮支承の代わりを果たすものと想定されるため、そのような条件を考慮した制震装置を提示する必要がある。また、張出し施工時には主桁の上下振動が卓越する場合があるが、これについては別の対策を考える必要がある。

<研究担当> オリエンタル建設㈱、(株)大林組

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 建造物の振動制御、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 建造物の振動制御 (2)、1993.
- 3) 牛尾正之・植田利夫・南条正洋：つり橋主塔の制振対策の一試案について、日立造船技報、Vol. 32、No. 3、1971.
- 4) 川人達男・辻松雄・加納勇・津村達宣：名港西大橋の塔の動吸振器方式耐風制振装置、第 8 回風工学シンポジウム論文集、1984.
- 5) 米田昌弘・チャイリ・ピット・前田研一・藤野陽三：斜張橋主塔を対象とした TLD の減衰付加効果に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol. 37 A、1991.
- 6) 高橋守人・西本聡・橋本幸・津村達宣・小池裕二：白鳥大橋主塔の架設時アクティブ制振対策、構造工学論文集、Vol. 40 A、1994.
- 7) 小坪清真・高西照彦・多田浩：同調液体ダンパーによる架設途中の斜張橋の制振、振動制御コロキウム PART B 講演論文集、1991.
- 8) 吉村茂・植木義春・今井義明：P C 斜張橋” 銚原大橋” の設計と施工、プレストレストコンクリート、Vol. 29、No. 1、1987.
- 9) 武田寿一編：建造物の免震・防振・制振、技報堂出版、1988.

3.2 減衰舗装、地覆、高欄の開発

(1) 開発の背景と目的

通常、橋梁の路面には人・車両通行の円滑化や保護を目的として、舗装、地覆、高欄等の橋面工が設置される。これらの部分は設計上荷重としてのみ考慮されており、構造部材としては評価されていない。しかし実際の橋梁においては、コンクリート製壁高欄の設置前・後で主桁のたわみ性状が異なる等の事例からわかるように、主桁と橋面工が一体となって挙動すると考えられる。本研究では主桁の曲げ変形に伴い橋面工に生じるひずみにより橋梁全体の減衰性能をどれ程向上させることが可能かを検討する。

本研究では、橋面工を利用して橋梁の減衰性能を向上させる方法として、次のアイデアが提案され、可能性が検討されている。それは、橋体と縁を切って構築された橋面スラブ（舗装）と橋体上面との接触面に働く摩擦を利用して橋体の地震時応答変位を低減するアイデアで、低周波振動にも有効と思われる点及び摩擦制振力が支間全長に均等に作用する点を特徴とする。

1) 主桁の曲げ変形に伴い橋面工に生じるひずみによる減衰効果

橋面工は主桁上面に設置されることから、主桁の曲げ変形によって主桁より大きいひずみが生じる。これに着目し、舗装、地覆、高欄に高減衰材を用いてエネルギー吸収を図る。

2) 主桁と橋面スラブ（舗装）との摩擦減衰を利用する方法

橋面スラブを橋体と縁を切って構築し、橋体上面との接触面に働く摩擦を利用して橋梁の地震時橋軸方向応答変位を低減する。橋体に作用する摩擦制振力は当該橋面スラブを介して接続道路の路盤に伝達される。

(2) 開発の項目と内容

1) たわみ振動に起因する減衰効果

斜張橋やラーメン橋のような構造系では、水平方向の地震動によって主桁の鉛直たわみモードが励起され、主桁に曲げ変形が生じる。この場合、主桁上に位置する橋面工には主桁より大きいひずみが生じる。この点に着目し、地覆、高欄、舗装等に高減衰材料を用いてエネルギー吸収をはかる方法を検討する。

2) 摩擦減衰を応用した方法

長大橋では、低次の橋軸方向振動モードに起因する地震時橋軸方向応答変位が非常に大きくなる恐れがあり、これを低減する工夫が必要である。

橋面スラブを橋体と縁を切って構築し、橋体上面との接触面に働く摩擦を利用して橋梁の地震時橋軸方向応答変位を低減することを考える。橋面スラブは対象橋梁を挟み橋軸方向両側方に渡り連続とし、側方の橋台、接続道路の路盤に固定する。橋面スラブ厚は150mm程度とし、橋体上面との接触面の処理を工夫することで摩擦力を調節できると考えられる。橋体に作用する摩擦制振力は橋面スラブを介して両側方の路盤に伝達される。当該橋面スラブは構造部材であり、鉄筋、鉄骨またプレストレスを導入することで補強する。橋面スラブの上には舗装を施す。

(3) 開発工程

表-3.2.1 研究工程

減衰舗装、地覆、高欄の開発	平成5年度	平成6年度	平成7年度
① 歪み振動に起因する減衰方法 (鹿島、新日鉄、住友)	—		
② 摩擦減衰を応用した方法 ・ 試算 ・ 設計、実験 (t°-・1s)	—	—	—

※ 鹿島建設㈱、新日本製鉄㈱、住友建設㈱は平成5年度で当課題を完了。

(4) 平成5年度の研究成果

1) 鋼製地覆、高欄によるひずみ振動減衰効果

橋梁の路面を構成する舗装、地覆、高欄のうち、地覆、高欄に超低降伏点鋼材(BT-LYP100)を適用した場合の減衰効果について検討する。

長大吊橋、長大斜張橋、長大鋼床版箱桁橋などは、路面が橋体の上部に位置する上路橋が一般的であり橋体が上下方向に振動した場合、高欄には橋体以上のひずみが発生することになる。図-3.2.1 は長大斜張橋の断面例であり、図-3.2.2 は鋼製高欄の例である。鋼製高欄としては、鋼製壁高欄も考えられるが、長大橋梁においては、風荷重が大きくなることと耐風安定性が悪くなることから適当ではない。

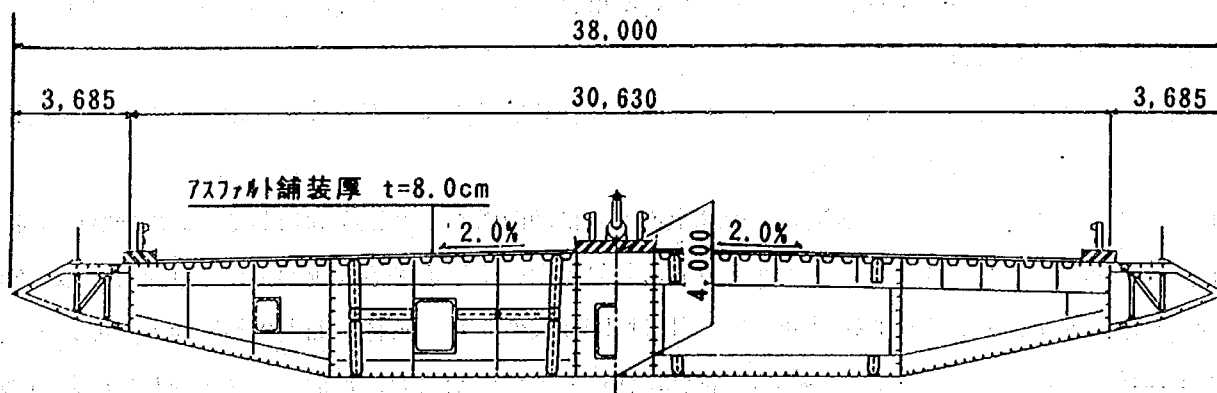


図-3.2.1 斜張橋断面例(鶴見航路橋)

鋼製高欄が橋体の上下方向の振動に対し、減衰効果を発揮するためには以下のような条件と検討が必要である。

- ① BT-LYP100を適用する場合でも高欄に対し 500×10^{-6} 以上のひずみが必要
- ② ひずみが大きい場合でも、減衰効果を得るためには橋体の質量に対しある程度の笠木の断面積が必要
- ③ 高欄の笠木に $1,000 \text{kgf/cm}^2$ 以上の圧縮力が作用するため、面外座屈に耐えうる構造の検討が必要
- ④ 高欄と橋体との間の温度差による笠木の応力に対する検討が必要

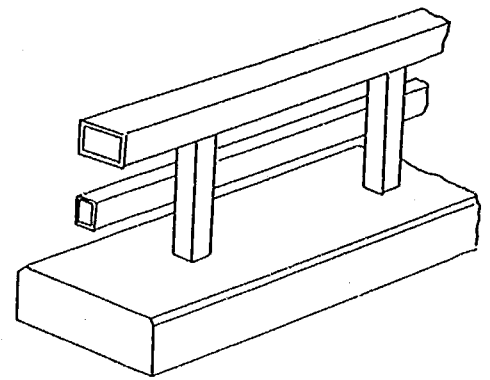


図-3.2.2 鋼製高欄の例

鶴見航路橋や名港中央大橋などの長大斜張橋において、地震時の照査で問題となるのは橋軸方向の振動と橋軸直角方向の振動による支承部、塔、下部工、基礎の構造である。桁の上下方向の振動が橋体に及ぼす影響は小さく、地震時の作用力は断面決定には影響しない。

このように、桁の上下方向の振動が橋体の設計に影響しない構造系では高欄により減衰を高める必要性が少なくなる。海外で適用されているような偏平な桁断面の長大橋が計画され、桁の上下方向の振動が問題となる場合には鋼製高欄による減衰付加の可能性がある。

2) 長大P C斜張橋の主桁の減衰付加効果

舗装、地覆、高欄等の付属物が大きな減衰を発揮するためには、地震時に主桁に大きなひずみが発生するような橋梁形式でなければならない。通常の桁橋では、地震によって発生する主桁のひずみは小さいため不適當であると考えられる。一方、長大P C斜張橋では、地震時に主桁に比較的大きな曲げモーメントやせん断力が発生するため、本研究では対象橋梁形式としてP C斜張橋を考えるものとする。

P C斜張橋で、特に地震荷重が大きくなる部位は、主塔の基部と橋脚の基部である。従って、これらの部位の曲げモーメントを3割程度低減することを目標とする。構造物の減衰を5%とすると、3割の断面力の低減を減衰力のみで得るためには、必要なモード減衰は次式から約16%となる。

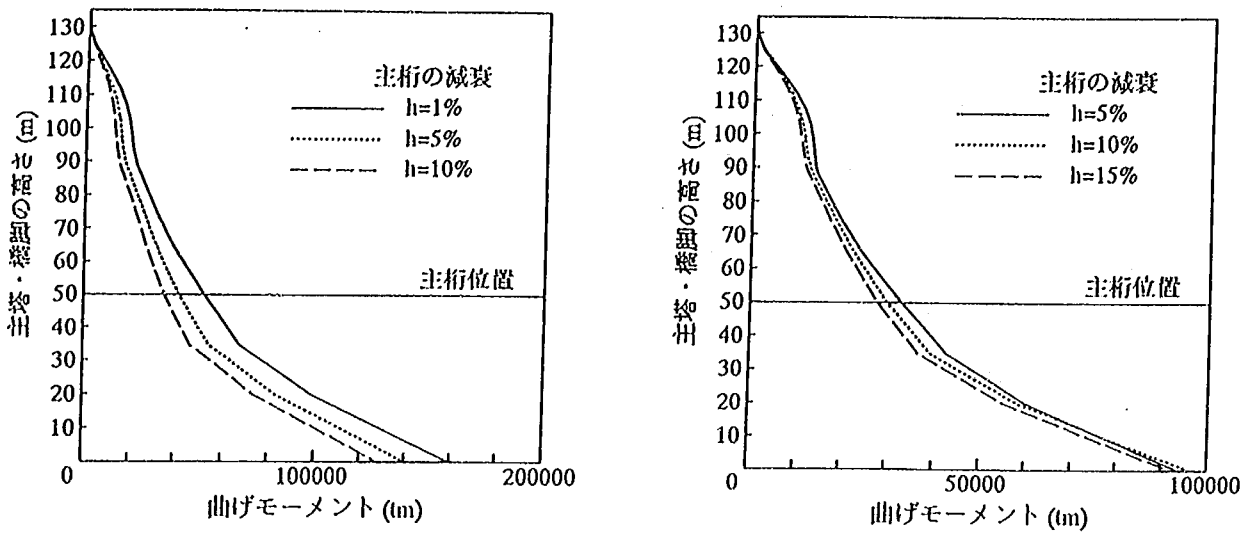
$$C_D = \frac{1.5}{40h_i + 1} + 0.5$$

ここで、 C_D ：減衰定数別補正係数

h_i ：モード減衰定数

主桁以外の主塔やケーブルの減衰定数が高々5%程度であると考えられるので、これを主桁の減衰のみで達成しようとする、16%よりもさらに大きい減衰を主桁に発生させなければならない。中央径間400mの3径間連続P C斜張橋(主桁の支持形式はフローティング型、斜材形式はセミハープ型)に関して、主桁の減衰を大きくした場合の主塔・橋脚の曲げモーメントの低減を、応答スペクトル法で求めた結果を図-3.2.3に示す。主桁以外の構造部材の減衰を1%とすると、主桁の減衰を10%まで上げれば、主塔・橋脚の曲げモーメントの低減はある程度期待できる。しかし、主桁以外の構造部材の減衰を5%とすると、主桁の減衰の

向上による地震応答の低減はほとんど期待できない。



(a)主桁以外の部材の減衰が 1%の場合

(b)主桁以外の部材の減衰が 5%の場合

図-3.2.3 主桁の減衰を大きくすることによる主塔・橋脚の曲げモーメントの低減

次に、同じP C斜張橋のモデルを用いて、橋面の舗装部分（歴青材料）による主桁の付加減衰を、概略的な計算で求める。構造物の減衰を5%とし、舗装部分の厚さは10cmと仮定する。付加減衰はひずみエネルギーに比例する減衰として評価する。主桁の地震時の曲げ変形による曲げひずみ分布を図-3.2.4に示すようにモデル化し。軸方向ひずみとして付加減衰を求める。

$$h = \frac{E_c A_c h_c \phi_c^2 + E_p A_p h_p \phi_p^2}{E_c A_c \phi_c^2 + E_p A_p \phi_p^2}$$

$$= \frac{3.1 \times 10^6 \times 13.34 \times 0.05 \times 0.5^2 + 2.0 \times 10^5 \times 1.6 \times 1.0 \times 1.0^2}{3.1 \times 10^6 \times 13.34 \times 0.5^2 + 2.0 \times 10^5 \times 1.6 \times 1.0^2}$$

$$\approx 0.079$$

ここで、 E_c ：主桁本体（コンクリート部分）の弾性定数（ $=3.1 \times 10^6$ tf/m²）

A_c ：主桁本体（コンクリート部分）の断面積（ $=13.34$ m²）

h_c ：主桁本体（コンクリート部分）の減衰定数（ $=0.05$ ）

ϕ_c ：主桁本体（コンクリート部分）のひずみを表すモード振幅（ $=0.5$ ）

E_p ：舗装部分の弾性定数（ $=2.0 \times 10^5$ tf/m²）

A_p ：舗装部分の断面積（ $=1.6$ m²）

h_p ：舗装部分の減衰定数（ $=1.0$ ）

ϕ_p ：舗装部分のひずみを表すモード振幅（ $=1.0$ ）

舗装部分の弾性定数と減衰定数は、参考文献1)から温度10℃、载荷時間1秒のときの値である。この計算結果から、舗装部分による付加減衰は3%程度と考えられる。したがって、構造物の減衰を5%と仮定す

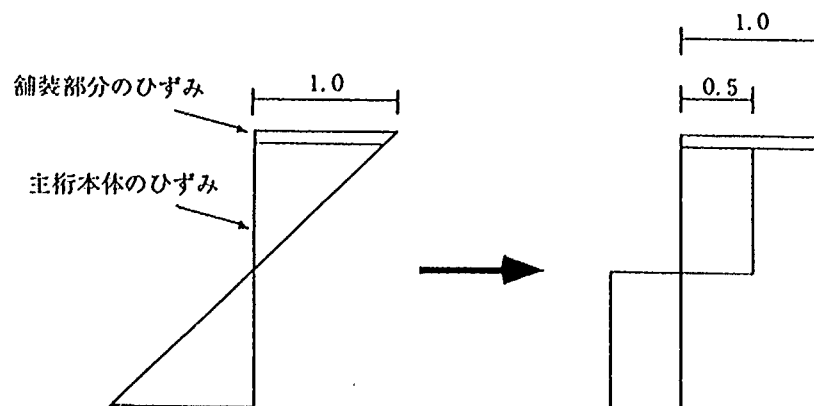


図-3.2.4 主桁のひずみ分布のモデル化

ると歴青材料の付加減衰による耐震性の向上はわずかである。

3) 摩擦減衰を応用した方法

a) 研究概要

橋面スラブを橋体と縁を切って構築し、橋体上面との接触面に働く摩擦を利用して橋梁の地震時橋軸方向応答変位を低減する。当該橋面スラブは対象橋梁を挟み橋軸方向両側方に渡り連続とし、側方の橋台、接続道路の路盤に固定する。橋面スラブ厚は 150mm程度とし、橋体上面との接触面の処理を工夫することで摩擦力を調節する。当該橋面スラブは構造部材であり、鉄筋、鉄骨またはプレストレスを導入することで補強する。

b) 斜張橋モデルを用いた試算

プレストレストコンクリート斜張橋単位長さ当たり重量の約5%を舗装重量(W_d)と仮定する。橋面スラブは桁上をスライド可能とし、橋軸方向に 0.2G以上の加速度が作用すると滑動を開始し、相対運動方向と逆向きの動摩擦抵抗力($\mu \cdot W_d$)を作用すると考える。動摩擦抵係数を $\mu = 0.2$ と仮定する。摩擦抵抗は橋端に集中して作用すると仮定する。この試算では片端支点到約 22.5tfの摩擦抵抗が働くことになる。また、斜張橋には減衰定数で2%の構造減衰が働くとし、減衰マトリックスをレーレーの方法で指定した。地動加速度として道路橋示方書のI種地盤用標準波形を2倍したものをを用いた。加速度試算に用いた斜張橋解析モデルを図-3.2.6 に、諸元を表-3.2.2 に示す。検討モデル桁端(格点1)の応答水平変位を図-3.2.7 に示す。

なお、「3.5 斜張橋への利用」で用いた斜張橋モデル($T_1=11$ 秒程度)で同様の試算を行ったが、橋重量の約5%を舗装重量、動摩擦抵係数 0.2とした場合、過減衰となり振動を開始しなかった。

斜張橋モデル諸元

2径間連続PC斜張橋	: 75.0m + 75.0m
ケーブル張り形	: 準ハープ
主塔部支持	: バネ
固有周期	: $T_1=2.02$ 秒
減衰定数	: 2% ($\alpha=0.1244, \beta=0.0$)

摩擦抵抗 : 両桁端に集中

地動加速度 : 1種地盤用加速度の2倍

最大応答変位

摩擦無し : $\delta_{\max} = 25.5\text{cm}$

摩擦考慮 : $\delta_{\max} = 14.8\text{cm}$

表-3.2.2 PC斜張橋モデル断面定数

部 材		断面積 A (m^2)	断面2次 モーメント I_z (m^4)	断面2次 モーメント I_y (m^4)	ねじり定数 J (m^4)
主 桁	1- 2	13.2	5.5	307.8	24.8
	2- 3	12.3	5.4	272.2	24.7
	3- 4	11.9	5.3	270.1	24.6
	4- 5	12.3	5.3	303.5	24.5
	5- 6	12.3	5.3	303.5	24.5
	~	12.3	5.3	303.5	24.5
	~	(11.7)	(5.2)	(269.1)	24.5
	34- 35	11.7	5.2	269.1	24.5
	35- 36	11.7	5.2	269.1	24.5
	36- 37	12.5	5.5	303.8	25.1
	37- 38	13.0	6.2	305.6	26.8
	38- 39	13.1	7.1	273.9	29.0
	39- 40	13.9	8.1	276.3	31.2
	40- 41	14.4	8.8	277.7	32.6
	41- 42	15.2	9.2	312.5	33.0
主 塔	84- 85	10.2	5.5	3.4	8.2
	85- 86	10.5	6.1	3.5	9.0
	86- 87	10.6	6.4	3.6	10.1
	87- 88	11.1	7.2	3.7	11.3
	88- 89	11.3	7.7	3.8	12.8
	89- 90	11.9	8.6	4.1	14.4
	90- 91	12.6	9.6	4.6	16.0
	91- 92	13.2	10.7	5.1	17.7
	92- 93	13.9	11.8	5.6	19.6
	93- 94	14.6	13.0	6.2	21.6
	94- 95	15.4	14.4	6.8	23.8
	95- 96	16.1	15.8	7.5	26.1
	96- 97	16.8	17.0	8.1	28.2
橋 脚	97- 42	73.1	132.0	2614.6	266.4
	42- 98	76.8	145.4	2902.6	296.7
	98- 99	79.1	130.8	2078.9	320.8
	99-100	73.0	103.6	896.8	316.6
	100-101	59.1	90.7	557.6	280.8
	101-102	51.4	82.0	390.6	252.7
斜 材	8段斜材	0.00749	—	—	—
	その他	0.01026	—	—	—

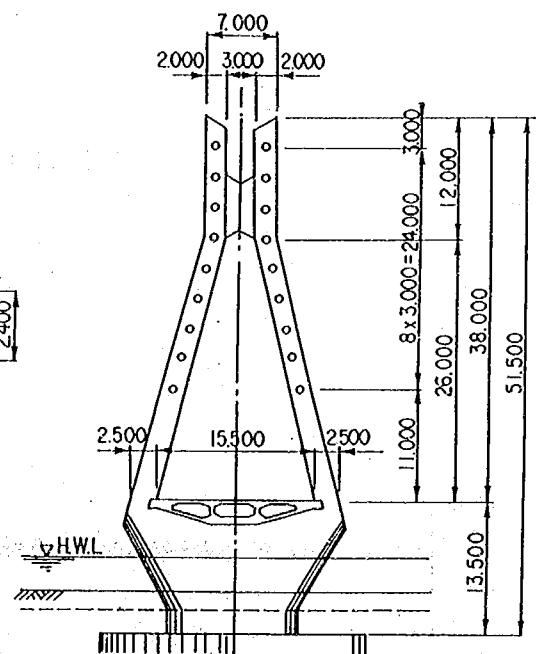
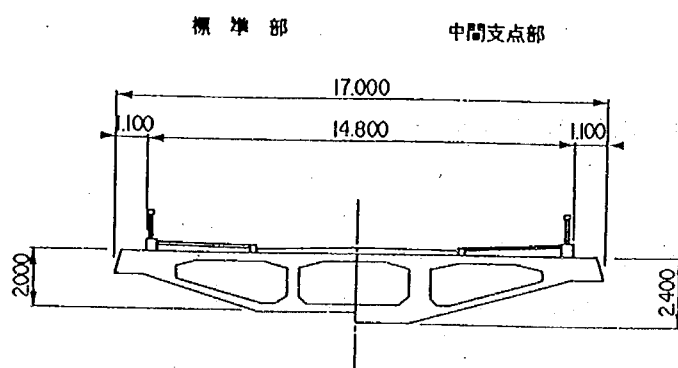
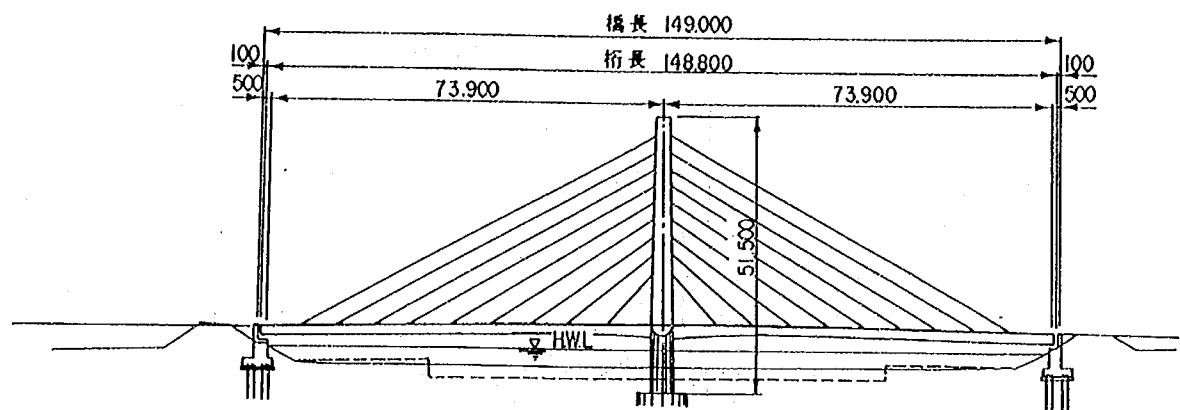


図-3.2.5 斜張橋一般図

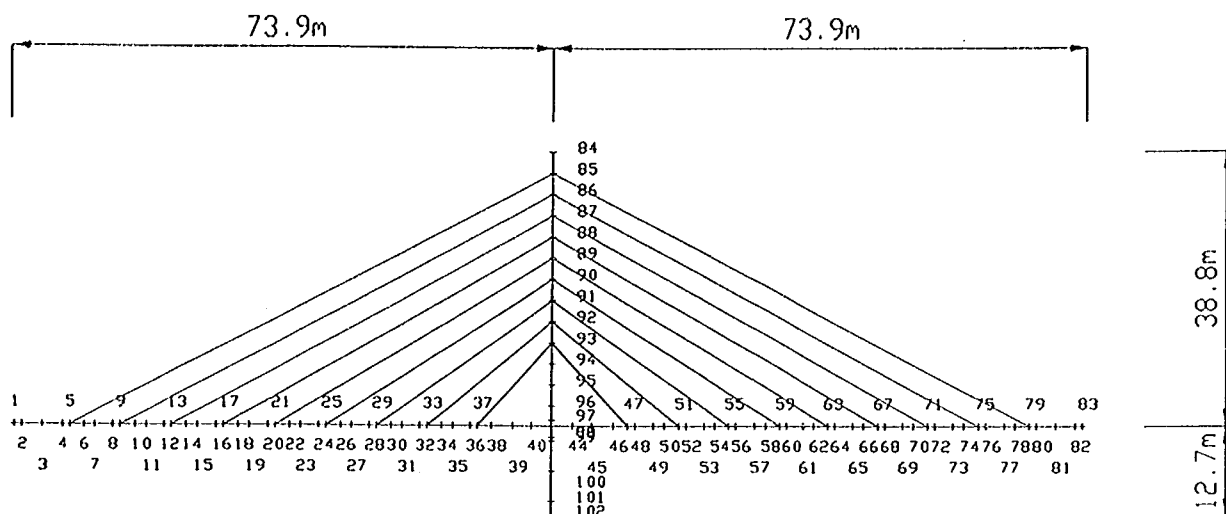


図-3.2.6 斜張橋解析モデル

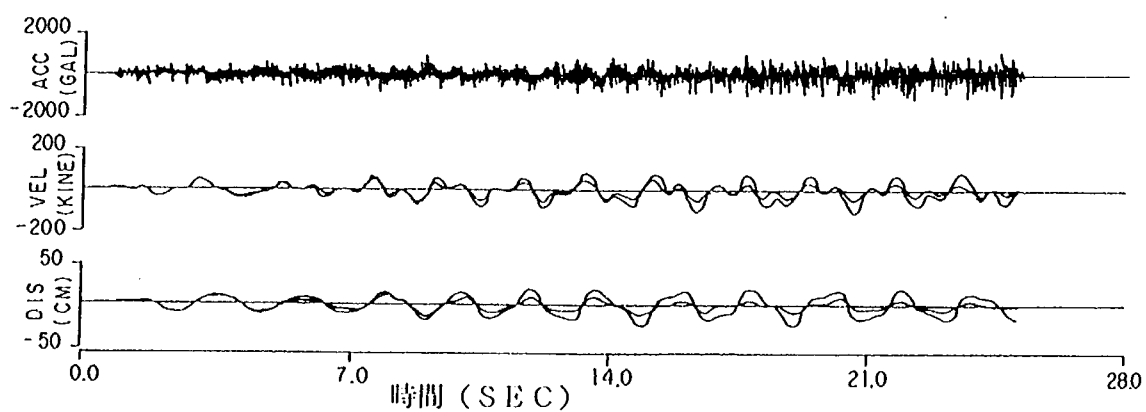


図-3.2.7 応答水平変位

(5) 今後の課題

1) 歪み振動に起因する減衰効果

舗装、地覆、高欄といった主桁に添加する付属物に高減衰材料を用いても、地震応答を大きく低減させることは難しいものと考えられる。また、高欄の形状を耐震性を高めるために変更することは、空力的な不安定性を招く恐れがあり、耐風安定性の検討を要することとなる。地震応答を低減させるためには、支点のような地震時の変形（ひずみ）の大きい部位に高減衰材料を用いることが有効であり、付属物のみでの地震応答の低減を図ることは得策ではない。したがって、主桁の付属物によるPC斜張橋の減衰能の向上に関する研究は本年度で終了するものとする。

2) 摩擦減衰を応用した方法

当該方法は、特に固有周期が長く、応答加速度が小さい長大橋梁の免震に効果が大きいと考えている。次年度では、以下のようなより実践的な検討を行う予定である。

a) 試設計

- ・ 施工法の検討
- ・ 常時（自動車走行時）
- ・ 地震時
- ・ 異常時（橋体損傷時）

b) 摩擦特性に関する調査

- ・ 温度変形に対する検討
- ・ クリープ変形に対する検討
- ・ 自動車走行時に対する検討
- ・ 側方目地に対する検討

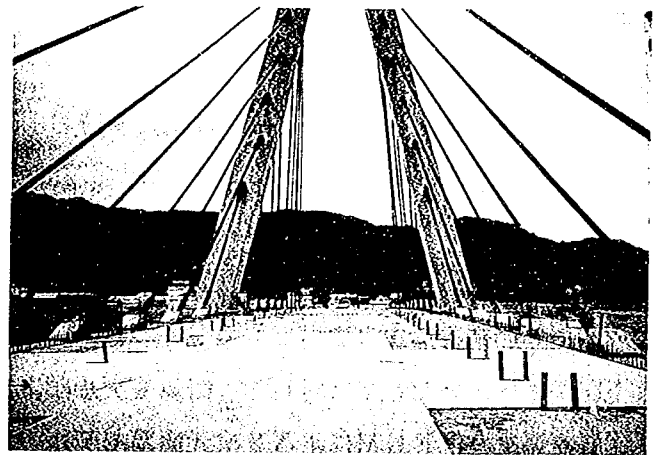


写真-3.2.1 斜張橋橋面スラブ

<研究担当> (株)ピー・エス、鹿島建設(株)、新日本製鉄(株)、住友建設(株)

参考文献 1) 土木学会：土木技術者のための振動便覧，8.3歴青材料の動的性質。

3.3 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、支承部のみでなく桁および下部構造においてもエネルギー吸収を図る」という基本方針を受け、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、長大吊橋を念頭に置き、主塔基礎およびアンカレイジ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 基本条件の設定

対象モデルの諸元を設定し、構造寸法と常時および地震時の荷重を把握する。

② 基本構造形式の検討

新しい試みを取り入れた構造形式を考案し、定性的に比較検討して、効果・経済性・施工性等に優れた案を数案まとめる。

③ 望ましい構造形式の抽出

上記②でまとめた各案に対して、簡易モデルによる試算を行い、効果の程度とその現れ方を検討する。

- ・質点系またはFEMによる2次元簡易モデル
- ・感度分析（地盤条件の硬軟も考慮）

④ 代表的な構造形式に対する細部検討と試設計

構造の安定や効果の有意性から望まれる減衰材料の特性と、現存材料の制約条件を勘案し、具体的な細部構造の検討と試設計を行い、現実に成立し得ることの確認を行う。

- ・主塔1基およびアンカレイジ1基
- ・設置可能な箇所や面積、変形量、全要求減衰力から、減衰材料の要求性能をまとめる。
- ・既存または開発可能な減衰材料の内、適用の可能性の高いものを使用した場合を想定して、具体的な構造を試設計し、実現の可能性を確認する。

⑤ 地盤～基礎～上部構造系の地震応答解析による効果の確認

上記で検討した条件と性能を基に、対象橋梁をモデル化し、地震応答解析を行って効果を調べる。

- ・主塔1基、アンカレイジ1基、および橋梁全体系モデル（上部構造は簡易）
- ・非線形の時刻歴応答解析

⑥ 二次的影響への対応方針の検討

高減衰材料に常時荷重が作用している場合のクリープ、応力緩和の影響、老朽化した場合の取り替え方法、地震後の残留変位に対する上部構造の安定の保持の方法等について検討する。

⑦ 課題の抽出と報告書作成

残された課題を抽出し、3年間の成果を報告書にまとめる。

(3) 開発の工程

(工期：H5.11～H8.3)

	H5年度	H6年度	H7年度
①基本条件の設定	—		
②基本構造形式の検討	—		
③望ましい構造形式の抽出		—	
④代表的な構造形式に対する細部検討と試設計		—	
⑤地盤～基礎～上部構造系の 地震応答解析による効果の確認			—
⑥二次的影響への対応方針の検討			—
⑦課題の抽出と報告書作成			—

(4) 平成5年度の研究成果

1) 研究対象モデルの設定

a) 対象橋梁設定

長大橋梁としては、本州四国連絡橋として架設された吊橋や斜張橋が考えられるが、現在海峡横断橋として構想される超長大橋は、センタースパンが2kmを越える吊橋が主となる。したがって、最大規模の吊橋である明石海峡大橋を選び、主塔基礎とアンカレイジを研究の対象とする。

b) 実長大橋下部構造の設計条件と諸元

明石海峡大橋の基礎の内、規模の大きな1A（アンカレイジ）と2P（主塔基礎）を対象とする。構造図を図-3.3.1に、基礎の設計条件を表-3.3.1～3.3.3に示す。

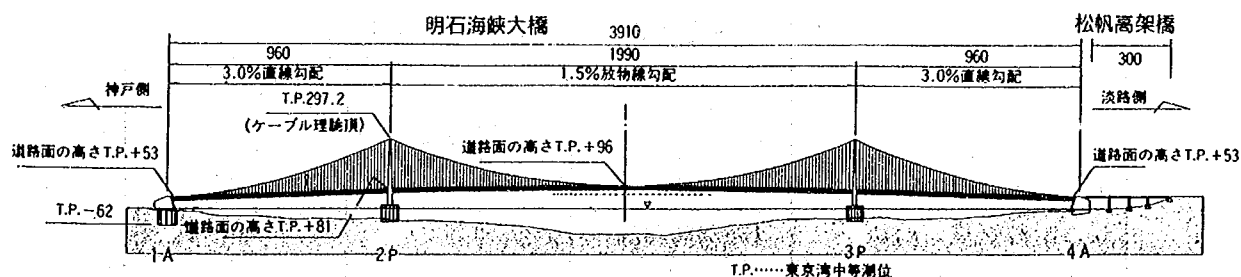


図-3.3.1(a) 明石海峡大橋の全体構造（文献1に加筆）

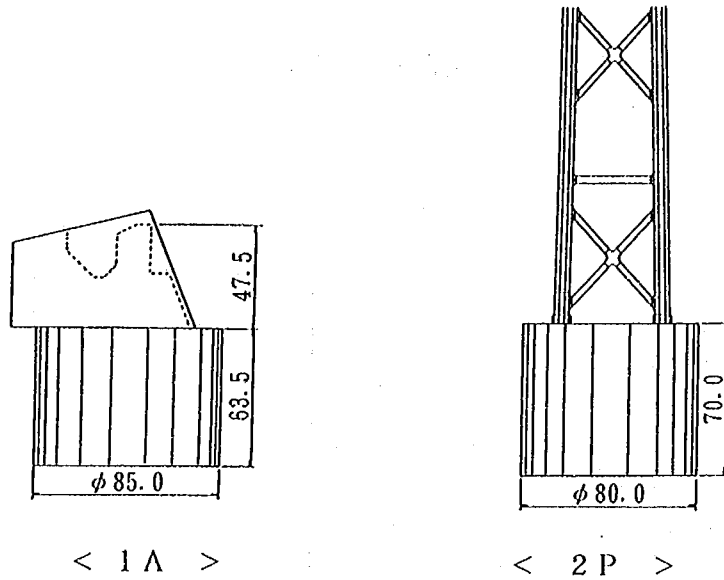


図-3.3.1(b) 明石海峡大橋の基礎構造（文献1に加筆）

表-3.3.1 上部工反力〔明石海峡大橋設計値〕

	1 A (アカレイツ)	2 P (主塔基礎)			
	橋軸方向	橋軸方向	橋軸直角方向		
鉛直力 V (tf)	-3,700	123,000	39,600	80,300	
水平力 H (tf)	121,000	3,550	-3,610	7,620	
曲げモーメント M (tfm)	5,698,000	351,000	-14,400	42,200	

注) 荷重の組合せは、死荷重+活荷重+地震+温度+塔変形+施工等誤差。

表-3.3.2 基礎重量〔明石海峡大橋設計値〕

	1 A (アカレイツ)	2 P (主塔基礎)
重量 W (t)	1,153,000	837,800
体積 V (m³)	565,300	349,900
平均単重 γ (t/m³)	2.04	2.39

表-3.3.3 地盤条件〔明石海峡大橋設計値〕

	1 A (アカレイツ)		1 P (主塔基礎)
	表層	支持層	支持層
単位体積重量 γ (t/m³)	1.96	2.25	2.15
せん断波速度 Vs (m/s)	180/300/450	600	450
動的ポアソン比 νd	0.47	0.46	0.47
動の変形係数 Ed (tf/m²)	19,100~119,000	241,000	131,000
水位 (m)	地下水位は基礎天端。		基礎天端より10m下。

2) 基本構造形式の検討

a) 下部構造の免震化の基本方針

減衰性の高い構造を開発するために、下記の減衰機構が対象として考えられる。①②は、基礎自体の変形が小さいことから、相対変位の発生場所を作り、減衰材を設置するものである。

①基礎と地盤の縁を切り減衰材または装置を設置

②基礎系の内部に減衰機構を構築

③地下逸散減衰を積極的に利用

④水中部に生じる造波減衰を積極的に利用

①～④のうち、「高減衰材料を用いた免震技術」としては①②が該当すること、③④は基礎的な研究が進んでいないこと、従来の基礎では安全代になっている効果であることを考慮し、①②を研究対象とする。

b) 減衰材料を用いた免震構造形式の立案

① 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 [アイソレーションタイプ]

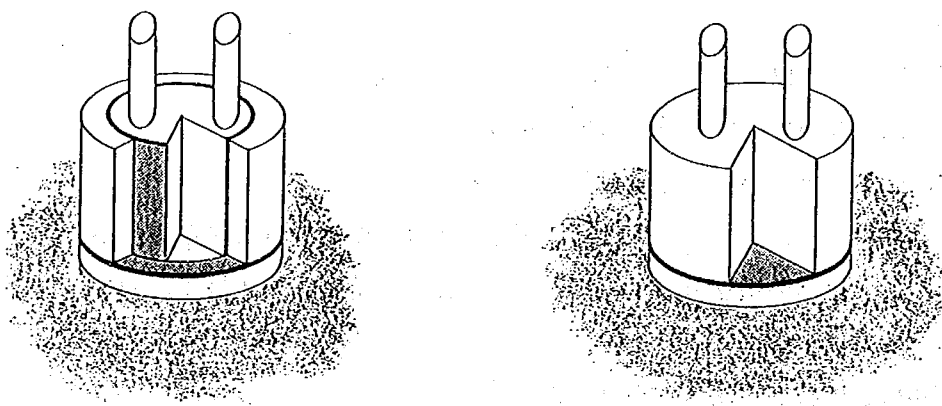
基礎を2重構造として、地盤と接する外殻と基礎本体との境界に高減衰材料を設置し、基礎と地盤の縁を切るとともに、外殻と基礎本体の相対運動に伴う減衰を期待する構造である。

減衰材料の設置の方法は、次の方法のいずれか、または併用が考えられる。

- | | | | |
|---|-------|-------|---------------|
| ┌ | 底面に設置 | —— | a. せん断変形で減衰発揮 |
| | └ | 側面に設置 | b. 同 上 |
| | | | c. 圧縮変形で減衰発揮 |

また、減衰材料・装置は、ゴム材等によるダンパー一体型でも、摩擦型のダンパー機構を併用するものでも構わない。

このタイプの構造案の模式図を、図-3.3.2に示す。



(a) 根入れがない場合

(b) 根入れがある場合

図-3.3.2 アイソレーションタイプの構造案

② 基礎系の内部に減衰機構を構築するタイプ [マスダンパータイプ]

剛体基礎の断面は応力で決まっていなかったため、応力伝達を必要としない範囲の質量を利用して、TMDに似た減衰機構を作る。但し、調和外力やホワイトノイズに対する最適化手法では、実地震動に対し有効

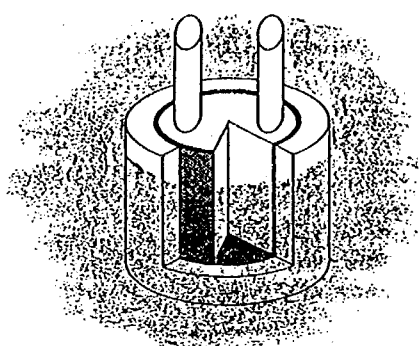
でない可能性もあるため、必ずしも同調型の高減衰なダンパーを目指すのではなく、所要の減衰性能があり、かつ、有効な周期帯が広いダンパーとする。

減衰材料の設置の方法は、次の方法のいずれか、または併用が考えられる。

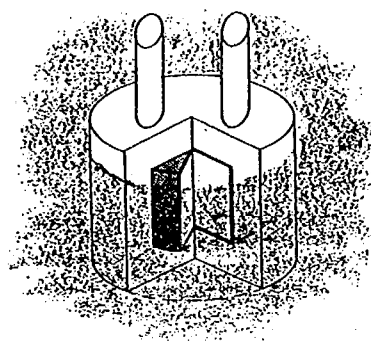
- | | |
|-----------|---------------|
| ┌ 上部に設置 — | a. せん断変形で減衰発揮 |
| | b. 同 上 |
| | c. 圧縮変形で減衰発揮 |

また、減衰材料・装置は、ゴム材等によるダンパー一体型でも、摩擦型のダンパー機構を併用するものでも構わない。

このタイプの構造案の模式図を、図-3.3.3に示す。



(a)根入れがない場合



(b)根入れがある場合

図-3.3.3 マスダンパータイプの構造案

3) 試算検討

a) 検討の基本条件

本年度の研究では、次の仮定をおいて簡略なモデルを作成した。

- ・直径80m×高さ70mの主塔基礎を対象とする。
- ・支持層が浅い場合と深い場合を検討対象とする。
- ・減衰材料として、高減衰ゴムを考える。剛性および履歴減衰は等価な線形系に置き換えて考慮する。
- ・地震時の上部工反力の増加分は1割程度であるため、解析では上部工反力を無視し、基礎自体の免震効果を確認する。
- ・解析モデルは、剛体2自由度系を基本とする。
- ・入力地震動は、道路橋示方書耐震設計編のI種地盤用標準波形（震度法レベルの地震動）を用いる。但し、根入れが浅い場合も深い場合も同一の入力地震動を考慮する。
- ・水の存在を無視し、付加質量や造波減衰を考慮しない。
- ・躯体内部減衰は $h_b = 1\%$ と仮定する。

b) 検討ケース

表-3.3.4 検討ケースの総括

	根入れなし		根入れあり	
	Vsb=450m/s	Vsb=600m/s	Vsb=450m/s	Vsb=600m/s
原 型	○	○	○	○
アイソレーションタイプ°	○	○	○	○
マスダンパータイプ°	○	○	○	○

注1) アイソレーションタイプ°は地盤との縁を切る構造。
マスダンパータイプ°は相対運動に伴う減衰を期待する構造。
2) Vsbは基盤（支持地盤）のせん断弾性波速度。

c) 地盤条件

表-3.3.5 地震時地盤定数

	単位体積重量 (t/m^3)	せん断波速度 (m/s)	ポアソン比
表層地盤 (根入れ部)	1.8	150	0.50
支持地盤	2.0	450 600	0.35

d) 解析モデル図

解析モデルを図-3.3.4に示す。

e) 質量

解析モデルの質量を表-3.3.6に示す。アイソレーションタイプでは、本体部に全質量があるものとした。マスダンパータイプでは、ダンパーを内部に設置する場合は基礎本体の部材厚を20m程度確保するものとし、ダンパーの寸法を直径40m×高さ35mとして求めた。また、ダンパーを外部に設置する場合も同じ質量とした。

表-3.3.6 モデルの質量

	原型 および アイソレーションタイプ°	マスダンパータイプ°	
		本 体	マスダンパー°
並進質量 $t \cdot s^2/m$	8.57×10^4	7.65×10^4	9.18×10^3
回転慣性 $t \cdot m \cdot s^2$	6.93×10^7	6.77×10^7	1.61×10^6

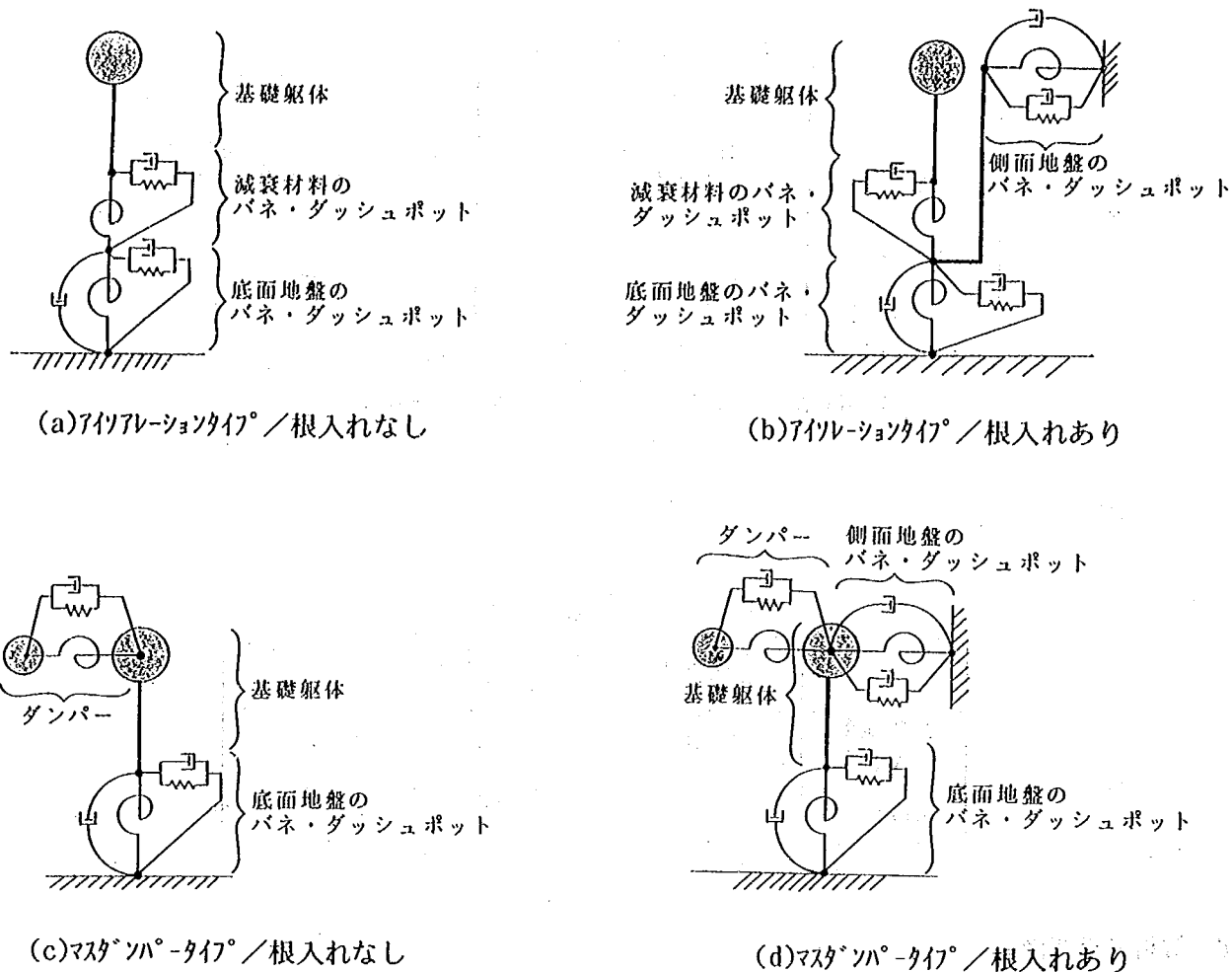


図-3.3.4 解析モデル図

f) 地盤ばねと減衰

地盤ばねおよび地盤の減衰係数は、基礎～地盤間の動的相互作用を考慮した方法で算定した²⁾。ただし、入力地震動としては、有効地震動の算定は行わず、「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編」に示されるⅠ種地盤での標準加速度波形を用いた。

表-3.3.7 地盤ばねと減衰係数

		並進		回転	
		ばね定数 (tf/m)	減衰係数 (tf・s/m)	ばね定数 (tf・m/rad)	減衰係数 (tf・m・s/rad)
表層地盤		4.89×10^6	2.20×10^5	2.00×10^9	8.98×10^7
基盤	V _b =450	8.01×10^6	3.92×10^5	10.9×10^9	2.89×10^8
	V _b =600	1.42×10^7	5.22×10^5	19.3×10^9	3.86×10^8

g) 減衰材料の諸元

高減衰ゴムの等価減衰定数および等価せん断ばねは、変形量を仮定し「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」に示される方法で算定した。高減衰ゴムは、 $1000 \times 1000 \times 50\text{mm}$ の板状のものに加工し、縁を切る境界あるいはマスダンパーの下に所要の枚数を敷き並べるものとした。また、上記の形状をもとに、ゴム板の圧縮ばねを算定し、ロッキングのばねも考慮した。

表-3.3.8 高減衰ゴムによるばねと減衰定数

	アイソレーションタイプ	マスダンパータイプ
使用枚数	500	100
等価せん断弾性係数 (kgf/cm^2)	12.2	24.2
等価減衰定数	0.144	0.163
水平ばね(tf/m)	1.22×10^6	4.85×10^6
回転ばね($\text{tf} \cdot \text{m/rad}$)	81.4×10^9	8.18×10^9
減衰係数($\text{tf} \cdot \text{s/m}$)	9.32×10^4	2.18×10^4
常時圧縮ひずみ	0.06	0.02

h) 解析結果

表-3.3.9に解析結果の一覧を示す。また、図-3.3.5, 3.3.6に本体加速度の低減率を、図-3.3.7, 3.3.8に応答波形の例を示す。

結果のまとめを以下に示す。

① アイソレーションタイプ

- ・アイソレーションタイプは、並進加速度を根入れなしで原型の約60%、根入れありで80%に低減できる。また、回転加速度は原型の40~20%と大幅に低減できる。
- ・並進変位は原型よりも大きくなる傾向にあるが、基礎の回転角は原型よりも小さくなる。基礎の水平変位が上部構造に与える影響は、入力地震動や橋梁の支間長によっても異なるが、今回検討した値程度であれば、十分対応可能と考えられる。
- ・応答波形より、長周期化により応答加速度が低減され変位が大きくなったものと考えられる。
- ・震度法レベルの入力地震動に対し、高減衰材料のせん断ひずみは最大130%となっており、ゴム系の材料であれば問題のない範囲である。

② マスダンパータイプ

- ・マスダンパータイプは、応答値の低減率はいずれも小さいが、加速度、変位とも低減することができる。適切な剛性と減衰性能の材料を用いることでより効果の大きいマスダンパーとなる可能性もある。
- ・応答波形によれば、基礎本体とマスダンパーにはわずかな位相ずれが認められる。この位相ずれによる相対運動により減衰が付加されたものと考えられる。

表-3.3.9 一次の固有周期と基礎重心位置での最大応答値

			固有周期 (sec)	水平変位 (cm)	回転角 (rad)	加速度 (gal)	回転加速度 (rad/s ²)
根 入 れ な し	基 盤 Vsb=450	原 型	0.98	3.4	5.2×10^{-4}	157	2.2×10^{-2}
		アイソレーションタイプ°	1.92	8.2	3.2×10^{-4}	90	8.1×10^{-3}
		マスダンパ° - 本 体	1.06	3.1	4.9×10^{-4}	143	2.1×10^{-2}
		タイプ° - ダンパ° -		7.3	5.3×10^{-4}	240	2.2×10^{-2}
	基 盤 Vsb=600	原 型	0.74	1.9	2.9×10^{-4}	157	2.3×10^{-2}
		アイソレーションタイプ°	1.82	7.7	2.1×10^{-4}	96	5.9×10^{-3}
根 入 れ あ り	基 盤 Vsb=450	マスダンパ° - 本 体	0.91	1.7	2.5×10^{-4}	141	2.0×10^{-2}
		タイプ° - ダンパ° -		5.9	2.8×10^{-4}	257	2.1×10^{-2}
		原 型	0.57	0.9	1.6×10^{-4}	125	2.2×10^{-2}
		アイソレーションタイプ°	1.77	7.4	1.4×10^{-4}	98	3.8×10^{-3}
	基 盤 Vsb=600	マスダンパ° - 本 体	0.90	0.7	1.3×10^{-4}	117	1.9×10^{-2}
		タイプ° - ダンパ° -		4.4	1.4×10^{-4}	208	2.0×10^{-2}
		原 型	0.53	0.9	1.6×10^{-4}	125	2.2×10^{-2}
		アイソレーションタイプ°	1.77	7.4	1.4×10^{-4}	98	3.8×10^{-3}

注) 固有周期に関しては1次の値を示すが、2次モードが卓越する場合は2次の値も示す。

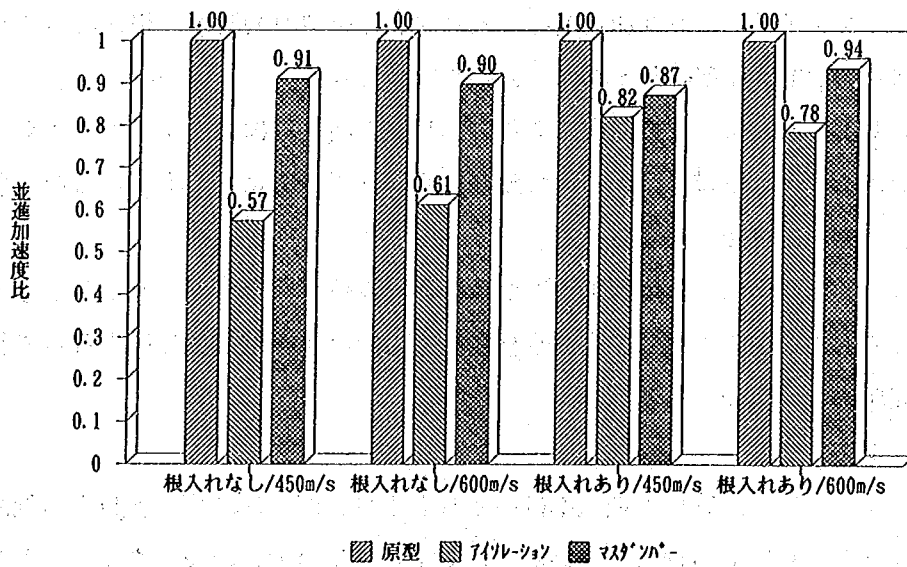


図-3.3.5 本体の応答並進加速度の低減

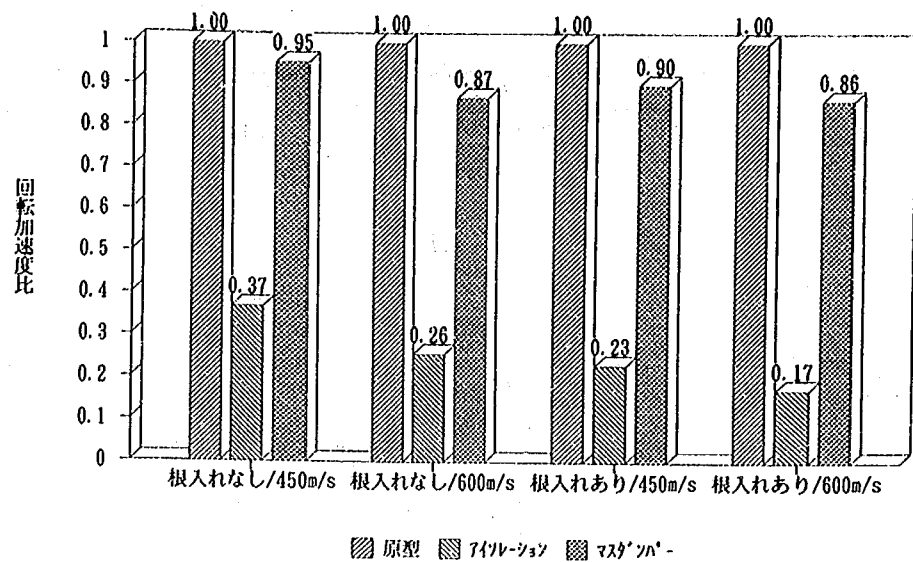
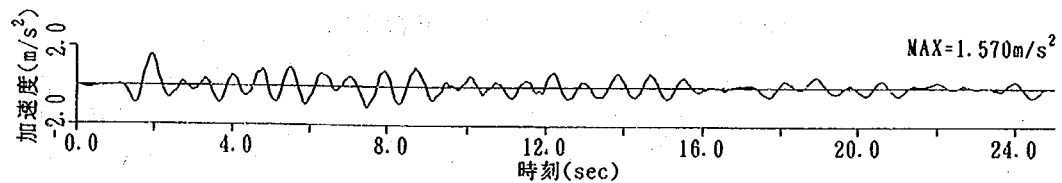
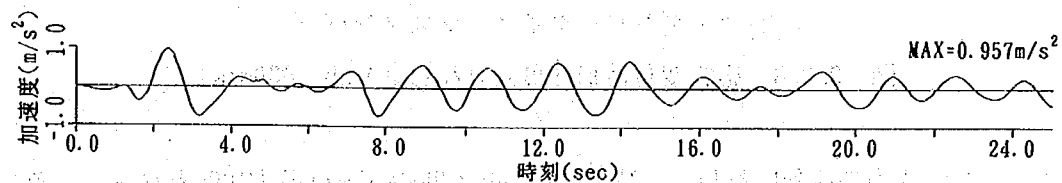


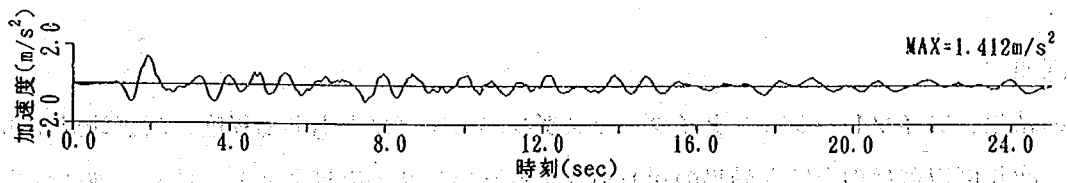
図-3.3.6 本体の応答回転加速度の低減



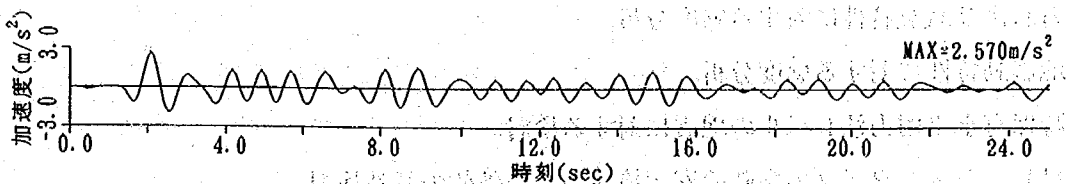
(a)原 型



(b)アイソレーションタイプ

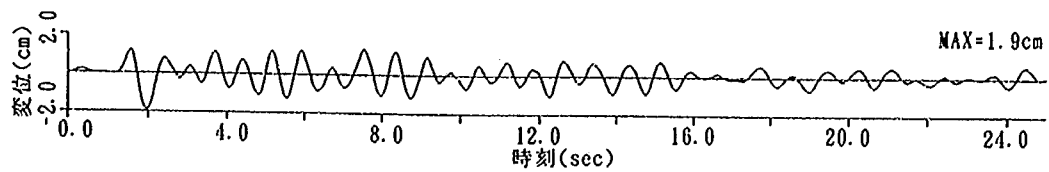


(c-1)マスダンパタイプ [基礎本体]

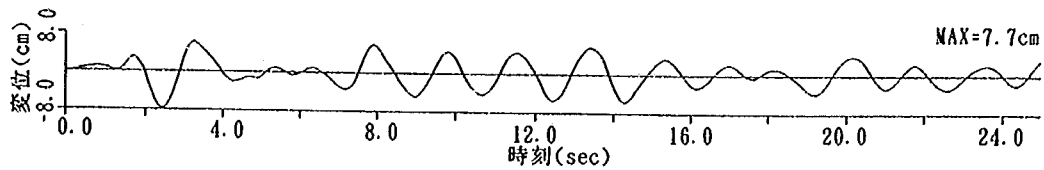


(c-2)マスダンパタイプ [マスダンパー]

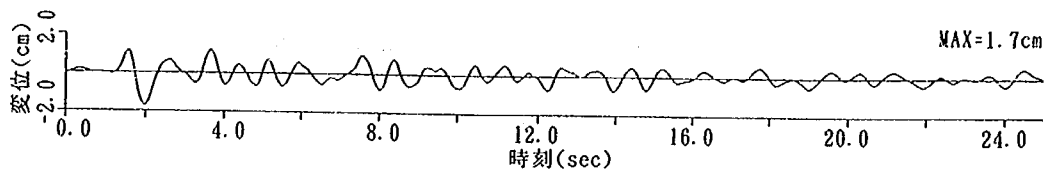
図-3.3.7 応答加速度波形 [根入れなし/Vsb=600m/s]



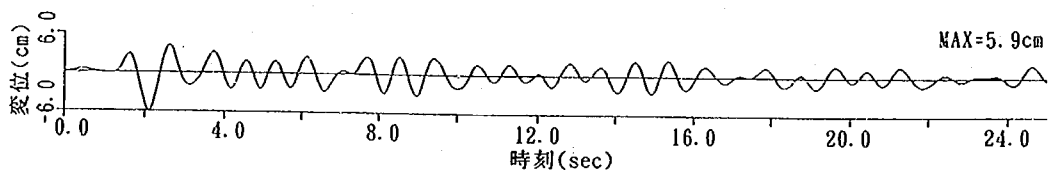
(a)原 型



(b)アイソレーションタイプ



(c-1)マスダンパータイプ [基礎本体]



(c-2)マスダンパータイプ [マスダンパー]

図-3.3.8 応答変位波形 [根入れなし/ $V_{sb}=600\text{m/s}$]

・震度法レベルの入力地震動に対し、高減衰材料のせん断ひずみは最大100%となっており、ゴム系の材料であれば問題のない範囲である。

(5) 今後の課題

試算検討の結果、アイソレーションタイプ、マスダンパータイプともある程度の減衰効果があることが確認された。次年度以降は引き続き効果の現れ方（より高い効果を発揮できる条件や、逆に悪影響が発生する可能性）を調べるとともに、構造を具体化する上での課題を検討する。

- ・復元力および減衰特性に対する感度分析。
- ・入力地震動特性に対する感度分析。
- ・地震時保有水平耐力法レベルの地震に対する検討。
- ・アイソレーションタイプの常時の安定検討および外殻の構造検討。
- ・施工法の検討。
- ・経済性の比較。

- ・橋梁全体系の応答解析による減衰効果の確認。
- ・適用できる高減衰材料の選定／開発の要請。

<研究担当> 株式会社オリエンタルコンサルタンツ

参考文献

- 1)本州四国連絡橋公団 第一建設局 垂水工事事務所：本州四国連絡道路／神戸・鳴門ルート，明石海峡大橋（パンフレット）
- 2)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
- 3)(財)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
- 4)(財)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，平成2年2月

3.4 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受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。

一般橋脚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)確保しうる方法を検討し提案することを主目的とする。

なお、本研究においては高橋脚を有する橋梁への制震装置、機構の適用可能性についても検討を加える。

(2) 研究項目と内容

① 高橋脚を有する橋梁についての実績調査

高橋脚橋梁における耐震上の問題点を整理するとともに、高減衰化の意義についての検討を加える。また、海外における高橋脚橋梁に対する免震技術の適用実績調査を行ない、本研究を実施するにあたっての課題等を整理する。

② 高橋脚を有する橋梁への減衰装置の設置部位と機構に関する適用可能性の検討

これまでに開発された免震装置および今後開発予定の免震装置の特性を把握し、高橋脚橋梁に適用する上での望ましい減衰装置の機構の検討およびそれらの効果的な設置部位についての検討を行なう。簡易な橋梁モデルを用いて高橋脚橋梁の高減衰化の可能性および構造全体としての付加すべき減衰定数の目安を得るために動的解析による基礎的検討も行なう。

なお、制震装置の適用可能性についても検討を加える。

③ 高減衰化可能性についての詳細検討

減衰性能(減衰定数もしくは減衰係数として)をパラメータとし、それを満足する必要な橋梁規模、諸元等に対して、設計および施工の可能性さらに経済性をも加味した詳細な検討を加える。これにより、高減衰化に応じた橋梁構造形式の提案を試みる。また、高減衰化による構造全体系としての大規模地震に対する余裕度を確認することを目的として、必要に応じ詳細な非線形地震応答解析も実施する。

④ 高橋脚を有する橋梁に対する免震設計法手引き書案の作成

前述の各検討を踏まえて、より合理的に高橋脚橋梁を免震設計するための事例的な手引き書案を作成する。

(3) 研究の工程

項目	H 5 年度			H 6 年度				H 7 年度			
	10	1	4	7	10	1	4	7	10	1	4
実績調査											
減衰装置の設置部位と機構に関する適用可能性の検討											
高減衰化可能性についての詳細検討											
手引き書案の作成											

(4) 平成5年度の研究成果

1) 高橋脚橋梁における耐震設計の実績調査

a) 調査結果

高橋脚を有する既往の橋梁の概要と固有周期を表-3.4.1に示す。表中に示す橋脚高は基礎の上端から基礎の天端（或いは上部構造の下面）までの高さとしている。橋脚高さの最高は80m弱である。

橋軸方向については、支承条件によって、耐震設計上の特徴は大きく異なる。各支承形式別に特徴を示すと次の通りである。

連続桁形式

A：橋台で固定

水平力は全て橋台で負担するものであり、桁の水平変位は非常に小さい。

B：橋台と橋脚で固定（フレキシブルピア形式）

橋脚の慣性力の一部を橋台で負担し、橋脚の橋軸方向剛性を小さくしている。静的な耐震設計では下端固定・上端ピンの条件で橋脚躯体の慣性力を考慮して設計することが多いが、動的解析では静的解析より、橋脚中間部の応力が大きくなっている。

C：橋脚で固定（多点固定）

固有周期が長くなり、発生する慣性力は小さくなるが、桁の水平変位は非常に大きくなる。

ラーメン形式

D：中央ヒンジ形式

桁の鉛直振動周期が長くなるため、橋軸方向振動と連成したり、橋軸方向振動が卓越するモードが高次振動となることもある。クリープによるヒンジ部の沈下・角折れや保守等の面から高橋脚橋梁では採用することが少なくなっているが、不等高橋脚の影響については次のEタイプより少ないのではないと思われる。

E：連続ラーメン

高橋脚の場合、クリープや温度変化による橋軸方向の変形を吸収しやすいため、この形式を採用することが多い。橋脚の高さが異なると低い橋脚で橋軸方向水平力を多く負担して、設計的に厳しくなることもある。

F：橋台で半固定

橋台部にP C鋼材とゴムによるバネを設け、橋脚と橋台で水平力を分担する形式である。

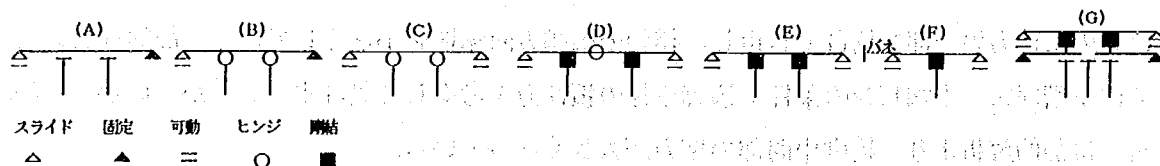
耐震設計は、新酒匂川橋（東名改築）を除き、震度法（修正震度法）によって行われ、動的解析によって照査されている。動的解析結果により、橋脚の上部の方の鉄筋や橋脚のねじれに対する補強等がなされることがある。

A B Fタイプの橋軸方向を除けば、固有周期は1 sec 以上であり、最長周期は与島高架橋の2.6 sec（設計震度:0.08）であった。上部構造形式、支承条件等に大きくされるので、橋脚高さとの固有周期の

表-3.4.1 高橋脚橋梁一覧表

橋 梁 形 式	No	位 置	橋 名	径間数	橋長 m	最大橋脚高さ m	完成年	型式	周期（秒）	
									橋軸	直角
鋼連続トラス	1	四国横断H	曾我部第一橋	3*2	705.1	P4 69.5	1987	B		
	2	関越H	片品川橋	3*3	1033.9	P6 69.4	1985	C'、E	1.85	1.55
	3	東名H	酒匂川橋A	3,2	368.0	P3 65.0	1968		1.53	1.47
	4	草木ダム	草木橋	3	374.0	60.0	1975	B'	1.00	1.69
鋼連続箱桁	5	関越H	沼尾川橋	6	606.7	P6 66.9	1985	C	2.06	
P C 連続箱桁	6	関越H	永井川橋	5	487.5	P2 75.7	1985	A	0.67	1.43
P C 2層連続箱桁	7	本四	与島高架橋	7	437.5	76.6	1988	G	2.60	
P C 連続ラーメン橋	8	小里川ダム	小里城川大橋	4	420.0	P2 79.5	1992	E		
	9	阿木ダム	阿木川大橋	3	460.0	P2 65.0	1985	D	1.19	1.22
	10	東名改築	新酒匂川橋	3	280.6	P2 62.5	1990	E	1.77	1.27
	11	関越H	薄根川橋	2	164.6	P1 59.0	1983	F	0.97	1.15
	12	山陽H	沼田川橋	5	603.2	P3 55.9		E	1.54	1.80
	13	中央H	岡谷高架橋	6	593.0	PB 51.0	1986	E	1.66	1.61
P C 斜張橋	14	ダム	日中大橋	2	204.0	P1 76.0	1989			

【型式】



関係は明瞭ではない。なお、施工中の地震時によって断面が決定されている例もある。例えば、Bタイプでは橋脚自立時、Eタイプでは上部工の片持ち架設時における地震を考慮すると完成時より大きな断面力となることがある。施工時の震度は完成時の1/2とし、0.1を下回らない値を設定することが多い。

b) 地震時挙動の想定と高減衰化の意義

高橋脚橋梁では地震時挙動を考えると、以下のような耐震設計上の問題点がある。

①高橋脚橋梁では、一般に周期が長くなり、慣性力は小さくなる傾向にあるとは言え、下部構造の断面は全て地震の影響で定まっている。また、伸縮継手の相対変位も大きくなる。この相対変位に対応する伸縮継手を設置すると、常時の車両走行性が悪くなったり、特殊な継手が必要になる。

②高橋脚橋梁は谷部を横断する場合が多く、橋台付近と中央部で橋脚の高さが大きく変化する場合も稀ではない。このような場合、各橋脚の卓越周期が異なってくるので、複雑な振動挙動を示す。特に橋軸直角方向の地震については、高次振動の影響が強くなり、静的解析と異なる挙動を示すことがある。

③表-3.4.2に高橋脚橋梁の振動実験による減衰定数を示す。減衰定数は最大でも3.5%であり、周期の長い橋脚単独系では減衰定数が1%以下になっている。これは設計時における動的解析の減衰定数の仮定値よりかなり小さい。振動実験による振動は、設計で想定しているような地震時の振動よりかなり小さく、想定地震時の減衰がどの程度になるかは不明ではあるが、設計時に想定したよりも大きな地震力を受ける可能性を否定しえない。

④高橋脚に対しては地震時保有水平耐力レベルの地震に対する検討例は非常に少ないが、高橋脚は中空断面になる場合が多く、載荷実験結果によると、中空断面は中実断面に比べると橋脚の変形性能が劣っている。また、橋脚高が大きく異なるような場合、震度法レベルと同様な橋軸方向水平力の荷重分担が可能なかどうかとも疑問が残る。

高橋脚橋梁においては以上に示したような多くの耐震設計上の問題点があるので、高減衰化による免震技術の開発は、慣性力の減少による断面寸法の縮小や変位の低減或いは耐震性の一層の向上をはかることを可能とし、非常に意義あることと考えられる。

表-3.4.2 高橋脚橋梁の固有周期と減衰定数の実測値

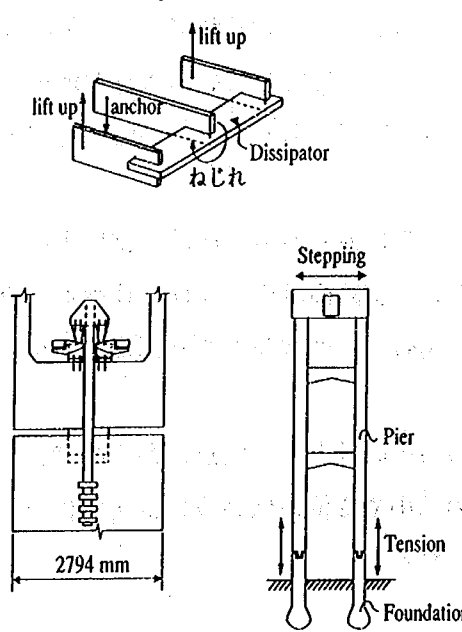
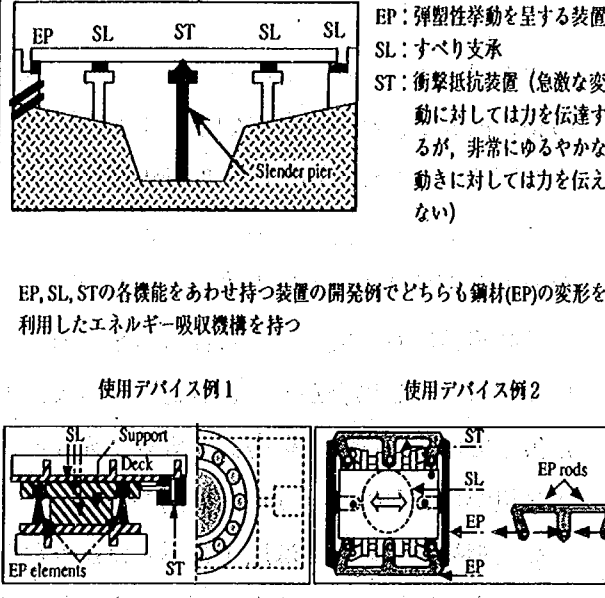
橋 梁 名	橋 脚 高 (m)	橋 脚 単 独 系				全 体 系			
		橋 軸		橋 軸 直 角		橋 軸		橋 軸 直 角	
		T1(s)	h1(%)	T1(s)	h1(%)	T1(s)	h1(%)	T1(s)	h1(%)
浦戸大橋	48.2	0.40	3.2	0.40	3.5	1.03	2.9	1.67	3.5
底 沢 橋	48.5	1.30	0.6	0.42	2 以下			0.65	1.3
鶴 川 橋	48.4							0.76	1.2
酒 匂 川 橋	64.5	0.90	0.9			1.09	2.7	1.23	3.4
片品川橋	69.4	1.52	0.8	0.58	3.0	1.12	2.3	1.12	0.7

2) 高橋脚橋梁の高減衰化の適用性に関する予備調査

a) 高橋脚橋梁における免震橋梁の実例

国内においては高橋脚橋梁を免震化した実例は特に見あたらないため、海外での免震橋の実績調査を行った。免震橋を設計施工している実績が多いのはニュージーランド、イタリア、アメリカなどであるが、高橋脚橋梁への適用実例となると、そもそも、免震化による利点が明確に発揮されるのは、橋脚高の比較的低い橋梁であるため、あまり多くの実績があるとは思われない。ここではニュージーランド¹⁾とイタリア^{2)、3)}での実例を表-3.4.3に示す。

表-3.4.3 高橋脚橋における免震橋梁の実例

ニュージーランド (South Rangitiki Bridge)	イタリア (Mortaiolo Bridge 等)
橋梁諸元 6径間連続 (橋長315m) のRC単線鉄道橋、橋脚はRC門型ラーメン (最大脚高68.6m)、柱は中空で平面寸法2.8m×2.0m、基礎はφ2.7mの1本柱場所打ちコンクリート掘底杭	不等橋脚高を有する連続形式橋梁の免震化の例
免震装置諸元 形式: Steel Torsional Beam Damper 取付位置: 橋脚と基礎の間 (1柱当たり2個で1橋脚当たり4個) 降伏荷重: 340~440kN/damper 	 EP: 弾塑性挙動を呈する装置 SL: すべり支承 ST: 衝撃抵抗装置 (急激な変動に対しては力を伝達するが、非常にゆるやかな動きに対しては力を伝えない) EP, SL, STの各機能をあわせ持つ装置の開発例でどちらも鋼材(EP)の変形を利用したエネルギー吸収機構を持つ 使用デバイス例1 使用デバイス例2
免震設計 橋脚直角方向に対してのみ上図にあるように、二本軸が交互に上下動 (Stepping) することで、スチールプレートに対するねじれを生じさせ、プレートの塑性挙動により地震による振動エネルギーを吸収するものである。設計計算においては時刻歴非線形応答解析を実施している。	必ずしも高橋脚橋梁としての実例とはいえないが、かなり大規模に橋梁の免震化が図られており、その目的は特にダンパー等のエネルギー吸収装置を用いての高減衰化にあるようである。 また、上表のように多径間連続形式における不等橋脚高を有する橋梁系に対する免震化の考えが示されており、その場合のエネルギー吸収は橋台部に設置した装置によって行われる。さらにイタリアにおいては鋼材を用いたエネルギー吸収装置が多種開発されている。

b) 考えられる設置部位および機構

本研究において期待する免震効果は、高橋脚橋梁ということから、剛性をできるだけ低下させず（長周期側への移行を重視しない）に減衰性を付与することによる、下部工断面力の低減および橋軸方向と直角方向の応答水平変位の低減、抑制である。

免震装置の適用部位としては設計振動単位の固有振動モードのうち、ひずみエネルギーの大きな振動次数に着目して、モードベクトルの変化率の大きな箇所、また、相対変形の大きな部材間、構造間を基本とする。適用可能性があると思われる免震装置と設置可能性があると思われる部位を表-3.4.4に整理した。

表-3.4.4 適用を考える免震装置と設置を考える部位

適用可能性があると思われる免震装置	設置可能性があると思われる部位
・ 免震支承（LRB、高減衰ゴム） ・ 粘性ダンパー ・ 摩擦ダンパー ・ TLD ・ TMD ・ バリアブルダンパー ・ 低降伏点鋼 ・ アクティブコントロールシステム等	・ 橋台上 ・ 桁端部 ・ 中空橋脚内 ・ 橋脚の外側（中空橋脚内に設置が困難な場合） ・ 桁部材（トラス2次部材の支点上対傾構等） ・ 並列橋間（隣接上下線の独立した上部工間に設置し、直角方向の振動に対する回転変位のずれを利用する）

3) 高橋脚橋梁の高減衰化に関する基礎的検討

3-1) LRBを用いた高橋脚橋梁の検討

a) 試算モデルと解析手法、条件

ここでは実際的な高橋脚橋梁を対象として、橋梁をモデル化し、地震応答解析を行い、免震支承と通常の支承を用いた場合の結果を比較することにより、免震支承(LRB支承)による橋梁の高減衰化の可能性を検討する。

既設の高橋脚橋梁のなかで、構造諸元、振動特性が分かっている沼尾川橋梁を選び、本橋を対象として、解析を行った。沼尾川橋梁の一般図を図-3.4.1に示す。

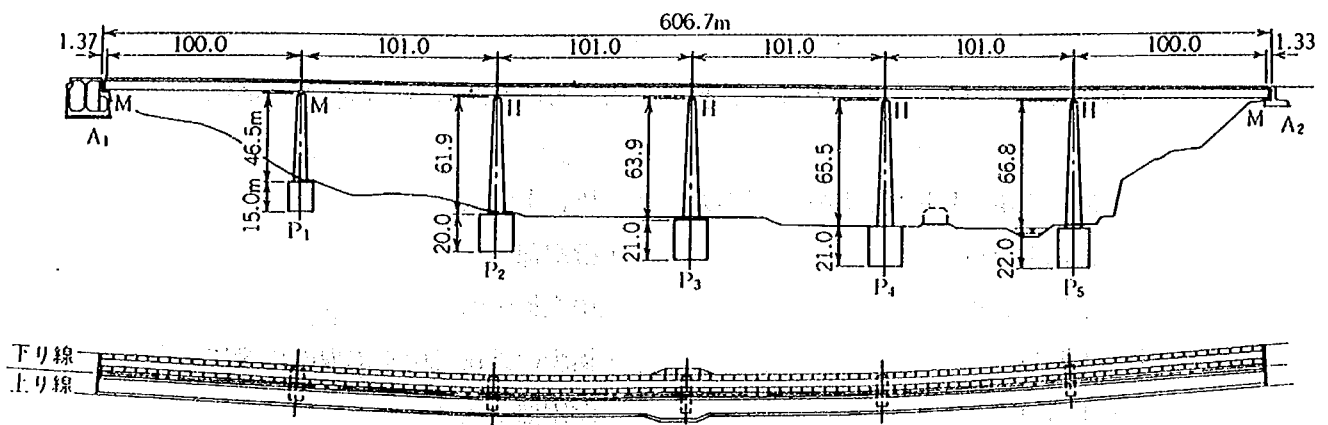


図-3.4.1 沼尾川橋梁一般図

・試算モデル

図-3.4.2に示すように、非免震時のモデル(case1)と免震時のモデル(case2-4)の4ケースを設定する。

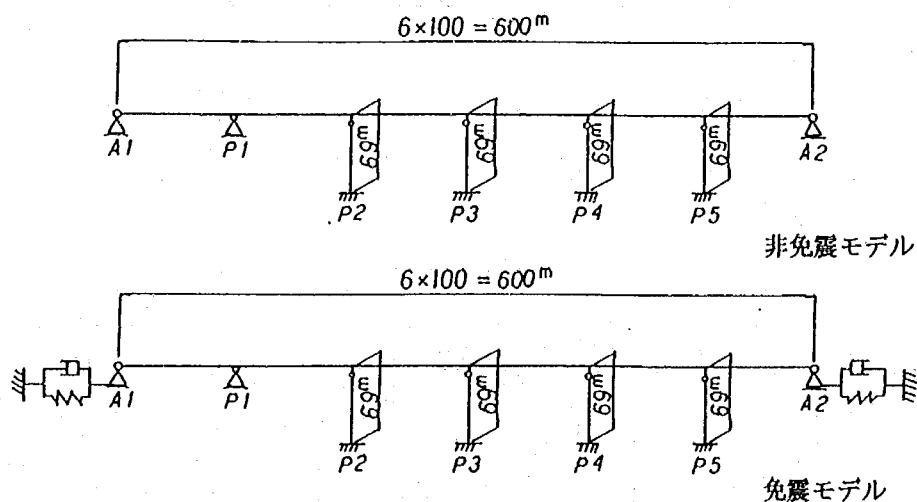


図-3.4.2 解析モデル

・解析条件

イ) 非免震時(case1)

既存の実験結果より、減衰定数 $h=0.01$ とする。

ロ) 免震時(case2, 3, 4)

A1, A2 橋台に鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)を設置する。解析に際しては等価線形モデルにてLRBをモデル化する。また減衰定数としてLRB以外は $h=0.01$ とする。表-3.4.5にLRBの諸元を示す。

表-3.4.5 LRB諸元

	case 1	case 2	case 3	case 4
平面寸法	950mm×950mm			
設置位置、数量	A1、A2橋台に片車線あたり2支承(計4支承)			
等価線形バネ定数	---	14.02 tf/cm	8.64 tf/cm	5.23 tf/cm
等価減衰定数	---	25.9 %	22.4 %	17.8 %
備考	非免震	L1レベル	中間レベル	L2レベル

・解析手法

固有振動解析及び応答スペクトル法による解析を行う。応答スペクトル法による解析時には第1.種地盤L1レベル地震動(道路橋示方書, 修正開北橋記録)を橋脚下端に入力する。また振動モードは有効質量累積値が85%以上となる29次まで考慮する。

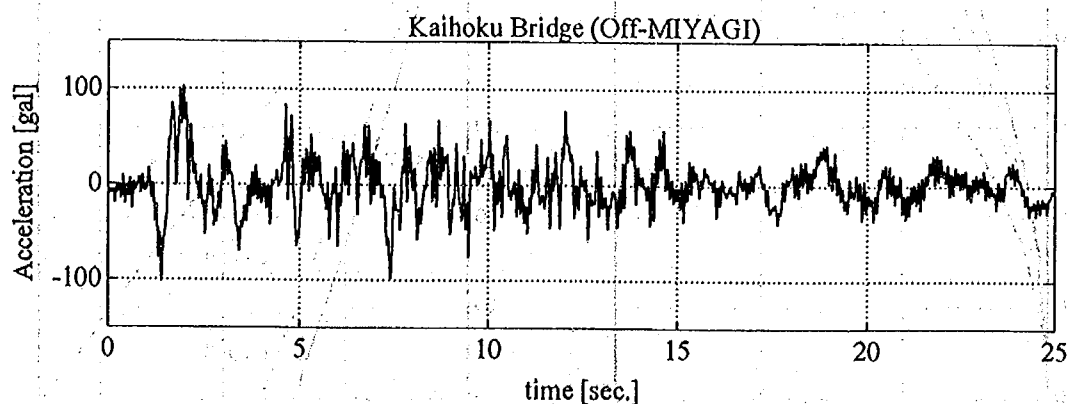


図-3.4.3 入力地震波(修正開北橋記録)

b) 解析結果

・固有振動解析結果

表-3.4.6には1次モードについての固有振動数、モード減衰定数を非免震時(case1)と免震時(case2～4)の各々のモデルについて示す。なおモード減衰定数は道路橋示方書・同解説(H2年2月)の(解6.2.1)にて算出した。

表-3.4.6 固有振動解析結果(1次モード)

	固有振動数 [Hz]	モード減衰定数
c a s e 1	0.418	0.010
c a s e 2	0.537	0.105
c a s e 3	0.494	0.071
c a s e 4	0.466	0.043

・スペクトル解析結果

図-3.4.4には応答変位の大きい主桁端部の変位量及び断面力の卓越する橋脚基部の曲げモーメントを各々のモデルについて示す。なおP2～P5の橋脚基部の最大作用曲げモーメントは、ほぼ同一であるのP2橋脚を代表させる。

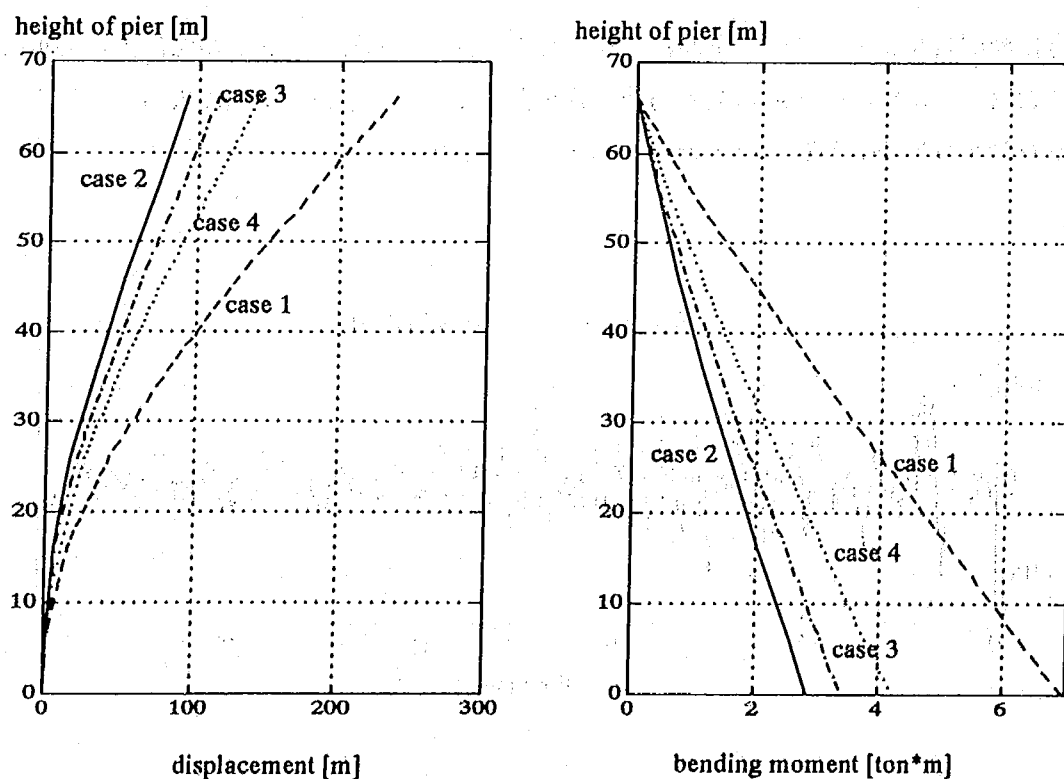


図-3.4.4 スペクトル応答解析結果

c) 高減衰化の可能性について

前節での結果を見ると、免震支承を用いた場合の桁端部応答変位は、非免震の場合の約40%~60%程度に低減されていることが分かる。また橋脚基部の曲げモーメントを比較すると、免震支承を用いた場合の基部曲げモーメントは、非免震の場合の約40%~60%程度に低減されていることが分かる。これらの結果から、高橋脚橋梁においても、免震支承を適用することにより、地震時応答変位、作用応力を低減できる可能性があることが分かった。

3-2) 粘性ダンパを用いた高橋脚橋梁の検討

前項と同様に高橋脚橋梁として沼尾川橋梁をとり、これに免震装置として粘性ダンパーを用いた場合の簡単なモデルによる地震応答解析を行い、高橋脚橋梁の高減衰化に関する基礎的検討を行った。

a) 試算モデルと解析手法、条件

図-3.4.5に解析モデルを示す。本解析モデルは上部構造を1質点に置き換え、橋脚は全5本のうち、Mov踏以外の4本をまとめて等価な1本の橋脚に置き換えたものである。減衰付与のための粘性ダンパーは桁端部~橋台間に設置することを想定しているため、上部構造質点と地盤間に設けた。粘性ダンパーの効果の評価のため、パラメータスタディを行った。表-3.4.7に解析モデル諸元値を示す。表-3.4.8にパラメータスタディのための粘性ダンパーの値を示す。

入力地震動は、道示V耐震設計編のI種地盤での地震波を用いた。橋軸方向に入力した。

表-3.4.7 解析モデル諸元値

節点番号	橋脚頂部 からの距離 (m)	要素番号	自重 (tf/m)	断面積 (㎡)	断面二次モーメント I (橋軸面内曲げ) (m 4)	備考
3 2	0	1 0 1	71.695	28.678	307.6	橋脚の I に ついては 橋脚 4 本の 総和を とった
3 3	1.704	1 0 2	77.944	31.178	326.7	
3 4	20.448					
3 5	39.191	1 0 3	89.396	35.758	540.0	
3 6	57.935	1 0 4	100.847	40.339	829.7	
3 7	63.935	1 0 5	238.438	95.375	1494.5	

(注) 等価橋脚モデルのモデル長および各節点位置は、平均的なP 3の値をとった。

上部構造重量は、次式より18740tfとした。

$$2 \times (4.94 + 10.567) \times 604 = 18740 \text{tf}$$

BOX 鋼重 橋面工など 全長

橋脚部の減衰比は1%とした。

表-3.4.8 パラメータスタディ用粘性減衰係数値

ケース	1	2	3	4	5	6
粘性減衰値 (tf sec/m)	0	10	50	100	200	500

b) 解析結果

<固有値解析結果>

図-3.4.6 に固有周期および固有モードを示す。

同図より 1 次固有周期は約 2 秒となった。

これは設計値とほぼ一致しており、解析モデルは妥当性であると考えられる。

<地震応答解析結果>

表-3.4.9 に地震応答解析結果として、上部構造最大加速度、橋脚基部モーメント、橋脚基部せん断力の粘性ダンパーによる変化をまとめた。

図-3.4.7 に $C = 100 \text{ tf} \cdot \text{sec/m}$ の粘性ダンパーを設置した場合の入力加速度、上部構造加速度、橋脚基部モーメントについての時刻歴波形を示す。

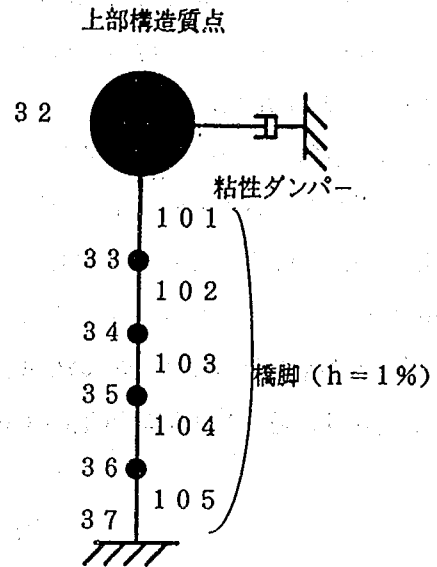


図-3.4.5 解析モデル

表-3.4.9 地震応答解析結果

解析 ケース	粘性ダンパー 減衰係数 $C(\text{tf sec/m})$	上部構造 最大加速度 (Gal)	橋脚基部橋軸方向 最大モーメント $\times 10^5 (\text{tf/m})$	橋脚基部橋軸方向 最大せん断力 $\times 10^3 (\text{tf})$	入力最大 加速度 (Gal)
1	0	205	2.42	4.38	99
2	10	202	2.39	4.32	
3	50	190	2.25	4.09	
4	100	178	2.10	3.83	
5	200	159	1.89	3.38	
6	500	120	1.44	2.56	

c) 高減衰化の可能性について

以上、簡単な解析モデルを用いた地震応答解析によって粘性減衰による応答の変化を検討した。この結果より以下のことがいえる。

- ① 粘性ダンパーの設置による減衰付加により地震応答値は減少する
- ② 十分な地震応答の減少を実現する（応答値を約60%に低減する）ためには、粘性減衰係数Cの値として本モデルでは、500tf・sec/m以上が必要である

これらのことから本解析モデルの場合、高橋脚橋梁の免震化として十分な減衰性能増加を実現するためには、250tf・sec/m以上の粘性ダンパー（桁両端部と橋台間の2カ所に各1台ずつ設置する場合）が必要であることが分かった。

この規模のダンパーはすでに開発されているので、本免震法の実現性は十分にあることが分かった。

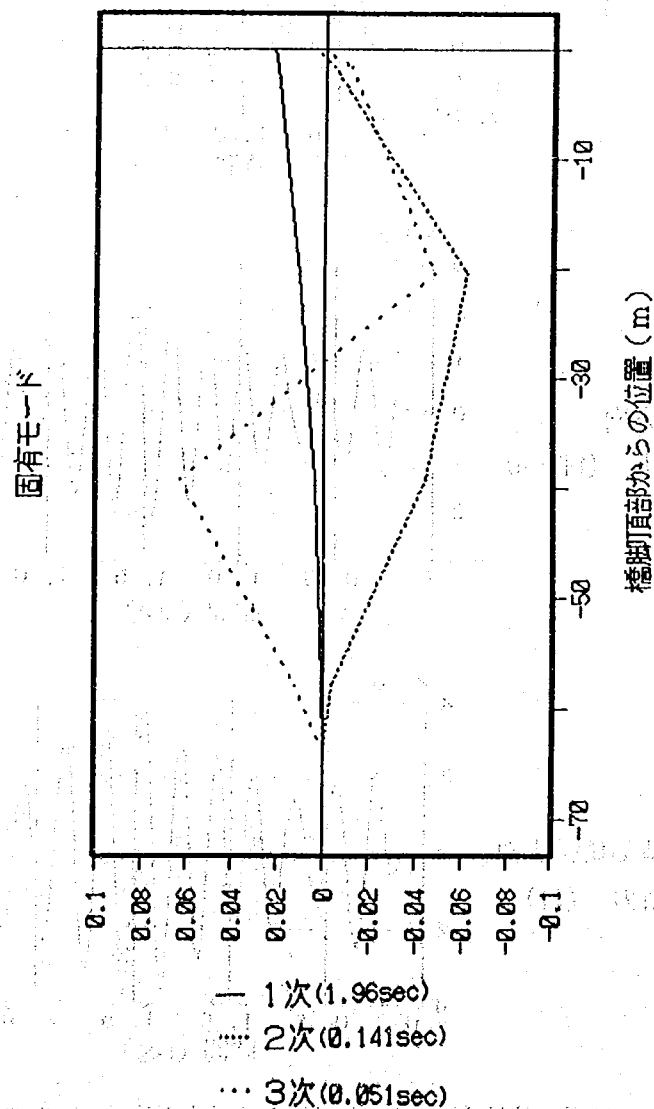


図-3.4.6 固有値解析結果

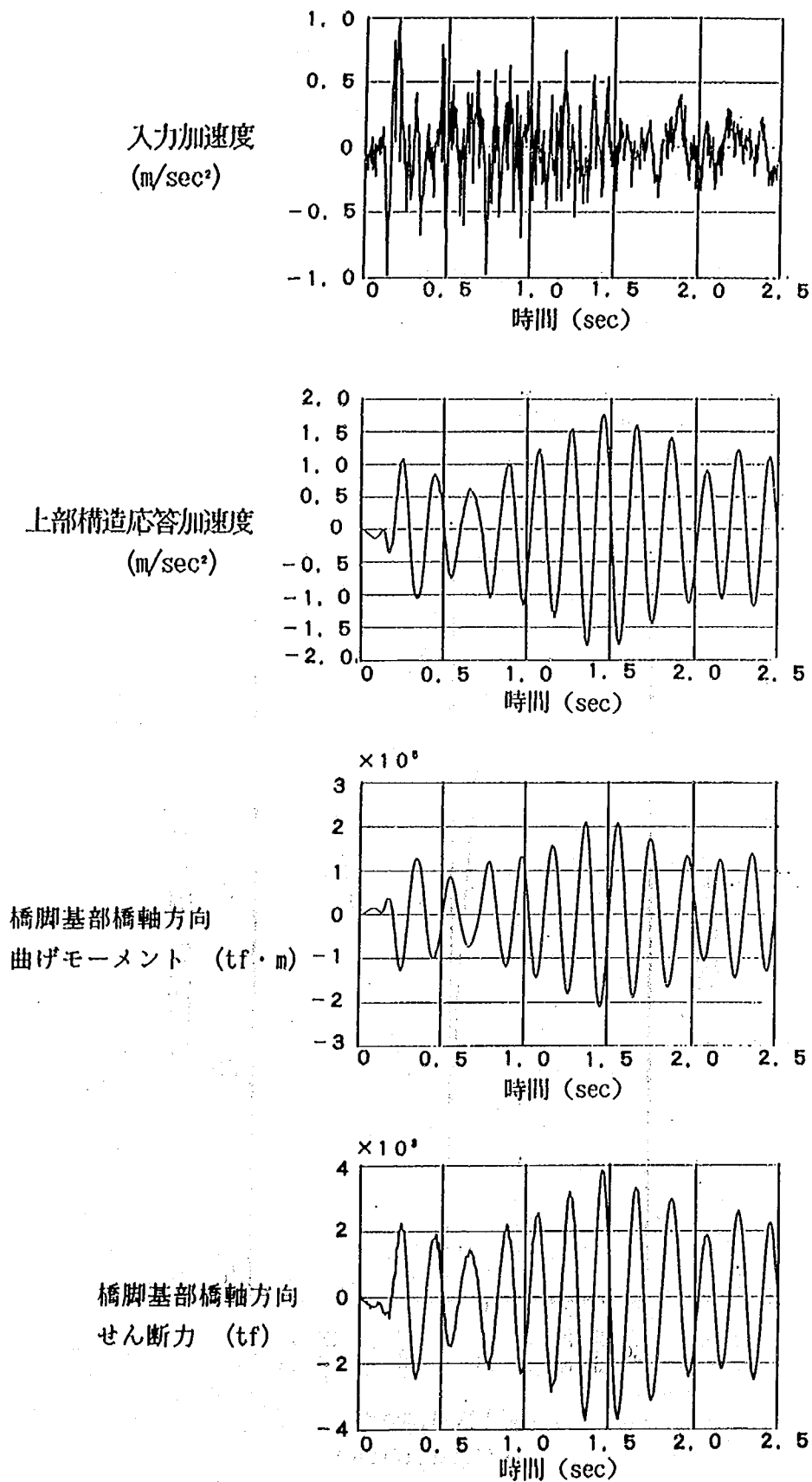


図-3.4.7 粘性ダンパーを設置した高橋脚橋梁の地震応答
($C=100\text{tfs/m}$ 、道示耐震設計編I種地盤地震波)

4) 研究成果のまとめ

本年度は既存の高橋脚橋梁をモデルとし、免震装置を橋台部に設置するという条件で地震応答解析を実施した。その結果、履歴型については、ここで設定した装置条件は多少過大評価（等価減衰定数を大きめに評価している）であるものの、高減衰化により下部工の断面力を低減するある程度の効果があると思われる。また、粘性型については簡易なモデルによる検討ではあるが、与える減衰係数により応答の低減を計ることが可能であることが確認され、有効な高減衰化手法であることがわかった。

(5) 今後の課題

1) 高減衰化を図るうえでの橋台～周辺地盤と橋梁本体との相互作用

橋台に免震装置を設置する場合、橋梁本体構造の地震時挙動には橋台を取り囲む周辺地盤と橋台との相互作用（バネ効果、減衰効果）が影響を与えらると思われる。そこで数値解析によりその相互作用についてのパラメータスタディーを行い、影響度を把握し本研究に反映させる。

2) 高減衰化可能性についての詳細検討

各種減衰装置による高減衰化が期待できるとした場合の必要な橋梁規模や諸元をより厳密な動的解析（複素固有値解析、非線形解析等）を実施することから設定し、その構造形式や諸元の設計、施工面からの実現性について詳細な検討を加える。また、橋軸直角方向に対する高減衰化による全体構造系としてのメリットについても検討を加える。

3) 施工時地震に対する免震、制震技術の適用可能性の研究

長大P Cラーメン橋脚においては、施工時地震で下部工断面が決定される場合が多く、免震、制震化による合理的な断面諸元設定の可能性について検討を加える。

<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）、八千代エンジニアリング（株）

参考文献

- 1) ニュージーランドにおける橋梁の免震装置調査報告書：（財）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 昭和62年12月
- 2) Mezzi, M and Parducci, A : Seismic isolated bridges structures in Italy, 10th WCEE, Spain, 1992, pp. 2199-2204
- 3) Micov, V., Ristic, D. and Petrovski, J. : Seismic response control of RC bridge with isolation and energy absorption elements, 10th WCEE, Spain, 1992, pp. 2209-2214

3.5 斜張橋への利用

(1) 研究の背景と目的

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は、免震装置及び材料を新構造・新素材を用いて開発する素材開発研究、開発された免震構造及び素材をどの箇所にどの様に利用すればより良い免震性能が得られるかの研究など、種々多様の課題が考えられる。

斜張橋への利用とは、これらの研究課題の分野で高減衰材料として利用可能な材料を描出し、より優れた免震構造を利用し、斜張橋への適用を研究することを目的とする。

斜張橋の高減衰化の試みは、既にダンパーの適用研究例がU J N R等に報告されている。本研究においては、これら既往の研究成果を踏まえ、既存のデバイスの適用及びその応用、新デバイスの可能性と要求性能に関する研究等について斜張橋モデルを設定し、研究を行うこととする。なお、新デバイスの可能性と要求性能に関する研究にあたっては、素材開発、デバイス開発グループとの情報交換を密に行い、将来のステップとして新材料・新構造の適用及び最適性能仕様の研究を積極的に実施することとする。

(2) 研究項目と内容

1) モデル橋の設定

高減衰材料を用いた免震構造の斜張橋への利用に関する研究を行うにあたって、モデル橋を設定し、各種検討を行う。モデル橋は、支間 250mのP C 2 径間連続斜張橋（ファン型2面吊り形式）とし、研究の進捗にあわせて、その他のモデルについても検討する。

2) モデル橋の基本特性

1)により設定したモデル橋について、フローティング・タイプ及びヒンジ・タイプを想定し、地震応答解析によってその基本特性を把握し、各種研究成果の指標とする。

3) 支点へのデバイスの応用

斜張橋の各支点に既往のデバイスを適用させる場合、どの支点にどのようなデバイスを用いればより高減衰化が得られるか、等について研究する。

4) 斜材へのデバイスの応用

デバイスを斜材に適用する場合、どのような仕様・配置が有効で実用可能か、また、どのようなデバイスが望ましいか等について研究する。

5) 基礎免震化の特質と応用

斜張橋基礎部に免震構造を適用することより、従来大きな応力を受けていた主塔、橋脚基部の耐震性が向上することが考えられることから、基礎の免震化について研究する。

6) 主桁断面へのデバイスの応用

デバイスを主桁断面に適用する場合、どのような仕様・配置が有効で実用可能か、また、どのようなデバイスが望ましいか等について研究する。

7) 主塔及び橋脚部材へのデバイスの応用

斜張橋の主塔及び橋脚は、斜材を介して上部工荷重の大部分を支持する主要な部材である。このような部材に減衰性能を付加することにより、橋全体の耐震性を向上させることができる。主塔及び橋脚にデバイスを適用する場合、どのようなデバイスが望ましいか、どのように配置できるかについて研究する。

8) その他のデバイスの可能性と要求性能

3)～7)において新材料・新構造の適用及び最適性能仕様を研究し、素材及びデバイス開発グループとの情報交換を行う。

(3) 研究の工程

項 目	平成5年度			平成6年度												平成7年度															
	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
モデル橋の設定																															
モデル橋の基本特性																															
支点へのデバイスの 応用																															
斜材への デバイスの応用																															
基礎免震化の 特質と応用																															
主桁断面への デバイスの応用																															
主塔及び橋脚部材への デバイスの応用																															
その他デバイスの 可能性と要求性能																															

(4) 平成5年度の研究成果

1) モデル橋の設定

モデル橋は、橋長500m (250m + 250m) の2径間連続P C斜張橋とした(図-3.5.1)。

斜張橋は、桁、ケーブル、塔の3つの部材から構成され、これらの組合せいかんでは種々の構造形や造形性が構築できる構造的自由度の高い橋梁である。

耐震性に着目すれば、主桁の支持をケーブルのみにゆだねるフローティング形式は、主桁の応答周期を長くでき、主塔、橋脚等に発生する地震時断面力を少なく押さえることができる耐震性の高い形式と考えられる。しかしながら、桁の水平変位については他形式に比べ過大となり、このためケーブル配置に制約を生じ、一般的にはハープ形と呼ばれる平行配置とし、橋梁の使用性から斜材配置面と同一面に主

塔が必要となるH型主塔等を用いるなどの橋梁造形上の自由度が損なわれる結果ともなっている。

本研究では、このフローチング形式の利点を消すことなく、適度な応答変位と断面力を生ずるデバイスを用いた構造形を目指すものであるため、基本的にはフローチング形式で水平変位がより大きくなるファン形斜材配置としたモデル橋を設定するものとした。

本研究におけるモデル橋の構造形式を下記に示す。

- a) 橋梁形式 : P C 2 径間連続斜張橋
- b) 橋長 : 500m (250m+250m)
- c) 幅員 : 20.5m
- d) 基礎構造 : 直接基礎
- e) 橋脚形状 : 2 室中空断面、H=50m
- f) 主塔形状 : H型、H=125m
- g) 主桁断面 : 逆台形 5 室 P C 箱桁断面、H=2.5m
- h) 斜材ケーブル : ファン型 2 面吊り

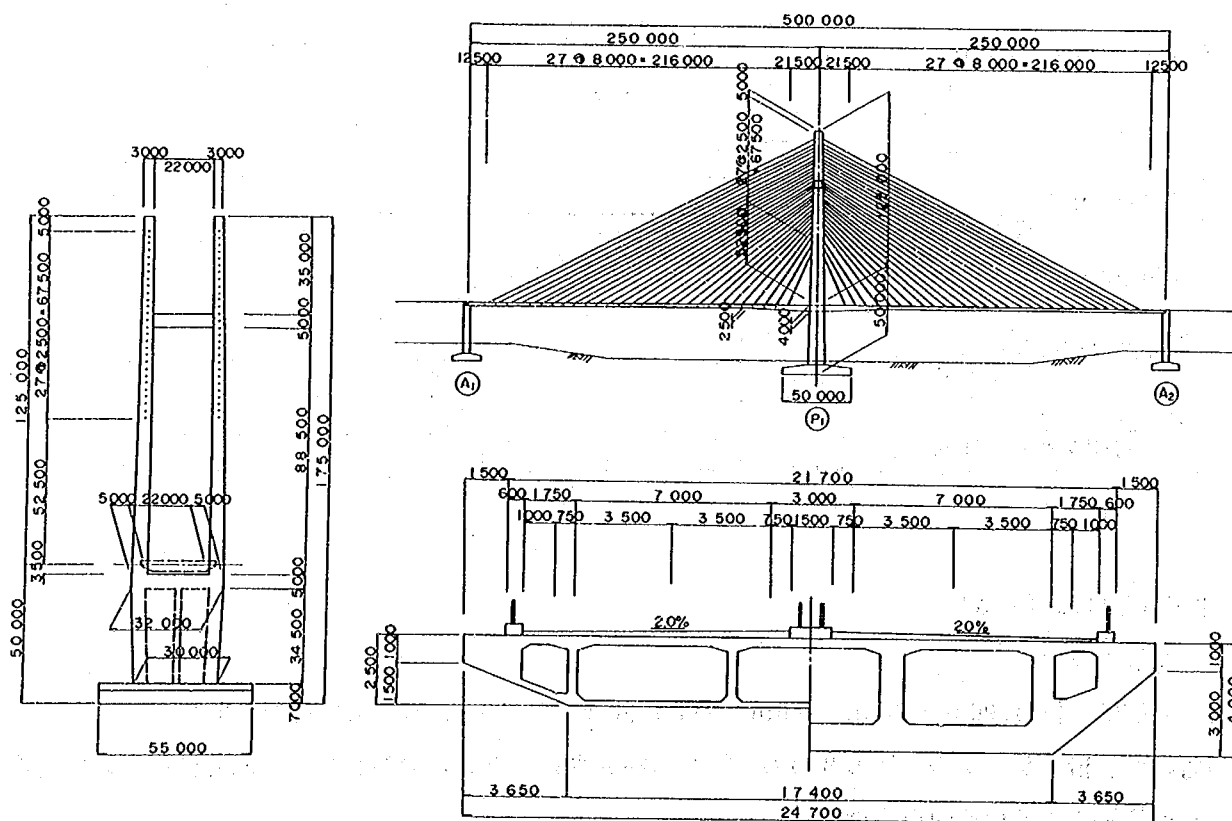


図-3.5.1 モデル橋全体一般図

2) モデル橋の基本特性

a) 検討概要

1)により設定したモデル橋を計算簡略化のため、図3.5.2 に示す全体骨組みを作成し動的解析を実施した。本解析は、P C斜張橋の代表的な構造形式と考えられるフローチング・タイプとヒンジ・タイプについての比較研究を行い、以下の項目を把握することを目的とした。

- ① 橋梁の固有モード及び固有周期
- ② 地震時の主桁の水平変位量
- ③ 地震時の主塔基部及び主橋脚基部の曲げモーメント
- ④ 地震時の斜材張力の変動量
- ⑤ フローチング・タイプとヒンジ・タイプの基本特性の異同点

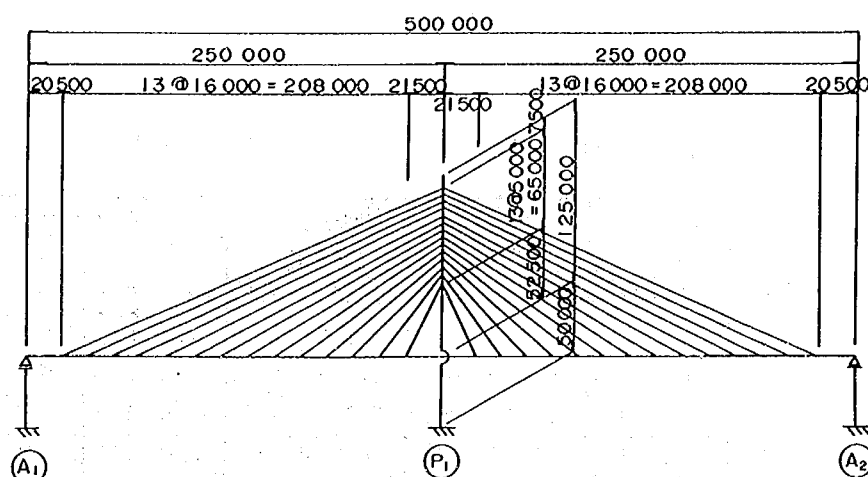


図-3.5.2 検討に用いる全体骨組図

b) 解析手法

解析は、橋梁を2次元の梁モデルとし、橋軸方向加振のスペクトル応答解析にて行った。入力加速度応答スペクトルは、道路橋示方書V耐震設計編に示される震度法レベルのI種地盤で5秒以上の範囲に両対数紙上で直線延長したものをを用いた。各次の減衰定数は部材の歪エネルギーによって計算し、主桁の減衰定数を3%、主塔と橋脚を5%、ケーブルを1%と仮定した。

c) フローチング・タイプの基本特性

① 水平振動モード

フローチング・タイプの場合、主塔と主桁は斜材のみで接合されているため、地震を受けた際に主桁が遊動円木状の振動性状を示し、固有周期が11.43秒と長くなり主桁の最大水平変位は54.2cmとなった。

フローチング・タイプの水平振動モードを図-3.5.5に示す。

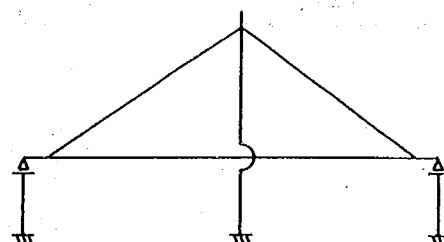


図-3.5.3 フローチング・タイプの概念図

② 主桁の最大水平応答変位

表-3.5.1に示すとおり、主桁の最大水平応答変位は、1次モードでほぼ決定され、高次モードによる影響はほとんど小さく無視できる程度である。

③ 最大応答断面力

表-3.5.1に示すとおり、主塔基部の曲げモーメントは、1次と2次モードが支配的で、4次モードまでによる影響を考慮すれば十分であると考えられる。また、主橋脚基部の曲げモーメントは、低次モードの応答値が卓越しているが、高次モード（12次と20次）においても無視できない応答値が示された。

斜材張力の変動量については、低次モードの場合最下段斜材の各次モードの寄与率は主桁変位とほぼ同様で、最上段斜材の各次モードの寄与率は主塔基部の曲げモーメントにほぼ一致する傾向がみられた。これは、c)の①に述べたようにフローチング・タイプは主塔と主桁が斜材のみで接合されているためと考えられる。なお、応答値は1次と2次モードが支配的で、13次モードまでの影響を考慮する必要があることがわかる。

表-3.5.1 フローチング・タイプの固有値と応答値

モード 次数	固有周期 T(sec.)	刺激係数 β_x	主桁変位 (cm)	主塔基部M (tf.m)	主橋脚基部M (tf.m)	斜材張力の変動量(tf)		
						最下段	最上段	最大張力
1	11.43	-57.9	-54.2 99%	-86193.1 71%	-123487.8 57%	356.2 93%	360.5 77%	360.5 77%
2	4.13	-44.6	-7.2 13%	-81195.8 67%	-142689.1 66%	60.6 16%	292.9 62%	292.9 62%
4	1.48	-21.2	-0.3 1%	-19516.3 16%	-60615.2 28%	44.1 12%	48.6 10%	37.8 29%
6	0.99	-11.6	0.1 0%	-5789.8 5%	-22745.5 11%	63.9 17%	15.5 3%	89.1 19%
9	0.71	10.0	0.0 0%	-2523.4 2%	-14453.4 7%	48.0 13%	6.2 1%	52.5 11%
11	0.55	-8.9	-0.1 0%	-492.9 0%	-10506.0 5%	3.0 1%	36.2 8%	36.2 8%
12	0.53	-20.2	0.1 0%	-5026.4 4%	-51021.7 24%	41.2 11%	19.4 4%	100.8 21%
13	0.49	10.5	0.0 0%	-1152.6 1%	-13890.1 6%	64.5 17%	5.9 1%	66.8 14%
15	0.37	-0.9	0.0 0%	1.6 0%	-86.4 0%	2.4 1%	0.3 0%	2.4 1%
20	0.28	23.6	0.0 0%	6039.0 5%	-41828.2 20%	9.7 3%	10.0 2%	18.1 4%
21	0.28	2.4	0.0 0%	74.6 0%	-499.6 0%	3.4 1%	0.6 0%	3.4 1%
25	0.18	-0.7	0.0 0%	9.6 0%	-35.6 0%	0.2 0%	0.1 0%	0.2 0%
26	0.17	0.2	0.0 0%	0.8 0%	-2.9 0%	0.1 0%	0.0 0%	0.1 0%
27	0.17	-18.1	0.0 0%	5223.7 4%	-18155.4 8%	4.4 1%	2.0 0%	4.4 1%
35	0.10	-0.1	0.0 0%	0.2 0%	-0.6 0%	0.0 0%	0.0 0%	0.0 0%
36	0.10	-12.8	0.0 0%	2051.8 2%	-7314.4 3%	0.4 0%	0.3 0%	1.4 0%
最大値			54.7	120887.1	215969.9	382.6	469.1	469.1

d) ヒンジ・タイプの基本特性

① 水平振動モード

ヒンジ・タイプの場合、主桁中央部にあるヒンジを介して主桁の橋軸方向変位が主塔に拘束されるため、地震を受けた際にフローチング・タイプのように周期の長い遊動円木状の振動性状は示さず、1次固有周期は4.41秒と短く、主桁の最大水平変位は3.3cmであった。

ヒンジ・タイプの水平振動モードを図-3.5.6に示す。

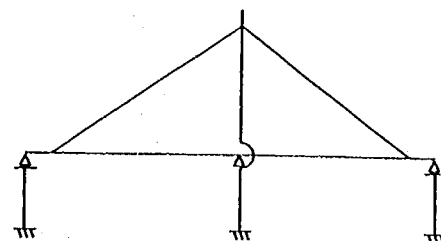


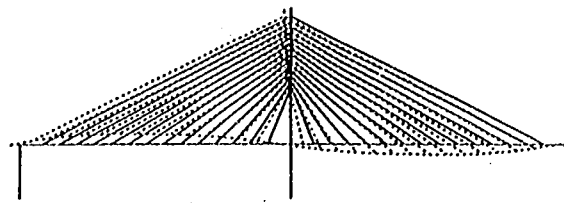
図-3.5.4 ヒンジ・タイプの概念図

② 主桁の最大水平変位

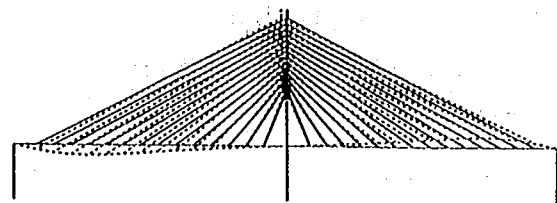
表-3.5.2に示すとおり、主桁の最大水平変位は、5次と6次モードの応答値が支配的であり、3次と1次モードの応答値については無視することはできないものの、その他については無視できるものと考えられる。

表-3.5.2 ヒンジ・タイプの固有値と応答値

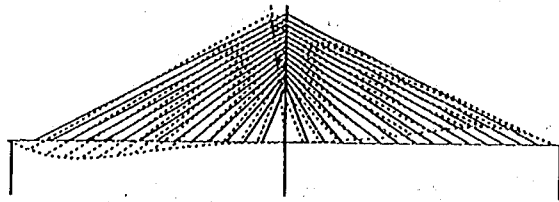
モード 次数	固有周期 T(sec.)	刺激係数 β_x	主桁変位 (cm)	主塔基部M (tf.m)		主橋脚基部M (tf.m)		斜材張力の変動量(tf)		
								最下段	最上段	最大張力
1	4.41	-18.8	-0.4 12%	-32346.3	57%	-42973.4	9%	12.2 4%	143.6 78%	143.6 34%
3	1.48	27.6	-0.8 24%	-24652.1	44%	-93393.5	20%	55.7 19%	63.7 35%	170.6 40%
5	1.06	52.7	-2.4 73%	-185.8	0%	-332593.2	71%	150.8 53%	34.1 19%	388.2 91%
6	0.87	-50.8	-1.8 55%	33663.5	60%	-275305.0	59%	219.5 77%	69.7 38%	383.1 90%
8	0.69	13.5	-0.1 3%	6002.5	11%	-16721.7	4%	93.5 33%	2.6 1%	108.3 25%
10	0.55	-15.1	-0.2 6%	-1190.2	2%	-28922.3	6%	9.3 3%	60.0 33%	60.0 14%
11	0.50	3.6	0.0 0%	528.9	1%	-1009.4	0%	15.3 5%	2.7 1%	15.3 4%
13	0.38	19.5	-0.2 6%	14384.9	26%	-27373.0	6%	30.7 11%	2.9 1%	55.7 13%
14	0.37	4.1	0.0 0%	694.4	1%	-1215.5	0%	12.3 4%	1.7 1%	12.3 3%
19	0.28	-0.1	0.0 0%	0.5	0%	-0.3	0%	0.1 0%	0.0 0%	0.1 0%
21	0.22	-2.8	0.0 0%	-560.8	1%	-967.4	0%	0.0 0%	1.2 1%	1.2 0%
22	0.22	-0.1	0.0 0%	0.1	0%	-0.4	0%	0.1 0%	0.0 0%	0.1 0%
24	0.17	-0.5	0.0 0%	4.9	0%	-15.2	0%	0.2 0%	0.0 0%	0.2 0%
25	0.17	14.0	0.0 0%	3852.5	7%	-11482.2	2%	5.1 2%	0.5 0%	5.1 1%
28	0.14	0.0	0.0 0%	0.0	0%	-0.1	0%	0.0 0%	0.0 0%	0.0 0%
30	0.12	0.0	0.0 0%	0.0	0%	0.0	0%	0.0 0%	0.0 0%	0.0 0%
最大値			3.3	56011.8		465257.3		285.7	183.9	427.1



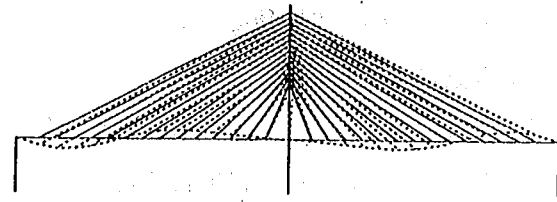
1 次モード (T=11.43 sec. MAX=0.0127)



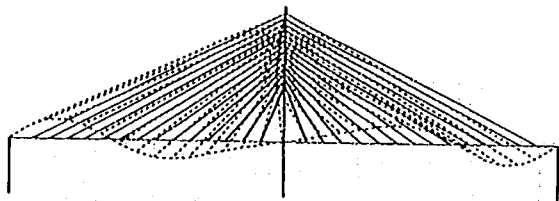
1 次モード (T=4.41 sec. MAX=0.0151)



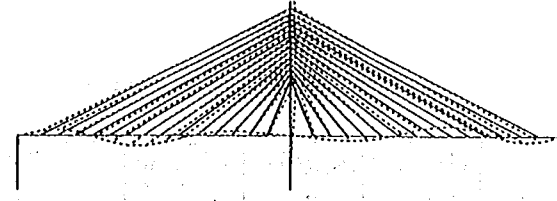
2 次モード (T=4.13 sec. MAX=0.0199)



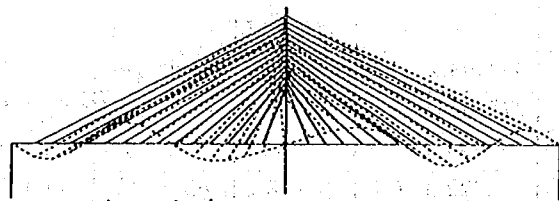
3 次モード (T=1.48 sec. MAX=0.0104)



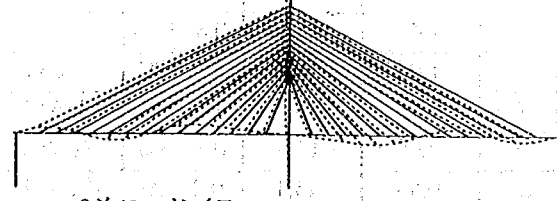
4 次モード (T=1.48 sec. MAX=0.0096)



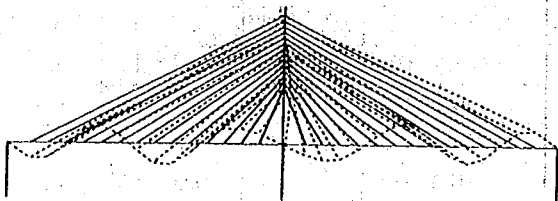
5 次モード (T=1.06 sec. MAX=0.0126)



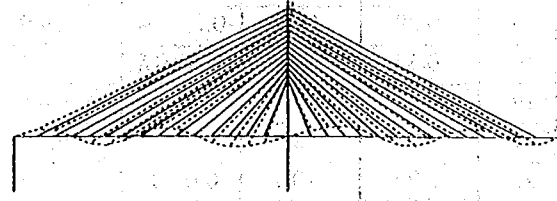
6 次モード (T=0.99 sec. MAX=0.0079)



6 次モード (T=0.87 sec. MAX=0.0094)

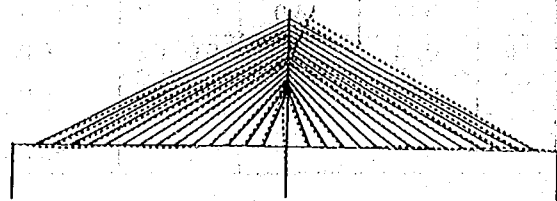


9 次モード (T=0.71 sec. MAX=0.0084)



8 次モード (T=0.69 sec. MAX=0.0119)

図-3.5.5 フローチング・タイプの水平振動モード



10 次モード (T=0.55 sec. MAX=0.0601)

図-3.5.6 ヒンジ・タイプの水平振動モード

③ 最大応答断面力

表-3.5.2に示すとおり、主塔基部の曲げモーメントは、1次と6次モードの応答値が最も大きく、次いで3次モード及び8次と13次モードが一定の値を有しているが、その他のモードでは大きな影響がみられない。また、主橋脚基部の曲げモーメントは、5次と6次モードの応答値が卓越しており、8次以上のモードについてはその影響を無視することができるものと考えられる。

斜材張力の変動量については、主桁中央部にヒンジを有するため、変動量大きい斜材はほとんどが最下段にあり、応答値は5次と6次が支配的であることがわかる。

e) フローチング・タイプとヒンジ・タイプの比較研究

フローチング・タイプとヒンジ・タイプの基本特性結果から下記のことがいえる。

①、水平振動モードについて、図-3.5.5、図-3.5.6よりわかるように、フローチング・タイプの第1次水平振動モードを除けば次モード以下についてはヒンジ・タイプと概ね対応している。また、固有周期についても水平振動モードと同様な傾向がある。

②、両ケースの最大応答変位を表-3.5.3に示す。

表-3.5.3 最大応答値の比較

	フローチング・タイプ	ヒンジ・タイプ	比率
主桁変位(cm)	54.7	3.3	0.060
主塔基部M(tf.m)	120887.1	56011.8	0.463
主橋脚基部M(tf.m)	215969.9	465257.3	2.154
最大斜材張力の変動量(tf)	469.1	427.1	0.910
固有周期 T(sec.)	11.43	4.41	0.386

ヒンジ・タイプは、主桁の橋軸方向変位が主塔に拘束されるために、主桁の水平変位がフローチング・タイプよりかなり小さくなるが、ヒンジを設置することにより振動周期が短くなり、作用慣性力が増大し、結果的には応答断面力が増大して主橋脚基部の曲げモーメントがフローチング・タイプの約 2.154倍となった。

③、フローチング・タイプでは、各応答値は1次と2次モードが支配的であるのに対して、ヒンジ・タイプでは、より高次の5次、6次モードが支配的となった。

3) 支点へのデバイスの応用

a) 検討概要

2)により得られたフローチング・タイプとヒンジ・タイプの基本特性から、デバイスを支点へ応用した場合はこれら両者の中間的な位置づけになると考えられる。そこで今年度はこれらの傾向を把握するため、等価剛性 (k_1) と等価減衰定数 (h_b) を仮定して数タイプの特性を試算した。

b) 解析方法

解析方法は、基本的に2)のb)と同様である。ただし、ダンパーの減衰性能が変位の関数であるため、非線形解析が必要であるが、計算の簡略化のため、本研究ではダンパーをバイリニア型として仮定し、等価減衰定数を3)のc)に示すような方法で求めて等価線形解析法を用いた。

本解析は、端、主橋脚天端の両方にダンパーを設置したケース（端橋脚のダンパーの剛性を主橋脚の0.5とした）について、ダンパーの1次剛性 k_1 をパラメーターとして検討を行った。

c) 等価剛性と等価減衰定数

バイリニア型ダンパーの等価剛性と等価減衰定数は、以下に示す方法により算出する。

$$AB = 2 \cdot u_y / \cos \phi \quad ; \quad \phi = \arctan(k_1) \quad (3.5.1)$$

$$AD = 2 \cdot (u_{Be} - u_y) / \cos \theta \quad ; \quad \theta = \arctan(k_2) \quad (3.5.2)$$

$$\begin{aligned} \Delta W &= AB \cdot AD \cdot \sin(\phi - \theta) \\ &= \frac{4 \cdot \sin(\phi - \theta) \cdot (u_{Be} - u_y) \cdot u_y}{\cos \theta \cdot \cos \phi} \end{aligned} \quad (3.5.3)$$

$$F = u_y \cdot k_1 + (u_{Be} - u_y) \cdot k_2 \quad (3.5.4)$$

$$W = F \cdot u_{Be} = [u_y \cdot k_1 + (u_{Be} - u_y) \cdot k_2] \cdot u_{Be} \quad (3.5.5)$$

$$h_B = \frac{\Delta W}{2 \pi W} = \frac{2 \cdot (u_{Be} - u_y) \cdot u_y \cdot \sin(\phi - \theta)}{\pi \cdot \cos \theta \cdot \cos \phi \cdot [u_y \cdot k_1 + (u_{Be} - u_y) \cdot k_2] \cdot u_{Be}} \quad (3.5.6)$$

$$k_B = \frac{F}{u_{Be}} = \frac{u_y \cdot k_1 + (u_{Be} - u_y) \cdot k_2}{u_{Be}} \quad (3.5.7)$$

ここに、 k_1 : ダンパーの一次剛性 (tf/cm)

k_2 : ダンパーの二次剛性 (tf/cm)

u_y : 降伏変位 (cm)

u_{Be} : ダンパーの有効設計変位、 $u_{Be} = 0.7 \cdot u_{max}$ 、 u_{max} はダンパーの最大設計変位

$F(u)$: ダンパーに変位 u を与えるのに必要な水平力 (tf)

W : ダンパーの弾性エネルギー (tf・cm)

ΔW : ダンパーが吸収するエネルギー (tf・cm)

h_B : ダンパーの等価減衰定数

k_B : ダンパーの等価剛性 (tf/cm)

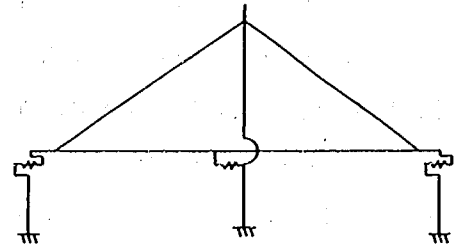


図-3.5.7 ダンパー・タイプの概念図

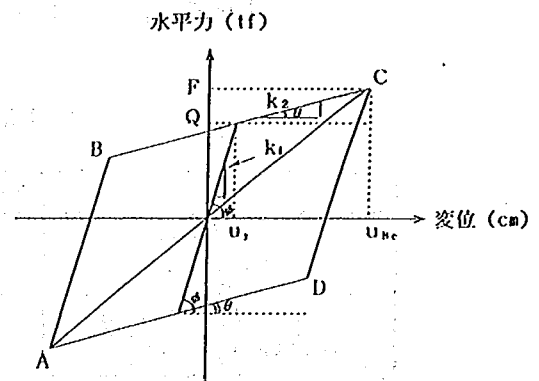


図-3.5.8 バイリニアモデル

d) k_1 に関するパラメータスタディー

本解析では、式(3.5.6)と(3.5.7)に $u_y=1\text{cm}$ 、 $k_2=k_1/10$ と仮定すると、 h_B と k_B は k_1 と u_{B0} の関数となる。 u_{B0} は、繰り返し計算によって求めることができることから、変数は k_1 のみとなる。ここで、 k_1 をパラメータとしてダンパーの減衰性能を評価し、 k_1 が変化することによって橋梁の応答値がどのような傾向を示すかを数量的に把握することを目的とする。

① 解析結果

表-3.5.4に1次～10次及び最大応答値の10%以上を有する水平振動モードの応答特性値を、図-3.5.9にはダンパー・タイプにおける主塔及び主橋脚基部の曲げモーメントの最大応答値分布と k_1 の関係を示し、図-3.5.10と表-3.5.5にはフローチング・タイプに対する各ケースの最大応答比率と k_1 の関係を示す。また、 k_1 の値の大小により水平振動がどのような傾向を示すかを把握するため、 k_1 の値が小さい場合(100tf/cm)と k_1 の値が大きい場合(2000tf/cm)におけるダンパー・タイプの振動モードを図-3.5.11、図-3.5.12に示す。

表-3.5.4 k_1 に関するパラメータスタディーの解析結果

		フローチング タイプ	ダンパー・タイプ				ヒンジ・タイプ
			K1=100tf/cm		K1=2000tf/cm		
主 桁 変 位 (cm)	1次	-54.2 99%	-16.7 85%		0.0 0%		-0.4 12%
	2次	-7.2 13%	-9.1 46%		3次	0.0 0%	-0.8 24%
	4次	-0.3 1%	-0.4 2%		5次	-4.7 99%	-2.4 73%
	6次	0.1 0%	0.1 0%		-0.1 2%		-1.8 55%
	9次	0.0 0%	0.0 0%		0.0 0%		8次 -0.1 3%
							10次 -0.2 6%
	最大値	54.7	19.6		4.7		3.3
主 塔 基 部 M (tf.m)	1次	-86193.1 71%	-13033.7 15%		-24843.6 80%		-32346.3 57%
	2次	-81195.8 67%	-81376.7 94%		3次	-12190.4 39%	-24652.1 44%
	4次	-19516.3 16%	-19638.3 23%		5次	-8590.0 28%	-185.8 0%
	6次	-5789.8 5%	-5719.5 7%		3175.4 10%		33663.5 66%
	9次	-2523.4 2%	-2501.0 3%		-870.5 3%		8次 6002.5 11%
							10次 -1190.2 2%
	最大値	120887.1	86670.1		31210.9		56011.8
主 橋 脚 基 部 M (tf.m)	1次	-123487.8 57%	-28189.8 15%		-30389.9 13%		-42973.4 9%
	2次	-142689.1 66%	-148833.9 80%		3次	-25924.3 11%	3次 -93393.5 20%
	4次	-60615.2 28%	-60814.0 33%		5次	-220674.7 92%	-332593.2 71%
	6次	-22745.5 11%	-22228.2 12%		2560.7 1%		-275305.0 59%
	9次	-14453.4 7%	-14150.7 8%		-2357.0 1%		8次 -16721.7 4%
	11次	-51021.7 24%	12次	-49364.4 27%	-31193.7 13%		10次 -28972.3 6%
	20次	-41828.2 20%	-41398.3 22%		19次	-28249.1 12%	
(tf.m)			27次	-18150.6 10%			
	最大値	215969.9	185457.5		241142.4		465257.3
1次固有周期 T (sec.)		11.43	7.01		4.44		4.41

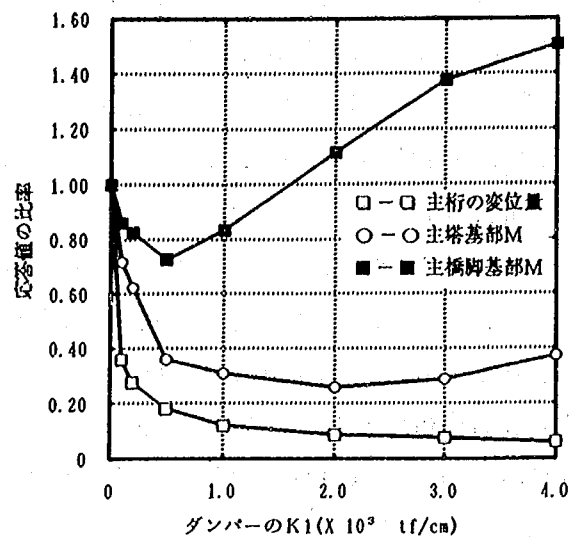
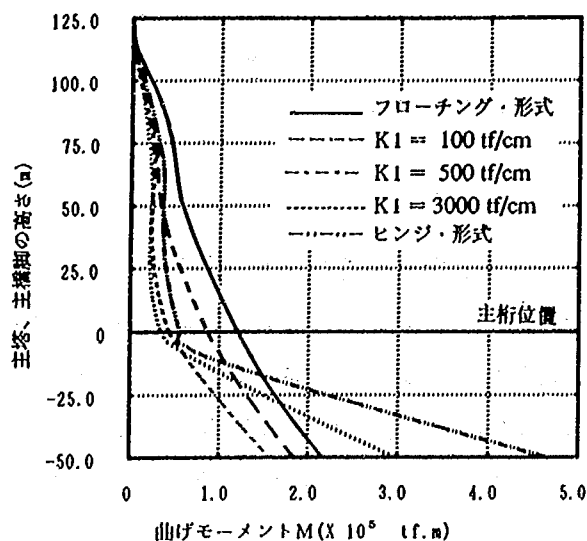
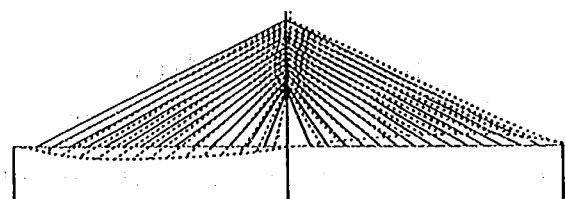


図-3.5.9 主塔、橋脚の曲げモーメントと k_1 の関係

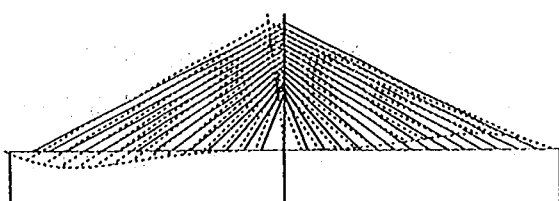
図-3.5.10 応答値の比率と k_1 の関係

表-3.5.5 応答比率と k_1 の関係

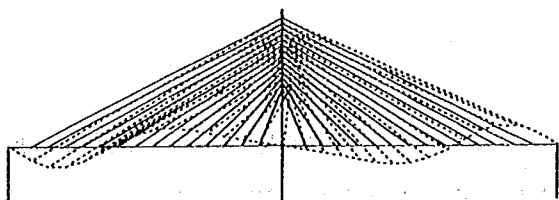
$K1(\text{tf/cm})$	主桁の変位	主塔基部M	主橋脚基部M	等価剛性KB	等価減衰定数hB
フローチング	1.0	1.0	1.0		
100	0.358	0.717	0.859	1722.3	25%
200	0.276	0.623	0.825	3917.6	28%
500	0.181	0.360	0.726	12527.6	32%
1000	0.120	0.308	0.833	35087.1	33%
2000	0.086	0.258	1.117	105714.0	28%
3000	0.075	0.288	1.375	199694.0	21%
4000	0.060	0.373	1.506	380587.0	3%
ヒンジ	0.060	0.463	2.154		



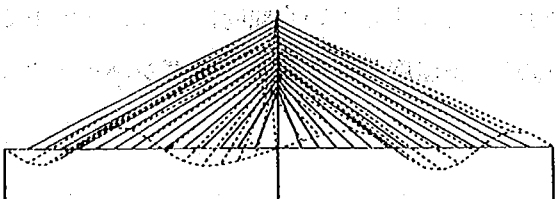
1 次モード (T=7.01 sec. MAX=0.0117)



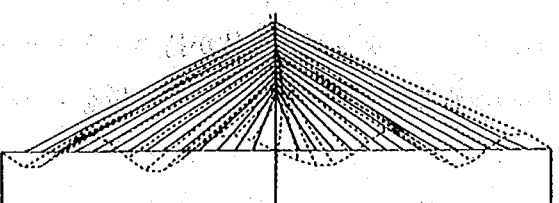
2 次モード (T=4.01 sec. MAX=0.0210)



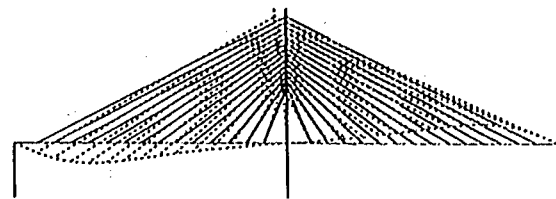
4 次モード (T=1.48 sec. MAX=0.0096)



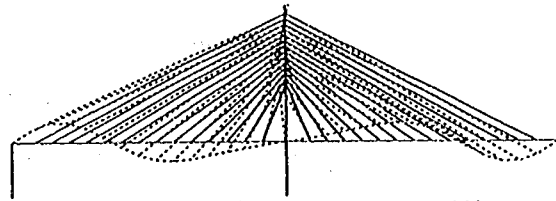
6 次モード (T=0.99 sec. MAX=0.0079)



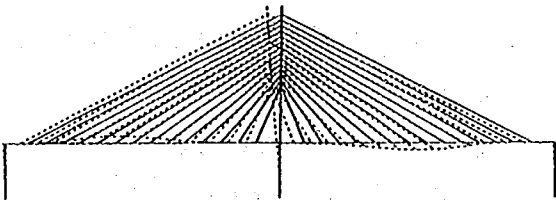
9 次モード (T=0.71 sec. MAX=0.0084)



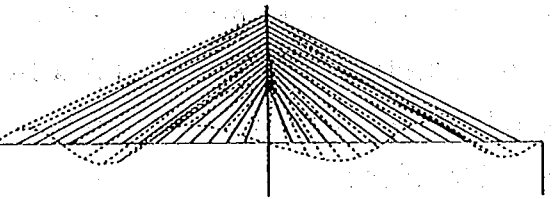
1 次モード (T=4.44 sec. MAX=0.0144)



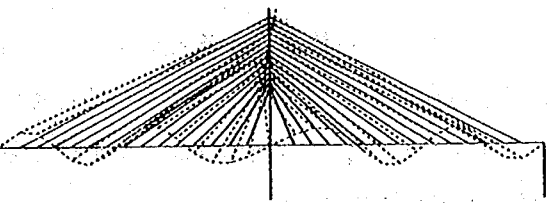
3 次モード (T=1.47 sec. MAX=0.0084)



5 次モード (T=1.21 sec. MAX=0.0126)



6 次モード (T=0.98 sec. MAX=0.0050)



9 次モード (T=0.71 sec. MAX=0.0090)

図-3.5.11 $k_1=100\text{tf/cm}$ の場合の水平振動モード

図-3.5.12 $k_1=2000\text{tf/cm}$ の場合の水平振動モード

② まとめと考察

③ 水平振動モード

図-3.5.5と図-3.5.11に示すとおり、ダンパーの一次剛性 k_1 が小さい場合($k_1=100\text{tf/cm}$)は、各次固有周期と振動形は、フローチング・タイプと比べて一次固有周期を除けば概ね一致した結果となる。しかし、 k_1 が大きい場合($k_1=2000\text{tf/cm}$)は、水平振動モードの次数までが変化し、各次固有周期と振動形はヒンジ・タイプに近づく傾向がみられた。

④ 主桁の最大変位

表-3.5.4 からわかるとおり、 k_1 が小さい場合($k_1=100\text{tf/cm}$)は、最低次モードが支配的であるが、 k_1 が大きくなればなるほどより高次モードが支配的になる。また、各ケースには支配的となるモードが一もしくはその近接の二つに集中する傾向があることがわかった。主桁の最大変位は k_1 の増大にしたがって54.7cm(フローチング・タイプの主桁最大変位量)から3.3cm(ヒンジ・タイプの主桁最大変位量)へ単調減少する。その変化は、表3.5.5に示すとおり k_1 が0から500tf/cmまでは急激に変化するが、500tf/cmを超えるとゆるやかな変化を示すことがわかった。

⑤ 最大応答断面力

主桁の最大水平変位と比較して、卓越している応答値を有するモードの範囲が広い。例えば、 $k_1=2000\text{tf/cm}$ の場合、最大断面力について考慮すべきモードは1次～6次と11, 19次である。

図-3.5.9 からわかるように、 k_1 が増大するにしたがって主塔、橋脚の曲げモーメント分布がフローチング・タイプの分布からヒンジ・タイプの分布へ向かって変化していく傾向にあり、その中でも主塔、主橋脚基部の曲げモーメントが最小となる $k_1=500\text{tf/cm}$ 程度が本モデル橋をダンパー・タイプとした場合の最適値であると考えられる。

⑥ 等価減衰定数

表-3.5.5 に等価減衰定数と k_1 の関係を示す。この表から、ダンパーの減衰性能には限界があることがわかった。本モデル橋をダンパー・タイプとした場合は、減衰の限界が33%である。これはダンパーの剛性が一定値を超えるとダンパーの相対変位が小さくなり、ダンパー自体が持つエネルギーを吸収する性能を発揮できなくなるためと考えられる。いわゆるこの33%の値が本モデル橋をダンパー・タイプとした場合の減衰性能の限界値であると考えられる。

4) 斜材へのデバイスの応用

a) 研究概要

三菱電機㈱開発中の高耐荷型減衰デバイス(3D複合材料)を斜材定着部支圧版背面に挟み、当デバイスの圧縮歪み振動で斜張橋に減衰を付与する方式を検討した。プレストレストコンクリート斜張橋の主桁側定着部を写真-3.5.1に示す。応答スペクトル法によりデバイスの圧縮歪みエネルギーを計算し、損失係数を0.5として減衰効果を評価した。試算によれば、各斜材に厚さ20cmの3D複合材料を使用した場合、減衰定数で1%程度の付与が可能である。

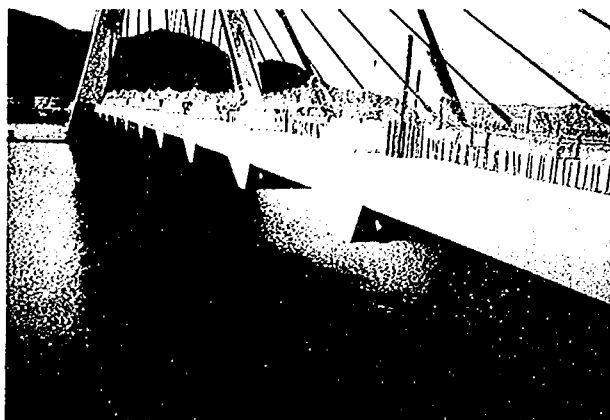


写真-3.5.1 主桁側定着部

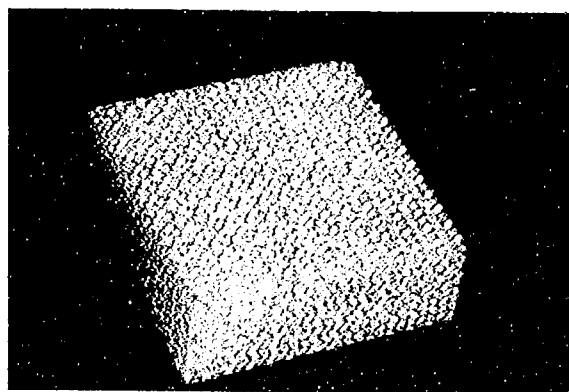


写真-3.5.2 3D複合材料

b) デバイス特性

検討したデバイスは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)で固めた材料(写真-3.5.2)で高耐荷能力を有し、また特性を強化材料で調整可能であること、軽重量であることを特徴としている。以後これを3D複合材料と称する。3D複合材料の圧縮荷重と圧縮変位の関係を図-3.5.13に、特性値を表-3.5.6に、防振ゴムとの特性値比較を表-3.5.7に示す。表-3.5.6で降伏応力は永久歪みが残る限界値の意味であるが、限界域は広く値 65kg/cm^2 にはかなりの余裕がある。なお、当研究が対象としている11秒程度の低周波繰り返し荷重に対する減衰特性は定かでない。

表-3.5.6 3D複合材料の特性

弾性率 (kgf/cm^2)	面圧 20kgf/cm^2	434
	面圧 30kgf/cm^2	553
	面圧 50kgf/cm^2	735
静的バネ定数 (kgf/cm^2)	面圧 20kgf/cm^2	4440
	面圧 30kgf/cm^2	5710
	面圧 50kgf/cm^2	7080
圧縮強度 (kgf/cm^2)	降伏応力	65
	最終破壊強度	2000
損失係数	-----	0.5

表-3.5.7 防振ゴムとの特性比較

	防振ゴム	3D複合材料
耐荷重能力 (kgf/cm^2)	3.0	65.0
最終強度 (kgf/cm^2)	130.0	2000.0
損失係数	0.4~0.5	0.5
使用温度 ($^{\circ}\text{C}$)	-20~70	-30~120

※ 応力-歪み曲線が緩やかである。
 65kgf/cm^2 は安全側の値となっている。

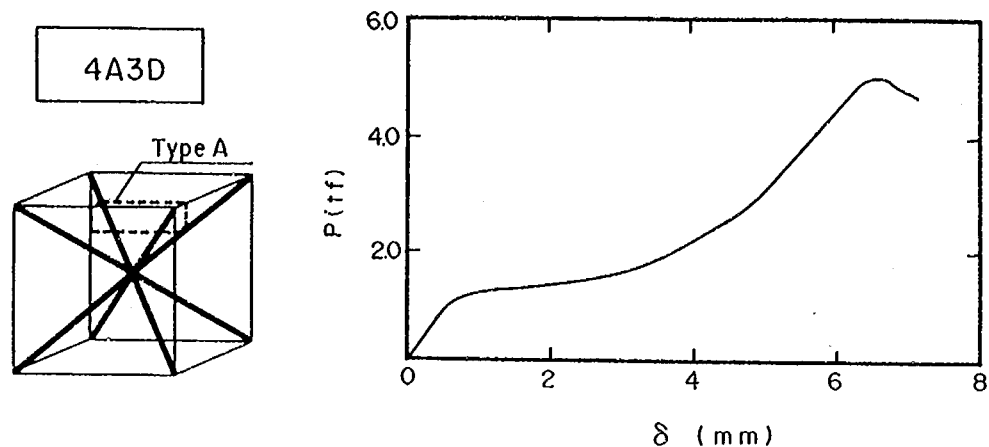


図-3.5.13 3D複合材料の圧縮変形－荷重曲線

c) 斜張橋モデル諸元

斜張橋モデルの1次モードは橋軸振動モードで、主桁は橋軸方向に振動すると同時に逆対称たわみ変形する。2次モードは主桁が逆対称たわみ変形するモードで橋軸方向の変位はない。主桁の重量を26,000 tonとする。1次振動モードの固有周期は11.26秒、応答スペクトル法による橋軸方向応答変位は0.597mであった。

設計荷重時の1次振動モードのエネルギーを次の様に評価する。

$$\text{変位速度} \quad V = 0.597 \times 2\pi / 11.26 = 0.333 \text{ m/sec}$$

$$\text{エネルギー} \quad E = 0.5 \times M \times V^2 = 0.5 \times 26,000 \times 0.333^2 \times 10^3 = 1442 \times 10^3 \text{ N-m}$$

補足的事項であるが、試算で次のことが分かった。

○ 主桁の剛性を小さくする。あるいは、斜材の剛性を小さくする。

→ 1次が小さく、2次の比率が大きくなる。

→ 橋軸方向の最大応答変位は大きくなる。

d) 斜材諸元

斜材はPC鋼より線(SWPR7B T15.2)を90本束ねたものを1斜材とし、導入緊張力を1斜材1000tfと仮定する。1斜材の鋼材断面積は $A_p = 138.7 \times 90 = 1247.4 \text{ mm}^2$ 、ヤング係数は $E_p = 2.0 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$ である。斜材数は112である。

応答スペクトル法で求めた1次振動モードに関する応答斜材張力は最大斜材で $\pm 18 \text{ tf}$ 、全モードの最大応答斜材張力は最大斜材で $\pm 81 \text{ tf}$ である。

e) デバイスによる消費エネルギー

受圧面積 1300×1300 、厚さ $t = 200 \text{ mm}$ の3D複合材料を主桁側斜材定着部支圧版背面に挟むこととする。なお、主塔側斜材定着部に同じ厚さの3D複合材料を挟む場合減衰効果は2倍となる。3D複合材料のヤング係数を $E_d = 7000 \text{ tf/m}^2$ 、損失係数0.5とする。

1 次振動モードの 1 サイクルで消費されるエネルギーは次のようになる。

$$3D\text{複合材料の歪み} \quad \varepsilon = \pm 18.0 / (1.3 \times 1.3) / E_d = \pm 1.52 \times 10^{-3}$$

$$3D\text{複合材料の変形} \quad \delta = 2 \times t \times \varepsilon = 0.608 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\text{消費エネルギー(1斜材)} E = 1000 \times \delta \times 9.8 \times 0.5 \times 10^3 = 3.0 \times 10^3 \text{ N-m}$$

$$\text{消費エネルギー(56斜材)} E = 3.0 \times 10^3 \times 56 = 168.0 \times 10^3 \text{ N-m}$$

f) デバイスによるエネルギー損失係数、減衰定数付与分

対象斜張橋の斜材総数は112本であるが、その半数の56斜材に係る3D複合材料が減衰に寄与すると考える。1 次振動モードの 1 サイクルで消費されるエネルギー損失係数、減衰定数付与分は次のようになる。

$$\text{エネルギー損失係数} = 168 / 1442 = 0.117 \quad (= 0.34^2)$$

$$\text{エネルギー保存率} = 1274 / 1442 = 0.883 \quad (= 0.94^2)$$

$$\text{減衰定数付与分} = 1/2 \pi \cdot \ln(1/0.94) = 0.010$$

5) 基礎免震化の特質と応用

a) 研究概要

基礎免震化の研究を行うにあたって、着目する構造形式は、外的諸条件により中間支点を剛結或いは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あいから主橋脚部フーチングにデバイスを用いて地盤の振動の伝達を抑制し、断面力の低減を図るものである。特に、長大斜張橋の場合には主橋脚数が少ないため、基礎免震化は経済性において問題が少ないと思われる。

b) 研究課題

図-3.5.14に基礎免震化の概略図を示す。

基礎免震化にあたっては、以下の課題を満足する構造体が必要と思われる。

- ① 風荷重等の小水平力に対する不動性
- ② 大水平力に対するベースアイソレート
- ③ デバイスの復元特性

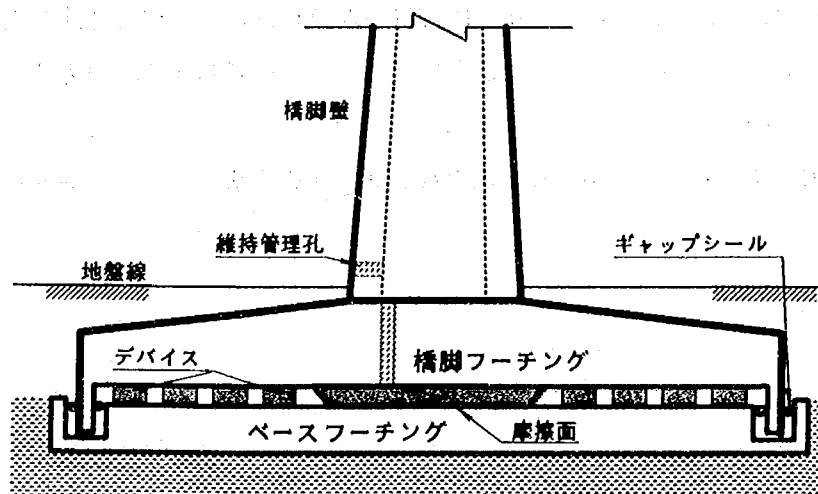


図-3.5.14 基礎免震化の概略図

6) 主桁断面へのデバイスの応用

a) 研究概要

三菱電機(株)開発中の高耐荷型減衰デバイス(3D複合材料)を2~3か所の主桁断面に挟み、当デバイスの圧縮歪み振動で斜張橋に減衰を付与する方式を検討する。設計に適合させながら新規デバイスを断面に挟む場合、使用可能な部位は限定される。現在、3径間連続斜張橋の中央閉合部、斜張橋主桁と主塔と結合部が使用可能な位置と考えられている。当デバイスを挟む位置の選定を再度平成6年度に行う予定である。

b) デバイス特性

4) 斜材へのデバイスの応用を参照。

7) 主塔及び橋脚部材へのデバイスの応用

a) デバイスの選定

高減衰材料を用いて主塔及び橋脚に減衰性能を付加する方法としては、以下に示すように種々の方法が考えられる。以下に各方法の概要を示す。

方法① 主塔、橋脚を斜めに支持する部材を取り付け、この支持部材に減衰材料を付加する方法である。

この場合、斜め支持部材は主塔、橋脚を支持するため、かなりの剛性を有するもので、その装置はかなり大規模なものになる。

方法② 部材が中空断面の場合に内部にブレス材を取り付け、これに減衰材を付加する方法である。この場合、装置を取り付けるためにかなりの内空間が必要となり部材が大きくなる恐れがある。

方法③ 部材内部に高減衰材料を埋設し、コンクリート部材の内部減衰性能を高める方法である。この場合、コンクリートのひずみレベルが小さいため、そのひずみレベルでも十分な減衰性を有する材料、あるいは機構が必要である。

方法④ 主塔側斜材定着部をサドル構造とし、斜材と主桁との接触面に高減衰材料を使用する方法である。この場合、地震荷重だけでなく活荷重等の荷重によっても斜材定着部の移動が生じることになる。

以上4つの方法の中、①、②については新たに部材を取り付けたり、部材寸法を大きくする必要があることから主塔、橋脚の外見が大きく変わることになる。これに対し③、④の方法では、主塔、橋脚の外見を変える必要はない。

ここでは、斜張橋の持つ景観性を損なうことのない③、④の方法について検討することとする。

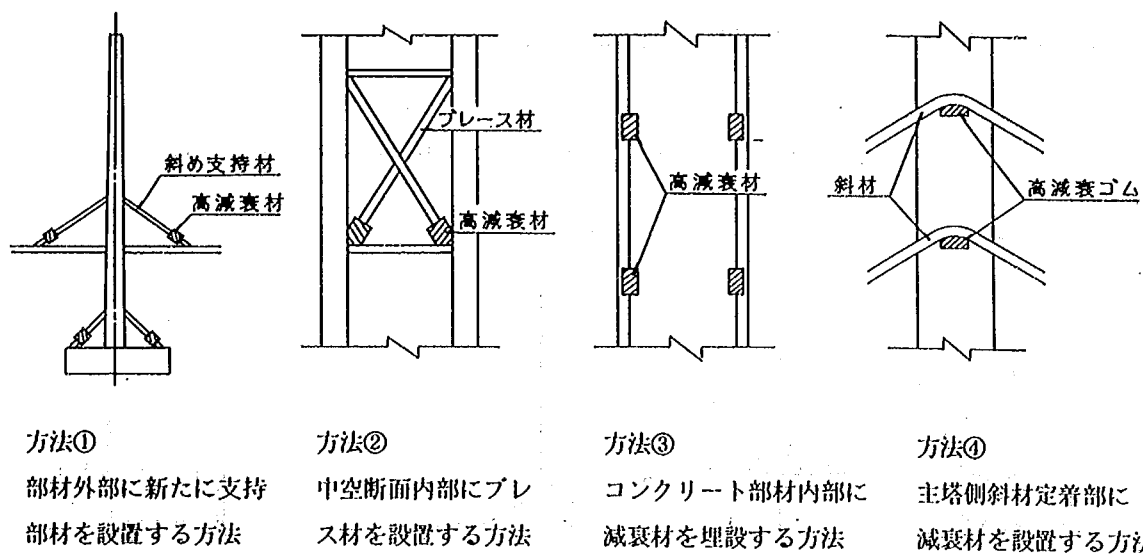


図-3.5.15 主塔及び橋脚に減衰を付加する方法

b) デバイスの構造

方法③

前述のように③の方法では小さなひずみレベルでも十分な減衰性能を発揮する装置が必要である。ここでは、超低降伏点鋼材と一般の鋼材を組み合わせた下図に示すような構造を考える。

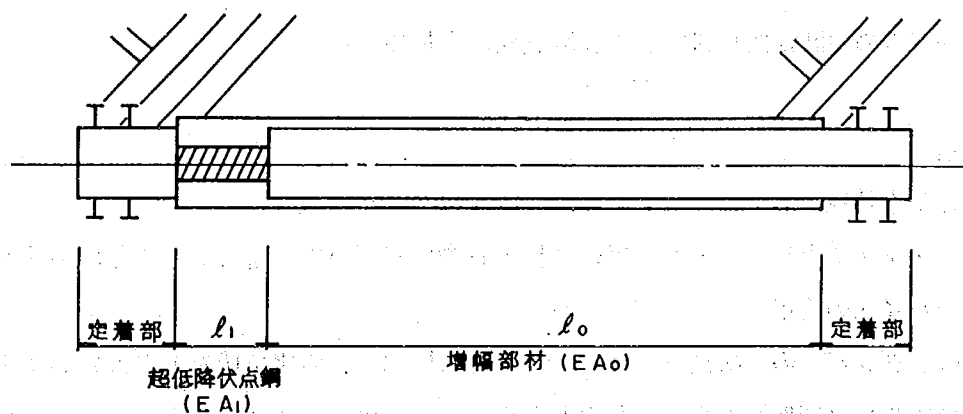


図-3.5.16 超低降伏点鋼材を用いた減衰装置

この機構は次のとおりである。

- ① デバイスは超低降伏点鋼と増幅部材（一般の鋼材）とから構成され定着部を除いてコンクリートとは絶縁されている。
- ② 超低降伏点鋼は増幅部材に比べ、断面積 (A_1)，部材長 (l_1) とともに小さくする。
- ③ 超低降伏点鋼と増幅部材の断面積比 (A_1/A_0)，部材長比 (l_1/l_0) を適当に選ぶことによ

って、超低降伏点鋼に生ずる応力度、ひずみを増幅させることが出来る。

④ 超低降伏点鋼の履歴特性を利用して、減衰性を付加する。

方法④

主塔側斜材定着部をサドル構造とし、主塔と斜材の接触面に高減衰ゴムを使用し、下図のような構造を考える。

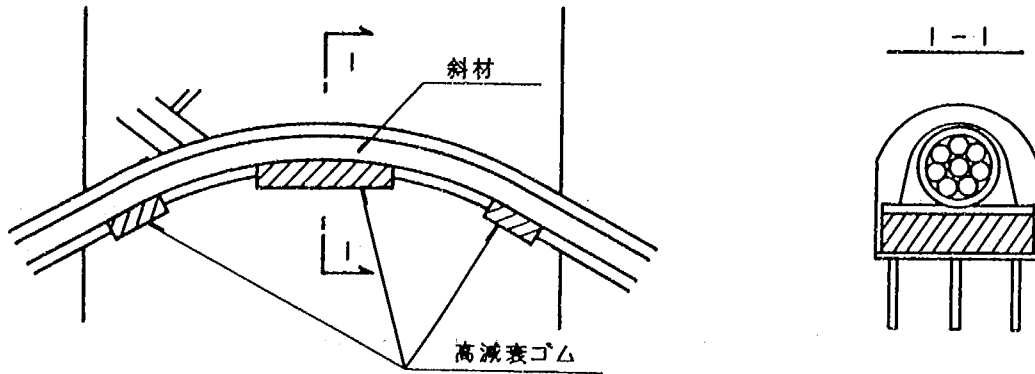


図-3.5.17 高減衰ゴムを用いた減衰装置

この機構は次のとおりである。

- ① 斜材は高減衰ゴムを介して主塔に固定されている。
- ② 地震荷重によって主塔を挟んだ左右の斜材張力のアンバランスにより高減衰ゴムに水平力が作用する。
- ③ 高減衰ゴムの履歴特性を利用して、減衰性能を付加する

(5) 今後の課題

1) モデル橋の基本特性

フローティング・タイプとヒンジ・タイプの特性と特徴に基づいて、簡易モデル化の手法を研究する。

2) 支点へのデバイスの応用

- ① 今年度は、ダンパーの一次剛性 (k_1) と二次剛性 (k_2) の比を10対1と仮定してダンパーの等価減衰定数の限界値 (33%) を得た。しかしながら、既存のデバイスの減衰定数の最大値 (25%程度以下) を考慮し、剛性比を再考して再解析を行う。
- ② 今年度は、ダンパーを主橋脚、端橋脚支点に設置し、端橋脚のダンパーの剛性を主橋脚の $1/2$ と仮定したケースについてのみ検討を行ったが、今後はこの比率を変化させるだけでなく、主橋脚のみにダンパーを配置した場合や端橋脚のみにダンパーを配置した場合などのケースで解析を実施し、各状態での傾向を把握する。
- ③ 今年度は、主桁の減衰定数を3%、主塔と橋脚を5%、ケーブルを1%と仮定したが、構造物全体としての減衰を1%とした場合の検討を実施する。

- ④ 面外に対する免震効果について検討する。
- ⑤ 斜張橋の構造条件（剛性、質量）や主桁の水平振動数に着目して最適ダンパー量の設定が可能な計算式を提案する。
- ⑥ 既存のデバイスに限らず、免震デバイスの開発グループとの共同ワーキングを活用し、新デバイスの採用に積極的に取り組む。

3) 斜材へのデバイスの応用

高耐荷型減衰デバイス(3D複合材料)を斜材定着部支圧版背面に挟み、当デバイスの圧縮歪み振動で斜張橋に減衰を付与する方式に関し、以下のようなより実践的な検討を行う予定である。

- ① 試設計
- ② デバイス特性
 - ・ 低周波域における減衰特性
 - ・ クリープ特性
 - ・ 気象耐久性
 - ・ 価格

③ 製作試験・性能試験

4) 基礎免震化の特質と応用

- ① 基礎部への免震デバイスの適用性を探ることを目的として、既存のバイリニア型履歴ダンパーを用いて等価線形解析によりパラメータスタディーを行い、基本性能を把握する。
- ② 基礎免震化の課題である以下の条件を満足するデバイスと構造を検討する。
 - ・ 風荷重等の小水平力に対する不動性
 - ・ 大水平力に対するベースアイソレート
 - ・ デバイスの復元特性

5) 主桁断面へのデバイスの応用

- ① 設置断面の選定
 - ・ 実橋に使用可能であること
- ② 減衰効果の評価

6) 主塔及び橋脚部材へのデバイスの応用

- ① 超低降伏点鋼の履歴特性を確認し、増幅部材との断面積比、部材長比等のデバイスの諸元について検討する。
- ② 超降伏点鋼を利用したダンパーについて、実際の部材への配置方法について検討する。
- ③ 高減衰ゴムの等価剛性を種々変化させ、主塔、橋脚の免震効果について検討する。

<研究担当> 開発コンサルタント(株)、住友建設(株)、(株)ピー・エス

参考文献

- 1) Yuji NIIHARA, Tetsuo TAKEDA, Toshimichi ICHINOMIYA, Rie SUZUKI: Improvements in Earthquake Resistance of PC Cable-Stayed by Hysteresis Dampers, Proceedings of the 3rd U.S-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges, Jan., 1994.
- 2) (財)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) (財)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 平成2年2月

3.6 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であり、振動特性や減衰特性に関して、これまで主に耐風設計の方面から研究されてきている。短周期成分を多く含む中小地震に対しては、吊橋の加速度応答が小さく、各種の部材も耐震設計より耐風設計で部材断面が決っている。しかし、長周期成分を含む巨大地震により吊橋が被害を受けたという経験もないため、大地震の場合の挙動については今後の研究を待つ部分が多い。

そこで、初年度の高減衰材料を用いた吊橋の免震技術の開発に際しては、吊橋に関する既往の耐風・耐震で研究された資料等を収集すると共に、吊橋の構成部材を個別に分類して、免震デバイスの利用方法を整理することとした。

既往資料は、耐風上の制振対策に関するものが多く、ケーブルシステムに依存した吊橋剛性が相対的に小さいため、各種のデバイスが実施されていることも判明した。また、架設時の制振対策もあり、本研究のように完成系を対象とした免震対策となっていないものも多い。原理的に区分すると以下のようなものが考えられ、その効果を高めるために組合わせて使用するのが一般的と考えられる。

- ・質量効果によるもの（ワイヤーロープにコンクリートブロックを吊下げるなど）
- ・減衰係数によるもの（高減衰材料などを部材結合部に使用するなど）
- ・バネ特性によるもの（各種のステイケーブルを配置して剛性を高めるなど）
- ・反力を導入するもの（油圧ジャッキ装置から直接的に力を作用させるなど）

吊橋構造は、他の橋梁形式と異なり、吊橋独特の多くの構成部材より建設されている。そこで、本年度は収集事例を参考にして各種の免震デバイスを整理し、装置としての実現性について基本的な方向づけを行うべく、吊橋の構成部材を、a) ケーブル関係、b) 主塔関係、c) 補剛トラス関係、d) ハンガー関係、e) 床組関係、f) 定着部躯体関係、の計6項目に分けて整理することとした。

また、装置本体は開発グループとの討議を踏え、現実的な方針を立案することとした。

(2) 研究項目と内容

1) 既往の研究事例の調査

本研究を進めるに当たり、次頁の24篇の文献を収集し、吊橋利用グループにて別途資料集を作成した。

(表-3.6.2)

2) モデル橋の設定

本四架橋の事例を参考に、吊橋の構成要素を以下の3)に示すの部材に分け、これらの部材の免震デバイスの利用について検討した。

3) 構造部材ごとの免震デバイス

主ケーブルの振動に着目した、各種のステイケーブルの配置やサドル着点での機構、主塔構造の免

震デバイス、トラス構造の免震化、ハンガー関係の免震デバイス、床組関係の免震デバイス、躯体・ケーブル定着部などの免震デバイス、について整理した。

4) 全体系の減衰評価

今後、3) で提案した内容について個々の組合せ、有効度について検討する。

(3) 研究工程

表-3.6.1 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			
モデル橋の選択と応答計算			
免震デバイスの有効性の検討			
まとめ			
今後の課題の整理			

(4) 平成5年度の研究成果

表-3.6.3～表-3.6.8に示す。

(5) 今後の課題

吊橋に利用したい免震デバイス（案）の中より、具体化の検討を進めるものとし、大別すると以下の2項となる。

① センタースティケーブルや斜吊索などのケーブルシステムによって吊橋全体の振動モードの変化およびエネルギー吸収能を高める措置を講じる方策を考える。そのために、吊橋全体系の振動に着目して、幾つかの免震デバイスの組合せも含め、具体デバイスを検討することとする。

② タワーリンクやウィンドシューなど、現在採用されているデバイスを免震化する方策を検討する。

①項では、具体モデル化作業を進めているところであり、今後、これらモデルの提示と計算結果を紹介することになる。また、②項では、具体デバイスの図面を作成して、製作利用の可否についてデバイス開発グループと協議することを予定している。

表-3.6.2 吊橋資料リスト

	資 料 名	出 典
1	海峡横断道路プロジェクト技術委員会の報告 (藤原 稔)	道 路 1993-10
2	「海峡横断道路プロジェクト技術調査委員会」 委員会報告について (谷口 信彦, 大庭 孝之)	道路交通経済 '93-7
3	橋梁振動の計測事例 (橋梁振動の計測と解析)	
4	橋梁振動による環境への影響 (橋梁振動の計測と解析)	
5	ダンパーによる吊橋のたわみ振動の制動について (倉西 茂)	
6	Dynamic Behaviour of Suspension Bridges with Dampers (Shigeru KURANISHI)	Received 16 January, 1973
7	Vibrational Characteristics of Bridges with Damping (Shigeru KURANISHI)	
8	吊橋の固有振動計算法 (前田 幸雄)	土木学会論文報告集 第262号 1977年6月
9	動吸振動による可燃性構造物の振動抑制について (高橋 龍夫)	土木学会論文報告集 第308号 1981年4月
10	白鳥大橋 (吊橋) の耐風安定性 (高橋 守人)	B-2. 17
11	長大箱桁橋の耐風性 (山本 邦夫)	土木技術資料27-1 (1985)
12	長大箱桁橋の耐風設計 (横山 功一)	土木技術資料28-7 (1986)
13	偏平矩形断面柱の回転中心位置によるフラッター特性 (指方 由紀)	土木学会第48回年次学術講演会 (平成5年9月)
14	長大橋梁の風による振動の空力的アクティブ制御 (中辻 亘)	土木学会第48回年次学術講演会 (平成5年9月)
15	3000m級吊橋の達成フラッター特性に及ぼすケーブルシステム の効果について (木村 公男)	土木学会第48回年次学術講演会 (平成5年9月)
16	超長大吊橋の耐風安定化構造の検討 (鈴木 周一)	土木学会第48回年次学術講演会 (平成5年9月)
17	超長大吊橋の耐風安定化構造に関する考察 (荒居 祐基)	土木学会第48回年次学術講演会 (平成5年9月)
18	構造力学的耐風制振対策 (辻 松雄)	日本風工学会誌第20号 昭和59年6月
19	橋梁の架設時耐風制振法 (岡 久夫)	日本鋼管技報 No109(1935)
20	EFFECTS OF DEAD WEIGHT ON AERODYNAMIC STABILITY OF LONG-SPAN SUSPENSION BRIDGES (Masahiro YONEDA)	
21	Bridge engineering and aerodynamics (Klaush. Ostenfeld)	
22	On wind stability of very long spans in connection with a bridge across the Strait of Gibraltar	
23	高架橋における交通振動のアクティブコントロール (矢作 枢)	土木学会論文集 第356号/1-3 1985年4月
24	NONLINEAR-COUPLED FREE OSCILLATION ANALYSIS OF SUSPENSION BRIDGES (Hiroki YAMAGUCHI)	

IV. 平成5年度の研究成果の要約

1. 新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発

平成5年度は、以下の6項目に関する研究を行った。

- ① 超低降伏点金属材料の利用
- ② 超塑性ラバーダンパーの開発
- ③ 超高減衰ゴム支承の開発
- ④ ER流体ダンパーの開発
- ⑤ インテリジェント・ロックオフの開発
- ⑥ インテリジェント・ダンパーの開発

本研究では、上記の示した新素材、新構造の免震設計への導入と利用可能性を判断するための基礎的要素実験による基本特性の検討を行った。超低降伏点金属材料としての鉛及び鉄系材料（3種）、超塑性ラバーダンパー（1種）、超高減衰ゴム（1種）、ER流体（2種）、インテリジェント・ロックオフ（1種）、インテリジェント・ダンパー（4種）の合計11種類の材料及び装置について研究を実施した。平成5年度に実施した研究内容及び成果の概要は以下の通りである。

(1) 超低降伏点金属材料の利用（その1）－〈研究担当〉オイレス工業（株）

鉛金属の塑性、主としてせん断塑性を利用した回転揺動型ダンパーについて、最大抵抗力が0.5tf, 5tf及び10tfのダンパーを試作し、力学的特性に関して実験的に検討した。検討結果は以下の通りである。

- ① 抵抗力～変位の履歴特性は、載荷時及び除荷時に剛性を有する平行四辺形型となる。
- ② 降伏荷重は載荷速度依存性を有し、速度が 10^{-5} mm/sから 10^{-2} mm/sに増加すると、抵抗力は約2倍となる。
- ③ 抵抗力～変位の履歴特性の再現性、安定性はよい。
- ④ 特性が安定しているとともに、大容量化が可能と考えられ、構造物の高減衰化装置として有望と考えられる。

(2) 超低降伏点金属材料の利用（その2）－〈研究担当〉新日本製鉄（株）

超低降伏点高材料BT-LYP100（0.2%耐力：1000～1200kgf/cm²）及びBT-LYP235（降伏点：2200～2400kgf/cm²）の2種類について実用化のための基礎的実験を実施した。検討結果は、以下の通りである。

- ① BT-LYP100は、非鉄軽金属的な徐々に降伏する応力～歪曲線を示す。伸びは、それぞれ、59%及び55%であり、通所の鋼材の2倍以上を有する。
- ② 溶接性については、各種の試験より従来の軟鋼用の溶接材料で一般的な溶接が可能性あることを確認した。
- ③ 大変形に適用可能な構造を検討し、アンボンドブレース構造、切欠き付きダンパー構造を提案した。

(3) 超低降伏点金属材料(その3) - 〈研究担当〉 (株) 竹中工務店

超降伏点鋼材(降伏耐力:1000kgf/cm²、伸び:50%)の長大橋への設置位置とダンパーとしての構造検討を行った。中央径間450m、全長850mの3径間連続鋼トラスダブルデッキ型斜張橋を対象とし、ダンパーを主桁斜材、主塔と主桁及び橋台と主桁間に設置した場合の地震応答の低減効果について解析的に検討した。ダンパーを主桁斜材に設置した場合には、主桁の最大モーメントは21%低減することが明らかになった。

(4) 超塑性ラバーダンパー - 〈研究担当〉 (株) プリヂストン

ゴム材料の粘弾性を用いたダンパーは、大型構造物に適用された例は少なく、本研究では超塑性ラバーダンパーの力学的特性をはじめ耐久性を含めた信頼性に関して検討した。検討結果は次の通りである。

- ① 履歴減衰型のE Lタイプと粘性減衰型のP Lタイプの2種類のゴム材料について力学特性を検討した。E Lタイプはひずみ依存性が大きく、速度及び温度依存性が大きい。せん断弾性率は2.5kgf/cm²、損失係数は0.53であった。一方P Lタイプはひずみ依存性が小さく、速度及び温度依存性が大きい。せん断弾性率は2.0kgf/cm²、損失係数は1.5である。
- ② 長大橋への適用を考慮すると、温度依存性が少ないことからE Lタイプがより有望と考えられる。

(5) 超高減衰ゴム支承の開発 - 〈研究担当〉 横浜ゴム(株)

超高減衰ゴム材料の開発とその評価、ならびに超高減衰材料を用いた装置の基礎検討を行った。検討結果は次の通りである。

- ① 高剛性高減衰ゴム、及び低剛性高減衰ゴムの材料開発を行い、基本特性を検討した。この結果、目標とした等価粘性減衰定数20%を満足する材料開発の目途がたった。
- ② 超高減衰ゴムを用いた装置の構造を検討し、鉛直荷重の負荷タイプと無負荷タイプの2案を提案した。

(6) E R流体ダンパー(その1) - 〈研究担当〉 オイレス工業(株)

E R流体ダンパーと呼ばれる電気粘性流体の長大橋用の高減衰としての可能性に付いて、既往の技術レベルの調査ならびに基礎的な性能を検討した。検討結果は以下の通りである。

- ① 分散型E R流体の電界及びせん断速度に関する実験を行い、2kv/mmで 7.13×10^{-4} kgf/cm²、3kv/mmで 1.63×10^{-3} kgf/cm²のせん断応力が得られた。
- ② 現状のE R流体のせん断応力を直接利用する範囲では長大橋への適用には容量的に困難であり、大容量化の機構検討が必要とされる。

(7) E R流体ダンパー(その2) - 〈研究担当〉 土木研究所

本研究では、E R流体を用いたバリアブルダンパーの小型模型を開発し、ダンパー単体の载荷実験により動的特性を検討した。検討結果は次の通りである。

- ① 開発試作したE R流体を用いたバリアブルダンパーは、設計通りの減衰力特性を有することが明らか

かになった。

- ② 開発したバリアブルダンパーは、載荷速度が速くなると粘性減衰力が卓越するようになり、印加電圧による減衰力の可変範囲が狭くなる。このため、今後、大きな減衰力を発生可能なダンパー構造を検討する必要がある。

(8) インテリジェント・ノックオフ - 〈研究担当〉 (株)大林組

山間部に建設される3径間PC桁の高橋脚橋梁を対象とし、桁と橋台間にバイリニア型の特性を有するダンパーと中程度の許容伸縮量を有する伸縮装置を設置した場合に、装置に要求される性能を検討した。その結果、最大加速度500gal相当の地震波入力を行った場合、ダンパーの最大減衰力を300tfに設定すると伸縮量は25cm程度となる。この結果をもとに、伸縮装置とダンパーの設置方法を提案した。

(9) インテリジェント・ダンパー(その1) - 〈研究担当〉 鹿島建設(株)

中央径間が400m級のフローチング型PC斜張橋を対象に、ダンパー付加による耐震性の向上の有効性を地震応答解析により検討した。PC斜張橋のケーブル形式としては、セミハープ形式及びハープ形式wp選定し、履歴ダンパー及び粘性ダンパーを主桁と橋脚頂部を連結した場合について検討した。検討結果は以下の通りである。

- ① セミハープ形式においては、履歴ダンパー、粘性ダンパーいずれを設置しても主塔基部のモーメントは6割から7割低減する。
- ② ハープ形式では、ダンパーにより主塔基部モーメントを3割から4割低減することが可能であるが、セミハープ形式に比較して効果は少ない。
- ③ PC斜張橋特有の地震応答の低減方法としては、斜材～主塔及び主橋脚上へのダンパー設置により主桁の地震時慣性力を分散することが効果的である。

(10) インテリジェント・ダンパー(その2) - 〈研究担当〉 (株)熊谷組

橋台と主桁間の相対運動をTMDの増幅制御力として利用した桁端ダンパーの機構について検討を実施した。検討結果は次の通りである。

- ① てこの原理を利用したTMDの制御力を増幅させる新しいダンパー構造を提案した。
- ② 実用的なTMDの質量としては構造物の1/50～1/100であるが、この場合でもアーム比 $a=2$ とすれば等価減衰定数として20%が期待される。
- ③ 従来のTMDでは、衝撃的な振動に対しては有効ではなかったが、本ダンパーでは従来型の2倍以上の制御力を発揮できるとともに、従来型に比べ構造物の変位は約半分まで低減可能であることが明らかになった。

(11) インテリジェント・ダンパー(その3) - 〈研究担当〉 鹿島建設(株)

本研究では、PC斜張橋の地震応答制御法としてTLDを主桁内部に設置する方法を解析的に検討した。

その結果、減衰定数を5%まで上げることにより主塔モーメントを約3割低減できることが明らかになり、今後これを可能にするTLD構造を検討することとする。

2. 免震設計法の開発

平成5年度は以下の4項目に関する研究を行った。

- ① 免震設計法の開発における問題点の検討
- ② 長大橋の免震設計に対する資料および実績調査
- ③ 全体構造系の減衰評価法の開発
- ④ 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り、平成5年度は主に長大橋の免震設計法に関する資料および実績の調査と問題点の検討を行った。

(1) 免震設計法の開発における問題点の検討

- ① 長大橋では風荷重や温度変化等の影響が一般橋より大きいので、このことを十分配慮しなければならないが、研究の目的はあくまで地震時応答値を低減することである。
- ② 長大橋の設計に用いる地震動として、特に長周期領域の特性をどう設定すべきかが問題であり、震度法レベル・地震時保有水平耐力照査レベル・施工時レベルに対して設計スペクトルを定める必要がある。また、時刻歴応答法による動的解析も多く用いられることになるので、各種の減衰定数のスペクトルに対応した地震波形も必要になる。
- ③ 一般橋を対象とした免震設計法マニュアル(案)では設計は震度法により行うものとされているが、長大橋については動的解析による設計が必要と考えられる。既往の長大橋の耐震設計法等も考慮して、適切な設計手法を検討する必要がある。
- ④ 減衰装置を用いない場合の長大橋の設計用の減衰定数をどのように設定すべきか、振動実験結果等を参照して決定する必要がある。
- ⑤ 長大橋において、地震時保有水平耐力の照査法に対する検討例は少ないが、この地震レベルにおける耐震性の向上を図ることが、免震技術開発の目的の1つであり、研究を進める必要がある。
- ⑥ 全体構造系の減衰評価法の開発については、比較設計の段階で振動低減の効果を概括的に把握する方法と詳細設計の段階で高減衰部材をできるだけ精度良く評価する方法について研究する。
- ⑦ 最適ダンパー配置については、既往の検討手法も参考にすが長大橋の特性に応じた検討手法を研究する。

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

(2) 長大橋の免震設計に対する資料および実績調査

長大橋の免震設計を開発するにあたり、既往の耐震設計の手法や減衰定数に関する研究及び免震設計の適用例等について調査した。

① 長大橋の減衰定数の実測例

振動実験あるいは地震観測による減衰定数の実測例を調査した。鋼斜張橋では0.3~1.5%程度、コンクリート斜張橋では0.7~4%程度のものが多く、橋軸直角方向の振動は鉛直曲げ振動やねじり振動に比べ減衰定数がやや高い傾向を示している。

② 長大橋における耐震設計

鋼橋は吊橋5橋、斜張橋9橋、高橋脚橋2橋、コンクリート橋は斜張橋18橋、ラーメン橋7橋について耐震設計法を調査した。解析法としては(修正)震度法と動的解析を併用する例がほとんどであり、時刻歴応答解析を実施しているものも多い。また、大地震に対し部材の塑性化まで考慮した解析は事例収集した中では2橋のみであった。

動的解析に用いる減衰定数は鋼橋では2%程度、コンクリート橋では2~5%程度を採用しており、実測減衰定数より大きめの値を用いている例が多い。

実測減衰定数を用いると長大橋の耐震性にはどのような問題があるのか等についても、免震設計法の開発にあたって認識しておく必要がある。

③ 長大構造物における免震設計

長大構造物の既往の制震、免震技術に関する文献を調査した。1982年ぐらいから、論文が出始め、最近5~6年での研究の伸びが著しい。振動制御の手法としては、パッシブ制震に関する研究がアクティブ制震やハイブリッド制震に比べて多い。長大橋に対する適用としては、ベーン型オイルダンパー支承を長大斜張橋に設置した例がある。

<研究担当>川崎重工業(株)、鹿島建設(株)、(株)竹中土木、日本技術開発(株)

(3) 減衰評価法の開発

① 高減衰部材の効果を適切に評価する方法

高減衰部材を用いた橋梁を詳細に解析するには直接積分法による動的解析を行う必要が生じる。この場合には全体系の減衰マトリックスを適切に設定しなければならないので、その手法を検討した。高減衰部材を等価剛性に置換したモデルで非減衰固有値解析を行って各次の固有周期・振動モード・減衰定数を算定し、これに基づいて全体系の減衰を評価する方法を提案した。

高減衰部材については減衰付加機構に応じた適切な評価法が必要になる。例えば、粘性減衰機構の場合は相対速度と抵抗力、履歴減衰機構については相対変位と抵抗力に関するデバイスの試験値を適切に反映したモデル化の方法を今後研究する。

② 振動低減の効果を概括的に把握する方法

各種の高減衰部材から最適なものを選定する、あるいは配置箇所の最適案を選定する段階では、比較的容易に振動低減効果を評価できる方法が必要とされる。これについては、周波数領域の応答計算やモ

ーダル法による応答解析等があるが、減衰付加機構に応じてその手法を検討する必要がある。粘性減衰機構では複素固有値解析、履歴減衰機構については等価線形法によるモーダル解析が有効と考えられ、今後研究を進める。

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

(4) 最適ダンパー配置

建築学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。その手法はいずれも、高減衰部材を設置しない場合の固有振動解析の結果を用いるものであり、モード形の変位振幅（あるいは相対変位振幅）の大きい場所に設置すると効果的であるとしている。ただし、これらの手法を長大橋に直接適用するのは妥当でなく、減衰付加機構の特性や長大橋の構造特性を十分考慮に入れて研究を進める必要がある。

<研究担当>石川島播磨重工業(株)、開発コンサルタンツ(株)、川崎重工業(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)

3. 免震設計法の利用

平成5年度は以下の6項目への利用について研究を行った。

- ① 施工時制震
- ② 減衰舗装、地覆、高欄の開発
- ③ 下部構造の免震
- ④ 高橋脚橋梁の免震
- ⑤ 斜張橋への利用
- ⑥ 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、長大橋梁の免震技術に利用することを目的として行われているものである。以下に各テーマごとに平成5年度の研究成果の要約をまとめる。

(1) 施工時制震（その1） —<研究担当> オリエンタル建設(株)

P C斜張橋の施工時における制震に関して、制震索、TMD、AMDの適用性を解析的に検討し、以下のような成果が得られた。なお、モデル橋としては中央径間400mの3径間連続P C斜張橋とし、主桁支持形式はフローティング型、斜材配置をファン形式とした。

- ① 入力地震レベル及び減衰定数が同一であれば、張り出し率100%において橋脚基部の最大曲げモーメントは完成時の1.5～2倍になる。
- ② 制震索は逆対称1次モード以外のモードに対しては制震効果が少なく、施工時制震対策方法として

の有効性は低い。

③ TMDによる制震では、橋脚下端において3割程度の断面力の低減が可能であると考えられる。

④ AMDは張り出し長の変化による固有振動数の変化に逐次対応でき、複数モードの制震も可能であることから、施工時制震方法として有効であると考えられる。

(2) 施工時制震(その2) -<研究担当> (株)大林組

張り出し長250mのPC斜張橋をモデルとして、施工時制震について以下のような成果を得た。

① 主桁の橋軸方向の可変剛性装置を主塔橋脚上に設置した場合、30000tf/m程度の剛性で完成系と同じ程度の1次固有周期になり、剛性を変化させることで非共振化を図ることができる。

② 主塔橋脚上に主桁の水平方向に作用するような可変減衰装置を設置し、10000tf sec/mの減衰を与えれば、1次モードに対して30%程度の減衰が得られる。

③ 今後検討を行う有効な方式として、応答のピークレベルを低減すると同時に固有振動数よりも高い振動数領域でも応答レベルを引き上げないような絶対速度フィードバック制御法について今後検討を行う。

(3) 減衰舗装、地覆、高欄の開発 -<研究担当> (株)ピー・エス、新日本製鉄(株)、住友建設(株)、鹿島建設(株)

舗装、地覆、高欄などの主桁の付属物に高減衰材料を用いることによる制震効果について以下のような成果を得た。

① 地覆や高欄に超低降伏点鋼材を適用しても、桁の上下方向の振動が橋体の設計に影響しない構造系では減衰を高めることは難しい。

② 橋面スラブを橋体と縁を切って構築し、橋体上面に作用する摩擦力を利用して地震時の橋軸方向応答変位を低減する場合、橋重量の5%の舗装重量、動摩擦係数0.2で過減衰となり振動が発生しなかった。

③ 主塔橋脚の曲げモーメントを減衰で3割低減するためには、0.16程度のモード減衰が必要となる。これを達成するには主桁にさらに大きな減衰を付加する必要がある、主桁の付属物に高減衰材料を用いることで達成することは難しい。

(4) 下部構造の免震 -<研究担当> (株)オリエンタルコンサルタンツ

中央径間2000m級の吊橋の主塔基礎とアンカレイジの免震を対象として、基礎と地盤の縁を切り高減衰材料を設置するアイソレーションタイプと、基礎の内部に減衰機構を構築するマスダンパータイプに関して、以下のような成果を得た。

① アイソレーションタイプでは、並進加速度を60~80%に、回転加速度を20~40%に低減できる。並進変位は非免震の場合に比べて大きくなるが、今回検討した程度であれば十分対応可能である。また、高減衰材料の最大せん断ひずみは130%程度であった。

② マスダンパータイプでは応答値の低減は小さいが、加速度、変位とも低減することができる。適切

な剛性と減衰性能の材料を用いることにより効果の大きいマスダンパーとなる可能性がある。また、高減衰材料の最大せん断ひずみは100%程度であった。

(5) 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㈱

高橋脚を有する橋梁構造に対し、高減衰化を図るための免震技術の適用性に関する研究を行い、以下のような成果を得た。

- ① 高橋脚橋梁における耐震設計の実績調査、ならびに海外における高橋脚免震橋梁の実例の調査を行った。
- ② 沼尾川橋梁をモデル化し、LRBを適用した場合の地震応答解析結果より、桁端部応答変位ならびに橋脚基部の曲げモーメントは、非免震の場合に比べて40～60%に低減できる。
- ③ 粘性ダンパーを適用することによっても、地震応答を低減させることができるが、地震応答値を約60%に低減するためには、全体として500tf・sec/m以上の粘性減衰係数が必要であり、大規模な粘性ダンパーが必要とされる。

(6) 斜張橋への利用 ―＜研究担当＞ 開発コンサルタント㈱、㈱ピー・エス、住友建設㈱

高減衰材料を用いた免震構造の斜張橋への利用に関する研究では、デバイスの適用部位として、1)支点、2)斜材、3)基礎免震化、4)主桁断面、5)主塔および橋脚部材への応用について検討し、以下のような成果を得た。なお、モデル橋は支間250mの2径間連続PC斜張橋（ファン型2面吊り形式）とした。

- ① 支点に高減衰材料を適用した場合、その剛性を大きくすることにより、斜張橋の地震応答特性はフローティングタイプのものからヒンジタイプのものに移行する。本モデル橋では、 $K_1=500\text{tf/cm}$ 程度の時、主塔橋脚の曲げモーメントが最小となる。また、ダンパーの減衰性能には限界があり、本モデル橋では33%であることがわかった。
- ② 3D複合材料を斜材定着部支圧板背面に挟み、その圧縮歪み振動で斜張橋に減衰を付加する方式を検討した。各斜材に厚さ20cmの3D複合材料を使用することで、減衰定数で1%程度の減衰の付加が可能である。また、この3D複合材料を主桁の内部に設置することによっても高減衰化を図れるものと思われる。
- ③ ベースフーチングと橋脚の間に免震デバイスを適用する基礎の免震化の可能性を検討した。
- ④ 高減衰化を図る有効な方式として、主塔や橋脚の内部に高減衰材料を埋設することにより内部減衰性能を高める方法や、主塔側斜材定着部をサドル構造としてそこに高減衰材料を用いる方法があり、今後検討を進める。

(7) 吊橋への利用 ―＜研究担当＞ ㈱建設技術研究所

高減衰材料を用いた吊橋の免震技術の開発に際しては、吊橋に関する既往の耐風・耐震で研究された資料等を収集し、構成部材ごとに分類して免震デバイスの実現性について基本的な方向付けを検討した。検

討結果は以下の通りである。

- ① 吊橋の構成部材をa)ケーブル関係、b)主塔関係、c)補剛トラス関係、d)ハンガー関係、e)床組関係、f)定着部躯体関係の6項目に分けて、免震デバイスの適用性について検討した。
- ② センターステイクケーブルや斜吊索などのケーブルシステムにより、吊橋全体の振動モードの変化およびエネルギー吸収能を高める措置を講じる方法、及びタワーリンクやウィンドシューなどの現在使用されているデバイスを免震化する方法について今後検討する。

付 録

連絡会議事録

共同研究「高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発」

第1回連絡会 議事録

1. 日 時：平成5年11月17日(水) 14:00～17:00
2. 場 所：東條会館
3. 出席者：建設省土木研究所 川島、運上、向
土木研究センター 市原、鷹取
研究担当会社 後藤、伊奈（大林組）、中村、角本（オリエンタル建設）、竹田、和田（代理：小関）（鹿島建設）、細田、金子（熊谷組）、益子、藤原（住友建設）、平井、春木（竹中土木）、久保、赤嶺（ピーエス）、桜井（代理：木本）（石川島播磨重工業）、八部、玉木（川崎重工業）、笹尾、聖生（新日本製鐵）、田中、横溝（オリエンタルコンサルタンツ）、山下、白鳥（開発コンサルタンツ）、後藤、大丸（建設技術研究所）、佐伯、堀（日本技術開発）、北川、成木（パシフィックコンサルタンツ）、前原、太田（八千代エンジニアリング）、伊関、下田（オイレス工業）、水津、増谷（ブリヂストン）、香取、山田（横浜ゴム）
4. 議事次第：
 - (1) 挨拶
 - (2) 自己紹介
 - (3) 議事
 - 1) 共同研究協定書について
 - 2) 土木研究所、共同研究参加会社の研究内容について
 - 3) 研究体制について（案）
 - 4) 今後の工程について（案）
 - 5) その他
5. 配布資料：資料1-1 高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発共同研究協定書
資料1-2 共同研究「高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発」協定書（案）
資料1-3 研究項目
資料1-4 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 研究体制（案）
資料1-5 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 工程表（案）
6. 議 事：
 - (1) 共同研究協定書について
 - 1) 土木研究所と土木研究センター
 - ① 第16条（技術知識書の提出）において、「甲が研究のため必要と認めるときは、乙に共同研究の結

果知り得た技術上の知識を文書として提出させることができる」とあるが、これは具体的にはどういう意味か。文書によって報告を行う必要があるのか。

→ 実際に行使されることはないと考えられる。これは、共同研究に参加していながら連絡等がない場合等で進捗状況についての報告を求める時などに行使される規約と考えていただきたい。

② 第18条（研究成果の公表）において、「甲又は乙は、実施期間中及び実施期間が終了した後において、研究成果を甲及び乙以外の者に知らせようとするとき又は公表しようとするときは、事前に文書で相手方の同意を得るものとする」とあるが、共同研究契約代表者間で手続きを行うと複雑になるため研究リーダーの判断等で代替できないか。

→ 基本的には了解を得ることが必要である。ただし、研究リーダーの判断等で公表することができるようにできるか土木研究センターの方で方法を検討する。

2) 土木研究センターと共同研究参加会社

・ 第2条（研究期間）の実施期間については、「平成8年3月31日まで」に訂正する。

(2) 研究内容について

① 各研究担当からの提案について以下の議論がなされた。

a) オイレス工業：金属の塑性を応用したダンパーでは何を想定しているか。

→ 鉛や超低降伏点鋼材を対象とする。

b) 横浜ゴム：高減衰材料の目標はどの程度を想定しているか。

→ 従来の高減衰ゴム支承では、減衰定数が10%～15程度であるが、20%程度以上の超高減衰ゴム及びこれを用いたデバイスを開発することを目標とする。

c) 川崎重工業：能動型免震橋梁とは何か。

→ 免震橋梁に制震装置を組み込んだものである。

d) 大林組：地盤との相互作用による減衰とは何か。

→ 基礎形式、構造形式に工夫することで効果的に減衰性能を高めることができないかと考えている。

e) 竹中工務店：高減衰化の構造要素には何を考慮しているか。

→ 溶接で設置可能な装置やジョイント部における摩擦型の履歴減衰材を考慮している。

f) その他：現段階では、十分内容が煮詰められていないものも多いため、研究開発項目としてはより具体的な内容にすることとする。

② 最終成果のイメージとしては何を想定しているか。

→ 3カ年間の最終的な成果としては、マニュアルとしてとりまとめ、各種免震装置の設計方法や各種橋梁への適用方法と設計方法等、実務的に使えるものとしたい。

③ 本共同研究では対象とする長大橋は、吊橋のみならず、斜張橋や高橋脚橋梁などの大型橋梁を含めるものとする。

(3) 研究体制について

① 材料メーカーサイドからは、使う方からの要望や設計上のクライテリア等の情報が必要であるし、設

計・建設業サイドからはどんな材料が活用できるのかを知る必要があるので、研究グループについては、材料メーカーと設計・建設業サイドで十分な情報交換ができるようにグループ分け及び検討体制を充実させるものとする。

② 研究開発項目には、以下の修正、追加を行うこととする。

- a) 「超低降伏点鋼の利用」は、鋼材だけではないので、「超低降伏点金属材料の利用」とする。
- b) 「減衰舗装、地覆、高欄の開発」は、「免震設計法の利用」グループへ移す。
- c) 「TLDの利用」を「新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発」グループに追加する。
- d) 「免震設計法の利用」グループには、「吊床版橋への利用」、「斜張橋への利用」、「吊橋への利用」を追加する。
- e) 「高橋脚の免震」は、「高橋脚橋梁の免震」に修正する。

③ どの研究開発項目を担当・参加するかは、次回連絡会でほぼ決定する。ただし、これにしばられる必要はなく、より明確なアイデアが出てくれば、研究途中でも、随時、該当研究グループへ参加してもよいこととする。

(4) 今後の工程について

- ① 今年度の工程については資料1-5の工程表(案)の予定で行う。
- ② 今年度のレポートは研究内容や文献調査だけでなく、初年度としての実質的な検討を実施し、この成果を盛り込むこととする。
- ③ 次回の連絡会は、後日、日程調整後決定することとする(平成5年12月16日(木)10:00よりホテル国際観光において行う)。
- ④ 次回の検討内容は、研究開発項目、研究方針、及び研究グループについて審議することとする。

共同研究「高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発」

第2回連絡会 議事録(案)

1. 日 時：平成5年12月16日(木) 10:00~13:00
2. 場 所：ホテル国際観光
3. 出席者：建設省土木研究所 川島、運上
土木研究センター 塩井、鷹取
研究担当会社 後藤、樋口(大林組)、中村、角本(オリエンタル建設)、竹田、和田(鹿島建設)、鈴木、金子(熊谷組)、新井(住友建設)、杉本(竹中土木)、河村、久保(ピーエス)、木本、田中(石川島播磨重工業)、八部、玉木(川崎重工業)、笹尾、聖生(新日本製鐵)、田中、横溝(オリエンタルコンサルタンツ)、山下、白鳥(開発コンサルタンツ)、大丸、石川(建設技術研究所)、堀、森(日本技術開発)、林、盛本(パシフィックコンサルタンツ)、前原、太田(八千代エンジニアリング)、遠藤、山田、西本(横浜ゴム)、水津、鈴木(ブリヂストン)、伊関、下田(オイレス工業)
4. 議事次第：
 - (1) 挨拶
 - (2) 前回議事録(案)の確認
 - (3) 議事
 - 1) 素材やデバイス開発グループと利用グループ間の情報交換について
 - 2) 研究体制について
 - 3) 平成5年度の運営費について
 - 4) その他
 - (4) 連絡事項
 - 1) 土木研究センターと共同研究参加会社との協定書締結者について
 - 2) 実務担当者連絡先氏名・部署について
 - 3) 第2回橋梁の耐震補強及び第3回橋梁の免震設計に関する日米ワークショップ参加者打ち合わせについて
5. 配布資料
 - 議事次第
 - 第1回連絡会議事録(案)
 - 資料5-2-1 高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発(オイレス工業)
 - 資料5-2-2 高減衰ゴム材料の特性と減衰装置の構造(ブリヂストン)
 - 資料5-2-3 高減衰ゴム材料(横浜ゴム)

- 資料5-2-4 高減衰材料の紹介（新日本製鐵）
- 資料5-2-5 長大橋の免震に必要な減衰材料の性能・仕様（石川島播磨重工）
- 資料5-2-6 ダンパーの添架による吊り屋根の高減衰化設計の紹介（大林組）
- 資料5-2-7 P C斜張橋施工時制震要AMD研究開発（オリエンタル建設）
- 資料5-2-8 高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発（鹿島建設）
- 資料5-2-9 インテリジェントダンパー（熊谷組）
- 資料5-2-10 極低降伏点鋼を用いた構造要素について（竹中土木）
- 資料5-2-11 高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発（ピー・エス）
- 資料5-2-12 高減衰材料を用いた長大橋梁の免震技術の開発（オリエタルコンサルツ）
- 資料5-2-13 高減衰材料を用いた長大橋梁の免震技術の開発（開発コンサルタンツ）
- 資料5-2-14 長大橋の免震・制震
- 資料5-2-15 高橋脚を有する橋梁に要求される免震装置について（日本技術開発）
- 資料5-2-16 受動的機構を利用して地震力の低減を得ようとする場合の研究開発の方向
- 資料5-2-17 免震構造（八千代エンジニアリング）
- 資料5-2-18 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（改訂案）
- 資料5-2-19 高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する委託費
- 資料5-2-20 高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発連絡担当者・協定者一覧

6. 議 事

（１）前回議事録(案)の確認

- ・前回議事録(案)は、原案通り承認された。なお、連絡会議事録は、各年の報告書の巻末に掲載することとする。

（２）素材やデバイス開発グループと利用グループ間の情報交換について

- ① 各担当会社が進める研究内容についてそれぞれ説明・討議を行うとともに、特に素材やデバイス開発グループと利用グループ間の情報交換を行った。以下の議論がなされた。
 - a)ブリジストン：P Lタイプの高減衰ゴムでは、振動数依存性と温度依存性が大きいのが、これを逆に利用して利用できる方法を検討してはどうか。
 - b)新日本製鐵：超低降伏点鋼については、免震・制震デバイスの材料としての活用が期待されるので、利用グループに情報をどんどんだしてほしい。
 - c)オリエタル建設：施工時の制震方法は、実用性が高いので積極的研究開発を進める。
 - d)熊谷組：インテリジェントダンパーの機構をわかりやすくする。
- ② 研究の方向が必ずしも定まっていなかった担当会社については、土木研究所と打ち合わせを行い、研究の方向について検討することとする。なお、土木研究所では年内に研究の方向の煮詰まり具合について仕分けを行い、年明けに打ち合わせを行えるように年内に連絡をすることとする。
- ③ 研究を実施する際に、目標とする構造形式を統一して検討を進めてはどうか。
 - 現段階では、まだ、素材及びデバイスが確定していない。このため、最終的な検討では統一した

構造で比較検討することも意味があると思うが、現段階では必ずしも統一する必要はないと考えられる。研究の進捗によって考えていくこととする。

(3) 研究体制について

- ① 本共同研究の全体幹事を大林組後藤氏、各研究グループの連絡幹事としては、「新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発グループ」の幹事をオイレス工業下田氏、「免震設計法の開発グループ」の幹事を八千代エンジニアリング前原氏、「免震設計法の利用グループ」の幹事を鹿島建設竹田氏に、それぞれ依頼することとし、了承された。
- ② 運営幹事会は、土木研究所担当者と上記連絡幹事及び土木研究センターの担当者から構成することとする。

(4) 平成5年度の運営費について

- ・土木研究センターより平成5年度の運営費について説明された。

(5) その他

- ・ 研究成果の公表については、協定書通り共同研究参加代表者の了承を得ることとする。ただし、土木研究所は土木研究センターとの協定書に従い、また、土木研究センターと参加各社とは、別の共同研究協定書に従うことになる。

7. その他

- ・ 次回の連絡会は、後日調整して決定する。

高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の
開発に関する共同研究報告書(その1)

共同研究報告書
第101号平成6年3月
建設省土木研究所耐震研究室

要旨 本報告書は、建設省土木研究所と(財)土木研究センター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5年度に実施した研究成果をとりまとめたものである。(財)土木研究センターの研究者として長記19社からの研究者が参加している。

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15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

郵便はがき

305-□□

50円切手
をはいて
下さい

建設省土木研究所

耐震研究室 御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 003

No. 003

配布先氏名

配布先住所



共同研究報告書第 101 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名

印

共同研究報告書第 101 号

