ISSN 0386—586X

土 木 研 究 所 彙 報

TECHNICAL NOTE OF PUBLIC WORKS RESEARCH INSTITUTE

第 60 号
Vol. 60

道路橋の免震構造システムの開発

Development of Menshin Design of Highway Bridges

平成 4 年10月
October 1992

建 設 省 土 木 研 究 所

Public Works Research Institute, Ministry of Construction

Copyright © (1992) 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。

土木研究所彙報
第60号　1992年10月

Technical Note of PWRI
Vol. 60 October 1992

道路橋の免震構造システムの開発

Development of Menshin Design of Highway Bridges

要　旨

本彙報は，土木研究所と民間会社28社との官民連帯共同研究「道路橋の免震構造システムの開発（平成元年度～平成３年度)」の最終成果をとりまとめたものである。本共同研究は，構造物の長周期化を図るとともに，エネルギー吸収性能を上げ，構造物の地震時の振動を低減することにより，耐震性の向上を図る免震設計技術の開発を目的として実施された。本報告には，上記共同研究の３ヵ年間の研究成果の概要とともに，開発された橋梁用の免震装置及び免震設計法，各種形式を有する橋梁への免震設計の適用性，および道路橋の免震設計例をとりまとめた「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」を含むものである。

キーワード：免震設計，道路橋，官民共同研究，免震設計法マニュアル(案)

Synopsis

This report is the final accomplishment of the three year joint research program between the Pubic Works Research Institute and 28 private firms on "Development of Menshin Design of Highway Bridges" from April 1989 to March 1992. In this reserach, efforts were concentrated on development of energy dissipating devices and falling-off prevention devices for highway bridges. An appropriate design method of highway bridges with energy dissipating devices and favorable application of the menshin design to highway bridges were studied. This report includes the summary of the joint reserach program and the final accomplishment which was compiled in the form of "Manual for Menshin Design of Highway Bridges".

Key Words : Menshin Design, Highway Bridge, Joint Research Program, Manual for Menshin Design

平成４年10月19日原稿受理（Received on 19 October 1992）

総　目　次

1．道路橋の免震構造システム概要報告書

2．道路橋の免震設計法マニュアル（案）

1．道路橋の免震構造システム概要報告書

序　　文

我が国は，環太平洋地震帯に位置し世界でも有数の地震国であり，歴史的にも多大の被害を受けてきた。こうした地震による被災の経験を踏まえ，明治以来、構造物の耐震化に関する技術開発が重ねられてきた。特に，昭和39年新潟地震，昭和53年宮城県沖地震等による道路橋の被災の教訓を踏まえ，道路橋の新しい耐震設計法の研究開発が進められ，世界的にも高水準の耐震技術が確立されるに至っている。

従来の耐震設計では，地震に対して構造物を強く造るという発想のもとで設計法に関する技術開発が進められてきたが，最近では，その考え方を一歩進めて，地震力を低減することにより相対的に構造物を強く造るという逆転の発想に基づく「免震設計」が主に建築分野で研究されてきた。「免震設計」は，構造物の長周期化を図るとともに，エネルギー吸収性能を向上させて，地震時の振動を低減することにより，道路橋の耐震性を向上させようという設計方法である。免震設計では，長周期化とエネルギー吸収を図るための免震装置が非常に重要な要素となる。道路橋の場合には，免震装置の設置空間が非常に限られること，常に外的気象条件にさらされていること等から橋梁用に適した免震装置の開発が必要とされ、さらに、我が国では海外に比較してより大きい地震が発生する可能性のあること，比較的軟質な地盤上に道路橋が建設される等，我が国の実状に即した免震設計法の開発が必要とされたものである。

このような背景のもとに，建設省では官民連帯共同研究として平成元年度から３カ年計画で「道路橋の免震構造システムの開発」を取り上げ，耐震性に優れた道路橋の建設に資するために，我が国の道路橋の実状に適した免震設計法及び橋梁用免震装置を土木研究所と共同研究参加会社28社が中心となって開発したものである。

このたび，３年間にわたる共同研究が終了し，ここにその成果を「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」としてとりまとめることができた。本マニュアル（案）が広く活用され，今後の道路橋の建設に寄与できれば幸いである。

おわりに，本共同研究の実施にあたり，熱心に研究開発にあたられた民間各社の担当者ならびに大臣官房技術調査室の方々に厚く御礼申し上げる次第である。

平成４年３月

建設省土木研究所長
住　吉　幸　彦

はしがき

最近では，建設分野において必要とされる技術は多方面の専門分野に及び，民間で開発された技術やアイディアの応用を必要とする研究開発が増加しつつある。官民連帯共同研究制度は，このような背景のもとに昭和61年度から設けられた共同研究制度であり，民間における技術開発を振興し，建設分野の技術レベルの向上を図るために，国自体のニーズが高いもののみならず，民間のみではリスクが大きく開発が困難なものについて，国の試験研究機関等と民間とが連帯して研究開発に取り組むことを目的としたものである。この制度のもとで行われる研究成果が，建設技術の効率化及び振興に資する意義は非常に大きいと考えられる。

建設省では，本共同研究の一環として平成元年度から平成３年度までの３カ年にわたり、「道路橋の免震構造システムの開発」を実施してきた。道路橋の免震構造とは，橋に免震装置を取り付けることにより地震時の橋の振動を低減し，地震時の安全性を向上させようという技術である。本研究は，我が国の道路橋の実状に適した免震設計法及び橋梁用免震装置の開発を官民で協力して行うことを目的としたものである。

本共同研究は，「橋梁用免震装置の開発及び免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置の開発」と「免震設計法の開発及び免震設計の適用」の２つから構成され，土木研究所と合計26の民間グループ（合計28社）の共同で研究開発を進めてきた。本報告書は，この共同研究の最終成果をとりまとめたものである。

最後に，本共同研究の実施に際して御協力をいただいた関係各位に厚く御礼申し上げるとともに、本研究成果が今後の建設技術の発展の一助となることを心より望むものである。

平成４年３月

建設大臣官房技術審議官
小　野　和日児

はじめに

我が国は，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ている。特に，道路は震後の復旧・救援活動を円滑に進めるために十分な安全性が要求されている施設の１つであり，この中でも，道路橋はひとたび被災した場合には復旧に多大な労力と日数を要し，地域社会に及ぼす影響が大きいことから，適切な耐震性を有することが求められている。

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

我が国においても，今後橋に対する免震設計の利用が進んでくると考えられるが，我が国では，ニュージーランド，米国に比較して一回り大きな地震が生じ得ること，また，建築物に比較して橋はより軟弱な地盤に建設される場合が多いことから，道路橋に免震設計を採用するためには，我が国の道路橋におかれた特性に適した免震設計法の開発が必要とされている。このような背景のもとで，本共同研究は，我が国の道路橋に適した免震設計法および橋梁用の免震装置の開発を官民が協力して行うことを目的として，平成元年度から平成３年度の３カ年に実施した。

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

本報告書は，３カ年間に実施した研究内容とその最終成果をまとめたものである。

道路橋の免震構造システム概要報告書

目　　次

序文

はしがき

はじめに

1．研究目的 …… 1

2．全体研究計画と研究体制 …… 2
2.1　全体研究計画 …… 2
2.2　研究体制 …… 3

3．研究内容 …… 5
3.1　橋梁用免震装置の開発に関する研究 …… 5
3.1.1　免震装置の開発 …… 5
3.1.2　免震装置の性能確認試験方法の開発 …… 23
3.2　免震橋用伸縮装置と落橋防止構造の開発に関する研究 …… 28
3.2.1　ノックオフ装置 …… 28
3.2.2　2方向伸縮装置 …… 30
3.2.3　緩衝材付落橋防止装置 …… 32
3.3　免震設計法の開発に関する研究 …… 36
3.3.1　基本方針に関する研究 …… 36
3.3.2　動的解析法の開発 …… 37
3.3.3　免震装置の設計法の開発 …… 43
3.3.4　簡易免震計算法の開発 …… 48
3.3.5　免震設計を用いた場合の落橋防止装置および伸縮装置の設計法の開発 …… 51
3.3.6　模型振動実験に基づく免震設計法の検証 …… 53
3.4　免震設計の適用に関する研究 …… 57
3.4.1　ＰＣ橋に対する免震設計の適用 …… 57
3.4.2　鋼橋に対する免震設計の適用 …… 60
3.4.3　超多径間連続橋に対する免震設計の適用 …… 63
3.4.4　耐震補強に対する免震設計の適用 …… 66

4．研究成果の要約と活用の方策 …… 71
4.1　研究成果の要約 …… 71
4.2　今後の研究成果の活用方策 …… 71

あとがき …… 73

共同研究担当者名簿 …… 74

1. 研究目的

我が国の地震環境は厳しく地盤条件も複雑で道路交通の密度も高い。したがって，我が国で道路橋の免震設計を普及していくためには，海外および建築分野における既存の成果を活用しつつ独自の研究を重ね，我が国の道路橋に適した免震装置と免震設計法を開発していく必要がある。

この共同研究では4つの研究領域を設定し，それぞれ以下に述べる目的を定めて研究を進めた。

(1) 橋梁用の免震装置の開発に関する研究

道路橋に適した免震装置を多種類開発し，装置選択の幅を広げて免震設計が効果的に適用できるようにする。また，道路橋に適用される免震装置の性能を実証する試験方法を検討し整備する。

(2) 免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究

道路橋の場合には，橋台と桁，桁と桁の間で路面の連続性が確保されねばならない。また，大地震時にも落橋は許されない。免震設計された道路橋に適する伸縮装置と落橋防止構造を開発する。

(3) 免震設計法の開発に関する研究

免震設計法を道路橋の耐震設計体系の一環として位置付けて，その理念の構築を図る。免震橋に適用できる動的解析法と簡易計算法の開発を行い，模型振動実験に基づいた検証も合わせて行う。同時に免震装置および免震設計を用いた場合の落橋防止構造，伸縮装置の設計法の開発も行い，免震設計の実用化の環境を整える。

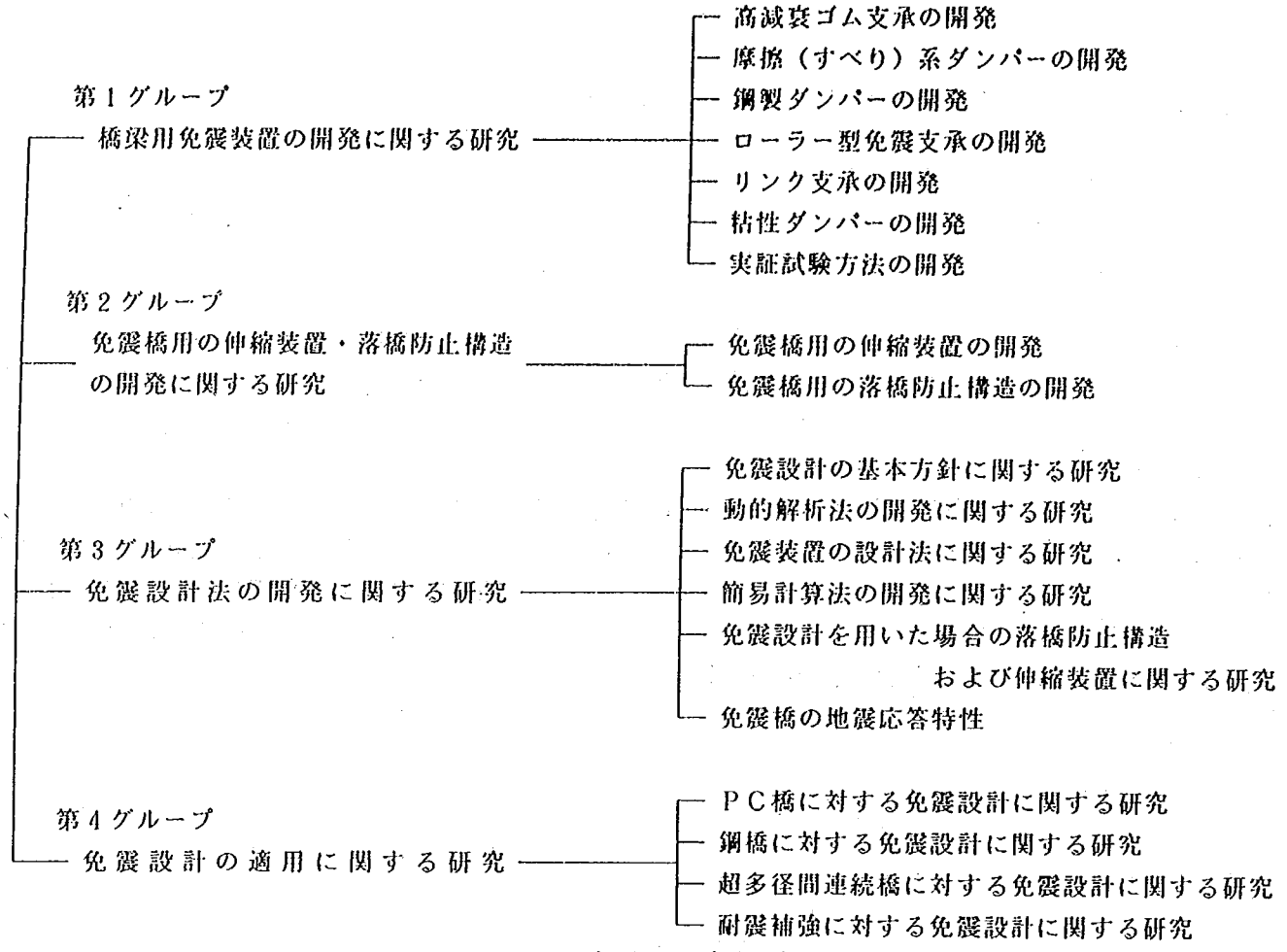
(4) 免震設計法の適用に関する研究

道路橋における免震設計の適用性，有用性，ならびに可能性に関する研究を進めて免震設計の適用環境を整える。具体的にはＰＣ桁橋，鋼桁橋のそれぞれについて，パラメトリックな検討を行って免震設計に適する構造物形式を明確にし，試設計を行ってそれを実証する。また，免震装置の特性を生かして免震化と同時に多径間化し，路面をジョイントレス化する設計法について研究する。さらに，耐震性が不足したり，構造形式が変更された既存橋梁の耐震補強としての免震設計の適用法を整備する。

2. 全体研究計画と研究体制

2.1 全体研究計画

研究目的に示した4つの研究領域を図－2.1に示す19の研究項目に分け，それぞれに分かれて研究を進めた。

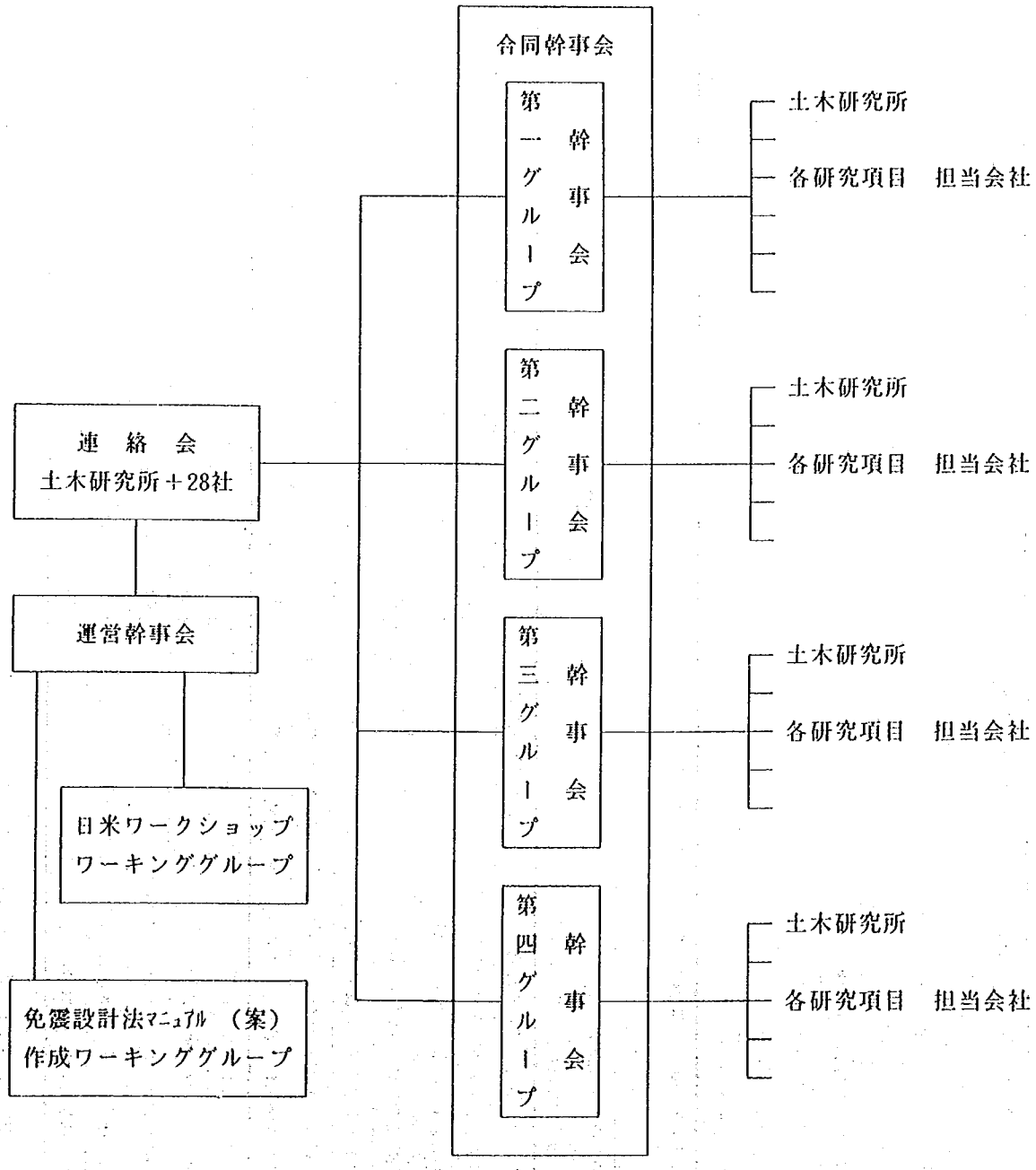


図－2.1 研究グループと研究項目

2.2　研究体制

共同研究を実施するに際しては全体の研究方針を検討する場として図－2.2に示すように連絡会を設けるとともに，研究の実施を具体的に調整するために合同幹事会を設けた。さらに，各グループに横断的な関連を持つ免震設計法マニュアル（案）の作成，および，ＵＪＮＲ耐風耐震構造専門部会の作業部会Ｇが主催した第１回日米橋梁免震ワークショップへの参加については，それぞれ特別のワーキンググループを設けて対応した。土木研究所は各研究グループ，ワーキングに参画して研究全体を指導，調整するとともに，第１グループでは実証試験方法の開発および免震装置の一斉試験を，第３グループでは免震設計の基本方針および免震橋の地震応答特性に関する研究を担当した。

表－2.1は，本共同研究に参加した土木研究所及び民間28社の分担を図－2.1に示した研究項目に従って整理したものである。



図－2.2　研究体制

表－２．１　道路橋の免震構造システムの開発に関する研究項目担当機関一覧表

研究項目	土	鹿	清	林	熊	竹	間	松	住	三	五	奥	成	石	N	神	製	オイ	横	東	ブ	B	昭	パ	技	新	幹	副
1. 橋梁用免震装置の開発に関する研究（第１研究グループ）																												
1.1 高減衰ゴム支承の開発																			○	○	○		○					
1.2 摩擦（スベリ）型ダンパーの開発													○									○						
1.3 鋼製ダンパーの開発								○																			オイレス	ブリデストン
1.4 ローラー型免震支承の開発															○													
1.5 リンク支承の開発																	○											
1.6 粘性ダンパーの開発																		○										
1.7 実証試験方法の開発	○							○					○		○		○	◎	○	○	○	○	○					
2. 免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究（第２研究グループ）																											大成	―
2.1 免震橋用の伸縮装置の開発				○									○															
2.2 免震橋用の落橋防止構造の開発	○												○															
3. 免震設計法の開発に関する研究（第３研究グループ）																											鹿島	パシコン
3.1 免震設計の基本に関する研究	○	○	○	○		○						○	◎					○						○	○	○		
3.2 動的解析法の開発に関する研究	○		○		○	◎		○			○			○														
3.3 免震装置の設計法に関する研究	○						○	○				◎	○		○		○	○	○	○	○	○	○					
3.4 簡易計算法の開発に関する研究	○	○	◎		○	○					○	○																
3.5 免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究	○			○			○						○		○			○						◎				
3.6 模型振動実験に基づく動的解析法の検証に関する研究	◎																											
4. 免震設計の適用に関する研究（第４研究グループ）																											大林	日技
4.1 ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究	○	◎							○	○			○													○		
4.2 鋼橋に対する免震設計に関する研究	○													○	○	○										◎		
4.3 超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究	○		○	◎					○							○								○	○	○		
4.4 耐震補強に対する免震設計に関する研究	○									○				○				○							◎			

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

3. 研究内容

3.1 橋梁用免震装置の開発に関する研究

3.1.1 免震装置の開発

(1) 開発の概要

本共同研究には，民間12社が参加し，建設省土木研究所と共同して表－3.1.1に示す10種類の免震装置を開発した。

表－3.1.1 共同研究で開発した免震装置

免震装置の名称	民間側担当会社
① 高減衰積層ゴム支承（その1）	横浜ゴム㈱
② 高減衰積層ゴム支承（その2）	東洋ゴム工業㈱
③ 高減衰積層ゴム支承（その3）	㈱ブリヂストン
④ 高減衰積層ゴム支承（その4）	昭和電線電纜㈱
⑤ 摩擦型（すべり）ダンパー（その1）	大成建設㈱ 東京ファブリック工業㈱
⑥ 摩擦型（すべり）ダンパー（その2）	㈱ビーピーエム
⑦ 鋼製ダンパー	西松建設㈱
⑧ ローラー型免震支承	日本鋼管㈱ 日本鋳造㈱
⑨ リンク支承	㈱日本製鋼所
⑩ 粘性ダンパー	オイレス工業㈱

開発した10種類の免震装置には，高減衰積層ゴム支承，摩擦型ダンパー，ローラー型免震支承およびリンク支承のようにアイソレーターとダンパーが一体構造となっているものと，鋼製ダンパーや粘性ダンパーのようにダンパーのみを開発したものとがある。後者は，それ自体単独で使用されるものではなく実際の使用に当たっては鉛直荷重を支持するアイソレーターを別途必要とする。

本共同研究では，橋梁用免震装置として十分なエネルギー吸収性能を有する装置の開発が共通した課題であったが，その作動原理は各種各様である。例えば，高減衰積層ゴム支承，鋼製ダンパーおよびローラー型免震支承は弾塑性変形によりエネルギーを吸収するいわゆる弾塑性履歴減衰型のダンパーである。これに対して，摩擦型ダンパーおよびリンク支承は摺動面の摩擦によってエネルギーを吸収する摩擦減衰型であり，粘性ダンパーは粘性体の粘性流動抵抗によりエネルギーを吸収する粘性減衰型ダンパーである。高減衰積層ゴム支承や摩擦型ダンパーのように構造や作動原理が同じであっても，個々の装置ごとに異なった特性や性能目標が設けられ，特徴の異なる免震装置の開発が行われた。

研究開発の方法や過程は装置ごとに多少の違いは有るが，基本的には，平成元年度には，免震装置の基本的な構造検討，特性や性能に関する開発目標の設定および素材の開発を行なった。平成2年度には，免震要素の確認試験を行なうとともに，リンク支承を除く9種類の免震装置を対象として，土木研究所の部材耐震強度実験施設を使用して一斉共通性能確認実験を行なった。この実験では，各装置に対してほぼ同一の条件が設定されたが，これらの実験条件は，本共同研究のもう一つの研究テーマである「実証試験方法の開発」の研究成果を参考にして定められたものである。この実験によって，各免震装置は，橋梁用免震装置に求められる基本的な性能を有していることが確認された。しかし，一斉共通性能確認実験では，比較的小型の供試体が使用されたこと，免震装

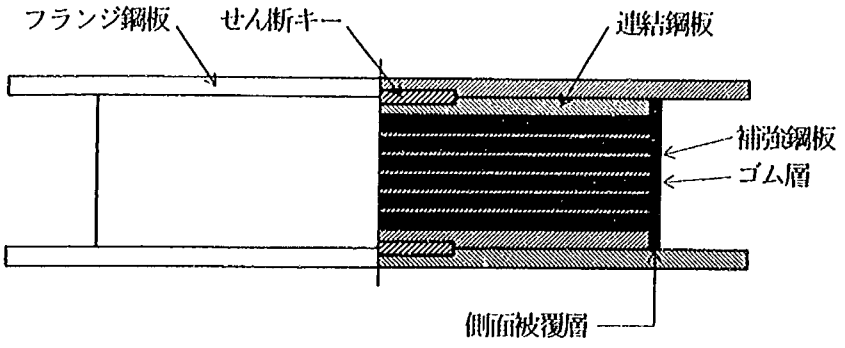
置の終局強度を検証するまでの実験を行わなかったこと，一定の温度条件で行なったこと等，実用化に向けて幾つかの課題が残された。そこで平成３年度には，こうした残された課題を検討するとともに実用的な設計手法の開発を行なった。

以下に，免震装置ごとに，特徴および研究開発の概要を示す。

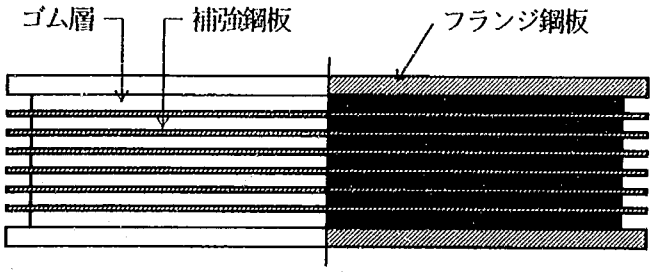
(2) 高減衰積層ゴム支承の開発

1) 構造的特徴

本研究開発では，橋梁用に適した４種類の高減衰積層ゴム支承を開発した。これらの構造的特徴を比較すると，図－3.1.1に示すように，高減衰積層ゴム支承（その１），（その２）および（その３）は，ゴムを補強する内部鋼板の側面をゴムで被覆した一般的な積層構造であるが，高減衰積層ゴム支承（その４）は，図－3.1.2に示すように，補強鋼板がゴムの外に突出する構造になっている。この構造は，外に突出した補強鋼板が加硫成形時の形状保持を容易にする利点があるが，構造的特殊性から円形の構造に限られる。



図－3.1.1 高減衰積層ゴム支承（その１），（その２）および（その３）の基本構造



図－3.1.2 高減衰積層ゴム支承（その４）の構造

2) 高減衰ゴムの特徴

４種類の免震装置の特性に関する特徴を比較するために，まず，素材としての高減衰ゴムのせん断弾性係数，等価減衰定数，破断伸びおよび引張り強度をまとめると表－3.1.2の通りとなる。これらは，高減衰積層ゴム支承の特性や性能を知る上で特に重要な要素である。せん断弾性係数は，免震支承の等価剛性に直接影響を与えるものであり，また，せん断弾性係数を大きくすれば装置を小型化できるので，経済性にも影響を与える。等価減衰定数は，地震力の低減に寄与する重要な要素であり，破断伸びや引張り強度は，終局強度を知る重要な要素である。以上４種類の高減衰ゴムの特徴をまとめると以下のようになる。

- 高減衰積層ゴム支承（その１）では，せん断弾性係数は約 8.8kgf/cm²と４種類の中では最も低いが，反対に等価減衰定数，破断伸びおよび引張り強度は４種類の中では最も大きい。
- 高減衰積層ゴム支承（その２）では，せん断弾性係数，等価減衰定数ともに比較的大きい。ただし，破断伸びは 510%と４種類の中で最も小さい。
- 高減衰積層ゴム支承（その３）では，せん断弾性係数，等価減衰定数および破断伸び等の特性がいずれも大きい。ただし，引張り強度は 122kgf/cm²と小さい。

・高減衰積層ゴム支承（その４）では，破断伸びが 650%と比較的大きいが，等価減衰定数は４種類の中で最も小さい。

表－3.1.2　高減衰ゴムの特性値

	高減衰積層ゴム支承（その１）	高減衰積層ゴム支承（その２）	高減衰積層ゴム支承（その３）	高減衰積層ゴム支承（その４）
せん断弾性係数（kgf/cm²）	8.8	12.0	12.0	11.3
等価減衰定数　（%）	15.3	14.5	14.5	12.3
破断伸び　（%）	680	510	666	650
引張り強度（kgf/cm²）	210	162	122	110

備考）1.　せん断弾性係数および等価減衰定数は，小型積層体モデルによる 150%せん断ひずみにおける値である。

2.　破断伸びおよび引張り強度は，JIS ３号ダンベル形試験片を使用し，JIS K 6301 に示される試験方法により計測された値である。

3)　土木研究所における一斉共通性能確認実験

土木研究所における一斉共通性能確認実験から得られた高減衰積層ゴム支承としての特徴を比較すると，表－3.1.3の通りである。

①　基本特性

一斉共通性能確認実験から得られたせん断弾性係数および等価減衰定数を表－3.1.2に示した高減衰積層ゴムの要素試験の結果と比較すると，高減衰積層ゴム支承（その１）と高減衰積層ゴム支承（その３）においては大差ないが，高減衰積層ゴム支承（その２）では，等価減衰定数が約50%も小さくなっており，高減衰積層ゴム支承（その4）では，せん断弾性係数は40%，等価減衰定数は12%それぞれ小さくなっている。ただし，これは，一斉共通性能確認実験で使用した供試体を要素試験の時よりも大きくしたため，ゴムの配合や加硫条件等を変更したことが原因の一つである。

②　くり返し載荷に対する安定性

同一せん断ひずみによる連続10回のくり返し載荷の過程におけるせん断弾性係数および等価減衰定数（以下，両者を総称して特性値と呼ぶ）は，いずれの免震支承も，１回めの載荷で最も大きく，載荷の進行とともに減少する。せん断弾性係数について見ると，10回の平均値に対して，１回めの値は，高減衰積層ゴム支承（その２）で最も小さく＋14%，高減衰積層ゴム支承（その４）で最も大きく＋20%である。しかし，いずれの免震支承でも，10回めの特性値は10回の平均値とほぼ等しく，載荷回数を増やしていくと，ある一定値に収束する特性を有している。載荷に伴う等価減衰定数の変化は，いずれの高減衰積層ゴム支承においても，10回の平均値に対して，10%以内に収まっている。

③　履歴経験に対する安定性

履歴経験による特性値の安定性を見るために，まず，バージンの状態から，25%，50%，100%，150%，200%とせん断ひずみを段階的に増大させて，最大 200%のせん断ひずみまで経験させ（１シリーズめ），それをいったん原位置（せん断ひずみが零の状態）に戻してから直ちに再度同じ過程の載荷経験（２シリーズめ）をさせた。この実験から，１シリーズめに対して，２シリーズめでは，せん断弾性係数は小さくなり，等価減衰定数は大きくなる傾向があることがわかった。いずれの免震支承も，２シリーズめでは等価減衰定数は増大する傾向にあり，かつ，その変化率も小さいので問題になることはないであろう。しかし，２シリーズめでは，せん断ひずみが 100%の場合には約20～30%，せん断ひずみが 150%の場合には約15%～25%せん断弾性係数が減少する。１シリーズめと２シリーズめのせん断弾性係数の変化率が最も小さいのは，高減衰積層ゴム支承（その４）の14%～20%であるが，この場合には，せん断弾性係数そのものが小さいので，この変化率はあくまで参考値の域を出ない。変化率が最も大きいのは，高減衰積層ゴム支承（その３）で，

26%～32%である。これは，比較的高いせん断弾性係数が得られるようにゴムの配合設計を行なったためである。せん断弾性係数の変化は，支承の等価剛性の変化に直接影響するので注意を要する。

表－3.1.3　高減衰積層ゴム支承の一斉共通性能確認実験結果

検証項目			高減衰ゴム（その1）	高減衰ゴム（その2）	高減衰ゴム（その3）	高減衰ゴム（その4）
①基本特性	せん断弾性係数：G（kgf/cm²）（せん断ひずみ 150%での平均値）		8.6	12.5	11.9	6.5
	等価減衰定数：h （%）（せん断ひずみ 150%での平均値）		14.0	7.3	13.4	10.8
② くり返し載荷に対する安定性 連続10回の正負くり返し載荷における特性値の平均値に対する1回めと10回めの特性値の比（150%ひずみ，振動数 1.0Hz）		G_1 / G_m	1.18	1.14	1.17	1.20
		G_{10} / G_m	0.98	0.98	0.98	0.99
		h_1 / h_m	1.06	1.09	1.10	1.08
		h_{10} / h_m	0.95	0.93	0.95	0.91
③ 履歴経験に対する安定性 せん断ひずみで 200%までの載荷を2シリーズ行なった時の，100%及び 150%ひずみにおける1シリーズの特性値に対する2シリーズの特性値の比	G_2 / G_1	100%ひずみ	0.79	0.79	0.62	0.80
	G_2 / G_1	150%ひずみ	0.85	0.79	0.74	0.86
	h_2 / h_1	100%ひずみ	1.03	1.06	1.10	1.11
	h_2 / h_1	150%ひずみ	1.01	1.15	1.07	1.04
④ 静的予変位の影響 静的予変位を与えない状態での特性値に対する，50%ひずみ相当の静的予変位を与えた状態での特性値の比（動的なひずみ振幅 100%及び 150%における比）	G_{50} / G_0	100%ひずみ	1.01	1.04	1.07	1.08
	G_{50} / G_0	150%ひずみ	1.10	1.18	1.21	——
	h_{50} / h_0	100%ひずみ	0.97	0.96	0.95	1.02
	h_{50} / h_0	150%ひずみ	0.90	0.85	0.85	——
⑤ 耐疲労特性 連続40回の正負くり返し載荷を1シリーズとし，3時間の休止時間をはさんで2シリーズ行なった時の，各シリーズの特性値の平均値に対する40回めの特性値の比および1シリーズの特性値の平均値に対する2シリーズの特性値の平均値の比	$(G_{10} / G_m)_{1-シリーズ}$		0.84	0.86	0.85	0.86
	$(G_{10} / G_m)_{2-シリーズ}$		0.87	0.89	0.90	0.89
	$G_{m\ (2-シリーズ)} / G_{m\ (1-シリーズ)}$		0.96	0.94	0.93	0.93
	$(h_{10} / h_m)_{1-シリーズ}$		0.90	0.81	0.85	0.92
	$(h_{10} / h_m)_{2-シリーズ}$		0.95	0.84	0.94	0.94
	$h_{m\ (2-シリーズ)} / h_{m\ (1-シリーズ)}$		0.92	0.92	0.88	0.95
実験に用いた供試体	平面形状（mm）		○ 367	□ 400	○ 230	○ 300
	ゴム総厚（mm）		95	84	30	120

備考）1. 特性値の平均値 G_m，h_m とは，同一のひずみ振幅で行なった繰返し載荷の4回目から10回目までの載荷における特性値の平均値である。
2. G，hに付したサフィックスは，i回目載荷，jシリーズ，静的予変位（ひずみ）等を示す。
3. 供試体の平面形状における○，□は，それぞれ円形，正方形を示す。

④ 静的予変位の影響

静的予変位を与えない状態に対して，50%ひずみ相当の静的予変位を与えた状態では，せん断弾性係数は10%～21%大きくなり，反対に等価減衰定数は0～15%小さくなる。なお，高減衰積層ゴム支承（その4）

では，静的予変位を与えてひずみ振幅 150%による加振実験を行なっていないので，特性値の変化率を示していない。

静的予変位を与えると，せん断弾性係数が大きくなる原因としては，大きく２つのことが考えられる。一つは，静的予変位によって有効支圧面積が減少するため鉛直荷重による支圧応力度が大きくなり，ゴムの分子間結合が強固になるためである。これは，ゴム支承に見られる一般的な傾向である。もう一つの原因は，静的予変位を与えた場合にはトータルのせん断ひずみが大きく，ゴムの引張り抵抗力の影響がより支配的になる（ハードニング現象の）ためである。動的なひずみ振幅が 100%の場合には，50%の静的ひずみを加えてもトータルのせん断ひずみが 150%なので，ハードニング現象は顕著に現れず，せん断弾性係数の増加も８%程度に止まっているが，動的なひずみ振幅が 150%になるとトータルのせん断ひずみが 200%になり，ハードニング現象がより顕著になる。このため，高減衰積層ゴム支承（その２）および（その３）では，せん断弾性係数は20%増加する。高減衰積層ゴム支承（その１）では，せん断弾性係数の増加率が10%と比較的小さいが，これは，せん断弾性係数の絶対値が小さく（ゴムの硬度が小さく）ハードニング現象が現れるのが遅いためである。静的予変位を与えた場合にせん断弾性係数の増加率が大きい免震支承では，等価減衰定数の減少率も大きくなる。これは，せん断弾性係数すなわち等価剛性が大きくなることにより，ポテンシャルエネルギーが増大するためである。しかし，静的予変位を与えることによる等価減衰定数の変化率は，これが比較的大きい高減衰積層ゴム支承（その２）および（その３）でも15%程度である。

⑤　耐疲労特性

一斉共通性能確認実験では，大地震と大地震の後に発生する余震を想定した一連の地震動のくり返しに対する免震装置の耐疲労特性も検討した。実験では，周期２秒，せん断ひずみ 150%に相当する変位振幅で，40回のくり返し載荷をし，これを１シリーズとして，３時間の休止をはさんでこれを２シリーズ行ない，この過程における特性値の変化，外見的な変状の有無を検討した。また，参考として免震支承の表面温度の上昇等から免震支承の耐疲労特性も検討した。

まず，せん断弾性係数の変化に関しては，１シリーズめの40回のくり返しに対するせん断弾性係数の平均値に対する，40回めの載荷によるせん断弾性係数の比は，いずれの免震支承も0.85程度である。これが２シリーズめなると，40回めの載荷によるせん断弾性係数は，平均値に対して約0.90と，１シリーズめよりも減少率はさらに低下する。１シリーズめのせん断弾性係数の平均値に対する２シリーズめのせん断弾性係数の平均値の変化率を見ても，いずれの免震支承も５%前後と小さい。等価減衰定数の変化率は，せん断弾性係数の変化率よりさらに小さい。また，いずれの免震支承においても，載荷後に外見的な異常は生じていない。参考のために測定した装置の表面温度の上昇は，10℃前後でほとんど問題にならないほど小さかった。

なお，表－3.1.3には示していないが，載荷振動数を 0.1Hzから1.0Hz と変化させて，免震支承の特性値の変化を調べたが，特性値にはいずれも有意な変化は見られなかった。また，鉛直荷重を加えることによる鉛直変位も検討したが，いずれの免震支承にも異状な変位や変状は見られなかった。

このような実験結果から，大地震を想定した一連の地震動に対する耐疲労特性は，いずれの免震支承も良好であると考えられる。

4)　一斉共通性能確認実験以外の検討

土木研究所で行なった一斉共通性能確認実験により，４種類の高減衰積層ゴム支承について，基本的な特性と性能の確認をするとともに，これらの免震支承の特性と性能を比較することにより，それぞれの免震支承の特徴を浮き彫りにすることができた。しかし，一斉共通性能確認実験では，温度条件を一定としたこと，免震装置の終局強度を検証するまでの実験を行わなかったこと，比較的小型の供試体を使用したことなど，実用化に向けて幾つかの課題が残された。そこで，それぞれの高減衰積層ゴム支承ごとに独自の方法で，こうした残された以下の課題に対する検討を行った。

①　設計で想定する温度領域内（－10℃～40℃）での特性値の安定の確認
②　破断実験による終局破断せん断ひずみの確認
③　温度変化によるゆっくりとした変位速度に対する反力特性の確認
④　加熱促進試験などの方法による特性値の長期経時変化の推定

⑤ 大型支承における性能確認
⑥ 設計手法の確立
表－3.1.4に，これらの検討結果を整理して示す。

表－3.1.4 高減衰積層ゴム支承の追加検討結果

検証項目		高減衰ゴム（その1）	高減衰ゴム（その2）	高減衰ゴム（その3）	高減衰ゴム（その4）
① 40℃における特性値に対する－10℃の特性値の比	せん断弾性係数	1.40	——	——	1.44
	等価減衰定数	1.34	——	——	——
② 破断せん断ひずみ（%）		610	——	649	350%ひずみまでの変形性能確認
③ 緩速変形に対するせん弾性係数		本文の式（3.1.1）参照	——	——	——
④ 特性値の長期経時変化	せん断弾性係数	——	——	——	40年後に＋9.8%
	等価減衰定数	——	——	——	40年後に－3.4%
⑤ 大型模型における性能		——	□ 1,500の装置で，150%のひずみまでの変形性能確認	□ 805の装置で，230%ひずみまでの変形性能確認	——

備考） —— は，検討が行われなかったことを示す。

温度変化の影響による特性値の変化に関しては，高減衰積層ゴム支承（その1）および（その4）で検討を行なった。ただし，高減衰積層ゴム支承（その4）では，等価減衰定数に対する検討は行われていない。これらの結果を見ると，いずれも40℃と－10℃の特性値の違いが＋30%を超えており，特性値が温度変化に敏感であることを示している。

破断実験を行って終局強度を確認したのは，高減衰積層ゴム支承（その1）および（その3）である。高減衰積層ゴム支承（その4）については，350%のせん断ひずみに対する変形性能の確認に止まっている。高減衰積層ゴム支承（その2）では，終局強度の確認が行われていない。高減衰積層ゴム支承（その1）および（その3）では，破断せん断ひずみがそれぞれ600%以上あることが確認された。しかし，いずれも比較的小型の供試体による実験結果なので，大型の支承の設計に対して，この結果をそのまま適用するためにはさらに検討を要するが，当面，多少の安全を考慮して（例えば，設計値として500%程度を考慮して）適用することは可能であろう。

温度変化に起因する緩速変形に対する免震支承の反力特性は，特に超多径間連続橋に適用する場合には，設計上重要なファクターとなる。緩速変形に対する反力特性の検討は，高減衰積層ゴム支承（その1）についてのみ行われた。検討方法として，「道路橋の免震設計法マニュアル（案）7.3.5クリープ，乾燥収縮，温度変化などの影響による緩速変形による水平反力特性」に規定される外挿法および応力緩和法が適用された。高減衰積層ゴム支承（その1）における緩速変形による水平反力は，動的変形時の約60%である。なお，高減衰積層ゴム支承（その1）で提案した緩速変形に対するせん断弾性係数の算定式は，次式の通りである。

$$G_s = 5.94 \times \gamma_s^{-0.2335} \qquad (3.1.1)$$

ここに，

G_s ：緩速変形に対するせん断弾性係数（kgf/cm²）

γ_s ：せん断ひずみ

高減衰積層ゴム支承（その4）では，加熱促進試験により40年後の特性値の長期経時変化が検討された。こ

れによると，40年後のせん断弾性係数は，9.8%上昇し，等価減衰定数は，3.4%減少する。

大型模型を用いた場合の性能に関しては，高減衰積層ゴム支承（その2）において，設計反力 1,500tfを想定した，1,500mm× 1,500mmの正方形の供試体による性能確認実験が行なわれた。高減衰積層ゴム支承（その2）の大型模型を用いた性能実験には，新しく配合設計された供試体が使用された。これは，要素試験と一斉共通性能確認実験とでは等価減衰定数に大きな違いがあったためである。大型模型を用いた性能実験では，高減衰ゴムの減衰性能を向上させるため，ゴムの配合や加硫条件等に再検討が加えられたためである。実験では，せん断ひずみで 175%まで変形させ，異常のないことを確認した。また，せん断ひずみが 100%では，15%の等価減衰定数も確保されることが確認できた。ただし，一斉共通性能確認実験の場合と同条件での性能確認実験は行なわれていない。高減衰積層ゴム支承（その2）では，805mm ×805mm の正方形の模型により，230%のせん断ひずみまで変形させ，異常のないことを確認した。

以上の検討を踏まえ，せん断弾性係数および等価減衰定数の算定式を次のように確立した。

$$G = a_1 + a_2\ \gamma + a_3\ \gamma^2 + a_4\ \gamma^3 + a_5\ \gamma^4 + a_6\ \gamma^5 \qquad (3.1.2)$$

$$h = b_1 + b_2\ \gamma + b_3\ \gamma^2 + b_4\ \gamma^3 \qquad (3.1.3)$$

ここに，

G ：せん断弾性係数（kgf/cm²）

h ：等価減衰定数

γ ：せん断ひずみ

a_i ：せん断弾性係数に関する算定式の定数（それぞれの高減衰積層ゴム支承に固有の定数）で，表－3.1.5による。

b_i ：等価減衰定数に関する算定式の定数（それぞれの高減衰積層ゴム支承に固有の定数）で，表－3.1.5による。

表－3.1.5　せん断弾性係数および等価減衰定数算定式の定数

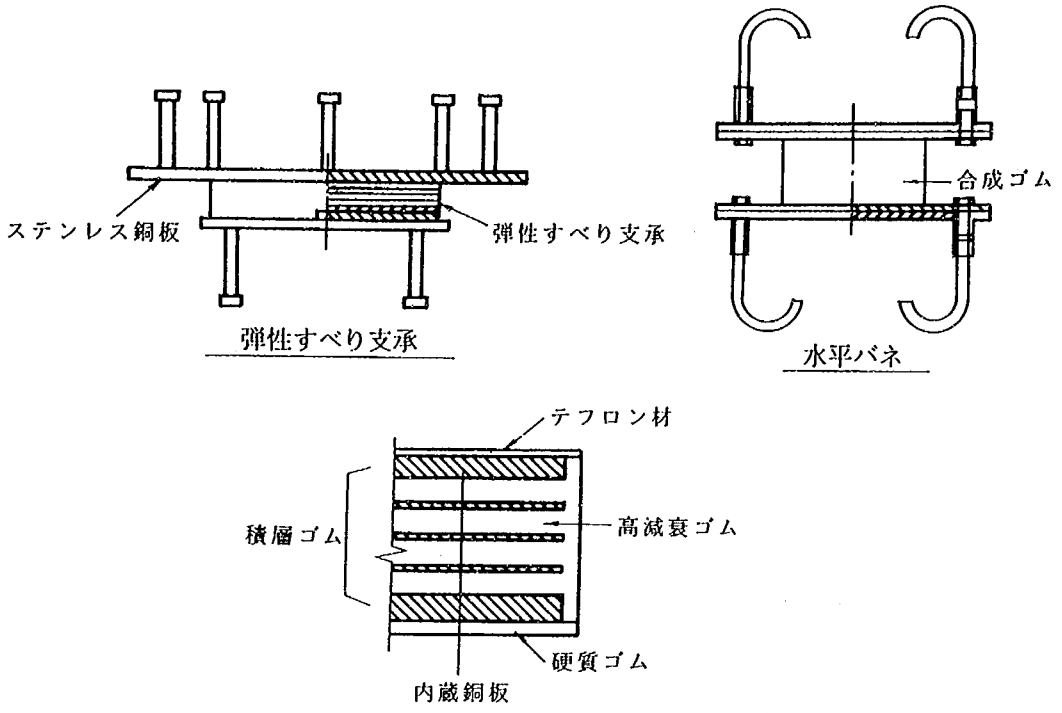
	高減衰積層ゴム支承（その1）	高減衰積層ゴム支承（その2）		高減衰積層ゴム支承（その3）	高減衰積層ゴム支承（その4）
a_1	43.58	28.1	6.62	45.30	11.66
a_2	－155.36	－ 69.7	11.2	－ 72.70	－ 12.80
a_3	286.21	98.1	－ 19.1	57.33	8.70
a_4	－257.90	－ 65.8	11.4	－ 18.99	－ 1.70
a_5	110.72	17.2	－ 2.12	2.18	——
a_6	－ 18.07	——	——	——	——
b_1	0.2159	0.173	0.2040	0.1543	0.1544
b_2	－ 0.0870	0.162	0.0152	0.03834	－ 0.0693
b_3	0.0397	－ 0.287	－ 0.0671	－ 0.04448	0.0695
b_4	－ 0.0113	0.122	0.0177	0.00858	－ 0.0307
備考	適用範囲	適用範囲		適用範囲	適用範囲
	$0 \leqq \gamma \leqq 2.0$	$0 \leqq \gamma \leqq 1.0$	$1.0 < \gamma \leqq 2.0$	$0 \leqq \gamma \leqq 3.0$ ただし，$2 \leqq \gamma$ で $G = 12.2$kgf/cm²	$0 \leqq \gamma \leqq 2.0$

式（3.1.2）および式（3.1.3）による算定式は，せん断ひずみの関数として表され，その基本形は，4種類の高減衰積層ゴム支承に対して共通である。式（3.1.2）および式（3.1.3）に，表－3.1.5に示す定数を代入すれば，着目する高減衰積層ゴム支承のせん断弾性係数および等価減衰定数を計算することができる。ただし，せん断弾性係数および等価減衰定数の算定式の適用範囲は，高減衰積層ゴム支承（その1）の場合には

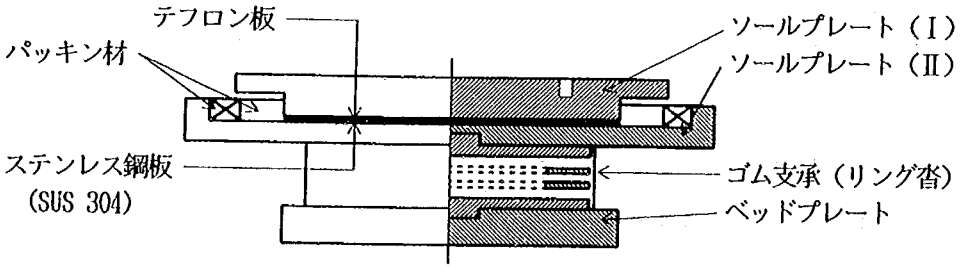
300%せん断ひずみ以下，高減衰積層ゴム支承（その１）以外の免震支承では 200%せん断ひずみ以下である。

(3) 摩擦型（すべり）ダンパーの開発

開発した摩擦型（すべり）ダンパーは，図－3.1.3に示すようにアイソレーターとダンパーが分離構造になっている摩擦型（すべり）ダンパー（その１）と，図－3.1.4に示すようにアイソレーターとダンパーが一体構造になっている摩擦型（すべり）ダンパー（その２）の２種類である。



図－3.1.3 摩擦型（すべり）ダンパー（その１）の構造



図－3.1.4 摩擦型（すべり）ダンパー（その２）の構造

摩擦型（すべり）ダンパー（その１）は，鉛直荷重を支持する高減衰積層ゴムと摩擦要素が一体となった弾性すべり支承と，水平復元力を得るために合成ゴムを使用した水平ゴム支承との組み合わせからなる。この免震装置は，摩擦力よりも小さい水平力に対しては，主として弾性すべり支承の高減衰積層ゴムで復元力と減衰力を得る。水平力が摩擦力より大きくなり摩擦面が滑動した後は，摩擦により減衰力を，水平ゴム支承で復元力を得る。一方，摩擦型（すべり）ダンパー（その２）では，リング沓と呼ばれるゴム支承が鉛直荷重を支持するとともに，摩擦力よりも小さい水平力に対して復元力を与える。水平力が大きくなり摩擦面が滑動した後は，ソールプレート（Ⅰ）とソールプレート（Ⅱ）にはさまれたパッキン材が水平力に対する復元力を与える。

ここで開発した２種類のダンパーでは，ともに高く安定した摩擦係数を得るために，摩擦面の構造の開発が基

本であったが，摩擦型（すべり）ダンパー（その１）では，小さな水平力に対しては高減衰積層ゴムで，大きな水平力に対しては摩擦ダンパーで減衰力を得る２段構えのダンパー要素を有する構造を開発したことに特徴がある。一方，摩擦型（すべり）ダンパー（その２）では，アイソレーターと摩擦ダンパーを一体構造としたこと，摩擦面が滑動した後に簡単な構造で復元力を得る構造を開発したことに特徴がある。

摩擦型（すべり）ダンパーでは，主要な素材に関してはほとんど既往のものを使用しているので，ここでは，主として土木研究所で行った一斉共通性能確認実験の結果を基本に，免震装置の特性に関する特徴を示す。表－3.1.6に一斉共通性能確認実験の結果を示す。摩擦型（すべり）ダンパー（その１）に関しては，ダンパーのみの実験であったため，等価減衰定数でその特性を見ることができない。このため，摩擦型（すべり）ダンパー（その１）に関しては，摩擦係数を基本にその特徴を示す。一方，摩擦型（すべり）ダンパー（その２）の場合には，摩擦係数は一部の実験で計測したのみで，主に等価減衰定数を基本特性として計測したので，特性値の特徴の把握も等価減衰定数を基準にして行う。

ダンパーの主要素である摩擦係数は，面圧60kgf/cm²，振動数 0.5Hzの条件で，摩擦型ダンパー（その１）の場合で0.05，（その２）の場合で0.04と両者の間に大差はない。鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）では，降伏強度と上部構造重量比（Q/W）は0.07～0.1であり，上記の摩擦係数は，この約 1/2である。しかし，摩擦型

表－3.1.6　摩擦型（すべり）ダンパーの一斉共通性能確認実験結果

検証項目		摩擦型ダンパー（その１）	摩擦型ダンパー（その２）
①基本特性	摩擦係数 ： μ（面圧60kgf/cm², 振動数 0.5Hz）	0.05	0.04
	等価減衰定数 ： h（%）（参考値）（面圧60kgf/cm², 振動数 0.5Hz）	——	51.6
② くり返し載荷に対する安定性 連続10回のくり返し載荷における特性値の平均値に対する１回めと10回めの特性値の比	K_1 / K_m	1.11	0.90
	K_{10} / K_m	0.98	1.00
③ 面圧の変化に対する安定性 面圧が60kgf/cm²の時の特性値に対する，面圧が30 kgf/cm²及び 120kgf/cm²の時の特性値の比	K_{30} / K_{60}	1.34	0.99
	K_{120} / K_{60}	0.60	0.76
④ 振動数変化に対する安定性 振動数が 0.1Hzの時の特性値に対する，振動数が 0.5Hz 及び 1.0Hzの時の特性値の比	$K_{0.1} / K_{0.5}$	2.64	——
	$K_{1.0} / K_{0.5}$	0.95	——
⑤ 耐疲労特性 連続40回の正負くり返し載荷を１シリーズとし，３時間の休止時間をはさんで２シリーズ行なった時の各シリーズの特性値の平均値に対する40回めの特性値の比および１シリーズめの特性値の平均値に対する２シリーズめの特性値の平均値の比	$(K_{40}/K_m)_{1-シリーズ}$	1.26	0.98
	$(K_{40}/K_m)_{2-シリーズ}$	0.98	0.98
	$K_{m\ (2-シリーズ)} / K_{m\ (1-シリーズ)}$	1.73	0.99
実験に用いた供試体	平面形状（mm）	○ 280	□ 100
	ゴム総厚（mm）	39	21

備考）1. 表中の記号Kは，摩擦型ダンパー（その１）の場合は摩擦係数を，摩擦型ダンパー（その２）の場合は等価減衰定数を示す。
2. 特性値の平均値K_mとは，同一の条件で行なった繰返し載荷の４回めから10回めまでの載荷における特均値の平均値である。
3. Kに付したサフィックスは，ｉ回め載荷，ｊシリーズ等を示す。
4. 供試体の平面形状における○，□は，それぞれ円形，正方形を示す。

ダンパー（その２）では，等価減衰定数は51.6%と非常に大きい。これは，滑動後に機能する水平ばねが非常に小さいことに起因する。実験で得られた履歴曲線でも，二次剛性がほぼ水平になっている。したがって，高い等価減衰定数が得られるかわりに，水平剛性が小さいために桁の応答変位を増大させる可能性がある。水平ばねの剛性と等価減衰定数の適度な調和を図ることが，今後の課題として残される。

連続10回の正負くり返し載荷による特性値の変化をみると，摩擦型ダンパー（その１）では，１回めに摩擦係数の変化が大きく，載荷回数の進行にともなって摩擦係数はごくわずかであるが小さくなる。摩擦型ダンパー（その２）の等価減衰定数は，これとは逆の傾向にあるが，いずれの免震装置でも特性値の変化率は10%程度に収まっている。10回の平均値に対して10回めの特性値がほぼ等しくなっており，安定収束型の変化である。

面圧が変化することにより，摩擦型ダンパー（その１）の摩擦係数，摩擦型ダンパー（その２）の等価減衰定数はともに大きく変化する。摩擦型ダンパー（その２）では，摩擦係数の変化によって等価減衰定数が変化することが興味深い。摩擦型ダンパー（その１）では，面圧30kgf/cm²の場合の摩擦係数は，面圧60kgf/cm²の場合の摩擦係数に比較して34%大きく，面圧 120kgf/cm²の場合の摩擦係数は，面圧60kgf/cm²の場合の摩擦係数に比較して40%小さい。面圧の増大とともに，摩擦係数が減少する傾向を見せている。これは，テフロン板とステンレス鋼板の組み合わせからなる摩擦ダンパーに共通した特徴である。一方，摩擦型ダンパー（その２）では，面圧30kgf/cm²の場合の等価減衰定数と面圧60kgf/cm²の場合の等価減衰定数との差はほとんどないが，面圧 120kgf/cm²の場合の等価減衰定数は，面圧60kgf/cm²の場合の等価減衰定数に比較して24%小さく，摩擦型ダンパー（その１）の摩擦係数の場合と同様に，面圧の増大とともに等価減衰定数が減少する傾向を見せている。これは，面圧の増大とともに摩擦係数が減少することが主原因である。実際の橋梁では，上下動によって，このように大きな面圧の変動が生じるとは考えにくいが，摩擦型ダンパーを用いる橋梁全てが，同一の面圧で設計されるとは限らないので，面圧と摩擦係数の関係を明確にしておくことが必要とされる。

振動数（変位速度）の変化による摩擦係数の変化も比較的大きい。摩擦型ダンパー（その２）では，測定結果がないので，ここでは，摩擦型ダンパー（その１）に対する考察になるが，振動数が 0.5Hzの時の摩擦係数を1.0とした場合に，振動数を 0.1Hzと1.0Hz とした場合の摩擦係数は，それぞれ2.64と0.95である。振動数（変位速度）の増大とともに摩擦係数は減少する傾向がある。特に，振動数 0.1Hzから0.5Hz の間の変化が大きい。これは，静摩擦係数と動摩擦係数の分岐点が，この間にあるためと考えられる。しかし， 0.5Hzから 1.0Hzの間では，変化率は５%程度と小さいので，実用上は問題はないであろう。

高減衰積層ゴム支承の場合と同様，大地震と大地震後に発生する余震を想定した一連の地震動に対する免震装置の耐疲労特性も検討した。実験では，面圧60kgf/cm²に相当する鉛直荷重を作用させた状態で，振動数５Hzによる40回のくり返し載荷を１シリーズとし，３時間の休止をはさんでこれを２シリーズ行い，この過程における特性値の変化を検討した。この実験によると，摩擦型ダンパー（その２）の場合では，１シリーズ，２シリーズともに，それぞれの過程における特性値（等価減衰定数）の変化は極めて小さい。また，１シリーズ，２シリーズの間にも顕著な変化はない。したがって，動的荷重に対する耐久性は高いと考えられる。一方，摩擦型ダンパー（その１）の場合には，２シリーズめになって摩擦係数は安定するが，１シリーズめでは，摩擦係数の変化はやや大きい。１シリーズめでは，40回の載荷に対する摩擦係数の平均値に対して，最後の40回の摩擦係数は1.26倍で，載荷回数の進行とともに摩擦係数が増大する傾向を示している。また，１シリーズめの摩擦係数の平均値に対して，２シリーズめの摩擦係数の平均値は1.73倍と大きく変化している。

以上により，摩擦型ダンパー（その１）の場合には，摩擦係数の安定性の向上が今後の課題として残った。

土木研究所における一斉共通性能確認実験の結果を踏まえて，さらに以下の諸点の開発を行なった。

摩擦型（すべり）ダンパー（その１）

① 高減衰積層ゴムの長期耐久性の確認

② 静摩擦係数の確認

③ 設計手法の確立

摩擦型（すべり）ダンパー（その２）

① 設計手法の確立

摩擦型（すべり）ダンパー（その１）では， 280㎜× 280㎜（ゴム厚30㎜）の高減衰積層ゴムの供試体を使用

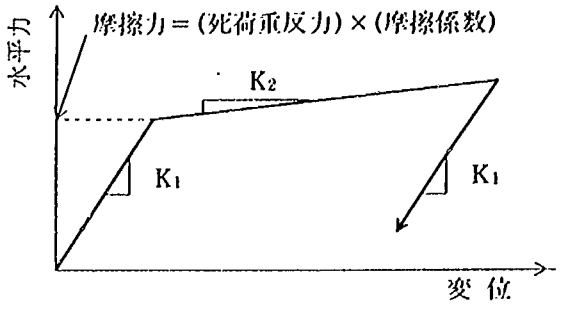
し，60kgf/cm²に相当する鉛直荷重を作用させた状態で，振動数を0.15Hzとし，±70%のせん断ひずみによって2万回のくり返し載荷試験を行った。これによると，載荷後のゴムのせん断弾性係数の低下率は約5%，等価減衰定数の低下率は約14%で，長期耐久性には大きな問題がないことが確認された。

次に，静摩擦係数を確認するために，60kgf/cm²に相当する鉛直荷重を作用させた状態で，振動数 0.001Hz (0.044cm/sec) によるくり返し載荷を行った。この結果，滑動直後の摩擦係数は 0.057，その後の摩擦係数は 0.051 程度であることが確認された。しかし，温度変化によって生じる変位速度は，この実験における速度よりもはるかに小さいので，実際の温度変化による変位速度に対する摩擦係数の確認が必要である。

摩擦型（すべり）ダンパーの水平力と変位の履歴曲線は，2種類の免震装置とも，図－3.1.5に示すように，バイリニア型にモデル化することができる。ここで，K_1 は一次剛性で，滑動前のアイソレーターの水平剛性を，また，K_2 は二次剛性で，滑動後のアイソレーターの水平剛性を示す。

摩擦型（すべり）ダンパーに関しては，以下の諸点に関する性能確認が今後の課題として残った。

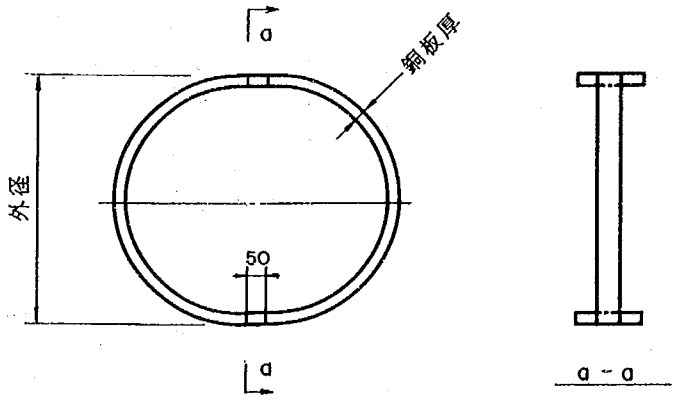
① 温度変化（－10℃～40℃）に対する特性の安定性
② 温度変化等の緩速載荷に対する特性
③ 大型支承を用いた特性，性能の確認
④ 摩擦部材の長期経時変化



図－3.1.5 モデル化した摩擦型（すべり）ダンパーの履歴曲線

(4) 鋼製ダンパー

開発した鋼製ダンパーは，図－3.1.6に示すリング型の鋼製ダンパーである。形状は，円形，円形に近いもの，長円形と自由に選ぶことができる。鋼材としては，防錆，伸び等を考慮し，ステンレス鋼材（SUS304）を使用した。このダンパーの特徴は，構造が単純で成形，取付けが容易であること，リングの径や断面を変えることによって任意の剛性を選択できるので，設計の自由度が高いことである。しかし，ダンパー自体は，鉛直荷重を支持できないので，免震装置としては，別にアイソレーターを必要とする。



図－3.1.6 鋼製ダンパーの構造

土木研究所における一斉共通性能確認実験では，アイソレーターを用いないでダンパーのみを対象として実験を行った。したがって，免震装置としての等価減衰定数など，一般性のある特性値の検討は行っていない。実験では，主として，連続くり返し載荷の過程におけるダンパーの安定性，耐疲労特性などの検討を行った。以下に，一斉共通性能確認実験の結果を示す。

加振振動数を 0.5Hzとし，変位を±50mm，± 100mm，± 150mmとして，くり返し載荷を各10回行う。この一連の載荷を1シリーズとし，連続して2シリーズ行った。この実験における特性値の変化をみると，各シリーズ，各変位における10回の連続載荷の過程では，等価剛性，エネルギー吸収量ともに，±5%程度の変化である。しかし，1シリーズめの等価剛性の平均値を 1.0とした時の2シリーズめの等価剛性の平均値は0.54（変位±15mm）

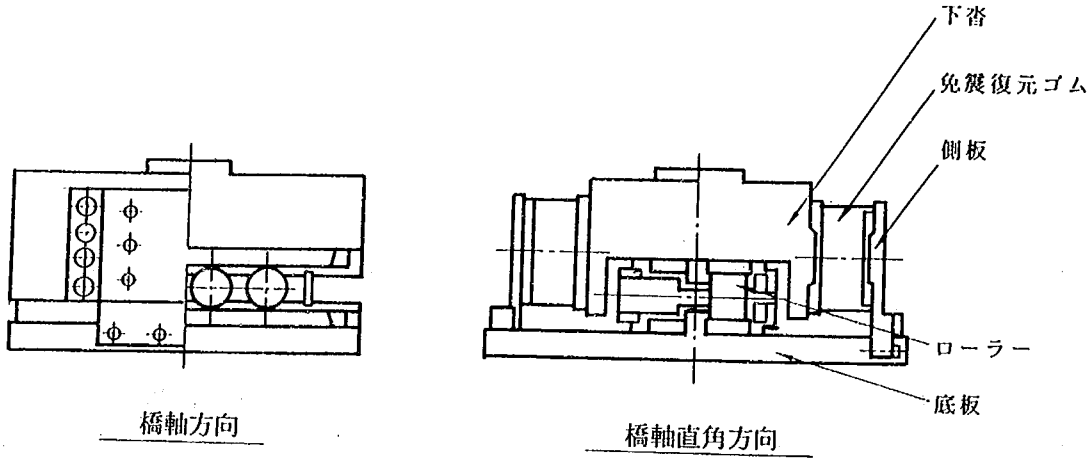
と，約45%も減少している。これは鋼材の疲労が主原因と考えられる。

また，新たな供試体を使用して，加振振動数を 0.5Hzとし，変位を 150mmとして40回のくり返し載荷を行ない，3時間の休止後，再度同条件による加振を行った。この場合にも，疲労による大きな剛性低下が生じたため，途中で実験を中止した。

これらの一連の実験結果から，本鋼製ダンパーに関しては，実用化するまでには，耐疲労特性の改善等，さらに大幅な改善が必要である。

(5) ローラー型免震支承

ローラー型免震支承は，図－3.1.7に示すように，アイソレーターとしては従来より橋梁用支承に多用されている高硬度ローラー支承を用い，これにダンパーとして高減衰ゴムを組み込んで一体構造にした免震支承である。



図－3.1.7 ローラー型免震支承の構造

ローラー型免震支承は，鉛直荷重を実績のある高硬度ローラーで支持し，ダンパーとして機能している高減衰ゴムを鉛直荷重の負担から解放していること，ダンパーの復元力を鉛直荷重とは無関係に定めることができるので，設計の自由度が高いこと等が特徴である。

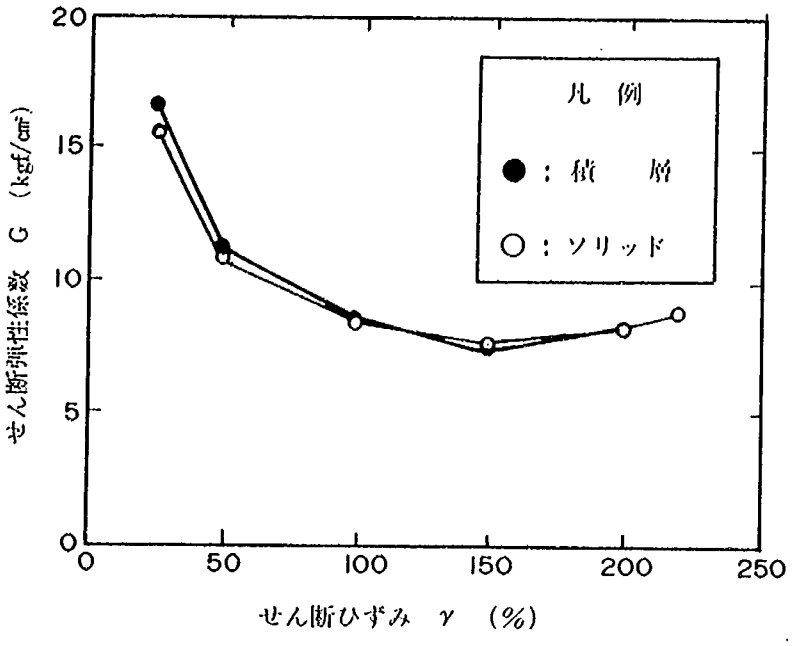
本免震支承の特性を示すため，高減衰積層ゴム支承の場合のように，まず，高減衰ゴム素材のせん断弾性係数，等価減衰定数，破断伸びおよび引張り強度を示すと表－3.1.7の通りとなる。高減衰積層ゴム支承の場合と比較して，せん断弾性係数は7.39kgf/cm²とやや低めであるが，等価減衰定数は13.6%と平均的な値を示している。一方，破断伸びおよび引張り強度は，高減衰積層ゴム支承同様大きな値を示している。せん断弾性係数を低めにして大きな伸びをねらった配合設計といえる。なお，表－3.1.7のせん断弾性係数および等価減衰定数は，ソリッドタイプ（内部補強鋼板のないタイプ）に対する結果であるが，要素試験では，ソリッドタイプと内部を鋼板で補強した積層タイプの両者を用いている。図－3.1.8は，ソリッドタイプと積層タイプの特性値を比較したものである。これによれば，両者のせん断弾性係数には大差はない。また，ここには示していないが，等価減衰定数にも大差はない。

表－3.1.7 ローラー型免震支承の高減衰ゴムの特性値

せん断弾性係数（kgf/cm²）	7.39
等価減衰定数 （%）	13.6
破断伸び （%）	680
引張り強度（kgf/cm²）	210

備考）1. せん断弾性係数および等価減衰定数は，小型のソリッドタイプ（内部に補強鋼板のないタイプ）の供試体における 150%せん断ひずみでの値である。

2. 破断伸びおよび引張り強度は，JIS 3号ダンベル形試験片を使用し，JIS K 6301に示される試験方法により計測された値である。



図－3.1.8 ソリッドタイプと積層タイプの高減衰ゴムのせん断弾性係数の比較

次に，土木研究所における一斉共通性能確認実験から得られたローラー型免震支承の特性は，表－3.1.8に示す通りである。なお，表－3.1.8には，高減衰積層ゴム支承と比較するため，表－3.1.3に示した4種類の高減衰積層ゴムの平均値も併せて示した。

高減衰積層ゴム支承と比較すると，ローラー型免震支承では，せん断弾性係数および等価減衰定数等はやや低めである。しかし，くり返し載荷に対する特性の変化や荷重条件が変わることによる特性の変化は，高減衰積層ゴム支承の場合とほぼ同じか，または小さく，比較的安定した性状を示している。

せん断ひずみが 150%の時のローラー型免震支承のせん断弾性係数は，約 7.7kgf/cm²であり，ゴム単体による要素試験の7.39kgf/cm²よりやや大きい。また，この値は，4種類の高減衰積層ゴム支承のせん断弾性係数の平均値と比較すると約20%小さい。一方，等価減衰定数は，ゴム単体による要素試験では13.6%であるのに対し，免震装置としては10.5%と約20%小さくなっている。この点の解明が今後の課題として残った。

同一せん断ひずみによる連続10回のくり返し載荷では，せん断弾性係数および等価減衰定数は，1回めの載荷の時が最も大きく，載荷の進行とともに減少する傾向にある。しかし，10回の平均値に対する10回めの値は，せん断弾性係数では0.99倍，等価減衰定数では0.95倍と，大きな変化はなく，安定収束型である。

履歴経験に対する安定性を確認する実験は，高減衰積層ゴム支承の場合と同条件で行なった。1シリーズめのせん断弾性係数に対する2シリーズ目のせん断弾性係数の比は，せん断ひずみが 100%で0.81，せん断ひずみが 150 %で0.84と，高減衰積層ゴム支承に比較して変化率は小さい。また，等価減衰定数でみても，1シリーズめと2シリーズめとの間にほとんど差がない。このように，履歴経験に対して，特性値が安定しているのが本支承の特徴である。

静的予変位（50%ひずみ相当の変位を考慮）の有無による特性の変化は，動的なせん断ひずみが 100%程度まではほとんどない。動的なせん断ひずみが 150%になると，静的予変位がある場合は，静的予変位がない場合に比べて，せん断弾性係数で9%増，等価減衰定数で10%減となっている。ただし，これらの変化率は，高減衰積層ゴム支承と比較して小さい。

3時間の休止をはさむ前後各40回の連続くり返し載荷に対する特性値の変化は，高減衰積層ゴム支承の場合とほぼ同様の傾向を示している。特に問題となる特性値の変化はない。

要素試験および一斉共通性能確認実験の結果を踏まえて，ローラー型免震支承としての，式（3.1.2）および式（3.1.3）によるせん断弾性係数および等価減衰定数の算定式の定数 a_1，b_1 を表－3.1.9のように定めた。

表－3.1.8 ローラー型免震支承の一斉共通性能確認実験結果

検証項目				ローラー型免震支承	高減衰積層ゴム支承4種の平均
①基本特性	せん断弾性係数：G（kgf/cm²）（せん断ひずみ 150%での平均値）			7.7	9.9
	等価減衰定数：h （%）（せん断ひずみ 150%での平均値）			10.5	11.4
② くり返し載荷に対する安定性 連続10回の正負くり返し載荷における特性値の平均値に対する1回めと10回めの特性値の比（150%ひずみ，振動数 1.0Hz）			G_1 / G_m	1.17	1.17
			G_{10} / G_m	0.99	0.98
			h_1 / h_m	1.14	1.08
			h_{10} / h_m	0.95	0.94
③ 履歴経験に対する安定性 せん断ひずみで 200%までの載荷を2シリーズ行なった時の，100%及び150%ひずみにおける1シリーズの特性値に対する2シリーズの特性値の比		G_2 / G_1	100%ひずみ	0.81	0.75
		G_2 / G_1	150%ひずみ	0.84	0.81
		h_2 / h_1	100%ひずみ	0.97	1.08
		h_2 / h_1	150%ひずみ	0.99	1.07
④ 静的予変位の影響 静的予変位を与えない状態での特性値に対する，50%ひずみ相当の静的予変位を与えた状態での特性値の比（動的なひずみ振幅 100%及び 150%における比）		G_{50} / G_0	100%ひずみ	1.00	1.05
		G_{50} / G_0	150%ひずみ	1.09	1.16
		h_{50} / h_0	100%ひずみ	0.98	0.98
		h_{50} / h_0	150%ひずみ	0.90	0.87
⑤ 耐疲労特性 連続40回の正負くり返し載荷を1シリーズとし，3時間の休止時間をはさんで2シリーズ行なった時の，各シリーズの特性値の平均値に対する40回めの特性値の比および1シリーズの特性値の平均値に対する2シリーズの特性値の平均値の比		$(G_{10} / G_m)_{1-シリーズ}$		0.87	0.85
		$(G_{10} / G_m)_{2-シリーズ}$		0.90	0.89
		$G_{m\ (2-シリーズ)} / G_{m\ (1-シリーズ)}$		0.95	0.94
		$(h_{40} / h_m)_{1-シリーズ}$		0.83	0.87
		$(h_{10} / h_m)_{2-シリーズ}$		0.85	0.92
		$h_{m\ (2-シリーズ)} / h_{m\ (1-シリーズ)}$		0.97	0.92
実験に用いた供試体		平面形状（mm）		□ 325×200	——
		ゴム総厚（mm）		84（ソリッド）	——

備考）1. 特性値の平均値 G_m，h_m とは，同一のひずみ振幅で行なった繰返し載荷の4回目から10回目までの載荷における特性値の平均値である。
2. G，h に付したサフィックスは，i回目載荷，jシリーズ，静的予変位（ひずみ）等を示す。

表－3.1.9　ローラー型免震支承のせん断弾性係数および等価減衰定数の算定式の定数

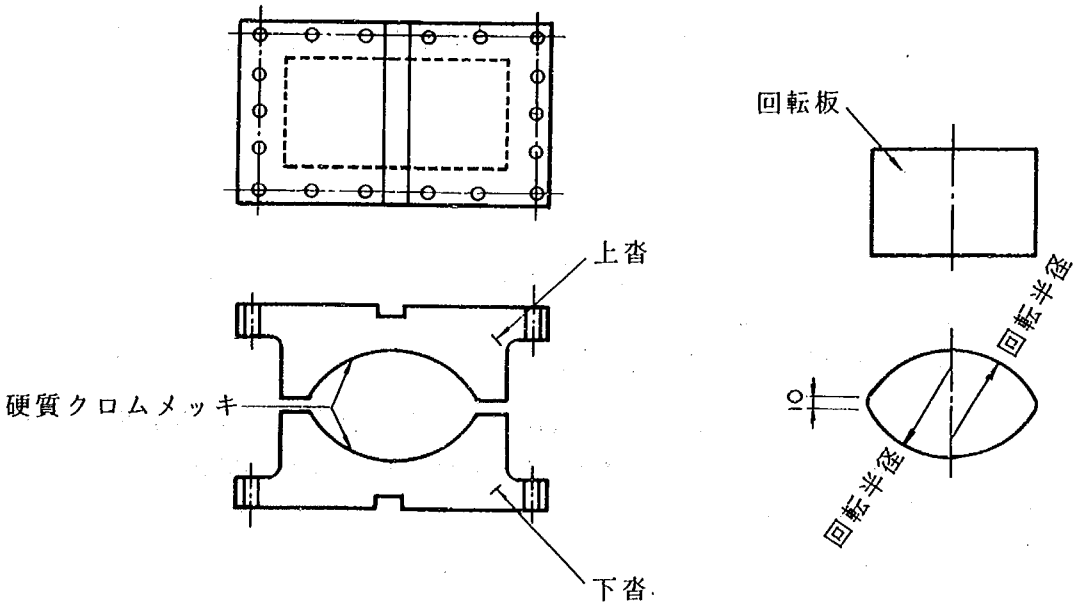
j	1	2	3	4	5	6	適用範囲
a_j	23.0	42.7	50.43	27.79	5.768	——	$0 \leqq \gamma \leqq 2.0$
b_j	0.1807	−0.1689	0.1901	−0.1050	0.0202	——	

本免震支承に関しては，以下の点が今後の検討課題として残された。

① 温度変化における特性値の安定性の検討
② 破断せん断ひずみの検討
③ 緩速変位に対する反力特性
④ 特性値の長期経時変化
⑤ 大型ダンパー（高減衰ゴム）における性能の確認

(6) リンク支承

リンク支承は，図－3.1.9に示すように，上沓と下沓および両者の間にはさまれた回転板により構成されている。回転板と上沓，下沓の接触部は球面になっていて，上沓が水平方向に移動すると，振り子と同じ原理で復元力が与えられる。振動エネルギーの吸収は，上沓，下沓と回転板の接触面の摩擦力に依存する。したがって，本支承は，一種の摩擦減衰型ダンパーである。



図－3.1.9　リンク支承の概念図

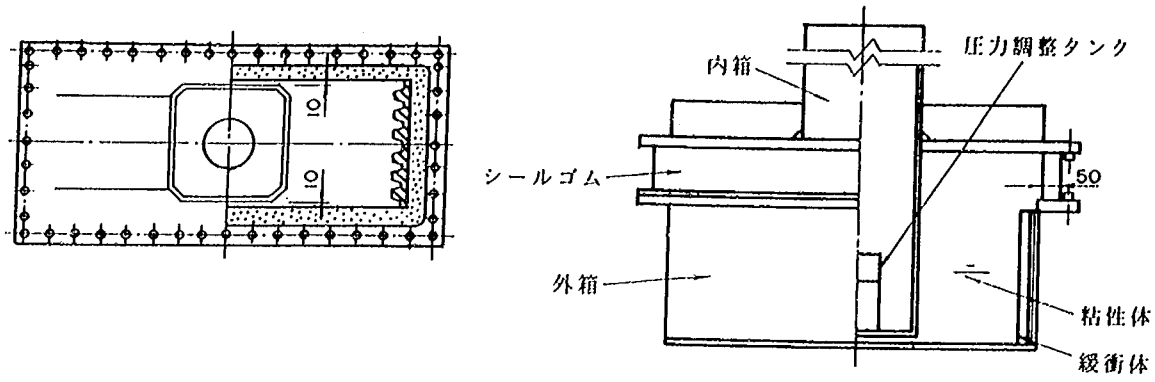
本共同研究においては，主として理論的研究および要素試験を行ない，免震装置としての構造的開発，実験による性能確認の域までには至らなかった。要素試験では，鉛直力，水平変位速度および水平変位をパラメーターとして，復元力特性を検討しているが，加振速度が最大16mm/secと非常に低いので，参考値に止まっている。

本免震装置に関しては，実用化までには，まだ多くの検討課題が残された。

(7) 粘性ダンパー

本共同研究で開発した粘性ダンパーは，図－3.1.10に示すように，上部構造側に固定される内箱と，下部構造側に固定される外箱，内箱と外箱との間隙に充填された粘性体およびシールゴムにより構成される。ダンパーの構造および作動原理は，従来より橋梁の地震時水平力の分散装置として使用されてきた「ダンパーストッパー」と基本的に同じものである。本共同開発では，構造的には従来の「ダンパーストッパー」を基本としながらも，その構造に改良を加え，かつ適度な流動性を有し，温度特性にも優れた粘性体の開発を行ない，橋梁に適した粘性ダンパーの開発を行なった。本粘性ダンパーは，ダンパー自身が移動制限装置および落橋防止装置の役割を果

たす構造的な特徴を有している。しかし，ダンパー自体には，復元ばねと鉛直荷重を支持する機能がないので，アイソレーターと併用する必要がある。本共同研究では，粘性ダンパーのみを開発対象とした。



図－3. 1.10　粘性ダンパーの構造

一斉共通性能確認実験では，アイソレーターを用いないで粘性ダンパーのみを対象に実験を行なった。一斉共通性能確認実験の結果を表－3. 1.10に示す。一斉共通性能確認実験で確認した粘性ダンパーの特性に関する特徴は，以下の通りである。

① 粘性ダンパーの抵抗力（水平反力）は，上下部構造間の相対振動速度に依存し，一般に次式で表すことができる。

$$F = A \cdot v^{n} \qquad (3.1.4)$$

ここに，

F　：粘性ダンパーの抵抗力（tf）
A　：ダンパーの形状，粘性体の種類，温度（℃）などにより定まる定数
v　：振動速度（cm/sec）
n　：主として粘性体の種類により定まる定数

② 振動数を 0.5Hzとし，振動速度 vを10cm/sec，30cm/sec，50cm/secとした時の抵抗力の平均値は，それぞれ3.32tf，5.70tf，7.19tfである。 vが10cm/secおよび50cm/secの場合の結果を用いて，定数 Aおよび nを定めると，式（3.1.4）は，次式のようになる。

$$F = 1.10 \times v^{0.48} \qquad (3.1.5)$$

なお，式（3.1.5）に， v=30cm/secを代入すると， F=5.63tfとなり，実験結果と良く一致する。

③ 連続10回の正負くり返し載荷による抵抗力の変化をみると，10cm/secから50cm/secまでの全ての振動速度において，2～10回めの抵抗力は，平均抵抗力に対して±5％の範囲に収まっている。ここで，1回めの結果を検討の対象から除外したのは以下の理由による。すなわち，抵抗力として，履歴曲線から得られた最大水平力（正）と最小水平力（負）の絶対値の平均をとっているが，1回めは，水平力が零の位置から始まるため正確な結果が得られないからである。

④ 加振振動数が 1.0Hzおよび0.8Hz の場合は，10cm/secから50cm/secまでの振動速度で，また，加振振動数が 0.5Hzの場合には，10cm/secおよび20cm/secの振動速度で載荷し，振動数が変化した場合の抵抗力の変化を検討した。これによると，振動数が 1.0Hzの場合の抵抗力を基準にすると，他の振動数の場合の抵抗力は，振動速度が10cm/secの場合で5％，30cm/secの場合で12%，50cm/secの場合で7％程度しか違わず，振動数の変化に対する抵抗力の変化は比較的小さい。

⑤ 振動速度を10cm/secとし，変位を5cm，10cm，20cmと変化させた実験では，変位を5cmとした場合の抵抗力を基本にすれば，変位が10cmの場合には6％，20cmの場合には12%抵抗力が増えるだけで，変位の変化に

対しても抵抗力は比較的安定している。

⑥ 振動速度30cm/sec，変位 5.0cmによる連続40回の正負くり返し載荷を，3時間の休止をはさんで2シリーズ行なった実験では，1シリーズめの平均抵抗力に対する1シリーズめの40回めの抵抗力の比は0.97，2シリーズめの平均抵抗力に対する2シリーズめの40回めの抵抗力の比は0.94とその差は小さい。また，1シリーズの平均抵抗力と2シリーズの平均抵抗力の比は1.02と，有意な変化はない。

表－3.1.10 粘性ダンパーの一斉共通性能確認実験結果

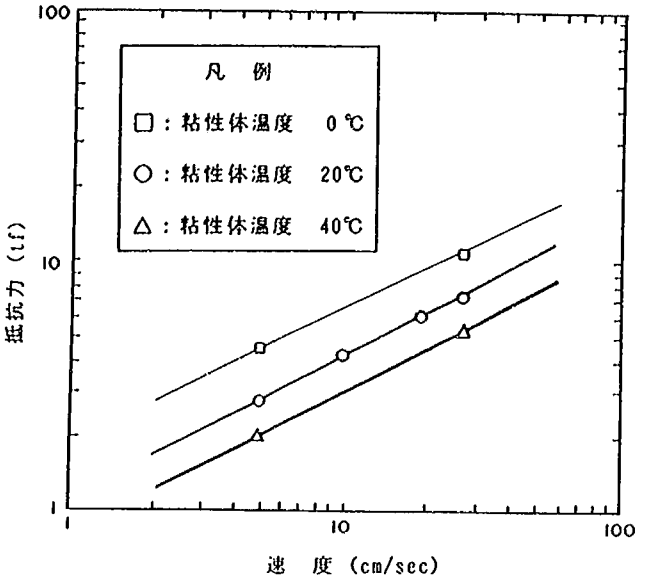
①基本特性	抵抗力（tf）（振動数 0.5Hz）		$v=10$cm/sec	3.32
			$v=30$cm/sec	5.70
			$v=50$cm/sec	7.19
② くり返し載荷に対する安定性 連続10回の正負くり返し載荷における，平均抵抗力に対する3回めと10回めの抵抗力の比		$v=10$cm/sec	F_3 / F_m	1.01
			F_{10} / F_m	1.01
		$v=30$cm/sec	F_3 / F_m	1.04
			F_{10} / F_m	0.99
		$v=50$cm/sec	F_3 / F_m	0.95
			F_{10} / F_m	1.03
③ 振動数変化に対する安定性 振動数が 1.0Hzの時の平均抵抗力に対する，振動数が 0.8Hzおよび 0.5Hzの時の平均抵抗力の比		$v=10$cm/sec	$F_{0.5} / F_{1.0}$	1.05
			$F_{0.8} / F_{1.0}$	0.97
		$v=30$cm/sec	$F_{0.5} / F_{1.0}$	測定値なし
			$F_{0.8} / F_{1.0}$	1.02
		$v=50$cm/sec	$F_{0.5} / F_{1.0}$	測定値なし
			$F_{0.8} / F_{1.0}$	1.07
④ 変位の変化に対する安定性 振動速度が10cm/secで，変位が5cmの時の平均抵抗力に対する，変位が10cmおよび20cmの時の平均抵抗力の比			F_{10} / F_5	1.06
			F_{20} / F_5	1.13
⑤ 耐疲労特性 振動数が 1.0Hzで，速度が30cm/secによる連続40回の正負くり返し載荷を1シリーズとし，3時間休止時間をはさんで2シリーズ行なった時の，各シリーズの平均抵抗力に対する40回めの抵抗力の比および1シリーズの平均抵抗力に対する2シリーズの平均抵抗力の比			$(F_{10} / F_m)_{1-シリーズ}$	0.97
			$(F_{10} / F_m)_{2-シリーズ}$	0.94
			$F_{m\ (2-シリーズ)} / F_{m\ (1-シリーズ)}$	1.02

備考）1. 平均抵抗力 F_m は，同一条件で行なったくり返し載荷の4回めから10回めまでの載荷における抵抗力の平均値である。
2. Fに付したサフィックスは，i回め載荷，振動数，jシリーズ等を示す。

一斉共通性能確認実験は，温度を20℃一定にして行なったので，抵抗力の温度特性を確認することができなかった。そこで，温度を0℃，20℃および40℃に設定して実験を行ない，抵抗力の温度特性を検討した。ここで，改めて20℃を加えたのは，一斉共通性能確認実験の場合と異なった実験施設を使用したからである。なお，この実験では，粘性ダンパーの抵抗力と形状の関係も合わせて検討するために，一斉共通性能確認実験の場合とは形状の異なる供試体を使用した。抵抗力と温度の関係を表－3.1.11に，温度をパラメーターにした抵抗力と振動速度の関係を図－3.1.11に示す。

表－3.1.11 抵抗力の温度特性（tf）

速度＼温度	0 ℃	20℃	40℃
4.85 cm/sec	4.47	2.71	1.99
9.66 cm/sec	—	4.21	—
18.67 cm/sec	—	6.08	—
26.35 cm/sec	10.65	7.23	5.26



図－3.1.11 粘性ダンパーの抵抗力特性

実験の結果から，式（3.1.4）の定数Aの算出式として次式を得た。

$$A=0.33\,(\ell+0.1)^{0.5}\,S\,\left(\frac{S}{S_0}\right)^{2}\,e^{-0.03t} \qquad (3.1.6)$$

ここに，

A ： 抵抗力式に関する定数（$tf\cdot cm^{-0.5}\cdot sec^{0.5}$）
ℓ ： 内箱の粘性体内での橋軸方向幅（cm）
S ： 内箱の粘性体内での抵抗面積（橋軸直角方向断面積）（cm^2）
S_0 ： 粘性体の流動部断面積（cm^2）
e ： 自然対数
t ： 温度（℃）

以上のように，本共同研究のなかでは，ダンパーの抵抗力に関する特性を把握し，抵抗力の算定式を確立することができたが，実用に供するためには，さらに以下の課題に対する開発が必要である。

① 本粘性ダンパーは，アイソレーターとしての積層ゴム支承と組み合わせて使用されるが，本共同研究での一連の実験では，ダンパーのみの性能確認に止まった。しかし，粘性ダンパーと積層ゴム支承とでは，抵抗力発生の作動原理が根本的に異なるため，粘性ダンパー単独では，免震装置としての特性や性能を完全に確認することはできない。このため，ダンパーとアイソレーターを組み合わせた状態で性能確認実験を行なう必要がある。

② 本共同研究では，抵抗力に関する特性式を確立したが，このままでは，免震設計に適用するのは不便であり，減衰力を等価減衰定数のような一般性のある特性で表現する必要がある。このためにも，粘性ダンパーとアイソレーターの組み合わせによる特性確認実験を行なう必要がある。

③ 構造の小型化を図る必要がある。

3.1.2 免震装置の性能確認試験方法の開発

(1) 開発の概要

本共同研究には，民間12社が参加し，建設省土木研究所と共同して，橋梁用免震装置に要求される性能の確認試験方法と，これに基づく性能の判定基準の開発を行なった。この研究開発の成果は，「道路橋の免震設計法マニュアル（案） 第7章 免震装置の性能確認試験方法」としてまとめているので，ここでは，「マニュアル（案）」に規定した性能確認試験方法および性能の判定基準について，その適用方法および内容を中心に述べるものとする。

(2) 適用方法

免震装置には，いろいろな材料や構造が用いられている。これらの中には，機構的に長周期化と減衰性能の向上を図るメカニズムが明解なものもあれば，高減衰積層ゴム支承のように，複雑なメカニズムでエネルギー吸収を図る装置もある。したがって，基本的な使用材料や許容ひずみに対する規格はもちろん重要であるが，これだけでは不十分で，開発した免震装置が結果としてどのような力学的物性を有するかを試験によって確認しておくことが必要である。

免震装置の性能確認試験方法の開発は，こうした目的に向けて各種の原理に基づく免震装置に対してできるだけ統一的に性能を確認することを目的として行ったものである。ただし，本試験方法は，共同研究で開発した免震装置だけでなく，その他の免震装置に対しても適用可能である。また，試験方法をまとめるに際しては，道路橋に免震設計を適用する際には，こうした項目を満足すべきであるといった方法も取り入れた。

免震装置は，免震設計の重要な要素となるものであるから，設計で設定した特性が，環境条件の変化やくり返して作用する荷重条件の中にあっても安定して確実に発揮できるものでなければならない。したがって，免震設計の採用に際しては，ここに示す性能試験を満足するものを使用することが原則であるという主旨でまとめられている。ただし，以下の点に注意しなければならない。

① 免震設計された橋に使用する全ての免震装置について，その都度，性能試験を行う必要はない。従来の性能試験から特性のわかっている項目については試験を実施しなくてもよい。ただし，性能確認試験を免震装置の全数に対して行うか，任意に抽出した免震装置に対して行うかは，適用する免震装置の使用実績や試験項目に応じて定めなければならない。

② 免震装置の性能の判定基準には，免震装置としての耐力や耐久性，信頼性に関する規定と力学的特性に関する規定がある。耐力や耐久性，信頼性に関しては，原則として，免震装置はここに示す性能確認試験を満足しなければならない。一方，力学的特性に関しては，これがある基準に収まっていれば，免震設計がし易いというだけで，必ずしも免震装置として絶対に必要な条件ということではない。これは免震装置がいかに複雑な力学特性を有していようと，これが安定したものであり，試験等によってその特性がわかっていれば，免震設計ではこれを設計計算に反映することが可能であるからである。

③ 免震装置のエネルギー吸収機構にはいろいろなものがあるが，ここでは，免震装置を変位依存型，摩擦型および速度依存型の3種類に分類し，それぞれのエネルギー吸収機構に応じた性能確認試験方法を示す。

以下に，免震装置の性能確認試験方法および性能の判定基準について，その概要を述べる。

(3) 免震装置の動的特性

免震装置の動的特性に関する試験には，大きく以下の4つの項目がある。

1) 設計に用いた免震装置の等価剛性および等価減衰定数等の特性を確認するための試験

設計に用いた免震装置の等価剛性および等価減衰定数等の特性を確認するための試験における試験条件および判定基準は，表－3.1.12に示す通りである。

本試験では，ダンパーとアイソレーターが別の構造になっている免震装置で，その機能が明確に2つにわかれることが明らかな場合は，ダンパーとアイソレーターを別々に試験してよい。表－3.1.12で摩擦型免震装置に対しては摩擦係数を，速度依存型免震装置に対しては等価粘性係数をそれぞれ特性値としたのは，免震設計では，免震装置の等価剛性および等価減衰定数が最も重要で直接的な特性値であるが，摩擦型ダンパーや速度依存型ダンパーでは，等価剛性や等価減衰定数を評価できない場合があることを想定したものである。したがって，アイソレーターと組み合わせて試験し，免震装置の等価剛性や等価減衰定数を評価できる場合には，等

表－3. 1.12　設計に用いた免震装置の特性を確認するための試験方法

免震装置の種類と判定する特性値	試験方法		判定基準
(1) 変位依存型免震装置 等価剛性および等価減衰定数 (2) 摩擦型免震装置 摩擦係数 (3) 速度依存型免震装置 等価粘性係数	温度条件	+20℃	試験から求められた等価剛性および等価減衰定数等の特性値の平均値は，設計値に対して±10%以内でなければならない。
	鉛直載荷荷重	設計支圧応力度に相当する荷重	
	水平載荷	橋の固有周期に相当する振動数で，地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位 u_{Be} による正負10回のくり返し載荷	

価剛性および等価減衰定数を用いて判定するのがよい。

判定基準では，特性値の平均値を用いるが，ここでいう特性値の平均値とは，10回のくり返し載荷を行った中の4サイクルめから10サイクルめまでの履歴曲線から求めた特性値の平均値である。これは，免震装置の中には，載荷の初期には等価剛性および等価減衰定数が変化（一般には，減少）し，等価剛性および等価減衰定数が一定値に落ちつくためにある回数だけくり返して変形させる必要があるものがあるためである。このような特性は，免震設計を簡単にするという観点からはない方が望ましいが，現在供給される免震装置の実情を考慮し，初期の3回の履歴曲線を除いた後の7回の履歴曲線から免震装置の特性値を求めることとしたものである。

なお，本試験を含め全ての性能確認試験では，温度を+20℃としているが，これは，普通の地方における一般の使用温度を想定したものである。したがって，寒冷な地方に使用される免震装置の試験に際しては，実状に合わせて試験温度を定めるのがよい。

2) 地震時保有水平耐力法における免震装置の設計変位 u_B による50回の正負連続くり返し載荷試験

この試験では，温度を20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重の作用下で，地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B に相当する水平変位を 0.5Hzの振動数で50回くり返して作用させ，この過程で，免震効果に影響を及ぼすような構造的な損傷を免震装置が生じないことを確認する。ただし，この試験では，振動数はあまり重要な要素ではないので，振動数が著しく遅くない限り，試験装置の特性に応じて 0.1Hz程度まで振動数を下げてもよい。

3) 免震装置に生じる残留変位を確認するための試験

この試験では，温度を20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重の作用下で，地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B に相当する水平変位を免震装置に強制的に与え，これを静かに解放して自由に免震装置を復元させ，解放5秒後に残った残留変位 u_{BR} が，免震装置の設計変位 u_B の10%以内になければならないとしている。

4) 常時荷重の変動や温度変化等の環境条件に対する安定性を確認するための試験

この試験では，以下の項目に対する免震装置の特性値の安定性を確認する。

① くり返し載荷の影響
② 履歴経験の影響
③ 支圧応力度の変化
④ 変形速度の変化
⑤ 静的予変位の影響
⑥ 温度変化

表－3. 1.13に，主として変位依存型免震装置を対象に，それぞれの検証項目ごとの試験条件と判定基準を示す。

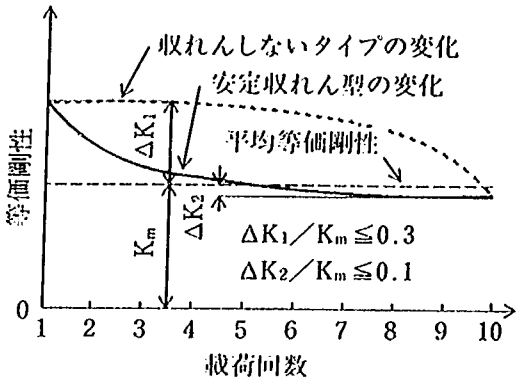
表－3.1.13　常時荷重の変動や温度変化等の環境条件に対する安定性を確認するための試験方法

検証項目	試験条件		判定基準
① くり返し載荷の影響	温度条件	+20℃	1回から3回めまでの載荷における等価剛性および等価減衰定数は，それぞれ平均等価剛性および平均等価減衰定数に対して±30%以内でなければならない。また4回から10回めまでの載荷における等価剛性および等価減衰定数は，それぞれ平均等価剛性および平均等価減衰定数に対して±10%以内でなければならない。
	鉛直荷重	設計支圧応力度に相当する荷重	
	振動数	0.5Hz	
	水平変位	地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位 u_{Be} による正負交番載荷	
	載荷回数	10回	
② 履歴経験の影響	表－3.1.12の試験方法に示す一連の載荷を1シリーズとし，これを連続して2シリーズ行なう。		1シリーズめの免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数に対する，2シリーズめの平均等価剛性および平均等価減衰定数は，それぞれ±10%以内でなければならない。
③ 支圧応力度の変化	温度条件	+20℃	設計支圧応力度相当の鉛直荷重作用下における平均等価剛性および平均等価減衰定数に対して，設計支圧応力度の1/2および80kgf/cm²に相当する鉛直荷重作用下における平均等価剛性および平均等価減衰定数は，それぞれ±20%以内でなければならない。
	鉛直載荷	設計支圧応力度，設計支圧応力度の1/2および80kgf/cm²に相当する鉛直荷重	
	振動数	0.5Hz	
	水平変位	ひずみ振幅で± 100%または変位振幅で±15cm	
	載荷回数	各鉛直載荷に対して10回	
④ 変形速度の変化	温度条件	+20℃	振動数0.5Hzにおける平均等価剛性および平均等価減衰定数に対して，振動数0.1Hzおよび1.0Hzにおける平均等価剛性および平均等価減衰定数は，それぞれ±20%以内でなければならない。
	鉛直荷重	設計支圧応力度に相当する荷重	
	振動数	0.1Hz，0.5Hz，1.0Hz	
	水平変位	ひずみ振幅で± 100%または変位振幅で±15cm	
	載荷回数	各振動数に対して10回	
⑤ 静的予変位の影響	温度条件	+20℃	静的予変位を与えない場合の平均等価剛性および平均等価減衰定数に対して，静的予変位を与えた場合の平均等価剛性および平均等価減衰定数は，それぞれ±20%以内でなければならない。
	鉛直荷重	設計支圧応力度に相当する荷重	
	振動数	0.5Hz	
	静的予変位	① なし ② 設計変位 u_B の30%相当の静的予変位	
	水平変位	ひずみ振幅で± 100%または変位振幅で±15cm	
	載荷回数	上記①，②のケースに対して各10回	
⑥ 温度変化	温度条件	－10℃，+20℃，+40℃	+20℃における平均等価剛性に対する，－10℃および+40℃の平均等価剛性はそれぞれ±30%以内でなければならない。また，+20℃における平均等価減衰定数に対する，－10℃および+40℃の平均等価剛性はそれぞれ±20%以内でなければならない。
	鉛直荷重	設計支圧応力度に相当する荷重	
	振動数	0.5Hz	
	水平変位	ひずみ振幅で± 100%または変位振幅で±15cm	
	載荷回数	各温度条件に対して10回	

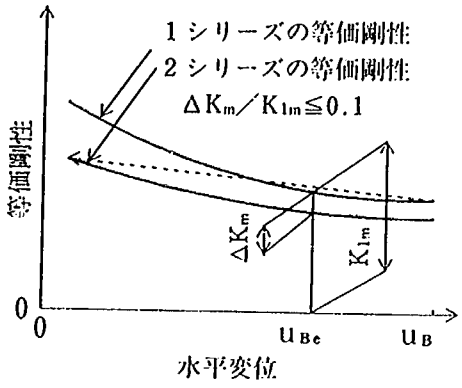
表－3. 1.13の判定基準は，全て原則を示したものである。これは，本試験が，免震装置の力学的特性を把握するためのものであり，免震装置が判定基準を満足しないからといって，それを否定する必要はないためである。

くり返し載荷の影響に対する安定性に関する判定基準を，1回～3回めまでの載荷と，4回～10回めまでの載荷に分けたのは，10回の載荷過程において免震装置の特性値が変化してもよいが，これが図－3. 1.12の実線に示すような安定収れん型であることを確認するためである。図の破線で示すように，載荷回数の進行とともに免震装置の特性値が収れんしないタイプの免震装置は使用してはならない。

履歴経験の影響に対する安定性に関する試験を概念的に図示すると図－3. 1.13の通りである。免震装置の中には，最初の1シリーズでの特性値と，この後に行なった2シリーズでの特性値が異なるものがある。本試験は，1シリーズと2シリーズ間の特性値の変化がどの程度であるかを表すための試験である。



図－3. 1.12 繰り返し載荷の影響による等価剛性の変化



図－3. 1.13 履歴経験による等価剛性の変化

表－3. 1.13には，主として，変位依存型の免震装置に対する試験方法を示したが，「マニュアル（案）」では，摩擦型免震装置および速度依存型免震装置に対しても，それぞれ試験方法を示している。なお，速度依存型免震装置の場合には，表－3. 1.13の変形速度の変化，静的予変位の影響および温度変化における試験条件では，水平変位に変えて変位速度を50cm/secとしている。この変位と変位速度の対応は次式に基づいている。

$$v = 2\pi \cdot f \cdot u \qquad (3.1.7)$$

ここに，v：変位速度（cm/sec），f：振動数（Hz），u：変位（cm）である。式（3.2.1）から，振動数を0.5Hz とし，u＝15cmとすれば，$v \fallingdotseq 50$cm/secとなる。

(4) 免震装置の静的特性

免震装置の静的特性を確認するための試験として，以下の3項目の試験を規定している。

① 温度変化に伴う常時のくり返し変位に対する耐久性を確認するための試験

② クリープによる圧縮変形量を確認するための試験

③ 温度が－10℃の時と＋40℃の時の免震装置の等価剛性を確認するための試験

また，クリープ，乾燥収縮，温度変化などの影響により上部構造がゆっくり変形する際の免震装置の水平反力を求めるための試験方法も示している。

表－3. 1.14に，免震装置の静的特性に関する試験方法を示す。

温度変化等の影響による支承の変位速度は，一日の温度昇降を±5℃，上部構造の伸縮けた長を50mとすれば，約 1.4×10^{-4}cm/secとなり，地震による変位速度に比べると非常に小さい。免震装置の中には，このような緩速変形に対する水平反力と，地震のように速い速度で変位する場合の水平反力とで異なるものがある。このように，変位速度によって水平反力特性が異なる免震装置の場合は，温度変化等の緩速変形に対する水平反力も検証しておく必要がある。

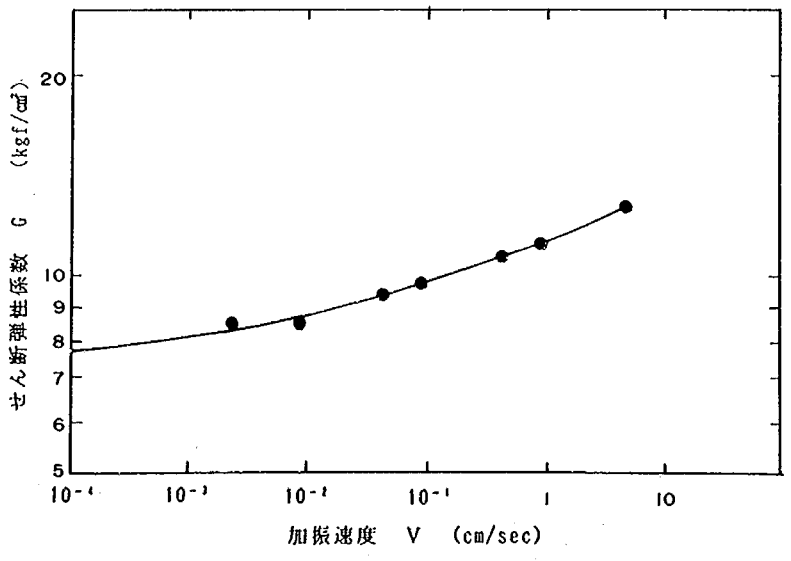
表－3.1.14　免震装置の静的特性に関する試験方法

検証項目	試験方法		判定基準
① 温度変化に伴う常時のくり返し変形に対する耐久性	温度条件	＋20℃	(1) 加振後の免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数は，加振前の平均等価剛性および平均等価減衰定数に対して，それぞれ±10%以内。 (2) 免震装置に損傷が生じない。
	鉛直荷重	設計支圧応力度に相当する荷重	
	水平変位	せん断ひずみで±20%相当の水平変位	
	載荷回数	20,000回	
② クリープによる圧縮変形量	温度条件	＋20℃	クリープの特性式で算出した橋の供用年数に相当するクリープ量は，ゴム総厚の5%以内。
	鉛直荷重	設計支圧応力度に相当する荷重	
	継続時間	1,000時間	
		100時間後と1,000時間後に生じる鉛直変位から，クリープの継続時間に対する特性式を定め，この式から橋の供用年数に相当するクリープを求める。	
③ 温度が－10℃の時と＋40℃の時の免震装置の等価剛性	温度条件	－10℃および＋40℃	温度が＋40℃における平均等価剛性に対する，温度が－10℃における平均等価剛性の比は1.3以下。
	鉛直荷重	設計支圧応力度に相当する荷重	
	水平変位	免震装置の有効設計変位± u_{Be}	
	載荷回数	各温度でそれぞれ10回	

試験で，温度変化等による変位速度を再現できれば特に問題はないが，通常の加振ではこれを再現することは一般に困難である。そこで，通常の加振機の能力を用いて緩速変形時の免震装置の水平反力を推定する方法を2案提案した。なお，ここに示した2種類の方法を用いるとほぼ同じ水平反力が求められることが確かめられている。

1) 外挿法

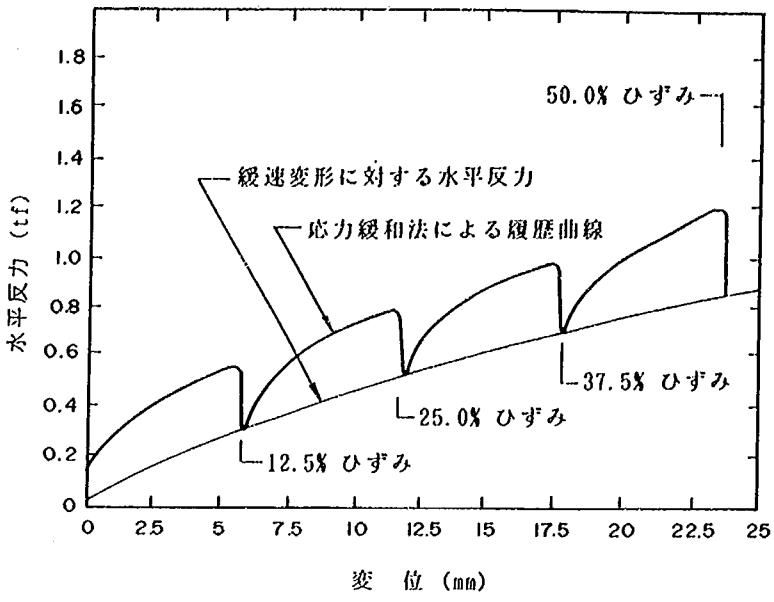
この方法は，全ての免震装置に対して適用可能である。この方法は，加振速度を通常の加振機の能力で可能と考えられる0.002cm/sec～5.0cm/secとし，この間の加振速度と水平反力の関係を外挿して，緩速変形に相当する変位速度に対する水平反力を推定する方法である。一例として，図－3.1.14に，この方法により求めた高減衰積層ゴム支承の水平反力と変位速度の関係を示す。ただし，ここでは，等価せん断弾性係数と変位速度の関係を示している。



図－3.1.14　外挿法による高減衰積層ゴム支承の緩速変形に対する水平反力特性

2) 応力緩和法

この方法は，高減衰積層ゴム支承や鉛プラグ入り積層ゴム支承のように，時間とともに，内部応力の緩和が行われる免震装置に適用できる。この方法では，一日の平均温度から最大温度になるまでの時間を6時間(1/4日）とし，この間の水平変形をせん断ひずみでγ_dと想定し，せん断ひずみでγ_d/4変形させるごとに1時間30分（6時間／4）の休止時間を設け，せん断ひずみがγ_dになるまでに，ちょうど6時間を要するように載荷する。この過程における水平反力とせん断ひずみの履歴曲線を求め，それぞれのせん断ひずみにおける最少の水平反力を結ぶ曲線を緩速変形に対する水平反力特性として推定する方法である。図－3.1.15に，高減衰積層ゴム支承に対して応力緩和法によって求めた緩速変形に対する水平反力特性の一例を示す。



図－3.1.15 応力緩和法による高減衰積層ゴム支承の緩速変形に対する水平反力特性

3.2 免震橋用伸縮装置と落橋防止構造の開発に関する研究

3.2.1 ノックオフ装置

(1) 研究項目

免震橋の桁と橋台の遊間をあまり大きくしないための工夫のひとつとして，ニュージーランドではノックオフ機能付橋台が実用化されている。これは大地震時に桁が橋台と衝突する場合を考えて橋台のノックオフ部が裏込め土の方に適当に移動できるようにしておき，衝突の影響を緩和しようとするものである。

我が国の場合，この装置が設置された例はまだなく設計法も確立されていない。そこで，この研究では，①橋台のノックオフ部が滑動する際の裏込め地盤の破壊状況と滑動抵抗力に関する実験と解析，②アスファルト舗装の変形係数に関する文献調査，③ノックオフ部の設計法と施工法の検討，④ノックオフ部と背面の舗装の修復方法の検討，を実施した。

(2) 実験方法および模型の概要

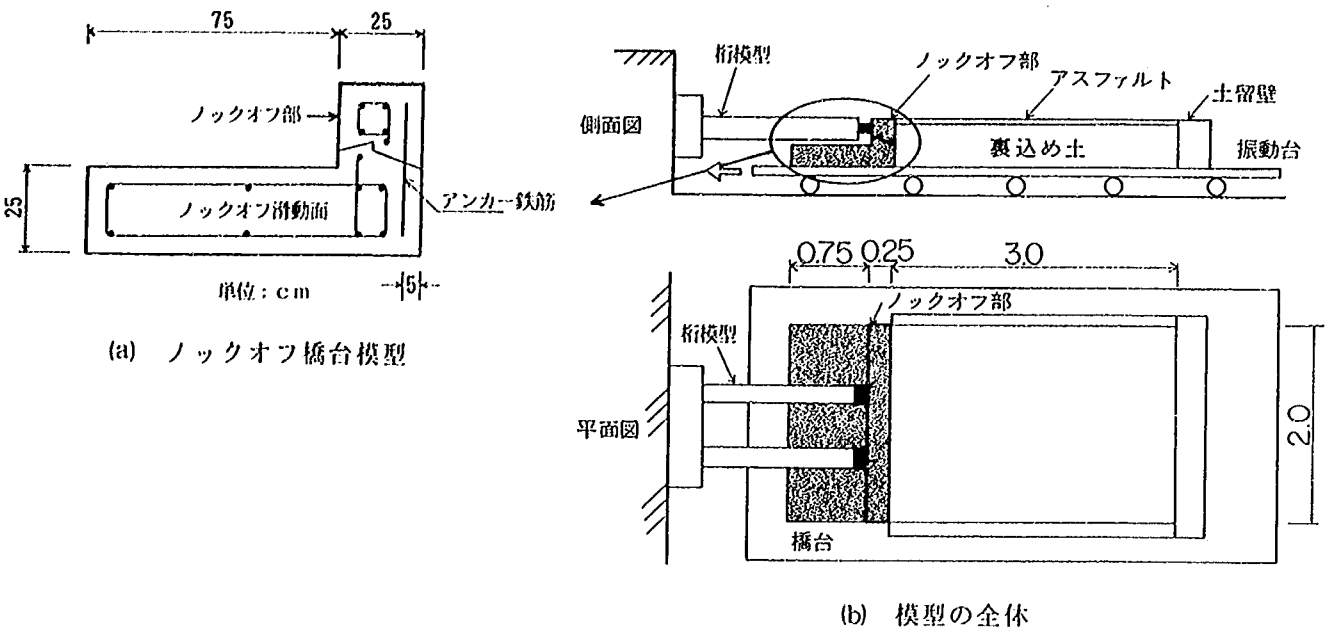
実験では図－3.2.1に示すように橋台と裏込め地盤の模型を振動台上に載せ，桁側を反力壁に固定した状態で振動台を極く低速あるいは10，15，20cm/secの3段階の速度でノックオフ部をロードセルを取付けた桁端部に衝突させた。模型の大きさは実物のおよそ1/2とした。ノックオフの滑動部にはアンカー鉄筋がある場合とない場合の2種類を考えた。裏込め部は，アスファルト舗装要項に準じて道路舗装を模擬した場合と乾燥砂で埋め戻した場合の2種類とした。

(3) 解析の概要

図－3.2.2に示すＦＥＭモデルにより解析を実施した。最初に実験をシミュレーションしモデルと材料定数の妥当性を検討するとともに，実験では観測できなかった地盤の破壊モードを解析した。次に同じ方法を実物に適用して破壊モードと抵抗力を求め，設計法の適用性を検討した。

(4) 設計法の検討

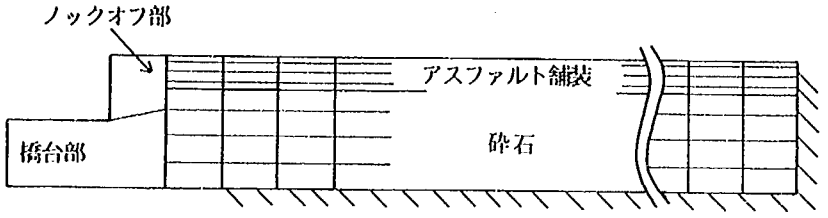
模型のノックオフ部，アスファルト舗装，裏込め地盤（砕石）を図－3.2.3に示すようなブロックに分け，各ブロックに作用する力のつり合いとアスファルト舗装の座屈荷重かまたは圧縮強度からノックオフ滑動時の抵抗荷重Ｆを算定する式（3.2.1）を提案した。



(a) ノックオフ橋台模型

(b) 模型の全体

図－3.2.1 ノックオフ装置の模型



図－3.2.2 ＦＥＭ解析モデル

$$F = F_N + F_A + F_B + F_a \qquad (3.2.1)$$

ここに,

F_N ：ノックオフ滑動面の抵抗力（tf）

F_A ：アンカー鉄筋による抵抗力（tf）

F_B ：裏込め地盤の抵抗力（tf）

F_a ：アスファルト舗装の抵抗力（tf）で次の２式の小さい方の値とする。

$$F_a = B \times 2\sqrt{E_a \cdot I \cdot K}$$

または

$$F_a = B \times t \times \sigma_a$$

ここに,

E_a ：アスファルト舗装の変形係数（tf/m²）

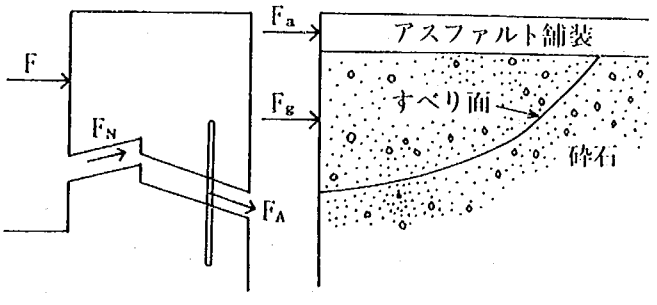
I ：アスファルト舗装の断面２次モーメント（m⁴）

K ：弾性床のバネ定数で５tf/m²とする

B ：橋台の全幅（m）

t ：アスファルト舗装厚（m）

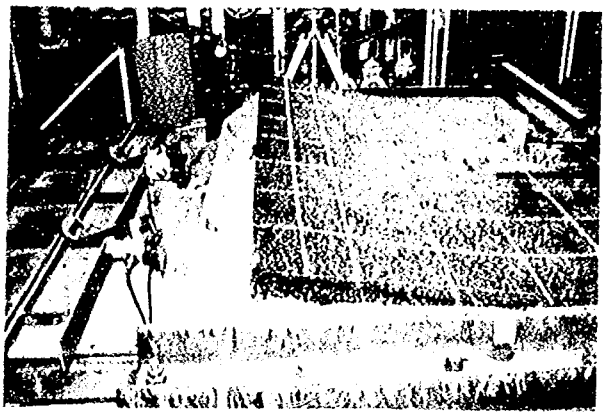
σ_a ：アスファルト舗装の圧縮強度（tf/m²）



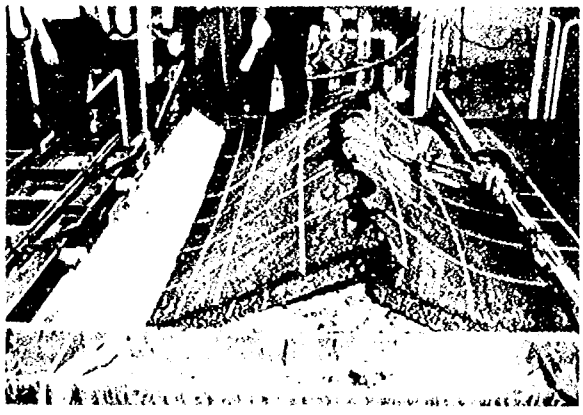
図－3.2.3 ノックオフ裏込め地盤の破壊状況

(5) 成果のまとめ

① 衝突時の速度が15cm/secの時の裏込め部の破壊状況を写真－3.2.1に示す。写真－3.2.1(a)はアンカー鉄筋がない場合であり，(b)はアンカー鉄筋がある場合である。アンカー鉄筋がない場合にはノックオフ部の下方が舗装の下に潜り込むように回転し，舗装がめくれ上がった。一方，アンカー鉄筋がある場合には舗装がノックオフ部から約70cm付近で上向きに折れ曲がって破壊した。したがって，ノックオフを設けることにより路面が損傷を受ける場合もあるが，大地震時にノックオフ部が移動して裏込め地盤が破壊するように設計しておくと，橋台本体の被害は防止することができる。また，大地震時の桁の移動を許し，エネルギー吸収を図る上では有効である。地震直後は応急復旧対策としては鉄板を敷くこと等で交通を確保できると考えられる。



(a) アンカー鉄筋がない場合



(b) アンカー鉄筋がある場合

写真－3.2.1 ノックオフ裏込め地盤の破壊状況

② ノックオフ部が滑動し始める抵抗力は載荷速度により大きく変化する。アスファルト舗装の変形係数が温度依存性と速度依存性を持つため，ノックオフ装置の設計には想定される温度範囲と衝突速度内で最大となる変形係数（E_a ＝ 2.8×10kgf/cm²）を用いるのがよいと考えられる。

③ ノックオフ滑動時の抵抗荷重としてアスファルト舗装の座屈荷重または破壊荷重とノックオフ滑動時のノックオフ部と裏込め地盤の抵抗力を加算した式（3.2.1）を提案した。同式による解析結果およびＦＥＭ解析結果は，ほぼ実験結果と一致することが確認された。

④ 上記②の定数を使って③の方法でノックオフ滑動時の抵抗荷重を求めると大きな値となる場合がある。このような場合には，アスファルト舗装に目地を設ける必要がある。また，ノックオフ滑動面には，ノックオフ部が所定のすべり抵抗で滑動できるように剥離材等を用いて縁切りしておくことが必要とされる。なお，滑動面から水が浸透してくるため，アンカー鉄筋には防食加工を施した鉄筋や，ステンレス製の鉄筋を用いなければならない。また，アンカー鉄筋の周辺は鉄筋の引き抜き力により破壊する恐れがあるため，ひび割れ防止用の鉄筋を配しておく必要がある。

3.2.2 2方向伸縮装置

(1) 研究項目

橋軸方向だけでなく橋軸直角方向にも免震化する場合，橋桁の水平２方向の移動に追従可能な伸縮装置が必要になる。そこで，上部構造の地震時の挙動を阻害することなく，水平２方向に移動可能な免震橋用伸縮装置の開発を目的として，伸縮装置の基本構造の検討，実物大モデルを用いた機能実証実験，および，伸縮装置の設計法を検討した。

(2) 伸縮装置の基本構造

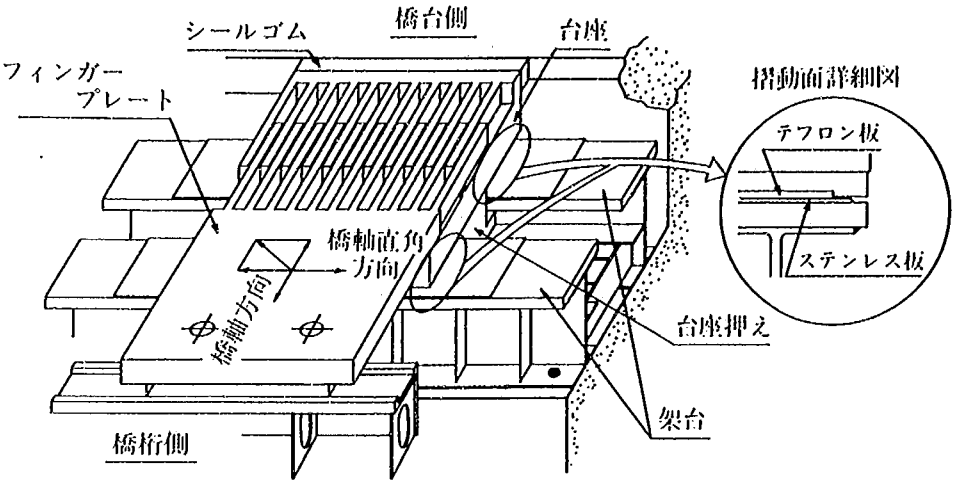
従来の両端支持型フィンガージョイントを改造し，橋軸直角方向にも移動可能な伸縮装置を考案した。基本構造は図－3.2.4に示す通りである。橋面が櫛形となっている台座を橋軸直角方向に摺動できるように水平な摺動

面を持つ架台の上に組み立てる。また，フィンガープレートを従来のフィンガージョイントと同じように台座上に架け渡し，輪荷重を支持する。なお，図－3.2.4に示すように橋軸直角方向の摺動面は，台座下面に固定したテフロン板と架台上面に貼られたステンレス板とで構成され，摩擦が小さくなるようにしている。橋桁の各方向の移動量の吸収機構は以下の通りである。

① 橋桁の橋軸方向の移動に対しては，台座に架け渡したフィンガープレートの櫛形部で吸収する。

② 橋桁の橋軸直角方向の移動に対しては，櫛形のフィンガープレートが摺動面上の台座を橋軸直角方向に移動させることにより吸収する。

③ 橋桁の斜め方向の移動に対しては，上記の①および②を組み合わせて吸収する。



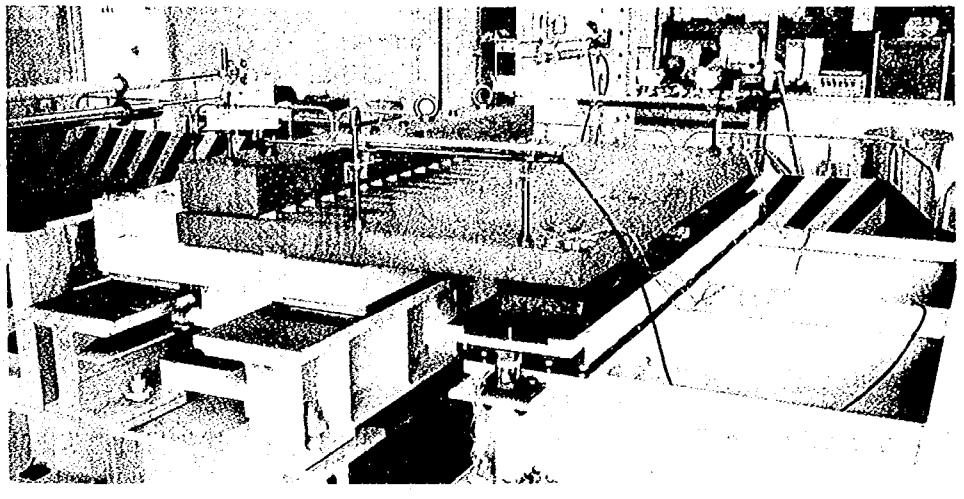
図－3.2.4　橋軸直角方向にも移動可能な伸縮装置の構造概要図

(3) 実物大モデルを用いた機能の実証実験

橋軸方向，橋軸直角方向および橋軸方向と45°方向の加振に対してスムーズに作動することを確認すると同時に，抵抗力が免震橋梁の挙動にほとんど影響を与えない程度に小さいことを確認するために，写真－3.2.2に示すような振動台による加振実験を行った。試験体は，伸縮装置として現実的な寸法を考慮し伸縮遊間を235mmとした。実験では表－3.2.1に示す3ケースの正弦波と模擬地震波を用いて，それぞれ橋軸方向，橋軸直角方向，橋軸方向と45°方向の3方向に加振した。

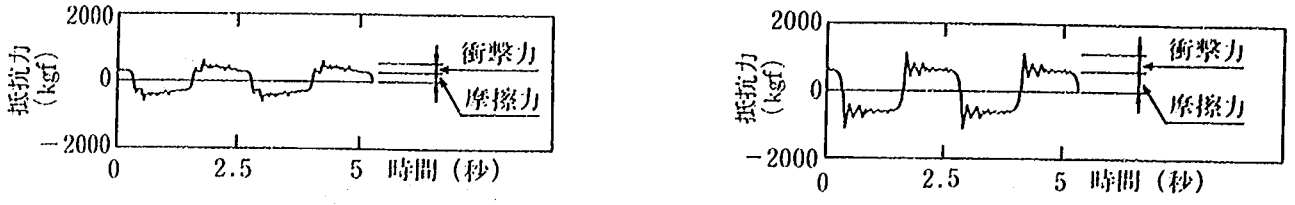
表－3.2.1　正弦波による実験ケース

実験ケース	1	2	3
振動数 (Hz)	0.1	0.4	0.8
加振最大変位 (mm)	＋180	＋180	＋100
加振最大速度 (cm/s)	11.3	45.2	50.0
加振時間 (秒)	60	60	60



写真－3.2.2　実験状況

実験結果の一例として，橋軸方向とは45°方向に正弦波加振（ケース２）した場合の伸縮装置の抵抗力を図－3.2.5に示す。



図－3.2.5 伸縮装置の抵抗力（正弦波加振、ケース２）

こうした実験を通して，本研究で開発した２方向移動可能な伸縮装置に関して，以下の事項が確認された。

① 水平面内のいろいろな方向の振動に対してスムーズに追従できる。

② 本実験結果から橋長 100m程度のコンクリート橋（幅員９m）の抵抗力を推定すると，最大で19tf程度となる。これは上部構造重量（約 2,200tf）の１%未満であり，免震橋梁としての挙動に及ぼす影響は小さい。

③ 今回用いた構造では，橋軸直角方向の摺動部の摩擦係数は約 0.2である。

以上の点より，本伸縮装置は当初の開発目標を満足することが実証された。

(4) 本伸縮装置の設計法の確立

本伸縮装置の設計法を確立するために，設計条件として与えられた橋桁の移動量に対し，フィンガープレートの厚さや長さ等の装置の基本寸法の計算方法を提案した。さらに，これに基づいて試設計を行い，本装置の設計が可能であることを示した。（道路橋の免震設計法マニュアル（案）参考資料－４参照）

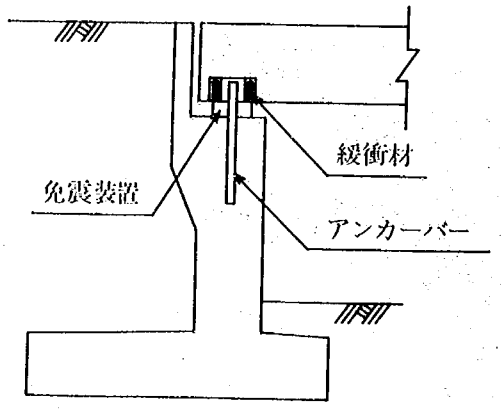
(5) 特許出願

以上により開発した伸縮装置については，橋梁用伸縮装置（出願番号：特願平3-139229）として，平成３年６月11日に特許出願した。

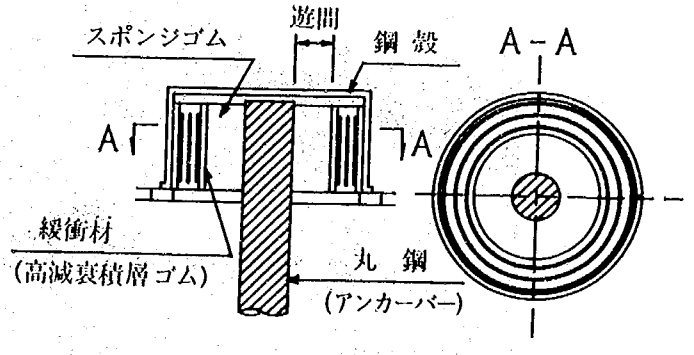
3.2.3 緩衝材付落橋防止装置

(1) 研究項目

大規模地震時に上下部構造間の相対変位を柔軟に抑止するためには緩衝材付の落橋防止装置が有効である。このため，図－3.2.6および図－3.2.7に示すように，ゴム材と丸鋼を組み合わせた緩衝装置を開発した。本装置を開発するにあたっては，モデル橋を用いた数値解析により緩衝効果を確認するとともに，緩衝材に対する要素試験を行い，緩衝材のバネ定数の算定式を提案して設計法をとりまとめた。



図－3.2.6 落橋防止装置の配置

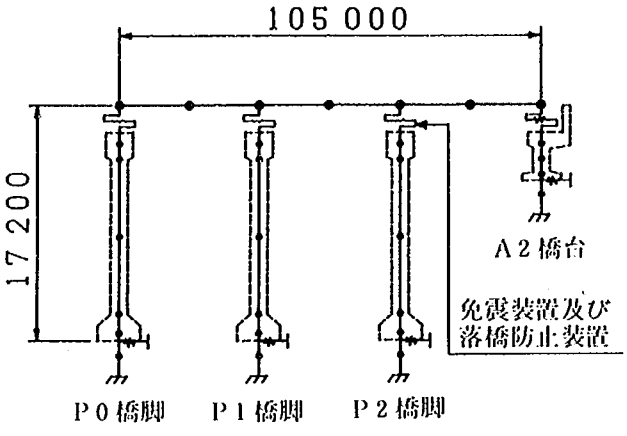


図－3.2.7 緩衝材付の落橋防止装置

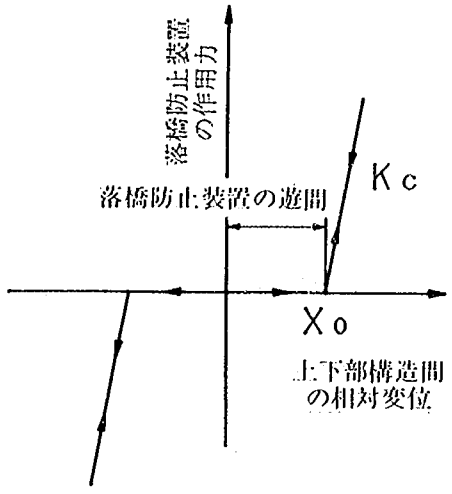
(2) モデル橋を用いた数値解析

図－3.2.8に示す3径間連続ＰＣ合成桁橋（Ⅱ種地盤）を対象として，非線形時刻歴応答解析を行った。入力地震動としては関東地震クラスの約 1.3倍の大きさの地震を想定した。落橋防止装置は，図－3.2.9に示すようにある遊間の間は作動せず，これを越えた後は，上下部構造間の相対変位に比例した抵抗力が落橋防止装置に作用するように非線形バネ部材を用いてモデル化した。落橋防止装置に作用する最大水平力を図－3.2.10に示す。

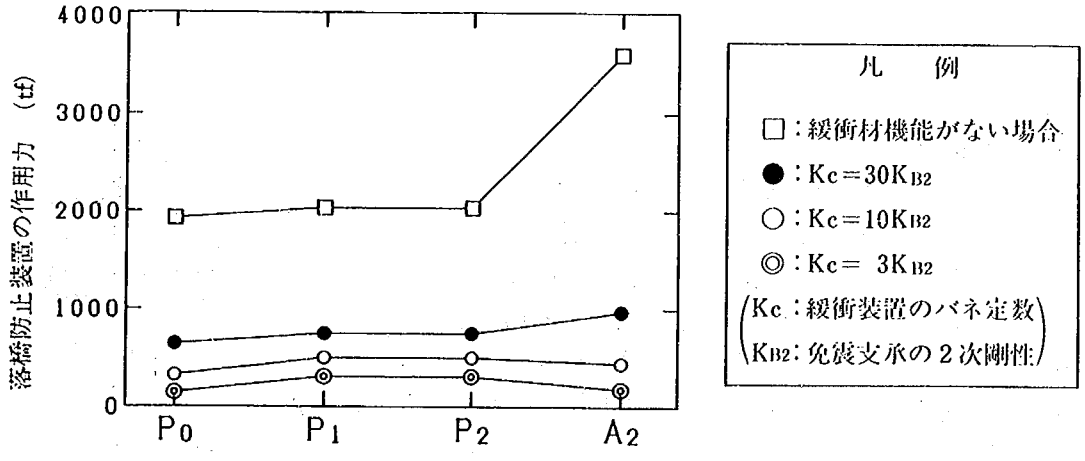
これより，適当なバネ定数を持つ緩衝材を用いることにより，アンカーバーに作用する水平力を低減することができること，今回の解析では，上部構造の変位をある程度抑制し，緩衝効果が期待できるバネ定数の範囲は，免震装置の２次剛性 K_{B2} の約５～20倍であることが明かとなった。



図－3.2.8　モデル橋



図－3.2.9　落橋防止装置のモデル化



図－3.2.10　落橋防止装置に作用する最大水平力

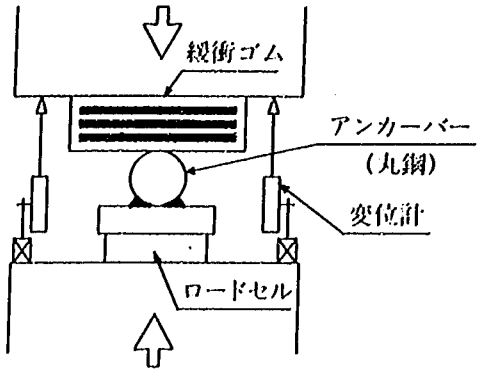
(3) 緩衝材に対する要素試験

緩衝材に対する要素試験として，図－3.2.11に示すようにアンカーバー（丸鋼）と緩衝ゴム（積層ゴム）を用いた静的な圧縮載荷試験を行った。実験結果の一例として，図－3.2.12に圧縮変形特性を示す。

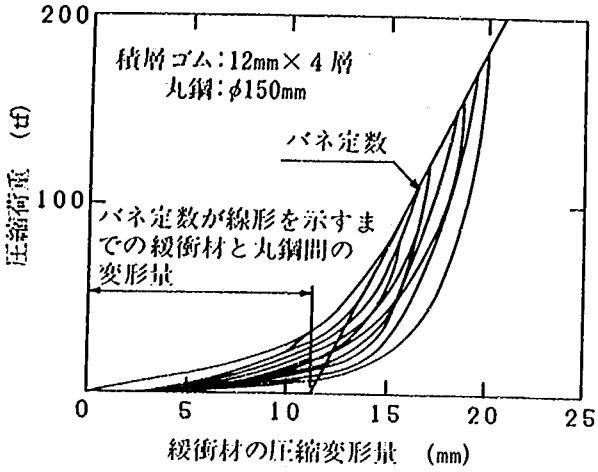
こうした要素試験結果より以下の事項が明らかになった。

① 図－3.2.11のように緩衝ゴムをアンカーバーで局部載荷した場合でも，アンカーバーと緩衝ゴムとの接触面積を適切に評価すれば，全面載荷した場合と同様に，ゴムの見かけの弾性係数，ゴムとの接触面積，ゴムの総厚からバネ定数を算出することができる。

② バネ定数は緩衝ゴムの圧縮変形につれて最初は図－3.2.12に示すように非線形に増加し，バネ定数が線形を示すまでには緩衝ゴムとアンカーバー間にはある変形量が必要である。これは緩衝ゴムが積層ゴムである



図－3.2.11 アンカーバーおよび緩衝ゴムの圧縮試験



図－3.2.12 緩衝ゴムの圧縮変形特性

ためである。この変形量はアンカーバーの径に関係なく緩衝ゴムの層数層厚が同じであれば，ほぼ一定である。

(4) 緩衝材のバネ定数の算定式の提案と設計法の確立

1) 緩衝材のバネ定数算定式

(3)に示した要素実験をもとに緩衝ゴムの圧縮変形に比例して線形挙動を示すようになってからの緩衝材のバネ定数は式（3.2.2）～式（3.2.5）により推定することができる。これらの式により，所要の耐力を備え，かつ設計で必要な緩衝材のバネ定数と衝突後の移動量を設定することができる。

$$K_c = T_f \cdot G_o \cdot A_c / a_c \qquad (3.2.2)$$

$$A_c = b_c \cdot L \qquad (3.2.3)$$

$$a_c = (\phi - \sqrt{\phi^2 - b_c^2}) / 2 \qquad (3.2.4)$$

$$b_c = b_{co} + b_{cm} \cdot n \qquad (3.2.5)$$

ここに，

K_c ：緩衝ゴムのバネ定数（kgf/cm）

T_f ：実験により求めた係数で，212.0とする。

G_o ：積層ゴムのせん断弾性係数（kgf/cm²）

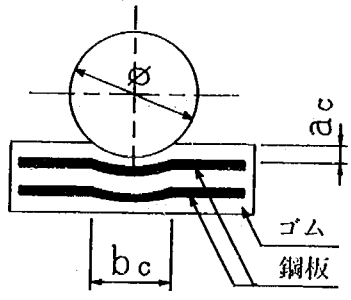
A_c ：ゴムとアンカーバー間の圧縮載荷面積（cm²）

a_c ：ゴムの沈み込み量（cm）で，図－3.2.13に示す。

b_c ：ゴムとアンカーバー間の圧縮載荷幅（cm）

b_{co}：2層の積層ゴムに対する b_c の基準値（cm）で表－3.2.2による。

b_{cm}：積層ゴムの積層数に対する補正値（cm）で表－3.2.3による。



図－3.2.13 緩衝ゴムとアンカーバーの接触面積

表－3.2.2 ゴムの圧縮載荷幅 b_c の基準値 b_{co}
（2層積層ゴムの場合）

緩衝ゴムの一層の厚さ	アンカーバーの直径（mm）		
	$\phi=100$	$\phi=150$	$\phi=200$
$t=12$mm	5.5 cm	6.5 cm	7.5 cm
$t=16$mm	6.5 cm	7.5 cm	9.0 cm
$t=20$mm	7.5 cm	9.0 cm	11.0 cm

表－3.2.3 ゴムの圧縮載荷幅 b_c の補正値 b_{cm}
（1層増加する毎に補正値を加える）

緩衝ゴムの一層の厚さ	アンカーバーの直径（mm）		
	$\phi=100$	$\phi=150$	$\phi=200$
$t=12$mm	0.5 cm	0.5 cm	0.5 cm
$t=16$mm	0.5 cm	1.0 cm	1.0 cm
$t=20$mm	0.5 cm	1.0 cm	1.0 cm

L　：緩衝材の長さ（cm）

ϕ　：アンカーバーの直径（cm）

2）設計法

本装置のアンカーバーの径と長さ，積層ゴムの厚さと幅などを求める一連の設計手順を図－3.2.14に示すようにとりまとめた。

また，この流れに従って(2)に示した橋の橋台部を対象に試設計を行った。なお，設計条件は以下の通りである。

① 死荷重反力　R_d ＝305tf

② 設計水平震度　k_h ＝0.25

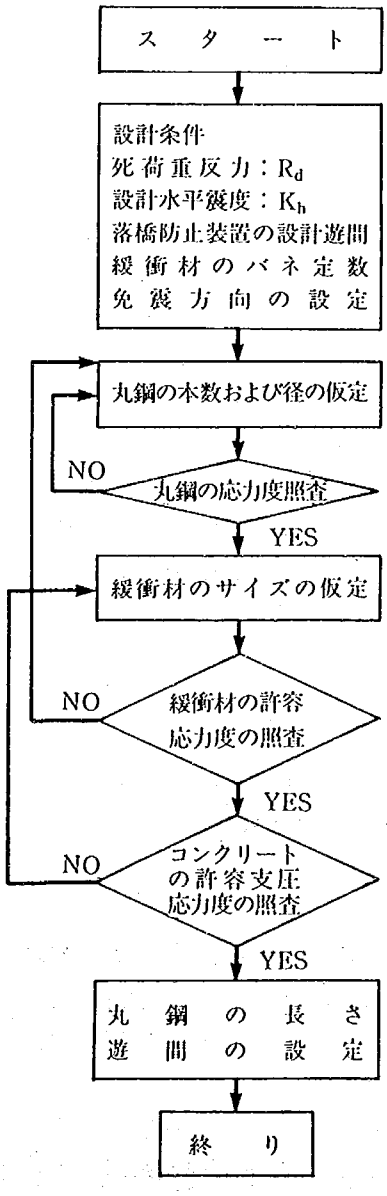
③ 設計水平反力　H ＝2.0×k_h ×R_d ＝2.0×0.25×305＝153tf

④ 落橋防止装置の設計遊間　u_B ＝20cm（免震装置の設計変位u_Bと見込む）

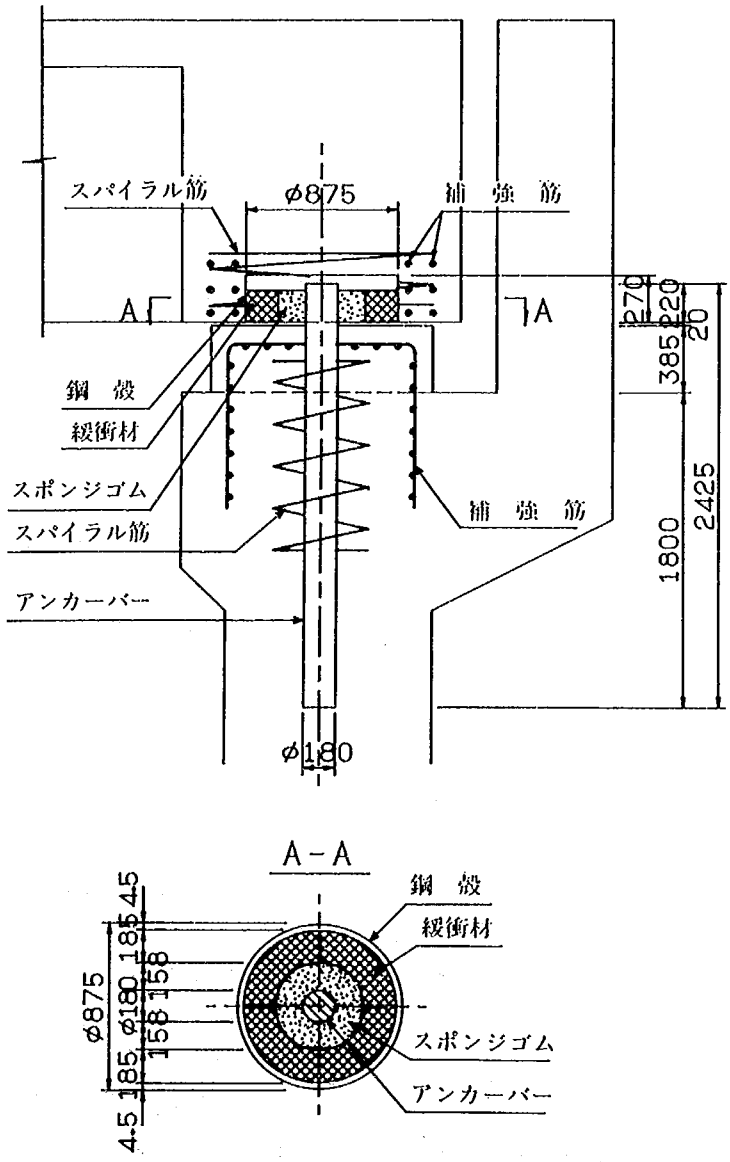
⑤ 緩衝材のバネ定数　K_c ＝100tf/cm（免震装置の２次剛性K_{B2}＝10tf/cmの10倍とする）

⑥ 免震方向　２方向免震

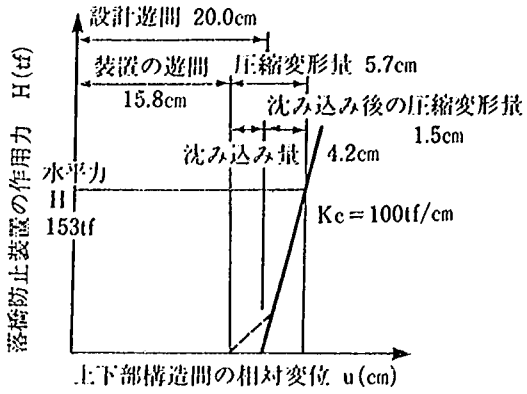
試設計の結果，緩衝材は20mm×７層（全層厚 185mm）で高さ 170mm，アンカーバーはϕ＝ 180mmで長さ 2,425mmとなった。図－3.2.15に落橋防止装置の配置および形状寸法を，また，図－3.2.16に落橋防止装置の遊間と変形量の関係を示す。



図－3.2.14　落橋防止装置の設計フローチャート



図－3.2.15　落橋防止装置の配置および形状寸法（試設計例）



図－3.2.16 落橋防止装置の遊間と変形量の試設計例

3.3 免震設計法の開発に関する研究

3.3.1 基本方針に関する研究

(1) 免震設計の原理と方向付けの研究

1) 免震設計の原理とその効果

① 長周期化による慣性力の低減

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に規定される設計加速度応答スペクトルは，ある周期以上の範囲では固有周期に比例して低下するため，免震橋の固有周期をこれ以上に長くすることによって慣性力は低減できる。しかし，設計スペクトルが固有周期に応じて低下する領域まで免震橋の固有周期を長くすると，桁の変位が大きくなり過ぎ，免震装置の設計が困難になるなど少なからず問題がある。したがって，免震橋の固有周期を過度に長くすることは好ましくない。

② 減衰機能の向上による慣性力の低減

免震装置を用いることにより一般橋に比べて大きな減衰を与えることが可能である。今回の共同研究の中で開発した免震装置は，いずれも10%以上の等価減衰定数を有している。免震装置の減衰定数がわかれば，免震橋全体系の減衰定数が評価でき，これにより地震時に桁に生じる慣性力の低減度合いも評価できる。そこで，慣性力の算出において，免震橋の減衰定数に応じて設計水平震度を低減する。

③ 水平力の分散による構造の合理化

免震装置は弾性支承の1種であり，水平力を分散させる効果を持っている。したがって，等価剛性や降伏荷重を各橋脚ごとに変化させて慣性力の分散比率を変える設計も可能である。従来の弾性ゴム支承では，固有周期によっては地盤と共振する可能性もあるが，高い減衰性能をあわせ持つ免震装置は共振を抑制する効果を持っているので，より安全で効果的な慣性力の分散を図ることができる。

2) 免震設計の方向付け

以上の点を考慮し，免震設計の目的を以下のとおりとする。

① 一般に都市が沖積地に発達しているわが国では，地震動の長周期成分について慎重であるべきであり，単に長周期化を図るだけでなく，高減衰化や反力分散化を合わせて地震力の低減をはかる。

② 経済性だけではなく耐震性のより一層の向上にも免震効果を向ける。

(2) 免震設計の利点の調査

免震設計とは，免震装置を用いて固有周期を長くするとともに，減衰性能の増大を図って地震力の軽減を期待するもので，広い意味では耐震設計の一部に位置づけることができる。免震設計を橋梁の耐震設計に導入することにより，地震エネルギーが集中する位置が限定され，また，地震力を分散・軽減し，免震装置以外の構造部材の損傷をなくすか，軽微なものに限定する構造が可能となる。

この結果，設計の自由度が増し，免震設計を導入することによって効果的に耐震性の向上を図ることが可能となる。また，従来と同一の耐震性を得るのであれば，部材断面を低減させて経済的な下部構造の設計も可能となる。さらに，上部構造の多径間連続化が容易になり，走行性の向上，維持管理の簡素化なども図れる。また，新

設の橋梁だけでなく，既設橋梁の耐震補強の有用な工法の一つとしても，免震装置を用いることができる。

(3) 地震レベルと限界状態の設定

免震設計のクライテリアの検討を行い，表－3.3.1に示すように地震レベルと構造部材の限界状態との対応付けをした。

表－3.3.1　地震レベルと限界状態

検討レベル	対象とする地震動	橋梁構造の全体的被害レベル	限界状態		
			下部構造	免震装置	伸縮装置・落橋防止装置
震度法レベル	耐用期間年に1～2回発生する中程度の地震	損傷を生じることなく，橋梁としての機能は全て保障される。 被災は生じない。	弾性挙動し許容応力度以下	安定変形内である。 免震装置の支持性能，復元性能，減衰性能を安定して発揮する。	伸縮装置の移動量は遊間に対して余裕がある。 落橋防止装置は機能しない。
地震時保有水平耐力法レベル	耐用期間年に比べ，まれにしか発生しない大規模地震	部分的小被災は生じるが，人命に係わるような被害は生じない。 橋梁としての機能は全て保持される。 崩壊及び落橋はもちろん生じない。	保有水平耐力の範囲	性能保障変形内である。 終局限界変形に対して余裕はあり，免震装置の支持性能，復元性能，減衰性能を発揮する	伸縮装置の遊間を越し，損傷を受けるかもしれない。 落橋防止装置は機能する。

(4) 地震入力と免震装置のエネルギー吸収特性に基づく補正係数の設定

震度法レベルの地震入力には道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編の震度法における地震入力を用いることとし，地震時保有水平耐力法レベルの地震入力には地震時保有水平耐力の照査に用いる地震入力を用いる。免震設計による減衰性能の向上の効果を，表－3.3.2に示す橋の減衰定数に基づく補正係数 c_E によって導入する。

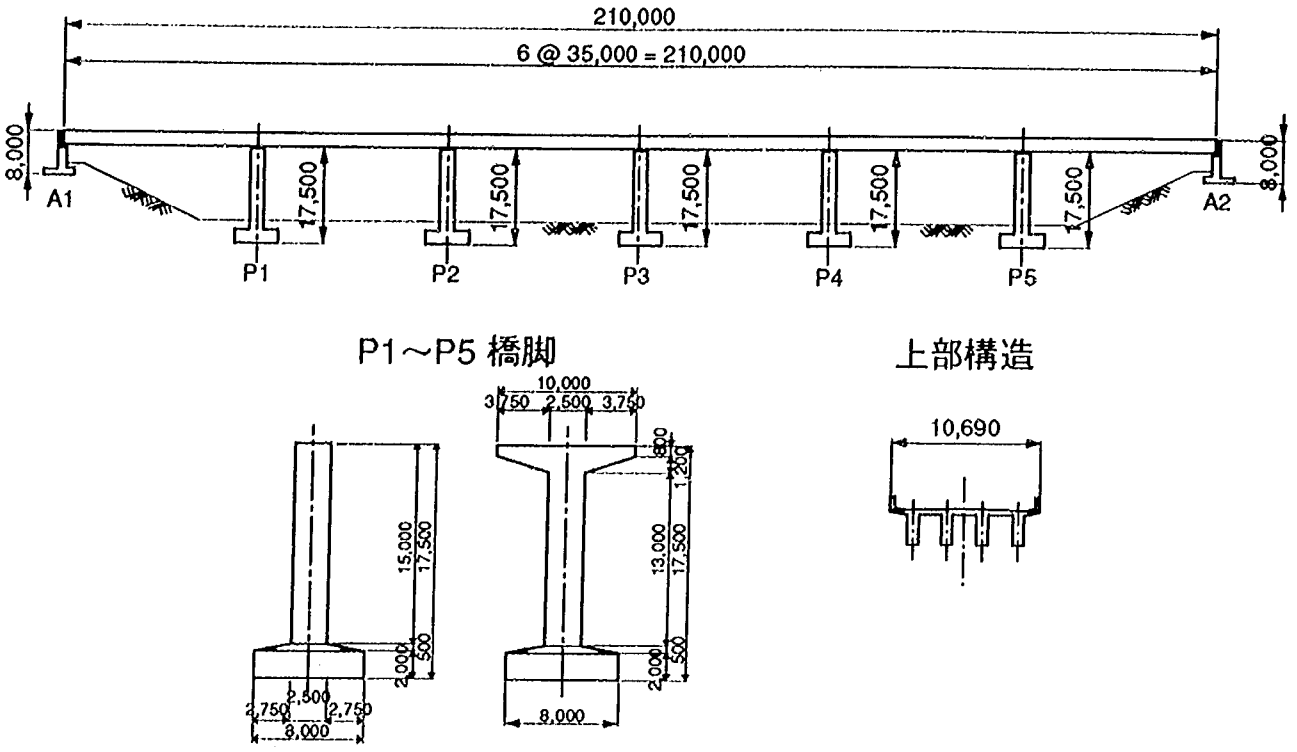
表－3.3.2　橋の減衰定数に基づく補正係数：c_E

橋の減衰定数	震度法	地震時保有水平耐力法
$h<0.10$	1.0	1.0
$0.10\leqq h<0.12$	0.9	0.9
$0.12\leqq h<0.15$	0.9	0.8
$0.15\leqq h$	0.9	0.7

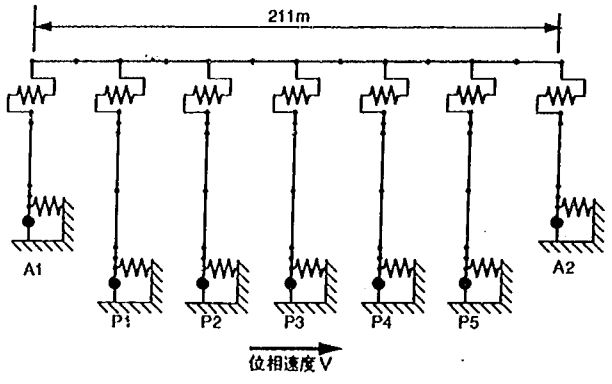
3.3.2　動的解析法の開発

(1) 位相差入力が免震橋の地震応答に及ぼす影響

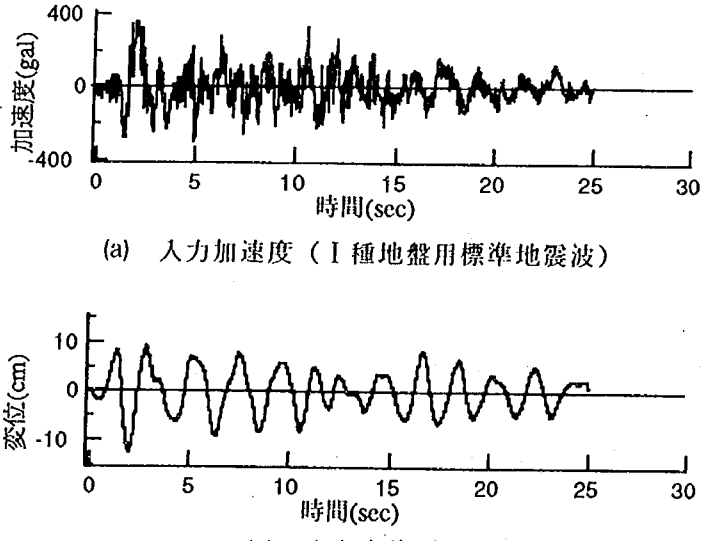
検討対象とした免震橋梁は，図－3.3.1に示すようなⅠ種地盤上に建設される橋長 211m，支間長35mの6径間連続ＰＣ橋である。各橋脚への位相差入力は，基盤面の傾斜に伴う斜め入射により生じるものとした。橋軸方向の振動を対象とし，位相速度 Vは，位相差のない場合（$V=\infty$），$V=$ 200m/sec，$V=$ 100m/sec，$V=$50 m/secの4種類を考えた。解析では，図－3.3.2に示すような骨組モデルを用いて時刻歴応答解析を行った。入力地震動としては，マニュアル（案）における，地震時保有水平耐力法の照査に用いるⅠ種地盤用の標準地震波を用いた。各基礎への位相差入力としては，図－3.3.3(a)に示す加速度とこれを積分して求めた図－3.3.3(b)に示す変位を用いた。



図－3.3.1　検討対象とした免震橋



図－3.3.2　解析モデル

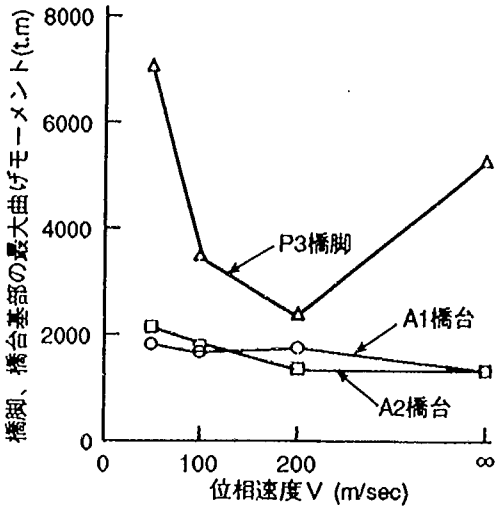


(a)　入力加速度（Ⅰ種地盤用標準地震波）

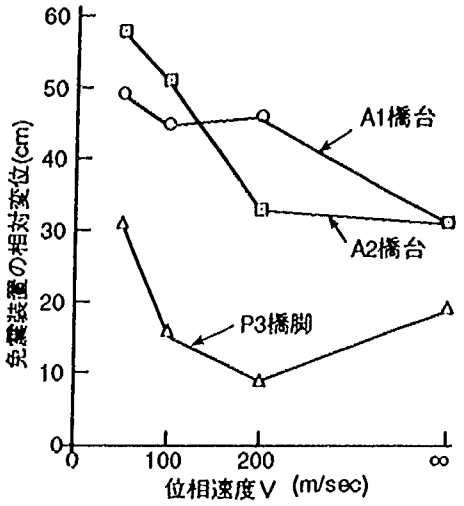
(b)　入力変位

図－3.3.3　入力地震動（地震時保有水平耐力の照査に用いるⅠ種地盤用標準地震波）

図－3.3.4は，橋脚，橋台基部の最大曲げモーメントが，位相速度Vによってどのように変わるかを示したものである。また，図－3.3.5は，免震装置に生じる相対変位について示したものである。基部の最大曲げモーメントは，橋台では位相速度が変化してもほとんど変化がないが，P3橋脚では位相速度が100m/secより小さい場合に位相差のない場合に比較して1.3倍程度になる。免震装置の相対変位は，橋脚，橋台ともに位相差の影響をうけ，位相速度が100m/secよりも小さい場合には位相差のない場合に比較して1.5倍程度となる。ただし，このように低い位相速度は，現実には存在しないことから，実際の免震橋梁では位相差の影響がそれほど支配的にはならないことが明らかにされた。



図－3.3.4　橋脚，橋台基部の最大曲げモーメント

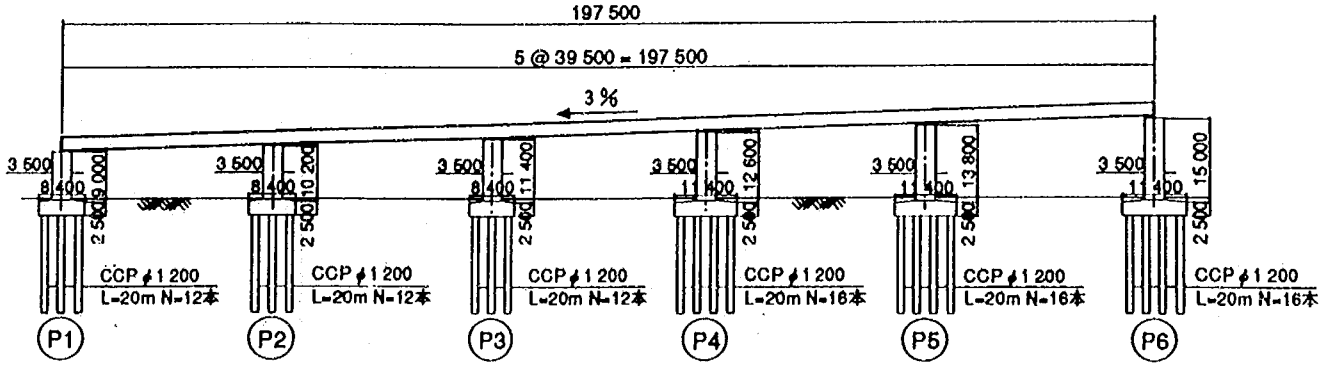


図－3.3.5　免震装置の最大相対変位

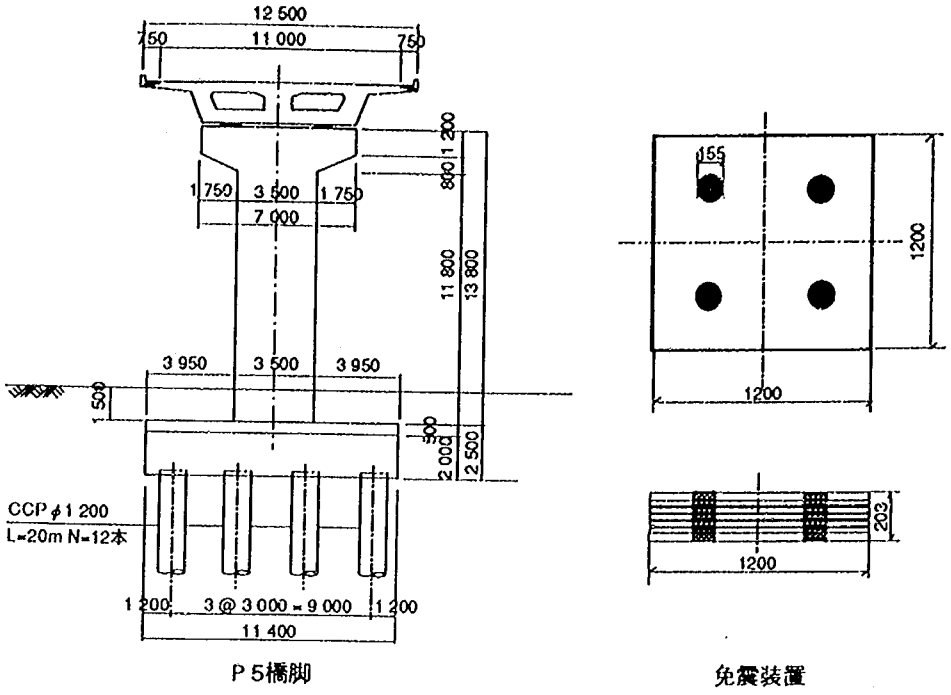
(2)　免震装置と橋脚における入力エネルギーの分担

免震橋梁において，地震時に入力されるエネルギーは，橋脚と免震装置にどのように分担され吸収されるのか明かにするために簡単な試算を行なった。

検討対象とした免震橋梁は，図－3.3.6に示すⅡ種地盤上に建設される5径間連続ＰＣ橋とし，この橋のＰ5橋脚について地震時保有水平耐力法レベルの地震入力に対する免震装置とＲＣ橋脚のエネルギー分担を検討した。この免震橋は，鉛プラグ入り免震装置を用いて地震時保有水平耐力法レベルの固有周期を 1.5秒程度とし，免震装置の設計変位を30cm程度として設計されている。図－3.3.7は，検討対象モデルとしたＰ5橋脚と支承を示したものである。表－3.3.3には，Ｐ5橋脚の設計結果を，また，表－3.3.4には免震装置の設計結果を示す。図－3.3.8は，Ｐ5橋脚の解析モデルを示したものであり，基礎固定のばね質点モデルとした。基礎は，杭基礎であるが，基礎の並進ばね定数および回転ばね定数は，橋脚の初期剛性に対して十分大きく，また，支承と橋脚のエネルギー分担を検討するためには影響が少ないために，解析では基礎を固定とした。橋脚の履歴特性は，図－3.3.9に示すトリリニヤ型とし，免震装置は，バイリニヤ型とした。橋脚と免震装置のスケルトンは，図－3.3.10に示すとおりである。減衰としては，橋脚と免震装置の履歴減衰のみを考慮した。入力地震動は，図－3.3.11(a)に示すマニュアル（案）における地震時保有水平耐力法の照査に用いるⅡ種地盤用の標準入力波であり，これを用いて非線形の時刻歴応答解析を行った。



図－3.3.6　検討対象橋梁



図－3.3.7　P5橋脚および免震装置

表－3.3.3　P5橋脚および基礎の設計結果

(a)　橋脚の設計結果

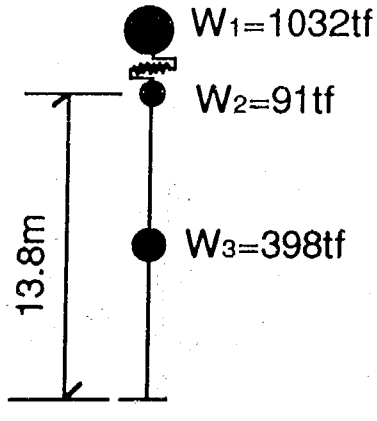
上部構造荷重強度		tf/m	26.27
橋脚柱下端断面力	M	tf・m	4,448.50
	N	tf	1,631.60
	H	tf	375.90
断面寸法		m×m	3.5×3.5
鉄筋量			D29@125
応力度	コンクリート σ_c	kgf/cm²	98.00
	鉄筋 σ_s	kgf/cm²	2,777.00

(b)　基礎の設計結果

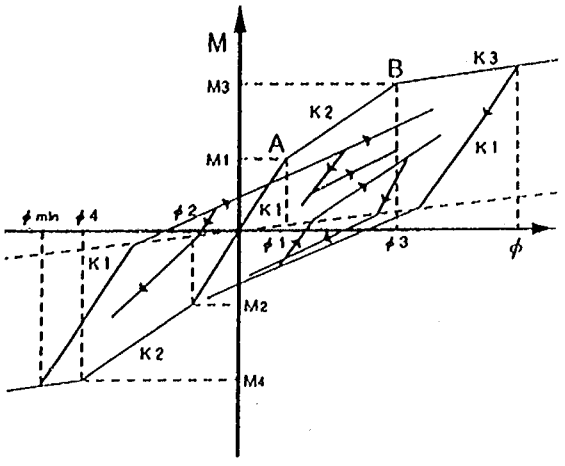
フーチング下面の作用力	M	tf・m	5,610.1
	N	tf	2,389.0
	H	tf	565.3
フーチング平面寸法		m	11.4×11.4
杭本数		本	16
杭軸力	押し込み $Pmax$	tf	299.0
	引き抜き $Pmin$	tf	－1.0
杭頭変位 δ		cm	0.3

表－3.3.4　地震時保有水平耐力法レベルでの免震装置（支承）の設計

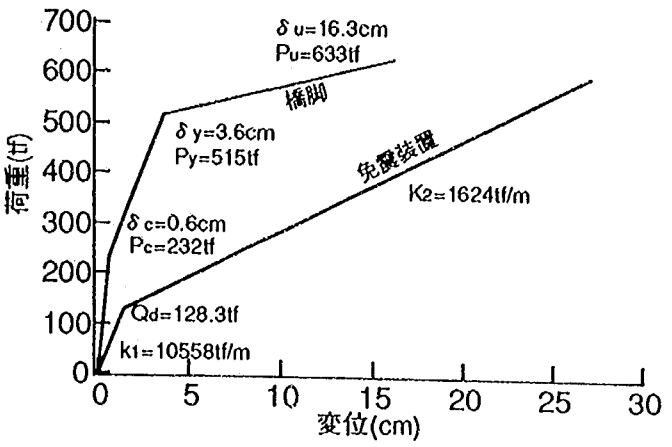
上部構造変位 u_T (cm)		32.380
橋の固有周期 T (sec)		1.470
橋の減衰定数 h		0.157
設計水平震度 k_h		0.600
支承の設計変位 u_B (cm)		28.500
支承の等価剛性 K_B (tf/m)		2276.000
支承の等価減衰定数 h_B		0.169
地震時水平力 F (tf)		648.700
水平変位の照査 $u_B/\Sigma l_e$		2.190
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	0.710
	水平変位 γ_s	2.190
	合計 γ_t	2.900
補強鋼板の応力度 σ_s (kg/cm²)		553.000



図－3.3.8　解析モデル



図－3.3.9　橋脚の履歴特性



図－3.3.10　橋脚と免震装置のスケルトン

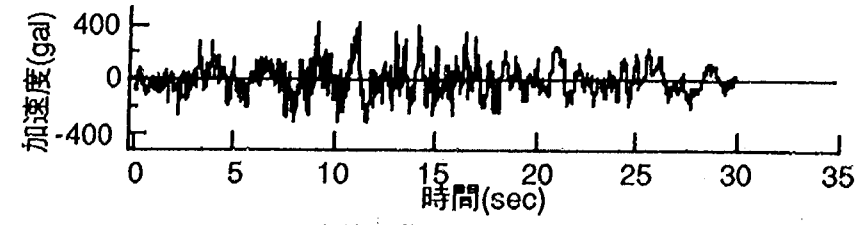
表－3.3.5は，解析の結果得られた最大応答値を示したものであり，図－3.3.11(b)～(e)は，桁，橋脚の応答波形を示したものである。図－3.3.11(b)に示した桁の応答加速度波形をみると，入力地震動よりも長周期化しており，12秒付近と22秒付近にピークがみられる。図－3.3.11(c)は，上部構造の応答変位波形であり，応答加速度と同様に11秒付近と22秒付近にピークがみられ，地震終了時において約5cmの残留変位がみられる。これは，図－3.3.11(e)に示した免震装置の相対変位の応答には残留変位がみられないので図－3.3.11(d)に示した橋脚頂部の応答変位における残留変位によるものである。図－3.3.11(c)，(d)より，桁の応答変位と橋脚頂部の応答変位がほぼ同方向であることから，系は橋脚や免震装置が非線形性を示しても1次モードが卓越する振動をしていることがわかる。

図－3.3.11(f)は，全累積ひずみエネルギーの時刻歴と，さらに，免震装置と橋脚の分担を示している。図－3.3.11(f)より桁の応答変位の最初のピークが生じる12秒付近までは，橋脚の累積ひずみエネルギーは，ほとんどなく地震入力エネルギーは免震装置によって吸収されていることがわかる。この時刻以後になると，橋脚によってもエネルギーが吸収されるが，地震終了時における橋脚のエネルギー分担率は全体の32%と少なく，残りの68%は免震装置で吸収される。

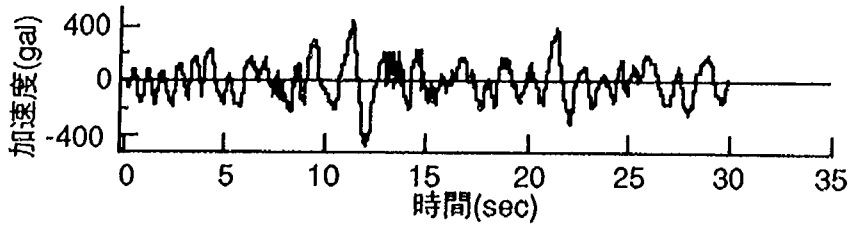
これらより，免震装置と橋脚をバランス良く設計すれば，免震装置が効率よくエネルギー吸収をするので地震時に橋脚に吸収されるエネルギーを低減できることが確認された。

表－3.3.5　動的解析による最大応答値

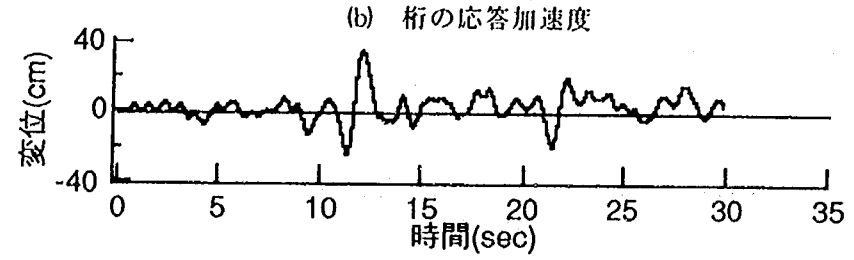
上部構造最大加速度		gal	497.0
橋脚頂部最大加速度		gal	1,411.0
橋脚頂部最大変位		cm	12.6
免震装置最大変位		cm	24.3
免震装置最大作用力		tf	523.3
橋脚下端最大断面力	M	tf・m	7,289.0
	H	tf	602.2



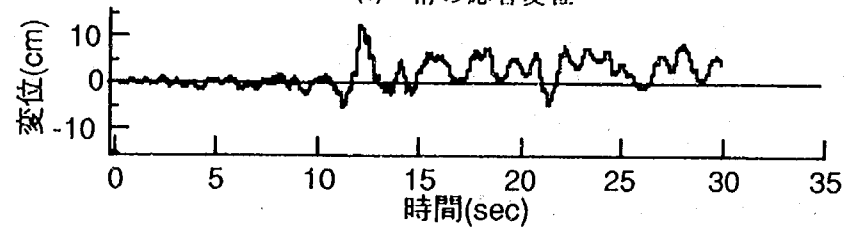
(a) 入力地震動（Ⅱ種地盤用標準波形）



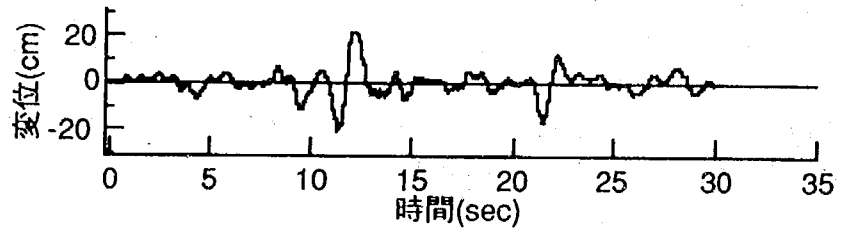
(b) 桁の応答加速度



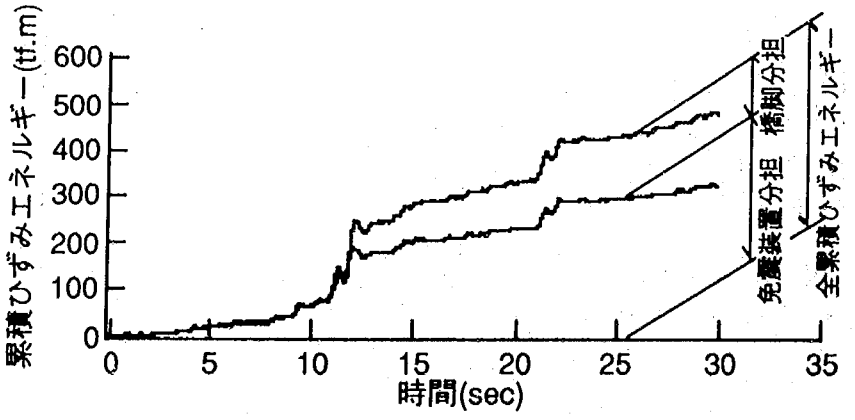
(c) 桁の応答変位



(d) 橋脚頂部の応答変位



(e) 免震装置における相対変位の応答



(f) 累積ひずみエネルギーの時刻歴

図－3.3.11 動的解析より得られた時刻歴応答

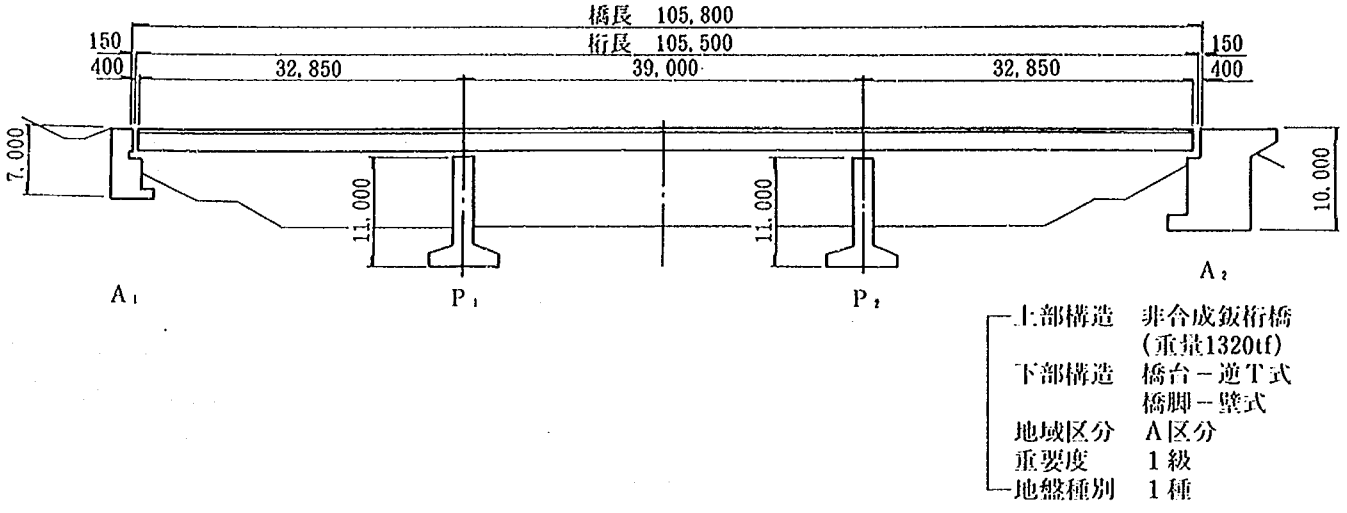
3.3.3　免震装置の設計法の開発

(1)　免震装置の設計法の現状調査

免震装置の設計法に着目し，国内外の規準・研究の調査を行った。積層ゴムのアイソレーターに対しては，一般橋梁用のゴム支承の規準が参考となるため，これらを整理した。ダンパーについては，多くの文献が装置・モデル化の紹介にとどまっているが，具体的な設計法を示した例としてニュージーランドおよびアメリカにおける鉛入り積層ゴムの設計法について検討を加えた。

(2)　免震装置の設計法の検討

主として，本研究で開発された免震装置を対象に，構造設計例を作成した。図－3.3.12に示す静岡県宮川橋を対象とし，表－3.3.6に示す高減衰積層ゴム支承（4種類），摩擦（すべり）型ダンパー支承（2種類），鋼製ダンパー支承，ローラー型免震支承の試設計を行い，免震装置の大きさなどが実用的な範囲内であることを通じて設計方法の有用性の確認を行った。表－3.3.7に免震装置の平面寸法を示す。



図－3.3.12　橋梁一般図

表－3.3.6　免震装置一覧表

免震装置	担当会社
高減衰積層ゴム支承（4種類）	横浜ゴム㈱ 東洋ゴム工業㈱ ㈱ブリヂストン 昭和電線電纜㈱
摩擦（すべり）型ダンパー（2種類）	大成建設㈱＋ 東京ファブリック工業㈱ ㈱ビー・ビー・エム
鋼製ダンパー	西松建設㈱
ローラー型免震支承	日本鋼管㈱＋日本鋳造㈱
鉛プラグ入り積層ゴム支承	オイレス工業㈱

表－3.3.7　免震装置の大きさ

免震装置	平面寸法（cm）
高減衰積層ゴム支承	34×34～φ75
摩擦（すべり）型ダンパー	φ30～55×55
鋼製ダンパー	φ53～φ80
ローラー型免震支承	28×35～83×114
鉛プラグ入り積層ゴム支承	30×35～50×55

(3) 免震装置のモデル化の検討

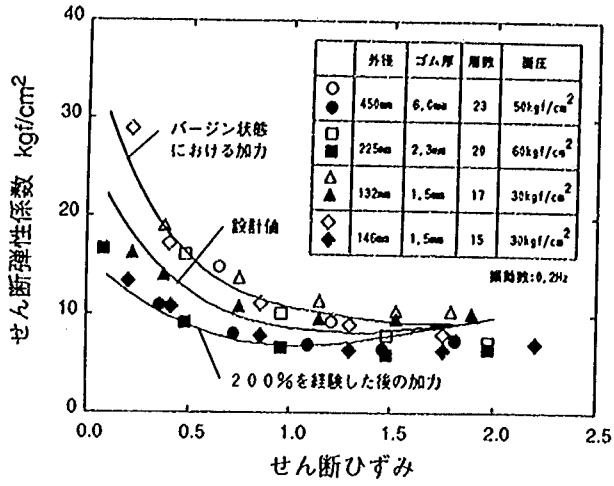
1) 高減衰ゴム支承のモデル化

① 一 般

高減衰ゴム支承の復元力特性では，せん断弾性係数に対するひずみ履歴依存性と繰り返し回数依存性が重要である。

② ひずみ履歴依存性の影響

ひずみ履歴依存性とは，図－3.3.13に示すように過去に経験した最大経験ひずみの大きさにより同じひずみにおいてもせん断弾性係数が異なることである。これは，大なり小なりどの高減衰ゴムにも存在する特徴であるため，ここでは，次のようにして設計で用いるせん断弾性係数とせん断ひずみの関係を定めることを提案する。

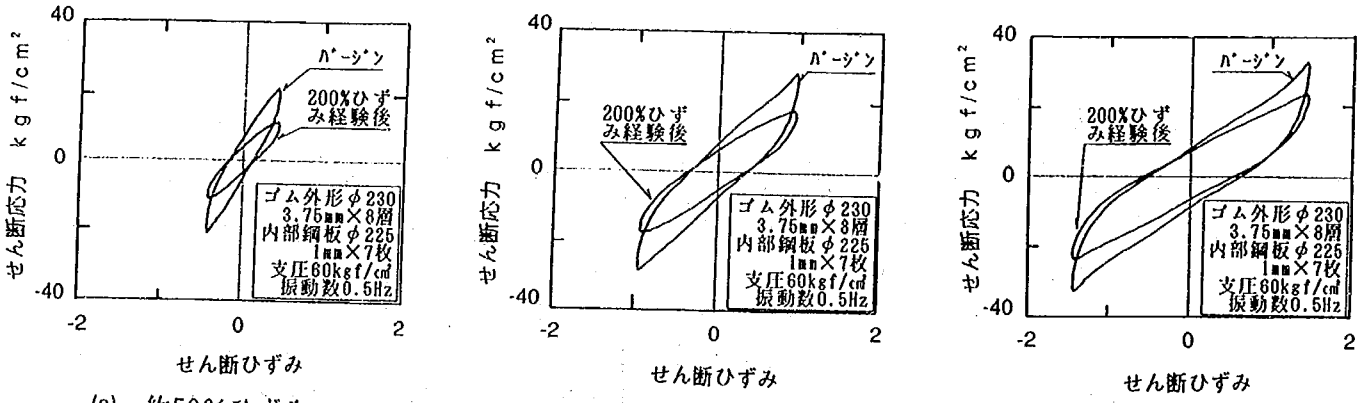


図－3.3.13 高減衰ゴムのせん断弾性係数に与えるひずみ履歴依存性の一例（200%ひずみの経験の影響）

i）図－3.3.14に示すようにバージンの状態において順次せん断ひずみを増加させた加力によりせん断弾性係数 G_r とせん断ひずみの関係を求める。

ii）上記 i）により一度 200%のせん断ひずみを与えた後に続けてもう一度順次せん断ひずみを増加させた加力を行い，せん断弾性係数 $G_{200\%}$ とせん断ひずみの関係を求める。ここで，ひずみ履歴の最大値を 200%としたのは，地震時保有水平耐力法レベルの地震により高減衰ゴムにはこの程度のせん断ひずみが発生することを考慮したためである。

iii）G_r と $G_{200\%}$ の平均値を設計用のせん断弾性係数 G_D とする。



(a) 約50%ひずみ　(b) 約 100%ひずみ　(c) 約 150%ひずみ

図－3.3.14 バージンの状態と一度 200%ひずみを経験した後の履歴曲線（各1回繰り返し載荷した場合の第1回めの載荷）の比較

このようにして提案した G_D を用いた場合に，G_r や $G_{200\%}$ を用いた場合とどの程度の差がでるかを3径間連続の宮川橋の中から一つの橋脚（P_1）を取り出し，これに対する試算により検討した。高減衰ゴム支承の設計条件は表－3.3.8に示す通りであり，解析ではこれをバイリニア型としてモデル化した場合と等価線形化してモデル化した場合の2ケースを対象とした。入力地震動としては，Ⅰ～Ⅲ種地盤用の標準地震波を用いた。このようにして解析した一例を表－3.3.9に示す。

表－3.3.8　免震装置の設計条件（形状寸法）

平面形状（鋼板）	55×55cm
中抜き径	φ12cm
有効支圧面積	2,912cm²
ゴム厚	2.5cm×2基
鋼板厚	0.5cm×1枚
基数	5基
装置の剛性	表－3.3.9参照

表－3.3.9　高減衰ゴム支承の等価剛性の与え方による応答の違い（Ⅰ種地盤）

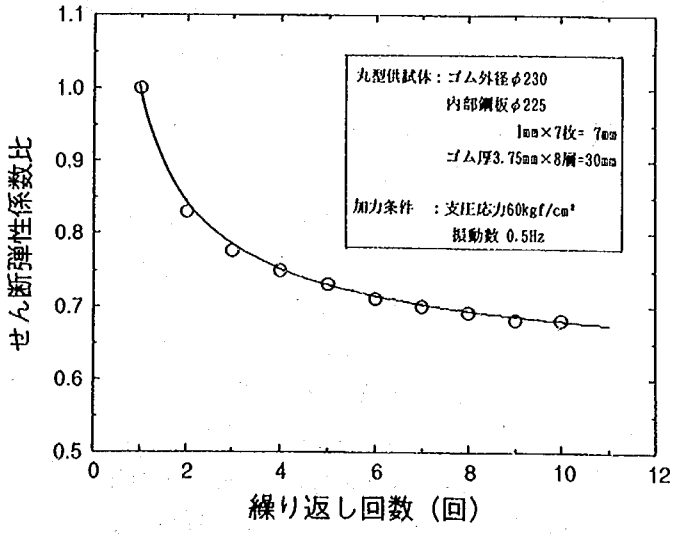
解析法	入力レベル ＼ 応答値	震度法 設計剛性 G_D	震度法 初期剛性 G_V	震度法 200%歪後の剛性 $G_{200\%}$	保有耐力法 設計剛性 G_D
バイリニア	免震装置の変位 X_O (cm)	2.58	1.77	3.68	11.5
	一次剛性 K_1 (tf/cm)	93.1	139.1	64.7	74.3
	二次剛性 K_2 (tf/cm)	24.0	38.2	15.1	25.2
	免震装置の降伏変位 δ_y (cm)	0.42	0.33	0.48	1.24
	上部構造の加速度 (gal)	163.6	170.4	149.6	630.1
等価線形	免震装置の変位 X_O (cm)	2.77	1.78	4.00	11.9
	等価剛性 K_B (tf/cm)	33.9	56.6	20.9	30.9
	等価減衰定数 h_B	0.168	0.170	0.165	0.095
	上部構造の加速度 (gal)	177.3	175.8	160.4	686.7

その結果，震度法レベルの解析結果においては，免震装置の応答変位に多少の違いがみられるが，それでも上部構造の加速度，および水平力について10%程度の差異である。免震装置は地震時保有水平耐力法レベルで設計が決まることが多く，そのときには図－3.3.13にも見られるように G_T，$G_{200\%}$，G_D の3者の剛性の差は小さい。したがって，このような領域ではひずみ履歴の影響は小さくなる。これらの点から，上記のように設計に用いる剛性を与えれば，実用的な結果を与えると考えられる。

③　繰り返し回数の影響

変位制御により同一ひずみで繰り返し載荷しても高減衰ゴム支承の等価剛性は図－3.3.15および図－3.3.16示すように，繰り返し回数の増加により低下する。実地震時に免震支承に生じるせん断ひずみの大きさとその順番は入力地震動によりいろいろ変化するが，これを設計のたびに詳細に考慮することは困難である。このため，ここでは，高減衰ゴム支承の荷重～変位関係をバイリニア型にモデル化し，どの繰り返し回数に相当するせん断剛性を用いるのが適当かを検討した。

解析では，高減衰ゴム支承の剛性を第1回目の加力によるせん断剛性（繰り返し回数 $n=1$）とした場合と，第3回目の加力によるせん断剛性（$n=3$）とした場合の2ケースを考えた。また，繰り返しによる逐次剛性低下を考慮したサイクリック・ディグレーディングモデルによる解析を行い，これとの比較で結果を評価することとした。ここで，サイクリック・ディグレーディングモデルは本共同研究で新しく開発したもので，繰り返しによる



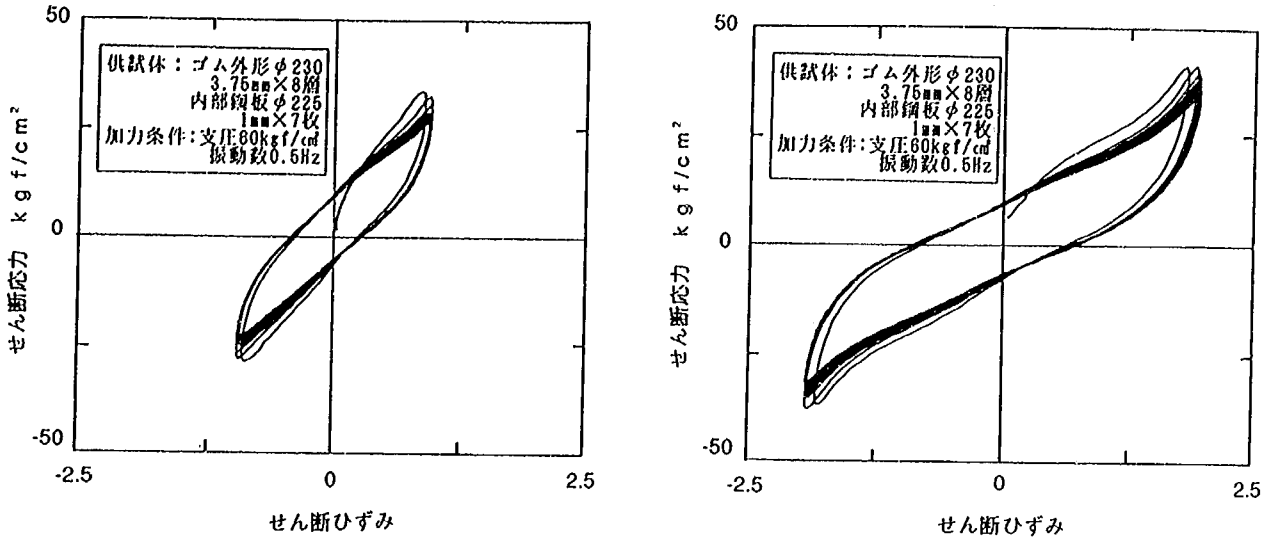
図－3.3.15　高減衰ゴム支承のせん断弾性係数に与える繰り返し回数の影響

剛性低下率を次式により表現するものである。

$$\text{剛性低下率} \quad f(n) = 0.4n^{-0.7} + 0.6 \qquad (3.3.1)$$

ここに,

n：繰り返し回数



(a) １００％　　(b) ２００％

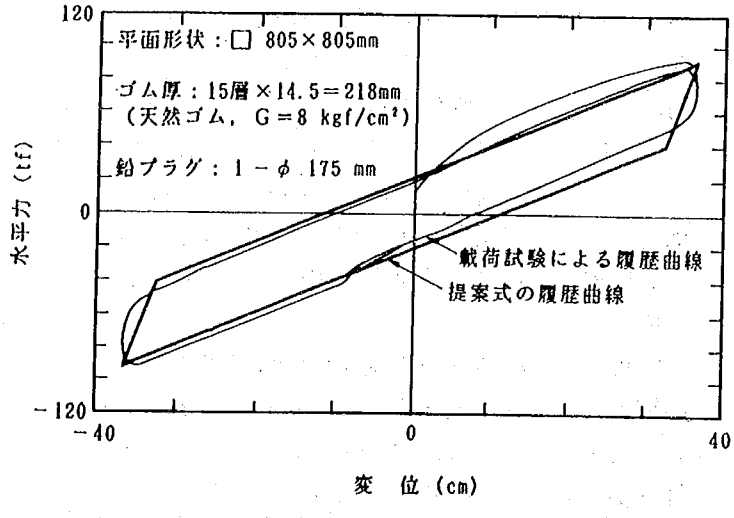
図－3.3.16 繰り返し載荷による履歴曲線の変化

その結果，Ⅰ種地盤の入力地震動を与えた場合には，地震入力が始まってから主要動に至るまでに大振幅での繰り返しが少ないため，繰り返し回数による剛性低下が応答変位に与える影響は少ない。逆にⅢ種地盤の入力地震動では，地震入力が始まってから主要動に至るまでの大振幅の繰り返し回数が多いため，剛性低下を考慮したときの免震装置の応答変位は設計剛性を用いたときの値に比べて30％程度大きくなる。しかし，加速度，水平力については，10％程度の差異であり，初期加力時の剛性が免震装置，下部構造の設計に対して大きな影響を及ぼすことはないと考えられる。したがって，繰り返し回数３回での剛性を設計剛性として用いても，設計上問題はないと考えられる。

2) 鉛プラグ入り積層ゴム支承のモデル化

「道路橋の免震設計法ガイドライン（案），1989.3，㈶国土開発技術研究センター」に提案されているモデル化の算定式では，せん断ひずみが50％を越えるあたりから十分にその履歴を表現できないことが性能確認試験により明かとなった。そこで，以下に示すひずみレベルに応じた鉛のせん断応力の回帰式を本研究で新たに提案した。このようにした理由は，次式に示すようにひずみの大きさに応じてせん断応力算定式を使い分けることで，大きなひずみ領域における履歴特性も表現できるようになったからである。

提案した算定式と試験結果の比較を図－3.3.17に示す。



図－3.3.17 提案した算定式と試験結果の比較
（せん断ひずみ 150％の場合）

・鉛のせん断応力度　q（kg/cm²）

$$q=\begin{cases}-283.6\gamma^2+183.8\gamma+85.0 & (0\leqq\gamma\leqq0.5)\\ 28.3\gamma^2-128.1\gamma+163.0 & (0.5\leqq\gamma\leqq2.0)\\ 20.0 & (2.0\leqq\gamma)\end{cases} \qquad (3.3.2)$$

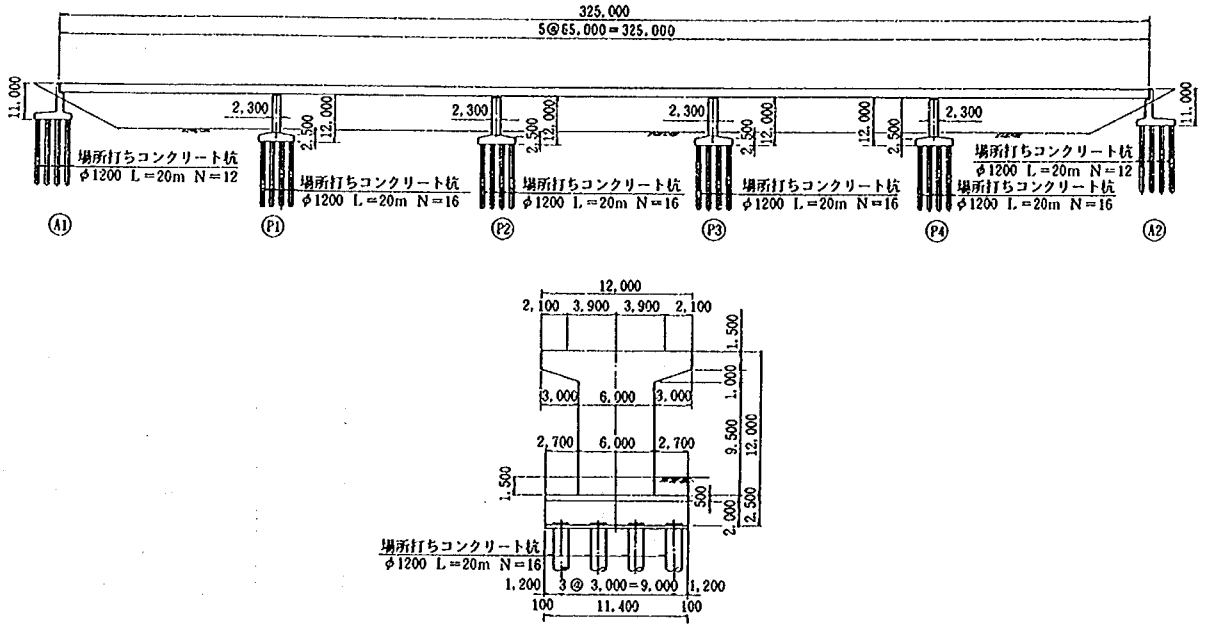
ここに，

γ：鉛のせん断ひずみ

(4)　免震装置の特性値設定におけるモデル化

免震装置の力学特性を設定する際に用いる簡易な免震橋梁のモデルとして下部構造の剛性を考慮した1質点1自由度モデルを提案し，その妥当性を，多自由度の骨組構造モデルとの比較で検討した。解析対象としたのは，図－3.3.18に示す5径間連続鋼箱桁橋である。上部構造は支間長65mで，橋長は 325mであり，杭基礎を有する高さ12mの矩形張出式橋脚により支持される。解析は，応答スペクトル法とし，入力スペクトルは，Ⅱ種地盤用の標準入力スペクトルを用いて行った。

その結果，表－3.3.10に示すように，提案したモデルで求めた免震装置の応答変位は骨組構造モデルを用いた静的解析結果と10%程度の差異で一致している。また，橋の固有周期，各橋脚に分担される慣性力は数%程度の差異しかなく，当モデルは設計上，実用的な方法であると言える。



図－3.3.18　解析対象橋梁

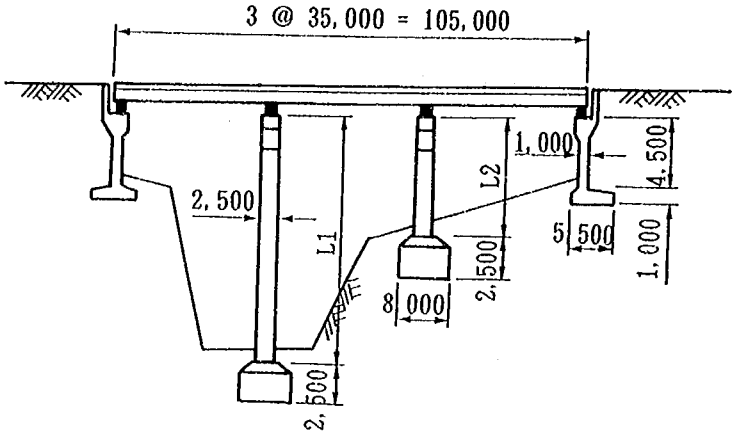
表－3.3.10　提案モデルの精度

入力レベル	解析モデル	橋の固有周期(sec)	各橋脚に分担される慣性力（tf）				橋脚天端の変位（cm）			
			P1	P2	P3	P4	P1	P2	P3	P4
震度法レベル	1自由度系	1.376	323.0	323.0	323.0	323.0	8.8	8.8	8.8	8.8
	多自由度系	1.34	334.0	335.0	335.0	334.0	9.3	9.2	9.2	9.3
地震時保有水平耐力法レベル	1自由度系	1.936	272.6	641.2	898.8	898.8	55.8	54.1	49.5	49.5
	多自由度系	1.91	274.6	656.5	889.6	889.6	55.5	54.7	50.6	50.6

3.3.4 簡易免震計算法の開発

(1) 静的計算法の適用性

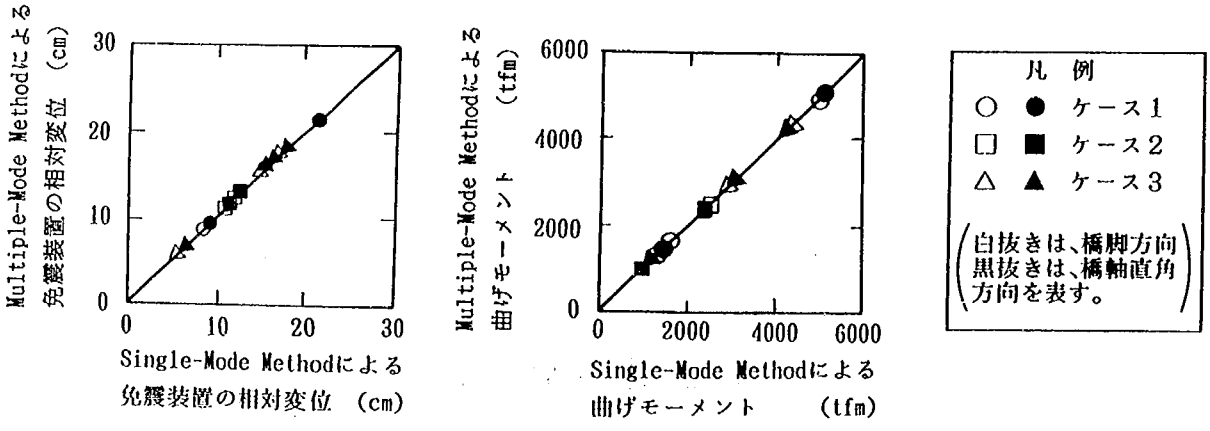
図－3.3.19に示すⅠ種地盤上に建設される3径間連続ＰＣ桁連続免震橋を対象として，1次振動モードのみを考慮した応答スペクトル法（Single-Mode Method）と高次振動モードまでを考慮した応答スペクトル法（Multiple-Mode Method）による応答解析結果の比較から，免震橋における高次振動モードの影響を検討した。解析対象橋の特性が応答解析結果に及ぼす影響を検討するために表－3.3.11に示すように橋脚高さを変化させた。図－3.3.20は免震装置に生じる最大相対変位および橋脚と橋台の基部の最大曲げモーメントを示したものである。これより，Single-Mode MethodはMultiple-Mode Methodとよく一致しており，高次振動モードの寄与はほとんど無い。また，Ⅱ種地盤上に建設される曲線免震橋（曲線半径： 200m，交角： 114.6°）を対象とした検討においても同様な結果が得られた。したがって，一般橋以上に免震装置を用いた橋では1次振動モードが支配的であり，静的フレーム法に基づく設計法の精度はかなり高いと判断される。



図－3.3.19 対象橋梁一般図

表－3.3.11 対象橋梁の橋脚高さ

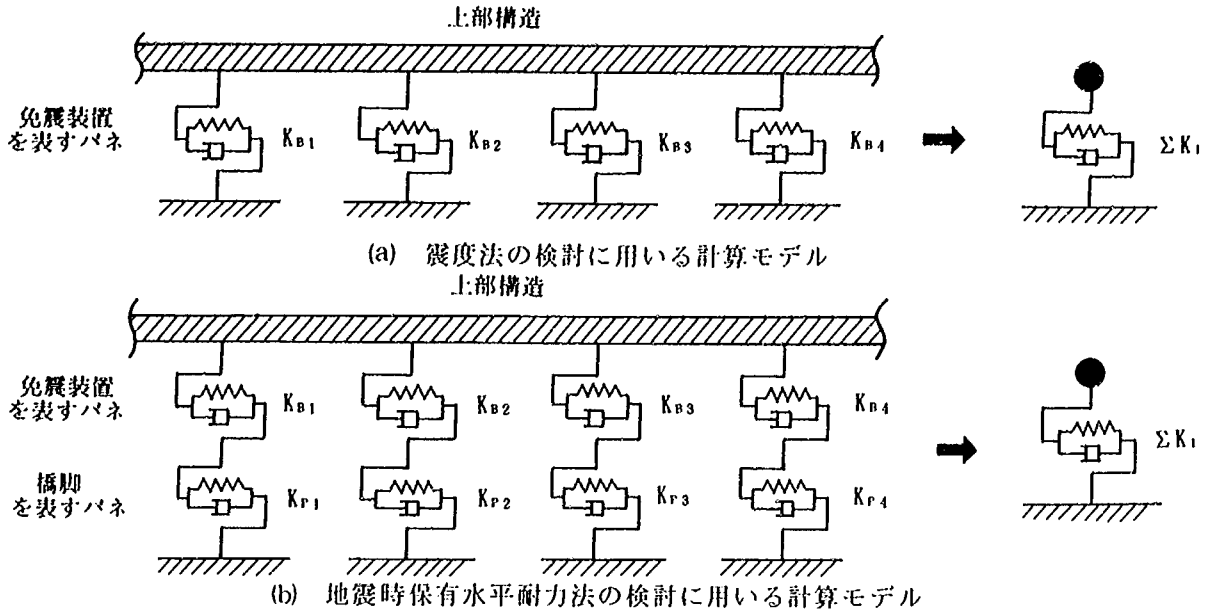
	橋脚高	
	$L1$（m）	$L2$（m）
ケース1	15	15
ケース2	7.5	7.5
ケース3	15	7.5



図－3.3.20 Single-Mode MethodとMultiple-Mode Methodによる応答値の比較

(2) 免震設計における初期検討用計算モデルの開発

免震設計においては，免震装置の特性値および免震装置の設計変位を適切に設定することが重要である。免震装置は非線形な履歴特性を有するため，免震装置の設計変位の設定に際しては繰り返し計算が必要である。したがって，免震設計の初期段階においては，簡易な計算モデルを用いて免震装置の仕様・形状の比較選定や下部構造の概略形状の設定を行う必要がある。このため，初期検討に用いる計算モデルとして，図－3.3.21に示すように上部構造を剛体として，免震装置および橋脚の剛性を水平バネとした簡易なモデルを開発した。1自由度系の振動理論を適用しうるため，容易に免震装置と橋脚の検討を行うことが可能である。図－3.3.22に免震設計の手順を示す。



図－3.3.21 初期検討における計算モデル

(3) 曲線線形を有する免震橋に対する簡易計算法

曲線橋の地震応答は地震動の入射方向によって異なり，設計地震動の作用方向を決定する際には，詳細な検討を要する場合が多い。一般橋に比較すると，免震橋では免震装置の変形に伴い上部構造がほぼ剛体的に並進し，また，1次振動モードが卓越するという振動特性がある。これに基づき，図－3.3.23に示すように直交する2方向（X方向，Y方向）の地震動に対する計算結果から，曲線免震橋の最大応答値を算定する簡易法を提案する。

上部構造が剛体変形するものと仮定すると，X軸から任意のe方向に作用させた地震動に対する上部構造の慣性力の橋軸方向成分および橋軸直角方向成分は式（3.3.3）で示される。

$$F_{Le}=\sqrt{F_{LX}^2+F_{LY}^2}\cdot\cos(\theta-\beta)$$
$$F_{Te}=\sqrt{F_{TX}^2+F_{TY}^2}\cdot\cos(\theta-\gamma) \qquad (3.3.3)$$

ここに，

F_{Le}：e方向地震動に対する上部構造慣性力の橋軸方向成分

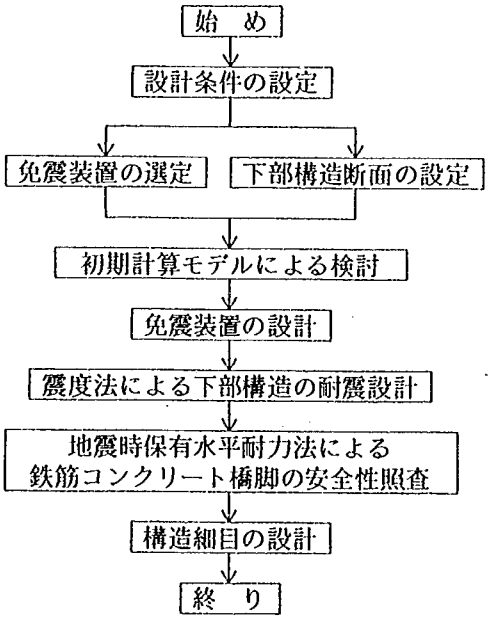
F_{Te}：e方向地震動に対する上部構造慣性力の橋軸直角方向成分

F_{LX}：X方向地震動に対する上部構造慣性力の橋軸方向成分

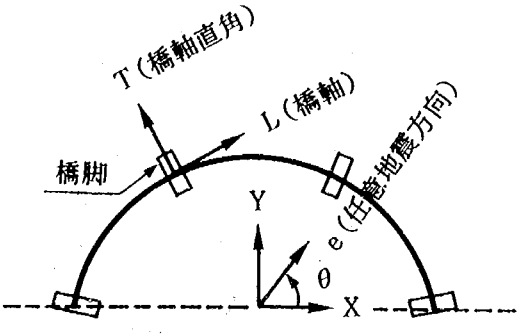
F_{TX}：X方向地震動に対する上部構造慣性力の橋軸直角方向成分

F_{LY}：Y方向地震動に対する上部構造慣性力の橋軸方向成分

F_{TY}：Y方向地震動に対する上部構造慣性力の橋軸直角方向成分



図－3.3.22 免震設計手順



図－3.3.23 地震動の入力方向

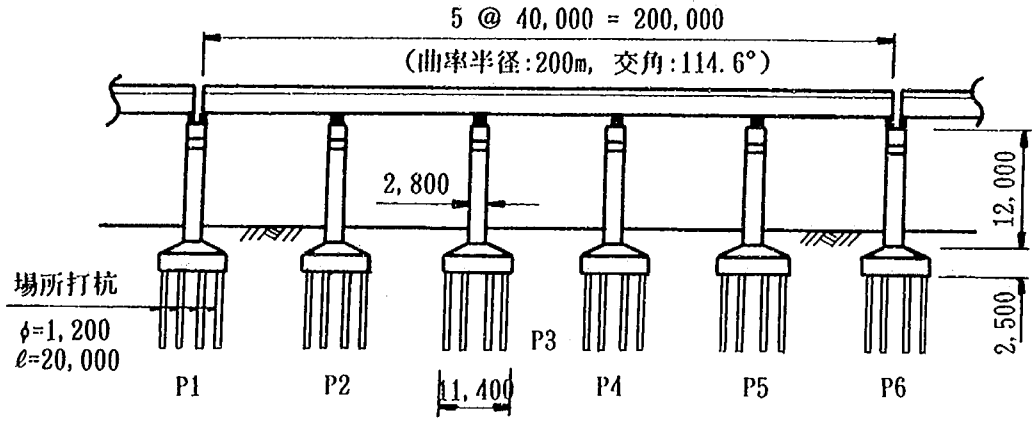
θ ：任意の地震動方向（e）とX軸との成す角度

$$\beta = \tan^{-1}(F_{LY}/F_{LX}) \qquad \gamma = \tan^{-1}(F_{TY}/F_{TX}) \qquad (3.3.4)$$

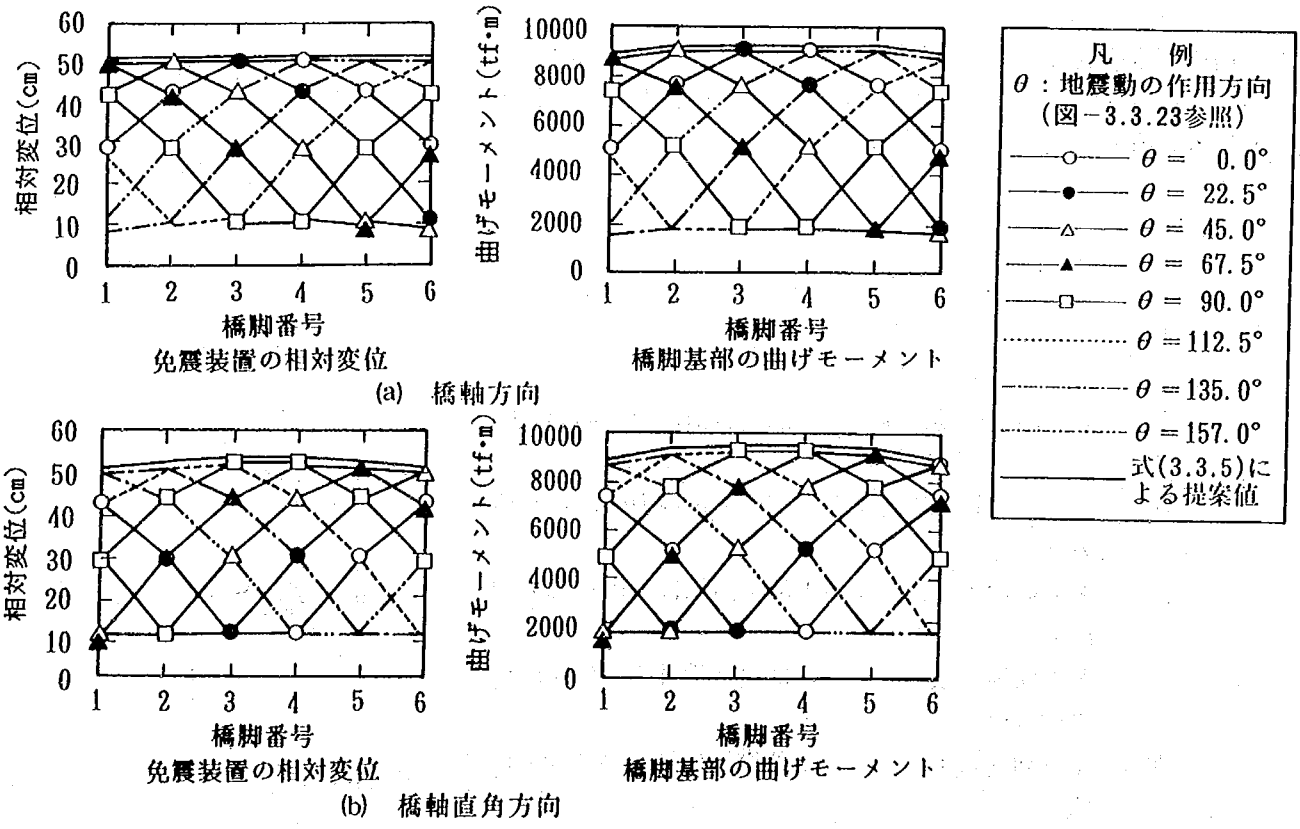
したがって，曲線免震橋の下部構造に作用する上部構造の慣性力の最大値は，式（3.3.5）で表される。

$$F_{Le} = \sqrt{F_{LX}^2 + F_{LY}^2} \qquad F_{Te} = \sqrt{F_{TX}^2 + F_{TY}^2} \qquad (3.3.5)$$

免震装置の最大設計変位および下部構造に生じる最大断面力についても，式（3.3.5）によって直交する2方向の地震に対する解析値を合成することによって近似的に求めることができる。



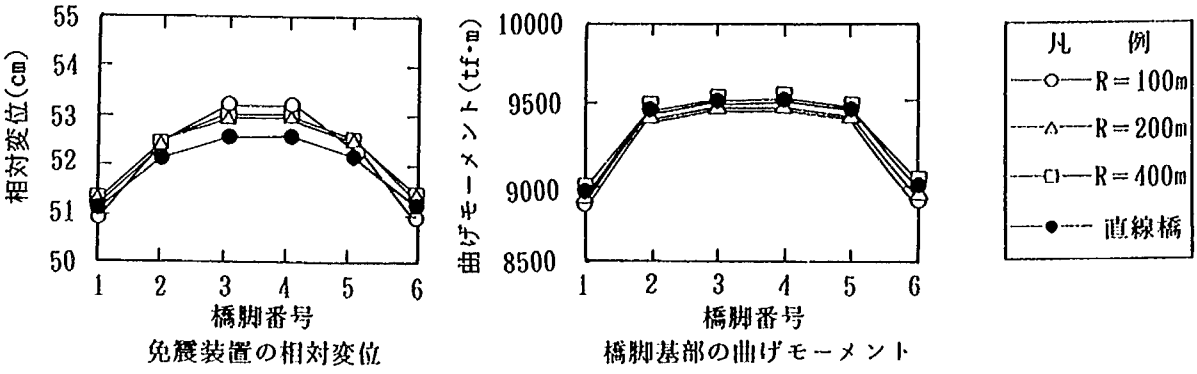
図－3.3.24 対象曲線橋梁一般図



図－3.3.25 曲線免震橋に対する式（3.3.5）の適用性

図－3.3.25は，図－3.3.24に示すⅡ種地盤上に建設される曲線免震橋（曲率半径： 200m，交角： 114.6°）に種々な方向から地震動が作用する場合の計算値を式（3.3.5）による提案値と比較したものである。隣接する桁の影響はＰ１，Ｐ６橋脚の剛性を 1/2とすることで評価した。式（3.3.5）による提案値は，いろいろな方向から地震動が作用する場合の応答値を包絡することから，合理的であると考えられる。

次に，曲線免震橋の地震応答に与える曲率半径の影響について静的フレーム法を用いて検討した。解析対象とした橋は図－3.3.24に示す曲線橋である。曲率半径だけを変化させ，あとの条件を同じとした場合に免震装置に生じる相対変位と橋脚基部の曲げモーメントを比較した結果が図－3.3.26である。免震橋では曲率半径の相違が応答結果に与える影響は小さいことから，本研究において対象としたような一定の曲率を有する免震橋では，曲線半径が 100m程度以上であれば，橋軸方向に展開した直線橋とみなして概略設計しうるものと考えられる。



図－3.3.26　曲率半径の異なる免震橋の応答値の比較

3.3.5　免震設計を用いた場合の落橋防止装置および伸縮装置の設計法の開発

(1)　免震設計を用いた場合の落橋防止装置

免震橋においては，免震装置の設計変位 u_B に相当するだけの変位が桁に見込まれる。伸縮継手には過度の遊間を見込むことが常時の供用性の面からできないために，けたと橋台，あるいは桁間における伸縮遊間としては，免震装置の設計変位だけをとることはできないが，大地震時における落橋を防止するためには，けたの掛かり長 S_E （cm）として，以下の値をとる必要がある。

$$S_E = \begin{cases} 70 + u_B & \text{（橋台上）} \\ 70 + \sqrt{u_{B1}^2 + u_{B2}^2} & \text{（かけ違い部）} \end{cases} \qquad (3.3.6)$$

ここで，u_B は橋台上における地震時保有水平耐力法による免震装置の設計変位（cm），u_{B1}，u_{B2}は隣接するけたに対する地震時保有水平耐力法による免震装置の設計変位（cm）である。したがって，免震設計では式（3.3.6）によるけた掛かり長と，道路橋示方書に規定されるけた掛かり長 S_E のうち，いずれか大きい方を採用するのがよいと考えられる。

このようにして定めたけた掛かり長がどの程度となるかを，試設計によって求めた結果を表－3.3.12に示す。対象としたのは，スパン30mの鋼鈑けた橋（支承反力100tf）とスパン50mの鋼箱けた橋（支承反力 1,000tf）の橋台上の掛かり長 S_E であり，地盤種別はⅠ，Ⅱ，Ⅲ種地盤とした。

表－3.3.12によれば支承反力が 1,000tfの場合には，免震支承に必要な平面寸法と道路橋示方書Ⅳ編に規定される支承縁端距離Ｓから構造形状として定まるけた掛かり長をとれば式（3.3.6）は満足する。支承反力が 100tf の場合には，式（3.3.6）によってけた掛かり長が決まる場合がでてくる。

免震橋では，一般橋に比べて上下部構造間の相対変位が大きくなる場合が多いことに配慮して，けた端部においてはけた掛かり長と同時に落橋防止装置を設けるのがよいと考えられる。

隣接するけたとけたの間，あるいはけたと橋台の胸壁の間に設ける遊間は一般的な橋においては10cm～20cm程度であり，表－3.3.12に示した免震装置の設計変位 u_B に相当する遊間をとることは容易ではない。免震装置の

設計変位 u_B よりも遊間が小さければ，橋と橋台，あるいは橋とけたの間で衝突が生じることになるが，過去の地震では衝突が落橋の原因となるような影響を与えた例はない。このため，主要構造物間の遊間は震度法に用いる免震装置の設計変位 u_B から次のように定めるのがよいと考えられる。

$$S_B = \begin{cases} 10 + u_B & (\text{けたと橋台間}) \\ 10 + \sqrt{u_{B1}^2 + u_{B2}^2} & (\text{隣接するけた間}) \end{cases} \qquad (3.3.7)$$

ここで，

S_B ：けた橋部の遊間の長さ（cm）

u_B ：橋台上における震度法に用いる免震装置の設計変位（cm）

u_{B1} ，u_{B2} ：隣接するけたに対する震度法に用いる免震装置の設計変位（cm）

試設計によると，上記の橋では震度法に用いる免震装置の設計変位はⅠ種地盤では 1.6cm，Ⅱ種地盤では 2.2 cm，Ⅲ種地盤では 3.6cm程度であり，式（3.3.7）による主要構造物間の遊間はいずれも一般橋に設けられる遊間10cm～20cmと同程度か多少小さい。

表－3.3.12 式（3.3.6）により求められる橋台上のけた掛かり長（cm）の設計例

けた掛かり長		Ⅰ種地盤	Ⅱ種地盤	Ⅲ種地盤
免震装置の設計変位 u_B （cm）		29.0	41.9	72.2
マニュアル（案）の規定による S_E （cm） $S_E = u_B + 70$cm		99.0	111.9	142.2
道路橋示方書Ⅴ耐震設計編による S_E （cm） $S_E = 70 + 0.5\ell$	スパン：30m 支承反力：100tf	85		
	スパン：50m 支承反力：1,000tf	95		
構造寸法上から定まるけた掛かり長（ゴム支承の辺長 a と支承縁端距離 S の和） $a + S$ （cm）	スパン：30m 支承反力：100tf	約 80	約 100	約 145
	スパン：50m 支承反力：1,000tf	約 160	約 185	約 200

(2) 免震設計を用いた場合の伸縮装置

伸縮装置は，床版端部に設けられるものであって，従来の橋においては温度変化等による上部構造の伸縮を吸収しながら，路面の平坦を保つ。免震橋においては，地震時の上部構造変位は一般橋よりも大きく，関東大震災級の大規模地震時には数10cmに及ぶ場合もある。このような大規模地震時に生じるけたの変位に合わせて伸縮装置の可動幅をあまり大きくすると輪荷重等，地震以外の原因による破損が問題となることが予想される。

このような点を考慮し，免震構造の設計には関東大震災級の大規模地震は対象とせず，震度法の計算によって得られる変位をもとに，次のように地震に対する伸縮装置の設計伸縮量を定めるのがよいと考えられる。

$$L_E = u_B + L_A \qquad (3.3.8)$$

ここで，

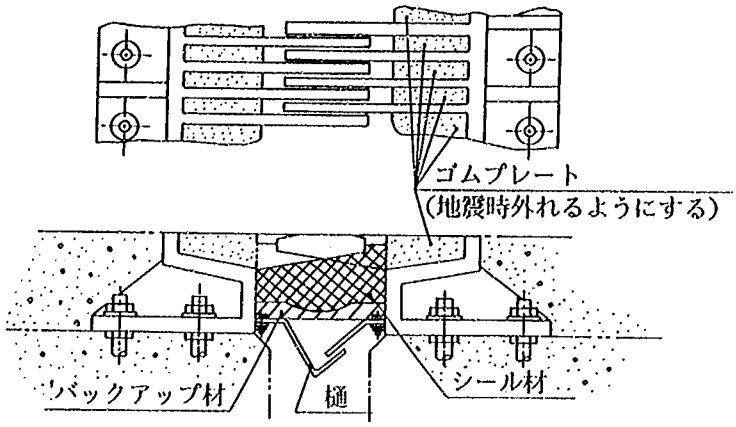
L_E ：地震に対する伸縮装置の設計伸縮量（cm）

L_A ：免震装置の設置誤差などを考慮した余裕量（cm）

u_B ：震度法に用いる免震装置の設計変位（cm）

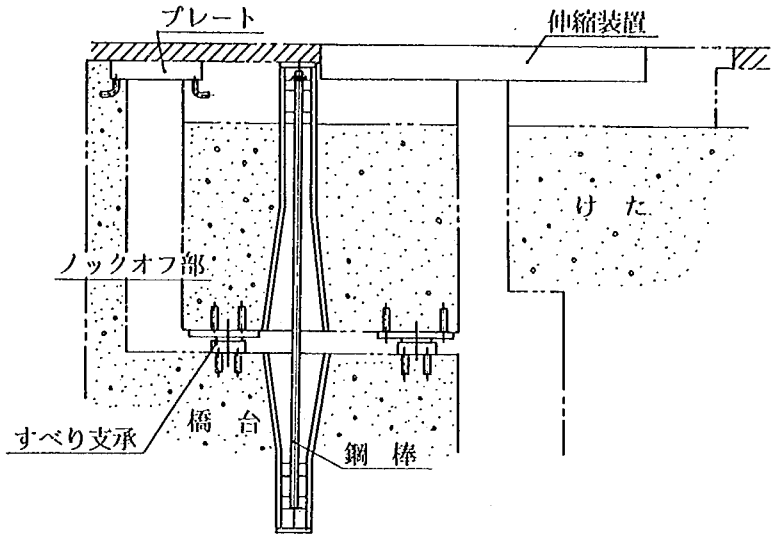
式（3.3.8）による設計伸縮量を越えてけたが変位する場合には，伸縮装置の一部あるいは床版との結合部分が破壊する。しかし，これは一般橋でも同じであり，大規模な地震時には止むを得ないと考えられる。震度法において想定している程度以上の地震を受けて伸縮装置の一部分が破損しても，床版の主要部分に破壊が及ばなけ

れば，震後の応急的な補修によって道路閉鎖を回避することが可能であり，さらに震後の復旧も容易であると考えられる。伸縮装置の一部が破損しても，なるべく容易に復旧できる構造案の一例を図－3.3.27に示す。



図－3.3.27　伸縮装置が部分的に破損してもなるべく容易に復旧できる構造案

伸縮継手の伸縮量を大きくせず，大地震が生じた場合には橋台の部分的な破損を許す既往の設計事例として，ニュージーランドにおいて用いられているノックオフ構造がある。これについては，3.2.1に示した通りであるが，わが国ではニュージーランドに比べて輪荷重や交通量が大きく，常時における安定が重要である。このため，一般にはノックオフ部と橋台胸壁を結合するアンカー鉄筋が必要となる。ただし，3.2.1に示したように地震時には胸壁の一部を壊すのではなくノックオフ部が滑動する構造とすることが有効と考えられる。図－3.3.28に示す構造が本共同研究の成果として提案する構造である。なお，図－3.3.28に示す構造については特許を申請している。



図－3.3.28　パラペット部衝撃吸収構造の例

3.3.6　模型振動実験に基づく免震設計法の検証

(1)　研究項目

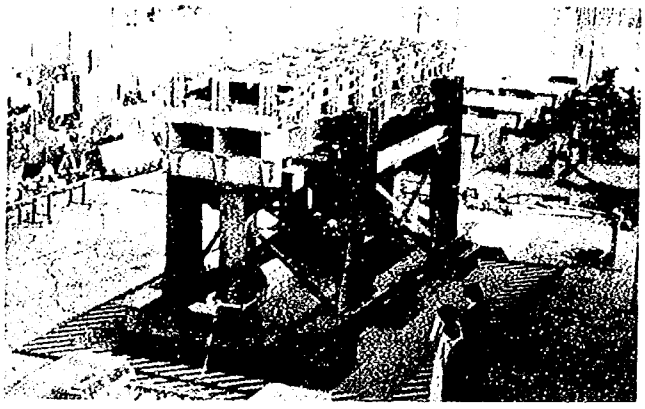
本課題では，免震橋の振動特性および免震設計法を検証するために，以下の検討を行った。

①　免震装置を有する橋梁の動的解析の精度の検討
　a．免震装置を等価線形化手法でモデル化した場合
　b．免震装置をバイリニア型非線形ばねでモデル化した場合
　c．落橋防止装置と桁との衝突を非線形ばねでモデル化した場合
②　免震橋に対するエネルギー比例減衰法の適用性の検討
③　免震設計における免震装置の設計変位の簡易算定法の検討
④　実測記録に基づく免震橋（宮川橋）の地震応答特性に関する検討
⑤　免震装置に生じる残留変位に関する検討

(2)　免震装置を有する橋梁の動的解析の精度の検討

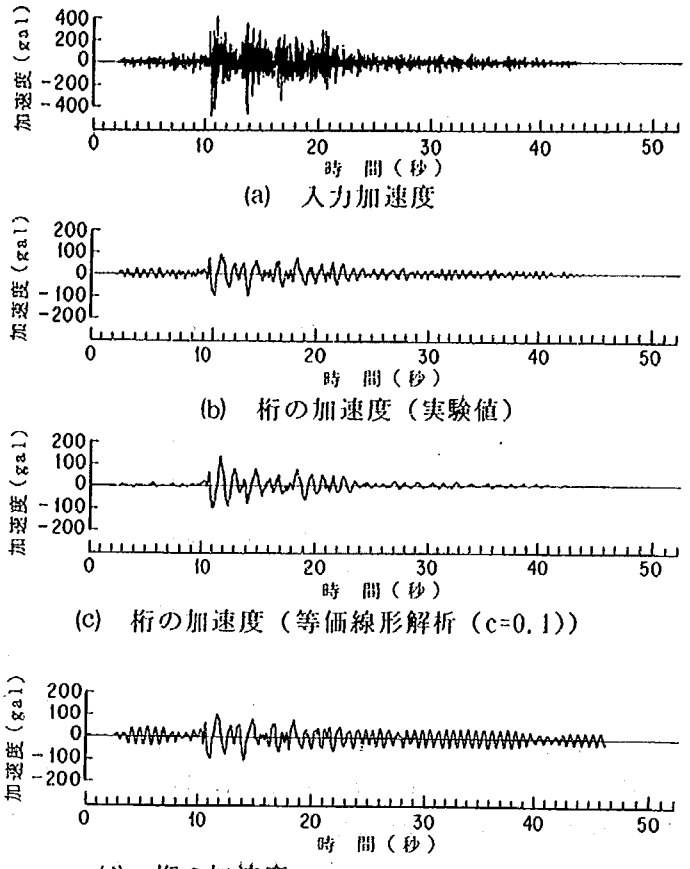
免震装置の剛性を等価線形化法及およびバイリニア型非線形ばねで評価した場合に，どの程度正確に免震橋の

振動特性を評価できるかを，写真－3.3.1に示す免震橋模型（支間長6m，桁重量39.8tf）を用いた振動台加振実験結果との比較により検討した。図－3.3.29は，1978年宮城県沖地震において開北橋近傍地盤上で記録された記録（開北橋記録）を入力した場合の実験で得られた桁の加速度を解析値と比較した一例を示したものである。このような検討から，免震橋の地震応答特性は，免震装置を等価線形化法，もしくは，バイリニア型非線形ばねにモデル化した動的解析により精度よく再現できることが明かになった。

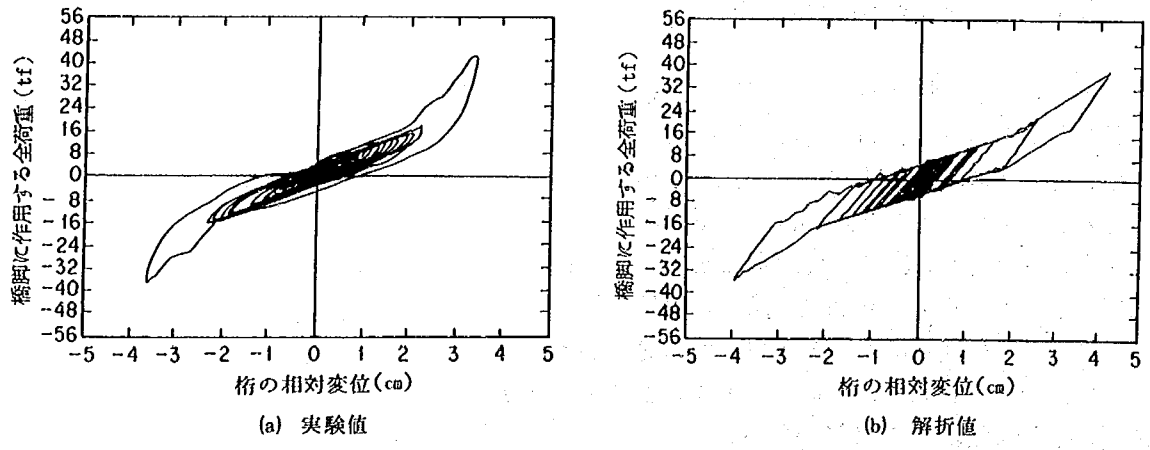


写真－3.3.1　振動台（6m×8m）上にセットされた免震橋模型

一方，アイソレータによる長周期化に伴い，桁の過大な変位が生じる。これを防ぐためには変位制限装置（移動制限装置および落橋防止装置）の設置が必要であり，その設計に際しては衝突による衝撃力の適切な評価を行わなければならない。このため，免震装置と移動制限装置を組み合わせてトリリニア型のばねでモデル化し，模型振動実験結果と非線形動的解析との比較を行った。図－3.3.30は，免震装置と移動制限装置に加わる合計の荷重と桁の相対変位の関係を比較したものである。解析結果は実験結果とよく一致しており，移動制限装置を非線形ばねでモデル化した動的解析により，免震橋の地震応答特性を表現できることが明かになった。



図－3.3.29　桁の応答加速度に対する実験値と解析値の比較

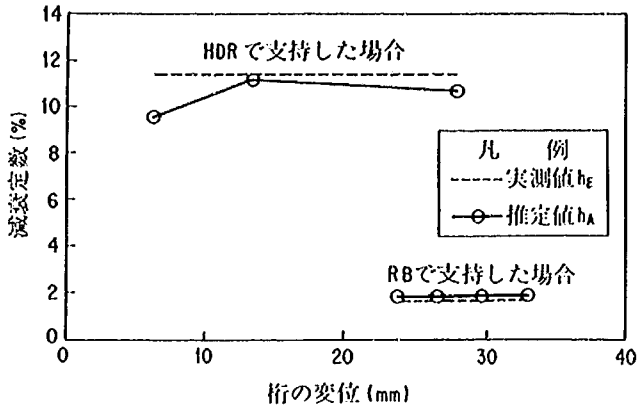


図－3.3.30　橋脚に作用する全荷重～桁の相対変位関係の実験値と解析値の比較
（ストッパー間隔を2cmとした場合）

(3) 免震橋に対するエネルギー比例減衰法の適用性の検討

免震橋の地震応答をモーダルアナリシス法で解析する場合には，モード減衰定数が必要となる。個々の部材の減衰特性からモード減衰定数を算出する方法としては，エネルギー比例減衰法が提案されている。免震橋では，部材の履歴減衰，地下逸散減衰など一般に橋が持つエネルギー吸収に加えて，免震装置によるエネルギー吸収がある。このため，免震橋模型の自由振動実験に基づいて免震橋のモード減衰定数がエネルギー比例減衰法によりどの程度正確に推定できるかを検討した。実験には支間長 2.1m，桁重量 611.7kgf の単純桁を用い，支承としては，積層ゴム支承および高減衰積層ゴム支承の2種類を用いた。

図－3.3.31は，1次振動モードに対する減衰定数について，実験及びエネルギー比例減衰法により求めた減衰定数を比較したものである。これにより，免震橋に対してもモード減衰定数をエネルギー比例減衰法により実用上十分な精度で推定することができることが明かになった。



図－3.3.31　エネルギー比例減衰法による1次振動モードに対する減衰定数の推定精度

(4) 免震設計における免震装置の設計変位の簡易算定法の検討

免震設計においては，一般に免震装置の剛性及び減衰性能を等価線形化し，等価剛性及び等価減衰定数を用いる。等価剛性及び等価減衰定数を定める際に基準とする変位を免震装置の有効設計変位 u_{Be} と呼び，次式のように定義されるが，免震設計では有効設計変位をどのように定めるかが重要となる。

$$u_{Be} = c_E \cdot u_{max} \tag{3.3.9}$$

ここで，

c_E　：応答の非定常性による補正係数

u_{max}　：免震装置の最大相対変位で次式で算出する。

$$u_{max} = \frac{W_u \cdot S_A\ (T,\ h)}{K\ (u_{Be}) \cdot g} \tag{3.3.10}$$

ここで，

W_u　：免震装置が水平力を分担する上部構造部分の重量

$S_A\ (T,\ h)$　：固有周期 T 秒，減衰定数 h の加速度応答スペクトル

$K\ (u_{Be})$　：免震装置の等価剛性

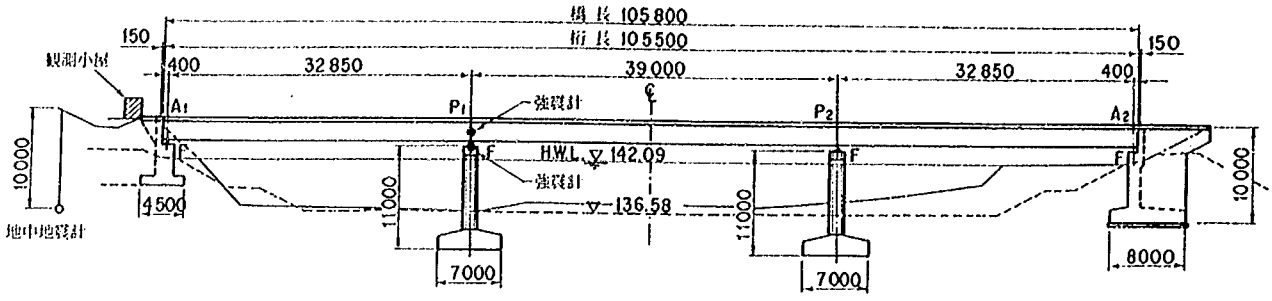
g　：重力加速度

ここでは，免震設計に用いる免震装置の有効設計変位 u_{Be} の設定法を免震橋模型の振動台実験及び免震橋の試設計から検討した。

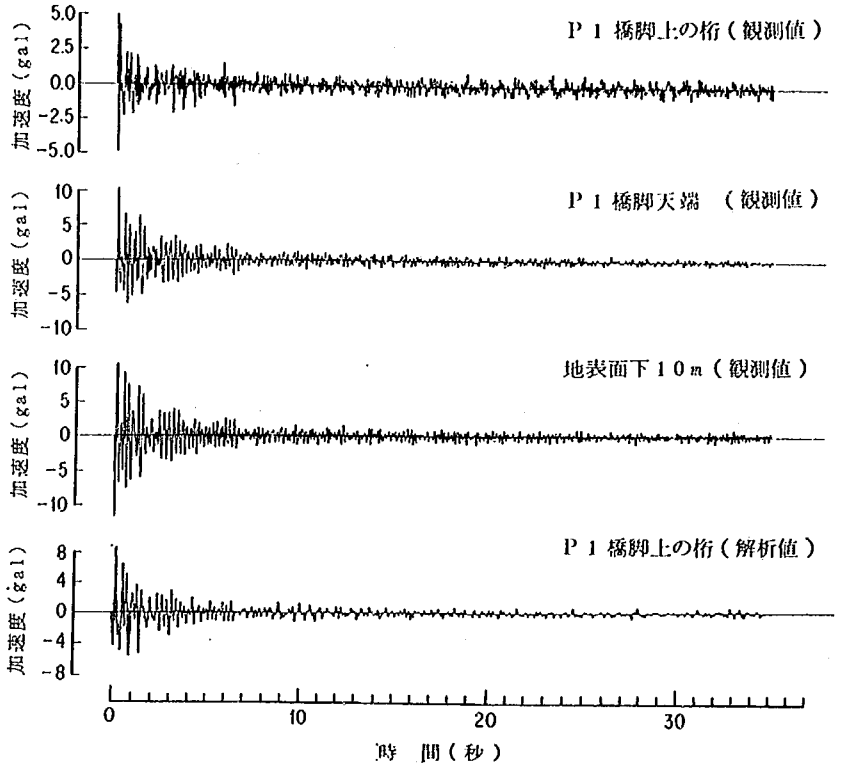
免震橋模型の振動台実験において免震装置に生じた最大変位を算出し，これを実験結果と比較した結果，応答の非定常性による補正係数を $c_E = 0.7$ とした場合に免震装置に生じる相対変位に対する解析精度が高いことが明かとなった。一方，免震橋の試設計により最大相対変位を算出した場合にも，同様に $c_E = 0.7$ とした場合に非線形動的解析により求められた免震装置の相対変位をよく再現することができることが明かとなった。

(5) 実測記録に基づく免震橋（宮川橋）の地震応答特性に関する検討

宮川橋（一般国道 362号）は，図－3.3.32に示すように橋長 105.8mの3径間連続非合成鈑桁橋であり，我が国初の免震橋として平成3年3月に竣工した。宮川橋では，免震橋の振動特性を検討するために地震計が取り付けられ，強震観測が行われている。平成3年4月25日に静岡県中部を震源とするマグニチュード 4.9の地震が発生し，図－3.3.33に示す最初の強震記録が得られた。地震規模が小さく，記録も小さいものであるが，我が国における免震橋の最初の記録であることから，記録の解析を行った。解析結果から以下の点が明らかになった。



図－3.3.32 宮川橋の一般図



図－3.3.33 宮川橋において観測された地震記録（橋軸方向成分）

① 桁の加速度は，橋軸方向，橋軸直角方向ともに地盤（地表面下10m）の加速度の50%程度に低減されており，免震効果が現われている。

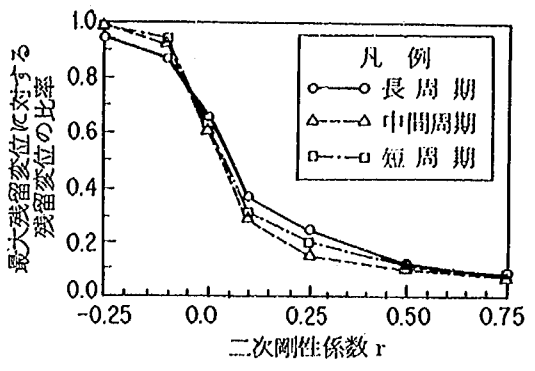
② 地盤から桁への加速度の伝達は，地震動の卓越周期である 0.2～0.3 秒付近では0.25程度と小さいが，橋の固有周期である0.85秒あたりでは 1.4～2.0 と大きくなっており，免震設計では橋全体系の固有周期の算定が地盤の固有周期との関係で重要である。

③ 設計段階で用いられた動的解析モデルを用いて，地表面下10mで観測された記録を入力として桁の振動を解析した結果，解析値の方が 1.6～2倍程度大きくなり，実測の方が動的解析モデルよりも免震効果が大きかった。これは，解析では安全側に減衰定数を与えているためと考えられる。

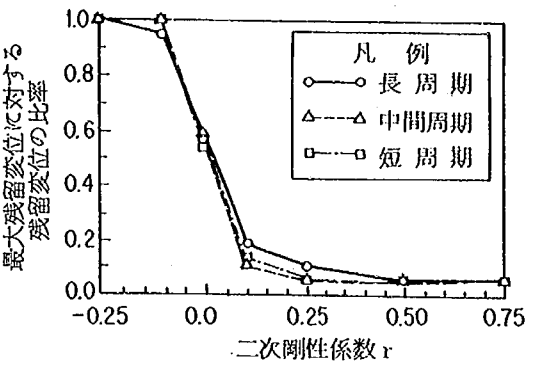
(6) 免震装置に生じる残留変位に関する検討

免震橋においては，免震装置により長周期化しエネルギー吸収性能を高めることにより，上部構造に作用する慣性力を低減する。しかし，あまり大きく免震装置が非線形領域に入った場合には，免震装置に過大な残留変位が生じることが心配される。免震装置に大きな残留変位が生じるとその後の使用性に影響を与えるためである。

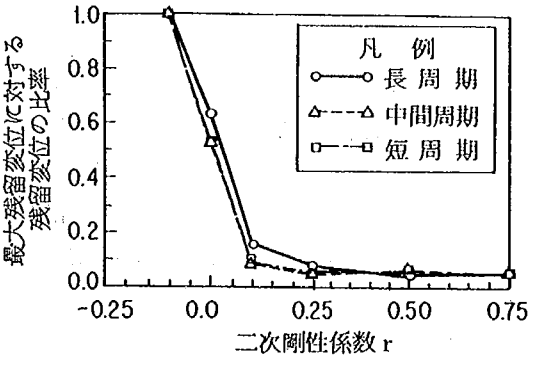
このため，ここでは，バイリニア型1自由度振動系の応答に基づき「残留変位応答スペクトル」を新たに提案し，これに基づき非線形系に生じる残留変位を検討した。図－3.3.34は，じん性率2，4，6について，2次剛性比を種々変化させて残留変位応答スペクトルを計算した結果の一例を示したものである。この結果，残留変位に対しては，初期剛性と二次剛性の比rが大きく影響し，剛性比が0.1～0.2程度以上の場合には残留変位は小さいが，0に近づき，さらに負の値をとるようになると残留変位は非常に大きくなることが明らかになった。このため，免震装置としては剛性比0.1～0.2程度以上を有することが望ましく，特に，剛性比が負になるような免震装置は採用してはならないことが明かとされた。



(a) じん性率2



(b) じん性率4



(c) じん性率6

図－3.3.34 残留変位応答スペクトル
（減衰定数2％）

3.4 免震設計の適用に関する研究

3.4.1 ＰＣ橋に対する免震設計の適用

(1) ＰＣ免震橋の実績調査

1989年時点で，ＰＣ免震橋梁はニュージーランドで18橋建設されている。その内6橋について，その諸元を表－3.4.1に示す。この6橋は全て新設橋であるが，①は細く高い橋脚の基部に免震装置を設けた特殊な橋梁であり，世界最初の免震橋梁とされている。②～⑥の5橋は，橋脚頂部に支承を兼ねた免震装置（鉛プラグ入りゴム支承）を用いており，この型式が現在の主流となっている。

(2) ＰＣ免震橋の適用性

死荷重が耐震設計上大きなキーポイントとなること，伸縮継手を減らし連続化を図る傾向にあることなどを考慮すると，連続形式のＰＣ橋が，免震化に適した構造形式と考えられる。また，ＰＣ橋特有の構造特性として，施工手順に伴う弾性短縮やクリープ，乾燥収縮の影響を考慮しなければならない。これらに対しては温度変化の影響と同様，支承部での移動量や支承反力を算定し，上下部構造への影響を検討する必要がある。

ＰＣ免震橋の適用性として，以下の点が挙げられる。

① 下部構造の剛性が大きいほど，免震支承のエネルギー分担率が大きく，免震支承を有効に利用できる。
② 上部構造の変位量と下部構造の耐荷力の制約から，効果的な免震支承の剛性を選定する必要がある。
③ 不等橋脚の影響が顕著にあらわれる橋梁については設計上注意を要する。
④ 下部構造の剛性が免震橋に及ぼす影響は一般橋に比較すると小さい。
⑤ 土質定数や基礎形式のバラツキが免震橋に及ぼす影響は一般橋に比較すると小さい。

(3) ＰＣ免震橋の試設計結果

ＰＣ免震橋の試設計にあたり，対象橋梁に採用する免震装置に関して以下に示す基本方針を設定した。

表－3.4.1　ニュージーランドのＰＣ免震橋梁

	橋　梁　名	上部構造形式	橋長 m	竣工	免　震　装　置
①	SOUTH RANGITIKEI BRIDGE	6径間連続ＰＣ箱桁 鉄道橋	315	1974	軟鋼製ねじり梁式ダンパー
②	CLYDE POWERHOUSE ACCESS BRIDGE	U形プレキャストＰＣ単純桁現場打ち連続橋	57	1981	鉛プラグ入り積層ゴム支承
③	OHAAKI BRIDGE	U形プレキャストＰＣ単純桁（横8連）	83	1983	〃
④	MOONSHINE BRIDGE	U形プレキャストＰＣ単純桁（横7連）	168	1986	〃
⑤	GRAFTON BRIDGE No.4	3径間連続場所打ちＰＣ・Ｔ桁（2主桁）	60	1987	〃
⑥	GRAFTON BRIDGE No.5		81	1988	

① 免震化は橋軸方向とし，橋軸直角方向へは変位を拘束して免震化しない。

② 上部構造の慣性力は各橋脚にほぼ均等に分散させる。

③ 免震支承を用いた橋の固有周期は，以下の条件を考慮して設定する。

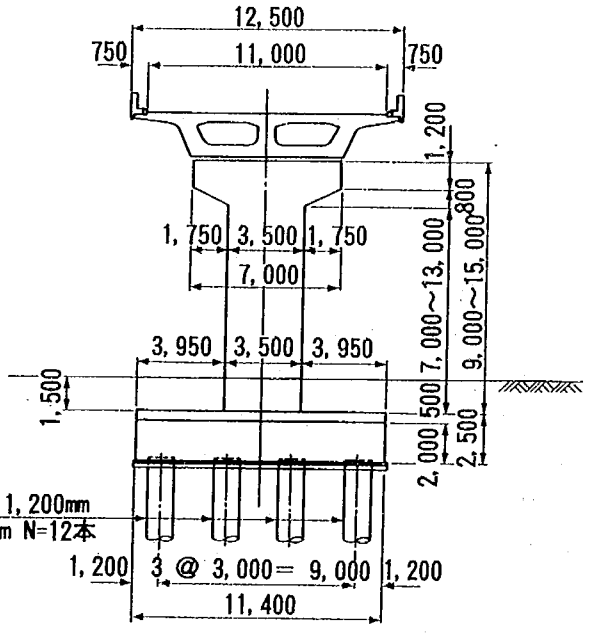
・震度法レベルでの橋の固有周期を過度に長くしない。

・上部構造と周辺地盤を含んだ下部構造との間に有害な連成振動が発生しないような周期帯を設定する。

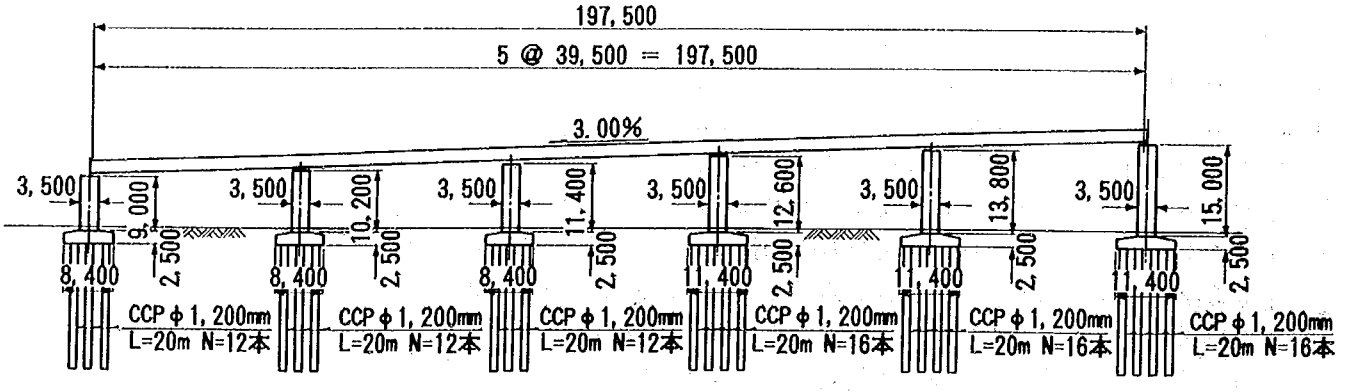
・地震時のエネルギーが免震支承で大部分消費されるように，支承の等価剛性を下部構造の剛性に比べて十分に小さくする。

モデル橋の一般図を図－3.4.1に示す。

マニュアル（案）に従って試設計を行なった結果，免震支承の形状・寸法は図－3.4.2の通りであり，現実性

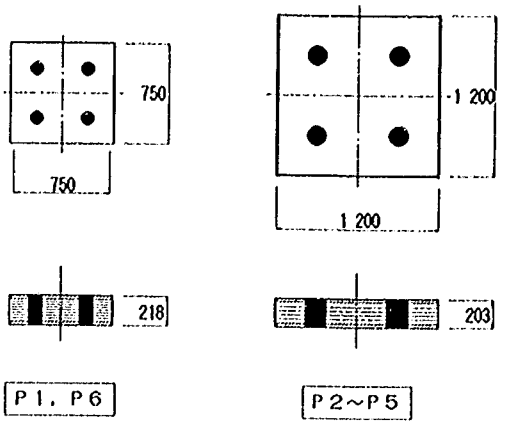


図－3.4.1(1)　モデル橋一般図



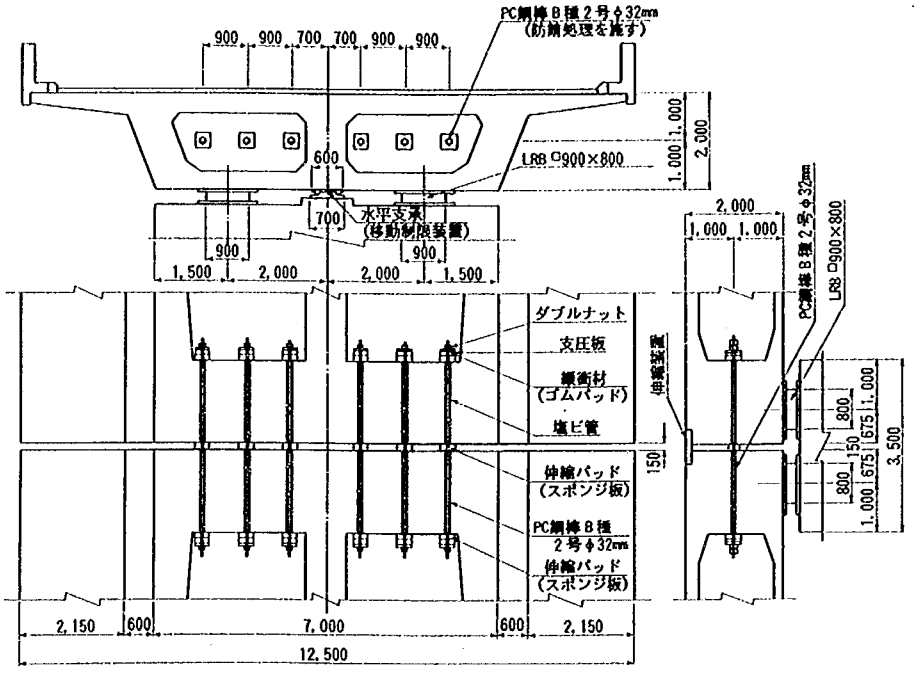
図－3.4.1(2)　モデル橋一般図

のある形状となった。また，遊間，伸縮装置および落橋防止装置は図－3.4.3および図－3.4.4に示すように，非免震橋梁と遜色のない程度で対処できることがわかった。

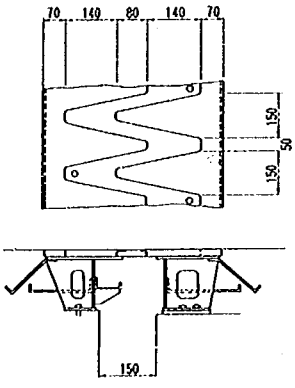


特性値			P1、P6	P2～P5
平面形状 (内部補強鋼板	A×B a×b)	(cm)	75.0×75.0 (73.0×73.0)	120.0×120.0 (118.0×118.0)
鉛プラグ	$n_p \times D_p$	(cm)	4 ×φ 9.5	4 ×φ15.5
ゴム厚さ	$n_e \times t_e = \Sigma t_e$	(cm)	8×1.7 =13.6	5×2.6 =13.0
支承本体高さ	H	(cm)	21.8	20.3
ゴムのせん断弾性係数	G	(kgf/cm²)	10.0	10.0

図－3.4.2　免震支承の形状・寸法



図－3.4.3　架け違い部の構造細目



図－3.4.4　伸縮装置

また，ＰＣ橋特有の設計計算上の留意事項として，①プレストレス導入による弾性変形，②クリープによる変形，および③乾燥収縮がある。これらの変形はどれも施工段階から進行するものであり，構造系の変化する各施工段階毎にその影響を把握する必要がある。施工時における主桁収縮の影響による支承変形量を累計した値が，支承の初期変形量となる。

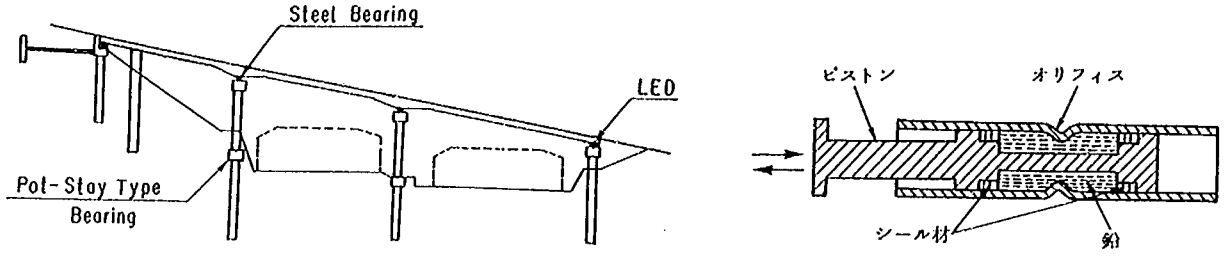
なお，下部構造を無視してプレストレス，クリープ，乾燥収縮による上部構造の変形量ならびに上部構造反力を算定し，上下部構造全体を考慮した解析と比較してみた。その結果，橋脚断面が決定される地震時断面力に対する両手法による差は最大２パーセント程度であり，下部構造諸元に影響をもたらす差異ではないことがわかった。このことから，本試設計程度の免震支承と下部構造をもった免震橋の場合には，初期変形量の算定において，下部構造を考慮しなくても，実務的に十分な精度で解析できると言える。

3.4.2 鋼橋に対する免震設計

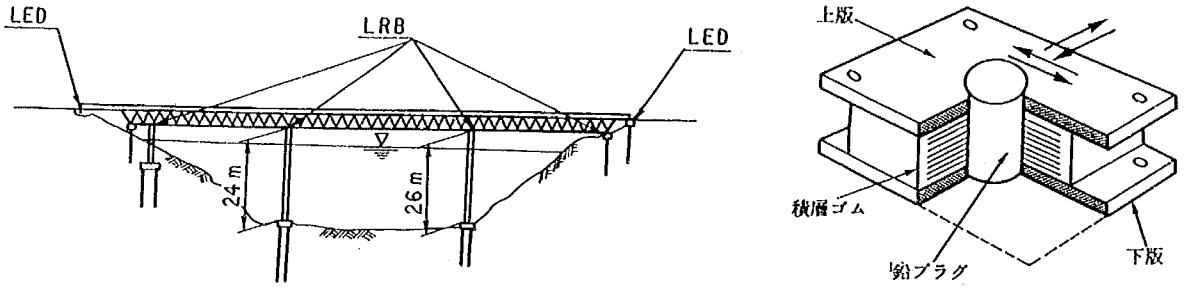
(1) 鋼免震橋の実績調査

我が国と同様に地震多発国で免震設計に対する技術開発が進んでいる国として，ニュージーランドと米国が挙げられる。ニュージーランドでは古い基準で設計された橋の耐震補強にも免震設計が用いられており，現在までに40数橋の免震橋が建設されている。免震設計は常に免震装置の開発と密接に関連しており，ニュージーランドでは1970年頃から研究開発が開始されている。

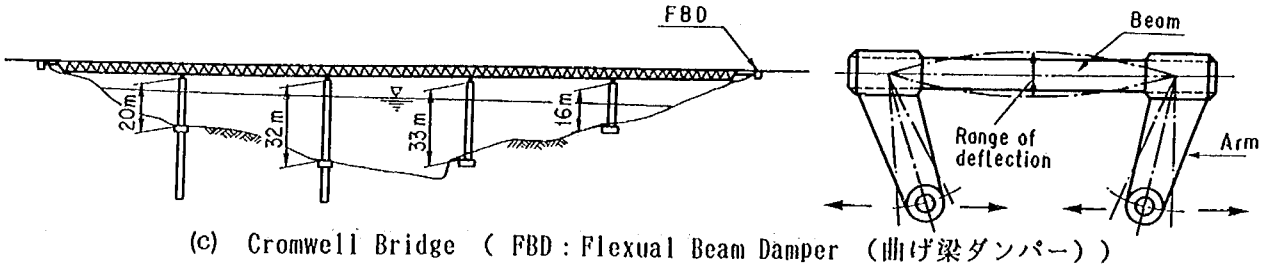
図－3.4.5に主な免震装置と橋への適用方法を示す。エネルギー吸収材としては，鉛を用いたもの（図－3.4.5(a), (b)）と，軟鋼を用いたもの（図－3.4.5(c)）が考案され実用化されている。また，構造的な特徴としては，①鋼橋は比較的高橋脚と組み合わされている例が多い，②橋脚は鉛直荷重を支持するだけのスレンダーな形状である，③地盤の良い橋台にメインのダンパーを取り付けている，等が挙げられる。



(a) Bolton Street Bridge (LED : Lead Extrusion Damper （鉛押出しダンパー）)



(b) Bannockburn Bridge (LRB : Lead Rubber Bearing （鉛プラグ入り積層ゴム支承）)



(c) Cromwell Bridge (FBD : Flexual Beam Damper （曲げ梁ダンパー）)

図－3.4.5 ニュージーランドにおける鋼免震橋の例

(2) 鋼免震橋の適用性

1) 鋼橋の免震設計に適する橋梁形式

鋼橋は自重が軽く，製作架設が容易で，複雑な線形にも適合しやすいなどの利点を有しており，長支間の橋から都市内高架橋に至るまで，その適用は広範囲に及んでいる。一方，橋梁用の免震装置としては，アイソレーターとダンパーが一体となった支承形式が実用的と考えられている。

鋼橋の免震化を図る場合には，多様な構造形式と耐震性の特徴から，①橋脚数が多くても地震力の合理的な分散効果が期待できる，②中小支間の橋が多く反力規模が免震支承の製作可能な範囲である，等の理由により連続桁形式が最も適用性に富んだ形式と考えられる。

2) 下部構造の剛性差による適用性

連続桁橋が建設される適用条件を想定すると様々な外的影響要因が考えられる。一連の連続桁内において橋脚高さならびに地形・地質条件が一定であれば問題ないが，このような恵まれた条件はまれであり，実際には橋脚高さが不規則に変化したり，杭基礎と直接基礎の混合，あるいは杭基礎での地盤定数の変化等が考えられる。そのため，このような場合における地震力の分散割合が各橋脚に対してどの程度の影響を及ぼすかを検討した。

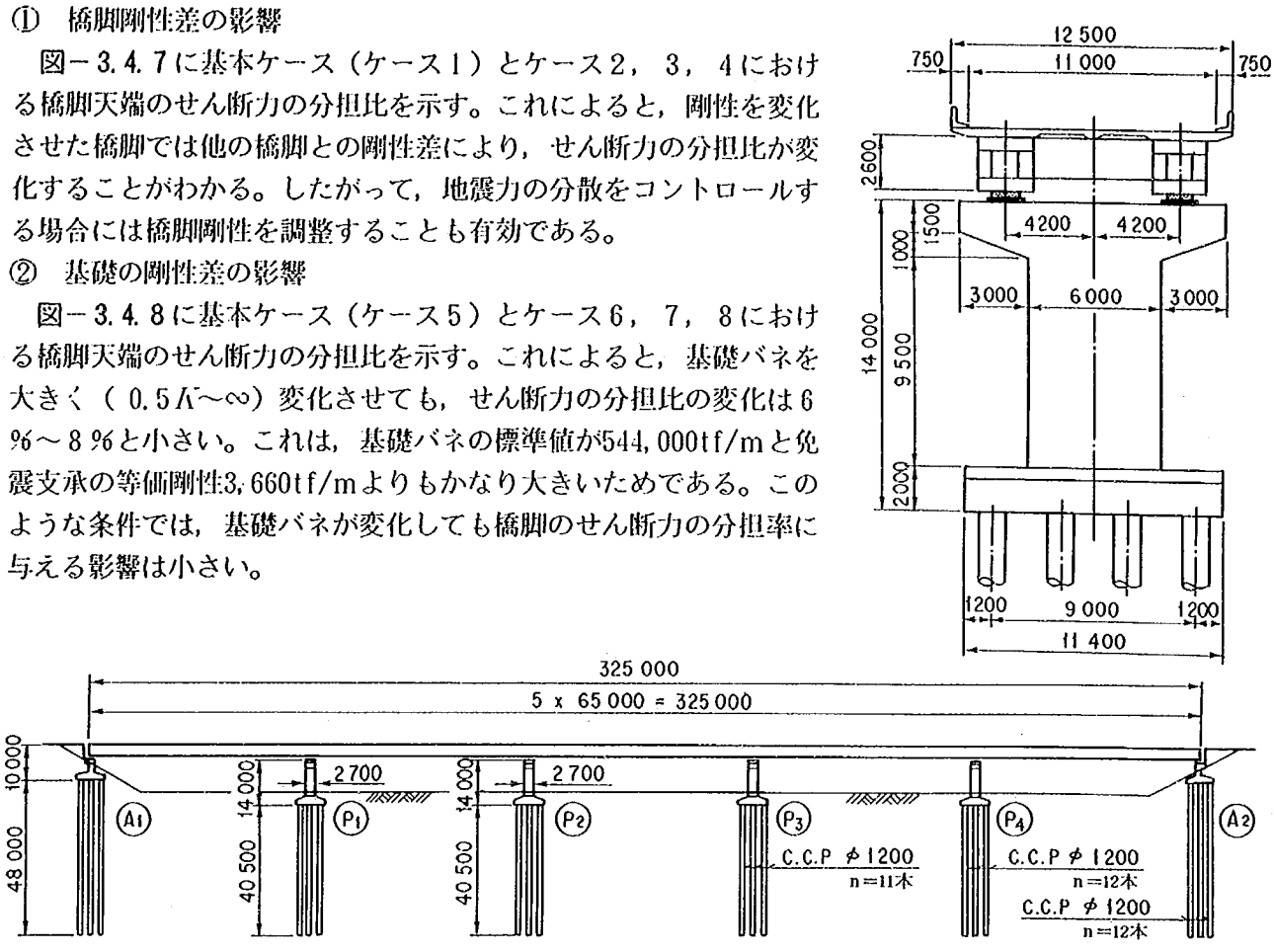
検討に用いたモデル橋の諸元は図－3.4.6に示すとおりであるが，地盤種別はⅡ種とし，杭長を20mとした。また，検討ケースは，表－3.4.2に示すように橋脚高さ（H）と基礎バネ（K）をパラメータとした8ケースである。これらに対して震度法レベルの標準応答スペクトルを入力として，応答スペクトル法による動的解析を行った。

① 橋脚剛性差の影響

図－3.4.7に基本ケース（ケース1）とケース2，3，4における橋脚天端のせん断力の分担比を示す。これによると，剛性を変化させた橋脚では他の橋脚との剛性差により，せん断力の分担比が変化することがわかる。したがって，地震力の分散をコントロールする場合には橋脚剛性を調整することも有効である。

② 基礎の剛性差の影響

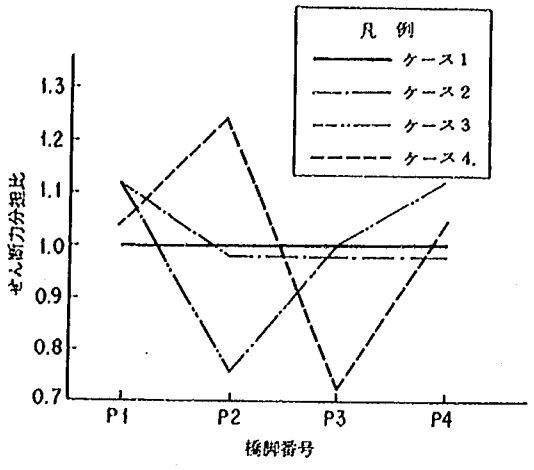
図－3.4.8に基本ケース（ケース5）とケース6，7，8における橋脚天端のせん断力の分担比を示す。これによると，基礎バネを大きく（$0.5K$～∞）変化させても，せん断力の分担比の変化は6％～8％と小さい。これは，基礎バネの標準値が544,000tf/mと免震支承の等価剛性3,660tf/mよりもかなり大きいためである。このような条件では，基礎バネが変化しても橋脚のせん断力の分担率に与える影響は小さい。



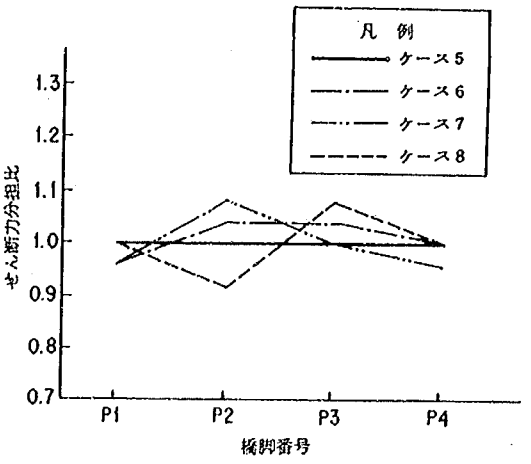
図－3.4.6　構造一般図

表－3.4.2　解析ケース

解析目的	解析ケース	P1	P2	P3	P4
不等橋脚高さの影響	ケース 1	H	H	H	H
	ケース 2	$0.5H$	H	H	H
	ケース 3	H	$1.5H$	H	H
	ケース 4	H	$0.5H$	$1.5H$	H
基礎の剛性の違いの影響	ケース 5	K	K	K	K
	ケース 6	$0.5K$	K	K	K
	ケース 7	K	∞	K	K
	ケース 8	K	$0.5K$	∞	K



図－3.4.7　橋脚高さの影響



図－3.4.8　基礎バネの影響

(3) 鋼免震橋の試設計結果

図－3.4.6に示した5径間連続鋼箱桁橋をモデルに試設計を行った。基礎地盤はⅢ種地盤とし，免震方向は，橋軸方向と橋軸直角方向の二方向とした。地震時保有水平耐力法レベルでの試設計結果を表－3.4.3に示す。結果を要約すると以下のとおりである。

① 二方向免震にすることにより，各橋脚に作用する地震時水平力を両方向ともほぼ同等値に分散することが可能となる。すなわち，脚柱形状が正方形または円形の場合には合理的な配筋ができる。なお，本試設計の脚柱形状は矩形であるため，橋軸方向の検討で鉄筋量は決定されている。

② 水平力は鉛直反力比で分散させたため支承寸法は橋脚部で大きくなるが，下部構造との寸法的な取合いには問題なく，現実的な寸法に収まる。

③ 上部構造の変位は水平二方向ともほぼ同じような値となる。したがって，橋台部では橋軸直角方向にも桁とパラペット間に相対変位が生じるため，二方向に移動可能な伸縮装置が必要となる。また，橋梁添架物も，

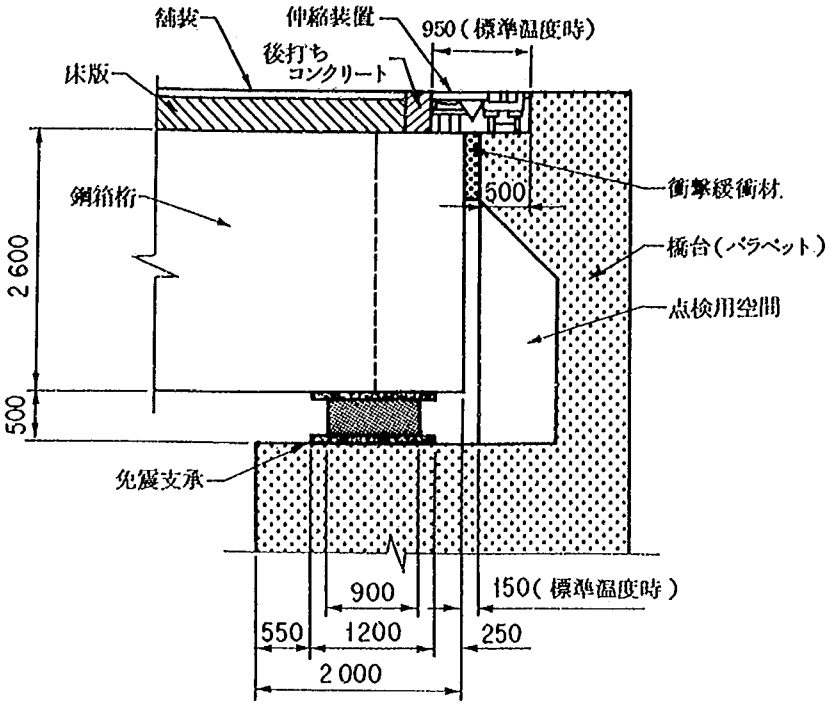
表－3.4.3　地震時保有水平耐力法レベルでの試設計結果

特性値		橋軸方向			橋軸直角方向			備考
		A1, A2	P1, P4	P2, P3	A1, A2	P1, P4	P2, P3	
上部構造の変位	u_T (cm)	48.1			50.0	45.5	42.6	
橋の固有周期	T (sec)	1.41			1.39			
橋の減衰定数	h	0.11			0.11			
設計水平震度	k_h	0.90			0.90			
免震支承の設計変位	u_B (cm)	66.9	50.7	50.6	69.0	50.0	50.6	
免震支承の等価剛性	k_B (tf/m)	750	2,910	2,910	750	2,900	2,910	
免震支承の等価減衰定数	h_B	0.12	0.13	0.13	0.12	0.13	0.13	
地震時水平力	F (tf)	345	1,019	1,015	370	1,039	1,031	
地震時水平力の分担率	(%)	8	21	21	8	22	20	
水平変位の照査	u_B / Σ_{te}	2.28	2.48	2.48	2.35	2.45	2.48	< 2.5
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	1.57	0.61	0.52	1.74	0.60	0.52	
	水平変位 γ_s	2.28	2.48	2.48	2.35	2.45	2.48	
	合計 γ_T	3.85	3.09	3.00	4.09	3.05	3.00	< 4.16
支承寸法		A1, A2			P1～P4			G_o =10kgf/cm²
		900×900×394 (鉛プラグ ϕ 115×4本)			1,470×1,470×280 (鉛プラグ ϕ 141×8本)			

こうした二方向の変化に対する配慮が必要となる。

④ Ⅲ種地盤においても 1.4秒程度の固有周期で免震設計が可能であり，Ⅲ種地盤であるからといって特別に橋の固有周期を長くしなくてもよい。

なお，桁端部の詳細図を図－3.4.9に示す。伸縮装置としては3.2.2に示した二方向伸縮装置を用いている。



図－3.4.9　桁端部詳細図

3.4.3　超多径間連続橋に対する免震設計の適用

(1) 多径間連続橋の実績調査

多径間化の現状と技術課題を明らかにするため，我が国における多径間連続橋の実績を調査した。高橋脚の連続ラーメン橋（岡谷高架橋 593.0m，新川音川橋 605.3m）を除く上位4橋は次の通りである。表－3.4.4から，我が国の既往の連続橋の特徴を示すと，以下の通りである。

表－3.4.4　多径間連続橋の実績

橋　名	橋梁形式	桁構造	橋脚	支　承	支承条件	連続径間長	径間数	平均橋脚高さ	平面線形（r=曲線半径）
① 石狩川橋	連続桁橋	PC箱桁	RC	ゴム支承	全橋脚弾性バネ	543.8m	8	19.3m	r=1,200m
② 首都高 AS21工区	連続桁橋	PC箱桁	RC	すべり支承 SUグンバー	全橋脚弾性バネ	408.0m	9	14.0m	r= 900m
③ 首都高 KS44工区	連続桁橋	鋼箱桁	鋼	ピボット支承	端4橋脚可動 中央9橋脚 ヒンジ	500.0m	10	12.6m	直線
④ 首都高 KT38工区	連続桁橋	鋼箱桁	RC	PB－A	端4橋脚可動 中央9橋脚 ヒンジ	507.5m	12	11.5m	r=1,200m

① 本研究項目で当面開発目標としている連続桁長1kmに対して，実績は約半分の 500mである。

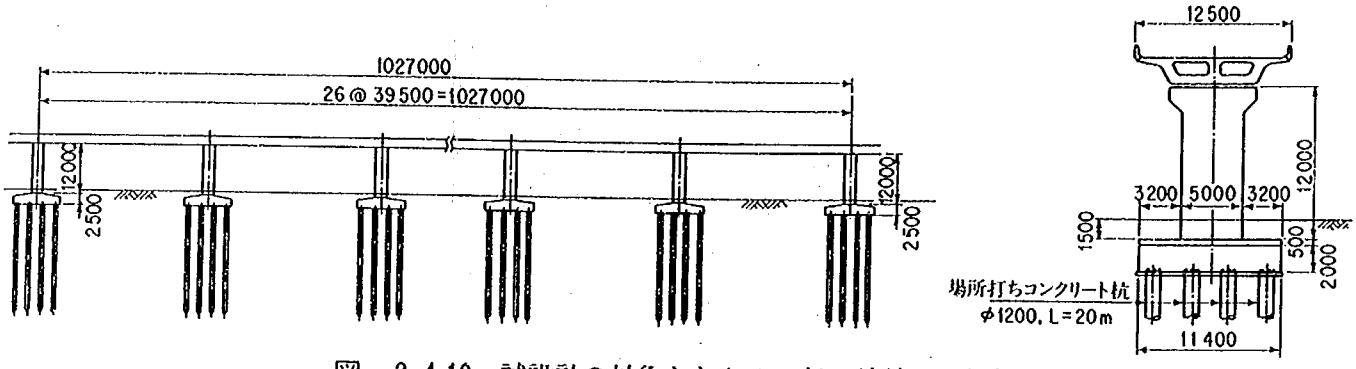
② 各橋梁とも，温度等による水平力の軽減に工夫が凝らされている。表－3.4.4中の①橋梁は積層ゴム支承の弾性によって水平力を吸収している。②橋梁はすべり支承によっている。この橋梁はＰＣ鋼線を使ったＳＵダンパーによって原点復帰特性を与えており，実質的な免震構造とも言える。③橋梁と④橋梁は端部橋脚は可動支点とし，中央部の9橋脚は多点ヒンジとしている。9橋脚の間でも中央部の橋脚ほど剛性を高くし，温度応力と地震力による水平力をバランスよく分散している。橋脚の剛性を調整するため，③橋梁では鋼製橋脚が，④橋梁ではパイルベント杭が採用されている。

③ 伸縮継手として，②橋梁ではＳＴジョイントが採用されている。

④ ①橋梁ではクリープ，乾燥収縮に対処するため，支承に予備せん断が加えられている。

(2) 1km級の超多径間連続免震橋の成立性に関する研究

1kmの連続桁長を有する鋼桁橋とＰＣ桁橋のモデルを設定し，試設計を行って免震設計の成立性を確認した。鋼桁とＰＣ桁でほぼ同じ結論を得たので，ここでは図－3.4.10に示すＰＣ桁橋について述べる。



図－3.4.10 試設計の対象とした1km級の連続ＰＣ桁橋

1) 設計条件

・橋　　格　：　1等橋
・上部構形式　：　26径間連続ＰＣ箱桁
・橋　　長　：　1,027m
・設計温度変化　：　±20℃
・設計震度　：　地域別（A地域），地盤種別（Ⅱ種），重要度別（1級）
・施　工　法　：　移動支保工による分割施工（施工サイクル20日/ｽﾊﾟﾝ）
・予備せん断　：　クリープ乾燥収縮の 1/2を支承の予備せん断で吸収するものとする。
・免震支承　：　緩連載荷に対するせん断剛性が小さいことから，鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）を採用する。

2) 主な試設計結果

① 設計水平震度

表－3.4.5 設計水平震度

震度法レベル			地震時保有水平耐力法レベル		
固有周期	減衰定数	設計水平震度	固有周期	減衰定数	設計水平震度
1.31 sec	22.3 %	0.23	2.28 sec	16.3 %	0.47

② 代表的な橋脚における支承諸元

表－3.4.6 支承諸元

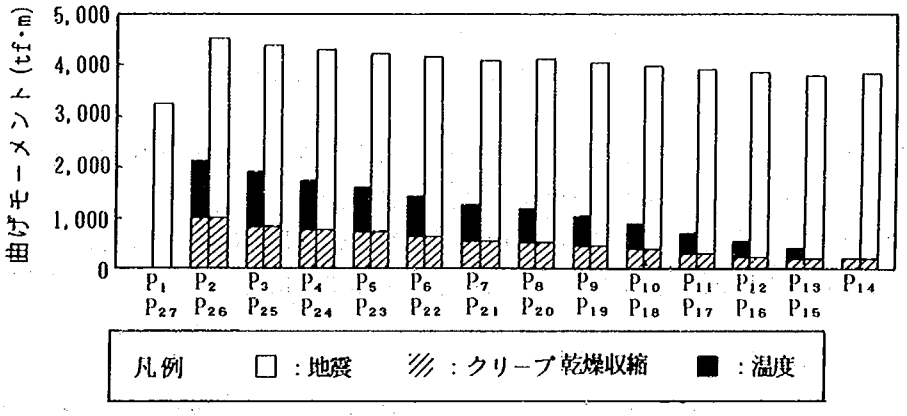
橋脚	支承寸法（cm）	鉛プラグ直径	設計変位（cm）			設計水平力（tf）		
			常時	震度法	保耐法	常時	震度法	保耐法
P_5，P_{23}	108×108×41	15cm×4本	(8.0) 17.5	8.35	52.3	177.4	236	486
P_1，P_{27}	78×78×44	10cm×4本	(10.3) 18.9	9.36	56.4	0	223	498

（注）（ ）は温度変化のみによる変位

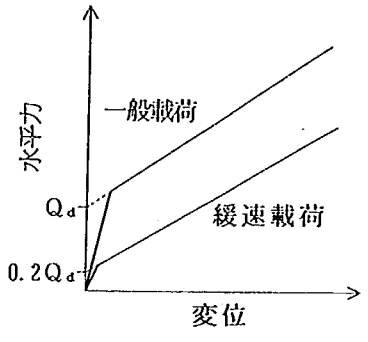
③ 断面力

各橋脚の下端に作用する橋軸方向曲げモーメントを，常時と地震時で比較して図－3.4.11に示す。図－3.4.12に示すように緩速載荷に対しては免震支承の水平剛性は小さいため，温度変化等による水平力は支承の変形により軽減される。クリープと乾燥収縮の 1/2は支承の予備せん断で吸収されるとして計算した。

P_1 と P_{27}はかけ違い橋脚であり，対称に 1 kmの超多径間橋が続いていると仮定しているので，常時の水平力はキャンセルされる。



図－3.4.11 橋脚下端に生じる橋軸方向曲げモーメント



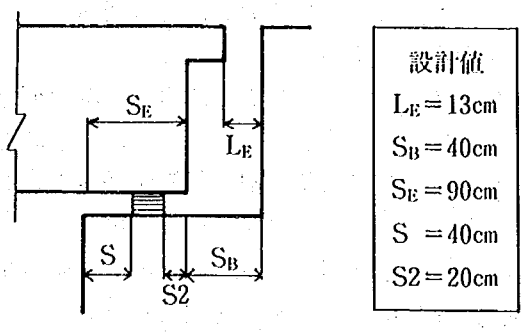
図－3.4.12 緩速載荷に対する免振支承の水平剛性

④ 桁端の伸縮量

桁端部では表－3.4.7に示すように震度法によって生じる応答変位より温度変化によって生じる伸縮量の方が大きい。クリープ，乾燥収縮による伸縮量はさらに大きいが，その一部は施工中に終了すると考えられる。図－3.4.13は試設計値に基づいて橋梁端部の概略寸法を検討したものである。

表－3.4.7 桁端の伸縮量

項目		伸縮量(cm)
相対変位量（橋軸方向）	震度法	9.36
	地震時保有水平耐力法	56.4
温度変化量	20℃	10.3
クリープ，乾燥収縮		18.6



図－3.4.13 橋長 1,027m（39.5m×26径間）の連続橋に対するけた端部の概略諸元

(3) 1 km級の超多径間連続免震橋の動的解析

(2)で試設計したモデル橋を基本形として，①1 kmの直線橋に地震波が位相差をもって入力する場合，②線形は直線であるが，地盤が1 kmの中間点でⅡ種（T_G =0.50秒）からⅢ種（T_G =0.70秒）に変化する場合，③地盤はⅡ種であるが，線形がR＝ 300mでS字をかく場合，の3ケースについて応答スペクトル法と時刻歴法によって地震応答を解析した。地盤条件が橋軸方向に変化する場合には，両者の表層地盤に共通した基盤を考え，基盤から地震波を入力して応答を求めた。得られた主な結論を以下に示す。

① 地震波が橋軸方向に位相差（伝播速度にして 500m/sec）をもって作用すると桁の断面力は増加するが，設計の成立性に影響するような大きな値には達しない。桁の軸直角方向の応答加速度と支承部の相対変位がやや増加するが，これも震度法による設計値の範囲内である。一方，桁は橋軸方向の剛性が高いため免震支承に支持されると一自由度系に近い挙動を示す。桁の橋軸方向の応答加速度と変位は入力地震波が橋軸方向に位相差をもって作用すると打ち消され大幅に減少する。

② 地盤条件が橋軸方向に変化する場合には，桁の断面力は地盤の変化域で大きくなる。しかし，地盤に急激な変化がない限り，免震支承で支えられた桁には設計を左右するような大きな断面力は発生しない。

③ 線形が曲線であっても，水平2方向に免震化されていれば桁には大きな断面力は発生しない。両端の支点のみ橋軸直角方向を固定した場合には，両端の一スパンにおいて桁の断面力は増加する。しかし，その値は桁の設計で対処できる範囲である。

(4) 1 km級の超多径間連続免震橋の設計法の検討

超多径間連続橋としての免震設計法の特徴とその留意事項は次のように要約される。

① 免震設計をバランスのとれたものとするためには，温度変化，クリープ等によって橋脚に作用する不静定水平力が震度法により算出される水平力を著しく越えないようにする。

② 同じく，震度法によって算出される桁端の支承の可動量が温度変化による可動量を著しく越えないようにするのがよい。

③ 一連続径間内で地盤種別や橋脚剛性が変化する場合には，橋梁全体の骨組み構造物モデルを用い，地盤種別ごとの地震動の違いや橋脚の剛性の違いを考慮にいれた解析を行うのがよい。

④ 一連続径間内に曲線線形が入る場合には，橋梁全体の骨組み構造モデルを用い，任意に選んだ直交する二方向の地震力に対して各橋脚の設計上必要な断面力を求めて，それらを自乗和平方根することにより最大断面力を求めることができる。

(5) 1 km級の超多径間連続免震橋の施工法の検討

(2)で成立性を検討したＰＣ桁超多径間連続免震橋の施工法を検討した。その結果，この橋は支間が短く桁下も低いことから，固定支保工架設，移動支保工架設，押し出し工法が適用できると判断される。ただし，橋梁の規模が大きい場合には固定支保工架設はやや不向きであり，主桁断面が箱形の場合は移動支保工架設がやや不向きである。施工法と関連して免震支承に予備せん断を与える方法も検討したが，これまでの実績から見ると，治具を用いて工場出荷時に予備せん断を与える方法，現場で免震装置をセット後橋脚に反力を取って桁をジャッキで押して予備せん断を与える方法等が適用できる可能性があると判断される。

3.4.4 耐震補強に対する免震設計の適用

(1) 既設橋梁への適用方針と設計法

既設橋梁に対して免震装置の適用の実施可能性を検討するため，耐震対策の目的および原理について整理するとともに，基本的な設計の考え方，および手順を検討した。

表－3.4.8は既設橋梁の耐震対策が必要とされる状況とその目的および対策の原理をまとめたものである。ここに示すように耐震対策の必要性は，現況で耐震補強が必要と考えられる場合と上部構造の変更に伴って下部構造の耐震性の向上が考えられる場合の2つに大別される。本研究では後者のうちで単純桁を連続化する場合を対象に免震設計の適用の可能性を検討した。

表－3.4.8　既設道路橋の耐震対策の目的と原理

耐震対策が必要と考えられる状況		対策の目的	対策の原理
①　現況で耐震性が相対的に低い場合		現時点で必要な耐震性の水準を確保する。	i）耐震補強対策 必要な耐震強度もしくは安定性の確保を図るための構造補強 ii）免震対策 当該橋梁に作用する慣性力の低減を図るための装置の採用
上部対構造の変更対計に処	②　車線拡幅等上部構造の荷重増が生じる場合	荷重増に伴う下部構造の耐力不足を補う。	同　上
	③　多径間化等の上部構造の構造形式の変更対処	常時，地震時の水平反力分散化と併せて，耐震性向上を付加させる。	水平反力分散機能を有する支承に免震性能を付与させる。

1)　現況で耐震補強が必要と考えられる場合

耐震補強に免震設計を適用する目的は，積極的に地震による慣性力の低減を図ることにある。原理的には新設の場合と同様な長周期化および減衰性能の付加による慣性力の低減効果に加えて構造系の変更（多径間化）による上部構造に作用する慣性力の分散効果も期待することができる。表－3.4.9は免震装置を適用する場合の耐震対策と従来からの耐震補強対策を比較した結果である。免震装置を適用した場合には施工性，周辺環境，現道の交通処理や経済性の面で従来工法による補強に比べて有利になる場合がある。ただし，液状化等地盤変状が発生する場合や超軟弱地盤では免震設計は適用できない。

2)　単純桁の連続化への免震設計の適用

伸縮装置による交通振動や騒音の低減および走行性の向上，維持補修の省力化を図るために既設の単純桁からなる高架橋を連続化する機会が増加している。この場合，桁端部の温度変化による伸縮量の増加に対処するため，既存の支承をゴム支承に取りかえる場合が多い。これにより上部構造の慣性力の分散も可能となるが，下部構造の剛性によっては慣性力の分散比率が当初設計とは大きく異なる場合もある。また，横方向の剛性の小さいゴム支承を採用すると，地震時の桁の橋軸方向の変位が増大し，桁端部の遊間量では対処困難となる場合もある。このような点を解決するためには，減衰性の高い免震支承の採用が考えられる。

既設橋梁の免震設計法は基本的に新設橋の場合と同様である。表－3.4.10に上部構造の連続化に免震設計を適用する場合に要求される免震装置の構造，性能および機能を示す。

(2)　試設計

単純桁の連続化の例として，マニュアル（案）に従って試設計を行った。橋梁一般図を図－3.4.14に示す。

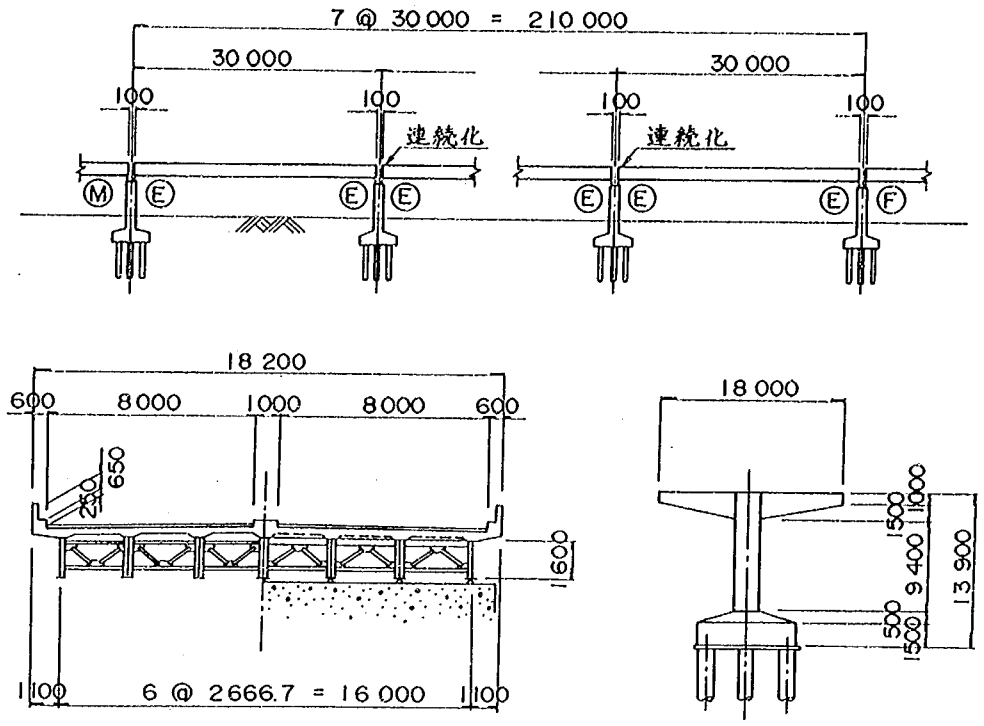
この橋では，既設の支承として日本道路協会の標準型の高力黄銅支承板支承（ＢＰ・Ａ支承）が使用されている。支承の高さは 150㎜であるが橋脚天端との間に高さ調整のための無収縮モルタルが30㎜あり，免震支承の高さとして 180㎜まで許される。図－3.4.15および表－3.4.11は試設計結果の免震支承の構造である。免震支承には，ＬＲＢを適用することとした。ゴム本体の平面外寸法は□ 350× 400㎜（設計寸法－内部鋼板寸法は□ 330 × 380㎜），支承全高は 173㎜である。支承の全高から鋼板の全厚を差し引いたゴムの純全厚は65㎜である。アンカーボルトとして，既設のそれを使用することも考えられるが，本橋では，既設のアンカーボルトが支承の回転軸線上に左右２本しかなく，このままでは免震支承の変形時にベースプレートが反り上がる可能性があること，

表－3.4.9 耐震補強対策工法と免震設計との特性比較

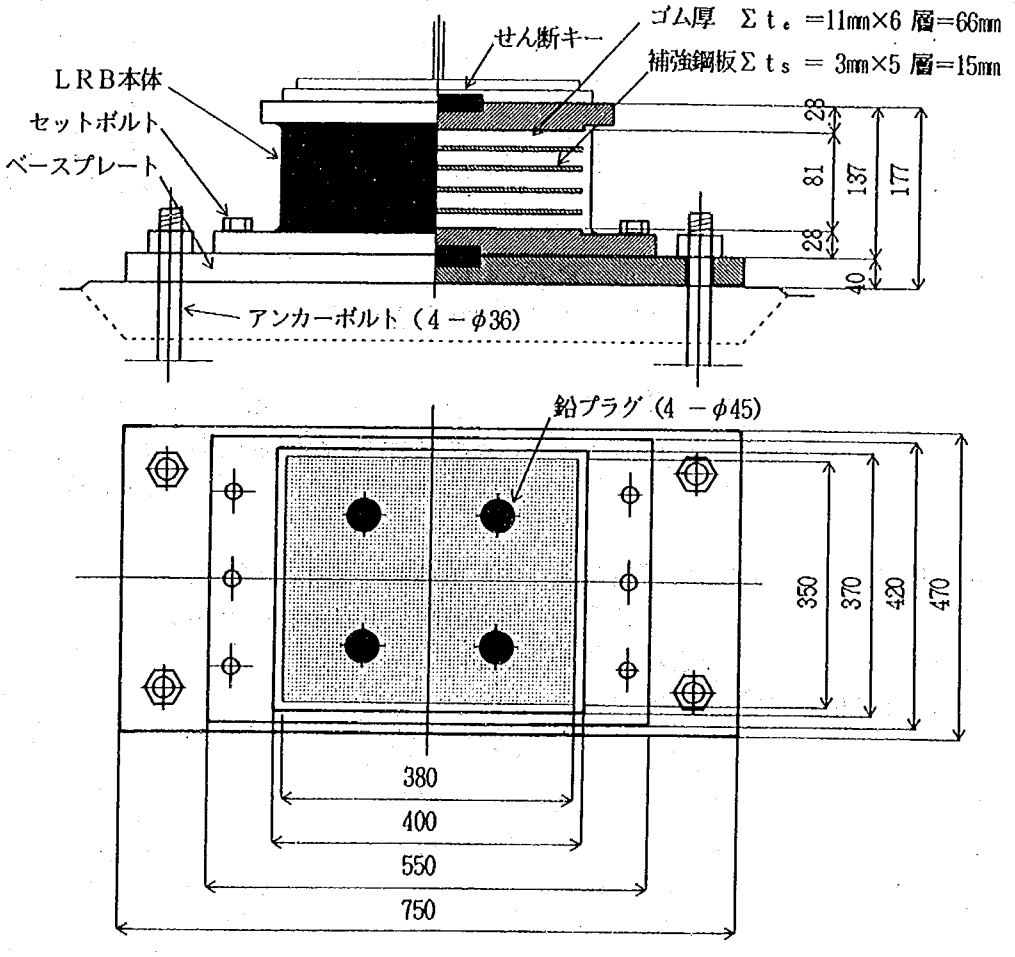
	耐震補強対策工	免震設計の適用
原理	・下部構造躯体や基礎の耐力増加 ・周辺地盤の液状化などによる変状の発生防止	免震機能を有する支承の採用により，上下部構造に作用する地震の慣性力の低減を図る。
効果の確実性	作用外力に対して必要な強度を確保しようとするものであるから，どのような場合にもある一定の効果を確保できる。	慣性力の低減効果は構造系と地盤の固有周期によって変化するので，免震設計の適用が有効かどうか検討が必要。 周辺地盤に液状化などの地盤変状が生じる場合には適用できない。
施工性	基礎の増強や液状化対策の実施は一般に大規模な工事となる。桁下空間を考慮した施工法や仮設のための用地確保が必要となる。	支承部の取替えが主な工事となるため用地や施工上の制約を受けることは少ない。
周辺環境に与える影響	工事に伴う騒音，振動の発生に留意した施工計画を立案する必要がある。	比較的影響は少ない。
路面の車両走行に与える影響	施工法によっては，車線の切廻しが必要な場合もある。	桁端部の伸縮継手の取替えが必要な場合には，車線規制が必要となる。
経済性	施工法によっては大規模となるため，工費は一般にかさむ。	既存の支承を免震支承に取りかえ，桁連結を図り，場合によっては伸縮装置を入れかえるため，経済的に優れている。

表－3.4.10 既設橋梁の上部構造の連続化に免震設計を適用する場合の免震装置に要求される構造，性能および機能

上部構造の連続化に伴う問題点	免震装置に求められる構造，性能および機能
既存支承の入れかえに伴うスペースの制約	・既存のスペースに合わせて構造寸法を比較的調節しやすいこと。 ・ダンパーとアイソレーターが一体となった構造が好ましい。
連結後のけた端部の遊間が小さい	・地震時のけたの変位を小さくするための適切な減衰性能を有すること。
中間橋脚が分担する慣性力の増加	・支承の水平剛性を調節することにより慣性力の適切な分散を可能にすること。 ・減衰性に応じて，慣性力を低減できること。
活荷重による支承反力の変動	・支承の鉛直ばね定数を調整しやすいこと。
温度変化による支承変位の増大	・変形性能が大きいこと。



図－3.4.14　試設計対象橋梁一般図



図－3.4.15　免震支承（ＬＲＢ）の構造図

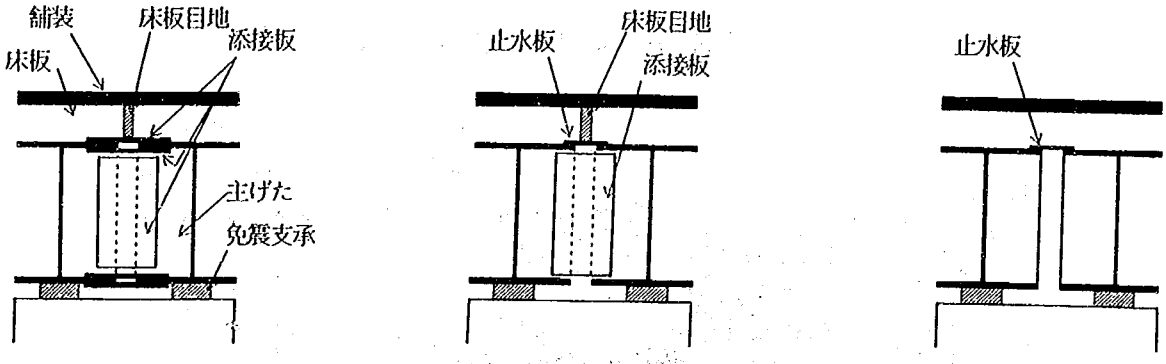
可動支承のアンカーボルトが細く地震時の水平力に耐えられなくなる可能性があること等の理由から，アンカーボルトは新たに設置する工法とした。また，地震時における上部構造の変位は，温度変化による常時の桁の伸縮量より小さく，桁の遊間，伸縮装置，落橋防止装置は既設のもので十分であることがわかった。

表－3.4.11 免震支承の形状・特性

特性値	記号	単位	設計値
平面寸法	$A \times B$	mm	□ 370×400
設計寸法	$a \times b$	mm	□ 350×380
ゴム厚	Σt_e	mm	11mm×6層＝66
ゴム支圧面積	A_R	cm²	1,266
鉛プラグ断面積	A_P	cm²	63.6
ゴムのせん断弾性係数	G	kgf/cm	10.0
形状係数	S		7.88
圧縮剛性	K_V	tf/mm	79.0
水平剛性（ゴムのみ）	K_H	tf/m	191.8

(3) 単純桁の連続化方法

連結部の構造として，一般的に図－3.4.16に示す3種の形式が考えられる。剛結構造とは，主げたの全強連結を行う構造である。床板の連結構造には，図に示すように目地材を挟んで前後を分離する構造と補強鉄筋を挿入して完全に連結する構造がある。部分連結構造とは，主げたの腹板のみ添接し，連結部に主げた剛性の 1/5から1/10程度の剛性を与える構造である。部分連結構造にも床板に目地材を挿入する構造と完全に連結する構造がある。床板連結構造は，補強鉄筋を挿入して床板を完全に連結する構造で，この場合は一般的にけたの連結は行わない。



(a) 剛結構造　(b) 部分連結構造　(c) 床板連結構造

図－3.4.16 連結構造

単純げたを連結して連続構造にすると，活荷重によるけたの断面力および支点反力が単純げたの場合のそれと異なることが考えられる。また，連続構造の断面力および支点反力は，連結部のけたの剛性や支承のばね定数によっても変化する。したがって，連結部の構造を選定する際には，構造解析により主構造の安全性を確認しておくことが必要である。

本研究では，以下の理由により(b)部分連結を採用するのが望ましいと考えられた。

① 主げたの一部を連結することにより，地震時の橋軸方向水平力をより確実に伝達させることができる。
② けたの添接板が落橋防止構造を兼ねることができる。
③ 鉛直反力が(a) 剛結構造の場合と比較して小さい。

4. 研究成果の要約と活用の方策

4.1 研究成果の要約

3カ年間の研究成果の概要は以下の通りである。

(1) 道路橋用に優れた合計10種類の免震支承を開発するとともに，その設計法を提案した。これらに対しては，各社独自の試験以外に，土木研究所において同一載荷方法を用いた正負交番載荷実験を行った。また，免震支承としての熟度にはいろいろなものがあるが，免震装置に要求される基本的なエネルギー吸収性能は確保されることを確認した。本研究で共同開発した免震装置は以下の通りである。

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

(2) 免震装置の機能を確認すると同時に，設計用の特性値を定めるための免震装置の標準特性試験方法を提案した。

(3) ニュージーランドで開発されたノックオフ橋台の大型模型振動台実験を行い，その実用性を検討した。その結果，ノックオフの実際の機能が確認でき，多数の改良点が明らかになった。これをまとめて，改良型ノックオフ橋台とその設計法を提案した。

(4) 橋軸方向と同時に橋軸直角方向にも移動可能な伸縮装置を新たに開発し，振動台加振実験によってその性能を確認した。

(5) 模型橋を用いた振動台実験とその解析より，免震装置の履歴特性をバイリニアか，もしくは等価線形化法でモデル化する事により，実用上十分な精度で免震橋の振動応答を解析的にシミュレートできることを明らかにした。

(6) 免震設計の主眼を減衰性能の向上に置き，免震効果の一部を設計地震力の低減という形で取り入れた免震設計法を提案した。免震装置の減衰性能に応じて，震度法に用いる設計水平震度は10%まで，また，地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度は30%まで低減することを提案した。

(7) 免震支承の採用により，橋長1㎞級の超多径間連続橋が設計可能となることを明らかにした。

(8) 免震設計を採用すると，地盤条件の違いや橋脚剛性の変化等の影響が免震装置により吸収されるため，橋軸方向に地盤条件，橋脚高さが変化する場合や曲線橋においても免震設計の適用性が高いこと，また，設計も簡単となることを明らかにした。

(9) 既設橋の耐震補強や，単純桁橋の桁連結に免震設計が有効なことを明らかにした。

(10) 3年間の研究成果を「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」としてとりまとめた。

(11) 本研究で開発した免震装置及び落橋防止装置のうち，以下の5件については土木研究所と民間会社の共同で特許出願した。

① 橋梁用免震支承
② 橋梁用伸縮装置
③ 道路橋用ノックオフ構造（その1）
④ 道路橋用ノックオフ構造（その2）
⑤ 橋梁用水平反力分散支承

4.2 今後の研究成果の活用方策

3年間にわたって共同研究を実施し，最終成果として道路橋の免震設計法マニュアル（案）をとりまとめることができた。これにより，わが国においても道路橋の免震設計は実用化段階に入ったと言える。本共同研究の成

果を有効に活用していくためには，今後さらに次の方策を取ることが望まれる。

(1) 共同研究の成果としてとりまとめられた「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」をふまえて，さらに道路橋示方書を補完する建設省の技術基準を作成し，実務で免震設計が採用され易い環境をさらに整える。

(2) 特定技術パイロット事業制度等を活用して実橋梁への適用を計り，免震設計の合理性をさらに実証する。

(3) 免震支承の開発については民側に一層の技術開発努力を要請するとともに，免震支承の規格化，標準化，低コスト化を計る。

(4) 免震設計が適用された橋梁について地震観測を進め，実証データを取得する。

(5) 共同研究の成果を積極的に公表し普及をはかる。また，国際的な技術交流も推進する。

あ と が き

道路橋示方書「第8章　地震の影響の低減を期待する構造」には，慣性力の低減を期待する構造が規定されているが，免震支承を用いて地震力の低減を図る設計法や構造細目については具体的に規定されておらず，今後の技術開発と試用事例の積み重ねを期待すると解説されている。

免震設計については，ニュージーランド，米国等の諸外国で実績が増えつつあったが，海外に比較して一回り大きな地震が生じ得るなどより条件の厳しい我が国の特性にあった免震設計法や橋梁用の免震装置の開発が必要とされていた。この意味では，本研究は道路橋の免震設計について初めて総括的に検討されたものということができよう。

3カ年間の共同研究を通じて得られた成果をまとめると以下のようになる。

(1) 諸外国や建築物のように無理に長周期化を図って地震力を低減するのではなく，地盤との共振を避けるように固有周期を調整し，地震力を下部構造へ適切に分散するとともに，減衰性能を向上させて地震力の低減を図るという我が国独自の新しい道路橋の免震設計法が開発された。

(2) 従来橋梁に適用可能なコンパクトでかつ耐久性に優れた免震支承としては，ニュージーランドで開発された鉛プラグ入り積層ゴム支承があったが，本研究を通じて，これと同等以上にコンパクトでかつ耐久性に優れた高減衰積層ゴム支承をはじめとする数種の免震装置を開発し，設計者が免震装置を選定する上での選択範囲を広げることが可能となった。

(3) 水平方向に剛性が低いという免震支承の特性を生かすことにより，温度変化によるけたの伸縮に伴って橋脚に作用する水平力を大幅に低減することが可能となった。このため，従来最大でも 500m 程度であった多径間連続化が，免震設計の採用により 1 km級まで実現可能になった。免震設計を採用した超多径間連続橋は，耐震性の向上のみならず，走行性の向上，騒音・振動の軽減，維持管理性の向上にも大きく貢献することが期待されており，耐久性に優れた今後の道路橋の1つの方向を示すことができた。

今回の研究によって，「道路橋の免震設計法及び橋梁用免震装置」が開発された。しかしながら，近年，全く新しい構造形式や複雑な構造形式を有する橋梁が，各種の地形条件や地盤条件のところに建設されるようになってきており，それぞれの橋梁を取り巻く環境も千差万別となってきている。このようなことから，免震橋梁も今後試験的な建設を踏まえて実績を重ねながら改善を加え，その確立を図っていく必要があることはいうまでもなく，これについても種々の機会を利用して検討していくことが必要とされよう。

最後に，本共同研究の実施に多大な御協力をいただいた関係各位に厚く御礼申し上げる次第である。

共同研究担当者名簿

機関	氏名	所属	担当年度
建設省土木研究所	川島一彦	耐震研究室 室長	
	長谷川金二	耐震研究室 主任研究員	1，2
	運上茂樹	耐震研究室 研究員	2，3
	長島博之	耐震研究室 研究員	
鹿島建設㈱	久保田翼	土木設計本部 設計技術部 部長	
	沢内至武	土木設計本部 設計技術部 次長	2，3
	山本正明	土木設計本部 設計技術部 課長	1，2
	広中良和	土木設計本部 設計技術部	3
	内藤静男	土木設計本部 第二設計部 設計主査	1，3
	日紫喜剛啓	土木設計本部 第二設計部 設計主査	1，2
	岡本裕昭	土木設計本部 第二設計部	1，3
	宇津木一弘	土木設計本部 第二設計部	2
	竹田哲夫	技術研究所 第一研究部 第2研究室 室長	
	一宮利通	技術研究所 第一研究部 第2研究室	2，3
清水建設㈱	斎藤一郎	土木本部 設計第一部 部長	
	吉澤耿介	土木本部 設計第一部 課長	1
	出羽克之	土木本部 設計第一部 課長	
	嶋田穣	土木本部 設計第一部 主任	3
	古川禎一	土木本部 設計第一部	1，2
	森下裕	土木本部 設計第一部	3
	和田孝史	技術開発本部 土木技術開発部 課長	
	竹脇尚信	大崎研究室 主席研究員	2
	新宅正道	大崎研究室	2
㈱大林組	後藤洋三	技術研究所 土木第五研究室 室長	
	澤野耕二	土木技術本部 設計第三部 課長	1，2
	古賀政二郎	土木技術本部 設計第三部 課長	
	伊奈義直	土木技術本部 設計第三部 課長	1，2
	中村嶽	技術研究所 構造第二研究室 主任研究員	1，2
	菊地敏男	技術研究所 土木第五研究室 副主任研究員	
	川東修一	土木技術本部 設計第三部	1
	榊原直樹	土木技術本部 設計第三部	2，3
㈱熊谷組	池田弘	技術研究所 副所長	
	細田信道	技術研究所 土木構造研究部 主任研究員	
	金子誉	技術研究所 土木構造研究部 研究員	
	宇波邦宣	技術研究所 土木構造研究部 研究員	1，2
	原論	技術研究所 土木構造研究部 研究員	3

機　関	氏　名	所　属	担当年度
(株)竹中土木	田中芳行	技術開発部本部　技術開発部　専門係長	
	瀬尾正志	東京本店技術部　技術課　技術係長	
	平井　卓	竹中技術研究所　研究員	
(株)竹中工務店	鈴木善雄	技術研究所　主席研究員	
	杉本三千雄	技術研究所　主任研究員	
	恒川裕史	技術研究所　研究員	1
(株)間組	山口靖紀	技術研究所　所長	
	脇田和試	技術研究所　研究第一部第三課　課長	1，2
	松原勝已	技術研究所　研究第一部第二研究室主任研究員	
	小出敏弘	技術研究所　研究第二部第二課　研究員	
	平沢賢治	技術研究所　研究第一部第三課　研究員	1
	浦野和彦	技術研究所　研究第一部第三課　研究員	2，3
西松建設(株)	神谷　宏	技術研究所　環境研究課　課長	
	阿佐賀　宏	技術研究所　構造研究課　課長	
	戸松征夫	技術研究所　環境研究課　課長	
	土橋吉輝	土木技術課　主任研究員	1
	牧野　清	技術研究所　環境研究課　主任研究員	
	高木　清	土木設計部　設計課　主任技術者	
	飯塚信一	技術研究所　原子力課　研究員	
	小林孝至	技術研究所　構造研究課　研究員	2，3
	武井正孝	技術研究所　土木技術課　研究員	
住友建設(株)	則久芳行	土木設計部　次長	1，2
	板井栄次	土木設計部　設計第二課　課長	
	新井英雄	土木設計部　設計第二課　副課長	
	益子博志	土木設計部　設計第二課　課長代理	
	藤原保久	土木設計部　設計第二課　主任	
	内田誠二郎	土木設計部　設計第二課	
	田端智哉	土木設計部　設計第二課	
	藤田　学	技術研究所　副課長	1
三井建設(株)	平井正雄	技術開発本部　技術研究所第一研究開発室　主任研究員	
	菊池道夫	土木本部　土木設計部　設計第二課　課長	
	樋口　昇	土木本部　土木設計部　設計第二課　主任	
	田村多佳志	土木本部　土木設計部　設計第二課	

機関	氏名	所属	担当年度
五洋建設㈱	有富範伊	技術研究所土木技術開発室 主席研究員	3
	三藤正明	技術研究所土木技術開発室 主席研究員代理	
	田村保	技術研究所土木技術開発室 主任研究員	
	中田雅章	技術研究所土木技術開発室 主任研究員	3
㈱奥村組	竹内幹雄	技術本部 次長	
	高橋一成	技術開発部 土木技術課 主任	
	佐藤晋	技術開発部 土木技術課	
	有井孝典	筑波研究所 構造研究室 主任研究員	
大成建設㈱	平林隆	土木設計部 主任	1
	尾崎大輔	土木設計部 構造第一設計室 係長	2，3
	塚本敦之	土木設計部 構造第一設計室	2，3
	横山正義	技術研究所 主任研究員	
	久野雅祥	技術研究所 主任研究員	
東京ファブリック工業㈱	松本史郎	技術部 技師補	
	吉川忠男	技術部 技手	
石川島播磨重工業㈱	杉崎守	橋梁設計部 品質管理部 部長	
	橋本和夫	橋梁設計部 設計部 課長	
	柳原正浩	橋梁設計部 設計部 部員	
	山内桂	橋梁設計部 設計部 部員	2
	田中元章	技術研究所 振動研究部 主任研究員	
	桜井朋樹	技術研究所 振動研究部 研究員	2，3
日本鋼管㈱	高久達将	橋梁建設部 橋梁設計室 室長	
	鳴田正大	橋梁建設部 長大橋室 室長	
	中村公信	橋梁建設部 橋梁設計室 主任部員	
	津村直宣	応用技術研究所 耐風構造研究室 主任部員	
日本鋳造㈱	君島昭男	鋼構造事業部 次長	
	原田孝志	鋼構造事業部 部員	
	出間進一	鋼構造事業部 設計部 課長	
	小山博	鋼構造事業部 設計部 係長	
㈱神戸製鋼所	大谷修	機械研究所 主任研究員	3
	頭井洋	機械研究所 主任研究員	1，2
	浜崎義弘	機械研究所 研究員	
	青野信尹	橋梁工場 技術室 室長	3
	楠田賢一	鉄構橋梁部 主任部員	1，2

機　関	氏　名	所　属	担当年度
㈱日本製鋼所	村井正光	室蘭製作所　室蘭研究所　特機材料研究部課長	
	加勢川正治	室蘭製作所　鉄構機器橋梁部設計Ｇｒ．係長	
	別所俊彦	室蘭製作所　鉄構機器橋梁部設計Ｇｒ．	
オイレス工業㈱	伊関治郎	技術二部　部長	
	牧口豊	技術二部　主任技師	
	下田郁夫	技術二部　開発課長	
	長田修一	技術二部	
	佐々木浩介	技術二部	
横浜ゴム㈱	浅見道朗	MB技術開発センター　FB第２ﾌﾟﾛｼﾞｪｸﾄ　部長	1，2
	鈴木基之	MB技術開発センター　FB第２ﾌﾟﾛｼﾞｪｸﾄ　部長	3
	遠藤和夫	MB販売本部土木市場商品開発ｸﾞﾙｰﾌﾟ　ﾘｰﾀﾞｰ	
	山田親文	複合商品事業部ｴﾝｼﾞﾆﾔｰﾄﾞﾌﾟﾛﾀﾞｸﾂ 技術部担当部長	
	島ノ江哲	複合商品事業部ｴﾝｼﾞﾆﾔｰﾄﾞﾌﾟﾛﾀﾞｸﾂ 技術部担当部員	3
	森恒二郎	MB技術開発ｾﾝﾀｰ　MB材料技術部　担当課長	1
	西本達生	MB技術開発ｾﾝﾀｰ　MB材料技術部　担当課長	2，3
	越峠雅博	MB技術開発ｾﾝﾀｰ　MB材料技術部　部員	
東洋ゴム工業㈱	西垣静雄	高機能商品販売部開発リーダー	
	野村真一郎	産業資材技術部　部長	1
	河合孝夫	産業資材技術部　部長	
	片山恭宏	技術開発研究所　課長	2，3
	宮内康宏	技術開発研究所　研究員	
	佐々木頼孝	技術開発研究所　研究員	
	土呂信行	産業資材技術部　課長代理	
	千藤和成	産業資材技術部　課長代理	1，2
	山形聡樹	産業資材技術部　技術部員	
㈱ブリヂストン	水津洋二	研究開発第２本部　研究開発第７ｸﾞﾙｰﾌﾟ　課長	
	深堀美英	研究開発第２本部　研究開発第８ｸﾞﾙｰﾌﾟ　部長	
	須藤千秋	土木・海洋商品開発部　課長補佐	
	森川尚一	研究開発第２本部　研究開発第７ｸﾞﾙｰﾌﾟ課長補佐	2，3
	鈴木重信	研究開発第２本部　研究開発第７ｸﾞﾙｰﾌﾟ研究員	
	佐藤直	化成品開発営業部　課長補佐	3

機関	氏名	所属	担当年度
(株)ビービーエム	井口 篁	製造部 生産技術部 部長	
	井手義彦	設計部 設計技術部 部長	
	配野英郎	営業部 営業部（技術・開発）部長	
	田中健司	設計部 設計技術部 係長	
昭和電線電纜(株)	清水一弥	特品部 次長	1
	山下博司	特品部 技術課 課長	1
	清水克美	特品部 技術課 係長	1
	西川一郎	成型除振部 次長	2，3
	加藤直樹	成型除振部 技術課 課員	2，3
	伊藤政治	情報通信研究部 材料研究室 主任研究員	2，3
	村松佳孝	情報通信研究部 材料研究室 研究員	2，3
パシフィック	林 亜紀夫	構造部 主席調査役	
コンサルタンツ(株)	入澤 徹	構造部 構造設計第一課 課長	
	富田雅久	大宮支社 構造課 主任	
	吉川一成	構造部 橋梁設計第一課 主任	
	伊東 靖	構造部 橋梁設計第一課 主任	
日本技術開発(株)	佐伯光昭	土木本部 地震防災室 室長	
	岸本俊雄	大阪支社 土木本部 構造部 部長	
	宮原 哲	大阪支社 土木本部 構造部 課長補佐	
	川崎 巌	土木本部 構造橋梁部 課長補佐	
	増田真一	土木本部 地震防災室 主任	
新構造技術(株)	横岡武之	専務取締役	
	岡戸三夫	土木設計部 部長代理	
	小室光治	土木設計部 課長	
	堀川道広	土木設計部 主任	
	河原史直	土木設計部 主任	

注）担当年度の記載のない担当者は平成元年～3年度の3カ年間を担当

２．道路橋の免震設計法マニュアル(案)

はじめに

我が国は，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ている。道路は震後の復旧・救援活動を円滑に進めるために十分な安全性が要求されているが，なかでも，道路橋はいったん被災した場合の影響が大きく，復旧に多大な日数を要することから，適切な耐震性を有することが求められている。

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

我が国においても，今後橋に対する免震設計の利用が進んでくると考えられるが，我が国では，ニュージーランド，米国，イタリア等に比較して一回り大きな地震が生じ得ること，また，建築物に比較して橋はより軟弱な地盤に建設される場合が多いことから，道路橋に免震設計を採用するためには，我が国の道路橋のおかれた特性に適した免震設計法の開発が必要とされている。そこで，我が国の道路橋に適した免震設計手法および橋梁用の免震装置の開発を官民が協力して行うことを目的として，平成元年より３ヶ年計画で本研究に着手し，この度，３ヵ年の研究成果を「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」としてとりまとめたものである。

マニュアル（案）の中では，免震設計の基本的な考え方の他，免震支承の設計法，免震装置の性能確認試験法，動的解析，構造細目等を示している。これらは，３年間にわたる今回の共同研究の中で開発された様々な技術をもとに，我が国の耐震設計の現状をも勘案して，我が国独自の免震設計法として提案したものである。

ただし，本マニュアル（案）は，利用の便を考慮してマニュアルふうにまとめただけで，道路橋示方書や設計指針等のように建設省が行政上通達する技術基準ではないので，このような点に注意した上で，免震設計の参考にしていただきたい。なお，マニュアル（案）の中では，橋のエネルギー吸収性能に基づいて設計地震力を低減することを提案しているが，これについては，当面研究上の提案であるので，地震力に関しては道路橋示方書Ⅴ編耐震設計編によらなければならない。

最後に，本マニュアル（案）が今後の道路橋の免震設計の理解に役立てば，共同研究に参加した担当者一同の幸いと存じる次第である。

平成４年３月

道路橋の免震構造システムに関する
共同研究　代表研究者
建設省土木研究所　耐震研究室長
川　島　一　彦

道路橋の免震設計マニュアル（案）

目　　次

1章　総則 …… 3
1.1　適用の範囲 …… 3
1.2　用語の定義 …… 3
1.3　記号 …… 4

2章　免震設計の基本方針 …… 9

3章　免震設計 …… 11
3.1　一般 …… 11
3.2　震度法に用いる設計水平震度 …… 13
3.3　地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度および等価設計水平震度 …… 13
3.4　免震装置の特性値 …… 14
3.4.1　免震装置の設計変位 …… 14
3.4.2　免震装置の等価剛性および等価減衰定数 …… 15
3.5　橋の固有周期の算出方法 …… 16
3.6　橋の減衰定数の算出方法 …… 17

4章　免震装置の設計 …… 19
4.1　設計の基本方針 …… 19
4.1.1　一般 …… 19
4.1.2　免震装置の動的特性 …… 19
4.1.3　免震装置の静的特性 …… 21
4.2　積層ゴム支承の設計 …… 21
4.2.1　一般 …… 21
4.2.2　使用材料 …… 22
4.2.3　設計に用いる物理定数および許容応力度 …… 23
4.2.4　積層ゴム支承の設計 …… 24
4.3　鉛プラグ入り積層ゴム支承の設計 …… 29
4.3.1　一般 …… 29
4.3.2　鉛プラグ入り積層ゴム支承の動的特性 …… 29
4.3.3　鉛プラグ入り積層ゴム支承の静的特性 …… 31
4.3.4　鉛プラグの形状 …… 31
4.4　高減衰積層ゴム支承の設計 …… 31
4.4.1　一般 …… 31
4.4.2　高減衰積層ゴム支承の動的特性 …… 32
4.4.3　高減衰積層ゴム支承の静的特性 …… 35
4.5　鋼製ダンパーの設計 …… 35
4.5.1　一般 …… 35
4.5.2　鋼製ダンパーの動的特性 …… 35
4.5.3　鋼製ダンパーの静的特性 …… 37

4.6 摩擦ダンパーの設計 …… 37
4.6.1 一般 …… 37
4.6.2 摩擦ダンパーの動的特性 …… 37
4.6.3 摩擦ダンパーの静的特性 …… 41
4.7 粘性ダンパーの設計 …… 41
4.7.1 一般 …… 41
4.7.2 粘性ダンパーの動的特性 …… 41
4.7.3 粘性ダンパーの静的特性 …… 43
4.8 ローラー型免震支承の設計 …… 43
4.8.1 一般 …… 43
4.8.2 高硬度ローラーの設計 …… 43
4.8.3 ローラー型免震支承の動的特性 …… 44
4.8.4 ローラー型免震支承の静的特性 …… 44

5章 動的解析による照査 …… 45
5.1 一般 …… 45
5.2 動的解析手法 …… 45
5.3 解析モデル …… 45
5.4 動的解析に用いる地震入力 …… 46
5.4.1 震度法の照査に用いる地震入力 …… 46
5.4.2 地震時保有水平耐力法の照査に用いる地震入力 …… 48
5.5 安全性の照査 …… 49

6章 免震設計を用いる場合の構造細目 …… 50
6.1 一般 …… 50
6.2 けた端部の遊間 …… 50
6.3 落橋防止構造 …… 51
6.4 ノックオフ構造 …… 52
6.5 伸縮装置の構造細目 …… 54

7章 免震装置の性能確認試験方法 …… 55
7.1 一般 …… 55
7.2 免震装置の動的特性 …… 55
7.2.1 一般 …… 55
7.2.2 設計に用いた免震装置の等価剛性および等価減衰定数を確認するための試験 …… 56
7.2.3 地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位による50回の
正負連続くり返し載荷試験 …… 58
7.2.4 免震装置に生じる残留変位を確認するための試験 …… 58
7.2.5 常時荷重の変動，温度変化等の環境条件に対する安定性を確認するための試験 …… 58
[1] くり返し載荷に対する安定性 …… 58
[2] 履歴経験に対する安定性 …… 60
[3] 支圧応力度の変化に対する安定性 …… 62
[4] 変形速度の変化に対する安定性 …… 63
[5] 静的予変位に対する安定性 …… 64
[6] 温度変化に対する安定性 …… 65

7.3 免震装置の静的特性 …… 67
7.3.1 一般 …… 67
7.3.2 温度変化に伴う常時の水平くり返し変位に対する耐久性を確認するための試験 …… 67
7.3.3 クリープによる圧縮変形量を確認するための試験 …… 67
7.3.4 温度変化が－10℃時と＋40℃時の免震装置の等価剛性を確認するための試験 …… 68
7.3.5 クリープ，乾燥収縮，温度変化などの影響による緩速変形による水平反力特性 …… 69

8章 免震設計を用いた耐震補強 …… 72

9章 免震設計を用いた単純桁の連続化 …… 73

参考資料－1 道路橋の免震設計の手順 …… 77

参考資料－2 免震装置の設計例 …… 81
2.1 まえがき …… 81
2.2 高減衰積層ゴム支承（その1，横浜ゴム㈱製免震支承） …… 82
2.3 高減衰積層ゴム支承（その2，東洋ゴム工業㈱製免震支承） …… 83
2.4 高減衰積層ゴム支承（その3，㈱ブリヂストン製免震支承） …… 85
2.5 高減衰積層ゴム支承（その4，昭和電線電纜㈱製免震支承） …… 89
2.6 摩擦（すべり）型ダンパー（その1，大成建設㈱＋東京ファブリック工業㈱製免震装置） …… 91
2.7 摩擦（すべり）型ダンパー（その2，㈱ビー・ビー・エム製免震装置） …… 93
2.8 鋼製ダンパー（西松建設㈱製免震装置） …… 95
2.9 高減衰ゴム付きローラー型免震支承（日本鋼管㈱＋日本鋳造㈱製免震支承） …… 97
2.10 鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）（オイレス工業㈱製免震支承） …… 99

参考資料－3 動的解析に関する検討例 …… 102
3.1 多点入力の影響に関する検討例 …… 102
3.2 橋脚の非線形性の影響に関する検討例 …… 105
3.3 曲線免震橋の曲率の影響に関する検討例 …… 109

参考資料－4 免震橋梁用伸縮装置および落橋防止装置 …… 111
4.1 ノックオフ装置 …… 111
4.2 伸縮装置（フィンガー方式） …… 115
4.3 落橋防止装置（アンカーバー方式） …… 122

参考資料－5 ＰＣ橋に対する免震設計の適用性 …… 127
5.1 ＰＣ免震橋梁の実績 …… 127
5.2 ＰＣ橋の耐震性と免震化のメリット …… 128
5.3 ＰＣ橋の耐震性向上に関する検討 …… 131
5.4 ＰＣ免震橋の適用性に関する検討 …… 136

参考資料－6 鋼橋に対する免震設計の適用性 …… 141
6.1 鋼免震橋の実績 …… 141
6.2 鋼橋の免震化に適する橋梁形式 …… 143
6.3 鋼橋の耐震性向上に関する検討 …… 145

6.4　鋼免震橋の適用性に関する検討 …… 146
参考資料－7　超多径間連続橋に対する免震設計の適用性 …… 149
7.1　超多径間連続橋の免震設計の特徴 …… 149
7.2　超多径間ＰＣ連続桁橋への免震設計の適用性 …… 150
7.3　超多径間曲線連続橋への免震設計の適用性 …… 157
7.4　地盤条件が変化する地点における超多径間連続橋への免震設計の適用性 …… 166
7.5　超多径間ＰＣ連続橋のかけ違い部の構造細目 …… 174
7.6　超多径間ＰＣ免震橋の施工法 …… 175

参考資料－8　耐震補強に対する免震設計の適用性 …… 182
8.1　免震設計を用いた耐震補強フロー …… 182
8.2　免震設計を用いた耐震補強の特徴 …… 183
8.3　既設道路橋に適用可能な免震装置 …… 183
8.4　耐震補強に対する免震設計の適用性 …… 183

参考資料－9　単純げたの多径間連続化に対する免震設計の適用性 …… 192
9.1　単純げたの連続化に関する実績 …… 192
9.2　単純げたの連続化に対する免震設計の適用 …… 192
9.3　試設計 …… 194
9.4　施工方法 …… 200

参考資料－10　時刻歴応答解析（地震時保有水平耐力法）に用いる標準加速度波形例 …… 204

設計例－1　ＰＣ橋の試設計 …… 219
1.1　モデル橋の概要 …… 219
1.2　設計条件 …… 219
1.3　橋脚・基礎および免震支承の初期設定 …… 222
1.4　主桁コンクリートの収縮変形に対する検討 …… 229
1.5　震度法による設計 …… 236
1.6　地震時保有水平耐力法による照査 …… 238
1.7　構造細目 …… 243
1.8　動的解析による照査 …… 247

設計例－2　鋼橋の試設計 …… 251
2.1　モデル橋の概要 …… 251
2.2　設計条件 …… 253
2.3　橋脚・基礎および免震支承の初期設定 …… 255
2.4　震度法による設計 …… 265
2.5　地震時保有水平耐力法による照査 …… 273
2.6　構造細目 …… 280
2.7　動的解析による照査 …… 284

設計例－3　耐震補強の試設計 …… 289
3.1　耐震補強設計の概要 …… 289
3.2　現況の耐震性の照査 …… 289
3.3　免震装置を用いた耐震補強設計 …… 294

道路橋の免震設計法マニュアル(案)

1章　総　　則

1.1　適用の範囲

本マニュアル（案）は，免震装置を用いることにより，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の「8章　地震の影響の低減を期待する構造」に規定される「慣性力の低減を期待する構造」を採用する場合の耐震設計法および構造細目を示す。本マニュアル（案）に示されていない事項は，道路橋示方書によるものとする。

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「8章　地震の影響の低減を期待する構造」には，上部構造の慣性力を分散させる構造と慣性力の低減を期待する構造の2つが規定されている。このうち，本マニュアル（案）は，慣性力の低減を期待する構造を対象としたものであり，免震装置を用いて橋の慣性力の低減を期待する場合の耐震設計法および構造細目を示す。

免震装置を用いた構造物の耐震設計には，定義のしかたにより非常に広範囲のものまでを含むが，本マニュアル（案）では，諸外国における免震設計の実情を考慮して，次の3つの条件を併せて満足する場合を対象としている。

1)　地震力がある一定値以上になると固有周期を長くし，地震力を低減するために，アイソレーターにより橋を柔らかく支持する。
2)　単に，長周期化しただけでは，地震時に橋に生じる変位が過大になることがあるため，ダンパーを併用して使用上問題とならないレベルにまで変位を低減する。
3)　風や制動荷重等常時作用する荷重により橋が有害な振動を生じないように抵抗力をもたせるために，ある一定以上の地震力が作用する以前には，アイソレーターもしくはダンパーに十分な剛性を持たせておく。

免震装置の利用には上記以外にもいろいろの考え方ができる。例えば，ゴム支承を用いて弾性支持することにより，慣性力の分散を図る際に，反力分散支承に替えて免震支承を使用するといった，従来からのわが国の慣行の延長上にある使い方もそのひとつである。

広範囲な利用を統一的に規定するには，わが国では橋に対する免震設計の適用がこれからの段階にあること，また，ここで意図しない利用方法に対する将来の技術開発の試みを阻害しないこと等を考慮し，ここでは上記の3条件にあてはまる場合を対象として，免震装置を用いて慣性力の低減を図る場合の道路橋の耐震設計法をマニュアル（案）として規定した。したがって，上記の3条件には合致しない免震装置の利用を図る場合には，別途の検討が必要である。

1.2　用語の定義

本マニュアルに用いる用語の意味は次の通りとする。

(1)　免震設計
　免震装置を用いて橋の固有周期を長くするとともに，減衰性能の増大を図って慣性力の低減を期待する耐震設計

(2)　免震装置
　アイソレーターとダンパーとから構成される装置の総称で，両者を一体にしたものと別々にしたものがある。アイソレーターとダンパーを一体とした免震装置は免震支承と呼ぶ。

(3)　アイソレーター
　上部構造の重量を支持すると同時に，横方向には上部構造を柔らかく支持する装置で，主として積層ゴ

ム支承が用いられる。

(4) ダンパー
履歴減衰，粘性減衰などの原理によりエネルギーを吸収し橋の減衰性能を高める装置

(5) 免震装置（免震支承）の設計変位
免震設計で想定する免震装置の変位量

(6) 免震装置（免震支承）の有効設計変位
免震装置（免震支承）の等価剛性および等価減衰定数を定める際に用いる免震装置の変位

(7) 免震装置（免震支承）の等価剛性
免震装置（免震支承）の設計変位に対応する免震装置（免震支承）の割線剛性

(8) 免震装置（免震支承）の降伏荷重
免震装置（免震支承）の履歴特性がバイリニア型にモデル化できる場合に，二次剛性を延長した線と荷重軸が交わる点に相当する荷重

(9) 免震装置（免震支承）の等価減衰定数
免震装置（免震支承）のエネルギー吸収性能および免震装置（免震支承）が支持する上部構造の質量から定まる減衰定数

(10) 免震装置（免震支承）の最大残留変位
免震装置（免震支承）の設計変位から自由振動させた場合に残る残留変位

(11) 免震装置（免震支承）の可能変位
免震装置（免震支承）が破壊する事なく変形できる最大変位

(12) 免震装置（免震支承）の等価固有周期
免震装置（免震支承）の等価剛性および免震装置（免震支承）が支持する上部構造の質量から算出される固有周期

(13) 設計振動単位
地震時に同一の振動をすると見なし得る構造系

(14) 固有周期
耐震設計上の地盤面から上の橋全体系としての固有周期で，設計振動単位ごとに求める。

1.3 記号

このマニュアル（案）では，構造物の設計計算に用いる記号を次のように定める。

A_P ：鉛の断面積 (cm²)
A_R ：内部補強鋼板の面積から求めた積層ゴムの支圧面積 (cm²)
A_{RO}：支圧面積から温度変化など常時の荷重による変位に相当する面積を

	控除した積層ゴムの有効支圧面積	(cm²)
A_{Re}	支圧面積から設計変位 u_B に相当する面積を控除した積層ゴムの地震時の有効支圧面積	(cm²)
C_{eq}	粘性ダンパーの等価粘性係数	(kgf・sec/cm)
C_j	10サイクルのくり返し載荷をした場合の第 j サイクル目の免震装置の粘性係数	(tf・sec/m)
C_m	免震装置の平均粘性係数	(tf・sec/m)
$C(\gamma)$	せん断ひずみによる係数	
c_B	慣性力の非定常性を表す補正係数	
c_D	減衰定数別補正係数	
c_E	橋の減衰定数に基づく補正係数	
c_G	地盤別補正係数	
c_I	重要度別補正係数	
c_R	振動特性別補正係数	
c_T	固有周期別補正係数	
c_Z	地域別補正係数	
D_P	鉛プラグの直径	(cm)
D_R	内部補強鋼板の直径	(cm)
E_0	ゴムの弾性係数	(kgf/cm²)
E_A	ゴムの見かけの弾性係数	(kgf/cm²)
e	自然対数	
F	免震装置の最大せん断力	(kgf)
F_0	緩速変形に対する免震装置の水平反力	(tf)
F_{25}	25%ひずみにおける3時間休止後の免震装置の水平反力	(tf)
F_{50}	50%ひずみにおける3時間休止後の免震装置の水平反力	(tf)
F_{max}	設計最大速度時のダンパーの抵抗力	(kgf)
F_r	摩擦ダンパーの摩擦力	(kgf)
F_s	緩速変形による免震装置の水平せん断力	(kgf)
$F(u)$	免震装置に変位uを与えるのに必要な水平力	(tf)
f_s	安全率	
G	ゴムのせん断弾性係数	(kgf/cm²)
G_1	免震支承の一次剛性に関するゴムのせん断弾性係数	(kgf/cm²)
G_2	免震支承の二次剛性に関するゴムのせん断弾性係数	(kgf/cm²)
G_s	緩速変形時のゴムのせん断弾性係数	(kgf/cm²)
g	重力の加速度	(cm/sec²)
H	フーチング上面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ	(m)
H_B	JIS Z 2243に規定するブリネル硬さ	
H_P	鉛プラグの高さ	(cm)
h	橋の減衰定数	
h_B	免震装置の等価減衰定数	
h_{Bi}	i番目の免震装置の等価減衰定数	
h_{Bj}	10サイクルのくり返し載荷をした場合の第 j サイクル目の免震装置の等価減衰定数	
h_{Bm}	免震装置の平均等価減衰定数	
h_{Fui}	i番目の基礎の併進の減衰定数	

h_{F0i} ：i番目の基礎の回転の減衰定数
h_{Pi} ：i番目の下部構造の減衰定数
K_1 ：免震装置の一次剛性 (kgf/cm)
K_2 ：免震装置の二次剛性 (kgf/cm)
K_B ：免震装置の等価剛性 (kgf/cm)
K_{Bi} ：i番目の免震装置の等価剛性 (tf/m)
K_{Bj} ：10サイクルのくり返し載荷をした場合の第jサイクル目の免震装置の等価剛性 (tf/m)
K_{Bm} ：免震装置の平均等価剛性 (tf/m)
K_d ：鋼製ダンパーの水平剛性 (kgf/cm)
K_{Fvi} ：i番目の基礎の併進ばね定数 (tf/m)
K_{F0i} ：i番目の基礎の回転ばね定数 (tf・m/radian)
K_H ：積層ゴム支承の等価剛性 (kgf/cm)
K_{Pi} ：i番目の下部構造の等価剛性 (tf/m)
K_s ：緩速変形時の免震装置の等価剛性 (kgf/cm)
K_v ：積層ゴム支承の鉛直剛性 (kgf/cm)
K_{ve} ：地震時の鉛直剛性 (kgf/cm)
k_2 ：ローラーの許容荷重係数 (kgf/cm²)
k_h ：震度法に用いる設計水平震度
k_{h0} ：震度法に用いる標準設計水平震度
k_{hc} ：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度
k_{hc0} ：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度の標準値
k_{he} ：地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度
L ：伸縮桁長 (m)
L_A ：免震装置の設置誤差などを考慮した余裕量 (m)
L_E ：伸縮装置の設計伸縮量 (m)
ℓ ：ローラーの接触長さ (cm)
Q ：水平力と水平変位の履歴曲線において，水平変位が零の場合の水平力 (tf)
Q_d ：免震装置の降伏荷重 (kgf)
Q_y ：免震装置の降伏力 (kgf)
q ：鉛のせん断応力度 (kgf/cm²)
q_0 ：免震支承の降伏荷重時の鉛のせん断応力度 (kgf/cm²)
R ：鉛直荷重 (kgf)
R_{Cc} ：免震装置の粘性係数の変化率
R_{Cf} ：変形速度の変化に対する免震装置の平均粘性係数
R_{CR} ：履歴経験に対する免震装置の平均粘性係数の変化率
R_{Ct} ：温度変化に対する免震装置の平均粘性係数の変化率
R_{Kb} ：支圧応力度の変化による免震装置の平均等価剛性の変化率
R_{Kc} ：免震装置の等価剛性の変化率
R_{Kd} ：静的予変位による免震装置の平均等価剛性の変化率
R_{Kf} ：変形速度の変化に対する免震装置の平均等価剛性の変化率
R_{KR} ：履歴経験による免震装置の平均等価剛性の変化率
R_{Kt} ：温度変化による免震装置の平均等価剛性の変化率
R_d ：死荷重反力 (kgf)
R_{hb} ：支圧応力度の変化による免震装置の平均等価減衰定数の変化率

R_{hc}：免震装置の等価減衰定数の変化率
R_{hd}：静的予変位による免震装置の平均等価減衰定数の変化率
R_{hf}：変形速度の変化に対する免震装置の平均等価減衰定数
R_{hR}：履歴経験による免震装置の平均等価減衰定数の変化率
R_{ht}：温度変化による免震装置の平均等価減衰定数の変化率
R_l　：１本のローラーに作用する鉛直荷重　(kgf)
R_{max}　：最大支承反力　(kgf)
R_{min}　：最小支承反力　(kgf)
$R\mu_c$　：免震装置の平均摩擦係数の変化率
$R\mu_b$　：支圧応力度の変化による免震装置の平均摩擦係数の変化率
$R\mu_f$　：変形速度の変化に対する免震装置の平均摩擦係数の変化率
$R\mu_R$　：履歴経験に対する免震装置の平均摩擦係数の変化率
$R\mu_t$　：温度変化による免震装置の平均摩擦係数の変化率
r　：ローラーの半径　(cm)
S　：形状係数
S_1　：震度法の照査のための応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル　(gal)
S_2　：地震時保有水平耐力法の照査のための応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル　(gal)
S_{10}：震度法の照査に用いる標準加速度応答スペクトル　(gal)
S_{20}：地震時保有水平耐力法の照査に用いる標準加速度応答スペクトル　(gal)
S_B　：けた端部の遊間の長さ　(cm)
S_E　：けた端部から下部構造頂部縁端までのけた長さおよびかけ違い部のけた長さ　(cm)
S_F　：落橋防止構造の遊間　(cm)
T　：橋の固有周期　(sec)
t_e　：ゴム一層の厚さ　(cm)
t_s　：内部補強鋼板の厚さ　(cm)
u_0　：クリープ，乾燥収縮，温度変化などによる設計変位　(m)
u_{25}：25％ひずみに相当する免震装置の水平変位　(m)
u_{50}：50％ひずみに相当する免震装置の水平変位　(m)
u_B　：免震装置の設計変位　(cm)
u_{B1}，u_{B2}：隣接するけたにおける震度法に用いる免震装置の設計変位　(cm)
u_{Be}：免震装置の有効設計変位　(cm)
u_{Bi}：ｉ番目の免震装置の設計変位　(m)
u_{BR}：免震装置の残留変位　(cm)
u_d　：免震装置の静的予変位　(m)
u_i　：耐震設計上の地盤より上の上部構造および下部構造の重量を水平方向に作用させた場合の節点ｉにおける変位　(m)
u_{max}　：免震装置に与えた水平変位ｕの最大値　(m)
u_{min}　：免震装置に与えた水平変位ｕの最小値　(m)
u_s　：クリープ，乾燥収縮および温度変化による変位　(cm)
u_y　：鋼製ダンパーの降伏変位　(cm)
v　：加振速度　(m/sec)
V_c　：鉛直荷重　(tf)
v_{max}　：設計最大速度　(cm/sec)

W	：免震装置の弾性エネルギー	(tf・m)
W_u	：免震装置が水平力を分担する上部構造の重量	(tf)
W_i	：上部構造および下部構造の節点ｉの重量	(tf)
α	：内部補強剛板の短辺長ａあるいはｂとゴム総厚Σt_eの比	
α_e	：ゴム一層の回転角	
β	：内部補強剛板の橋軸直角方向幅ｂを橋軸方向幅ａで除した値	
γ	：ゴムの有効せん断ひずみ	
γ_{0a}	：常時のゴムのせん断ひずみの許容値	
γ_{Ba}	：地震時のゴムのせん断ひずみの許容値	
γ_c	：鉛直荷重によるゴムの局部せん断ひずみ	
γ_R	：回転角によるゴムの局部せん断ひずみ	
γ_s	：水平変位によるゴムの局部せん断ひずみ	
γ_u	：ゴムの破断ひずみ	
δ_{100}	：１００時間後に生じる免震装置の鉛直変位	(mm)
δ_{1000}	：１０００時間後に生じる免震装置の鉛直変位	(mm)
δ_{cR}	：免震装置のクリープ変形量	(mm)
δ_v	：常時の鉛直変位	(cm)
δ_{ve}	：地震時の鉛直変位	(cm)
κ	：ゴムの硬度による補正係数	
μ	：許容塑性率，もしくは，摩擦係数	
μ_j	：１０サイクルのくり返し載荷をした場合の第ｊサイクルめの免震装置の摩擦係数	
μ_m	：免震装置の平均摩擦係数	
μ_s	：緩速変形に対する免震装置の摩擦係数	
Σt_e	：ゴムの総厚	(cm)
Σt_e	：ゴム系免震装置またはアイソレーターの有効厚さ	(m)
σ_c	：鉛直荷重による平均支圧応力度	(kgf/cm²)
σ_{cRa}	：座屈から決まる許容支圧応力度	(kgf/cm²)
σ_{max}	：最大支圧応力度	(kgf/cm²)
$\sigma_{max.a}$	：最大許容圧縮応力度	(kgf/cm²)
σ_{min}	：最小支圧応力度	(kgf/cm²)
σ_s	：内部補強鋼板の引張応力度	(kgf/cm²)
σ_{sa}	：内部補強鋼板の引張許容応力度	(kgf/cm²)
τ_0	：等価せん断応力	(kgf/cm²)
τ_d	：せん断ひずみが０の場合のせん断応力	(kgf/cm²)
τ_y	：降伏応力	(kgf/cm²)
$\triangle W$	：免震装置が１サイクル間に吸収するエネルギー	(tf・m)
$\triangle\sigma_a$	：許容圧縮応力度の振幅	(kgf/cm²)

本マニュアル（案）に示す記号を示したものである。これ以外の記号が用いられている箇所もあるが，これらについては当該記号が用いられている箇所にその定義を明示している。なお，同一記号であっても異なった単位が用いられている場合もあるが，これについても該当箇所では間違いのないように単位を示した。

2章　免震設計の基本方針

(1) 免震装置を用いた場合の橋の固有周期は，免震装置を用いない場合の橋の固有周期の2倍程度以上とするものとする。

(2) 免震設計を用いる場合には，上部構造の地震時変位の増大が橋の機能に悪影響を与えないように橋の固有周期を定めなければならない。

(3) 基礎周辺の土層が，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「3.7.4　土質定数を低減させる土層とその取扱い」に規定される土質定数を耐震設計上零にする土層に相当する場合には，免震設計を用いてはならない。

(4) 免震装置としては，簡単な機構で機能するものを選定すると同時に，力学的な挙動が明確な範囲で使用するものとする。

(1) 橋の構造条件，基礎周辺の地盤条件等によって，免震設計が適している場合とそうでない場合がある。免震設計が適している橋の条件は，以下の通りである。

1) 地盤が健硬で，基礎周辺地盤が地震時に安定している場合
2) 下部構造の剛性が高く，橋の固有周期が特に長くない場合
3) 多径間連続橋

これらは，いずれも橋を長周期化することにより橋に作用する地震力の低減を期待しやすい条件である。反対に免震設計が適していない条件としては，次の場合がある。

1) 基礎周辺地盤が，地震時に不安定となる場合
2) 下部構造のたわみ性が大きく，もともと固有周期の長い橋
3) 基礎周辺の地盤が軟らかく，橋を長周期化することにより，かえって，地盤と橋の共振を引き起こす可能性がある場合
4) 一部の支承に負反力が生ずる場合

下部構造の剛性の目安としては，免震装置を用いた場合の橋の固有周期が，免震装置を用いない場合の橋の固有周期の2倍程度以上にするのがよい。免震化された上部構造の固有周期と下部構造の固有周期がこの程度に離れていれば，上部構造と下部構造の連成振動の影響は小さく，橋に生じる変位は主として免震装置に集中する。反対に免震装置を用いた場合の橋の固有周期が，免震装置を用いない場合の橋の固有周期の2倍程度よりも短いと，免震装置に変形が集まらず，下部構造に変形が集中する可能性がある。このようになると，免震装置が有効に機能しないため，このようなことのないように設計しなければならない。ここで免震装置を用いた場合の橋の固有周期とは，「3.5　橋の固有周期の算出方法」に示す式（3.5.1）によって得られる固有周期であり，免震装置を用いない場合の橋の固有周期とは，全部の支承を固定支承とみなした場合の固有周期である。

(2) 免震設計は，固有周期の増大と減衰性能の向上により，慣性力の低減を図るものである。諸外国では，設計地震力をかなり短い固有周期から低減させている例もあるが，こうした諸外国に比較してわが国では，一般に地盤条件が軟質であり，また，長周期地震動の成分が卓越しやすい大規模地震が発生すること等の条件から，設計地震力が固有周期の 2/3乗に反比例して低下する固有周期は，Ⅰ種地盤では1.1秒，Ⅱ種地盤では1.3秒，Ⅲ種地盤では 1.5秒とされている。このため，こうした固有周期よりもさらに固有周期を長くとらないと長周期化による慣性力の低減は見込めない。

しかし，固有周期を長くとると，下部構造に対する上部構造の慣性力は減少するが，上部構造の地震時変位は増大する。したがって，上部構造の地震時変位の増大が設計上許容される範囲内におさまるように十分配慮

するものとし，過度に長周期化を図ってはならない。

(3) 橋の耐震性には，基礎周辺地盤の地震時安定性が大きな影響を与える。免震設計は，上下部構造間を軟らかく結合し，両者間に相対変位が生じやすくすることにより下部構造に作用する上部構造の慣性力の低減を図るものである。この結果，上下部構造の結合度が低下し，不静定次数が下がることになる。このため，基礎周辺地盤が地震時に不安定となる場合には，免震設計を用いてはならない。

基礎周辺地盤の地震時安定性として問題となるのは，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「3. 7　耐震設計上土質定数を低減させる土層」に規定される砂質土層の液状化とごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層である。ここでは地震時に地盤が不安定になる条件としては，土質定数を耐震設計上零とする土層とした。

(4) 免震装置の選定基準を示したものである。免震装置は以下の条件を満足するものでなければならない。

1) 簡単な機構で，完全に機能すること。また，力学的な挙動が明確な範囲で使用すること。

2) 地震動の継続時間中に安定して機能すること。

3 章　免 震 設 計

3. 1　一　般

(1) 免震装置は，震度法および地震時保有水平耐力法により所要の機能を保持するように設計しなければならない。

(2) 免震装置を用いた橋の設計は，道路橋示方書に従い震度法によって行うものとする。震度法により耐震設計した鉄筋コンクリート橋脚は，道路橋示方書に従い地震時保有水平耐力を照査する。

(3) 震度法に用いる設計水平震度は「3. 2　震度法に用いる設計水平震度」の規定による。また，地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度および等価設計水平震度は「3. 3　地震時保有水平耐力法に用いる設計水震度および等価設計水平震度」の規定による。

(4) (1), (2), (3)により設計された橋のうち地震時の挙動が複雑な橋は，動的解析により安全性を照査するのがよい。

(5) 免震設計に当っては，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「7章　耐震設計における構造細目」による他，「6章　免震設計を用いる場合の構造細目」の規定によらなければならない。

(1) 免震装置は震度法と地震時保有水平耐力法を併用して設計するものとした。なお，一般橋では，支承部の設計は震度法によっており，地震時保有水平耐力法による照査は行っていない。免震橋においては，免震装置は地震力を低減するために重要な構造要素であり，大正12年の関東大震災級の大地震に対しても十分な機能を保持する必要があることから，震度法に加えて地震時保有水平耐力法によって設計することとした。

(2) 免震装置を用いた橋の設計は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に示される震度法と地震時保有水平耐力法を併用して行うものと規定した。免震設計の基本的な考え方およびその意義は，震度法ではなく地震時保有水平耐力法によらなければならないことから，地震時保有水平耐力法だけで免震設計すべきだとの考え方もある。しかしながら，ニュージーランド，米国等の諸外国では，橋を構成する各部材の地震時のねばりを基本とした地震時保有水平耐力法が幅広く導入され，その一環として免震設計が位置付けられているのに対して，わが国では，鉄筋コンクリート橋脚については地震時保有水平耐力法に基づいて耐震性が照査されるが，その他の部材については，震度法によって耐震設計していることを考慮して，両者を併用するものとしたものである。

(3) 震度法による免震設計は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「3章　耐震設計上考慮すべき荷重および設計条件」，「4章　設計震度」および道路橋示方書Ⅳ下部構造編に基づいて行う。ただし，設計水平震度だけは，本マニュアル（案）の「3. 2　震度法に用いる設計水平震度」の規定に基づくものとする。

地震時保有水平耐力法による免震設計は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「5章　鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査」の規定により行う。ただし，設計水平震度だけは，本マニュアル（案）「3. 3　地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度および等価設計水平震度」の規定によるものとする。

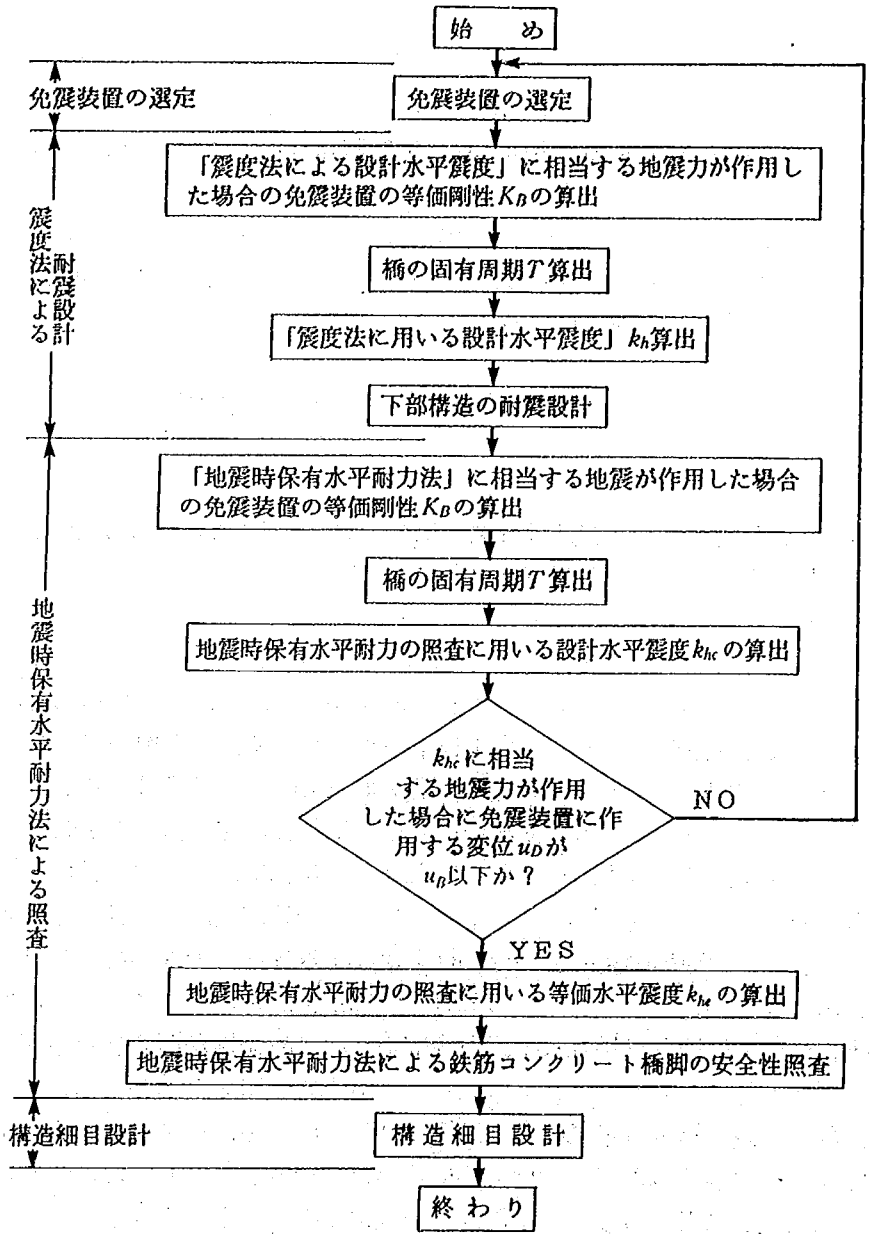
(4) 一般に免震装置の剛性は下部構造の剛性に比較して小さいため，免震装置を用いた橋では桁の併進が卓越した一次振動モードが支配的となる。このため，一般に免震装置を用いた橋では，動的解析を必要とするケースは少なく，静的計算法に基づく設計により耐震性を確保しうると判断される。

ただし，静的計算法では橋の振動特性を十分評価しがたいと判断される場合には，「5章　動的解析による照査」の規定に従って動的解析による安全性の照査をする。

(5) 耐震設計上の構造細目については，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「7章　耐震設計における構造細目」に規定されているが，免震橋の振動特性を考慮し，これに加えて，本マニュアル（案）「6章　免震設計を用いる場

合の構造細目」の規定に従って，構造的な検討と配慮をしなければならない。

図－解3.1.1は，免震設計の流れを示したものである。



図－解3.1.1　免震設計のフロー

3. 2　震度法に用いる設計水平震度

震度法に用いる設計水平震度 k_h は式（3.2.1）により算出するものとする。ただし，式（3.2.1）による値が0.1を下回る場合には0.1とする。

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0} \qquad (3.2.1)$$

ただし，

$$c_T \cdot c_E \geq 0.8 \qquad (3.2.2)$$

ここに，

k_h ：震度法に用いる設計水平震度（小数点以下3けたを四捨五入する）
k_{h0}：震度法の標準設計水平震度（0.2とする）
c_z ：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4. 3に規定される地域別補正係数
c_G ：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4. 3に規定される地盤別補正係数
c_I ：　道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4. 3に規定される重要度別補正係数
c_T ：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4. 3に規定される固有周期別補正係数
c_E ：3.6に規定する橋の減衰定数ｈに基づく補正係数で，表－3.2.1の値とする。

表－3.2.1　橋の減衰定数ｈに基づく補正係数 c_E

橋の減衰定数 h	橋の減衰定数 h に基づく補正係数 c_E
$h < 0.1$	1.0
$h \geq 0.1$	0.9

なお，地震時土圧および地震時動水圧の算出に際しては，固有周期別補正係数 c_T ，橋の減衰定数に基づく補正係数 c_E は，ともに 1.0とする。

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「4. 2　設計水平震度」の規定により，設計水平震度を求めることとした。橋の減衰定数ｈに基づく補正係数 c_E は，免震装置を用いることによりエネルギー吸収性能が向上し，橋の減衰定数が大きくなることによる上部構造の慣性力の低減を与えるための補正係数である。c_E は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「6. 3. 1　応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル」に規定される減衰定数別補正係数 c_D を参考に，減衰定数による橋の慣性力の低減を安全側に評価するように定めた。

なお，橋の減衰定数の向上および長周期化による地震力の低減の両者を組み合わせた設計水平震度の低減は，最大でも4/5 を下回ってはならないものとした。これは，わが国における免震設計の歴史が浅いことを考慮し，当面，免震設計を採用した場合でも耐震設計で考慮する設計水平震度を大きく下回らないようにという配慮から，設計水平震度の下限値を規定したものである。

3. 3　地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度および等価設計水平震度

(1)　地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度は式（3.3.1）により算出するものとする。ただし，式（3.3.1）による値が0.3を下回る場合には0.3とする。

$$k_{hc} = c_z \cdot c_I \cdot c_R \cdot c_E \cdot k_{hc0} \qquad (3.3.1)$$

ここに，

k_{hc} ：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度（小数点以下３けたを四捨五入する）
k_{hc0} ：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度の標準値（1.0とする）
c_z ：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4. 3に規定される地域別補正係数
c_I ：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4. 3に規定される重要度別補正係数
c_R ：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編5. 3. 2に規定される振動特性別補正係数
c_E ：3. 6に規定する橋の減衰定数ｈに基づく補正係数で，表－3. 3. 1の値とする。

表－3. 3. 1 橋の減衰定数ｈに基づく補正係数 c_E

橋の減衰定数 h	橋の減衰定数hに基づく補正係数 c_E
$h<0.1$	1. 0
$0.1\leqq h<0.12$	0. 9
$0.12\leqq h<0.15$	0. 8
$0.15\leqq h$	0. 7

(2) 地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度 k_{he}は，許容塑性率μに応じて式（3. 3. 2）により求めるものとする。

$$k_{he}=\frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu-1}} \qquad (3.3.2)$$

ここに，

k_{he}：地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度（小数点以下３けたを四捨五入する）
k_{hc}：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度で式（3. 3. 1）による。
μ ：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編5. 3. 1に規定される許容塑性率

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「5. 3. 2 地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度」の規定を参考にして地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度 k_{hc}を規定した。橋の減衰定数 hに基づく補正係数 c_E は，3. 6の規定により算出する橋の減衰定数ｈに基づいて，表－3. 3. 1により算出する。

3. 4 免震装置の特性値

3. 4. 1 免震装置の設計変位

免震装置の設計変位 u_Bおよび免震装置の有効設計変位 u_{Be}は，それぞれ式（3. 4. 1）および式（3. 4. 2）により算出するものとする。

$$u_B=\begin{cases}\dfrac{k_h\cdot W_u}{K_B} & \text{〔震度法の場合〕}\\[2ex] \dfrac{k_{hc}\cdot W_u}{K_B} & \text{〔地震時保有水平耐力法の場合〕}\end{cases} \qquad (3.4.1)$$

$$u_{Be}=c_B\cdot u_B \qquad (3.4.2)$$

ここに，

u_B ：免震装置の設計変位(m)
u_{Be}：免震装置の有効設計変位(m)

k_h ：3．2に規定する震度法に用いる設計水平震度
k_{hc}：3．3に規定する地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度
K_B ：免震装置の等価剛性(tf/m)
W_u ：免震装置が水平力を分担する上部構造の重量(tf)
c_B ：慣性力の非定常性を表わす補正係数（0.7とする）

免震装置は，一般に非線形な履歴特性を有するため，これを等価線形化法に置き直して設計するためには，免震装置に生じる変位を想定しなければならない。ここでは，震度法による免震設計では，3．2に規定する慣性力が作用した場合に免震装置に生じる変位を，また，地震時保有水平耐力法による免震設計では，3．3に規定する慣性力が作用した場合に免震装置に生じる変位を，それぞれ免震装置の設計変位 u_B とすることとした。

地震時に免震装置に生じる変位の時間的な変化は，地震動の特性によって変わるが，免震装置の等価剛性 K_B や等価減衰定数 h_B を定めるためには，免震装置に生じる最大変位に相当する値よりも，変位の実効値（有効値）に相当する値の方が重要である。ここでは，これを免震装置の有効設計変位 u_{Be} と呼び，式（3.4.2）のように規定した。慣性力の非定常性を表わす補正係数 c_B を0.7 としたのは，橋の地震応答を表わすためには，最大応答の70%程度の応答変位に相当する免震装置の等価剛性 K_B および等価減衰定数 h_B を用いることが適当なためである。

等価線形化法による場合は，最初に免震装置の設計変位を想定し，これを用いて算出した免震装置に生じる変位が異なる場合には，もう一度免震装置の設計変位を設定しなおしてくり返し計算を行わなければならない。免震設計により求められた免震装置に生じる変位は免震装置の設計変位となるべく近いことが望ましいが，このためにむやみにくり返し計算することは合理的ではない。一般的には，免震設計により算出された免震装置に生じる変位は免震装置の設計変位の±10%以内に収まるようにするのがよい。

3.4.2　免震装置の等価剛性および等価減衰定数

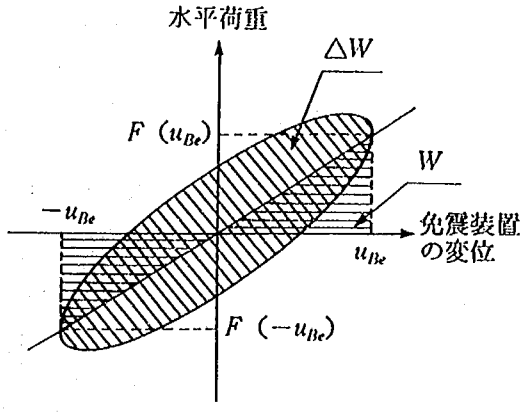
免震装置の等価剛性および等価減衰定数は，原則として式（3.4.3）および式（3.4.4）により算出する。

$$K_B = \frac{F(u_{Be}) - F(-u_{Be})}{2\,u_{Be}} \qquad (3.4.3)$$

$$h_B = \frac{\Delta W}{2\pi W} \qquad (3.4.4)$$

ここに，

K_B ：免震装置の等価剛性(tf/m)
h_B ：免震装置の等価減衰定数
u_{Be} ：3.4.1に規定する免震装置の有効設計変位(m)
$F(u)$ ：免震装置に変位uを与えるのに必要な水平力(tf)
W ：免震装置の弾性エネルギーで，図−3.4.1に示す三角形の面積(tf・m)
ΔW ：免震装置が吸収するエネルギーの合計で，図−3.4.1に示す水平変位と水平荷重の履歴曲線の面積(tf・m)



図−3.4.1　免震装置の等価剛性および等価減衰定数

免震装置による地震力の低減は，アイソレーターによる長周期化とダンパーによるエネルギー吸収性能によって行われるため，免震装置の剛性および減衰定数を正しく定めなければならない。免震装置の水平荷重～水平変位の関係は一般に非線形となるため，免震装置の有効設計変位に応じた免震装置の剛性および減衰定数を等価線形化法によって表わすこととした。

3.5 橋の固有周期の算出方法

(1) 橋の固有周期 Tは設計振動単位ごとに，原則として式（3.5.1）により算出するものとする。

$$T=2.01\sqrt{\delta} \qquad (3.5.1)$$

$$\delta=\frac{\sum W_i \cdot u_i^2}{\sum W_i \cdot u_i} \qquad (3.5.2)$$

ここに，

T ：設計振動単位ごとの橋の固有周期（秒）

W_i ：上部構造および下部構造の節点 i の重量（tf）

u_i ：耐震設計上の地盤面より上の上部構造および下部構造の重量を水平方向に作用させた場合の節点 i における変位(m)

なお，$\sum$は設計振動単位全体に関する積分を示す。

(2) 橋の固有周期の算出に当たっては，免震装置は3.4.2に規定する等価剛性を有するばねとしてモデル化する。

(1) 道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「3.3.1 一般」の規定による設計振動単位ごとに，「3.3.2 固有周期の算定法」により橋の固有周期 Tを算出することとした。

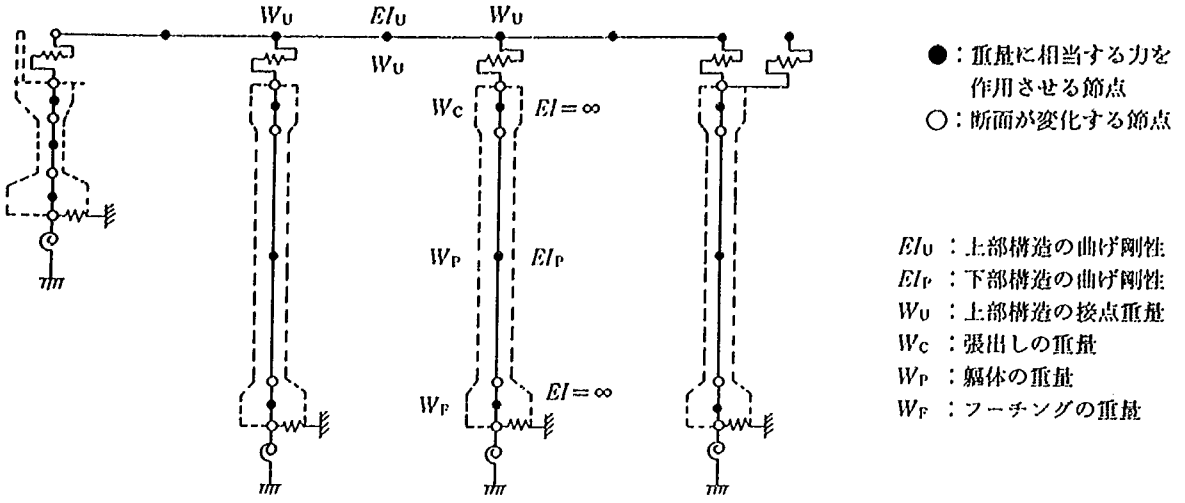
(2) 橋の固有周期 Tの算出に際しては，橋を図－解3.5.1に示すように骨組構造モデルにモデル化し，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「3.3.2 固有周期の算定方法」の解説に示されるゴム支承等の剛性を利用して慣性力の分散を図る場合の計算法に従い，免震装置は上部構造および下部構造を結ぶばね要素としてモデル化する。免震装置部の拘束条件は原則として表－解3.5.1のとおりとする。免震装置を表すばね要素の剛性としては，3.4.2に規定する免震装置の等価剛性 K_B を用いるものとする。

また，上部構造の慣性力は，図－解3.5.2に示すように免震支承の底面に作用させるものとする。ただし，橋軸方向だけ免震化し，橋軸直角方向には移動制限装置を設ける等して免震化しない場合には，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「3.3.1 一般」の規定に従い，橋軸方向に対しては免震装置の底面に，橋軸直角方向に対しては上部構造の重心位置に作用させなければならない。

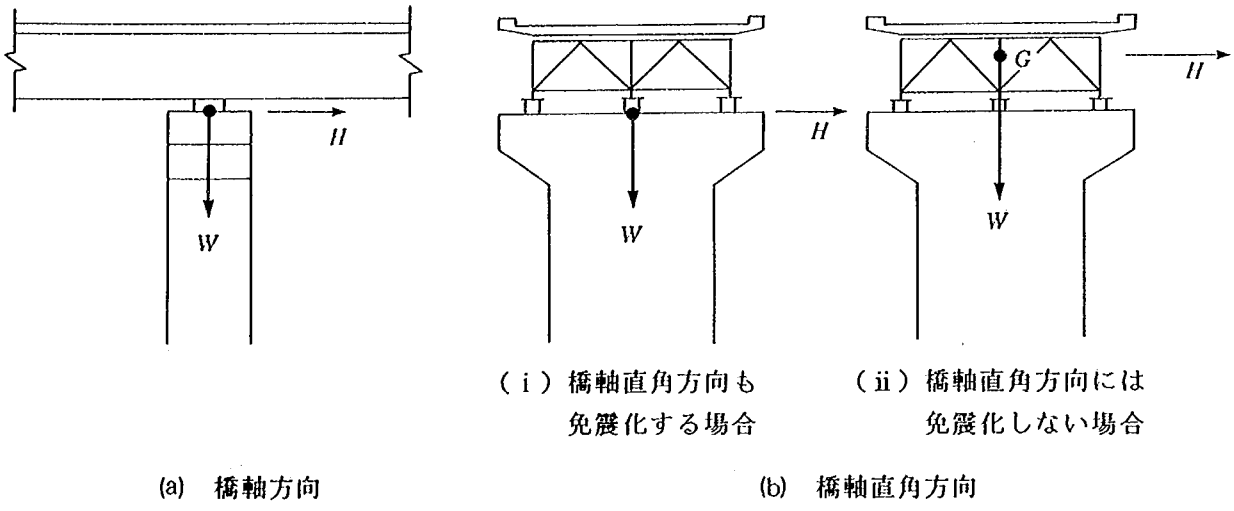
表－解3.5.1 免震装置部の拘束条件

	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直軸方向	橋軸回り	橋軸直角回り	鉛直軸回り
両方向免震の場合	バネ	バネ	※拘束	※拘束	※自由	※自由
橋軸方向免震，橋軸直角方向非免震の場合	バネ	拘束	※拘束	※拘束	※自由	※自由

注：※印は厳密にバネ支持となるが，解析結果への影響は極めて小さいため，このような拘束条件としてよいものとした。



図－解3.5.1　固有周期の算定モデル



図－解3.5.2　上部構造の慣性力の作用位置

3.6　橋の減衰定数の算出方法

橋の減衰定数 h は，原則として式（3.6.1）により算出するものとする。

$$h=\frac{\Sigma K_{Bi}\cdot u_{Bi}^2\ \left(h_{Bi}+\dfrac{h_{Pi}\cdot K_{Bi}}{K_{Pi}}+\dfrac{h_{Fui}\cdot K_{Bi}}{K_{Fui}}+\dfrac{h_{F\theta i}\cdot K_{Bi}\cdot H^2}{K_{F\theta i}}\right)}{\Sigma K_{Bi}\cdot u_{Bi}^2\ \left(1+\dfrac{K_{Bi}}{K_{Pi}}+\dfrac{K_{Bi}}{K_{Fui}}+\dfrac{K_{Bi}\cdot H^2}{K_{F\theta i}}\right)} \qquad (3.6.1)$$

ここに，

h　　：橋の減衰定数
h_{Bi}　：3.4.1に規定するｉ番目の免震装置の等価減衰定数
h_{Pi}　：ｉ番目の下部構造の減衰定数
h_{Fui}　：ｉ番目の基礎の併進の減衰定数
$h_{F\theta i}$　：ｉ番目の基礎の回転の減衰定数

K_{Bi} ：3.4.1に規定するi番目の免震装置の等価剛性(tf/m)
K_{Pi} ：i番目の下部構造の等価剛性(tf/m)
K_{Fui} ：i番目の基礎の併進ばね定数(tf/m)
$K_{F\theta i}$ ：i番目の基礎の回転ばね定数(tf・m/radian)
u_{Bi} ：i番目の免震装置の設計変位(m)
H ：フーチング上面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ(m)

免震装置を有する橋の減衰定数は，免震装置により吸収される減衰エネルギーのほか，橋が本来有している減衰特性から定められる。ここでは，一般に桁は十分剛性が大きく，ほとんど変形を生じないと見なせるため，免震装置，橋脚，および，基礎の特性から橋の減衰定数を算出するようにした。

異なった減衰特性を有する部材から構成される橋の減衰定数を算出するためには，道路橋示方書V耐震設計編「6.2.2 動的解析モデル」の解説に示される式（解3.6.1）によらなければならない。

$$h=\frac{\sum_{j=1}^{n}\phi_{ij}^{T}\cdot h_j\cdot K_j\cdot\phi_{ij}}{\phi_i^{T}\cdot K\cdot\phi_i} \qquad \text{(解3.6.1)}$$

ここに，

ϕ_{ij}：i次振動モードの要素jのモードベクトル
h_j ：要素jの減衰定数
K_j ：要素jの剛性マトリックス
ϕ_i ：i次振動モードのモードベクトル
K ：構造全体の剛性マトリックス

式（3.6.1）は，基礎の併進および回転は上部構造の慣性力によってのみ定まり，橋脚躯体の影響はないと仮定した場合に，式（解3.6.1）から略算される減衰定数を与えたものである。橋脚躯体の慣性力の影響や橋の振動モードを正しく取り入れて解析する場合には，式（解3.6.1）により橋の減衰定数を算出するのがよい。なお，式（3.6.1）および式（解3.6.1）により橋の減衰定数を算出する場合の各要素の減衰定数としては，表－解3.6.1の値を参考にするのがよい。

表－解3.6.1 各構造要素の減衰定数の参考値

	鋼 構 造	コンクリート構造
上部構造	0.02～0.03	0.03～0.05
免震装置	式（3.4.4）による免震装置の等価減衰定数 h_B	
下部構造	0.03～0.05	0.05～0.1
基礎構造	0.1～0.3	

4章　免震装置の設計

4.1　設計の基本方針

4.1.1　一　　般

(1) 免震装置は，3章に規定する免震効果が得られるように適切な剛性およびエネルギー吸収能力を有するように設計しなければならない。

(2) 免震装置は「7章　免震装置の性能確認試験方法」の規定に基づく試験によって，特性を確認するとともに，特性が確認されている範囲内で設計しなければならない。

(3) 免震装置は取り替えが可能な構造とする。

(1) 免震設計では，所要の免震効果が確実に得られるようにダンパーおよびアイソレーターを設計することが重要である。免震設計は，免震装置の力学的挙動が確実かつ明確な範囲で行うべきであり，過度な免震効果を期待して免震装置を設計してはならない。

現在までに開発された免震装置を作動原理から分類すると，表－解4.1.1のように3種類に大別される。また，アイソレーターとダンパーが別になっているものと一体となっているものがある。表－解4.1.1には，こうした分類に従って代表的な免震装置を示している。

表－解4.1.1　代表的な免震装置とその分類

作動原理	一体タイプ	分離タイプ
変位依存型	鉛プラグ入り積層ゴム支承 高減衰積層ゴム支承 ローラー型免震支承	積層ゴム支承＋鋼製ダンパー
摩擦型	リンク支承	積層ゴム支承＋摩擦ダンパー 滑り支承＋水平バネ
速度依存型		積層ゴム支承＋粘性ダンパー

(2) 免震装置の特性は，実物大装置を用いた試験により確認しておくのがよい。試験方法は7章の規定による。

(3) 免震装置は，材質，機構などの面から長期的に安定して使用できるものでなければならない。しかしながら，長期にわたる使用の間には，免震装置に劣化，損傷が生じる事も考えられる。このため，設計時と同等の特性を有する免震装置と取り替えることができる構造にしておく必要がある。

4.1.2　免震装置の動的特性

(1) 免震装置の等価剛性 K_B および等価減衰定数 h_B の平均値は，設計値に対して±10%以内でなければならない。ここで免震装置の等価剛性 K_B および等価減衰定数 h_B とは，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位 u_{Be} による10回の正負くり返し載荷から求められた4回目から10回目までの載荷における平均的な等価剛性および等価減衰定数をいう。

(2) 免震装置は，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B による50回の正負連続くり返し載荷に対して，安定でなければならない。

(3) 免震装置は正の接線剛性を持たなければならない。

(4) 地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B を与えた状態から自然に免震装置を解放した状態で，5秒後に免震装置に残る最大残留変位 u_{BR}は，式（4.1.1）を満足しなければならない。

$$u_{BR} \leqq 0.10 \times u_B \qquad (4.1.1)$$

ここに，

u_{BR}：免震装置の残留変位(cm)

u_B ：3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位(cm)

(5) 免震装置の等価剛性 K_B および等価減衰定数 h_B は，常時荷重の変動，温度変化等の環境条件に対して安定していなければならない。

(1) 免震装置の動的な特性値を規定する指標としては，免震装置のタイプに応じて，等価剛性，等価減衰定数，降伏荷重，摩擦力，粘性係数等が挙げられる。最終的には免震効果は免震装置の等価剛性 K_B および等価減衰定数 h_B によって定まることから，ここでは，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位 u_{Be}に対応する免震装置の等価剛性および等価減衰定数の平均値が設計値に対して±10%以内に収まるように免震装置を設計，製作するものとした。ここで，免震装置の等価剛性および等価減衰定数の平均値とは，免震橋に用いる免震支承の全数もしくはここから任意に抽出した免震支承ごとに7.2.2に規定する免震支承の平均等価剛性および平均等価減衰定数を求めた値のことである。免震装置の等価剛性および等価減数定数の平均値が設計値に対して±10%以内に収まっていれば，上部構造の加速度，変位応答等の変動幅が設計上特に問題になることはないためである。特性値のバラツキが大きく，安定した履歴曲線が得られない免震装置は使用してはならない。

(2) くり返し載荷回数を50回としたのは，1回の大地震による主要動の繰り返し回数を30回と見込み，これに余裕を見てその1.5倍をとったものである。ダンパーでは，吸収エネルギーの累積に伴う温度上昇，吸収能力の低下，破断によるエネルギー吸収能力の損失などが生じる場合がある。免震装置のエネルギー吸収能力が，地震によるエネルギー入力に対して十分な余裕があるように規定したものである。

(3) 地震時に免震装置が非線形域に入る大きな変位を生じたとしても，これが地震中に一方向に累積することは避けなければならない。このため，原則として常にプラスの接線剛性を保つ免震装置を選択するとともに，設計・製作においても十分注意すべきことを規定した。

(4) 免震装置には地震後の橋の走行性に悪影響を及ぼすような残留変位を生じることは避けなければならない。免震装置の原位置への復帰性能をここでは，地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B から免震装置を自由振動させ，5秒後に残る残留変位 u_{BR}によって規定した。

(5) 免震装置は，常時荷重の変動，温度変化等環境の変化もしくは地震時のくり返し載荷等の影響に対して等価剛性および等価減衰定数が安定したものでなければならない。安定性に関して検討すべき事項として以下のものが考えられる。

1) 温度変化による桁の伸縮や活荷重による振動のくり返し
2) 履歴経験
3) 鉛直荷重の変化
4) 振動数および振動速度の変化
5) クリープや乾燥収縮等による静的予変位
6) 振動方向
7) 温度変化

4.1.3　免震装置の静的特性

(1) 免震装置は，材料，機構などの面から長期的に安定して使用できるものでなければならない。また，温度変化に伴う橋の伸縮の影響を受けるので，これによるくり返し変位に対して安定でなければならない。

(2) 免震装置は，上部構造の死荷重により生じる局部せん断ひずみに対して安定した構造としなければならない。局部せん断ひずみの算定式は，4.2.4の規定によるものとする。

(3) 上部構造の死荷重による免震装置のクリープによる圧縮変形量は，ゴム総厚の５％以下でなければならない。

(4) 温度が－10℃の時と＋40℃の時の免震装置の等価剛性の比は，1.3以下でなければならない。

(5) 免震装置は，風荷重等の地震の影響以外の水平荷重に対して有害な変位を生じないように十分な剛性を有するものでなければならない。

(1) 橋梁用の免震装置は，風，雨，温度，太陽光線などの各種の著しい自然条件下で使用されるものであり，長期間の使用に耐えるものでなければならない。したがって，免震装置の設計にあたっては，材料，機構，維持管理の面から安定したものを選定する必要がある。

(2) ゴム支承により鉛直荷重を支持する場合の規定であり，道路橋支承便覧「3.6　ゴム支承の設計」の規定に基づき，上部構造の荷重により免震装置に過度の局部せん断ひずみが生じないように設計する必要のあることを規定した。

(3) 免震装置は上部構造の死荷重により持続的な鉛直力を受ける。長期間の使用によりアイソレーターのクリープ変形によって上部構造に沈下，段差等の不都合が生じないように設計しなければならない。ゴム支承により鉛直荷重を支持する場合のクリープ量は，原則として橋の設計供用年数内に生じると予想される値が，ゴム総厚の５％以下になるものとした。

(4) 免震装置の等価剛性が，温度変化に対して安定でなければならないことを規定したものである。免震装置の等価剛性が温度変化により大きく変わると，橋の固有周期が変化し，設計で期待した通りの免震効果が期待できなくなる可能性がある。したがって，ここでは－10℃と＋40℃の時の橋の固有周期の変化が15％以下になるように免震装置の等価剛性の比を1.3以下と規定した。ここで規定した温度変化の範囲は気候が普通の地方の場合であり，寒冷な地方（北海道，東北地方など）においては実状に応じて温度変化の範囲を定める。

(5) 免震装置には，地震の影響ばかりではなく，風，制動荷重等の水平力が作用する。これにより，橋に大きな水平変位が生じると橋の使用性を損なうため，これらの荷重に対して有害な変位が生じないよう十分な抵抗力を有するようにしなければならない。このため免震装置の降伏荷重もしくは摩擦力は上部構造に作用する風荷重，制動荷重等，地震の影響以外の水平力の和以上になるように設定するか，あるいは応答変位が十分に小さいことを応答計算で確認するものとする。

4.2　積層ゴム支承の設計

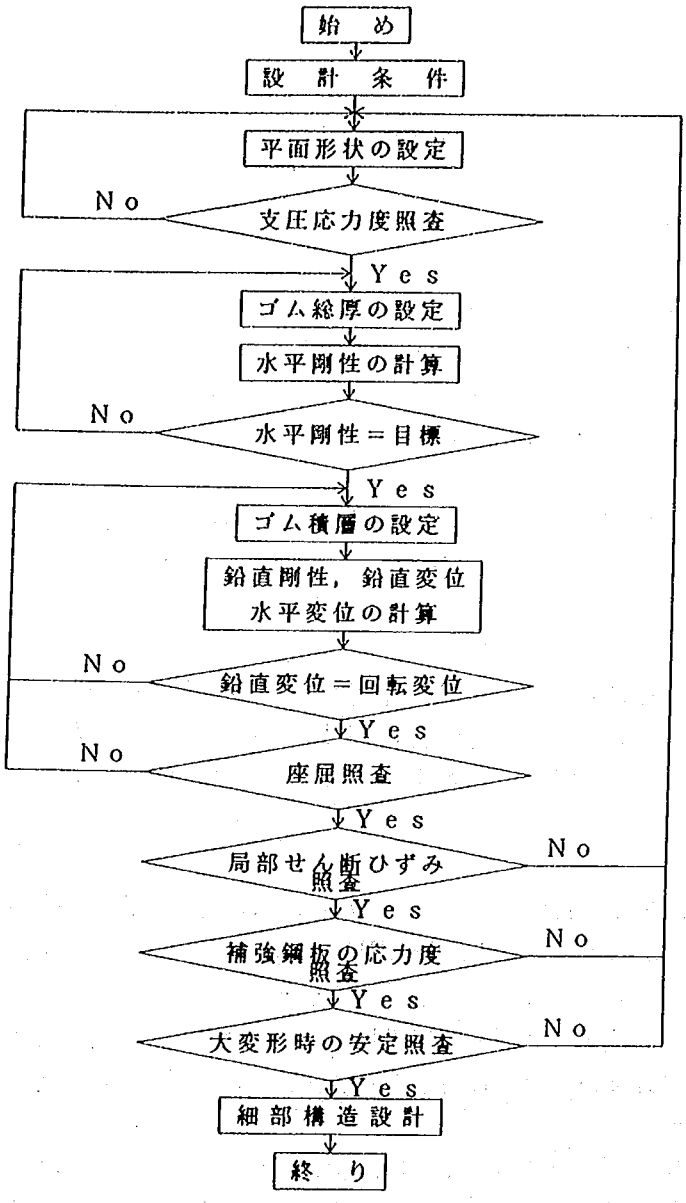
4.2.1　一　　般

免震装置として使用する積層タイプのゴム支承の設計に際しては，道路橋支承便覧の規定を参考にすると

ともに，本節の規定に従わなければならない。

積層ゴム支承は，アイソレーターとして使用されたり，あるいは鉛プラグ入り積層ゴム支承や高減衰積層ゴム支承のようにアイソレータとダンパーが一体となった免震支承として使用されるいずれの場合においても上部構造の荷重を支持する支承としての設計に係わる事項については道路橋支承便覧の規定を参考とするとともに，本項の設計方法を適用するものとする。

積層ゴム支承の設計フローは，図－解4.2.1に示す通りである。



図－解4.2.1　積層ゴム支承の設計フローチャート

4.2.2　使用材料

(1) 積層ゴム支承には，天然ゴムもしくはクロロプレンゴムを用いることを原則とする。天然ゴムまたはクロロプレンゴムとしては，原則としてJIS K 6386（防振ゴムのゴム材料）の規格に適合するものを使用しなければならない。

(2) 積層ゴム支承に高減衰ゴムを用いる場合には，橋に対する各種の使用性と減衰性の両面から適切な材料を選定しなければならない。

(3) 積層ゴム支承に使用する鋼板は，表－4.2.1に適合するものを標準とする。

表－4.2.1　積層ゴム支承に使用する鋼板の規格

規格		鋼材番号
ＪＩＳ　Ｇ　３１０１	一般構造用圧延鋼材	ＳＳ400
ＪＩＳ　Ｇ　３１４１	冷間圧延鋼板および鋼帯	ＳＰＣＣ
ＪＩＳ　Ｇ　３１３１	熱間圧延軟鋼板および鋼帯材	ＳＰＨＣ

(1) 道路橋支承便覧によった。

(2) 高減衰ゴムのように特殊な配合設計した材料については，まだ，一般的な材料としてＪＩＳに認められているものはないが，力学的特性が明確な材料を用いなければならない。また，7章に規定する方法により，その特性を確認しなければならない。

(3) 積層ゴム支承への使用実績から規定したものである。これ以外の規格の鋼板を使用する場合には，表－4.2.1と同等以上の性能を有することを確認しなければならない。

4.2.3　設計に用いる物理定数および許容応力度

(1) 設計に用いるゴムの物理定数

設計に用いる弾性ゴムの物理定数は表－4.2.2によるものとする。

表－4.2.2　弾性ゴムの物理定数

ゴムの種別 ＼ 物理定数	ゴムのせん断弾性係数 G (kgf/cm²)	破断ひずみ γ_u (%)
天然ゴム	8.0	500
	10.0	500
	12.0	400
クロロプレンゴム	8.0	400
	10.0	400

(2) 補強鋼板の許容引張応力度

補強鋼板の許容引張応力度は表－4.2.3に示す値とする。

表－4.2.3　補強鋼板の許容引張応力度

材料	地震の影響を考慮しない場合 (kgf/cm²)	地震の影響を考慮する場合 (kgf/cm²)
ＳＳ400，ＳＰＣＣ，ＳＰＨＣ	1400	2100

(1) 免震設計に用いるゴムのせん断弾性係数とせん断ひずみの関係について示した。これらの物理定数は，道橋支承便覧の規定に準じたものである。ただし，道路橋支承便覧では，弾性ゴムの破断ひずみに関しては規定されていないが，破断ひずみはJIS K 6801の引張試験による「伸び」とほぼ等値の関係にあることが知られているので，ここでは設計に用いる弾性ゴムの破断ひずみとして，道路橋支承便覧に示されている伸びをそのまま準用した。道路橋支承便覧では，せん断弾性係数が8 kgf/cm²と10kgf/cm²のゴムの伸びについては，JIS K 6388（防振ゴム）の規定値より大きな値を採用している。これは大規模な橋梁にもゴム支承が採用されるようになってきており，これにつれて伸びの大きいより高い品質のゴム支承が要求されるようになってきたためである。なお，道路橋支承便覧には，せん断弾性係数が12kgf/cm²のゴムに関する規定はないが，天然ゴムでせん断弾性係数が12kgf/cm²を超えるゴム支承が既に相当数使用されていること，また，より高いせん断弾性係数のゴムの開発が進められている現状を考慮し，ここでは天然ゴムに限りせん断弾性係数が12kgf/cm²のゴムも加えることにした。しかし，8 kgf/cm²や10kgf/cm²のゴムに比べて実績が浅いため，破断ひずみ（伸び）に関してはJIS K 6386の規定通りとした。

また，高減衰ゴムのように特殊な配合設計を行い，上記の規定以外のゴム材料を用いる場合には，材料試験により物理定数を定めなければならない。

(2) 道路橋支承便覧に基づき規定したものである。地震の影響を考慮する場合の許容応力度の割り増し係数は1.5とした。

4.2.4 積層ゴム支承の設計

(1) 支圧応力度の照査

支圧応力度の照査は，式（4.2.1）および式（4.2.2）により行うものとする。

$$\sigma_{max} \leqq \sigma_{max.a} \tag{4.2.1}$$

$$\sigma_{max} - \sigma_{min} \leqq \triangle\sigma_a \tag{4.2.2}$$

$$\sigma_{max} = R_{max} / A_{R0} \tag{4.2.3}$$

$$\sigma_{min} = R_{min} / A_R \tag{4.2.4}$$

ここに，

σ_{max} ：最大支圧応力度（kgf/cm²）で式（4.2.3）により算出する。

$\sigma_{max.a}$ ：最大許容圧縮応力度（80kgf/cm²）

σ_{min} ：最小支圧応力度（kgf/cm²）で式（4.2.4）により算出する。

$\triangle\sigma_a$ ：許容圧縮応力度の振幅（50kgf/cm²）

R_{max} ：最大支承反力（死荷重＋最大活荷重）

R_{min} ：最小支承反力（死荷重＋最小活荷重）

A_{R0} ：支圧面積から温度変化など常時の荷重による変位に相当する面積を控除した積層ゴムの有効支圧面積（cm²）で，長方形断面の場合には式（4.2.5）により，また，円形断面の場合には式（4.2.6）により算出する。

A_R ：内部補強鋼板の面積から求めた積層ゴムの支圧面積（cm²）で，長方形断面の場合には式（4.2.7）により，また，円形断面の場合には式（4.2.8）により算出する。

$$A_{R0} = (a - u_0) \cdot b \quad \text{（長方形断面）} \tag{4.2.5}$$

$$A_{R0} = \frac{1}{2}\left\{D_R^2 \sin^{-1}\frac{(D_R^2 - u_0^2)^{1/2}}{D_R} - u_0 (D_R^2 - u_0^2)^{1/2}\right\} \quad \text{（円形断面）} \tag{4.2.6}$$

$$A_R = a \cdot b \quad \text{（長方形断面）} \tag{4.2.7}$$

$$A_R = \frac{\pi}{4} D_R^2 \qquad \text{(円形断面)} \qquad (4.2.8)$$

ここに,

a : 内部補強鋼板の橋軸方向の幅(cm)
b : 内部補強鋼板の橋軸直角方向の幅(cm)
u_0 : クリープ，乾燥収縮，温度変化などによる設計変位(cm)
D_R : 内部補強鋼板の直径(cm)

(2) 積層ゴム支承の等価剛性

積層ゴム支承の等価剛性は式（4.2.9）により算出するものとする。

$$K_H = A_R \cdot G / \Sigma t_e \qquad (4.2.9)$$

ここに,

K_H : 積層ゴム支承の等価剛性（kgf/cm）
A_R : 内部補強鋼板の面積から求めた積層ゴムの支圧面積（cm²）
G : ゴムのせん断弾性係数（kgf/cm²）
Σt_e : ゴムの総厚(cm)
t_e : ゴム一層の厚さ(cm)

(3) 積層ゴム支承の鉛直剛性

積層ゴム支承の鉛直剛性は式（4.2.10）および式（4.2.11）により算出するものとする。

$$K_{v0} = A_{R0} \cdot E_A / \Sigma t_e \qquad (4.2.10)$$
$$K_{ve} = A_{Re} \cdot E_A / \Sigma t_e \qquad (4.2.11)$$

ここに,

K_{v0} : 支圧面積から常時の設計変位 u_0 に相当する面積を控除した有効支圧面積 A_{R0} に対する積層ゴムの鉛直剛性(kgf/cm)
K_{ve} : 支圧面積から免震支承の設計変位 u_B に相当する面積を控除した有効支圧面積 A_{Re} に対する積層ゴム支承の鉛直剛性(kgf/cm)
A_{R0} : 支圧面積から常時の設計変位 u_0 に相当する面積を控除した有効支圧面積（cm²）で，長方形断面の場合には式（4.2.5）により，また，円形断面の場合には式（4.2.6）により算出する。
A_{Re} : 支圧面積から免震支承の設計変位 u_B に相当する面積を控除した有効支圧面積（cm²）で，長方形断面の場合には式（4.2.12）により，また，円形断面の場合には式（4.2.13）により算出する。

$$A_{Re} = (a - u_B) \cdot b \qquad \text{(長方形断面)} \qquad (4.2.12)$$

$$A_{Re} = \frac{1}{2} \left\{ D_R^2 \sin^{-1} \frac{(D_R^2 - u_B^2)^{1/2}}{D_R} - u_B (D_R^2 - u_B^2)^{1/2} \right\} \qquad \text{(円形断面)} \qquad (4.2.13)$$

E_A : ゴムの見かけの弾性係数（kgf/cm²）で，ゴム種類および形状に応じて式（4.2.14）～（4.2.16）により算出する。

弾性ゴムの場合

$$E_A = (3 + 6.58 S^2) \cdot G \quad \text{(長方形断面)} \tag{4.2.14}$$

$$E_A = (3 + 4.935 S^2) \cdot G \quad \text{(円形断面)} \tag{4.2.15}$$

高減衰ゴムの場合

$$E_A = E_0(1 + 2 \kappa S^2) \tag{4.2.16}$$

G ：ゴムのせん断弾性係数（kgf/cm²）
E_0 ：ゴムの弾性係数（kgf/cm²）
κ ：ゴムの硬度による補正係数
S ：形状係数で，長方形断面の場合には式（4.2.17）により，また，円形断面の場合には式（4.2.18）により算出する。

$$S = \frac{A_R}{2(a+b)\,t_e} \quad \text{(長方形断面)} \tag{4.2.17}$$

$$S = \frac{D_R}{4\,t_e} \quad \text{(円形断面)} \tag{4.2.18}$$

a，b：橋軸方向および橋軸直角方向の内部補強鋼板の幅(cm)
D_R ：内部補強鋼板の直径(cm)
Σt_e ：ゴムの総厚(cm)
t_e ：ゴム一層の厚さ(cm)
u_B ：免震支承の設計変位(cm)

(4) 水平変位の照査

水平変位の照査は式（4.2.19）および式（4.2.20）により行うものとする。

$$u_0 \leqq \gamma_{0a} \cdot \Sigma t_e \tag{4.2.19}$$

$$u_B \leqq \gamma_{Ba} \cdot \Sigma t_e \tag{4.2.20}$$

ここに，

u_0 ：クリープ，乾燥収縮，温度変化などによる設計変位(cm)
γ_{0a} ：常時のゴムのせん断ひずみの許容値で，0.7とする。
u_B ：免震装置の設計変位(cm)
γ_{Ba} ：地震時のゴムのせん断ひずみの許容値であり，震度法では1.5，地震時保有水平耐力法では2.5とする。
Σt_e ：ゴムの総厚(cm)
t_e ：ゴム一層の厚さ(cm)

(5) 座屈照査

座屈照査は式（4.2.21）により行うものとする。

$$\sigma_c \leqq \sigma_{cRa} \tag{4.2.21}$$

ここに，

σ_c ：鉛直荷重による平均支圧応力度(kgf/cm²)
σ_{cRa} ：座屈から決まる許容支圧応力度(kgf/cm²)で，式（4.2.22）により算出する。

$$\sigma_{cRa} = G \cdot S \cdot \alpha / f_s$$

G ：ゴムのせん断弾性係数(kgf/cm²)

S ：形状係数で式（4.2.17）または式（4.2.18）により算出する。

α ：内部補強鋼板の短辺長 a あるいは b とゴム総厚 Σt_e の比

（$a/\Sigma t_e$ あるいは $b/\Sigma t_e$）

f_s ：安全率（2.5とする）

(6) 局部せん断ひずみの照査

ゴムの局部せん断ひずみの照査は，式（4.2.23）により行うものとする。

$$(\gamma_c + \gamma_R + \gamma_s) \leqq \gamma_u / f_s \qquad (4.2.23)$$

ここに，

γ_c ：鉛直荷重によるゴムの局部せん断ひずみで，常時については式（4.2.24）により，また，地震時については式（4.2.25）により算出する。

$$\gamma_c = K_c \cdot S \cdot \delta_v / \Sigma t_e \quad （常　時） \qquad (4.2.24)$$

$$\gamma_c = K_c \cdot S \cdot \delta_{ve} / \Sigma t_e \quad （地震時） \qquad (4.2.25)$$

γ_R ：回転角によるゴムの局部せん断ひずみで，長方形断面の場合には式（4.2.26）により，円また，円形断面の場合には式（4.2.27）により算出する。

$$\gamma_R = \frac{2(1+\beta)^2}{\beta^2} S^2 \alpha_e \quad （長方形断面） \qquad (4.2.26)$$

$$\gamma_R = 6 \cdot S^2 \alpha_e \quad （円形断面） \qquad (4.2.27)$$

γ_s ：水平変位よるゴムの局部せん断ひずみで，常時については式（4.2.28）により，また，地震時については式（4.2.29）により算出する。

$$\gamma_s = u_0 / \Sigma t_e \quad （常　時） \qquad (4.2.28)$$

$$\gamma_s = u_B / \Sigma t_e \quad （地震時） \qquad (4.2.29)$$

γ_u ：ゴムの破断ひずみで，表－4.2.2による

K_c ：定数で平面形状が長方形の場合には $K_c = 8.5$，円形の場合には $K_c = 6.0$ とする。

S ：形状係数で長方形断面の場合には式（4.2.17）により，また，円形断面の場合には式（4.2.18）により算出する。

Σt_e ：ゴムの総厚(cm)

t_e ：ゴム一層の厚さ(cm)

δ_v ：常時の鉛直変位(cm)で，式（4.2.30）による

$$\delta_v = R_{max} / K_{v0} \qquad (4.2.30)$$

R_{max} ：最大支承反力（死荷重＋最大活荷重）

K_{v0} ：支承面積から常時の設計変位 u_0 に相当する面積を控除した有効支圧面積 A_{R0} に対する鉛直剛性で式（4.2.10）による。

δ_{ve} ：地震時の鉛直変位(cm)で，式（4.2.31）による

$$\delta_{ve} = R_d / K_{ve} \qquad (4.2.31)$$

R_d ：死荷重反力(kgf)

K_{ve} ：支圧面積から地震時の設計変位 u_B に相当する面積を控除した有効支圧面積 A_{Re} に対する鉛直剛性で，式（4.2.11）による。

β ：内部補強鋼板の橋軸直角方向幅 b を橋軸方向幅 a で除した値

α_e ：ゴム一層分の回転角

f_s ：ゴムの局部せん断ひずみに対する安全率で，表－4.2.4による。

表－4.2.4　局部せん断ひずみの安全率

	常　時	震度法による設計	地震時保有水平耐力法による設計
安全率	2.5	1.8	1.2

(7)　内部補強鋼板の応力度

内部補強鋼板の応力度照査は，式（4.2.32）および式（4.2.33）により行うものとする。

$$\sigma_s \leqq \sigma_{sa} \tag{4.2.32}$$

$$\sigma_s = \sigma_c \frac{t_e}{t_s} \tag{4.2.33}$$

ここに，

σ_s ：内部補強鋼板の引張応力度(kgf/cm²)

σ_{sa}：内部補強鋼板の引張許容応力度(kgf/cm²)

σ_c ：鉛直荷重による平均支圧応力度(kgf/cm²) で，式（4.2.3）による最大支圧応力度を用いる。

t_s ：内部補強鋼板の厚さ(cm)

なお，内部補強鋼板が有孔の場合は，有孔分を控除した有効断面に対して応力度を照査するものとする。

(1)　道路橋支承便覧「3.6ゴム支承の設計」に基づき，活荷重による応力振幅に対する疲労耐力を確保するために応力振幅を式（4.2.2）により規定したものである。

(2)　式（4.2.9）は，道路橋支承便覧「3.6　ゴム支承の設計」に基づき，積層ゴム支承が水平力によりせん断変形すると仮定して積層ゴム支承の等価剛性（水平剛性）を算出するようにしたものである。

(3)　道路橋支承便覧「3.6　ゴム支承の設計」に基づき規定した。

(4)　道路橋支承便覧「3.6　ゴム支承の設計」に基づいたものである。せん断ひずみの許容値は常時には70%，震度法による設計では150%，地震時保有水平耐力法による設計では250%と規定した。地震時保有水平耐力法に用いる許容せん断ひずみを250 %としたのは，天然ゴムあるいはクロロプレンゴムからなる積層ゴム支承の荷重～変位の関係が線形とみなせる範囲から定めたものである。地震時に支承が安定した特性を示す範囲にあるためには，荷重～変位の関係が線形にあることが望ましいことから，このように規定したものである。

高減衰ゴムのようにせん断ひずみに対して水平反力が非線形を示すものについては，その関係が十分把握された範囲において許容せん断ひずみの許容値を定めなければならない。

(5)　道路橋支承便覧「3.6　ゴム支承の設計」では，短辺長 a あるいは b がゴム総厚の5倍以上かつ10cm以上という形状率による規定が示されているが，ここではゴムの材料定数や設計荷重を反映するために，座屈理論に基づく近似式を規定した。

(6)　道路橋支承便覧「3.6　ゴム支承の設計」に基づき，鉛直荷重，水平力，ならびに回転変形により積層ゴム端部に生じる局部せん断ひずみが許容値以内にあることを規定したものである。道路橋支承便覧では常時に対してのみ局部せん断ひずみの照査をすることとしているが，免震設計では積層ゴム支承は免震装置として主要な構成部材であることから，ここでは，局部せん断ひずみの照査を地震時にも適用することとした。

(7)　道路橋支承便覧「3.6　ゴム支承の設計」に基づき，ゴム材に発生する応力は平均支圧応力度（σ_c）と同一と仮定し，計算には最大圧縮応力度（σ_{max}）を用いるものとした。

4.3 鉛プラグ入り積層ゴム支承の設計

4.3.1 一　般

鉛プラグ入り積層ゴム支承は，免震設計に必要とされる柔軟性と減衰効果を与えるように，降伏荷重，二次剛性を設定し，常時および地震時の荷重によって生じる応力・ひずみに対して安全性を有するように設計するものとする。

鉛プラグ入り積層ゴム支承は，その中央部に円柱状の穴を開けた状態で加硫成形した積層ゴムに円柱状の鉛プラグを圧入し，積層ゴムと鉛プラグを一体化した免震支承である。通常，ゴム材としてはせん断弾性係数 G_0 = 8～12kgf/cm²の天然ゴムが，鉛材としては純度 99.99%以上の鉛地金が使用される。積層ゴム支承部は上部構造の荷重を支える支承およびアイソレーターとして機能し，鉛プラグはその弾塑性変形によりエネルギーを吸収するダンパーとして機能する。

4.3.2 鉛プラグ入り積層ゴム支承の動的特性

(1) 等価線形モデル

等価線形モデルを用いる場合の免震支承の等価剛性および等価減衰定数は，それぞれ，式（4.3.1）および式（4.3.2）により算出するものとする。

$$K_B = \frac{A_R \cdot G \cdot \gamma_e + A_P \cdot q}{u_{Be}} \qquad (4.3.1)$$

$$h_B = \frac{2\,Q_d \left\{ u_{Be} + Q_d / (K_2 - K_1) \right\}}{\pi\, u_{Be} (Q_d + u_{Be} K_2)} \qquad (4.3.2)$$

ここに，

K_B ：図－4.3.1に示す免震支承の等価剛性(kgf/cm)
h_B ：図－4.3.1に示す免震支承の等価減衰定数
u_{Be}：免震支承の有効設計変位(cm)で，3.4.1の規定による。
Q_d ：図－4.3.1に示す免震支承の降伏荷重(kgf)で，式（4.3.7）により算出する。
K_1 ：図－4.3.1に示す免震支承の一次剛性(kgf/cm)で，式（4.3.8）により算出する。
K_2 ：図－4.3.1に示す免震支承の二次剛性(kgf/cm)で，式（4.3.9）により算出する。
A_R ：ゴムの支圧面積（cm²）で，鉛の断面積を控除した内部補強鉄筋鋼板の面積をとる。
A_P ：鉛の断面積(cm²)
G ：ゴムのせん断弾性係数(kgf/cm²)
γ ：ゴムの有効せん断ひずみで，式（4.3.3）により算出する。

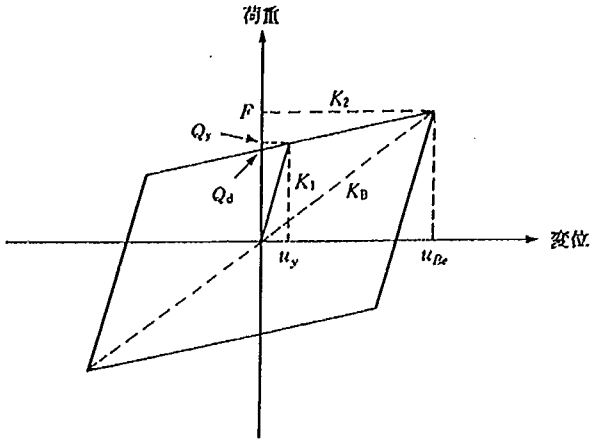
$$\gamma = \frac{u_{Be}}{\Sigma\, t_e} \qquad (4.3.3)$$

$\Sigma\, t_e$ ：ゴムの総厚(cm)
t_e ：ゴム一層の厚さ(cm)
q ：鉛のせん断応力度（kgf/cm²）で，式（4.3.4）～式（4.3.6）により算出する。

$$q = -283.6\,\gamma^2 + 183.8\,\gamma + 85.0 \quad (0 \leqq \gamma \leqq 0.5) \qquad (4.3.4)$$

$$q = 28.3\,\gamma^2 - 128.1\,\gamma + 163.0 \quad (0.5 < \gamma \leqq 2.0) \qquad (4.3.5)$$

$q = 20$ （$2.0 < \gamma \leqq 2.5$） (4.3.6)



図－4.3.1 鉛プラグ入り積層ゴム支承の履歴特性

(2) 非線形モデル

バイリニアモデルを用いる場合の免震支承の降伏荷重，一次剛性，二次剛性は式（4.3.7）～式（4.3.9）により算出する。

$$Q_d = A_P \cdot q_0 \quad (4.3.7)$$

$$K_1 = 6.5 \times K_2 \quad (4.3.8)$$

$$K_2 = \frac{F - Q_d}{u_{Be}} \quad (4.3.9)$$

ここに，

A_P ：免震支承の鉛の断面積(cm²)

q_0 ：図－4.3.1に示す免震支承の降伏荷重時の鉛のせん断応力度（85.0kgf/cm²）

Q_d ：図－4.3.1に示す免震支承の降伏荷重(kgf)で，式(4.3.7)により算出する。

K_1 ：図－4.3.1に示す免震支承の一次剛性(kgf/cm)で，式(4.3.8)により算出する。

K_2 ：図－4.3.1に示す免震支承の二次剛性(kgf/cm)で，式(4.3.9)により算出する。

u_{Be}：免震支承の有効設計変位(cm)で，3.4.1の規定による。

F ：最大せん断力(kgf)で，式(4.3.10)により算出する。

$$F = A_R \cdot G \cdot \gamma + A_P \cdot q \quad (4.3.10)$$

A_R ：ゴムの支圧面積で，鉛の断面積を控除した内部補強鋼板の面積(cm²)をとる。

G ：ゴムのせん断弾性係数(kgf/cm²)

γ ：ゴムの有効せん断ひずみで，式（4.3.3）により算出する。

q ：鉛のせん断応力度(kgf/cm²)で，式（4.3.4）～式（4.3.6）により算出する。

(1) 鉛プラグ入り積層ゴム支承の水平荷重～水平変位曲線が，(2)項に示す特性値からなるバイリニアモデルで近似されるとして，免震支承の等価剛性および等価減衰定数の算出式を規定した。

(2) 免震支承の降伏荷重および二次剛性は，多数の載荷実験に基づいて規定した。

4.3.3　鉛プラグ入り積層ゴム支承の静的特性

クリープ，乾燥収縮および温度変化などの影響による緩速変形による水平せん断力は，式（4.3.11）により算出するものとする。

$$F_s = 0.2\ Q_d + K_B \cdot u_s \qquad (4.3.11)$$

ここに，

F_s ：緩速変形による免震支承の水平せん断力(kgf)

Q_d ：免震支承の降伏荷重(kgf)で，式（4.3.7）により算出する。

K_B ：積層ゴム支承の等価剛性（ゴム単体の剛性）(kgf/cm)で，式（4.3.12）により算出する。

$$K_B = A_R \cdot G / \Sigma\, t_e \qquad (4.3.12)$$

u_s ：クリープ，乾燥収縮および温度変化による変位(cm)

緩速変形に対しては，鉛の応力緩和により鉛の水平抵抗力は式（4.3.7）による降伏荷重Q_dよりも大きく低下する。ここでは，ニュージーランドや国内における実験結果をもとに，低減率を0.2として，式（4.3.11）を規定した。

4.3.4　鉛プラグの形状

鉛プラグの断面形状は円形とし，式(4.3.13)を満足するものとする。

$$1.25 \leqq \frac{H_P}{D_P} \leqq 5.0 \qquad (4.3.13)$$

ここに，

H_P ：鉛プラグの有効高さ(cm)で，ゴムの総厚をとる。

D_P ：鉛プラグの直径(cm)

鉛プラグの高さが直径に比べて大きすぎると，積層ゴムによる鉛プラグの拘束が十分ではなく，反対に小さすぎると鉛プラグの両端コーナーがボール状に変形する。いずれの場合も良好な復元力特性が得られなくなることから，形状の制限を設けた。1本の鉛プラグで式（4.3.13）を満足できない場合には，複数の鉛プラグを使用するのがよい。複数の鉛プラグを用いても鉛の特性が低下しないことは，実験により確かめられている。

4.4　高減衰積層ゴム支承の設計

4.4.1　一　　般

高減衰積層ゴム支承は，免震設計に必要とされる柔軟性と減衰効果を与えるように等価剛性及び等価減衰定数を設定し，常時および地震時の荷重によって生じる応力・ひずみに対して安全性を有するように設計するものとする。

高減衰積層ゴム支承は，ゴム自体に減衰性を付与したゴム素材を使用している。このため，高減衰ゴム自体で

復元力を発生させる水平ハネ特性と，エネルギー吸収のための履歴減衰性能を兼ね具えた免震装置として機能する。

高減衰積層ゴム支承の水平荷重～水平荷重の関係は，ゴムに生じるせん断ひずみに依存する。このため，ゴムに生じるせん断ひずみを考慮して免震支承の等価剛性と等価減衰定数をモデル化しなければならない。

4.4.2 高減衰積層ゴム支承の動的特性

(1) 等価線形モデル

等価線形モデルを用いる場合の免震支承の等価剛性および等価減衰定数は，それぞれ，式（4.4.1）および（4.4.2）により算出してもよい。

$$K_B = \frac{A_R \cdot G(\gamma)}{\Sigma t_e} \tag{4.4.1}$$

$$h_B = b_0 + b_1 \gamma + b_2 \gamma^2 + \cdots + b_i \gamma^i \tag{4.4.2}$$

ここに，

K_B ：図－4.4.1に示す免震支承の等価剛性(kgf/cm)

A_R ：ゴムの支圧面積(cm²)

Σt_e ：ゴムの総厚(cm)

t_e ：ゴム一層の厚さ(cm)

$G(\gamma)$ ：ゴムのせん断弾性係数(kgf/cm²)で，式（4.4.3）により算出する。

$$G(\gamma) = a_0 + a_1 \gamma + a_2 \gamma^2 + \cdots + a_i \gamma^i \tag{4.4.3}$$

a_i ：せん断弾性係数のせん断ひずみ依存に関する係数

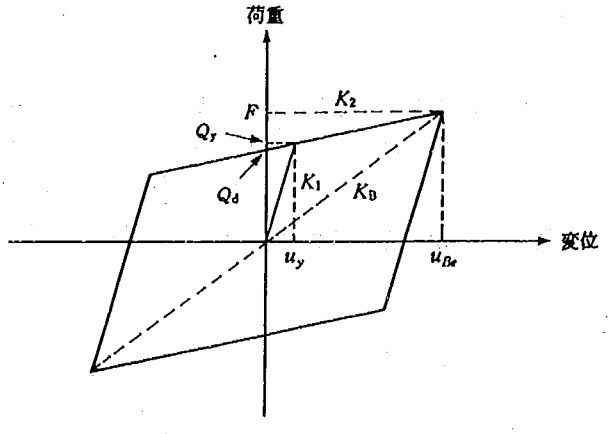
γ ：ゴムの有効せん断ひずみで，式（4.4.4）により算出する。

$$\gamma = \frac{u_{Be}}{\Sigma t_e} \tag{4.4.4}$$

h_B ：免震支承の等価減衰定数

b_i ：免震支承の等価減衰定数のひずみ依存に関する係数

u_{Be}：免震支承の有効設計変位(cm)で，3.4.1の規定による。



図－4.4.1 高減衰積層ゴム支承の履歴特性

(2) 非線形モデル

バイリニアモデルを用いる場合の免震支承の一次剛性，二次剛性，降伏荷重は，それぞれ，式（4.4.5）～式（4.4.7）により算出する。

$$K_1 = A_R \cdot G_1 / \Sigma t_e \quad (4.4.5)$$
$$K_2 = A_R \cdot G_2 / \Sigma t_e \quad (4.4.6)$$
$$Q_d = A_R \cdot \tau_d \quad (4.4.7)$$
$$Q_y = A_R \cdot \tau_y \quad (4.4.8)$$

ここに，

K_1 ：図－4.4.1に示す免震支承の一次剛性(kgf/cm)
K_2 ：図－4.4.1に示す免震支承の二次剛性(kgf/cm)
Q_d ：図－4.4.1に示す免震支承の降伏荷重(kgf)
Q_y ：図－4.4.1に示す免震支承の降伏力(kgf)
A_R ：ゴムの支圧面積(cm²)
G_1 ：免震支承の一次剛性に関する高減衰ゴムのせん断弾性係数（kgf/cm²）で，式（4.4.9）により算出する。

$$G_1 = \frac{C(\gamma_M) - \pi/2 \cdot h_B + C(\gamma_M) \cdot \pi/2 \cdot h_B}{C(\gamma_M) - \pi/2 \cdot h_B} \cdot G(\gamma_M) \quad (4.4.9)$$

$$C(\gamma_M) = c_0 + c_1 \gamma_M + c_2 \gamma_M^2 + \cdots + c_k \gamma_M^k \quad (4.4.10)$$

γ_M ：非線形モデルを定義する場合の定常ループにおけるゴムの最大ひずみ
$C(\gamma_M)$ ：せん断ひずみによる係数で、式（4.4.10）により算出する。
c_k ：係数$C(\gamma_M)$のせん断ひずみ依存に関する係数
G_2 ：免震支承の二次剛性に関する高減衰ゴムのせん断弾性係数（kgf/cm²）で，式（4.4.11）により算出する。

$$G_2 = (1 - C(\gamma_M)) \cdot G(\gamma_M) \quad (4.4.11)$$

τ_y ：降伏応力度で，式（4.4.12）により算出する。

$$\tau_y = \frac{G_1}{G_1 - G_2} \cdot \tau_d \quad (4.4.12)$$

τ_d ：せん断ひずみが零の場合のせん断応力度（kgf/cm²）で，式（4.4.13）により算出する。

$$\tau_d = \tau_M \cdot C(\gamma_M) \quad (4.4.13)$$

τ_M ：等価せん断応力度(kgf/cm²）で，式（4.4.14）により算出する。

$$\tau_M = G(\gamma_M) \cdot \gamma_M \quad (4.4.14)$$

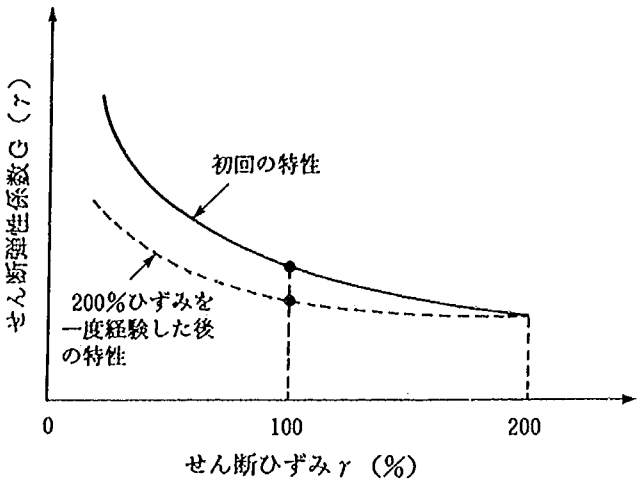
Σt_e ：ゴムの総厚(cm)
t_e ：ゴム一層の厚さ(cm)

(1) 等価剛性の算出に用いるゴムのせん断弾性係数および等価減衰定数は，せん断ひずみ依存性を持つ非線形な特性を示すため，式（4.4.2）および式（4.4.3）のようにせん断ひずみγによる回帰式として表すこととした。

また，せん断弾性係数および等価減衰定数は，荷重履歴に対する依存性を持っている。せん断弾性係数の荷重履歴に対する依存性とは，過去に経験した最大のせん断ひずみの大きさにより，同じひずみにおいても発現されるせん断弾性係数が異なることをいう。一例として，初めて100%のせん断ひずみを受けた場合の高減衰ゴムのせん断弾性係数と，一度200%のせん断ひずみを経験した後に100%のせん断ひずみを受けた場合の高減衰ゴムのせん断弾性係数の比較を図－解4.4.1に示す。荷重履歴によって高減衰ゴムのせん断弾性係数が小さくなることを示している。このように事前に経験した最大ひずみの影響は，最大ひずみを経験した後の時間経過とともに元に復する傾向を持っている。このようなことから，ここでは，図－解4.4.1に示すように200 %

のせん断ひずみを経験する前の高減衰ゴムのせん断弾性係数と 200%のせん断ひずみを経験した後の高減衰ゴムのせん断弾性係数の平均値を設計に用いる高減衰ゴムのせん断弾性係数とした。

高減衰ゴムでは等価減衰定数も，わずかではあるが荷重履歴に対する依存性を持つ。式（4.4.2）はせん断弾性係数と同様に 200%のせん断ひずみを経験する前と後の等価減衰定数の平均値を与えるものである。式（4.4.2），（4.4.3）の係数 a_1，b_1 は高減衰ゴムの種類によって異なるため，高減衰ゴムの種類ごとに試験によって定めなければならない。



図－解4.4.1　せん断弾性係数の荷重履歴依存性

(2) 非線形モデルを表す各式は，以下の条件により定義した。

① バイリニアモデルにおける割線剛性は，実際に得られる履歴曲線の等価剛性と等しくする。

② 二次剛性 G_2 は，実際に得られる履歴曲線の降伏荷重点（Q_d）と最大変位点を結ぶ直線で示される剛性を基準とする。

③ バイリニアモデルにおける減衰定数が，実際に得られる履歴曲線における減衰定数と等しくなるように一次剛性 G_1 を定める。

式（4.4.10）に示す $C(\gamma_M)$ は，次式による最大変位荷重（Q_M）と降伏荷重（Q_d）の比であり，係数 c_k は各ひずみにおける値から回帰式として求めるものとした。

$$C(\gamma_M) = Q_d / Q_M \qquad (解4.4.1)$$

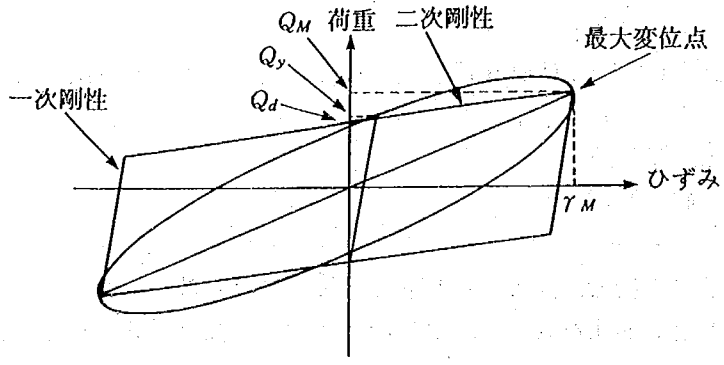
これにより，

$$Q_M = G(\gamma_M) \cdot \gamma_M \qquad (解4.4.2)$$

また上記仮定②より

$$G_2 \cdot \gamma_M = Q_M - Q_d \qquad (解4.4.3)$$

上記式（解4.4.2）および（解4.4.3）より式（4.4.11）が導出される。
同様に式（4.4.9）は，仮定③より導出される。



図－解4.4.2　非線形モデル

4.4.3　高減衰積層ゴム支承の静的特性

クリープ，乾燥収縮および温度変化などの影響によって生じる緩速変形による免震支承の水平力は，式（4.4.15）により算出するものとする。

$$F_s = K_s \cdot u_s \qquad (4.4.15)$$

ここに，

F_s　：緩速変形による免震支承の水平せん断力(kgf)

K_s　：緩速変形時の免震支承の等価剛性（kgf/cm）で，式（4.4.16）により算出する。

$$K_s = A_R \cdot G_s / \Sigma t_e \qquad (4.4.16)$$

u_s　：クリープ，乾燥収縮および温度変化による変位(cm)

A_R　：ゴムの支圧面積(cm²)

G_s　：緩速変形時のゴムのせん断弾性係数(kgf/cm²)

Σt_e　：ゴムの総厚(cm)

t_e　：ゴム一層の厚さ(cm)

高減衰積層ゴム支承の等価剛性は変形速度に依存した特性を示し，緩速載荷時には式（4.4.1）よりも一般に小さい等価剛性を与える。緩速載荷時の高減衰ゴムのせん断弾性係数 G_s は，高減衰ゴムの種類によって変化するため，7.3に規定する性能確認試験によって定めなければならない。

4.5　鋼製ダンパーの設計

4.5.1　一　　般

鋼製ダンパーは，免震設計に必要な減衰効果を与えるように等価剛性および降伏変位を設定するとともに，常時および地震時のくり返し変形に対して安全なものでなければならない。

鋼製ダンパーは，積層ゴム支承によって死荷重や活荷重を支持した状態で，鋼材の塑性変形により地震時の振動エネルギーを吸収し，積層ゴム支承に生じる水平変位を抑制するダンパーである。大変形に追従でき，くり返し変形に対して安定した特性を発揮するように，様々な形状のものが考案されている。

4.5.2　鋼製ダンパーの動的特性

(1)　等価線形モデル

免震装置の等価剛性および等価減衰定数は，それぞれ，式（4.5.1）および式（4.5.2）により算出するものとする。

$$K_B = \frac{Q_d}{u_{Be}} + K_2 \qquad (4.5.1)$$

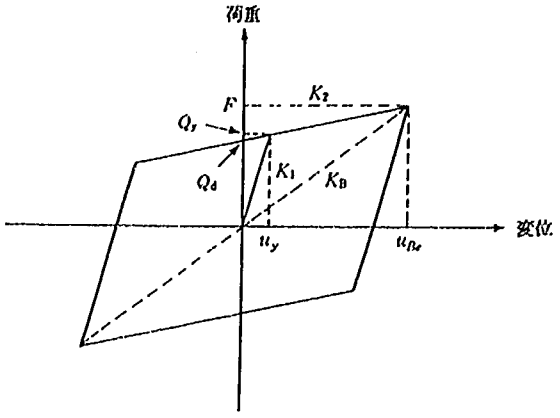
$$h_B = \frac{2 \cdot Q_d \cdot \{u_{Be} + Q_d / (K_2 - K_1)\}}{\pi \cdot u_{Be} \cdot (Q_d + u_{Be} \cdot K_2)} \qquad (4.5.2)$$

ここに，

K_B　図－4.5.1に示す免震装置の等価剛性(kgf/cm)

h_B　：免震装置の等価減衰定数

Q_d ：図－4.5.1に示す免震装置の降伏荷重(kgf)で，式（4.5.3）により算出する。
K_1 ：図－4.5.1に示す免震装置の一次剛性(kgf/cm)で，式（4.5.5）により算出する。
K_2 ：図－4.5.1に示す免震装置の二次剛性(kgf/cm)で，式（4.5.6）により算出する。
u_{Be}：免震装置の有効設計変位(cm)で，3.4.1の規定による。



図－4.5.1　鋼製ダンパーと積層ゴム支承の組み合わせからなる免震装置の履歴特性

(2) 非線形モデル

バイリニアモデルを用いる場合の免震装置の降伏荷重，一次剛性および二次剛性は，それぞれ，式（4.5.3）～式（4.5.6）により算出するものとする。

$$Q_d = Q_y \ (1 - K_2 / K_1) \qquad (4.5.3)$$
$$Q_y = u_y \cdot K_1 \qquad (4.5.4)$$
$$K_1 = K_d + K_H \qquad (4.5.5)$$
$$K_2 = K_H \qquad (4.5.6)$$

ここに，

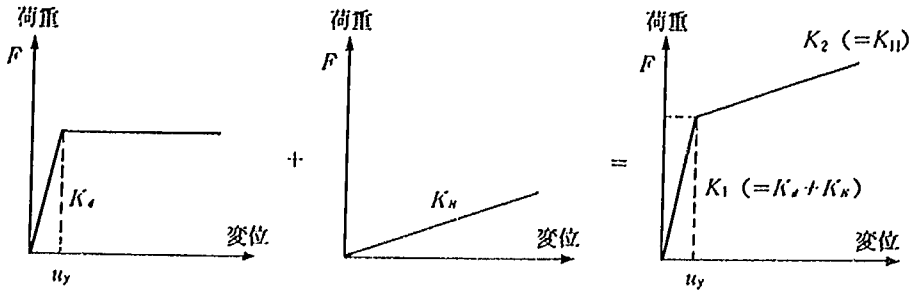
Q_d ：図－4.5.1に示す免震装置の降伏荷重(kgf)
Q_y ：図－4.5.1に示す免震装置の降伏力(kgf)
u_y ：鋼製ダンパーの降伏変位(cm)
K_d ：鋼製ダンパーの弾性剛性(kgf/cm)
K_H ：積層ゴム支承の等価剛性(kgf/cm)
K_1 ：図－4.5.1に示す免震装置の一次剛性(kgf/cm)
K_2 ：図－4.5.1に示す免震装置の二次剛性(kgf/cm)

(1) (2)項に示すバイリニアモデルで近似される場合の，鋼製ダンパーとアイソレーターを組み合わせた免震装置の等価剛性および等価減衰定数の算出式を規定した。

(2) 鋼製ダンパーの降伏力 Q_y，降伏変位 u_y，水平剛性 K_d は，鋼製ダンパーの形状および材質によって異なるため，鋼製ダンパー単体の性能確認試験を行い，特性値を評価しなければならない。

免震装置の復元力特性は，図－解4.5.1に示すように鋼製ダンパーと積層ゴム支承の復元力の和として算出され，一般にバイリニアモデルによって表すことができる。

免震装置の一次剛性は，鋼製ダンパーの降伏前の剛性と積層ゴム支承の剛性の和として算出される。また，免震装置の二次剛性は鋼製ダンパーの降伏後の剛性と積層ゴム支承の等価剛性の和として算出されるが，一般に鋼製ダンパーの降伏後の剛性は無視しうるほど小さいので，免震装置の二次剛性として積層ゴム支承の等価剛性を用いることができる。



(a) 鋼製ダンパー　　(b) 積層ゴム支承　　(c) 積層ゴム支承＋鋼製ダンパー

図－解4.5.1　鋼製ダンパーと積層ゴム支承の復元力特性

4.5.3　鋼製ダンパーの静的特性

クリープ，乾燥収縮および温度変化などの緩速変形時による免震装置の水平力は，4.5.2の規定と同じ値を用いるものとする。

鋼製ダンパーおよび積層ゴム支承の復元力特性は，変形速度にほとんど依存しない。このため，4.5.2に規定する動的特性を緩速変形に対しても用いることができる。

4.6　摩擦ダンパーの設計

4.6.1　一　　般

摩擦ダンパーは，免震設計に必要とされる減衰効果を与えるように摩擦力を設定し，常時および地震時のくり返し変形に対して安全なものでなければならない。

摩擦ダンパーは，摩擦力を伴った摺動によって地震動エネルギーを消費することにより減衰性能を得るものである。一般に，摩擦ダンパーは，積層ゴム支承などのアイソレーターと組み合わせて使用される。摩擦ダンパー単体の復元力特性は一般に剛塑性型であるが，アイソレーターと組み合わせた場合の復元力特性は，バイリニア型にモデル化することができる。

4.6.2　摩擦ダンパーの動的特性

(1)　等価線形モデル

等価線形モデルを用いる場合の摩擦ダンパーとアイソレーターの組合せからなる免震装置の等価剛性および等価減衰定数は，それぞれ以下に示す方法により算出するものとする。

(a)　免震装置の復元力が図－4.6.1(a)に示すA型のバイリニアにモデル化できる場合

$$K_B = \frac{Q_d}{u_{Be}} + K_2 \qquad (4.6.1)$$

$$h_B = \frac{2 \cdot Q_d}{\pi \ (Q_d + K_2 \ \cdot u_{Be})} \qquad (4.6.2)$$

ここに，

K_B ：免震装置の等価剛性(kgf/cm)

h_B ：免震装置の等価減衰定数

Q_d ：免震装置の降伏荷重(kgf)で，式（4.6.7）により算出する。

u_{Be}：免震装置の有効設計変位(cm)で，3.4.1の規定による。

K_2 ：免震装置の二次剛性(kgf/cm)で，式（4.6.6）により算出する。

(b) 免震装置の復元力特性が図－4.6.2(a)に示すB型のバイリニアにモデル化できる場合

$$K_B = \frac{Q_d}{u_{Be}} + K_2 \qquad (4.6.3)$$

$$h_B = \frac{2 \cdot Q_d \{u_{Be} + Q_d / (K_2 - K_1)\}}{\pi \cdot u_{Be} (Q_d + K_2 \cdot u_{Be})} \qquad (4.6.4)$$

ここに，

K_B ：免震装置の等価剛性(kgf/cm)

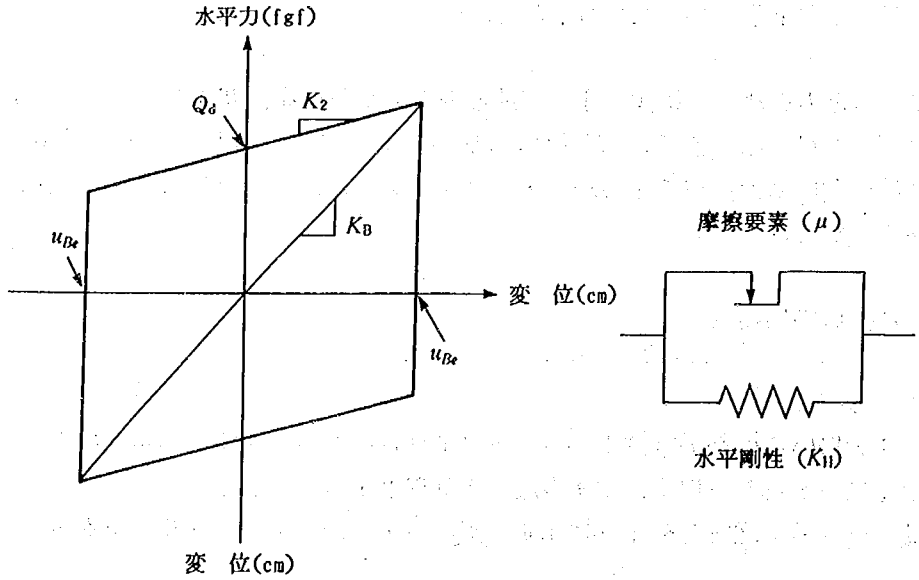
h_B ：免震装置の等価減衰定数

Q_d ：免震装置の降伏荷重（kgf)で，図－4.6.2(b)に示す構造モデル（タイプⅡ）の場合には式（4.6.11）により，図－4.6.2(c)に示す構造モデル（タイプⅢ）の場合には式（4.6.15）により算出する。

u_{Be}：免震装置の有効設計変位(cm)で，3.4.1の規定による。

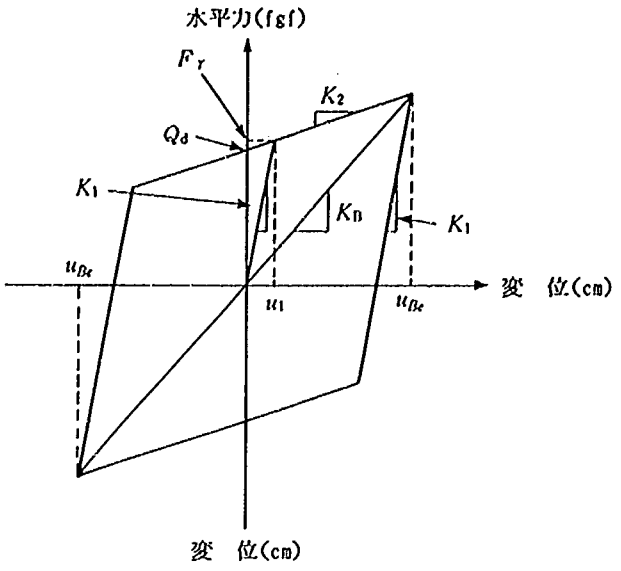
K_1 ：免震装置の一次剛性(kgf/cm)で，図－4.6.2(b)に示す構造モデル（タイプⅡ）の場合には式（4.6.9）により，図－4.6.2(c)に示す構造モデル（タイプⅢ）の場合には式（4.6.13）により算出する。

K_2 ：免震装置の二次剛性(kgf/cm)で，図－4.6.2(b)に示す構造モデル（タイプⅡ）の場合には式（4.6.10）により，図－4.6.2(c)に示す構造モデル（タイプⅢ）の場合には式（4.6.14）により算出する。

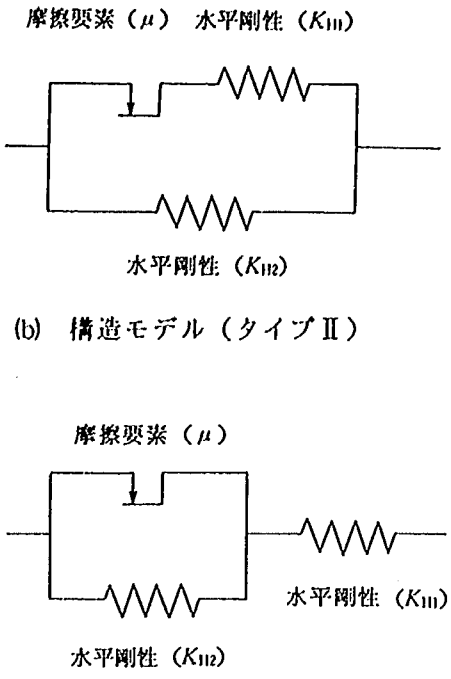


(a) A型のバイリニアモデル　　(b) 構造モデル（タイプⅠ）

図－4.6.1 A型のバイリニアモデルと構造モデル



(a)　B型のバイリニアモデル



図－4.6.2　B型のバイリニアモデルと構造モデル

(2)　非線形モデル

バイリニアモデルを用いる場合の摩擦ダンパーとアイソレーターの組み合わせからなる免震装置の一次剛性，二次剛性および降伏強度は，以下に示す方法により算出する。

(a)　A型のバイリニアモデルの場合

$$K_1 = \infty \tag{4.6.5}$$
$$K_2 = K_H \tag{4.6.6}$$
$$Q_d = F_r \tag{4.6.7}$$

ここに，

K_1　：免震装置の一次剛性(kgf/cm)
K_2　：免震装置の二次剛性(kgf/cm)
K_H　：アイソレーターの水平剛性(kgf/cm)
Q_d　：免震装置の降伏強度(kgf)
F_r　：摩擦ダンパーの摩擦力(kgf)で，式（4.6.8）により算出する。

$$F_r = \mu \cdot R \tag{4.6.8}$$

μ　：摩擦ダンパーの動摩擦係数
R　：摩擦ダンパーの摩擦面に作用する鉛直荷重(kgf)

(b)　B型のバイリニアモデルの場合で，構造モデル（タイプⅡ）の場合

$$K_1 = K_{H1} + K_{H2} \tag{4.6.9}$$
$$K_2 = K_{H2} \tag{4.6.10}$$
$$Q_d = F_r - u_1 \cdot K_2 \tag{4.6.11}$$

ここに，

K_1 ：免震装置の一次剛性(kgf/cm)

K_2 ：免震装置の二次剛性(kgf/cm)

K_{H1}，K_{H2}：図－4.6.2(b)に示す2種類のアイソレーターのそれぞれの水平剛性(kgf/cm)

Q_d ：免震装置の降伏強度(kgf)

F_r ：摩擦ダンパーの摩擦力(kgf)で，式（4.6.8）により算出する。

u_1 ：摩擦面が滑動するまでに免震装置に生じる変位(cm)で，式（4.6.12）により算出する。

$$u_1 = F_r / K_1 \tag{4.6.12}$$

(c) B型のバイリニアモデルの場合で，構造モデル（タイプⅢ）の場合

$$K_1 = K_{H1} \tag{4.6.13}$$

$$K_2 = \frac{1}{(1/K_{H1}) + (1/K_{H2})} \tag{4.6.14}$$

$$Q_d = F_r - u_1 \cdot K_2 \tag{4.6.15}$$

ここに，

K_1 ：免震装置の一次剛性(kgf/cm)

K_2 ：免震装置の二次剛性(kgf/cm)

K_{H1}，K_{H2}：図－4.6.2(c)に示す2種類のアイソレーターのそれぞれの水平剛性(kgf/cm)

F_r ：摩擦ダンパーの摩擦力(kgf)で，式（4.6.8）により算出する。

u_1 ：摩擦面が滑動するまでに免震装置に生じる変位(cm)で，式（4.6.16）により算出する。

$$u_1 = F_r / K_1 \tag{4.6.16}$$

(1) 一般に，摩擦ダンパーとアイソレーターの組み合わせからなる免震装置の復元力特性は，バイリニアモデルに近似させることができる。しかし，摩擦ダンパーとアイソレーターの組み合わせの方法によってバイリニアモデルの形態が異なる場合がある。ここでは，図－4.6.1(b)に示す構造モデル（タイプⅠ），図－4.6.2(b)に示す構造モデル（タイプⅡ）および図－4.6.2(c)に示す構造モデル（タイプⅢ）の3種類の構造モデルを考慮し，それぞれの構造モデルにおけるバイリニアモデルに対する等価剛性および等価減衰定数の算定式を規定した。ただし，構造モデル（タイプⅠ）と構造モデル（タイプⅢ）の場合には，共通の形態のバイリニアにモデル化することができるので，バイリニアモデルは，図－4.6.1(a)に示すA型のバイリニアモデルと図－4.6.2(a)に示すB型のバイリニアモデルの2種類である。

(2) 構造モデル（タイプⅠ）は，摩擦ダンパーと1種類のアイソレーターとが並列に組み合わさったものである。この場合には，摩擦面が滑動するまではアイソレーターは作動しないので，バイリニアモデルの一次剛性は無限大になる。アイソレーターは摩擦面が滑動した後に作動し，アイソレーターの水平剛性がバイリニアモデルの二次剛性となる。構造モデル（タイプⅡ）および構造モデル（タイプⅢ）は，摩擦ダンパーと2種類のアイソレーターが，それぞれ図－4.6.2(b)および図－4.6.2(c)のように組み合わさったものである。構造モデル（タイプⅢ）の場合には，摩擦面が滑動するまでは2種類のアイソレーターがともに作動し，2種類のアイソレーターの水平剛性の和が一次剛性となる。摩擦面が滑動した後は摩擦ダンパーと並列に置かれたアイソレーターのみが作動し，その水平剛性が二次剛性となる。構造モデル（タイプⅢ）の場合には，摩擦面が滑動するまでは摩擦ダンパーと直列するアイソレーターのみが作動し，その水平剛性が一次剛性となる。摩擦面が滑動した後は2種類のアイソレーターがともに作動し，2種類のアイソレーターの水平剛性による直列剛性が二次剛性となる。

4.6.3　摩擦ダンパーの静的特性

クリープ，乾燥収縮および温度変化などの影響による緩速変形による水平力は，式（4.6.17）または（4.6.18）により算出するものとする。

クリープ，乾燥収縮および温度変化などによる変位によって摩擦面が滑動しない場合

$$F_s = u_s \cdot K_1 \qquad (4.6.17)$$

クリープ，乾燥収縮および温度変化などによる変位によって摩擦面が滑動する場合

$$F_s = \mu_s \cdot R + (u_s - u_{s1}) \cdot K_2 \qquad (4.6.18)$$

ここに，

F_s ：緩速変形による免震装置の水平力(kgf)

u_s ：クリープ，乾燥収縮および温度変化による変位（cm）

K_1 ：免震装置の一次剛性(kgf/cm)で，式（4.6.5）により算出する。

μ_s ：緩速変形による免震装置の摩擦係数

R ：摩擦面に作用する鉛直荷重(kgf)

u_{s1} ：摩擦面が滑動するまでに免震装置に生じる変位(cm)で，式（4.6.19）により算出する。

$$u_{s1} = \mu_s \cdot R / K_1 \qquad (4.6.19)$$

K_2 ：免震装置の二次剛性(kgf/cm)で，式（4.6.6）により算出する。

摩擦ダンパーの摩擦係数は非常にゆっくりとした静的な変形と動的な変形とでは異なり，変形速度に依存した特性を示す。このため，7章に規定する性能確認試験により摩擦係数を確認する必要がある。

4.7　粘性ダンパーの設計

4.7.1　一　　般

粘性ダンパーは，免震設計に必要な減衰効果を与えるように粘性抵抗力を設定し，常時および地震時の変形に対して安全なものでなければならない。

粘性ダンパーは，上下部構造間の相対速度に比例した粘性抵抗力を利用してエネルギー吸収を図るダンパーである。粘性ダンパー自体の弾性復元力は小さいため，通常は積層ゴム支承と併用される。

粘性ダンパーには，粘性流体がオリフィスを通過する際の抵抗力を利用したシリンダー型オイルダンパー，平板間の粘性体のせん断抵抗力を利用した粘性せん断ダンパー，抵抗板が粘性体中を移動する際に粘性体内に発生する内圧を利用した内圧型粘性ダンパーなどがある。

4.7.2　粘性ダンパーの動的特性

粘性ダンパーと積層ゴム支承の組み合わせからなる免震装置の等価剛性および等価減衰定数は，それぞれ，式（4.7.1）および式（4.7.2）により算出する。

$$K_B = K_H \qquad (4.7.1)$$

$$h_B = \frac{C_{eq}}{2\,(R \cdot K_B / g)^{1/2}} \qquad (4.7.2)$$

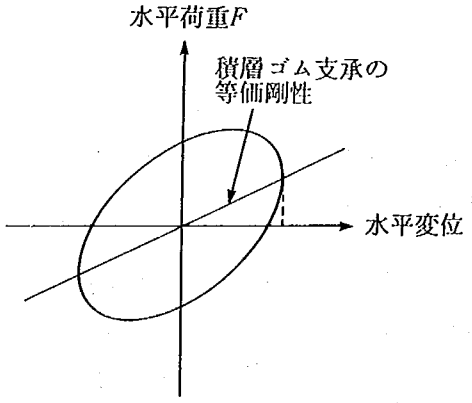
$$C_{eq}=\frac{F_{max}}{v_{max}} \qquad (4.7.3)$$

$$F_{max}=k\cdot e^{-at}\cdot v_{max} \qquad (4.7.4)$$

$$v_{max}=\frac{2\pi\cdot u_{Be}}{T} \qquad (4.7.5)$$

ここに,

K_B ：図－4.7.1に示す免震装置の等価剛性(kgf/cm)
h_B ：免震装置の等価減衰定数
K_H ：図－4.7.1に示す積層ゴム支承の等価剛性(kgf/cm)で，4.2.4の規定により算出する。
C_{eq} ：粘性ダンパーの等価粘性係数(kgf・sec/cm)で，式（4.7.3）により算出する。
R ：免震装置が支持する鉛直荷重(kgf)
g ：重力の加速度(=980cm/sec²)
F_{max} ：式（4.7.5）により算出される設計最大速度時のダンパーの抵抗力(kgf)
k ：粘性材料で定まる定数で，性能確認試験により定める。
e ：自然対数
t ：粘性体の温度（℃）
a，b：粘性材料で定まる定数で，性能確認試験により定める。
v_{max} ：設計最大速度(cm/sec)
u_{Be} ：免震装置の有効設計変位(cm)で，3.4.1の規定による。
T ：橋の固有周期(sec)



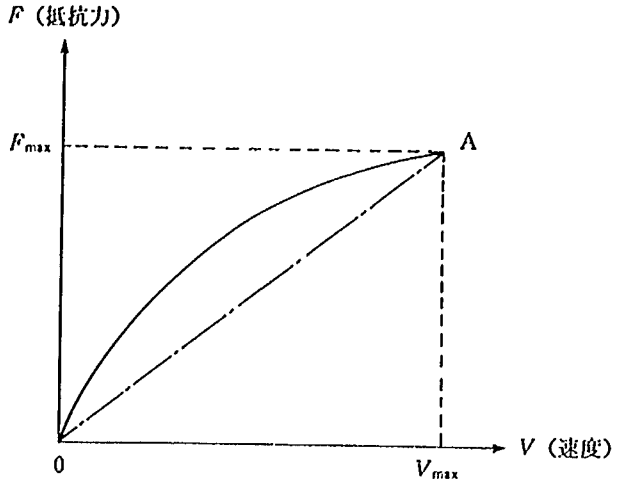
図－4.7.1 積層ゴム支承と組み合わせた粘性ダンパーの水平荷重～水平変位の履歴曲線

一般に，粘性ダンパー自身の弾性剛性は小さいことから，粘性ダンパーと積層ゴム支承の組み合わせからなる免震装置の等価剛性としては，積層ゴム支承の等価剛性を用いるものとした。ただし，粘性ダンパーの弾性剛性が積層ゴム支承の等価剛性に比べて無視できない場合には，それを評価しなければならない。

粘性ダンパーの水平荷重～水平変位の履歴曲線は図－4.7.1に示すように滑らかな楕円を描き，抵抗力は上下部構造間の相対速度に依存する。抵抗力と最大速度の関係は一般に図－解4.7.1に示すように放物線状となり線形ではないが，ここでは線形と仮定し，式（4.7.3）で算定される粘性係数を用いることとした。すなわち，図－解4.7.1に示すように，式（4.7.5）で算定される設計最大速度における割線勾配（直線ＯＡの勾配）を粘性係数としたものである。このようにして算出される粘性係数を用いれば，免震装置の設計変位内においては小さめの粘性係数を与え安全側の設計を行うことができる。式(4.7.2)は，上部構造重量，等価剛性およびダンパー

の等価粘性係数からなる一自由度振動系の減衰定数の算定式である。

粘性ダンパーの特性は，ダンパーの形式・形状，使用する粘性材料により異なるので，性能確認試験により特性を十分に確認する必要がある。



図－解4.7.1　粘性抵抗力と最大速度の一例

4.7.3　粘性ダンパーの静的特性

クリープ，乾燥収縮および温度変化などの影響による緩速変形による粘性ダンパーの抵抗力は零としてよい。

粘性ダンパーの抵抗力は上下部構造の相対速度に依存する。温度変化などにともない発生する上下部構造間の相対速度は一般に0.0001～0.0005mm/secであり，これによって生じる粘性ダンパーの抵抗力は小さい。このため，これを設計上無視することとした。

4.8　ローラー型免震支承の設計

4.8.1　一　　般

ローラー型免震支承は，免震設計に必要とされる減衰効果を与えるように等価剛性および等価減衰定数を設定し，常時および地震時の応力・ひずみに対して安全性を有するように設計する。

ローラー型免震支承は，高硬度ローラーよって鉛直力を支持し，下沓と底板の間に取り付けた高減衰ゴムのせん断変形によって復元力と減衰力を与える免震支承である。上部構造の回転は，積層ゴムによって吸収する構造となっている。

4.8.2　高硬度ローラーの設計

(1)　高硬度ローラーの材料は，C－13B（マルテンサイト系ステンレス鋼）を標準とし，調質材もしくは調質材に表面焼入れを施したものを使用する。

(2)　ローラーの本数は，原則として2本以上の偶数とする。

(3)　高硬度ローラーの耐荷力は，式（4.8.1）および式（4.8.2）によって照査する。

$$q \leqq k_2 \cdot r \qquad (4.8.1)$$

$$q = R_1 / \ell \qquad (4.8.2)$$

ここに，

q ：ローラーの単位長さ当たりの支圧力(kgf/cm)

k_2 ：ローラーの許容荷重係数(kgf/cm²)

調質材 （$H_B \geqq 217$)の場合 $k_2 = 310$

表面焼入れ（$H_B \geqq 475$)の場合 $k_2 = 980$

H_B ：JISZ2243に規定するブリネル硬さ

r ：ローラーの半径(cm)

ℓ ：ローラーの接触長さ(cm)

R_1 ：１本のローラーに作用する鉛直荷重(kgf)

(1) 高硬度ローラーの材料としては，道路橋支承便覧の高硬度ローラー材料のうち，使用実績が豊富であり，耐食性も良いC－13B（マルテンサイト系ステンレス鋼）を使用することを標準とした。C－13B材には，調質材のままのものと調質材に表面焼入れを施したものとがあり，それぞれ許容荷重係数が異なるが，鉛直荷重の大きさによって適宜使い分けるものとする。なお，C－13B材の化学成分，機械的性質は，道路橋支承便覧「3.3 材料」の規定に従うものとする。

(2) ローラーの本数は，ローラーにほぼ均等の支圧力を作用させるため，２本以上とし，かつ偶数本とした。

(3) 高硬度ローラーの単位長さ当たりの支圧力を算定する式（4.8.2）は，道路橋支承便覧「3.5 鋼製支承の設計」に基づいたもので，ローラーの表面の硬さを基準としたヘルツの接触理論より求めたものである。

4.8.3 ローラー型免震支承の動的特性

(1) 等価線形モデル

等価線形モデルを用いる場合の免震支承の等価剛性および等価減衰定数は，それぞれ式（4.4.1）および式（4.4.2）により算出するものとする。

(2) 非線形モデル

バイリニアモデルを用いる場合の免震支承の一次剛性，二次剛性，降伏荷重は，それぞれ式（4.4.5）～式（4.4.7）により算出するものとする。

ローラー型免震支承の動的特性は，ローラーと復元ゴム（高減衰ゴム）の復元力特性から算出される。ローラーの復元力には，ローラーと接触する下沓，底板間の摩擦力が存在するが，復元ゴムの復元力に比べ小さく，支承の動的特性に与える影響が小さいことから，これを設計上無視することとした。ローラー型免震支承の動的特性は復元ゴムに使用される高減衰ゴムの特性により決まる。このため「4.4.2 高減衰積層ゴム支承の動的特性」に従って算出するものとした。

4.8.4 ローラー型免震支承の静的特性

クリープ，乾燥収縮および温度変化などの影響による緩速変形による水平力は式（4.4.15）により算出するものとする。

動的特性と同様，静的復元力においてもローラーの摩擦力が復元ゴムの復元力に比べ小さく，設計上無視できる。このため，4.4.3の規定により緩速変形時の静的特性を算出するものとした。

5章　動的解析による照査

5.1　一　般

免震設計された橋の耐震性は，動的解析によって照査するのが望ましい。

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編によれば，免震設計された橋は，動的解析により安全性を照査することが望ましい橋に属する。このため，免震橋を適切に動力学モデルに置換し，震度法および地震時保有水平耐力法で設計した橋の耐震性を照査するのが望ましいと規定した。

ただし，免震設計された橋は，上部構造と下部構造の振動が切り離される結果，一般には震度法による静的な耐震計算が適用しやすい構造系である。したがって，免震設計された橋であるからという理由でむやみに動的解析する必要はない。照査すべき内容と項目を明確にした上で動的解析することが重要である。

一般に，震度法による静的な耐震計算では，解析しにくい条件としては，以下の場合がある。

a)　下部構造ごとに異なった地震入力が作用する場合
b)　地盤条件が極端に変化している場合
c)　免震装置および下部構造の非線形性を取り入れた場合

5.2　動的解析手法

動的解析は原則として等価線形化法を用いた応答スペクトル法により行うものとする。ただし，免震装置や地盤，下部構造の非線形特性を考慮して解析する場合には，時刻歴応答解析法により動的解析する。

免震装置の等価剛性や等価減衰定数を用いて等価線形化モデルにより動的解析する場合には，応答スペクトル法によることを原則とした。これは，一般に応答スペクトル法は時刻歴応答解析法と大差なく最大応答値を推定できるので，橋の動的解析に最も良く用いられていること，また，地震入力として標準的な加速度応答スペクトルを用いることができ，時刻歴応答解析法のように入力の加速度波形を必要としないこと等による。

5.3　解析モデル

動的解析では，入力レベルと照査項目に応じて，適切な解析モデルを用いる必要がある。一般に用いられるモデルには，以下のものがある。

1)　免震装置を等価剛性と等価減衰定数を有する線形ばねによって表わした線形解析モデル
2)　免震装置を非線形の復元力を有するばねによって表わした非線形解析モデル
3)　免震装置と橋脚をともに非線形の復元力を有するばねによって表わした非線形解析モデル

動的解析では，固有周期，減衰特性等，橋の動的特性を十分表現できる解析モデルを用いる必要がある。

減衰定数は，橋の応答に大きく影響するので，十分調査して定めなければならない。減衰定数は，免震装置により吸収されるエネルギー，部材の塑性的性質から生じる履歴減衰，振動エネルギーの地下逸散減衰などによって複雑に変化する。モード解析を行う場合の減衰定数としては，一般に表－解5.3.1の値が用いられる場合が多いので，参考にするとよい。

なお，表－解5.3.1の各要素の減衰定数の参考値は，下部・基礎構造を線形ばねによってモデル化することを前提とした値であり，下部・基礎構造を非線形要素によってモデル化する場合には適用してはならない。

表－解5.3.1　各構造要素の減衰定数の参考値

	鋼　構　造	コンクリート構造
上部構造	0.02～0.03	0.03～0.05
免震装置	式（3.4.4）により算出される免震装置の等価減衰定数 h_B	
下部構造	0.03～ 0.05	0.05～0.1
基礎構造	0.1～0.3	

なお，モード解析を行なう場合のｉ次の振動モードに対する減衰定数ｈｉは，原則として式（解5.3.1）で求める。

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^{n} \phi_{ij}^{T} \cdot h_j \cdot K_j \cdot \phi_{ij}}{\phi_i^{T} \cdot K \cdot \phi_i} \qquad (解5.3.1)$$

ここに，

ϕ_{ij}：ｉ次振動モードの要素ｊのモードベクトル

h_j：要素ｊの減衰定数

K_j：要素ｊの剛性マトリックス

ϕ_i：ｉ次振動モードの構造系全体のモードベクトル

K：構造全体の剛性マトリックス

動的解析により震度法の照査を行う場合には，3.4.1に規定する震度法に用いる免震装置の有効設計変位に相当する免震装置の等価剛性 K_B および免震装置の等価減衰定数 h_B によって免震装置をモデル化する。動的解析により地震時保有水平耐力法の照査を行う場合には，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位 u_{Be} に相当する免震装置の等価剛性 K_B および免震装置の等価減衰定数 h_B を用いる。

非線形解析モデルでは，免震装置を非線形復元力特性を有するばねによってモデル化する。このため，ばね特性を適切に定めれば，免震装置の減衰効果はばねの履歴減衰として非線形解析で考慮されることになる。免震装置は一般にバイリニアモデルに置換する場合が多い。これによらない場合には，免震装置の原理的な力学特性を正しくモデル化しなければならない。ただし，過度に複雑なモデル化は，解析を複雑にするばかりで，免震橋の全体としての挙動を把握するには適していない。動的解析では，大筋としての設計を照査することが重要である。

なお，免震装置を等価剛性および等価減衰定数を用いて等価線形化した動的解析，および免震装置をバイリニア型のばねとしてモデル化した非線形動的解析のいずれも，免震橋の振動特性を設計上十分な精度でシミュレートできることがわかっている。

5.4　動的解析に用いる地震入力

5.4.1　震度法の照査に用いる地震入力

(1) 応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトルは，原則として耐震設計上の地盤面において与え，式（5.4.1）により算出するものとする。

$$S_I = c_z \cdot c_I \cdot c_D \cdot S_{I0} \qquad (5.4.1)$$

ここに，

S_I：応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル（1gal単位に丸める）

c_z：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4.3に規定される地域別補正係数

c_I：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4.3に規定される重要度別補正係数

c_D：震度法の照査に用いる減衰定数別補正係数であり，ｉ次のモード減衰定数 h_i に応じて式

(5.4.2) により算出する。

$$c_D = \frac{1.5}{40h_i + 1} + 0.5 \qquad (5.4.2)$$

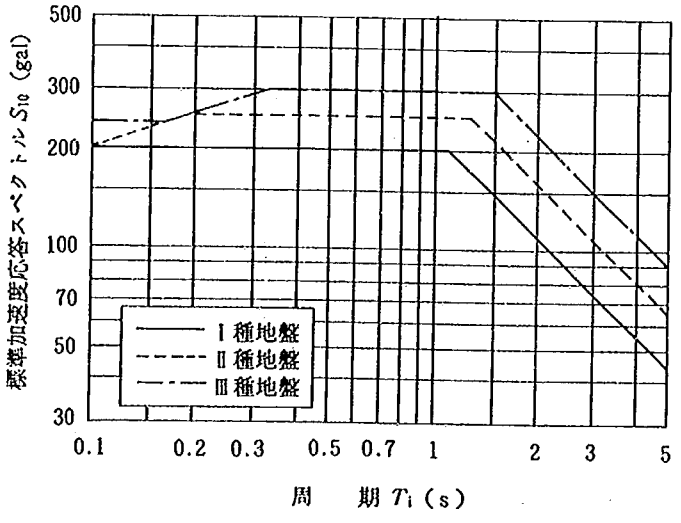
S_{I0}：標準加速度応答スペクトル（gal）であり，地盤種別および固有周期 T_i に応じて表－5.4.1の値とする。

表－5.4.1　震度法の照査に用いる標準加速度応答スペクトル S_{I0}

地盤種別	固有周期 T_i （s）に対する S_{I0} (gal)		
Ⅰ種	$T_i < 0.1$ $S_{I0} = 431\,T_i^{1/3}$ ただし，$S_{I0} \geqq 160$	$0.1 \leqq T_i \leqq 1.1$ $S_{I0} = 200$	$1.1 < T_i$ $S_{I0} = 220 / T_i$
Ⅱ種	$T_i < 0.2$ $S_{I0} = 427\,T_i^{1/3}$ ただし，$S_{I0} \geqq 200$	$0.2 \leqq T_i \leqq 1.3$ $S_{I0} = 250$	$1.3 < T_i$ $S_{I0} = 325 / T_i$
Ⅲ種	$T_i < 0.34$ $S_{I0} = 430\,T_i^{1/3}$ ただし，$S_{I0} \geqq 240$	$0.34 \leqq T_i \leqq 1.5$ $S_{I0} = 300$	$1.5 < T_i$ $S_{I0} = 450 / T_i$

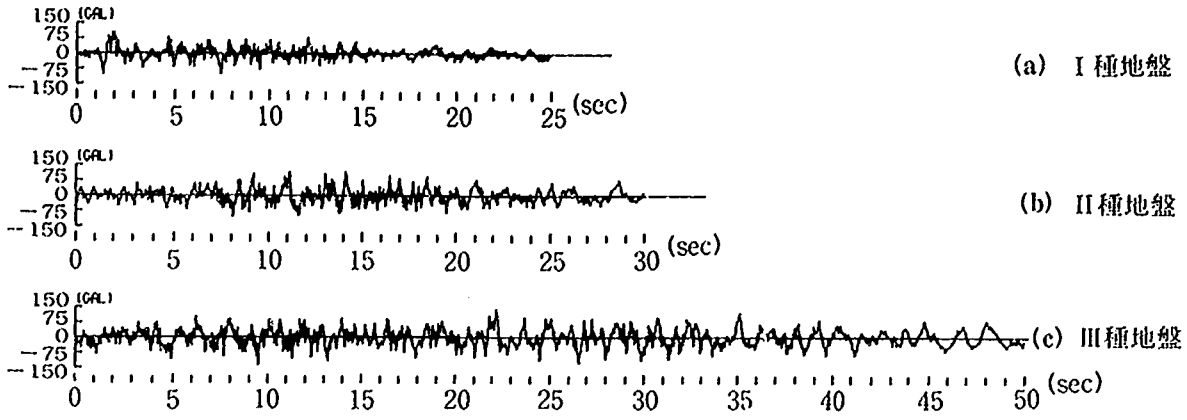
(2) 時刻歴応答解析法に用いる地震入力としては，地盤条件や橋の動的特性等を考慮して，既往の強震記録の中から(1)に規定する応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル S_I に近い特性を有する強震記録を選定するものとする。

(1) 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編「6.3.1　応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル」の規定によった。表－5.4.1を図示すると，図－解5.4.1のようになる。



図－解5.4.1　震度法の照査に用いる標準加速度応答スペクトル S_{I0}

(2) 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編「6.3.2　時刻歴応答解析法に用いる地震入力」の規定によった。波形の選定に際しては道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編の参考資料を参考にするとよい。時刻歴応答解析用標準加速度波形の例を図－解5.4.2に示す。



図－解5.4.2　震度法の照査に用いる時刻歴応答解析用標準加速度波形の例

5.4.2　地震時保有水平耐力法の照査に用いる地震入力

(1) 応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトルは，原則として耐震設計上の地盤面において与え，式(5.4.3)により算出するものとする。

$$S_2 = c_z \cdot c_I \cdot c_D \cdot S_{20} \qquad (5.4.3)$$

ここに，

S_2 ：応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル（1gal単位に丸める）

c_z ：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4.3に規定される地域別補正係数

c_I ：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4.3に規定される重要度別補正係数

c_D ：地震時保有水平耐力法の照査に用いる減衰定数別補正係数であり，式（5.4.2）により算出する。

S_{20}：標準加速度応答スペクトル（gal）であり，地盤種別および固有周期 T_I に応じて表－5.4.2の値とする。

表－5.4.2　地震時保有水平耐力法の照査に用いる標準加速度応答スペクトル S_{20}

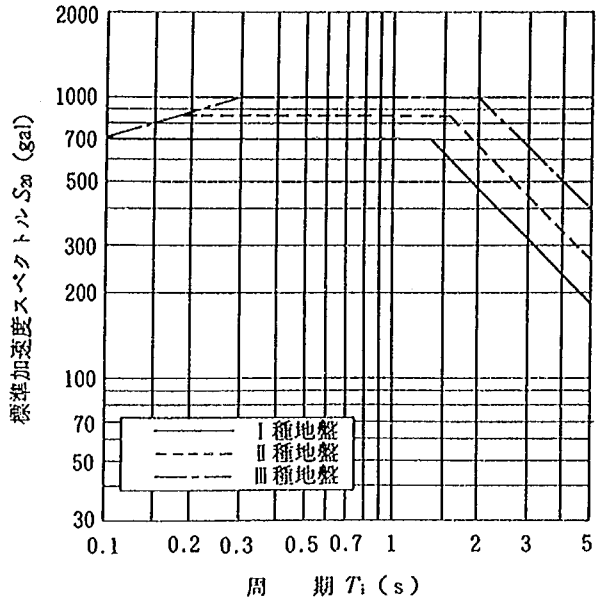
地盤種別	固有周期 T_I（s）に対する S_{20}（gal）		
I種	$T_I \leqq 1.4$ $S_{20}=700$	$1.4 < T_I$ $S_{20}=980/T_I$	
II種	$T_I < 0.18$ $S_{20}=1506\,T_I^{1/3}$ ただし，$S_{20} \geqq 700$	$0.18 \leqq T_I \leqq 1.6$ $S_{20}=850$	$1.6 < T_I$ $S_{20}=1360/T_I$
III種	$T_I < 0.29$ $S_{20}=1511\,T_I^{1/3}$ ただし，$S_{20} \geqq 700$	$0.29 \leqq T_I \leqq 2.0$ $S_{20}=1000$	$2.0 < T_I$ $S_{20}=2000/T_I$

(2) 時刻歴応答解析法に用いる地震入力としては，地盤条件や橋の動的解析等を考慮して，既往の強震記録の中から(1)に規定する応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル S_2 に近い特性を有する強震記録を選定するものとする。

(1) 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編「5.3.2　地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度」に規定さ

れる振動特性別補正係数 c_R をもとに，これを加速度応答スペクトルとして規定したものである。

表－5.4.2を図示すると，図－解5.4.3のようになる。



図－解5.4.3　地震時保有水平耐力法の照査に用いる標準加速度応答スペクトル S_{20}

(2) 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編「6.3.2　時刻歴応答解析法に用いる地震入力」の規定によった。波形の選定に際しては道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編の参考資料を参考にするとよい。時刻歴応答解析法に用いる標準加速度波形の例を参考資料－10に示す。

5.5　安全性の照査

動的解析の結果得られた最大応力度，最大変位等を基に，以下により免震設計された橋の安全性を照査する。

(1) 震度法による耐震計算結果の照査

橋の各部に生じる最大応力度，最大変位等を許容応力度，許容変位等と比較することにより橋の安全性を照査する。

(2) 地震時保有水平耐力法による耐震計算結果の照査

1) 免震装置に生じる変位がおおむね3.4.1に規定する免震装置の設計変位 u_B 程度以下に収まっていることを照査する。
2) 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力を照査する。
3) けたと橋台の最大遊間やけたどうしの最大遊間が橋の機能上問題ないことを照査する。

動的解析の結果は，震度法に対しては最大応力度，最大変位等に基づいて許容応力度法により安全性を照査するものとし，地震時保有水平耐力法に対しては耐力，変形等により安全性を照査するものとする。一般に免震橋の動的解析では，免震装置の効果の確認と橋脚～けた間，橋台～けた間あるいはけたどうしの相対変位の正確な評価が重要である。

構造物の重量に起因する慣性力，地震時土圧，地震時動水圧のうち，動的解析で考慮されている地震の影響については，動的解析の結果得られた最大応答値を地震の影響とみなしてもよい。動的解析で考慮されていない地震の影響については，それぞれの規定により地震の影響を求め，動的解析の結果に加え合わせなければならない。

6章　免震設計を用いる場合の構造細目

6.1　一　　般

免震設計を用いる場合には，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「7章　耐震設計における構造細目」の規定に加えて，この章に示す構造的な配慮を行い，免震効果が確実に得られるようにするものとする。

免震設計では，一般に上部構造を弾性的に下部構造で支持することになるため，桁の相対変位に対する十分な構造上の配慮が必要とされる。このため，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「7章　耐震設計における構造細目」に示される規定に加えて，免震設計に必要とされる構造細目を示す。

6.2　けた端部の遊間

けた端部には，式（6.2.1）により算出される遊間を設けることを原則とする。

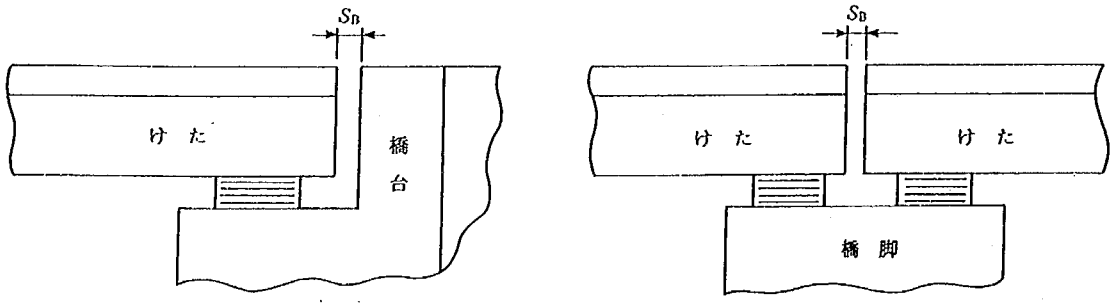
$$S_B = \begin{cases} 10 + u_B & \text{（けたと橋台間）} \\ 10 + \sqrt{u_{B1}{}^2 + u_{B2}{}^2} & \text{（隣接するけた間）} \end{cases} \qquad (6.2.1)$$

ここに，

S_B　　：図－6.2.1に示すけた端部の遊間の長さ(cm)

u_B　　：橋台上における3.4.1に規定する震度法に用いる免震装置の設計変位(cm)

u_{B1}，u_{B2}：隣接するけたにおける3.4.1に規定する震度法に用いる免震装置の設計変位(cm)



図－6.2.1　けた端部の遊間

免震設計では，上下部構造間に3.4.1で規定する免震装置の設計変位 u_B に相当する相対変位が生じることを想定している。特に，地震時保有水平耐力法で想定している関東大震災級の大地震時には，橋の固有周期や地盤条件によっては，免震装置の設計変位 u_B はかなり大きなものになる。したがって，これだけの相対変位が吸収できるだけの遊間を設けないと，橋台部においてはけたと橋台，あるいは，かけ違い橋脚においてはけたとけたのように主要構造物間に衝突が生じることになる。しかしながら，ここでは，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位ではなく，震度法に用いる免震装置の設計変位を基本に主要構造物間の遊間を定めることにした。

したがって，地震時保有水平耐力法で想定しているような関東大震災級の大地震時には，主要構造物間に衝突が生じる場合もあると考えられる。2章に示したように，現在の耐震設計では，こうした主要構造物間の衝突の影響を具体的な設計計算としては考慮していないが，衝突は一方のけたの慣性力が，他方のけたに伝えられると同時に，エネルギー吸収効果ももたらす。遊間をあまり大きくとらず，桁の振動が小さいうちに小刻みな衝突によりエネルギー吸収を図ることは，耐震設計上好ましいものである。従来の震災例でも，支承に損傷が生じた場

合には，主要構造物間の衝突が生じたことがあるが，けた端部に小さなクラックを生じただけで，橋の耐震性に悪影響を及ぼした事例はほとんどない。また，計算どおりのけたの振動を確保するためにむやみに大きな遊間を設けることは橋の設計上有利ではない。以上のような点から，ここでは，震度法に用いる免震装置の設計変位を基本に主要構造物間の遊間を規定したものである。

ただし，かけ違い部で，一方の桁の重量が他方の桁の重量よりも極端に大きい場合は，両者間に衝突が生じると重量の大きい桁が重量の小さい桁を押しやることになりかねない。こうした場合には免震設計の採用の可能性自体を十分吟味するとともに，免震設計を採用する場合には，けた端の遊間には十分注意する必要がある。この場合には衝突が生じないように式（6.2.1）において震度法に用いる免震装置の設計変位 u_{B1}，u_{B2}のかわりに地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_{B1}，u_{B2}を用いるのも一つの方法である。

6.3 落橋防止構造

(1) けた端部おいては，地震時における落橋を防止するために，(2)および(3)の規定を同時に満足しなければならない。ただし，原則として免震装置には移動制限装置を設けなくてもよい。

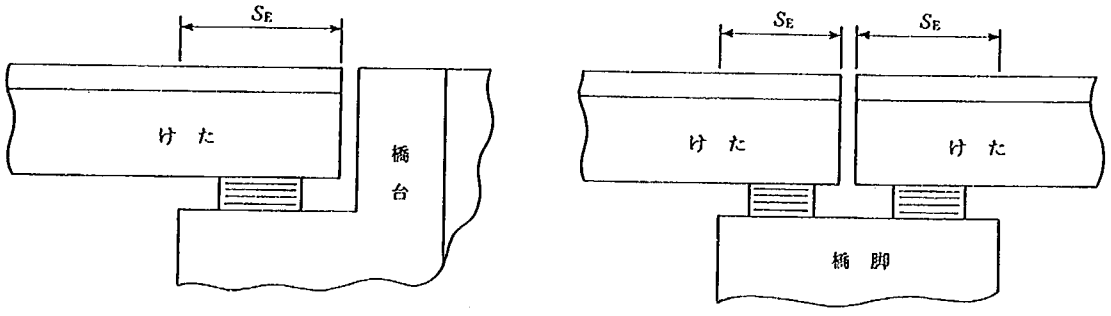
(2) けた端部から下部構造頂部縁端までのけたの長さ S_E は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「7.3.2 けた端部から下部構造頂部縁端までのけたの長さおよびかけ違い部のけたの長さ」に規定する長さか，式（6.3.1）で与えられる長さの，いずれか大きい方の値とする。

$$S_E = 70 + u_B \qquad (6.3.1)$$

ここに，

S_E ：図－6.3.1に示すけた端部から下部構造頂部縁端までのけた長さ(cm)およびかけ違い部のけたの長さ(cm)

u_B ：橋台上における3.4.1による地震時保有水平耐力法による免震装置の設計変位(cm)



図－6.3.1 けた端部から下部構造頂部縁端までのけたの長さ S_E

(3) 橋台や橋脚からはずれる方向に，けたが過度に変位しないように道路橋示方書Ⅴ耐震設計編7.2.4に規定される落橋防止装置を設ける。落橋防止装置が作用し始めるまでの遊間は式（6.3.2）により計算する。ただし，落橋防止装置には，衝突による衝撃を和らげるためにゴム製の緩衝材を設けておくのがよい。

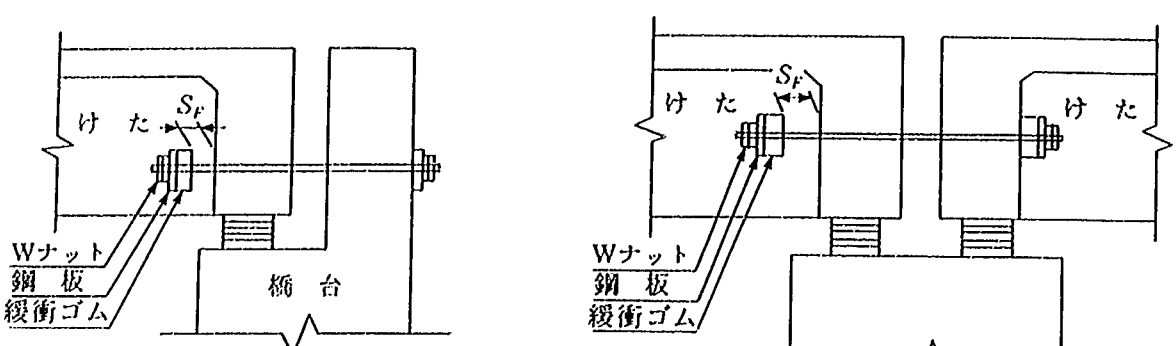
$$S_F = \begin{cases} u_B & \text{（橋台上）} \\ \sqrt{u_{B1}^2 + u_{B2}^2} & \text{（かけ違い部）} \end{cases} \qquad (6.3.2)$$

ここに，

S_F ：図－6.3.2に示す落橋防止装置の遊間(cm)

u_B ：橋台上における3.4.1による地震時保有水平耐力法による免震装置の設計変位（cm）

u_{B1}，u_{B2} ：隣接するけたに対する3.4.1による地震時保有水平耐力法による免震装置の設計変位(cm)



図－6.3.2　落橋防止装置の遊間

(1) 道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では，けた端部においてけた端部から下部構造頂部縁端までのけたの長さ S_E と落橋防止構造のいずれかを設けるものと規定しているが，ここでは，両者を同時に満足するようにするものと規定した。

また，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では，可動支承部において移動制限装置を設けるように規定されているが，免震設計する場合には，免震装置には移動制限装置を設けなくてもよいものとした。この理由は，免震装置は3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B まで安定して抵抗できるように設計されているためである。ただし，反力分散支承として免震装置を採用しただけで，ここに規定する免震設計が行われていない場合や，免震設計された橋の中に部分的に一般の可動支承を用いる場合においては，この限りではない。

(2) けた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さとしては，道路橋示方書の規定による値と式（6.3.1）の値とのいずれか大きい方をとることにした。これは，免震橋ではけたの地震時変位が一般の耐震設計よりも増加するため，道路橋示方書に規定されるけた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さでは不十分となる場合もあるためである。

なお，支承端部から下部構造頂部縁端までの長さ Sは，道路橋示方書Ⅳ下部構造編の規定によらなければならない。

(3) 落橋防止装置の遊間は関東大震災級の大規模な地震が生じた場合にも落橋を確実に防止するという点から，地震時保有水平耐力法による免震装置の設計変位以上の変位が生じないように式（6.3.2）で与えるものとした。

6.4　ノックオフ構造

(1) ノックオフ構造は，けたと橋台間に生じる相対変位が伸縮装置の設計伸縮量を越えた場合に作動するように設計するのがよい。

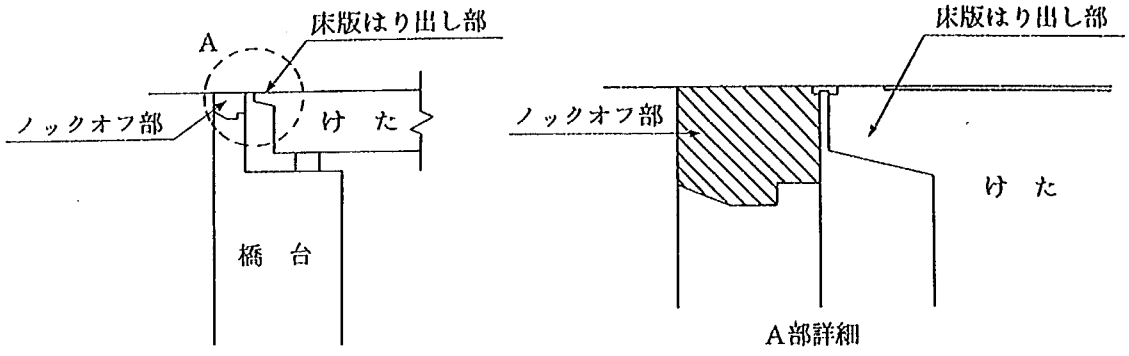
(2) ノックオフ構造が作動する際の抵抗力は，ノックオフ構造と接触するけた端部の圧縮荷重より小さく，かつ橋台に作用する上部構造の死荷重より小さいことが必要である。

(3) ノックオフ構造は，衝撃と制動を含んだ常時の交通荷重に対して浮き上がりや滑動を起こすことなく，長期にわたって安定した機能を果たすものでなければならない。

(4) ノックオフ構造は，作動後においても応急処置を行うことによって，一定の交通を確保しながら恒久的な修復工事を実施できる構造でなければならない。

(1) 免震設計を適用した橋梁では一般にけたの応答変位が大きくなる。けたと橋台の衝突については，その効果に関していろいろな見方があるが，もし衝突を避けるとすれば，設計伸縮量の大きな伸縮装置が必要となる。ところが，関東大震災クラスの大地震を対象にして大きな伸縮装置を設けることは，伸縮装置の長期にわたる維持管理や，装置から発生する騒音，振動の影響を考慮すると合理的とはいえない。このためには図－解6.4.1に示すように，けたが橋台に衝突した場合には，橋台の一部が裏込め土の方向に滑動し，けた部の応答変位を吸収するノックオフ構造が有効である。我が国では，ノックオフ構造を採用した事例はまだ少ないが，今後の技術開発を期待して，特にこの規定を設けたものである。

震度法で想定する程度の中小の地震によってけたと橋台間に生じる相対変位は伸縮装置によって吸収するため，関東大震災級の大規模地震が発生し，けたと橋台間に生じる相対変位が伸縮装置の設計伸縮量を超えた場合に，ノックオフ構造が作動するように設計する。

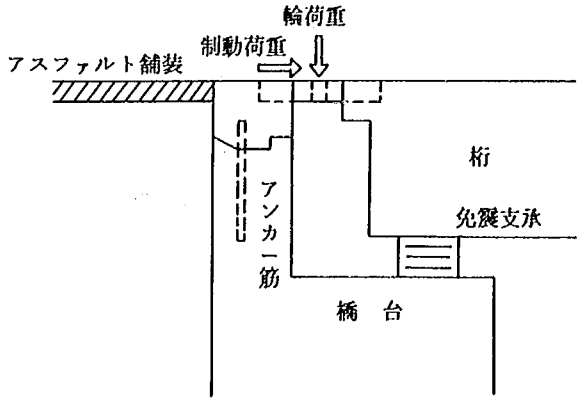


図－解6.4.1　ノックオフ構造の例

(2) ノックオフ構造の抵抗力が大き過ぎると，ノックオフ機能を果たさない。一般にノックオフ構造の裏込め土の抵抗力は，受動土圧公式で推定することができる。裏込め側に舗装がある場合には，その影響も考慮しなければならない。アスファルト舗装の場合は，抵抗力が載荷速度と温度の影響を受けるので，こうした点に注意する必要がある。さらに，ノックオフ構造にアンカー鉄筋を用いる場合には，引っ張り力に対するアンカー鉄筋の終局耐力か，アンカー鉄筋の引き抜き抵抗力のいずれか小さい方の値をノックオフ部の抵抗力に加えなければならない。

(3) 日常時の交通荷重に対して安定させるために，ノックオフ部の上と下をアンカー鉄筋によって固定しておく必要がある。アンカー鉄筋の設計には，図－解6.4.2に示すように衝撃荷重を含む輪荷重と制動荷重を考慮しなければならない。ただし，アンカー鉄筋は所定の荷重に至った段階で破断するか，もしくは，引き抜けるようにしなければならない。また，アンカー鉄筋の破断や引き抜けが，ノックオフ部以外の橋台躯体に損傷を与えないように十分注意しなければならない。

(4) ノックオフ構造が作動するような大規模地震が発生した場合には，従来の震災例からすると，伸縮装置も破損している可能性が高い。そのような場合には，路面に鉄板を敷くなどして一定の交通を確保しながら修復工事を進めることが必要となる。ノックオフ構造は，修復の容易な構造でなければならない。



図－解6.4.2　ノックオフ構造に考慮する荷重

6. 5 伸縮装置の構造細目

(1) 地震に対する伸縮装置の設計伸縮量は原則として式（6.5.1）により算出する。温度変化などによる常時の伸縮量の方が大きい場合には，その値を下回ってはならない。

$$L_E = \begin{cases} u_B + L_A & \text{（けたと橋台間）} \\ \sqrt{u_{B1}{}^2 + u_{B2}{}^2} + L_A & \text{（隣接するけた間）} \end{cases} \qquad (6.5.1)$$

ここに、

L_E ：地震に対する伸縮装置の設計伸縮量(cm)

L_A ：免震装置の設置誤差などを考慮した余裕量(cm)

u_B ：橋台上における震度法に用いる免震装置の設計変位(cm)で，3.4.1の規定による。

u_{B1}，u_{B2} ：隣接するけたにおける震度法に用いる免震装置の設計変位（cm）で、3.4.1の規定による。

(2) 伸縮装置は式（6.5.1）による設計伸縮量の範囲において，地震時のけたの動きに追随して伸縮できる構造としなければならない。

(3) 伸縮装置は，補修の容易な構造，または，取り替えの容易な構造としなければならない。

(1) 地震に対する伸縮装置の設計伸縮量は，6.2と同様に震度法に用いる免震装置の設計変位を基本に算出することとした。地震時保有水平耐力法で想定するような大規模地震が発生した場合には，伸縮装置は部分的に損傷する可能性があるが，伸縮装置の損傷は落橋などの橋の致命的な被害とは関係がないことから，式（6.5.1）のように伸縮装置の伸縮設計量を定めることとしたものである。

免震装置の設置誤差などを考慮した余裕量としては，30mm（±5mm）程度とするのがよい。

温度変化などによる常時の伸縮量とは，温度，乾燥収縮，およびクリープにより定まる基本伸縮量に活荷重による構造上の必要量ならびに余裕量を加算したものであり，道路橋示方書Ⅰ共通編Ⅳコンクリート橋編「4.1.3 可動支承の移動量」に従って定める。

(2) 免震設計を採用する方向が橋軸方向であれば，設計伸縮量は橋軸方向のみでよいが，橋軸方向および橋軸直角方向に対して免震設計を用いる場合には，両方向に設計伸縮量を考慮する必要がある。ただし，橋軸方向と橋軸直角方向の設計伸縮量は合成せず，両方向に独立に検討するものとする。

(3) 式（6.5.1）に規定する設計伸縮量よりも大きな変位が作用した場合には，伸縮装置とその取付部だけが部分的に降伏して変位を吸収でき，さらに，応急処置によって一定の交通を確保しながら恒久的な修復工事が実施できるように，修復の容易な構造としておくことが必要である。

7章　免震装置の性能確認試験方法

7.1　一　　般

(1)　免震装置の採用に際しては，原則として本章に規定する性能試験を満足するものを使用するものとする。

(2)　免震装置の性能確認試験としては，免震装置のエネルギー吸収特性に応じた方法を採用する。

(1)　免震装置は，免震設計の重要な要素となるものであるから，設計で設定した特性が確実に発揮できるものでなければならない。したがって，本章に規定する性能確認試験項目の中から，採用する免震装置に必要な項目を抽出し，これに対して所期の機能，特性を満足することを確認するものとする。本章は免震装置の性能を確認するために現時点で最も適切と考えられる方法を規定したものである。

免震装置の性能確認試験方法は免震装置に要求される性能に応じて定める必要があるが，免震装置に要求される性能は，橋の特性や免震装置に要求する特性に応じて異なってくる。したがって，本章の規定はあくまでも，一般的と考えられる免震設計を対象として免震装置の性能確認試験方法とこれに基づく性能の判定基準を示すものである。

また，本章の規定は，免震設計された橋に使用する全ての免震装置について性能試験を行うことを義務付けるものではない。従来の性能試験から特性のわかっている項目については，試験を実施しなくてもよい。また，免震装置の全数に対して性能試験を行うか，任意に抽出した免震装置に対して性能試験を行うかは，当該免震装置の使用実績や試験項目に応じてきめなければならない。

なお，本章では，動的特性と静的特性に分けて4.1.2および4.1.3に規定する免震装置の特性の幅を規定する。このうち，免震装置としての耐力や耐久性，信頼性に関する規定を除いた免震装置の力学的特性に関しては，これがある幅に収まっていれば3章における免震設計がしやすいというだけで，必ずしも免震装置として絶対に必要な条件ということではない。表現を変えると，免震装置がいかに複雑な力学特性を有していようと，これが安定したものであり試験等によってその特性がわかっていれば，免震設計ではこれを設計計算に反映することが可能であるということである。

(2)　免震装置のエネルギー吸収機構にはいろいろなものがあるが，主要なものを挙げると以下の通りである。

(a)　変位依存型免震装置

(b)　摩擦型免震装置

(c)　速度依存型免震装置

したがって，本規定では，こうした3つに分けて性能確認試験方法を示す。ただし，こうした規定の仕方は将来の新しい技術開発を阻げようとするものではないので，将来，さらに新しい機構が開発された場合には，そのエネルギー吸収機構に応じて適切に免震装置の性能確認方法を検討しなければならない。

7.2　免震装置の動的特性

7.2.1　一　　般

4.1.2に規定される免震装置の動的特性を確保するためには，以下の試験を行うものとする。

(1)　設計に用いた免震装置の等価剛性K_Bおよび等価減衰定数h_Bを確認するための試験

(2)　地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位u_Bによる50回の正負連続くり返し載荷試験

(3)　免震装置に生じる残留変位を確認するための試験

(4)　常時荷重の変動，温度変化等の環境条件に対する安定性を確認するための試験

a)　くり返し載荷に対する安定性

b)　履歴経験に対する安定性

c） 支圧応力度の変化に対する安定性
d） 変形速度の変化に対する安定性
e） 静的予変位に対する安定性
f） 温度変化に対する安定性

4.1.2に規定される免震装置の動的特性を確認するために必要とされる試験の種類を示したものである。免震装置の特性に応じては，該当しないものもあるため，適宜，必要な項目を選択して試験を行うのがよい。

常時荷重の変動，温度変化等の環境条件に対する安定性を確認するために考えられる試験としては，以下のものがある

(1) くり返し載荷に対する安定性

免震装置の中には，地震によりくり返し載荷をうけると，免震装置の等価剛性K_Bや等価減衰定数h_Bが変化するものがある。これらが，地震力を受けている間に大きく変化すると，設計で想定した状態とは異なった振動を引き起こす恐れがあるため，これらの変化の大きさを評価するための試験である。

(2) 履歴経験に対する安定性

免震装置の中には，同じような変位を連続して受けても，最初の特性値と一度その変位を経験したあとの特性値が異なるものがある。免震装置の特性値が，地震力を受ける間に変化すると，設計で想定した状態と異なった振動を引き起こす恐れがあるため，この変化の大きさを評価するための試験である。

(3) 支圧応力度の変化に対する安定性

免震装置に作用する鉛直荷重が，架設誤差や下部構造の不等沈下等の影響で，設計で想定した値と異なる場合がある。このような条件下でも，免震装置が安定して機能することを確認するための試験である。

(4) 変形速度の変化に対する安定性

地震時には免震装置はいろいろな振動速度の変形が生じるため，これらに対して安定して機能することを確認するための試験である。

(5) 静的予変位に対する安定性

免震装置は，一般に温度変化の影響による静的な変位振幅をくり返し受ける状態で使用される。静的予変位の大きさによって，免震装置の中には動的特性が変化するものがある。この変化が大きいと，設計で想定した状態とは異なった挙動を生じる場合があるため，この変化の大きさを評価するための試験である。

(6) 温度変化に対する安定性

免震装置周辺の温度は，季節的に装置の供用期間内にくり返し変化する。このような環境条件下においても，免震装置の特性が安定して機能することを確認するための試験である。

7.2.2 設計に用いた免震装置の等価剛性および等価減衰定数を確認するための試験

(1) 変位依存型免震装置

温度を＋20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重の作用下で，免震装置に3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位u_{Be}に相当する水平変位を3.5に規定する橋の固有周期に相当する振動数で10回くり返して作用させた場合の免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数を式（7.2.1）および式（7.2.2）で算出する。

$$K_{Bm}=\frac{1}{7}\sum_{j=4}^{10}K_{Bj} \qquad (7.2.1)$$

$$h_{Bm}=\frac{1}{7}\sum_{j=4}^{10}h_{Bj} \qquad (7.2.2)$$

ここに，

K_{Bm}：免震装置の平均等価剛性(tf/m)
h_{Bm}：免震装置の平均等価減衰定数
K_{Bj}：10サイクルのくり返し載荷をした場合の第jサイクルめの免震装置の等価剛性(tf/m)で，式（3.4.3）により算出する。
h_{Bj}：10サイクルのくり返し載荷をした場合の第jサイクルめの免震装置の等価減衰定数で，式（3.4.4）により算出する。

式（7.2.1）および式（7.2.2）で算出される免震装置の平均等価剛性K_{Bm}および平均等価減衰定数h_{Bm}は，設計値に対してそれぞれ±10%以内になければならない。

(2) 摩擦型免震装置

温度を+20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重の作用下で，免震装置に3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位u_{Be}に相当する水平変位を3.5に規定する橋の固有周期に相当する振動数で10回くり返して作用させた場合の免震装置の平均摩擦係数を式（7.2.3）で算出する。

$$\mu_m = \frac{1}{7}\sum_{j=4}^{10}\mu_j \qquad (7.2.3)$$

ここに，
μ_m：免震装置の平均摩擦係数
μ_j：10サイクルのくり返し載荷をした場合の第jサイクルめの免震装置の摩擦係数

式（7.2.3）により求められた免震装置の平均摩擦係数μ_mを用いて算定された免震装置の等価剛性および等価減衰定数は，設計値に対してそれぞれ±10%以内に収まっていなければならない。

(3) 速度依存型免震装置

温度を+20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重の作用下で，免震装置に3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位u_{Be}に相当する水平変位を3.5に規定する橋の固有周期に相当する振動数で10回くり返して作用させた場合の免震装置の平均粘性係数を式（7.2.4）で算出する。

$$C_m = \frac{1}{7}\sum_{j=4}^{10}C_j \qquad (7.2.4)$$

ここに，
C_m：免震装置の平均粘性係数(tf・sec/m)
C_j：10サイクルのくり返し載荷をした場合の第jサイクルめの免震装置の粘性係数(tf・sec/m)

式（7.2.4）により求めた免震装置の平均粘性係数C_mを用いて算定された免震装置の等価剛性および等価減衰定数は，設計値に対してそれぞれ±10%以内に収まっていなければならない。

(4) 上記(1)～(3)で，ダンパーとアイソレーターが別になっている免震装置にあっては，その機能が明確に2つに分かれることが明かな場合には，ダンパーとアイソレーターを別々に試験することができる。

4.1.2の(1)項に相当する規定を確認するための試験方法を示したものである。変位依存型免震装置の場合には，免震装置の等価剛性および等価減衰定数が，摩擦型免震装置の場合には免震装置の摩擦係数が，また，速度依存型免震装置の場合には免震装置の粘性係数が，それぞれ，3章に規定する免震設計に用いた免震装置の特性値の±10%以内に収まっていることを確認するための試験法を規定したものである。

試験条件としては，一般の使用温度を規定し，免震装置の設計支圧応力度に相当する鉛直荷重を与えるものとした。したがって，寒冷地向けの免震装置の試験に際しては，実状に合わせて試験温度を定めるのがよい。また，

ダンパーとアイソレーターが別になった免震装置において，両者の力学的な分担が明確な場合には，その機能に応じて鉛直荷重を分担させて試験してもよいものとした。

免震装置に作用させる水平変位は，3.4.1に規定する免震装置の有効設計変位 u_{Be} に相当する変位とした。これは，免震設計では有効設計変位 u_{Be} に相当する変位を用いて免震装置の等価剛性，等価減衰定数等を定めているためである。また，くり返し荷重の振動数は3.5に規定する橋の固有周期に相当する振動数としたが，これも免震橋の固有周期を想定したためである。ただし，7.2.1に示したように，試験装置の性能等を勘案し，水平力の振動数を定めるのがよい。

免震装置の中には，剛性および減衰定数が一定値に落着くためにある回数だけくり返して変形させる必要があるものがある。このため，10回のくり返し載荷を加える中から初期の3回の履歴曲線の部分は除き，4回目から10回目までの履歴曲線から免震装置の特性値を定めることとした。

7.2.3 地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位による50回の正負連続くり返し載荷試験

原則として，温度を＋20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重の作用下で，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B に相当する水平変位を 0.5Hzの振動数で50回くり返して免震装置に作用させた場合に，免震装置は有害な損傷を生じないことを確認しなければならない。

4.1.2の(2)項に相当する規定を確認するための試験方法を示したものである。温度を20℃としたのは，一般の温度帯にある地域を想定したためであり，特に寒冷地にあっては，実状に応じて試験温度を定めるのがよい。水平力の振動数は原則として 0.5Hzとしたが，この試験では，振動数が著しく低くない限り，あまり振動数は重要ではない。したがって，試験装置の特性に応じて0.1Hz程度までは振動数を下げてもよい。

有害な損傷とは，免震効果に影響を及ぼすような構造的な損傷のことである。

7.2.4 免震装置に生じる残留変位を確認するための試験

温度を20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重の作用下で，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B に相当する水平変位だけ免震装置を強制的に変形させ，これを静かにはなして自由に免震装置を復元させる。免震装置を自由にしてから5秒後に残った変位を残留変位 u_{BR} とみなす。残留変位 u_{BR} は式（4.1.1）を満足しなければならない。

4.1.2の(4)項に相当する規定を確認するための試験方法を示したものである。温度を20℃としたのは，一般の温度帯にある地域を想定したためであり，特に寒冷地にあっては，実状に応じて試験温度を定めるのがよい。

強制変位を与えた状態で免震装置をはなす際には，衝撃を与えず静かにはなさなければならない。強制変位は時間とともに徐々に小さくなっていく特性をもった免震装置があるため，免震装置をはなしてから5秒以内にもどる値を残留変位とみなすこととした。

7.2.5 常時荷重の変動，温度変化等の環境条件に対する安定性を確認するための試験

〔1〕 くり返し載荷に対する安定性

(1) 変位依存型免震装置

温度を＋20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重を作用させた条件下で，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位 u_{Be} およびそれよりも小さい変位で，振動数 0.5Hzの水平力を免震装置に10回くり返し作用させた場合の免震装置の等価剛性および等価減衰定数は，原則として式（7.2.5）および式（7.2.6）を満足しなければならない。

$$R_{Kc}=\frac{|K_{Bj}-K_{Bm}|}{K_{Bm}} \leqq \begin{cases} 0.3\ (j=1,2,3) \\ 0.1\ (j=4,5\cdots10) \end{cases} \qquad (7.2.5)$$

$$R_{hc}=\frac{|h_{Bj}-h_{Bm}|}{h_{Bm}} \leqq \begin{cases} 0.3(j=1,2,3) \\ 0.1(j=4,5\cdots10) \end{cases} \qquad (7.2.6)$$

ここに,

R_{Kc}：免震装置の等価剛性の変化率

R_{hc}：免震装置の等価減衰定数の変化率

K_{Bj}：10回のくり返し載荷をした場合の第 j サイクルめの免震装置の等価剛性(tf/m)

K_{Bm}：免震装置の平均等価剛性(tf/m)で，式（7.2.7）により算出する

h_{Bj}：10回のくり返し載荷をした場合の第 j サイクルめの免震装置の等価減衰定数

h_{Bm}：免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により算出する。

$$K_{Bm}=\frac{1}{7}\sum_{j=4}^{10}K_{Bj} \qquad (7.2.7)$$

$$h_{Bm}=\frac{1}{7}\sum_{j=4}^{10}h_{Bj} \qquad (7.2.8)$$

なお，免震装置の等価剛性および等価減衰定数は，式（3.4.3）および式（3.4.4）により算出する。

(2) 摩擦型免震装置

温度を＋20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重を作用させた条件下で，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位 u_{Be} およびそれ以下の変位で，振動数 0.5Hzの水平力を免震装置に10回くり返し作用させた場合の免震装置の摩擦係数は，原則として式（7.2.9）を満足しなければならない。

$$R\mu_c=\frac{|\mu_j-\mu_m|}{\mu_m} \leqq \begin{cases} 0.3\ (j=1,2,3) \\ 0.1\ (j=4,5\cdots10) \end{cases} \qquad (7.2.9)$$

ここに,

$R\mu_c$：免震装置の摩擦係数の変化率

μ_m：免震装置の平均摩擦係数で，式(7.2.10)により算出する。

μ_j：10回のくり返し載荷をした場合の第 j サイクルめの免震装置の摩擦係数で，式（7.2.11）により算出する。

V_c：鉛直荷重(tf)

Q：水平力と水平変位の履歴曲線において，水平変位が零の場合の水平力(tf)

$$\mu_m=\frac{1}{7}\sum_{j=4}^{10}\mu_j \qquad (7.2.10)$$

$$\mu_j=\frac{Q}{V_c} \qquad (7.2.11)$$

(3) 速度依存型免震装置

温度を＋20℃とし，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位 u_{Be} およびそれよりも小さい変位で，加振速度50cm/secの水平力を免震装置に10回くり返し作用させた場合の粘性係数は，原則として式（7.2.12）を満足しなければならない。

$$R_{cc}=\frac{|C_j-C_m|}{C_m}\leqq\begin{cases}0.3\ (j=1,2,3)\\0.1\ (j=4,5\cdots10)\end{cases}\qquad(7.2.12)$$

ここに，

R_{cc}：免震装置の粘性係数の変化率

C_j：10回のくり返し載荷をした場合の第 j サイクルめの免震装置の粘性係数(tf・sec/m)で，式（7.2.14）により算出する。

Q：水平力と水平変位の履歴曲線において，水平変位が零の場合の水平力(tf)

v：加振速度(m/sec)

C_m：免震装置の平均粘性係数(tf・sec/m)で，式（7.2.13）により算出する。

$$C_m=\frac{1}{7}\sum_{j=4}^{10}C_j\qquad(7.2.13)$$

$$C_j=\frac{Q}{v}\qquad(7.2.14)$$

(1) 免震装置が使用される平均的な温度および支圧応力度の下で，くり返し載荷に対する安定性を定めたものである。振動数を0.5Hzとしたのは，免震橋の固有周期が0.7～2秒あたりにある場合が多いとともに，載荷装置の特性や試験方法等を考慮したものである。

免震設計から見ると，免震装置の等価剛性および等価減衰定数はくり返し載荷によらず，なるべく一定であることが望ましい。しかしながら，免震装置によっては，くり返し載荷の初期に定常状態とは異なる等価剛性や等価減衰定数を与えるものがある。ここでは，免震設計からこの程度は必要と考えられる特性と実際に現在供給される免震装置の実状の両者から，10回のくり返し載荷のうち，前半の3回と後半の7回に分け，それぞれ式（7.2.5），式（7.2.6）のように免震装置の等価剛性および等価減衰定数が満足すべき幅を規定したものである。このうち，前半の3回については，10回のくり返し載荷による免震装置の等価剛性および等価減衰定数の平均値に対する変化率が30%とかなり大きな値まで許している。これについては，いろいろな論議があったが，とりあえず暫定値として定めた値である。今後の免震装置の開発の動向を見きわめて再検討していくことが必要と考えられる。

(2) (1)と同じ考え方に基づき試験方法及び判定基準を定めた。10回のくり返し載荷のうち，前半の3回のくり返しから求められる免震装置の摩擦係数の変化率を0.3とかなり大きくしている理由も(1)と同じである。

(3) 速度依存型免震装置の場合には，変位依存型免震装置および摩擦型免震装置の場合の振動数 0.5Hzにかえて，加振速度50cm/secを標準とすることとした。これは，速度依存型免震装置の水平反力が主として振動速度に依存するためである。なお，振動数と速度の対応は次式に基づいている。

$$v=2\pi\cdot f\cdot u_{Be}\qquad(解7.2.1)$$

ここに，

v：振動速度（cm/sec）

f：振動数（Hz）

u_{Be}：免震装置の有効設計変位（cm）

式（解7.2.1）から，$f=0.5$Hzとし，$u_{Be}=15$cmとすれば，$v\fallingdotseq50$cm/secとな

[2] 履歴経験に対する安定性

(1) 変位依存型免震装置

7.2.5 [1] に規定する一連の試験を1シリーズとし，これを連続して2シリーズ行った場合の1シリーズめと2シリーズめの免震装置の有効設計変位 u_{Be} に対する免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数は，原則として，式（7.2.15）および式（7.2.16）を満足しなければならない。

$$R_{KR}=\frac{|K_{Bm1}-K_{Bm2}|}{K_{Bm1}}\leqq 0.1 \qquad (7.2.15)$$

$$R_{hR}=\frac{|h_{Bm1}-h_{Bm2}|}{h_{Bm1}}\leqq 0.1 \qquad (7.2.16)$$

ここに,

R_{KR} ：履歴経験による免震装置の平均等価剛性の変化率

R_{hR} ：履歴経験による免震装置の平均等価減衰定数の変化率

K_{Bm1} ：1シリーズめの免震装置の平均等価剛性(tf/m)で，式（7.2.7）により算出する。

K_{Bm2} ：2シリーズめの免震装置の平均等価剛性(tf/m)で，式（7.2.7）により算出する。

h_{Bm1} ：1シリーズめの免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により算出する。

h_{Bm2} ：2シリーズめの免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により算出する。

(2) 摩擦型免震装置

7.2.5[1]に規定する一連の試験を1シリーズとし，これを連続して2シリーズ行った場合の1シリーズめと2シリーズめの免震装置の平均摩擦係数は，原則として式(7.2.17)を満足しなければならない。

$$R\mu_R=\frac{|\mu_{m1}-\mu_{m2}|}{\mu_{m1}}\leqq 0.1 \qquad (7.2.17)$$

ここに,

$R\mu_R$ ：履歴経験に対する免震装置の摩擦係数の変化率

μ_{m1} ：1シリーズめの免震装置の平均摩擦係数で，式（7.2.10）により算出する。

μ_{m2} ：2シリーズめの免震装置の平均摩擦係数で，式（7.2.10）により算出する。

(3) 速度依存型免震装置

7.2.5[1]に規定する一連の試験を1シリーズとし，これを連続して2シリーズ行った場合の1シリーズめと2シリーズめの免震装置の平均粘性係数は，原則として式（7.2.18）を満足しなければならない。

$$R_{cR}=\frac{|C_{m1}-C_{m2}|}{C_{m1}}\leqq 0.1 \qquad (7.2.18)$$

ここに,

R_{cR}：履歴経験に対する免震装置の平均粘性係数の変化率

C_{m1}：1シリーズめの免震装置の平均粘性係数(tf･sec/m)で，式（7.2.13）により算出する。

C_{m2}：2シリーズめの免震装置の平均粘性係数(tf･sec/m)で，式（7.2.13）により算出する。

1シリーズめの試験とは，当該免震装置に対する処女載荷をいう。2シリーズめの試験は1シリーズめの試験から3時間以内に開始することを原則とする。これは，1シリーズめの試験から長時間経てから2シリーズめの試験を行うと1シリーズめの試験による履歴経験が失われる免震装置があるためである。

式（7.2.15）および式（7.2.16）で履歴経験による免震装置の等価剛性の変化率R_{KR}および等価減衰定数の変化率R_{hR}を算出する際には，1シリーズめおよび2シリーズめの試験の中から免震装置に与えた水平変位が同じ試験データから求めた等価剛性の平均値K_{Bm1}，K_{Bm2}および等価減衰定数の平均値h_{Bm1}，h_{Bm2}を用いなければならない。式（7.2.17）による履歴経験に対する免震装置の摩擦係数の変化率Rμ_Rおよび式（7.2.18）による履歴経験に対する免震装置の粘性係数の変化率R_{cR}の算出も同様である。

[3] 支圧応力度の変化に対する安定性

(1) 変位依存型免震装置

温度を＋20℃とし，ひずみ振幅が±100%，または，変位振幅が±15cmで，振動数0.5Hzの水平力を設計支圧応力度，設計支圧応力度の1/2，80kgf/cm²に相当する鉛直荷重作用下で各10回くり返し作用させた場合の免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数は，原則として式（7.2.19）および式（7.2.20）を満足しなければならない。

$$R_{Kb}=\frac{|K_{Bm1}-K_{Bm2}|}{K_{Bm1}}\leqq 0.2 \qquad (7.2.19)$$

$$R_{hb}=\frac{|h_{Bm1}-h_{Bm2}|}{h_{Bm1}}\leqq 0.2 \qquad (7.2.20)$$

ここに，

R_{Kb} ：支圧応力度の変化による免震装置の平均等価剛性の変化率

R_{hb} ：支圧応力度の変化による免震装置の平均等価減衰定数の変化率

K_{Bm1} ：設計支圧応力度相当の鉛直荷重作用下の免震装置の平均等価剛性(tf/m)で，式（7.2.7）により算出する。

K_{Bm2} ：設計支圧応力度の1/2 もしくは80kgf/cm²相当の鉛直荷重作用下の免震装置の平均等価剛性（tf/m）で，式（7.2.7）により算出する。

h_{Bm1} ：設計支圧応力度相当の鉛直荷重作用下の免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により算出する。

h_{Bm2} ：設計支圧応力度の1/2 もしくは80kgf/cm²相当の鉛直荷重作用下の免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により算出する。

(2) 摩擦型免震装置

温度を＋20℃とし，ひずみ振幅が±100%，または，変位振幅が±15cmで，振動数0.5Hzの水平力を設計支圧応力度，設計支圧応力度の1/2，80kgf/cm²に相当する鉛直荷重作用下で各10回くり返し作用させた場合の免震装置の平均摩擦係数は，原則として式（7.2.21）を満足しなければならない。

$$R\mu_b=\frac{|\mu_{m1}-\mu_{m2}|}{\mu_{m1}}\leqq 0.2 \qquad (7.2.21)$$

ここに，

$R\mu_b$ ：支圧応力度の変化による免震装置の平均摩擦係数の変化率

μ_{m1} ：設計支圧応力度相当の鉛直荷重作用下の免震装置の平均摩擦係数で，式（7.2.10）により算出する。

μ_{m2} ：設計支圧応力度の1/2 もしくは80kgf/cm²相当の鉛直荷重作用下の免震装置の平均摩擦係数で，式（7.2.10）により算出する。

支圧応力度による免震装置の等価剛性および等価減衰定数の依存性は，免震装置に与える変位にはあまりよらないことから，試験の便を考え，免震装置に与える変位はひずみ振幅の±100 %，または，変位振幅が±15cmと定めた。

また，支圧応力度の幅は設計支圧応力度を基本とし，この半分，最大支圧応力度の80kgf/cm²としたが，実際には大地震時に上下方向に生じる地震動加速度を考えてもこのように大きな支圧応力度の変化は生じない。したが

って，支圧応力度の幅としては非常に厳しい条件を考えていることになる。
摩擦型免震装置の場合にも，変位依存型免震装置と同じ考え方をとった。

[4] 変形速度の変化に対する安定性

(1) 変位依存型免震装置

温度を＋20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重の作用下で，ひずみ振幅が± 100%，または，変位振幅が±15cmで，振動数 0.1Hz，0.5Hz，1.0Hzの水平力を免震装置に各10回くり返し作用させた場合の免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数は，原則として式（7.2.22）および式（7.2.23）を満足しなければならない。

$$R_{Kf}=\frac{|K_{Bm1}-K_{Bm2}|}{K_{Bm1}}\leq 0.2 \qquad (7.2.22)$$

$$R_{hf}=\frac{|h_{Bm1}-h_{Bm2}|}{h_{Bm1}}\leq 0.2 \qquad (7.2.23)$$

ここに，

R_{Kf} ：変形速度の変化に対する免震装置の平均等価剛性の変化率
R_{hf} ：変形速度の変化に対する免震装置の平均等価減衰定数の変化率
K_{Bm1} ：加振振動数が 0.5Hzの場合の免震装置の平均等価剛性(tf/m)で，式（7.2.7）により算出する。
K_{Bm2} ：加振振動数が0.1Hzもしくは1.0Hzの場合の免震装置の平均等価剛性(tf/m)で，式（7.2.7）により算出する。
h_{Bm1} ：加振振動数が0.5Hz の場合の免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により加算する。
h_{Bm2} ：加振振動数が0.1Hzもしくは1.0Hzの場合の免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により算出する。

(2) 摩擦型免震装置

温度を＋20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重作用下で，ひずみ振幅が±100 %，または，変位振幅が±15cmで，加振振動数 0.1Hz，0.5Hz，1.0Hzの水平力を免震装置に各10回くり返し作用させた場合の免震装置の平均摩擦係数は，原則として式（7.2.24）を満足しなければならない。

$$R\mu_f=\frac{|\mu_{m1}-\mu_{m2}|}{\mu_{m1}}\leq 0.2 \qquad (7.2.24)$$

ここに，

$R\mu_f$ ：変形速度の変化に対する免震装置の平均摩擦係数の変化率
μ_{m1} ：加振振動数が0.5Hz の場合の免震装置の平均摩擦係数で，式（7.2.10）より算出する。
μ_{m2} ：加振振動数が0.1Hzもしくは1.0Hzの場合の免震装置の平均摩擦係数で，式（7.2.10）により算出する。

(3) 速度依存型免震装置

温度を＋20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重作用下で，速度50cm/sec，振動数0.1Hz，0.5Hz，1.0Hz の水平力を免震装置に各10回くり返し作用させた場合の免震装置の平均粘性係数は，原則として式

(7.2.25) を満足しなければならない。

$$R_{cf}=\frac{|C_{m1}-C_{m2}|}{C_{m1}} \leqq 0.2 \qquad (7.2.25)$$

ここに,

R_{cf} : 変形速度の変化に対する免震装置の平均粘性係数の変化率

C_{m1} : 加振振動数が0.5Hz の場合の免震装置の平均粘性係数(tf・sec/m)で, 式 (7.2.13) により算出する。

C_{m2} : 加振振動数が0.1Hzもしくは1.0Hzの場合の免震装置の平均粘性係数(tf・sec/m)で, 式 (7.2.13) により算出する。

変形速度による免震装置の等価剛性および等価減衰定数の依存性は, 免震装置に与える変形にはあまりよらないことから, 試験の便を考え, 免震装置に与える変形はひずみ振幅の±100 %, または, 変位振幅が±15cmと定めた。

変位依存型免震装置および摩擦型免震装置の場合は, ひずみ振幅または変位振幅を一定にして振動数を変化させているが, これは結果として速度も変えたことにもなっている。速度依存型免震装置は, もともと速度に依存してエネルギー吸収を図る装置であるから, 速度は一定にした状態で振動数を変化させることとした。この結果, 当然ながら変位振幅は変化することとなる。

なお, 変位依存型免震装置や摩擦型免震装置における等価剛性および等価減衰定数と速度依存型免震装置の等価減衰定数は, 速度によって変化しないほうが免震設計が簡単である。この試験により速度依存係数を検討するものであるが, 7. 1 にも示したように速度依存性があっても, これが再現性のあるものであれば免震設計に取り入れることが可能である。このような点を考慮して, 式 (7.2.22) ～式 (7.2.25) の範囲を±20%とした。

[5] 静的予変位に対する安定性

変位依存型免震装置では, 温度を+20℃とし, 設計支圧応力度に相当する鉛直荷重の作用下で, 静的予変位を与えない場合と, 3.4. 1 に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位 u_{Be}の30%に相当する静的予変位を与えた場合に対して, 免震装置の有効設計変位 u_{Be}およびそれ以下の変位振幅で, で, 振動数 0.5Hzの水平力を, 免震装置に各10回くり返し作用させた場合の免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数は, 原則として式 (7.2.26) および式 (7.2.27) を満足しなければならない。

$$R_{Kd}=\frac{|K_{Bm}-K_{Bmd}|}{K_{Bm}} \leqq 0.2 \qquad (7.2.26)$$

$$R_{hd}=\frac{|h_{Bm}-h_{Bmd}|}{h_{Bm}} \leqq 0.2 \qquad (7.2.27)$$

ここに,

R_{Kd} : 静的予変位による免震装置の平均等価剛性の変化率

R_{hd} : 静的予変位による免震装置の平均等価減衰定数の変化率

K_{Bm} : 静的予変位を与えない場合の免震装置の平均等価剛性(tf/m)で, 式 (7.2.7) により算出する。

K_{Bmd} : 静的予変位を与える場合の免震装置の平均等価剛性(tf/m)で, 式 (7.2.7) により算出する。

ただし, 免震装置の等価剛性は, 式 (7.2.28) により算出する。

$$K_B = \frac{F(u_d + u_{Be}) - F(u_d - u_{Be})}{2\,u_{Be}} \qquad (7.2.28)$$

ここに，

K_B ：免震装置の等価剛性(tf/m)

$F(u)$ ：免震装置に水平変位uを与えるのに必要な水平力(tf)

u_d ：静的予変位(m)

u_{Be} ：免震装置の有効設計変位(m)で，3.4.1の規定による

h_{Bm} ：静的予変位を与えない場合の免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により算出する。

h_{Bmd} ：静的予変位を与える場合の免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により算出する。

ただし，免震装置の等価減衰定数は，式（7.2.29）により算出する。

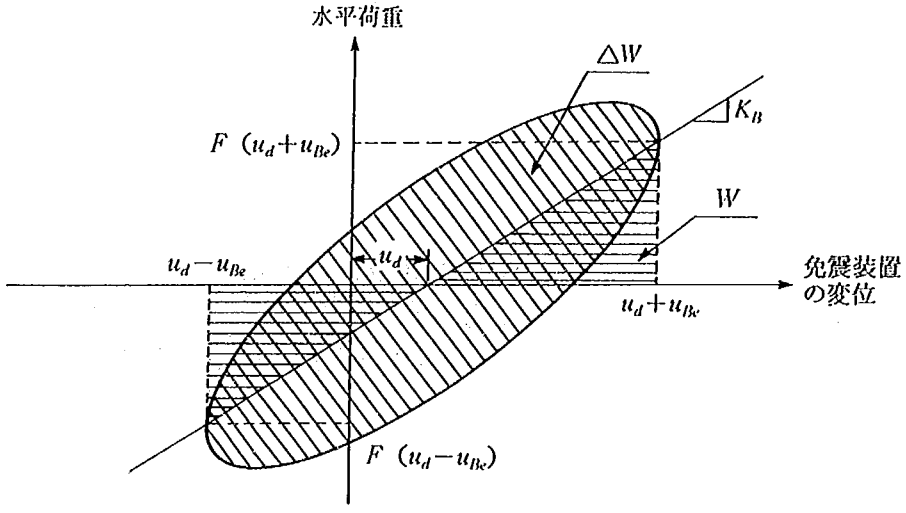
$$h_B = \frac{\Delta W}{2\pi W} \qquad (7.2.29)$$

ここに，

h_B ：免震装置の等価減衰定数

ΔW：免震装置が1サイクルの間に吸収するエネルギーで，図－7.2.1に示す水平変位の履歴曲線の面積(tf・m)

W ：免震装置の弾性エネルギーで，図－7.2.1に示す三角形の面積(tf・m)



図－7.2.1　静的予変位がある場合の免震装置の等価剛性および等価減衰定数

静的予変位の大きさが重要であるが，一般には温度変化等による桁の移動に伴う免震装置の移動量は，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B の30%を上回ることはないことから，静的予変位は u_B の30%とすることを原則とした。したがって，この状態から免震装置の有効設計変位 u_{Be} で免震装置に水平力を加え，免震装置の等価剛性および等価減衰定数を算出するものとした。

[6]　温度変化に対する安定性

(1)　変位依存型免震装置

設計支圧応力度に相当する鉛直荷重作用下で，温度を－10℃，＋20℃および＋40℃として，ひずみ振幅が±100%，または，変位振幅が±15cmで，振動数0.5Hzの水平力を免震装置に各10回くり返し作用させた場合合の免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数は，原則として式（7.2.30）および式（7.2.31）を満足しなければならない。

$$R_{Kt}=\frac{|K_{Bm1}-K_{Bm2}|}{K_{Bm1}}\leqq 0.3 \qquad (7.2.30)$$

$$R_{ht}=\frac{|h_{Bm1}-h_{Bm2}|}{h_{Bm1}}\leqq 0.2 \qquad (7.2.31)$$

ここに,

R_{Kt} ：温度変化による免震装置の平均等価剛性の変化率

R_{ht} ：温度変化による免震装置の平均等価減衰定数の変化率

K_{Bm1} ：温度が＋20℃の場合の免震装置の平均等価剛性(tf/m)で，式（7.2.7）により算出する。

K_{Bm2} ：温度が－10℃および＋40℃の場合の免震装置の平均等価剛性(tf/m)で，式（7.2.7）により算出する。

h_{Bm1} ：温度が＋20℃の場合の免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により算出する。

h_{Bm2} ：温度が－10℃および＋40℃の場合の免震装置の平均等価減衰定数で式（7.2.8）により算出する。

(2) 摩擦型免震装置

設計支圧応力度に相当する鉛直荷重作用下で，温度を－10℃，＋20℃および＋40℃として，変位振幅が±15cmで振動数0.5Hz の水平力を免震装置に各10回くり返し作用させた場合の免震装置の平均摩擦係数は，原則として式（7.2.32）を満足しなければならない。

$$R\mu_t=\frac{|\mu_{m1}-\mu_{m2}|}{\mu_{m1}}\leqq 0.3 \qquad (7.2.32)$$

ここに,

$R\mu_t$ ：温度変化による免震装置の平均摩擦係数の変化率

μ_{m1} ：温度が＋20℃の場合の免震装置の平均摩擦係数で，式(7.2.10)により算出する。

μ_{m2} ：温度が－10℃および＋40℃の場合の免震装置の平均摩擦係数で，式（7.2.10）により算出する。

(3) 速度依存型免震装置

設計支圧応力度に相当する鉛直荷重作用下で，温度を－10℃，＋20℃および＋40℃として，速度50cm/sec，振動数0.5Hz の水平力を免震装置に各10回くり返し作用させた場合の免震装置の平均粘性係数は，原則として式（7.2.33）を満足しなければならない。

$$R_{ct}=\frac{|C_{m1}-C_{m2}|}{C_{m1}}\leqq 0.3 \qquad (7.2.33)$$

ここに,

R_{ct}：温度変化に対する免震装置の平均粘性係数の変化率

C_{m1}：温度が＋20℃の場合の免震装置の平均粘性係数(tf･sec/m)で，式（7.2.13）により算出する。

C_{m2}：温度が－10℃および＋40℃の場合の免震装置の平均粘性係数(tf･sec/m)で，式（7.2.13）により算出する。

寒冷地域を除く地域における温度変化の幅を－10℃～＋40℃と見込み，この温度範囲における免震装置の等価剛性および等価減衰定数の変化率を規定したものである。

7.3 免震装置の静的特性

7.3.1 一　般

4.1.3に規定する免震装置の静的特性を確認するために，以下の試験を行うものとする。
1) 温度変化に伴う常時のくり返し変位に対する耐久性を確認するための試験
2) クリープによる圧縮変形量を確認するための試験
3) 温度が－10℃の時と＋40℃の時の免震装置の等価剛性を確認するための試験
また，クリープ，乾燥収縮および温度変化などの影響による緩速変形による水平反力特性は，緩速変形試験により確認しなければならない。

4.1.3に規定される免震装置の静的特性の中で，材料および構造の選定で対応したり，局部せん断ひずみの照査のように照査法が規定されている項目を除く静的特性を確認するための試験法を示したものである。また，緩速変形試験は，4.3.3，4.4.3，4.6.3，4.7.3，4.8.4に規定されるクリープ，緩速収縮，温度変化などの影響によりけたがゆっくり変形する際の免震装置の水平せん断力（反力）を求めるための試験である。

7.3.2 温度変化に伴う常時の水平くり返し変位に対する耐久性を確認するための試験

設計支圧応力度に相当する鉛直荷重作用下で，せん断ひずみで20%相当の水平変位による20,000回の正負連続くり返し載荷に対して，原則として以下の条件を満足しなければならない。
(1) 加振後の免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数は，加振前の免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数の±10%以内にあることを原則とする。ここで，免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数は，式（7.2.7）および式（7.2.8）により求めるものとする。
(2) 免震装置には損傷が生じないこと。

4.1.3の(1)項の規定に相当する温度変化に伴う常時の水平くり返し変位に対する免震装置の耐久性を確認するための試験方法と判定基準を示したものである。温度変化に伴って免震装置に作用する変位は，7.3.5に規定するように非常にゆっくりしているが，一般にはこのような速さで試験をすることはできないため，疲労試験と同様な試験をすることとなる。この場合には，緩速変形とは異なった反力特性を生じるが，免震装置の耐久性という観点からは，このような試験の方がはるかに苛酷な試験となることから，本文のように規定したものである。したがって，載荷振動数は特に規定していないが，一般の疲労試験程度の振動数をとってもよい。
くり返し回数は1日に1サイクルの正負くり返しが生じるものとして，約50年を見込み20,000回とした。
加振後の免震装置の平均等価剛性と平均等価減衰定数は，上記の使用年数内に大きな変化を生じてはならない。疲労試験なみの苛酷な条件下での試験となることを考慮して，これらの特性値が±10%以内に収まることを原則とした。

7.3.3 クリープによる圧縮変形量を確認するための試験

温度＋20℃で，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重を1000時間作用させた場合に免震装置に生じる鉛直変位をもとに，式（7.3.1）から橋の設計供用年数に相当するクリープを求める。

$$\delta_{CR} = a\, t^{b} \qquad (7.3.1)$$

ここに，
δ_{CR} ：免震装置のクリープ変形量(mm)
t ：橋の設計供用年数（時間）
a，b：クリープ定数で，式（7.3.2）および式（7.3.3）により算出する。

$$a = (\delta_{100})^2 \ / \ (\delta_{1000})^2 \qquad (7.3.2)$$

$$b = log\,(\delta_{1000} / \delta_{100}) \qquad (7.3.3)$$

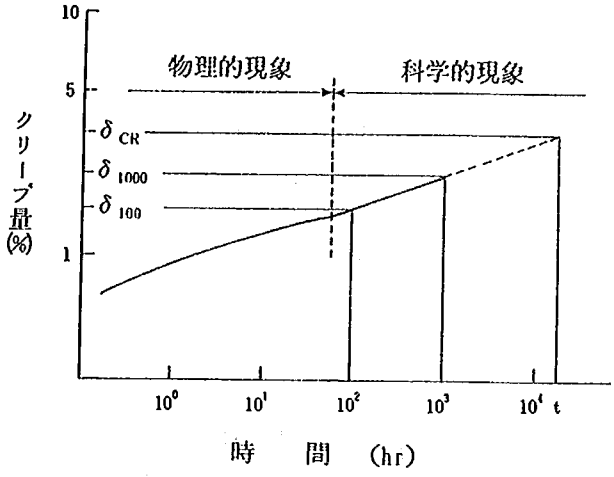
δ_{100} ：100時間後に生じる免震装置の鉛直変位(mm)

δ_{1000}：1000時間後に生じる免震装置の鉛直変位(mm)

式（7.3.1）で算出した橋の設計供用年数に相当するクリープ量は，ゴム総厚の5％以下でなければならない。

4.1.3の(3)項の規定に相当するゴム系免震装置およびアイソレーターに生じる上部構造死荷重によるクリープの算出方法を示したものである。

鉛直荷重支持下におけるゴム支承は，その高さが時間の経過とともに減少するクリープ減少を呈する。図－解7.3.1にクリープ量と時間の関係を概念的に示す。初期のクリープはゴムの粘弾性的性質に起因する物理的現象が支配的であり，その後の直線的に変化するクリープは分子間の化学的変化（酸化劣化等）に起因する化学的現象が支配的となる。ここでは，この直線的に変化する部分に着目し，100時間と1000時間のクリープ量を測定し，これより外挿して橋の設計耐用年数に相当するクリープ量を算出することにした。



図－解7.3.1 クリープ量と時間の関係

7.3.4 温度が－10℃時と＋40℃時の免震装置の等価剛性を確認するための試験

温度が－10℃および＋40℃のそれぞれに対して設計支圧応力度に相当する鉛直荷重の作用下で，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B の30％に相当する水平変位を振動数0.5Hzで10回くり返して作用させた場合の免震装置の平均等価剛性は，式（7.3.4）を満足しなければならない。

$$\frac{K_{Bm1}}{K_{Bm2}} \leqq 1.3 \qquad (7.3.4)$$

ここに，

K_{Bm1} ：温度が－10℃時の免震装置の平均等価剛性で，式（7.2.1）により算出する。

K_{Bm2} ：温度が＋40℃時の免震装置の平均等価剛性で，式（7.2.1）により算出する。

4.1.3の(4)項の規定に相当する温度変化に対する免震装置の等価剛性の確認試験方法を示したものである。一般には温度変化等によるけたの移動に伴う免震装置の移動量は，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B の30％を上回ることはないことから，水平変位を u_B の30％と規定した。温度変化に伴って免震装置に作用する変位は，7.3.5に規定するように非常にゆっくりしているが，試験の便を考慮してここでは，振動数を0.5Hzとした。

試験に際しては免震装置の内部まで一定温度にするように十分配慮しなければならない。

7.3.5　クリープ，乾燥収縮，温度変化などの影響による緩速変形による水平反力特性

クリープ，乾燥収縮，温度変化などの影響による緩速変形による水平反力特性は，以下に示す(1)もしくは(2)の方法により推定するものとする。

(1) 外挿法

温度を＋20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重作用下で，ひずみ振幅が±50%，または，± 7.5cmの変位振幅で，速度0.002cm/sec，0.005cm/sec，0.01cm/sec，0.05cm/sec，0.1cm/sec，0.5cm/sec，1.0cm/sec，5.0cm/sec の水平力を免震装置に各３回ずつくり返して与える。３回めの載荷で得られた履歴曲線から式（7.3.5）により緩速変形時のゴムのせん断弾性係数を算出し，これと加振速度の関係を外挿して変位速度0.0001cm/secにおけるゴムのせん断弾性係数を算出する。緩速変形に対する免震装置の水平反力は，式（7.3.6）により算出する。

$$G_S = \frac{F_t \cdot \Sigma\, t_e}{A_R \cdot u_t} \qquad (7.3.5)$$

$$F_0 = \frac{A_R\, G_S}{\Sigma\, t_e} \cdot u_0 \qquad (7.3.6)$$

ここに，

G_S　：緩速変形時のゴムのせん断弾性係数(tf/m²)
F_t　：各加振速度のおける３回めの載荷で得られた履歴曲線から求められた水平反力(tf)
$\Sigma\, t_e$：ゴムの総厚(m)
A_R　：ゴムの支圧面積(m²)
u_t　：試験に用いた変位(m)で50%せん断ひずみまたは0.075mに相当する
F_0　：緩速変形に対する免震装置の水平反力(tf)
u_0　：クリープ，乾燥収縮，温度変化などによる設計変位(m)

(2) 応力緩和法

温度を＋20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重作用下で，速度0.1cm/sec による一方向加力をひずみ12.5%（変位1.875cm）まで行ない，その変位をホールドした状態で1.5時間休止する。1.5時間休止後，さらにひずみ25%（変位3.75cm）までの加力を速度0.1cm/sec で行い，再びその変位をホールドした状態で1.5時間休止する。続いて，ひずみ37.5%（変位5.625cm），つぎに，ひずみ50%（変位7.5cm）と，速度0.1m/secの加力と1.5時間の休止をくり返して与える。履歴曲線より得られた応力緩和後の水平力とせん断変形の関係を式（7.3.7）で，また，せん断弾性係数を式（7.3.8）により算出する。緩速変形に対する免震装置の水平反力は，式(7.3.9)により算出する。

$$F_0 = a \cdot u_0{}^b$$

$$G_s = \frac{F_t \cdot \Sigma\, t_e}{A_R \cdot u_t} \qquad (7.3.8)$$

$$F_0 = \frac{A_R \cdot G_s}{\Sigma\, t_e} \cdot u_0 \qquad (7.3.9)$$

ここに，

F_r ：応力緩和試験より得られた緩速変形に対する水平反力(tf)

u_r ：応力緩和試験に用いた変位(m)

a，b：定数で，式（7.3.10）および式（7.3.11）により算出する。

$$b=\frac{\log\left(F_{50}/F_{25}\right)}{\log\left(u_{50}/u_{25}\right)} \qquad (7.3.10)$$

$$a=\frac{F_{50}}{u_{50}{}^{b}} \qquad (7.3.11)$$

G_s ：緩速変形時のゴムのせん断弾性係数(tf/m$_2$)

Σt_e ：ゴムの総厚(m)

A_R ：ゴムの支圧面積(m^2)

F_0 ：緩速変形に対する免震装置の水平反力(tf)

u_0 ：クリープ，乾燥収縮，温度変化などによる設計変位(m)

F_{25} ：25%ひずみにおける1．5時間休止後の免震装置の水平反力(tf)

F_{50} ：50%ひずみにおける1．5時間休止後の免震装置の水平反力(tf)

u_{25} ：25%ひずみに相当する免震装置の水平変位(m)

u_{50} ：50%ひずみに相当する免震装置の水平変位(m)

ゴム系のアイソレーターまたは免震支承では，クリープ乾燥収縮，温度変化等の影響による緩速変形時の等価剛性が通常の地震荷重を受ける場合の等価剛性とは異なるものがある。したがって，ここでは，こうした緩速載荷時の免震装置の水平反力を求める試験方法を規定した。

1日の温度昇降を±5℃と仮定すると，温度変化等の影響によって支承に生じる変位速度は，式（解7.3.1）で与えられる。

$$v=2.8\times10^{-7}L \qquad (解7.3.1)$$

ここに，

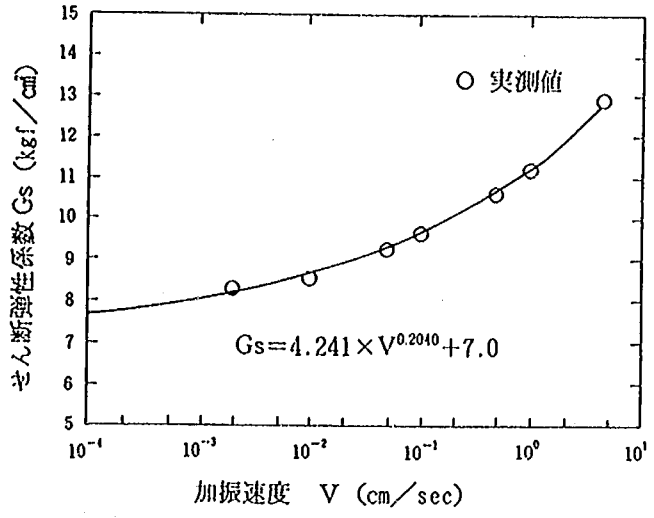
v：変位速度(cm/sec)

L：伸縮桁長(m)

伸縮けた長を500mとすると，$v=1.4\times10^{-4}$cm/secとなり，地震による変位速度に比べると非常に小さい。しかし，通常の加振方法では，温度変化等によるゆっくりした変位速度を再現することは一般に困難である。そこで，ここでは通常の加振機を用いて緩速変形時の免震装置の水平反力の推定方法を2案示した。なお，ここに示した2種類の方法を用いるとほぼ同じ水平反力が求められることが確かめられている。

(1) 外挿法

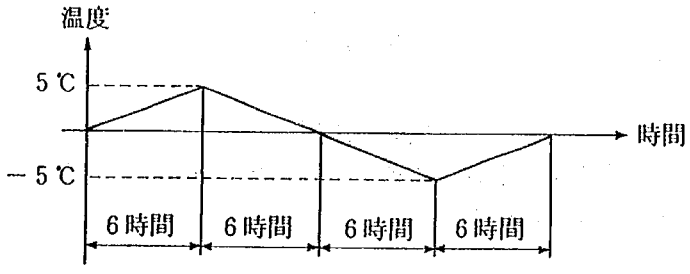
この方法は，全ての免震装置に対して適用可能である。ここで，加振速度を0.002cm/sec～5.0cm/secの範囲と規定したが，さらに試験機に低速領域の加振能力があれば，加振能力に応じて低速領域での試験を行うのがよい。一例として図－解7.3.1に，この方法により求めた高減衰ゴム支承の等価せん断弾性係数と変位速度の関係を示す。



図－解7.3.1　外挿法による緩速変形時のゴムのせん断弾性係数

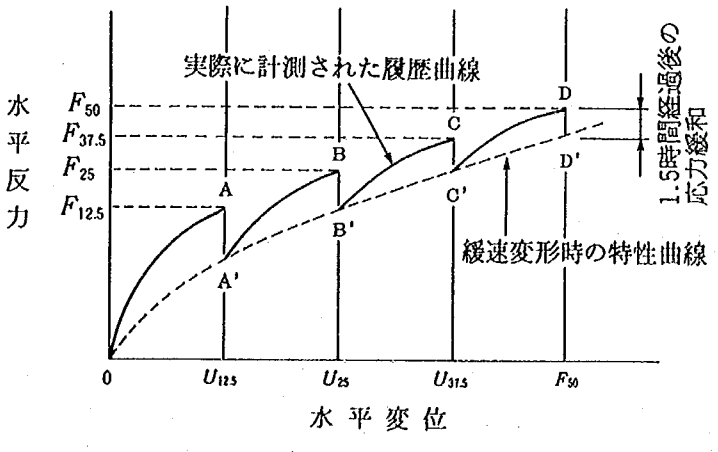
(2) 応力緩和法

この方法は，高減衰積層ゴム支承および鉛プラグ入り積層ゴム支承等のように，時間とともに内部応力の緩和が起こる免震装置に適用できる。計測時間を合計6時間としたのは，図－解7.3.2に示すように，温度昇降に1/4日を要するためである。



図－解7.3.2　温度の日変化

図－解7.3.3は，応力緩和法による免震装置の水平反力と変位の履歴曲線である。ここで，0－A－A'－B－B'－C－C'－D－D'は実際の履歴曲線である。A'点，B'点，C'点，D'点は，それぞれ12.5%，25%，37.5%および50%における1.5時間休止後の応力緩和が行われた後の水平反力である。0－A'－B'－C'－D'を結ぶ曲線が6時間の間に進行する応力緩和を加味した近似的な反力特性である。



図－解7.3.3　緩速変形に対する反力特性

8章　免震設計を用いた耐震補強

(1) 下部構造の耐震補強に免震設計を適用するためには，3章に示す基本方針の他に以下の各項を満足するものでなければならない。
1) 下部構造の耐力が正確に算定できること
2) 鉄筋コンクリート橋脚において曲げ破壊よりもせん断破壊が先行しないこと
3) 鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部でせん断破壊を起こさないこと

(2) 多径間の単純橋からなる下部構造の耐震補強に免震設計を適用する際には，桁連結を併用するのがよい。

(1) 3章の規定に加えて既設橋の耐震補強に免震設計を採用する際の適用条件を示したものである。免震設計により地震力を低減したり，地震力を分散することができれば，下部構造の耐震性が相対的に低い既設橋の耐震補強に免震設計を適用できる場合がある。このためには，免震設計の採用により下部構造に作用する地震力の低減が所期の耐震補強効果に見合うものでなければならない。免震設計を採用しても，下部構造に作用する地震力が低減されない場合には，耐震補強に免震設計を適用してはならない。また，下部構造に作用する地震力を無理に低減するために免震効果を過度に期待する設計をしてはならない。

下部構造がよくわからない材料や構造から成り，調査してもその耐力を正しく把握できない場合には，免震設計を適用してはならない。また，鉄筋コンクリート橋脚で，橋脚基部の曲げ破壊よりもせん断破壊が先行したり，主鉄筋の途中定着部（段落し部）でせん断破壊を起こす可能性がある場合にも免震設計を適用してはならない。

(2) 多径間単純橋の下部構造の耐震補強に免震設計を適用する場合には，桁連結を併用するのがよい。これは，桁連結により，橋全体の不静定次数を上げ，伸縮継手の個数を減らすことができるためである。桁連結については9章の規定を参考にするのがよい。

9章　免震設計を用いた単純桁の連続化

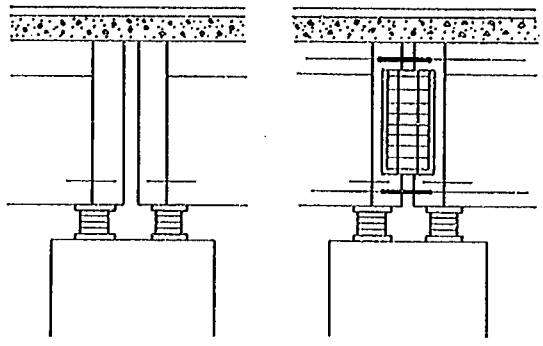
免震設計を用いて単純桁の連結化を図る場合には，免震効果により下部構造の抵抗性能に見合うように，上部構造の慣性力を適切に低減もしくは分散させなければならない。

既設道路橋の上部構造形式を単純桁から連続形式に変更する手段として免震装置を適用する場合の基本的な留意事項を示したものである。

単に連続化するだけであれば，反力分散支承等の利用が考えられるが，免震支承を採用することにより，地震力の分散と同時に地震力の低減も図り，下部構造に対する地震力の分配により大きな自由度を与えようというものである。

単純桁を連結化する場合には，図－解9. 1に示すように，いくつかの構造が考えられる。以下に示す事項について検討し，構造を決定するのがよい。

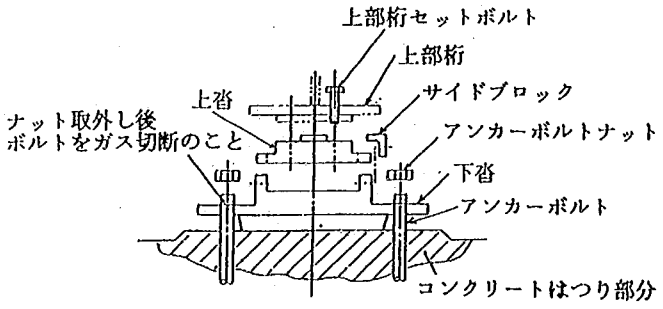
① 上部構造慣性力の伝達方法
② 輪荷重に対する強度
③ 主桁の支点上曲げモーメントに対する補強方法
④ 連結部を2点支承にすることによる負反力の発生



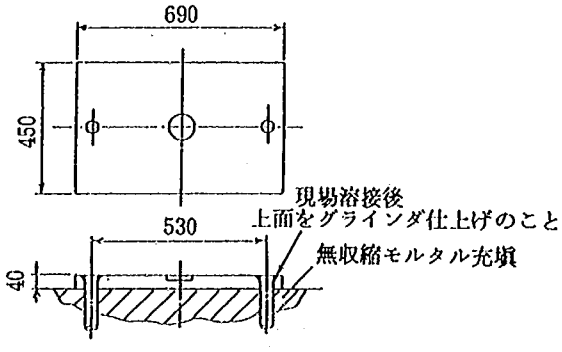
(a) 床板の連結化　　(b) 桁の連結化

図－解9. 1　連結構造

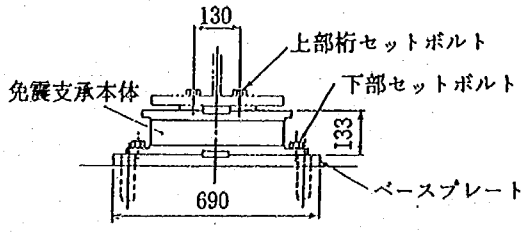
支承の取替え方法としては，既設の支承を撤去し，新設支承を既設支承と同位置に設置す方法と新設支承を例えば，横桁位置等のように既設支承とは別位置に設置し，後に既設支承を撤去する方法の2つが考えられる。後者の方法では，新たにアンカーボルトを設置する必要があり，また，支承位置の横桁等の補強が必要になる。参考までに，前者の方法による支承の取替え手順を図－解9. 2に示す。



(a) 既設支承の撤去



(b) ベースプレートのセット



(c) 取替後

図－解9. 2　支承の取替え手順

参　考　資　料

参考資料－1　道路橋の免震設計の手順

免震装置の等価剛性および等価減衰定数は，免震装置の設計変位に基づいて算定する。また，免震装置の地震時安定性は，免震装置の設計変位をもとにして照査する。したがって，免震設計においては，免震装置の設計変位を適切に定めることが重要であるが，免震装置は非線形な履歴特性を有するため，免震装置の設計変位を決定するためには，一般に繰り返し計算を行う必要がある。

マニュアル（案）では，設計振動単位ごとに橋を骨組構造にモデル化して解析することを原則としているが，免震設計の初期の段階においては，簡単な計算モデルを用いて免震装置の特徴，形状の比較検討や下部構造の概略形状の設定等を行うのが効率的である。したがって，ここでは，こうした初期検討を含めて免震設計の実務的な設計手順について示す。図－参1.1 は免震設計フローを示したものである。

(1)　免震装置の選定

[1] の免震装置の選定においては，免震装置の形式，アイソレーターおよびダンパーの形状，仕様等を決定する。免震装置の選定にあたっては，所定の免震効果を得ることのみならず，温度，クリープ，乾燥収縮の影響についても留意しなければならない。

(2)　震度法による初期検討

[2]～[10]の震度法による初期検討では，図－参1.2 に示すように，下面を固定条件とした免震装置により上部構造が支持されているとした場合の上部構造－免震装置系のモデルを用いて，免震装置の設計変位 u_{Bi}，等価剛性 K_{Bi}および等価減衰定数 h_{Bi}を算出する。免震装置の設計変位 u_{Bi}は式（参1.1)により，また，橋の固有周期および減衰定数は式（参1.3)，式（参1.4)により，それぞれ算出する。免震装置の設計変位 u_{Bi}は免震装置の等価剛性 K_{Bi}の関数となり，また，等価剛性 K_{Bi}は免震装置の設計変位 u_{Bi}の関数となるため，式（参1.1)および式（参1.2)を定めるためには，繰り返し計算が必要である。

$$u_{Bi} = k_h \cdot W_{Ui} / K_{Bi} \qquad (参1.1)$$

$$W_{Ui} = W_U \cdot K_{Bi} / \Sigma K_{Bi} \qquad (参1.2)$$

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{W_U / (\Sigma K_{Bi} \cdot g)} \qquad (参1.3)$$

$$h = \Sigma h_{Bi} \cdot k_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 / (\Sigma k_{Bi} \cdot u_{Bi}^2) \qquad (参1.4)$$

ここに，

u_{Bi}：ｉ番目の免震装置の設計変位（m）

W_{Ui}：ｉ番目の免震装置が水平力を分担する上部構造の重量（tf）

T　：橋の固有周期（秒）

h　：橋の減衰定数

k_h　：震度法に用いる設計水平震度

W_U　：上部構造の重量（tf）

K_{Bi}：ｉ番目の免震装置の等価剛性（tf/m）

h_{Bi}：ｉ番目の免震装置の等価減衰定数

g　：重力加速度（=9.8m/sec^2）

次に，橋脚の断面寸法を仮定し，式（参1.5)より算出される橋脚基部の曲げモーメント M_i に対して橋脚基部の配筋を決定し，応力度を照査する。

$$M_i = k_h \ (W_{Ui} \cdot \ell_i + W_{Pi} \cdot P_i) \qquad (参1.5)$$

ここに，

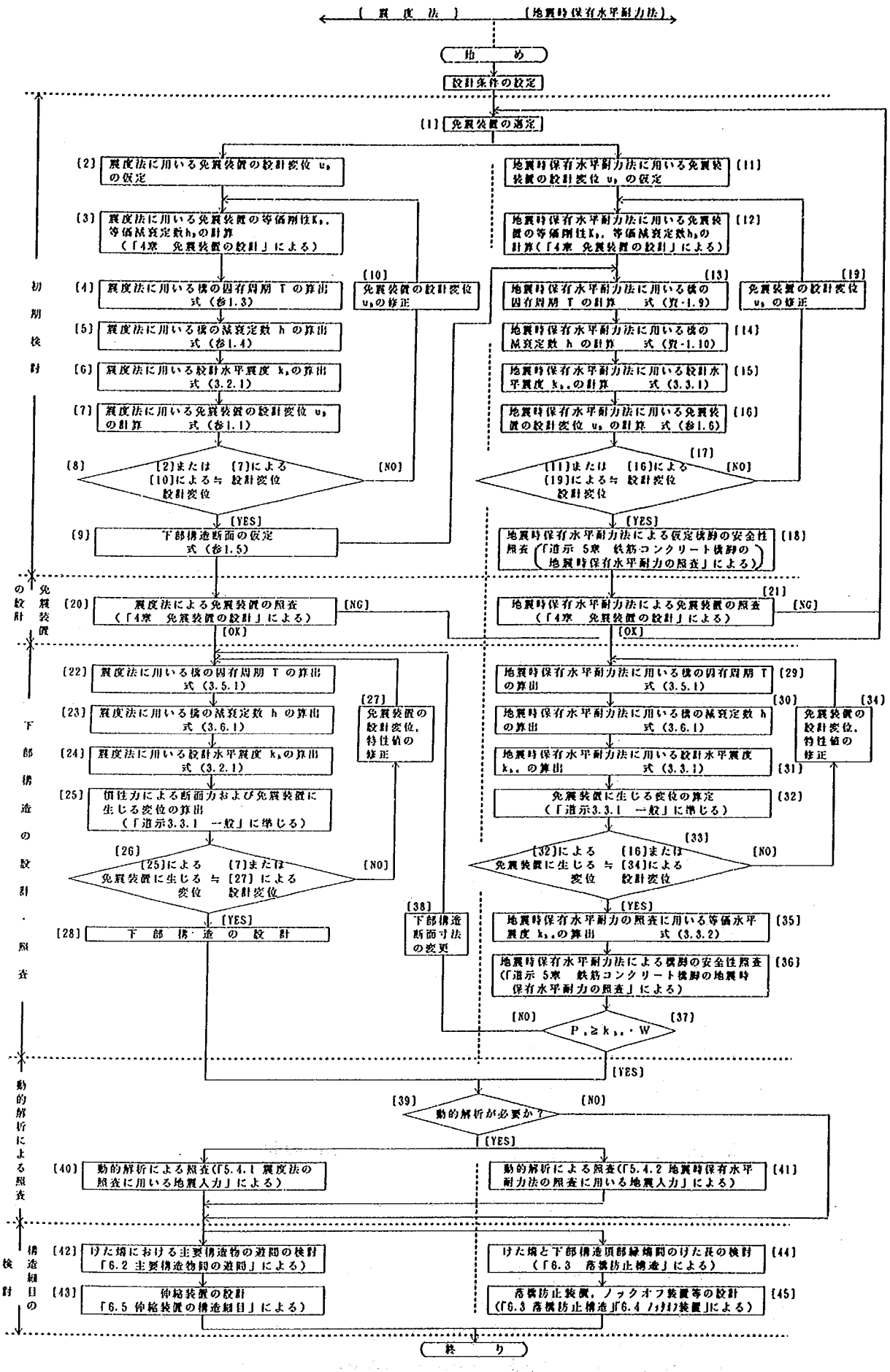
M_i　：ｉ番目の橋脚基部に生じる曲げモーメント（tfm）

W_{Pi}：ｉ番目の橋脚の重量（tf）

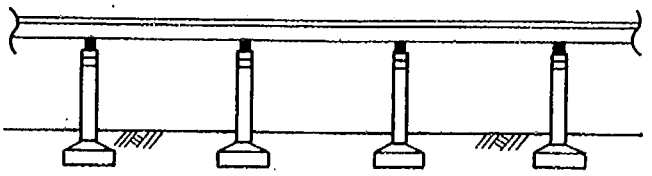
ℓ_i　：ｉ番目の橋脚の上部構造慣性力の作用高さ（m）

P_i　：ｉ番目の橋脚自重に起因する慣性力の作用高さ（m）

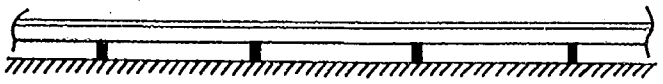
(3)　地震時水平保有耐力法による初期検討



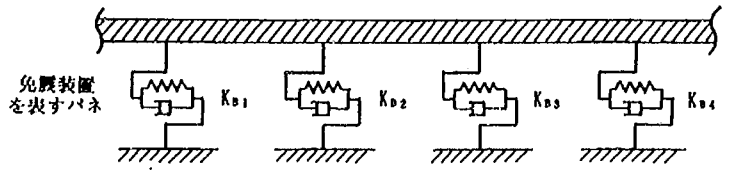
図－参1.1 免震設計フロー



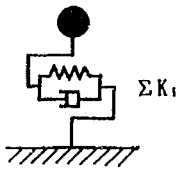
(a) 実際の橋と免震装置



(b) 免震装置の下面を固定とした状態



(c) (b)の力学モデル



(d) (c)を簡単にした力学モデル

図－参1.2 震度法における免震橋梁の初期検討モデル

[11]～「19」の地震時水平保有耐力法による初期検討では，図－参1.3 に示すように，免震装置および下部構造の剛性を考慮したモデルを用いて，免震装置の設計変位 u_{BI}，等価剛性 K_{BI}および等価減衰定数 h_{BI}を繰り返し計算により算出する。橋脚および橋台の剛性としては，道路橋示方書の規定に従って降伏剛性（降伏水平耐力 P_y を降伏変位 δ_y で割った値）を用いる。免震装置の設計変位 u_{BI}は式（参1.6)により，また，橋の固有周期および減衰定数はそれぞれ式（参1.9)，式（参1.10）により算定する。

$$u_{BI} = k_{hc} \cdot W_{UI} / K_{BI} \qquad (参1.6)$$

$$W_{UI} = W_U \cdot K_I / \Sigma K_I \qquad (参1.7)$$

$$1/K_I = 1/K_{BI} + 1/K_{PI} \qquad (参1.8)$$

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{W_v / (\Sigma K_I \cdot g)} \qquad (参1.9)$$

$$h = \frac{\Sigma h_{BI} \cdot K_{BI} \cdot u_{BI}^2 + \Sigma h_{PI} \cdot K_{BI}^2 \cdot u_{BI}^2 / K_{PI}}{\Sigma K_{BI} \cdot u_{BI}^2 + \Sigma K_{BI}^2 \cdot u_{BI}^2 / K_{PI}} \qquad (参1.10)$$

ここに，

k_{hc}：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度

K_I ：i番目の免震装置と下部構造の降伏剛性から求まる等価剛性（tf/m)

h_{BI}：i番目の免震装置の等価減衰定数

K_{PI}：i番目の下部構造の降伏剛性で下式により算定する。（tf/m)

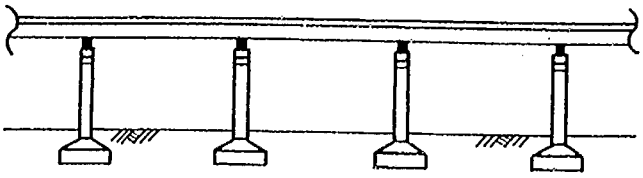
$$K_{PI} = P_y / \delta_y \qquad (参1.11)$$

ここに，

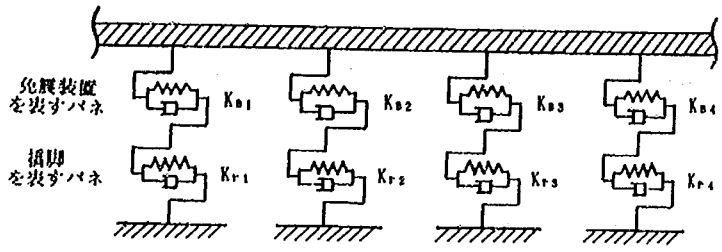
P_y ：下部構造の降伏水平耐力（tf)

δ_y ：下部構造の降伏変位(m)

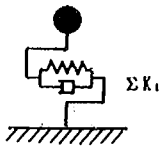
次に，道路橋示方書に従って，橋脚の地震時保有水平耐力の照査を行う。橋台に対しては，地震時保有水平耐力の照査は行わなくてもよい。



(a) 実際の橋と免震装置



(b) (a)の力学モデル



(c) (b)を簡単にした力学モデル

図－参1.3 地震時保有水平耐力法における免震橋梁の初期検討モデル

(4) 免震装置の照査

[20][21]の免震装置の照査では，マニュアル（案）の「4章 免震装置の設計」に従って，それぞれ震度法および地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B に対して，積層ゴム支承の水平変位，局部せん断ひずみ等の照査を行う。

(5) 震度法による設計

[22]～「28」の震度法による下部構造の設計・照査においては，設計振動単位ごとに橋を骨組構造にモデル化し，マニュアル（案）に規定される震度法に用いる設計水平震度により，道路橋示方書に従って下部構造の設計を行う。また，免震装置に生じる変位が，震度法に用いる免震装置の設計変位 u_B に近似することを確認する。

(6) 地震時保有水平耐力法による調査

[29]～[38]の地震時保有水平耐力法による下部構造の設計・照査においては，マニュアル（案）に規定される地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度により，道路橋示方書に従って，鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査を行うとともに，免震装置に生じる変位が，地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B に近似することを確認する。

(7) 動的解析による調査

一般に，免震装置を有する橋梁では，免震装置の変位に伴う1次振動モードが卓越するため，静的計算法の適用性が高いが，特に動的特性が問題になることが想定される場合には，[40][41]に示すようにマニュアル（案）の「5章 動的解析による照査」に従って，動的解析を行うものとする。

(8) 構造細目の検討

以上の手順に従って，免震装置と下部構造に対する安全が確認された場合には，[42]～[45]に示すように「6章 免震装置を用いる場合の構造細目」に従って，構造細目の設計を行う。

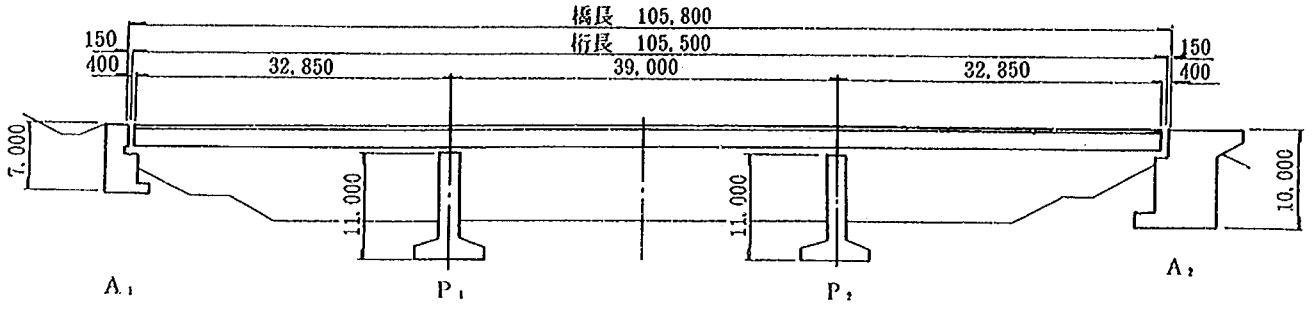
参考資料－2　免震装置の設計例

2.1　まえがき

官民連帯共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」において開発された8種類の免震装置を用いて，同一の橋梁を対象に免震装置の試設計を行った。ここでは，今回の共同研究の中で等価剛性の算定法を新しく開発した鉛プラグ入り積層ゴム支承についても設計例を示す。

2.1.1　設計条件

(1)　対象橋梁



図－参2.1 設計対象とする橋梁の側面図

(2)　橋梁諸元

上部構造　　鋼3径間連続非合性鈑桁橋
下部構造　　橋台：逆T式　橋脚：壁式
上部構造重量　　1320tf

(3)　環境条件

地域区分　　A区分　　重要度　　1級
地盤種別　　I種

(4)　支承設計反力

橋脚・橋台の支承の設計反力を表－参2.1 に示す。

表－参2.1 支承設計反力（tf）

橋　台　部　支　点			橋　脚　部　支　点		
死荷重	活荷重	合　計	死荷重	活荷重	合　計
42.6	18.4	59.0	139.4	43.6	183.0

(5)　下部構造の剛性

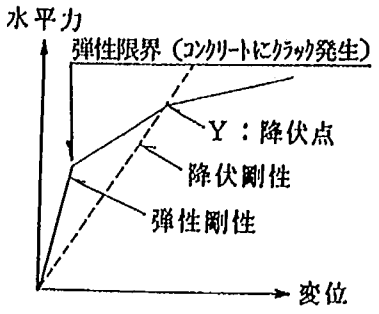
下部構造の剛性は，図－参2.2 に示す水平力と水平変位の関係から表－参2.2 の値とする。

(6)　設計水平震度

「3章　免震設計」の3.2 および3.3 に準拠する。

(7)　免震装置の設計変位

地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位は15～20cm程度を目標とする。



図－参2.2 水平力と水平変位の関係

表－参2.2 下部構造の剛性

剛　性 / 橋台・橋脚	弾性剛性 K_P (tf/m)	降伏剛性 K_{PY} (tf/m)
A_1	40 510	40 510
P_1	14 090	10 300
P_2	11 180	8 680
A_2	31 750	17 950

(8) 免震の方向

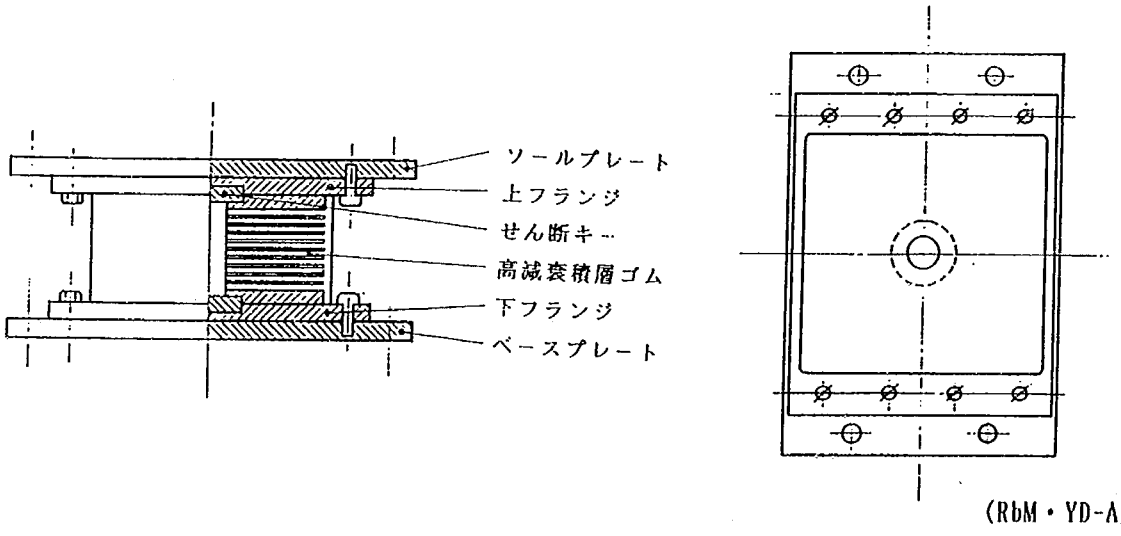
簡単のために，橋軸方向だけを免震化することとする。

2.1.2 試設計例

物性値，形状の設計式，モデル化の方法については，次項に具体的に記述する。免震装置の細部にわたる構造諸元や経済性等については別途検討しなければならない。

2.2 高減衰積層ゴム支承（その1，横浜ゴム㈱製免震支承）

2.2.1 構　成



図－参2.3 高減衰積層ゴム支承（その1）の一般図

2.2.2 特　徴

① 積層ゴム自体が高減衰性を有しており，別置きダンパーを必要とせず，コンパクトな免震装置とすることができる。

② 積層ゴムの表面には耐候性の良い被覆ゴムを設けてあり，構造が単純で機械的に擦れ合う部分がないので長期間メンテナンスなしで安定した性能を維持することが可能である。

③ 常時の小変形時にはバネが硬いため，風荷重および制動荷重などに対してはトリガー機能として働く。地震による大変形時にはバネが軟らかく免震効果を発揮する。

2.2.3 特性値

(1) 免震装置の等価剛性 K_B (kgf/cm)

$$K_B = A_R \, G(\gamma) / \Sigma t_e \qquad (参2.1)$$

ここに,

$G(\gamma)$ ：せん段弾性係数(kgf/ cm²) で $0.1 < \gamma < 2.0$ の範囲では式（参2.2)により算出する。

$$G(\gamma) = 43.58 - 155.36\gamma + 286.21\gamma^2 - 257.90\gamma^3 + 110.72\gamma^4 - 18.07\gamma^5 \qquad (参2.2)$$

A_R ：ゴムの支圧面積（cm²）

γ ：ゴムのせん断ひずみ(0.1 < γ < 2.0)

t_e ：一層のゴム厚（cm）

(2) 免震装置の等価減衰定数 h_B

等価減衰定数 h_B は $0.1 < \gamma < 2.0$ の範囲では式（参2.3)により算出する。

$$h_B(\gamma) = 0.2159 - 0.0870\gamma + 0.0397\gamma^2 - 0.0113\gamma^3 \qquad (参2.3)$$

2.2.4 試設計例

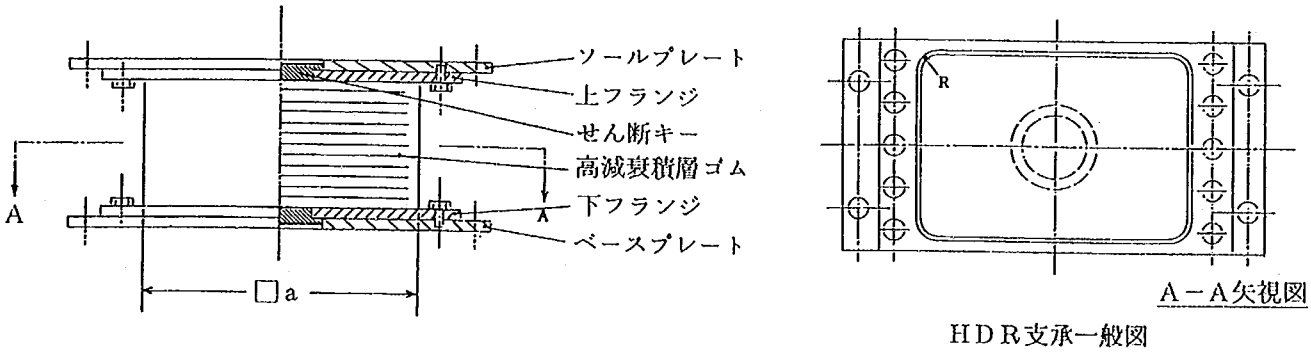
試設計結果を表－参2.3 ～2.4 に示す。

表－参2.3 高減衰積層ゴム支承（その１）の設計結果

特性値	橋脚部	橋台部
平面形状	50×70cm	35×35cm
中抜き径	φ 5 cm	φ 5 cm
有効断面積	3500cm²	1205cm²
ゴム厚	0.9cm× 9 層	1.9cm× 5 層
鋼板厚	0.3cm× 8 枚	0.3cm× 4 枚
基数	5 基	5 基

2.3 高減衰積層ゴム支承（その２，東洋ゴム工業㈱製免震支承）

2.3.1 構成



図－参2.4 高減衰積層ゴム支承（その２）の一般図

2.3.2 特徴

① 減衰性能をもつ積層体であり，減衰性能，復元性能，荷重支持性能の機能を兼ね備えている。

② ゴムは小変形時には硬く大変形時には柔らかいので，微振動には変形しにくく大地震には免震効果を持つ。

③ 機構的に回転部，摺動部がなく，ゴム表面に耐候性ゴムを使用しているので長期的に耐久性がある。

2.3.3 特性値

(1) 免震装置の等価剛性 K_B (kgf/cm)

表－参2.4 高減衰積層ゴム支承（その１）の特性値と耐荷力の照査

特性値			橋台 A1	橋台 A2	橋脚 P1	橋脚 P2	備考
常時	支承の水平変位	u_o (cm)	1.49	1.51	0.38	0.37	温度±25℃
	ゴムの有効断面積	A_{Ro} (cm²)	1153	1153	3454	3454	
	支圧応力度の照査	σ_{max} (kgf/cm²)	51.2	51.2	53.0	53.0	＜ 80
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	1.33	1.33	1.55	1.55	
		水平変位 γ_s	0.17	0.17	0.04	0.04	＜ 0.7
		回転角 γ_R	0.44	0.44	2.04	2.04	1/150
		合計 γ_r	1.94	1.94	2.04	1.82	<2.4=6/2.5
震度法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	2.15	2.13	1.63	1.51	
	免震装置の有効設計変位	u_{Be} (cm)	1.51	1.50	1.14	1.06	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	327.5	329.5	1047.7	1080.4	
		5 K_B (tf/m)	1638	1648	5239	5402	
	下部構造の剛性	K_P (tf/m)	40510	31750	14090	11180	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_r (tf/m)	1574	1566	3819	3642	Σ=10601
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.202	0.203	0.206	0.207	
	慣性力の分担率		0.148	0.148	0.360	0.344	
	橋の固有周期	T(sec)	0.708				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_E	0.90(h=0.162)				
	設計水平震度	k_h	0.18				c_r=1.25
	地震時水平力	F(tf)	35.3	35.1	85.6	81.6	計 237.6
	上部構造変位量	u_r (cm)	2.24				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.98	0.98	1.21	1.21	
		水平変位 γ_s	0.24	0.24	0.17	0.16	
		合計 γ_r	1.22	1.22	1.38	1.37	＜ 3.33
地震時保有水平耐力法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	21.42	21.10	19.14	18.70	
	免震装置の有効設計変位	u_{Be} (cm)	14.99	14.77	13.40	13.09	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	102.20	101.33	274.95	277.73	
		5 K_B (tf/m)	511.0	506.7	1374.8	1388.7	
	下部構造の剛性	K_{Py}(tf/m)	40510	17950	10300	8680	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_r (tf/m)	504.7	492.8	1212.9	1197.1	Σ=3407.5
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.129	0.130	0.140	0.142	
	慣性力の分担率		0.148	0.145	0.356	0.351	
	橋の固有周期	T(sec)	1.25				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_E	0.80(h=0.129)				
	設計水平震度	k_{hc}	0.56				c_R=0.7
	地震時水平力	F(tf)	109.5	106.9	263.1	259.7	計 739.2
	上部構造変位量	u_r (cm)	21.69				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	2.44	2.38	1.91	1.88	
		水平変位 γ_s	2.38	2.34	2.02	1.97	＜ 2.5
		合計 γ_r	4.82	4.72	3.93	3.85	＜ 5.0

等価剛性 K_B は，せん断ひずみが $0.1<\gamma<2.0$ の範囲では式（参2.1)により算出する。ただし，式（参2.1）中のせん断剛性 $G(\gamma)$ は，式（参2.4)により求めてよい。

$$G(\gamma)=a_0+a_1\gamma+a_2\gamma^2+a_3\gamma^3+a_4\gamma^4 \qquad (参2.4)$$

ここに，

γ ：ゴムのせん断ひずみ$(0.1<\gamma<2.0)$

(2) 免震装置の等価減衰定数 h_B

等価減衰定数 h_B は，$0.1<\gamma<2.0$ の範囲では式（参2.5)により算出する。

$$h_B(\gamma)=b_0+b_1\gamma+b_2\gamma^2+b_3\gamma^3 \qquad (参2.5)$$

表－参2.5 高減衰積層ゴム支承（その２）の特性値の係数

ひずみ領域	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4	b_0	b_1	b_2	b_3
$10\leqq\gamma\leqq100\%$	28.1	-69.7	98.1	-65.8	17.2	0.173	0.162	-0.287	0.122
$100<\gamma\leqq200\%$	6.62	11.2	-19.1	11.4	-2.12	0.204	0.0152	-0.0671	0.0177

2.3.4 試設計例

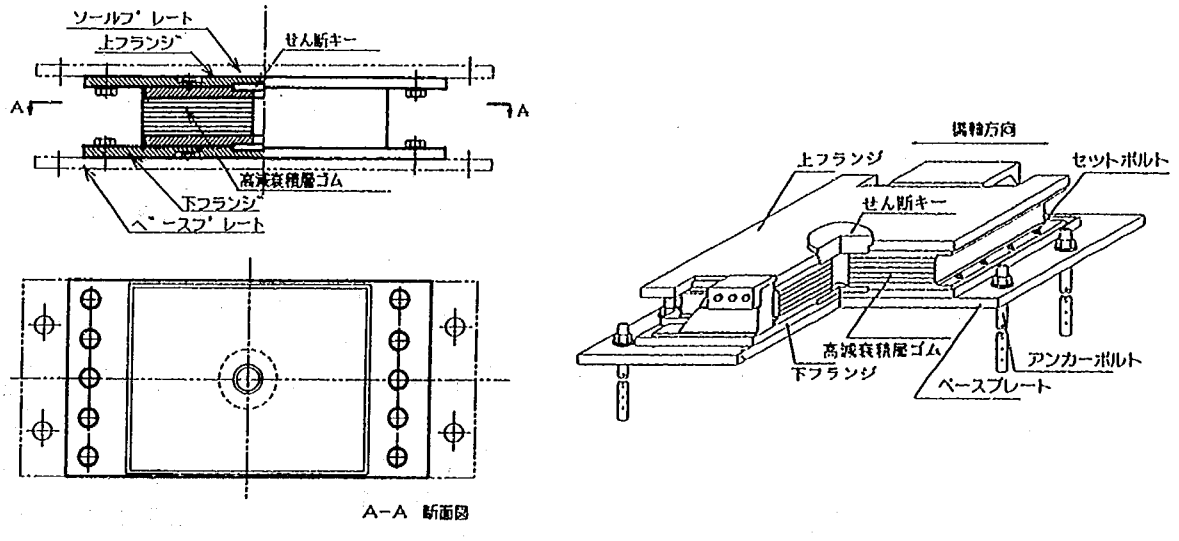
試設計結果を表－参 2.6～2.7 に示す。

表－参2.6 高減衰積層ゴム支承（その２）の設計結果

特性値	橋脚部	橋台部
平面形状	59×59cm	34×34cm
ｺｰﾅｰ部の曲率	9.5cm	9.5cm
有効断面積	3404cm²	1085cm²
ゴム厚	1.3cm×４層	1.0cm×６層
鋼板厚	0.45cm×３枚	0.32cm×５枚
基数	５基	５基

2.4 高減衰積層ゴム（その３，㈱ブリヂストン製免震支承）

2.4.1 構成



図－参2.5 高減衰積層ゴム支承（その３）の一般図

表－参2.7 高減衰積層ゴム支承（その２）の特性値と耐荷力の照査

特性値			橋台 A1	橋台 A2	橋脚 P1	橋脚 P2	備考
常時	支承の水平変位	u_o (cm)	1.60	1.60	0.60	0.60	温度±25℃
	ゴムの有効断面積	A_{Ro} (cm²)	1085	1085	3369	3369	
	支圧応力度の照査	σ_{max} (kgf/cm²)	54.4	54.4	54.3	46.0	＜ 80
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.812	0.812	0.615	0.615	
		水平変位 γ_s	0.266	0.266	0.115	0.115	＜ 0.7
		回転角 γ_R	0.623	0.623	0.821	0.821	1/150,300
		合計 γ_T	1.701	1.701	1.551	1.551	<2.4=6/2.5
震度法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	2.13	2.10	1.58	1.45	
	免震装置の有効設計変位	u_{Be} (cm)	1.49	1.47	1.10	1.01	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	301.7	303.9	1120.4	1163.1	
		5 K_B (tf/m)	1508.5	1519.5	5602.0	5815.5	
	下部構造の剛性	K_P (tf/m)	40510	31750	14090	11180	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	1454.3	1450.1	4008.3	3825.6	Σ=10738.3
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.197	0.197	0.196	0.195	
	慣性力の分担率		0.135	0.135	0.373	0.356	
	橋の固有周期	T(sec)	0.704				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_E	0.90(h=0.161)				
	設計水平震度	k_h	0.18				c_T =1.25
	地震時水平力	F(tf)	32.1	32.1	88.6	84.6	計 237.4
	上部構造変位量	u_T (cm)	2.21				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.596	0.596	0.477	0.476	
		水平変位 γ_s	0.355	0.350	0.304	0.279	
		合計 γ_T	0.951	0.946	0.781	0.755	<3.3=6/1.8
地震時保有水平耐力法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	12.94	12.65	10.51	10.15	
	免震装置の有効設計変位	u_{Be} (cm)	9.06	7.36	7.10	8.85	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	155.8	154.4	525.3	520.8	
		5 K_B (tf/m)	779.0	772.0	2626.5	2604.0	
	下部構造の剛性	K_{Py}(tf/m)	40510	17950	10300	8680	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	764.3	740.2	2092.8	2003.1	Σ=5604.4
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.135	0.137	0.141	0.145	
	慣性力の分担率		0.136	0.132	0.374	0.358	
	橋の固有周期	T(sec)	0.874				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_E	0.80(h=0.124)				
	設計水平震度	K_{hc}	0.54				c_R =0.7
	地震時水平力	F(tf)	100.5	97.6	276.5	264.6	計 739.2
	上部構造変位量	u_T (cm)	13.19				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.910	0.897	0.567	0.563	
		水平変位 γ_s	2.157	2.108	2.021	1.952	＜ 2.5
		合計 γ_T	3.067	3.005	2.588	2.515	<5=6/1.2

2.4.2 特 徴

① 積層ゴム自体に減衰機能を有しているため，別置きのダンパーを設ける必要がない。
② 小変形時には硬く，大変形時には柔らかい剛性を持つため，風，制動荷重への抵抗力と地震時の免震効果を持つ。
③ 履歴特性は滑らかで，中小地震から大地震まで免震範囲が広い。
④ 剛性の異なるゴム材料が２種類（HDR401型，HDR501型）あり，設計の自由度が大きい。
⑤ 力学特性の周期依存性，支持荷重依存性，温度依存性が小さい。

2.4.3 特性値

(1) 免震装置の等価剛性 K_B (kgf/cm)

等価剛性 K_B は，式（参2.1)により算出する。ただし，式（参2.1)中のせん断剛性 $G(\gamma)$ はせん断ひずみ γ <250%の範囲では式（参2.6)により求めてよい。

$$G(\gamma) = a_0 + a_1 \gamma + a_2 \gamma^2 + a_3 \gamma^3 + a_4 \gamma^4 + a_5 \gamma^5 \qquad (参2.6)$$

ここに，

γ ：ゴムのせん断ひずみ（γ <250%）

(2) 免震装置の等価減衰定数 h_B

等価減衰定数 h_B は，γ <250%の範囲では式（参2.7)により算出する。

$$h(\gamma) = b_0 + b_1 \gamma + b_2 \gamma^2 + b_3 \gamma^3 \qquad (参2.7)$$

表－参 2.8高減衰積層ゴム支承（その３）の特性値の係数

	領域	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	b_0	b_1	b_2	b_3
HDR	$\gamma \leqq 2$	35.99	-91.53	124.9	-86.87	29.67	-3.915	0.171	-0.00027	0.00603	-0.00623
401	$2<\gamma<2.5$	4.61	1.20					0.116	0.114	-0.0497	
HDR	$\gamma \leqq 2$	45.3	-72.7	57.33	-18.99	2.18		0.1543	0.03834	-0.04448	0.00858
501	$2<\gamma<2.5$	12.2									

2.4.4 試設計例

試設計結果を表－参 2.9～2.10に示す。

表－参2.9 高減衰積層ゴム支承（その３）の設計結果（HDR401を用いた場合）

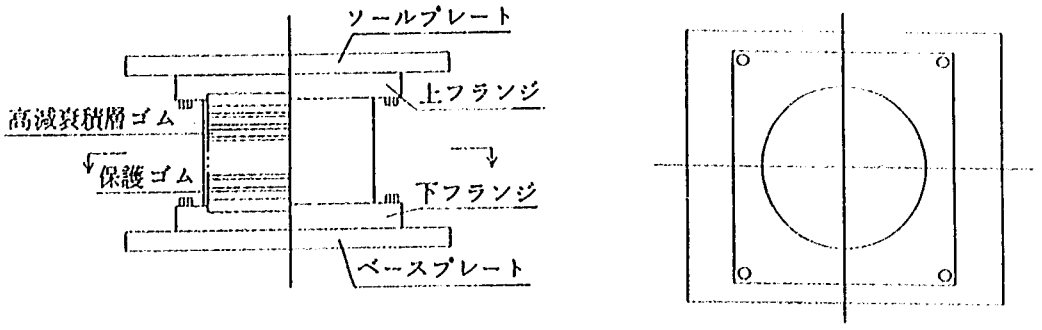
特 性 値	橋 台 部	橋 脚 部
平面形状（鋼板）	34×34cm	54×54cm（ϕ10）
有効支圧面積	1156cm²	2837.5cm²
ゴ ム 厚	0.75cm×８	1.0cm×５
鋼 板 厚	0.3cm×７枚	0.3cm×４枚
基 数	５ 基	５ 基

表－参2.10 高減衰積層ゴム支承（その３）の特性値と耐荷力の照査

特性値			橋台 A1	橋台 A2	橋脚 P1	橋脚 P2	備考
常時	支承の水平変位	u_o (cm)	1.48	1.51	0.35	0.35	温度±25℃
	ゴムの有効断面積	A_{RO} (cm²)	1105.8	1104.8	2818.6	2818.6	
	支圧応力度の照査	σ_{max} (kgf/cm²)	53.4	53.4	64.9	64.9	＜ 80
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.959	0.960	1.140	1.140	
		水平変位 γ_s	0.246	0.251	0.070	0.069	＜ 0.7
		回転角 γ_R	0.428	0.428	0.920	0.920	1/150,300
		合計 γ_r	1.633	1.639	2.130	2.129	<2.4=6/2.5
震度法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	1.79	1.76	1.28	1.17	
	免震装置の有効設計変位	u_{Be} (cm)	1.25	1.23	0.90	0.82	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	416.39	419.14	1312.14	1362.91	
		5 K_B (tf/m)	2082.0	2095.8	6560.8	6814.6	
	下部構造の剛性	K_P (tf/m)	40510	31750	14090	11180	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	1980.2	1966.0	4476.4	4233.9	Σ=12656.5
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.171	0.171	0.171	0.171	
	慣性力の分担率		0.156	0.155	0.354	0.335	
	橋の固有周期	T(sec)	0.65				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_B	0.90(h=0.63)				
	設計水平震度	k_h	0.18				c_T =1.25
	地震時水平力	F(tf)	37.2	36.9	84.0	79.5	計 237.6
	上部構造変位量	u_T (cm)	1.88				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.699	0.698	0.884	0.882	
		水平変位 γ_s	0.298	0.294	0.258	0.233	
		合計 γ_r	0.997	0.992	1.142	1.115	<3.3=6/1.8
地震時保有水平耐力法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	14.21	13.93	12.17	11.81	
	免震装置の有効設計変位	u_{Be} (cm)	9.95	9.75	8.52	8.27	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	131.08	131.64	384.51	386.27	
		5 K_B (tf/m)	655.4	658.2	1922.6	1931.3	
	下部構造の剛性	K_{Py}(tf/m)	40510	17950	10300	8680	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	644.9	634.9	1620.2	1579.8	Σ=4479.8
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.159	0.160	0.157	0.159	
	慣性力の分担率		0.144	0.142	0.362	0.352	
	橋の固有周期	T(sec)	1.089				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_B	0.70(h=0.155)				
	設計水平震度	k_{hc}	0.49				c_R =0.7
	地震時水平力	F(tf)	93.1	91.7	233.9	228.1	計 739.2
	上部構造変位量	u_T (cm)	14.44				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	1.138	1.122	1.123	1.113	
		水平変位 γ_s	2.368	2.321	2.433	2.362	＜ 2.5
		合計 γ_r	3.506	3.443	3.556	3.475	<5=6/1.2

2.5 高減衰積層ゴム支承（その4，昭和電線電纜㈱製免震支承）

2.5.1 構 成



図－参2.6 高減衰積層ゴム支承（その4）の一般図

2.5.2 特 徴

① ゴム材料自体にバネ性能および減衰性能を持たせた構造のため，ダンパーが不要なコンパクトな免震装置である。

② 高減衰ゴム自体は大変形時には柔らかいバネ定数を有するが，微小変形時には交通振動，風振動等に対する抵抗力となる程度の剛なバネ定数を有する。

③ ひずみ依存性も小さいので，中小地震から大地震まで幅広い免震効果が得られる。

④ 積層体外周の保護ゴム層は着脱が可能なので，保護ゴム層を取り外すことにより高減衰ゴムおよび内部鋼板の積層状態の保守点検が可能である。

2.5.3 特性値

(1) 免震装置の等価剛性 K_B (kgf/cm)

免震装置の等価剛性 K_B は，式（参2.1)により算出する。ただし，式（参2.1)中のせん断剛性 $G(\gamma)$ はせん断ひずみ $\gamma \leqq 250\%$ では式（参2.8)により求めてよい。

$$G(\gamma) = 11.66 - 12.8\gamma + 8.70\gamma^2 - 1.70\gamma^3 \qquad (参2.8)$$

ここに，

γ ：ゴムのせん断ひずみ（$\gamma \leqq 250\%$）

(2) 免震装置の等価減衰定数 h_B

等価減衰定数 h_B は，せん断ひずみ $\gamma \leqq 250\%$ では式（参2.9)により算出する。

$$h_B(\gamma) = 15.44 - 6.93\gamma + 6.95\gamma^2 - 3.07\gamma^3 \qquad (参2.9)$$

2.5.4 試設計例

試設計結果を表－参2.11～2.12に示す。

表－参2.11 高減衰積層ゴム支承（その4）の設計結果

特性値	橋脚部	橋台部
平面形状	φ75cm	φ50cm
中抜き径	φ2cm	φ2cm
有効断面積	4415cm²	1960cm²
ゴム厚	1.0cm×7層	0.60cm×12層
鋼板厚	0.32cm×6枚	0.32cm×11枚
基数	5基	5基

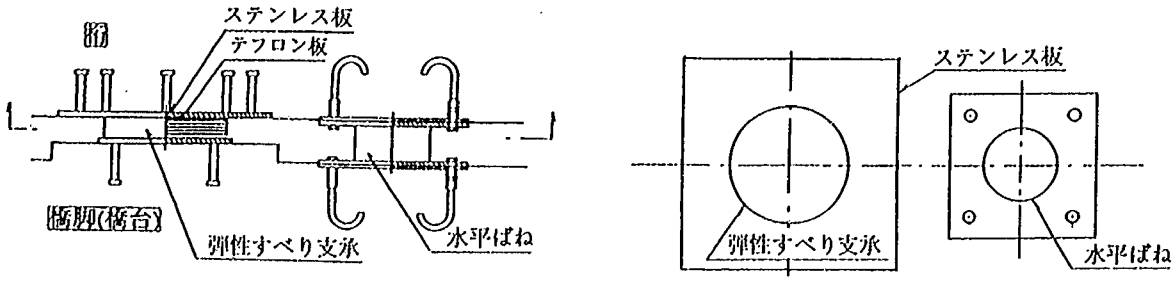
表－参2.12 高減衰積層ゴム支承（その4）の特性値と耐荷力の照査

特性値			橋台 A1	橋台 A2	橋脚 P1	橋脚 P2	備考
常時	支承の水平変位	u_o (cm)	1.60	1.60	0.60	0.60	温度±25℃
	ゴムの有効断面積	A_{Ro} (cm²)	1883.5	1883.5	4372.9	4372.9	
	支圧応力度の照査	σ_{max} (kgf/cm²)	31.3	31.3	41.9	41.9	
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.20	0.20	0.33	0.33	
		水平変位 γ_s	0.22	0.22	0.09	0.09	
		回転角 γ_R	1.44	1.44	1.96	1.96	
		合計 γ_r	1.86	1.86	2.38	2.38	<2.4=6/2.5
震度法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	3.50	3.40	3.00	2.90	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	224.30	227.10	539.60	546.70	
		5 K_B (tf/m)	1121.5	1135.5	2698.0	2733.5	
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.138	0.138	0.139	0.140	
	橋の減衰定数	h	0.127				
	橋の固有周期	T(sec)	0.89				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_E	0.9				
	設計水平震度	k_{hc}	0.18				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.28	0.28	0.43	0.43	
		水平変位 γ_s	0.49	0.47	0.43	0.41	＜ 2.5
		合計 γ_r	0.77	0.75	0.86	0.84	<3.3=6/1.8
地震時保有水平耐力法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	16.60	16.60	14.20	13.80	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	186.30	175.60	394.10	394.10	
		5 K_B (tf/m)	889.5	878.0	1944.0	1923.5	
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.098	0.111	0.116	0.102	
	橋の減衰定数	h	0.101				
	橋の固有周期	T(sec)	1.04				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_E	0.9				
	設計水平震度	k_{hc}	0.63				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.72	0.69	0.67	0.66	
		水平変位 γ_s	2.31	2.25	2.03	1.97	＜ 2.5
		合計 γ_r	3.03	2.94	2.70	2.63	＜ 5=6/1.2

2.6 摩擦（すべり）型ダンパー（その1，大成建設㈱＋東京ファブリック工業㈱製免震装置）

2.6.1 構 成

本免震装置は，図－参2.7 に示すように弾性すべり支承と水平ばねとで構成されている。



図－参2.7 摩擦（すべり）型ダンパー（その1）の一般図

2.6.2 特 徴

① 上部構造の全鉛直荷重を支持する弾性すべり支承は，積層ゴム上面に貼られたテフロン板と桁側に埋め込まれたステンレス板とが摩擦力を伴いながら摺動し合うことにより，エネルギー吸収する機能を有している。

② 水平ばねは，鉛直荷重を支持せず，水平変位量を抑制し変位を復元する機能を有している。

2.6.3 特性値

① 摩擦係数μは面圧に依存するため，設計時には死荷重反力の面圧に対して摩擦係数を設定する必要がある。作用面圧が30kgf/cm²～80kgf/cm²の範囲では，摩擦係数μはほぼ一定とみなしうる。

② 摩擦係数μは速度に依存するが，動的せん断加力実験によれば，5 cm/s～50cm/sでほぼ一定である。ただし，緩速載荷(0.5cm/s～2.0cm/s)の場合にはμ＝0.05程度となり，温度変化・クリープ・乾燥収縮に対する支承の抵抗力は小さい。

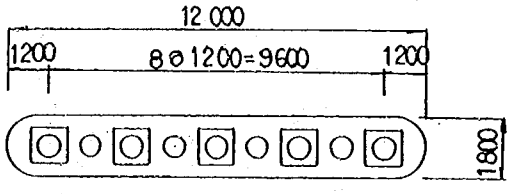
③ 摩擦係数μは繰り返し載荷に対して安定した値を示し，2万回の繰り返し疲労試験に対するせん断弾性係数の変化は－5％程度である。

2.6.4 試設計例

試設計結果を表－参2.13～2.14に，平面配置図を図－参2.8 に示す。

表－参2.13 摩擦（すべり）型ダンパー（その1）の設計結果

要 素	弾性すべり支承		水 平 ば ね	
部 位	橋台部	橋脚部	橋台部	橋脚部
平面形状	φ320 mm	φ550 mm	φ300 mm	φ550 mm
ゴ ム 厚	9 mm×2層	15mm×2層	100 mm	100 mm
鉄 板 厚	3 mm×1層	5 mm×1層	——	——
PETE材	2 mm	2 mm	——	——
個 数	5箇所	5箇所	4箇所	4箇所
材 質	高減衰ゴム	高減衰ゴム	合成ゴム	合成ゴム
G_0	6 kgf/cm²	6 kgf/cm²	8 kgf/cm²	8 kgf/cm²



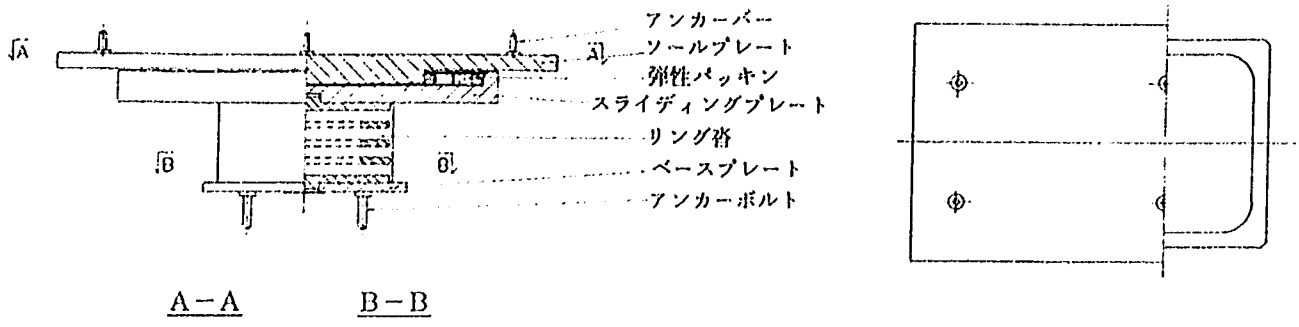
図－参2.8 平面配置図

表－参2.14 摩擦（すべり）型ダンパー（その１）の特性値と耐荷力の照査

特性値			橋台 A1	橋台 A2	橋脚 P1	橋脚 P2	備考
特性値	免震装置の一次剛性 K_1 (kgf/cm)		15,660	15,660	31,360	31,360	5支承分
	免震装置の二次剛性 K_2 (kgf/cm)		2,260	2,260	7,500	7,500	5支承分
	免震装置の摩擦係数（地震時） μ		0.10	0.10	0.10	0.10	
	免震装置の摩擦係数（常時） μ_s		0.05	0.05	0.05	0.05	
	免震装置の摩擦力（地震時） F_r (kgf)		15,300	15,300	50,200	50,200	5支承分
	免震装置の摩擦力（常時） F_{rs} (kgf)		7,650	7,650	25,100	25,100	5支承分
常時	免震装置の水平変位 u_o (cm)		1.55	1.54	0.48	0.46	温度±25℃
	すべり支承の面積 A_{RO} (cm²)		804.2	804.2	2375.8	2375.8	1支承分
	すべり支承の支圧応力度 σ_{max} (kgf/cm²)		73.3	73.3	77.0	77.0	＜ 80
	すべり支承の局部せん断ひずみ照査	鉛直ひずみ γ_c	1.66	1.66	1.69	1.69	
		水平ひずみ γ_s	0.27	0.27	0.16	0.16	
		回転ひずみ γ_R	0.79	0.79	0.84	0.84	1/300
		合計 γ_T	2.72	2.72	2.69	2.69	＜ 3.33
震度法レベル	免震装置の設計変位 u_B (cm)		5.03	5.01	4.48	4.32	
	免震装置の有効設計変位 u_{Be} (cm)		3.53	3.50	3.14	3.03	
	免震装置の等価剛性 K_B (kgf/cm)		5,970	6,000	19,720	20,140	5支承分
	下部構造の弾性剛性 K_P (kgf/cm)		405,100	317,500	140,900	111,800	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性 K_T (kgf/cm)		5,890	5,890	17,300	17,060	Σ=46140
	免震装置の等価減衰定数 h_B		0.305	0.305	0.211	0.206	
	慣性力の分担率		0.128	0.128	0.374	0.370	
	固有周期 T(sec)		1.07				
	橋の減衰定数に基づく補正係数 c_E		0.90(h=0.216)				
	設計水平震度 k_{hc}		0.18				c_T=1.25
	地震時水平力 F(kgf)		30,040	30,050	88,260	87,080	
	上部構造の変位量 u_T (cm)		5.10				
地震時保有水平耐力法レベル	免震装置の設計変位 u_B (cm)		25.6	25.4	23.5	23.1	
	免震装置の有効設計変位 u_{Be} (cm)		17.9	17.8	16.5	16.2	
	免震装置の等価剛性 K_B (kgf/cm)		2,990	3,000	9,910	9,950	5支承分
	下部構造の弾性剛性 K_P (kgf/cm)		405,100	179,500	103,000	86,800	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性 K_T (kgf/cm)		2,970	2,950	9,040	8,930	Σ=23890
	免震装置の等価減衰定数 h_B		0.185	0.186	0.172	0.174	
	慣性力の分担率		0.124	0.123	0.379	0.374	
	固有周期 T(sec)		1.49				
	橋の減衰定数に基づく補正係数 c_E		0.70(h=0.167)				
	設計水平震度 k_h		0.47				c_R=0.67
	地震時水平力 F(kgf)		76,580	76,050	233,200	230,260	
	上部構造の変位量 u_T (cm)		25.8				
地震時	すべり支承の局部せん断ひずみ照査	鉛直ひずみ γ_c	1.20	1.20	1.29	1.29	
		水平ひずみ γ_s	0.54	0.54	0.53	0.53	
		回転ひずみ γ_R	0.79	0.79	0.84	0.84	1/300
		合計 γ_T	2.53	2.53	2.66	2.66	＜ 4.17

2.7 摩擦（すべり）ダンパー（その2，㈱ビー・ビー・エム製免震装置）

2.7.1 構 成



図－参2.9 摩擦（すべり）型ダンパー（その2）の一般図

2.7.2 特 徴

① 分散沓等に実績の多いリング沓とすべり沓とを一体化させた構造である。遊間には弾性パッキンを配置して現状復帰を容易にした。

② 弾性すべり支承の履歴曲線は，摩擦ダンパー部とゴム支承部との履歴ループが合成されたものである。

③ 水平地震力によりすべり面が滑動するとすべり遊間のスペースだけ摺動し摩擦減衰機能を発揮する。すべり遊間がなくなると通常のゴム支承の履歴特性を有する。

④ 履歴曲線は安定しており，繰り返し回数に対する依存性は少ない。

2.7.3 試設計例

(1) 設計方法

① 弾性すべり支承

設計の手順としては，通常の分散支承と同じように基本設計を行い，目標とする免震装置の等価剛性，等価減衰定数を照査した後，すべり遊間量を設定して詳細設計する。

②弾性パッキン

弾性パッキンは，ゴム支承（リング沓）のせん断ばねの約20%程度の剛度となるように設計する。

(2) 設計結果

試設計結果を表－参2.15～2.16に示す。

表－参2.15 摩擦（すべり）型ダンパー（その2）の設計結果

特性値	橋脚部	橋台部
平面形状	50×55cm	30×35cm
有効断面積	2664cm²	1029cm²
ゴム厚	4.6cm	6.0cm
沓高	7.2cm	8.6cm
せん断弾性係数	13.5kgf／cm²	
基数	5基	5基

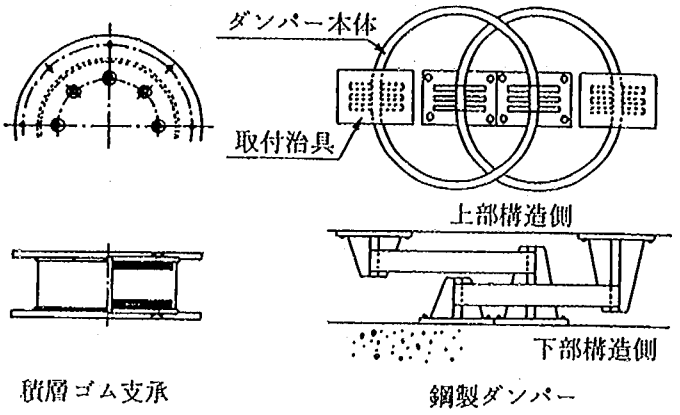
表－参2.16 摩擦（すべり）型ダンパー（その2）の特性値と耐荷力の照査

特性値			橋台 A1	橋台 A2	橋脚 P1	橋脚 P2	備考
震度法レベル	免震装置の設計変位	u_o (cm)	6.4	6.3	5.3	5.2	
	免震装置の降伏荷重	Q_d (tf)	13.95	13.95	45.45	45.45	
	免震装置の一次剛性	K_1 (tf/m)	1160	1160	3910	3910	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	119.6	117.8	368.8	360.0	
		5 K_B (tf/m)	598.1	589.2	1844.3	1804.6	
	下部構造の剛性	K_{Py}(tf/m)	40510	17950	10300	8680	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	589.4	570.5	1564.2	1494.0	Σ=4218
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.140	0.141	0.149	0.151	
	橋の減衰定数	h	0.155				
	橋の固有周期	T(sec)	1.122				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_B	0.90				
	設計水平震度	k_{hc}	0.2				
	地震時水平力	F(tf)	36.7	35.6	97.7	93.5	
	局部せん断ひずみ照査 (圧縮)	γ_c	1.76	1.74	1.58	1.55	
	局部せん断ひずみ照査 (回転)	γ_s	—	—	—	—	
	局部せん断ひずみ照査 (変位)	γ_R	0.51	0.48	0.54	0.52	＜ 2.5
	局部せん断ひずみ照査 合計	γ_T	2.27	2.22	2.1	2.07	<4.16=5/1.2
地震時保有水平耐力法レベル	免震装置の設計変位	u_o (cm)	13.6	13.2	10.6	10.2	
	免震装置の降伏荷重	Q_d (tf)	13.95	13.95	45.45	45.45	
	免震装置の一次剛性	K_1 (tf/m)	1160	1160	3910	3910	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	179.1	177.5	575.4	567.3	
		5 K_B (tf/m)	895.6	887.6	2877.2	2836.7	
	下部構造の剛性	K_{Py}(tf/m)	40510	17950	10300	8680	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	876.2	845.8	2249	2138	Σ=6109
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.134	0.120	0.117	0.115	
	橋の減衰定数	h	0.127				
	橋の固有周期	T(sec)	0.933				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_B	0.9				
	設計水平震度	k_{hc}	0.63				
	地震時水平力	F(tf)	119.3	115.2	306.1	291.1	
	局部せん断ひずみ照査 (圧縮)	γ_c	1.76	1.74	1.56	1.55	
	局部せん断ひずみ照査 (回転)	γ_s	—	—	—	—	
	局部せん断ひずみ照査 (変位)	γ_R	1.70	1.65	1.70	1.59	＜ 2.5
	局部せん断ひずみ照査 合計	γ_T	3.46	3.39	3.26	3.14	<4.16=5/1.2

2.8 鋼製ダンパー（西松建設㈱製免震装置）

2.8.1 構 成

本免震装置は，図－参2.10に示すように積層ゴム支承と鋼製ダンパーで構成されている。



図－参2.10 鋼製ダンパーの一般図

2.8.2 特 徴

① ダンパーとしてステンレス鋼を用いているため，耐候性に優れている。
② リングの直径，板幅，板厚を変化させることによって剛性の調節が可能である。
③ 取付点の変更，リング数の変更により，ダンパーの作用方向を任意に変えることができる。
④ 独立したダンパーであるので，既設橋への付設も可能である。

2.8.3 鋼製ダンパーの復元力特性

構成ダンパーの復元力特性は，表－参2.17に示すようにバイリニア型でモデル化される。

表－参2.17 バイリニアモデルの物性値（リング板厚3㎝，板幅5㎝の場合）

リング径(cm)	方向性	K_1 (tf/cm)	K_2 (tf/cm)	降伏変位 δ_y(cm)
60	全方向	11.7	0.62	1.78
	一方向	11.7	0.46	1.36
80	全方向	4.95	0.28	3.13
	一方向	4.95	0.24	2.34

引張圧縮方向リングの剛性

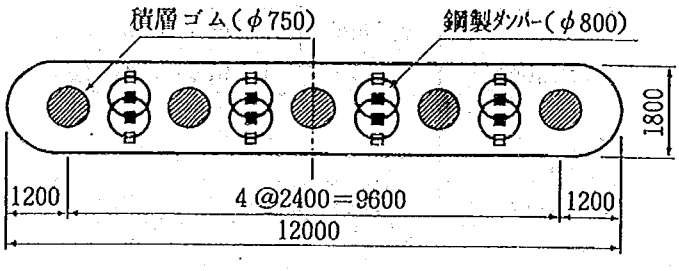
$K=(1/A)\cdot(EI/R^3)$　　$A=(\pi/4-2/\pi)\fallingdotseq 0.149$

K：リング1個あたりの剛性　　I：リングの断面2次モーメント

E：ヤング率　　R：リングの半径

2.8.4 試設計例

試設計結果を表－参2.18～2.19に，鋼製ダンパーの配置を図－参2.11に示す。



図－参2.11 鋼製ダンパーの配置（橋脚部）

表－参2.18 鋼製ダンパーの設計結果

(a)積層ゴムの形状および材質（単位：cm）

特性値	橋脚部	橋台部
平面形状	φ75	φ53
ゴム厚	0.48×24層	0.48×24層
鉄板厚	0.22×23層	0.30×23層
基数	5	5
材質	天然ゴム	天然ゴム

(b)鋼製ダンパーの形状および材質

特性値	橋脚部	橋台部
リング径	φ80	φ80
リング肉厚	$t=3$	$t=3$
リング板幅	$B=10$	$B=7.5$
設置箇所	4箇所	4箇所
材質	SUS304	SUS304

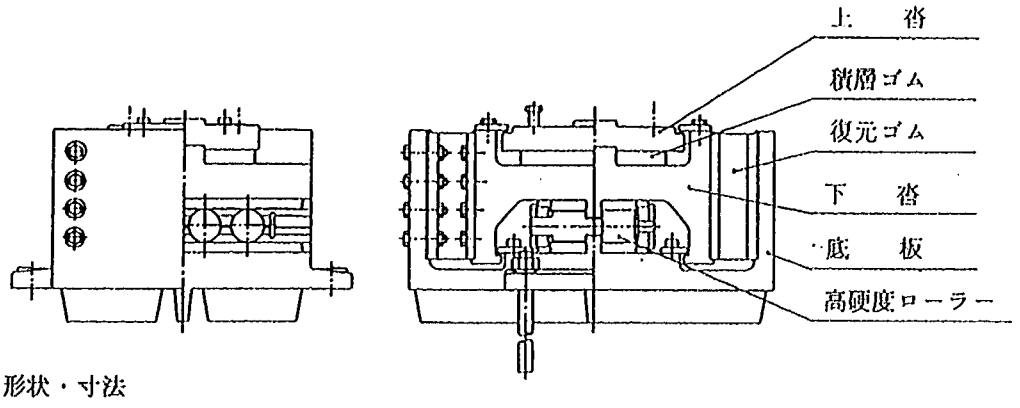
表－参2.19 鋼製ダンパーの特性値と耐荷力の照査

特性値			橋台 A1	橋台 A2	橋脚 P1	橋脚 P2	備考
震度法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	3.45	3.41	2.75	2.55	
	免震装置の一次剛性	ΣK_1 (tf/m)	1917	1917	4765	4765	
	免震装置の二次剛性	ΣK_2 (tf/m)	504.0	504.0	996.5	996.5	
	免震装置の降伏荷重	ΣQ_d (tf)	6.613	6.613	17.63	17.63	
	免震装置の等価剛性	ΣK_B (tf/m)	1463	1474	4202	4454	
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.134	0.131	0.073	0.041	
	下部構造の剛性	K_P (tf/m)	40510	17950	10300	8680	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	1412	1408	3237	3185	Σ=9242
	慣性力の分担率		0.1527	0.1524	0.3502	0.3446	
	橋の固有周期	T(sec)	0.759(c_T = 1.25)				
	橋の減衰定数	h	0.083(c_E =1.0)				
	設計水平震度	k_{hc}	0.25				
	地震時水平力	F(tf)	50.4	50.3	115.6	113.7	
地震時保有水平耐力法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	19.80	19.40	17.60	17.10	
	免震装置の一次剛性	ΣK_1 (tf/m)	1917	1917	4765	4765	
	免震装置の二次剛性	ΣK_2 (tf/m)	504.0	504.0	996.5	996.5	
	免震装置の降伏荷重	ΣQ_d (tf)	6.613	6.613	17.63	17.63	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	671.0	674.5	1498	1512	
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.140	0.141	0.185	0.187	
	下部構造の剛性	K_{Py}(tf/m)	40510	17950	10300	8680	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	660	650	1307	1288	Σ=3905
	慣性力の分担率		0.1690	0.1665	0.3348	0.3297	
	橋の固有周期	T'(sec)	1.167(c_R =0.850)				
	橋の減衰定数	h	0.167(c_E =0.7)				
	設計水平震度	k_{hc}	0.595				
	地震時水平力	F(tf)	132.8	130.7	262.9	259.0	

2.9 高減衰ゴム付きローラー型免震支承（日本鋼管㈱＋日本鋳造㈱製免震支承）

2.9.1 構 成

本免震装置は，図－参2.12に示すように鋼板もしくは鋳鋼品からなる上沓，下沓および底板，合成ゴム（クロロプレンゴム）からなる積層ゴム，マルテンサイト系ステンレス鋼(C-13B) からなる高硬度ローラーならびに高減衰ゴムからなる復元ゴムによって構成されている。



図－参2.12 高減衰ゴム付きローラー型免震支承の一般図

2.9.2 特 徴

① 常時の支承の機能は，道路橋に実績のある高硬度ローラーが受け持つ。
② アイソレーターとしての高硬度ローラーと復元性能および，減衰性能を与えるための高減衰ゴムを支承内に合わせ持つ装置である。
③ 高減衰ゴムによる復元力と減衰力は，鉛直力と無関係に定めることができる。
④ 高減衰ゴムは取り替えることができる。

2.9.3 特性値

(1) 高硬度ローラーの耐荷力 R(kgf)

$$R=310 \cdot r \cdot \ell \qquad (参2.10)$$

ここに，

r：ローラーの半径（cm）

ℓ：ローラーの長さ（cm）

(2) 高減衰ゴム

せん断ひずみに依存する等価剛性と等価減衰定数でモデル化する。

1) 免震装置の等価剛性 K_B (kgf/cm)

免震装置の等価剛性 K_B は，式（参2.1)により算出する。ただし，式（参2.1)中のせん断剛性 $G(\gamma_s)$ はせん断ひずみ $\gamma \leqq 200\%$ の範囲では式（参2.11）により求めてよい。

$$G(\gamma)=23-0.247\gamma+5.045\times10^{-5}\ \gamma^2-2.779\times10^{-5}\ \gamma^3+5.768\times10^{-8}\ \gamma^4 \qquad (参2.11)$$

ここに，

γ：ゴムのせん断ひずみ（$\gamma \leqq 200\%$）

2) 免震装置の等価減衰定数 h_B

免震装置の等価減衰定数 h_B は，せん断ひずみ $\gamma \leqq 200\%$ の範囲では式（参2.12）により算出する。

$$h_B(\gamma)=18.07-0.1689\gamma+1.901\times10^{-3}\gamma^2-1.05\times10^{-5}\ \gamma^3+2.02\times10^{-8}\gamma^4 \qquad (参2.12)$$

2.9.4 試設計例

試設計結果を表－参2.20～2.21に示す。

表－参2.20 高減衰ゴム付きローラー型免震支承の設計結果

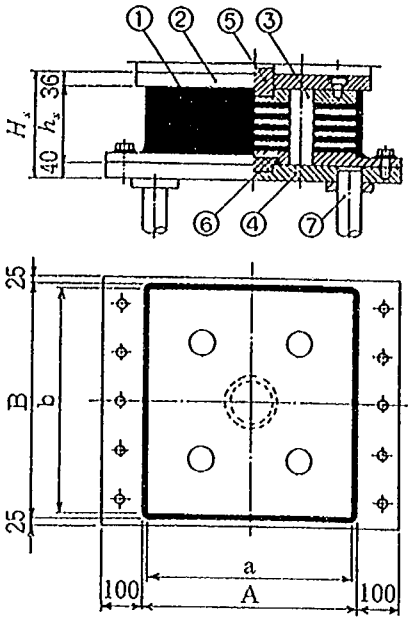
箇所	上沓 平面形状	底板 平面形状	高硬度 ローラー	復元ゴム (高減衰ゴム)	支承 高さ	基数
橋脚部	46 × 59 cm	83 ×114 cm	φ 8 cm	30×43.2×7.1 cm	44 cm	5基
橋台部	28 × 35 cm	83 × 86 cm	φ 8 cm	30×43.2×7.1 cm	40 cm	5基

表－参2.21 高減衰ゴム付きローラー型免震支承の特性値と耐荷力の照査

特性値			橋台 A1	橋台 A2	橋脚 P1	橋脚 P2	備考
震度法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	2.1	2.1	1.9	1.8	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	578.0	578.0	610.5	628.0	
		5 K_B (tf/m)	2890.1	2890.1	3052.3	3140.1	
	下部構造の剛性	K_P (tf/m)	40510	31750	14090	11180	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	2697.6	2649.0	2508.8	2451.6	Σ=10307
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.153	0.153	0.155	0.156	
	橋の減衰定数	h	0.142				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_B	0.9				
	橋の固有周期	T(sec)	0.72				
	設計水平震度	k_h	0.18				
	慣性力の分担率		0.262	0.257	0.243	0.238	
	地震時水平力	F(tf)	61.6	60.5	57.3	56.0	計 235.4
	上部構造変位量	u_T (cm)	2.3				
地震時保有水平耐力法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	15.1	14.5	13.7	13.4	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	286.2	289.1	293.8	295.7	
		5 K_B (tf/m)	1431.0	1445.6	1468.9	1478.3	
	下部構造の剛性	K_{Py}(tf/m)	40510	17950	10300	8680	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	1382.2	1337.9	1285.6	1263.2	Σ=5268.9
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.103	0.105	0.108	0.109	
	橋の減衰定数	h	0.101				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_B	0.9				
	橋の固有周期	T(sec)	1.00				
	設計水平震度	k_{hc}	0.63				
	慣性力の分担率		0.262	0.254	0.244	0.240	
	地震時水平力	F(tf)	216.18	209.25	201.06	197.56	計 824.1
	上部構造変位量	u_T (cm)	15.6				

2.10 鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）（オイレス工業㈱製免震支承）

2.10.1 構 成



部 材 名 称

①	ＬＢＲ本体
②	フランジ・プレート
③	鉛プラグ
④	ベース・プレート
⑤⑥	せん断キー
⑦	アンカー・プレート

図－参2.13 鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＢＲ）の一般図

2.10.2 特 徴

① アイソレーターとしての機能とエネルギー吸収機能が，一つの装置の中に組み込まれている。
② 最大25％の等価減衰定数を得ることができる。
③ 風荷重や制動荷重などに対しては，鉛の弾性域の高い剛性で抵抗し，橋の振動を抑制する。

2.10.3 特性値

(1) 免震装置の等価剛性 K_B (kgf/cm)

$$K_B = (A_R \cdot G \cdot \gamma + A_P \cdot q) / u_{Be} \qquad (参2.13)$$

ここに，

u_{Be}：免震装置の有効設計変位（cm）
A_R ：ゴムの支圧面積（cm²）
G：ゴムのせん断弾性係数(kgf/cm²)
A_P ：鉛の断面積（cm²）
γ ：ゴムの有効せん断ひずみ
q：鉛のせん断応力度(kgf/cm²)で，ゴムのせん断ひずみが250%以下の範囲では式（参2.14）～（参2.16）により算定することができる。

$q = -283.6\gamma^2 + 183.8\gamma + 85.0$ $(0 \leqq \gamma < 0.5)$ （参2.14）
$q = 28.3\gamma^2 - 128.1\gamma + 163.0$ $(0.5 \leqq \gamma < 2.0)$ （参2.15）
$q = 20.0$ $(2.0 \leqq \gamma < 2.5)$ （参2.16）

(2) 免震装置の等価減衰定数 h_B

$$h_B = \frac{2 Q_d (u_{Be} - Q_d / 5.5 K_2)}{\pi u_{Be} (Q_d + u_{Be} K_2)} \qquad (参2.17)$$

ここに，

Q_d ：鉛の降伏荷重（85kgf/cm²×A_R）
K_2 ：免震支承の二次剛性(kgf/cm)で式（参2.18）により算出する。

$$K_2 = \frac{A_R \cdot G \cdot \gamma + A_P \cdot q - Q_d}{u_B} \qquad (参2.18)$$

u_B ：免震装置の設計変位（cm）

2.10.4 試設計例

試設計結果を表－参2.22～2.23に示す。

表－参2.22 鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)の設計結果

特性値	橋台部	橋脚部
平面形状 $A \times B$	30×35cm	50×55cm
有効平面形状 $a \times b$	28×33cm	48×53cm
ゴム厚	0.8cm×13層	1.1cm×7層
鉛プラグ	4－ϕ35mm	4－ϕ65mm

表－参2.23　鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）の特性値と耐荷力の照査

特性値			橋台 A1	橋台 A2	橋脚 P1	橋脚 P2	備考
常時	支承の水平変位	u_o (cm)	1.57	1.51	0.51	0.50	温度±25℃
	ゴムの有効断面積	A_{Ro} (cm²)	833.7	835.7	2384.0	2385.0	
	支圧応力度の照査	σ_{max} (kgf/cm²)	70.7	70.6	76.8	76.8	＜ 80
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	1.03	1.03	0.93	0.91	
		水平変位 γ_s	0.15	0.15	0.07	0.06	＜ 0.7
		回転角 γ_R	0.28	0.28	0.41	0.41	1/150,300
		合計 γ_T	1.46	1.46	1.41	1.38	<2.0=5/2.5
地震時保有水平耐力法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	17.16	16.92	14.95	14.56	
	免震装置の有効設計変位	u_{Be} (cm)	12.01	11.84	10.47	10.19	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	102.1	102.6	365.3	369.2	
		5 K_B (tf/m)	510.3	513.2	1826.5	1846.1	
	下部構造の剛性	K_{Py}(tf/m)	40510	17950	10300	8680	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	504.0	498.9	1551.4	1522.3	Σ=4076.6
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.159	0.160	0.173	0.176	
	慣性力の分担率		0.1215	0.1202	0.3833	0.3750	
	橋の固有周期	T(sec)	1.142				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_E	0.70(h=0.155)				
	設計水平震度	k_{hc}	0.49				c_R =0.7
	地震時水平力	F(tf)	78.58	77.72	247.95	242.55	計 646.8
	上部構造変位量	u_T (cm)	17.35				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	1.92	1.87	1.02	1.01	
		水平変位 γ_s	1.65	1.63	1.94	1.89	＜ 2.5
		合計 γ_T	3.57	3.50	2.96	2.90	＜ 4.16
震度法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	1.866	1.846	1.287	1.147	
	免震装置の有効設計変位	u_{Be} (cm)	1.31	1.29	0.91	0.80	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	309.60	311.6	1424.0	1540.0	
		5 K_B (tf/m)	1548	1558	7122	7699	
	下部構造の剛性	K_P (tf/m)	40510	31750	14090	11180	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	1490	1485	4731	45591	Σ=12265
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.275	0.275	0.278	0.278	
	慣性力の分担率		0.1215	0.1211	0.3857	0.3717	
	橋の固有周期	T(sec)	0.658				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_E	0.90(h=0.210)				
	設計水平震度	k_h	0.18				c_T =1.25
	地震時水平力	F(tf)	28.88	28.77	91.64	88.32	計 237.6
	上部構造変位量	u_T (cm)	1.937				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.74	0.74	0.71	0.71	
		水平変位 γ_s	0.18	0.18	0.17	0.15	
		合計 γ_T	0.92	0.92	0.88	0.86	＜ 2.78

参考資料－3　動的解析に関する検討例

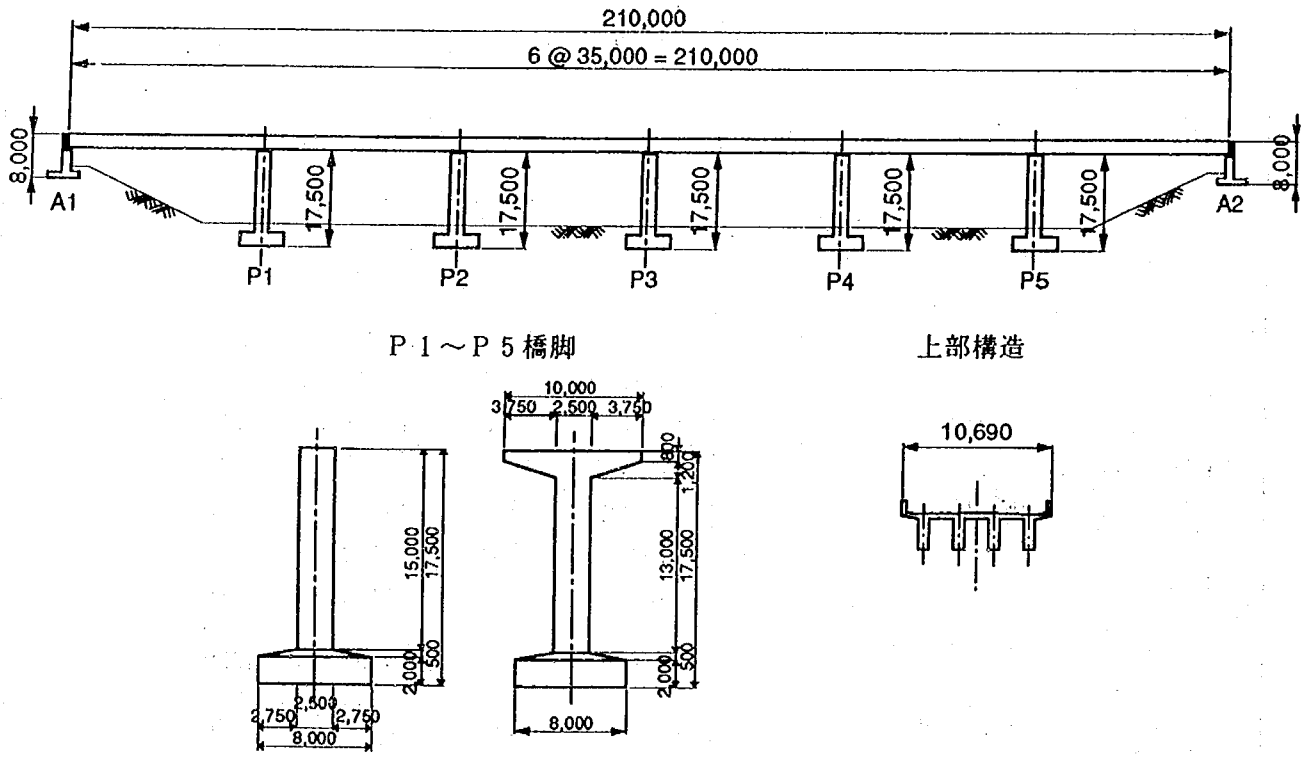
3.1　多点入力の影響に関する検討例

3.1.1　位相差入力の影響

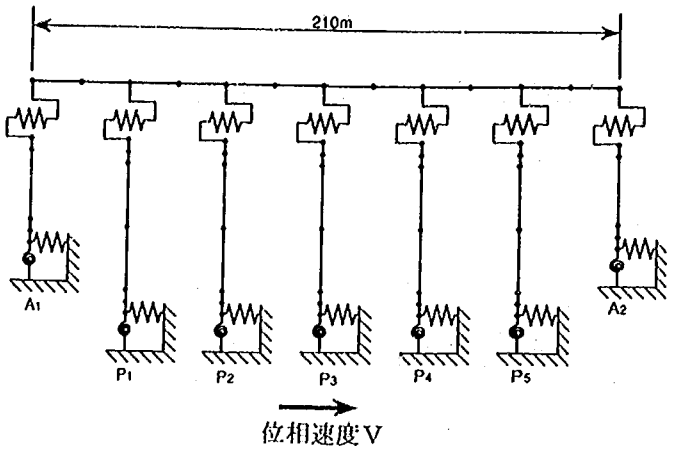
入力地震動の位相差は，耐震設計上の基盤面が傾斜しているため，生じるものとした。検討対象とした免震橋梁は，図－参3.1 に示すⅠ種地盤上に建設される6径間連続ＰＣ桁橋である。この橋の橋軸方向の基本固有周期は，約1.4 秒である。

動的解析は，図－参3.2 に示す骨組モデルを用いて時刻歴応答解析により行った。入力地震動としては，地震時保有水平耐力法の照査に用いるⅠ種地盤用入力地震波（図－参10.1a 参照）を用いた。位相差の程度は，位相速度 Vで表すこととし，Vを変化させて応答解析結果を比較検討した。検討した位相速度 Vとしては，位相差のない場合として $V=\infty$，位相差のある場合として，$V=200$m/sec，$V=100$m/sec，の3種類を考えた。

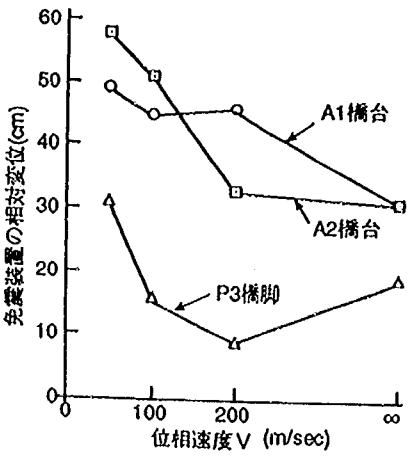
図－参3.3 は，解析より得られた免震装置の最大相対変位応答と位相速度の関係を示したものである。これより免震装置の最大相対変位は，位相差入力の影響により位相差のない場合の約2倍となる場合もあることがわかる。ただし，これは，位相差入力を実際には存在しない程度に低くとった場合であり，実際の免震設計では，位相差入力がそれ程問題になることは少ないと考えられる。



図－参3.1 検討対象とした免震橋梁



図－参3.2 解析モデル



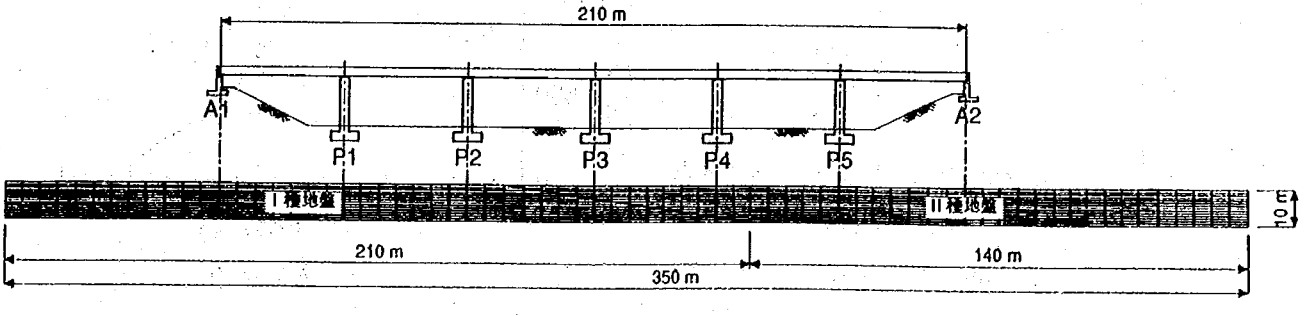
図－参3.3 免震装置の最大相対変位と位相速度の関係

3.1.2 表層地盤の条件の変化が免震橋の振動特性に与える影響

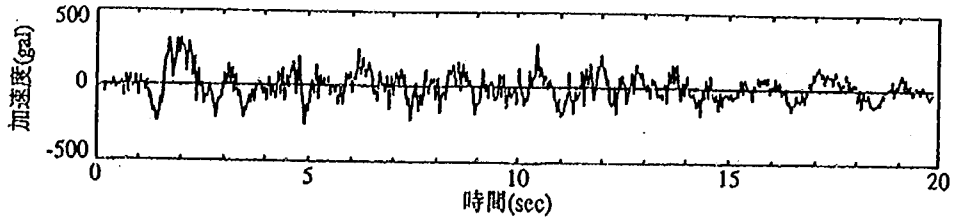
検討対象とした免震橋梁は，図－参3.1 に示す6径間連続ＰＣ橋とした。表層地盤は，図－参3.4 に示すようにⅠ種地盤からⅡ種地盤に変化しているものとした。地盤のせん断弾性波速度はⅠ種地盤側では250m/sec，Ⅱ種地盤側では100m/secである。したがって，地盤固有周期は，Ⅰ種地盤側では0.15秒，Ⅱ種地盤側では 0.4秒である。基盤面の入力地震動としては，地表面で地震時保有水平耐力法の照査に用いるⅠ種地盤用の入力地震波（図－参10.1a 参照）を与え，これをⅠ種地盤側で一次元重複反射法により基盤に変換した波形を全区間の基盤に基盤地震動として与えた。

地盤の解析によって求めた地表面の加速度は，図－参3.5 に示すようになる。3地点の中ではＰ3位置の加速度が地盤条件の変化の影響を最も受けており，高い振動数成分の波形が多く含まれている。図－参3.6 は，地表面の地盤加速度に対する加速度応答スペクトル（$h=5\%$）を示したものである。免震橋梁の橋軸方向の1次固有周期は約 1.4秒であるが，この固有周期では各下部構造位置での最大加速度応答スペクトル値には大きな差はない。図－参3.7 は，地盤の地表面における最大応答変位を示したものでである。地表面の最大応答変位は，Ⅰ種地盤からⅡ種地盤にかけて大きく増加している。

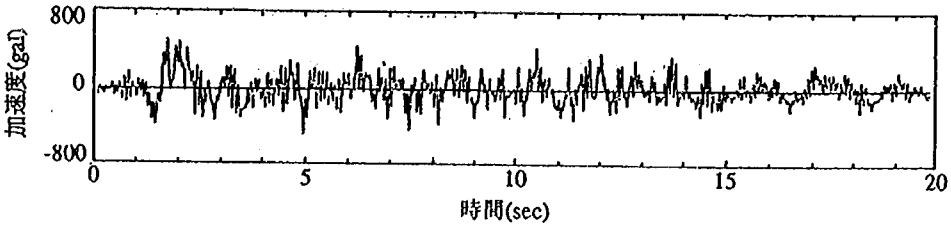
橋脚基部に生じる曲げモーメントおよび免震装置に生じる最大水平力は図－参3.8 および，図－参3.9 に示すとおりである。ここで比較のために，図－参3.4 において地盤が全区間Ⅰ種地盤であるとした場合と，全区間Ⅱ種地盤であるとした場合の解析結果も示している。この図より，地盤条件が変化する場合には，地盤条件が全区間にわたってⅠ種地盤であるとした場合と全区間Ⅱ種地盤であるとした場合の中間的な結果を与えることがわかる。



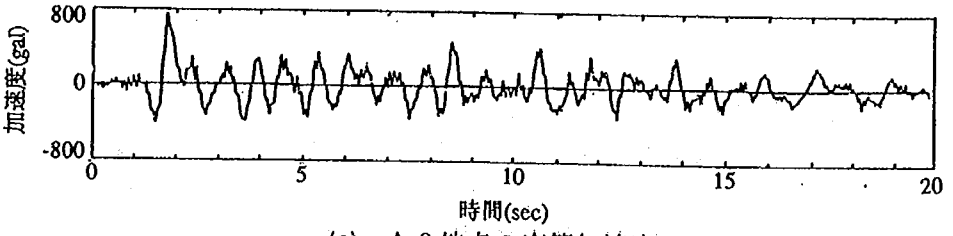
図－参3.4 地盤条件が変化する箇所の有限要素モデル



(a) A 1 地点の応答加速度

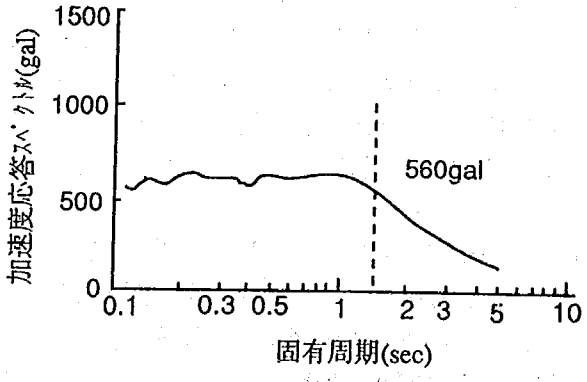


(b) P 3 地点の応答加速度

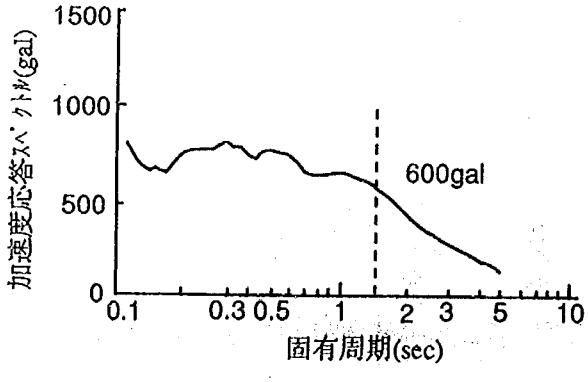


(c) A 2 地点の応答加速度

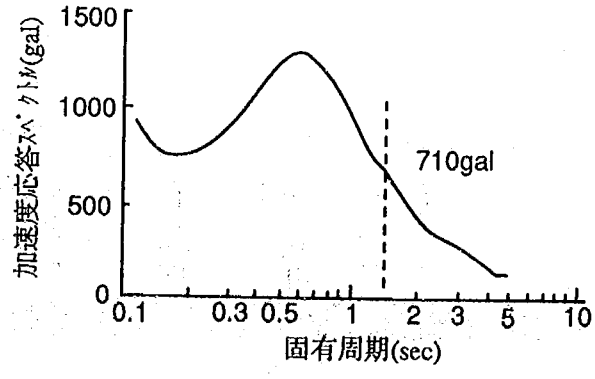
図－参3.5 地盤表面の応答加速度



(a) A 1 地点

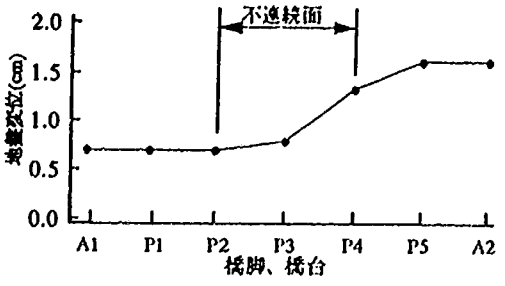


(b) P 3 地点

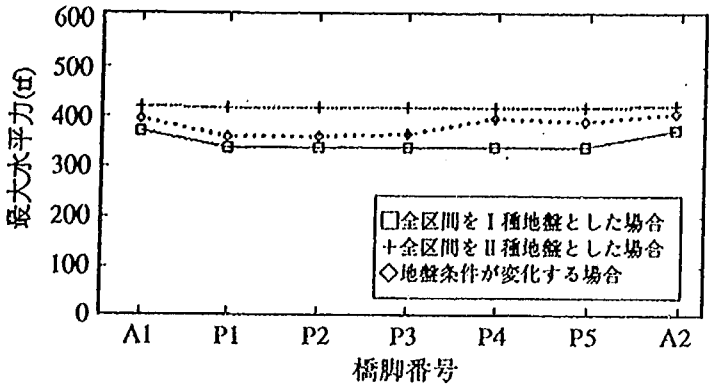


(c) A 2 地点

図－参3.6 地表面の地盤加速度の加速度応答スペクトル



図－参3.7 地表面の最大応答変位

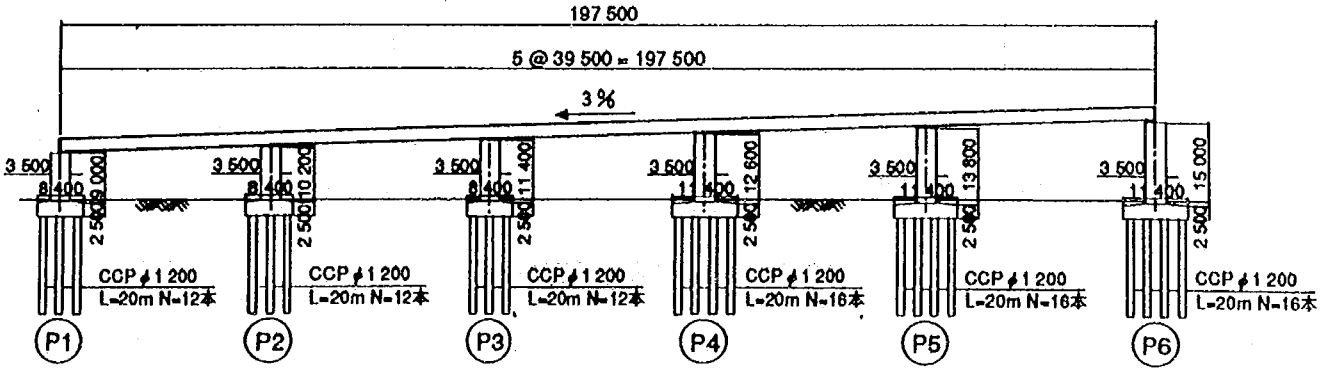


図－3.8 免震装置に生じる最大水平力

3.2 橋脚の非線形性の影響に関する検討例

検討対象とした免震橋梁は，図－参3.9 に示すⅡ種地盤上に建設される５径間連続ＰＣ橋とし，この橋のＰ５橋脚について地震時保有水平耐力法レベルの地震入力に対する免震装置とＲＣ橋脚のエネルギー分担を検討した。この免震橋は，鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いて地震時保有水平耐力レベルの固有周期を 1.5秒程度とし，免震装置の設計変位を30cm程度として設計されている。図－参3.10は，検討対象モデルとしたＰ５橋脚と支承を示したものである。表－参3.1 には，この橋脚の設計結果を，また，表－参3.2 には免震装置の設計結果を示す。図－参3.11は，この橋脚の解析モデルで基礎固定のばね質点モデルである。基礎は，杭基礎であるが，基礎の並進ばね定数および回転ばね定数は，橋脚の初期剛性に対して大きく，また支承と橋脚のエネルギー分担を検討するためには影響が少ないために，解析では基礎を固定とした。免震装置の履歴特性は，図－参3.12(a) に示すようなバイリニヤ型とし，橋脚の履歴特性は，図－参3.12(b) に示すトリリニヤ型とした。橋脚と免震装置のスケルトンは，図－参3.13に示すとおりである。減衰としては，橋脚と免震装置の履歴減衰のみを考慮した。入力地震動は，図－参3.14(a) に示す地震時保有水平耐力法の照査に用いるⅡ種地盤用の標準入力波であり，これを用いて非線形の時刻歴応答解析を行った。

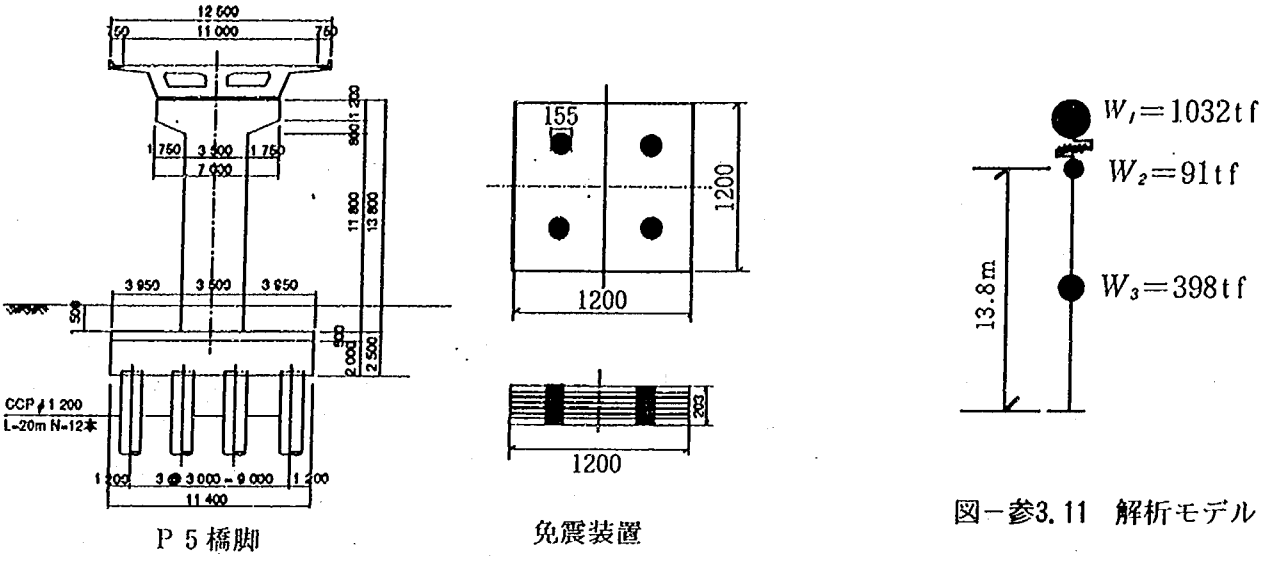
表－参3.3 は，解析の結果得られた最大応答値を示したものであり，図－参3.14(b) ～(e) は，桁，橋脚の応答波形を示したものである。図－参3.14(b) に示した桁の応答加速度波形をみると，入力地震動よりも長周期化しており，12秒付近と22秒付近にピークがみられる。図－参3.14(c) は，上部構造の応答変位波形であるが，応答加速度と同様に11秒付近と，22秒付近にピークがみられ，地震終了時において約５cmの残留変位がみられる。これは，図－参3.14(e) に示した免震装置における相対変位の応答には残留変位がみられないので図－参3.14(d) に示した橋脚頂部の応答変位における残留変位によるものである。図－参3.14(c), (d) より，桁の応答変位と橋脚頂部の応答変位がほぼ同方向であることから，系は橋脚や免震装置が非線形性を示しても１次モードが卓越する振動をしていることがわかる。



図－参3.9 検討対象橋梁

図－参3.14(f) は，全累積エネルギーの時刻歴と，さらに，免震装置と橋脚の分担を示したものである。図－参3.14(f) より桁の応答変位の最初のピークが生じる12秒付近までは，橋脚の累積ひずみエネルギーはほとんどなく，地震入力エネルギーは免震装置によって吸収されていることがわかる。この時刻以後になると，橋脚によってもエネルギーが吸収されるが，地震終了時での橋脚のエネルギー分担率は全体の32%と少なく，残りの68%は免震装置で吸収される。

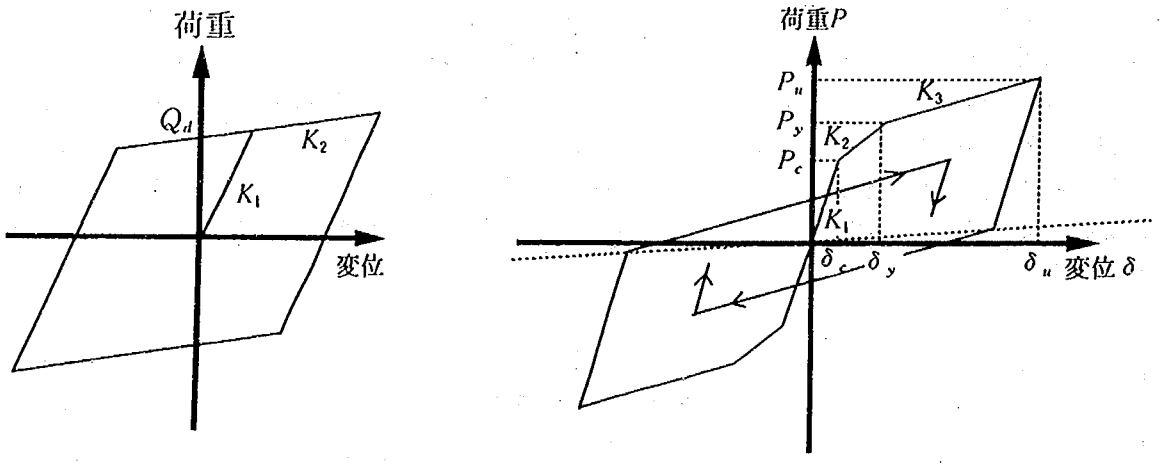
これらより，免震装置と橋脚をバランス良く設計すれば，免震装置が効率よくエネルギー吸収をするので地震時に橋脚に吸収されるエネルギーを低減できることが確認された。



P 5 橋脚　　免震装置

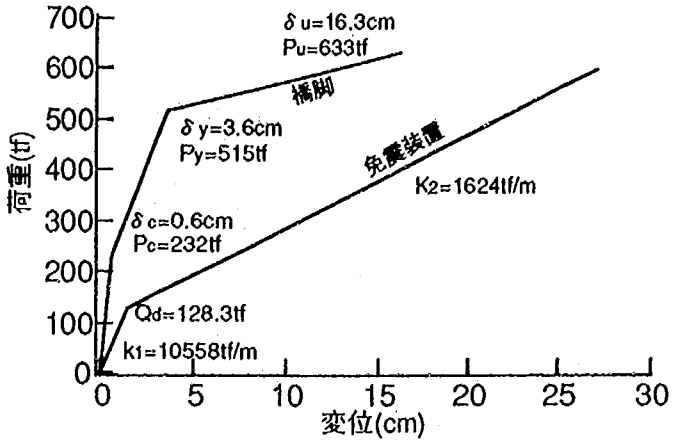
図－参3.10　P 5 橋脚及び免震装置

図－参3.11　解析モデル



(a)　免震装置の履歴特性　　(b)　ＲＣ橋脚の履歴特性

図－参3.12　免震装置と橋脚の履歴特性



図－参3.13　免震装置と橋脚のスケルトン

表－参3.1　Ｐ５橋脚及び基礎の設計結果

(a)　橋脚の設計結果

上部構造荷重強度		tf/m	26.27
橋脚柱下端断面力	M	tf.m	4448.0
	N	tf	1631.60
	H	tf	375.90
断面寸法		m×m	3.5×3.5
鉄筋量			D29@125
応力度	ｺﾝｸﾘｰﾄ σ_c	kgf/cm²	98.00
	鉄筋 σ_s	kgf/cm²	2777.00

(b)　基礎の設計結果

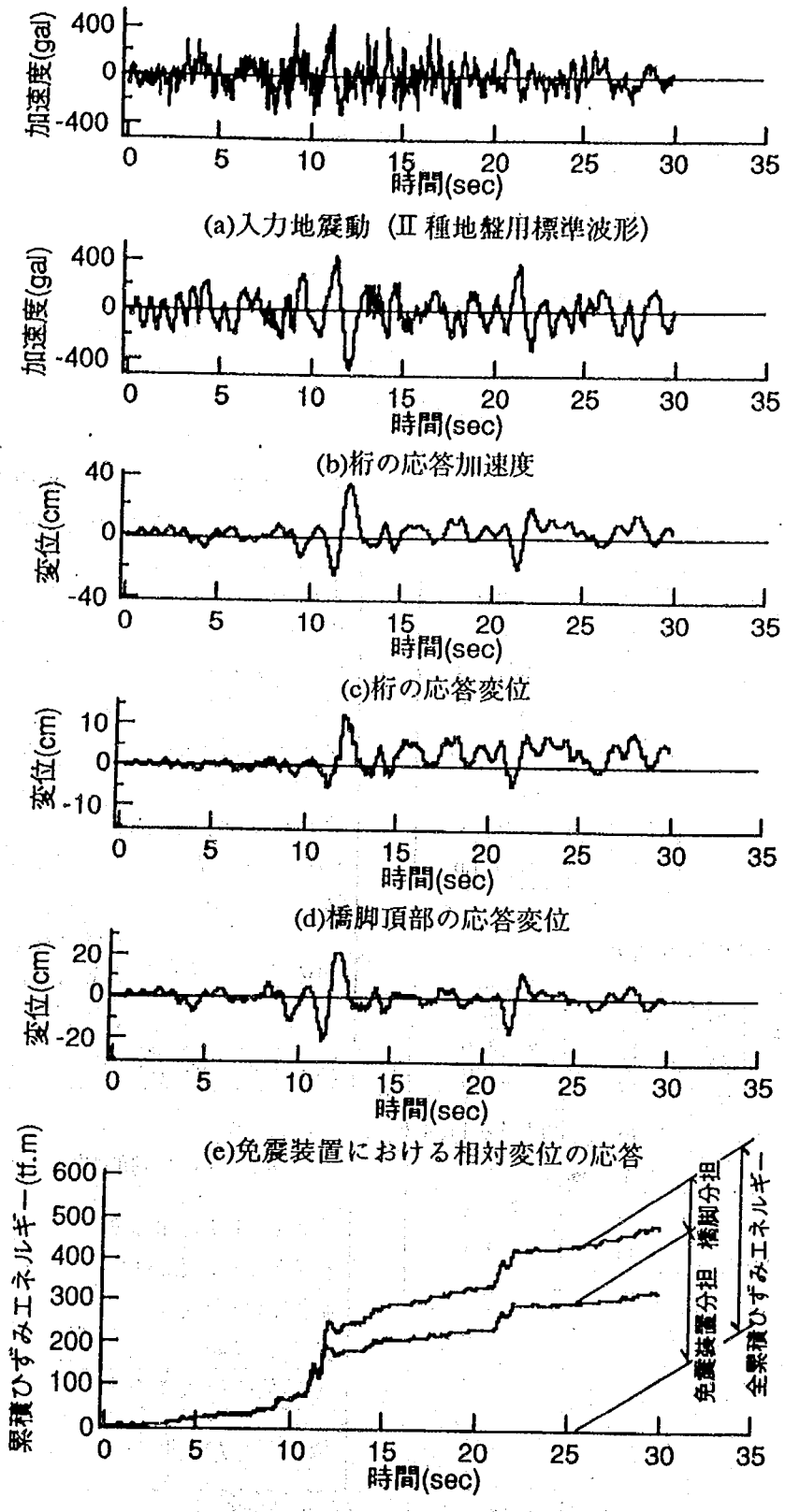
フーチング下面の作用力	M	tf.m	5610.1
	N	tf	2389.0
	H	tf	565.3
フーチング平面寸法		m	11.4×11.4
杭本数		本	16
杭軸力	押し込み P_{max}	tf	299.0
	引き抜き P_{min}	tf	-1.0
杭頭変位 δ		cm	0.3

表－参3.2 地震時保有水平耐力法レベルでの免震装置の設計結果

上部構造変位	μ_T (cm)		32.380
橋の固有周期	T (sec)		1.470
橋の減衰定数	h		0.157
設計水平震度	k_h		0.600
支承の設計変位	μ_B (cm)		28.500
支承の等価剛性	K_B (tf/m)		2276.000
支承の等価減衰定数	h_B		0.169
地震時水平力	F(tf)		648.700
水平変位の照査	μ_B / Σ_{te}		2.190
局部せん断ひずみ	鉛直荷重	γ_c	0.710
	水平変位	γ_s	2.190
	合計	γ_r	2.900
補強鋼板の応力度	σ_s (kg/cm²)		553.000

表－参3.3 動的解析による最大応答値

上部構造最大加速度		gal	49.7
橋脚頂部最大加速度		gal	1411.0
橋脚頂部最大変位		cm	12.6
免震装置最大変位		cm	24.3
免震装置最大作用力		tf	523.3
橋脚下端最大断面力	M	tf.m	7289.0
	H	tf	602.2

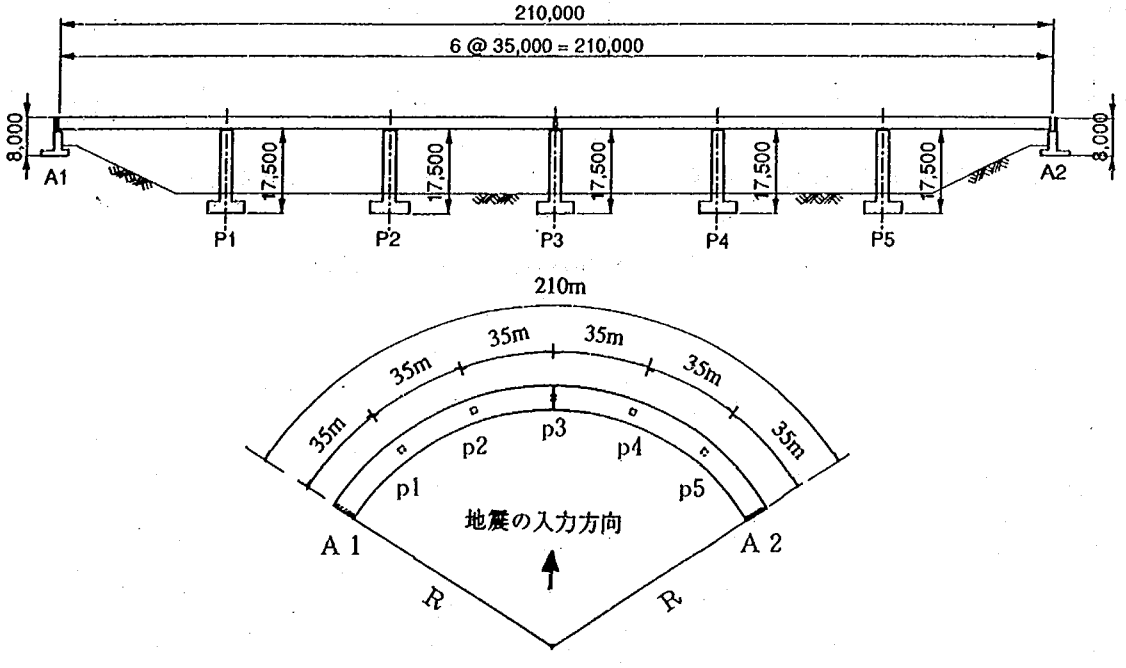


図－参3.14 動的解析により得られた時刻歴応答

3.3　曲線免震橋の曲率の影響に関する検討例

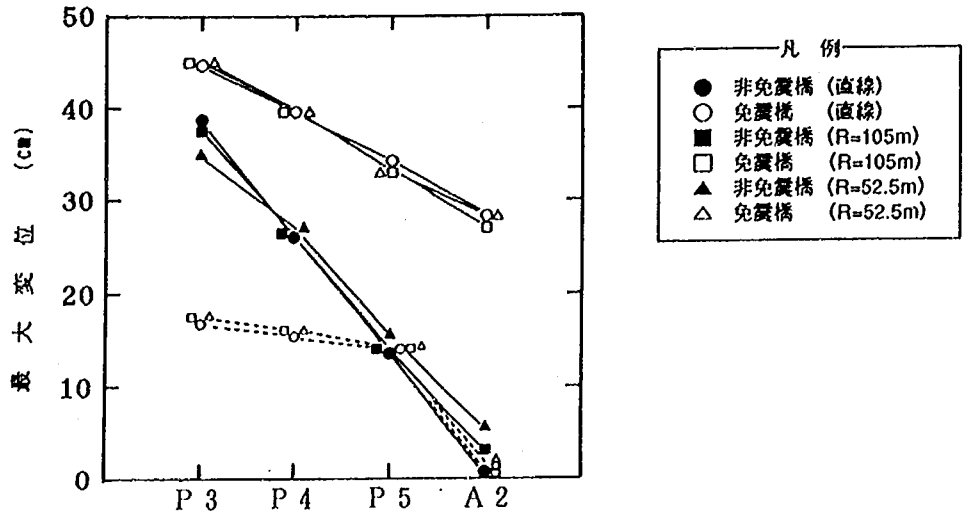
検討対象としたのは，図－参3.15に示すような，Ⅰ種地盤上に建設される中央部に掛け違いのある6径間連続ＰＣ曲線橋で，曲線半径は，R＝52.5m，R＝105.0m，直線橋（R＝∞）の3種類を考えた。また，比較対象としては，免震橋梁の全支承をピンとした非免震橋梁を考えた。解析では，3次元の骨組モデルを用いて時刻歴応答解析を行った。入力地震動としては，地震時保有水平耐力法の照査に用いるⅠ種地盤用の標準入力地震波を用いた。地震入力方向は，図－参3.15に示す方向を考えた。

図－参3.16(a)は，曲線半径の変化に対する各下部構造位置での桁の最大変位および下部構造頂部の最大変位を橋の右半分について示したものである。この図より，免震橋梁における桁の最大変位は，掛け違いのあるＰ3橋脚において最大でありＡ2橋台に近づくほど漸次小さくなっており，曲線半径による差は小さい。これは，Ａ2橋台の橋軸直角方向の剛性が他の橋脚の剛性に比べて大きいために，下部構造と免震装置を合わせた剛性がＡ2橋台において他の橋脚よりも大きくなるためにＡ2橋台を軸とした回転モードの振動が起こるためである。同様の傾向が非免震橋梁における桁の最大変位においてもみられ，また，非免震橋梁のＡ2橋台とＰ3橋脚における最大変位の差は免震橋梁よりも大きい。また免震橋梁における各下部構造頂部の最大変位は，曲線半径による影響はみられずＰ3～Ｐ5橋脚で約20㎝でほぼ等しく，Ａ2橋台ではほぼ0㎝である。図－参3.16(b)は，曲線半径の変化に対する各下部構造位置での桁と下部構造頂部の最大加速度を示したものである。免震橋梁では各下部構造での桁における最大加速度はほぼ等しく，また，曲線半径による差も小さい。しかし，免震橋梁の下部構造頂部における最大加速度は，下部構造ごとに異なっており，また，Ｐ3橋脚，Ａ2橋台においては，曲線半径によって最大加速度が異なっている。一方，非免震橋梁の桁における最大加速度では，Ｐ3橋脚での最大加速度が最大でＡ2橋台に近づくにつれて減少しており，Ａ2橋台においては曲線半径が小さいほど最大加速度が大きくなっている。これは，非免震橋梁においては，桁の振動が各下部構造の剛性の違い等の影響を受けるが免震橋梁においては，免震装置によって下部構造と桁が分離されているために桁の振動が下部構造の剛性の違い等の影響を受けにくいためである。図－参3.16(c)は，曲線半径の変化に対する各下部構造基部での最大せん断力を示したものである。免震橋梁においては，各下部構造が分担する最大せん断力はほぼ一定であり，免震装置による分散効果がみられる。非免震橋梁では，各下部構造が分担する最大せん断力は大きく異なっており，またＡ2橋台においては，曲線半径によって最大せん断力が異なり曲線半径が小さい橋梁ほど大きな値となっている。

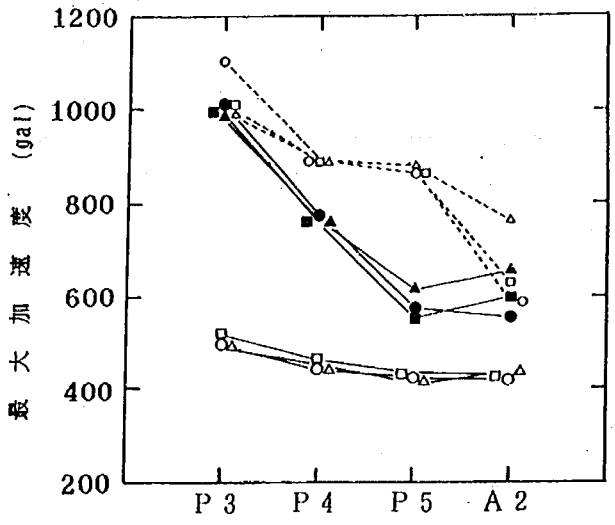


図－参3.15　検討対象とした免震橋梁

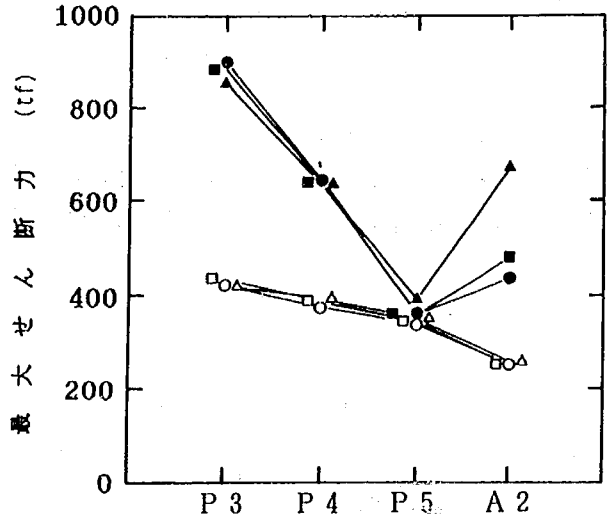
これらのことより，検討対象とした免震橋梁では，地震時において下部構造に作用する桁の最大慣性力や，この慣性力の各下部構造への分散に対する桁の曲率の影響が小さいことが確認された。



(a) 桁及び下部構造頂部の最大変位



(b) 桁および下部構造頂部の最大加速度



(c) 下部構造基部の最大せん断力

図－参3.16 動的解析による最大応答値

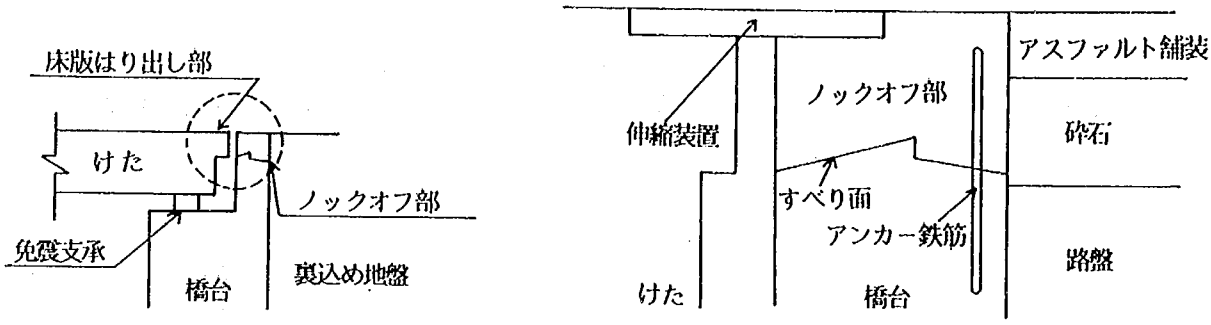
参考資料－4　免震橋梁用伸縮装置および落橋防止装置

4.1　ノックオフ装置

4.1.1　装置の機能と構造概要

ノックオフ装置とは，大地震時に桁が橋台と衝突した場合，橋台のノックオフ部が裏込め地盤の方に移動できるようにしておき，桁と橋台の衝突による影響を緩和するものである。

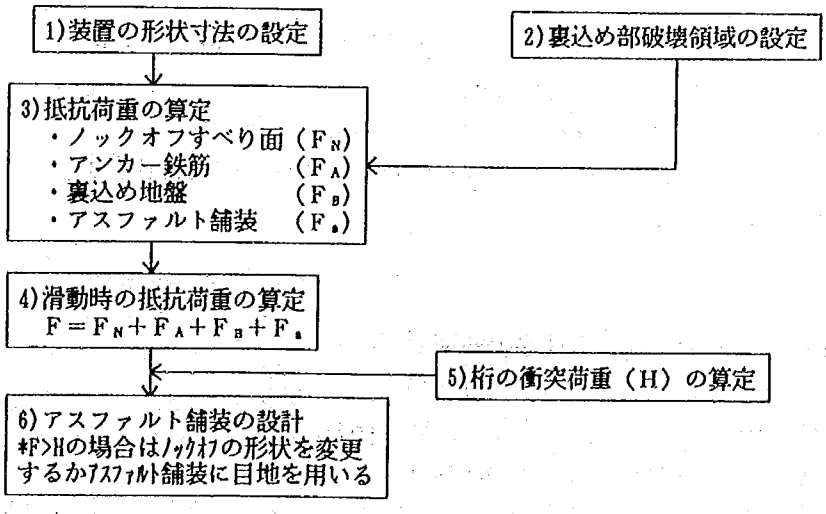
図－参4.1 に示すように，ノックオフ装置は，桁が橋台に衝突した時に裏込め地盤の方へ移動するノックオフ部と，輪荷重が伸縮装置に作用する時にノックオフ部が回転するのに抵抗するアンカー鉄筋，等により構成される。すべり面中央付近には，ノックオフ部が桁側にすべり出すのを防ぐための突起が設けられている。突起の両側の傾斜は，ノックオフ部の安定と水の滞留を防ぐためのものである。



図－参4.1 ノックオフ装置の概要

4.1.2　装置の設計法

桁がノックオフ装置に衝突した場合に，装置が滑動するのに抵抗する要素としてはノックオフ装置のすべり面，アンカー鉄筋，裏込め地盤及びアスファルト舗装が考えられる。したがって，これらの４つについて抵抗荷重を算出し，これらの合計を滑動時の抵抗荷重とする。設計法の流れを以下に示す。



図－参4.2 ノックオフ装置の設計フロー

(1) ノックオフ部の抵抗荷重の算定

1) ノックオフ部のすべり面の抵抗荷重

図－参4.3 に示すノックオフ部の滑動時のつり合い条件より抵抗荷重（F_{n1}）は次式となる。

$$F_{n1}=\frac{W_n(\sin\theta_n+\mu_3\cos\theta_n)}{\cos\theta_n-\mu_3\sin\theta_n} \qquad (参4.1)$$

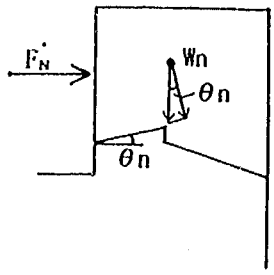
ここに，

μ_3 ：コンクリートの摩擦係数（実験より[1] $\mu_3=0.2$）

θ_n ：すべり面の傾き

橋台全幅（B）当たりの抵抗荷重（F_N）は以下の通りである。

$$F_N=F_{n1}\times B \qquad (参4.2)$$



図－参4.3 ノックオフすべり面の力のつり合い

2) アンカー鉄筋による抵抗荷重

① アンカー鉄筋の必要断面積の算定

橋台とノックオフ部はアンカー鉄筋により接続する。アンカー鉄筋は，伸縮装置に作用する衝撃を100%加味した輪荷重と制動荷重を作用させた時の引抜き力に対して設計する。

図－参4.4 に示すように橋台前面位置（点0'）回りの回転を考え，アンカー鉄筋の必要断面積を次式で算出する。

$$A_{sn}=\frac{P\cdot\ell+H\cdot e}{d\cdot\sigma_{sa}} \qquad (参4.3)$$

ここに，

A_{sn}：アンカー鉄筋の必要断面積（cm²）

P ：輪荷重(tf)

H ：制動荷重〔=P×0.1 ：衝撃は考慮しない， 0.1は道示Ⅰ（共通編）2.1.17項による。[5]〕

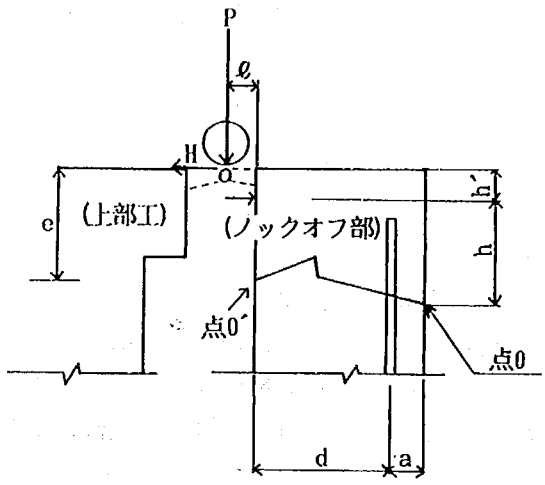
ℓ ：橋台前面から輪荷重作用位置までの距離（cm）

d ：橋台前面からアンカー鉄筋までの距離（cm）

σ_{sa}：鉄筋の許容引張応力度（kgf/cm²）

e ：橋面上から点0'までの距離（cm）

ℓ，d及びeは図－参4.4 による。



図－参4.4 輪荷重と制動荷重の作用

② 必要鉄筋量（A_s）の算定

1m当たりのアンカー鉄筋の断面積A_sは次式を満足しなければならない。

$$A_s\geqq S_{sn}/(\text{輪荷重幅}+\text{荷重分散幅}) \qquad (参4.4)$$

③ アンカー鉄筋による抵抗荷重の算定

アンカー鉄筋の抵抗荷重（F_{A1}）は，点0回りの回転により，次式より求まる。

$$F_{A1}=\frac{A_s\cdot\sigma_{sy}\cdot a}{h} \qquad (参4.5)$$

ここに，

A_s ：幅1m当たりのアンカー鉄筋の断面積（cm²）

σ_{sy}：アンカー鉄筋の降伏点応力度(kgf/cm²)

a ：橋台背面からアンカー鉄筋までの距離（cm）

h ：点0から抵抗荷重作用点までの距離（cm）

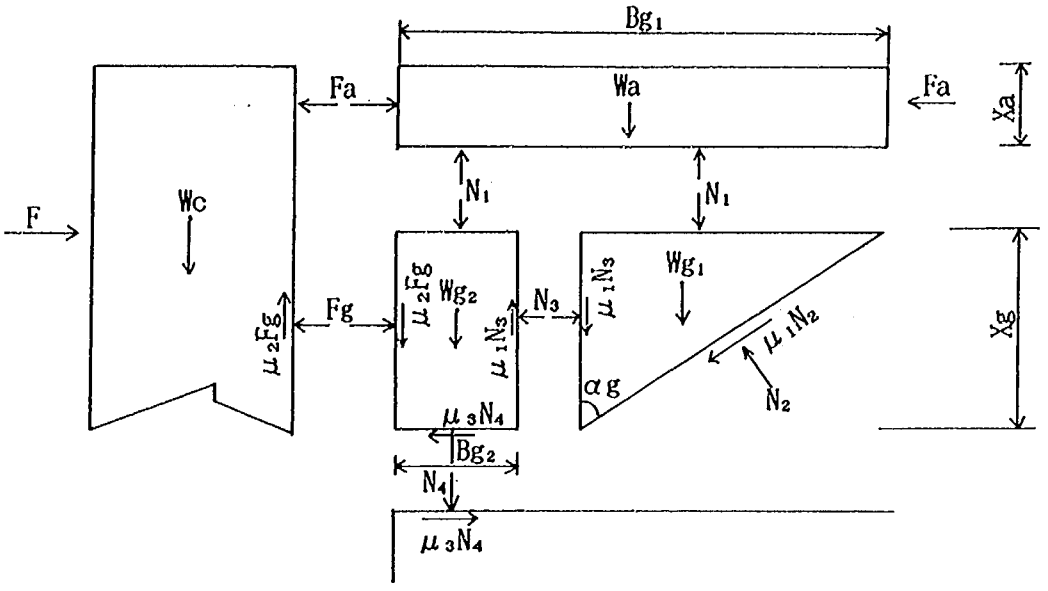
ただし，ノックオフ部のアンカー鉄筋の付着力F_fが$A_s\cdot\sigma_{sy}$より小さい場合は$F_{A1}=F_f\cdot a/h$とする。

橋台全幅（B）当たりの抵抗荷重は以下の通りである。

$$F_A = F_{A1} \times B \qquad (参4.6)$$

3) 裏込め地盤の抵抗荷重

裏込め地盤の抵抗荷重は，図－参4.5 に示すようにノックオフ部，アスファルト舗装，砕石のブロックにわけて算定する。



凡　例

W_n:ノックオフ部の重量	r_g:砕石の密度[1]	μ_2:砕石とｺﾝｸﾘｰﾄの摩擦係数
W_a:アスファルト舗装の重量	ϕ:砕石の摩擦角[1]	E_a:ｱｽﾌｧﾙﾄ舗装の変形係数*
W_{g1}, W_{g2}:砕石の重量	α_g:砕石のすべり角	E_g:砕石の変形係数[1]
r_a:アスファルト舗装の密度[1]	μ_1:砕石と砕石の摩擦係数	

B_{g2}:砕石が水平方向に滑動する距離(=1.4x)

B_{g1}:ノックオフ背面からアスファルト舗装が破壊する所までの距離($1.4x+x_g \cdot \tan\alpha_g$)

＊アスファルト舗装の変形係数(E_a)は文献[11]により想定される最大の値を用いた。

図－参4.5 ノックオフ，アスファルト舗装，砕石のつり合い条件

裏込め地盤の抵抗荷重（F_r）は式（参4.8)および式（参4.9)に用いて式（参4.7)により算出する。

① 砕石（W_{g2}部分）のつり合い条件から，裏込め地盤の抵抗荷重は次式のようになる。

水平　$F_r = N_3 + \mu_1 N_4$

鉛直　$u_2 F_r = \mu_1 N_3 + N_4 - W_{g2}$

$$\therefore \quad F_r = \frac{N_3 + \mu_1 W_{g2}}{1 - \mu_1 \mu_2} \qquad (参4.7)$$

② 砕石（W_{g1}部分）のつり合い条件から，N_3 は次式のように求める。

水平　$N_3 = \mu_1 N_2 \sin\alpha_g + N_2 \cos\alpha_g$

鉛直　$0 = -N_1 - W_{g1} - \mu_2 N_2 \cos\alpha_g + N_2 \sin\alpha_g$

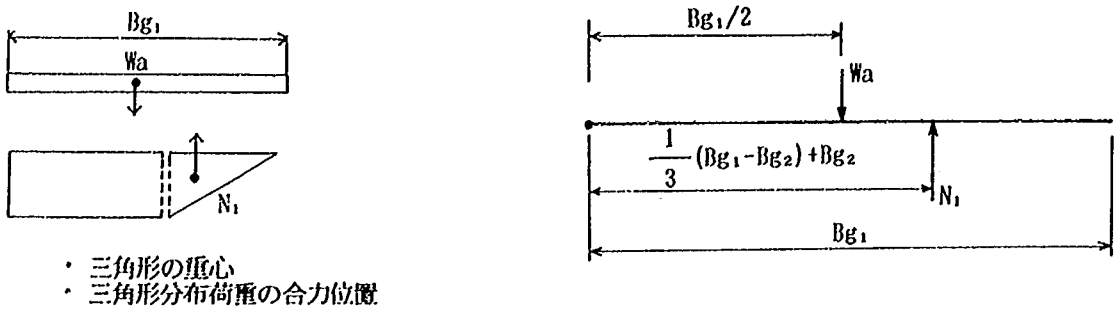
$$\therefore \quad N_3 = \frac{-(N_1 + W_{g1})}{K} \qquad (参4.8)$$

ただし　$K = \dfrac{\mu_1 \cos\alpha_g - \sin\alpha_g}{\mu_1 \sin\alpha_g + \cos\alpha_g}$

③ 図－参4.6 に示すように，砕石とアスファルト舗装のつり合い条件から，N_1 は次式のように求める。

$$\frac{B_{g1}}{2} W_a = \left[\frac{1}{3} (B_{g1} - B_{g2}) + B_{g2} \right] N_1$$

$$\therefore N_1 = \frac{B_{g1}}{2} W_a \times \frac{3}{B_{g1} - 2B_{g2}} \qquad (参4.9)$$



図－参4.6 砕石とアスファルト舗装のつり合い

4) アスファルト舗装の抵抗荷重

① 弾性床上の梁の座屈理論解より，幅1m当たりのアスファルト舗装の抵抗荷重は次式のようになる。

$$F_{a1} = 2\sqrt{E \cdot I \cdot K} \qquad (参4.10)$$

ここに，

E：アスファルト舗装の変形係数(kgf/cm²)

I：アスファルト舗装の断面二次モーメント（cm⁴）

k：弾性床のバネ定数(5tf/m²)

② アスファルト舗装の橋台全幅（B）当たりの抵抗荷重（F_a）は次式の通りである。

$$F_a = F_{a1} \times B \qquad (参4.11)$$

kの値は実験結果に適合するように定めた値であるが，実験例も少なく物理的意味付けも明確ではない。したがって，実際の適用に当たってはアスファルト舗装の水平力による座屈実験を行って決定するのが望ましい。当面の設計上の対応としては後述の座屈誘発目地を設け，アスファルト舗装が所定の荷重で確実に座屈するようにする。

③ アスファルト舗装の座屈長（ℓ_B）は次式により求める。

$$\ell_B = 2\sqrt{\frac{2EI}{F_{a1}}} \qquad (参4.12)$$

5) 滑動時の全抵抗荷重（F）の算定

滑動時の全抵抗荷重（F）は，ノックオフすべり面，アンカー鉄筋，裏込め部の抵抗荷重の合計とし，次式により求める。

$$F = F_N + F_A + F_t + F_a \qquad (参4.13)$$

6) アスファルト舗装に関する文献調査

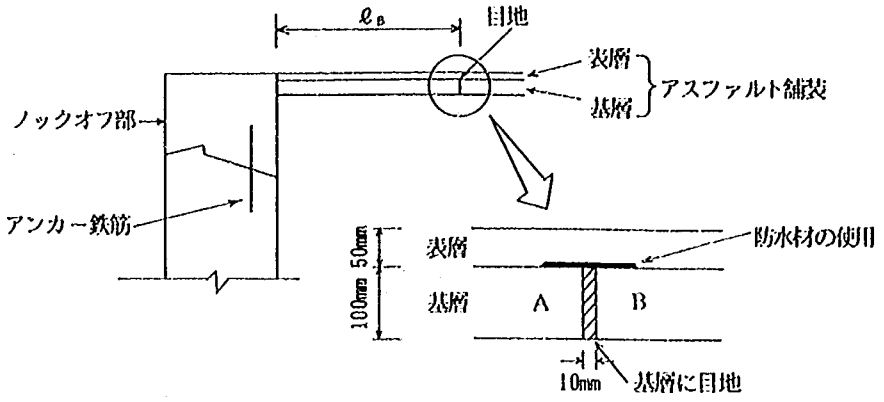
ノックオフ装置の設計に用いる変形係数は，想定される最大値を考慮すればよく，文献6),7)を参考にするとE＝28000kgf/cm²を用いればよいと考えられる。

(2) 桁の衝突荷重（H）の算定

桁の衝突荷重（H）は橋台に接するスパンの桁の総重量とする。

(3) アスファルト舗装の設計

アスファルト舗装の設計は，アスファルト舗装要綱[2]を参照する。また，アスファルト舗装を座屈させる位置は式（参4.12）より求め，図－参4.7 に示すような目地を設ける。



図－参4.7 アスファルト舗装の目地

4.1.3 装置の施工法と修復方法

ノックオフ部のすべり面には，ノックオフ部が所定のすべり抵抗力で滑動するように剥離材等を用いて縁切りしておくことが必要である。すべり面からの水の浸透を想定して，アンカー鉄筋には防食加工を施した鉄筋や，ステンレス製の鉄筋を用いる。アンカー鉄筋の周辺のコンクリートは引き抜き力のため一部が破壊する。このため，裏込め側のアンカー鉄筋の根入れ部にはひび割れ防止の鉄筋を配しておく必要がある。

ノックオフ部が移動し裏込め地盤でエネルギーを吸収するように設計しておくと，橋台本体には被害を及ぼさないため，地震災害直後は応急復旧対策として鉄板を敷くこと等により緊急交通を確保できるもとお考えられる。ノックオフ部自体は改めて作り直す必要があるが，大地震時には橋台背面の裏込めや盛土が沈下し，補修工事を余儀なくさせられることが多く，ノックオフ部の補修工事もその一部と考えることができる。

〈参考文献〉

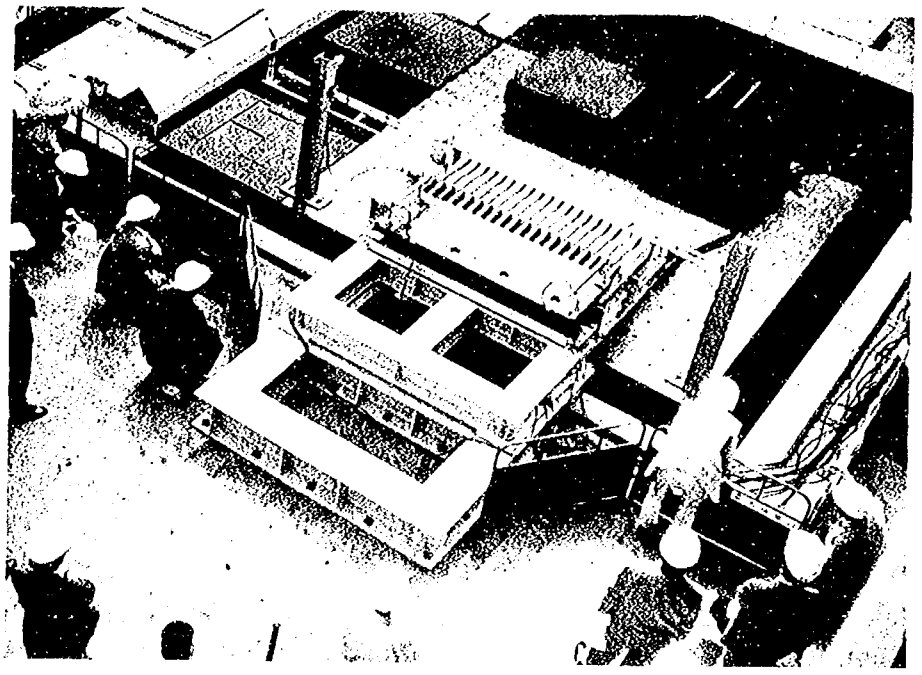
1) 土木研究所他28社：道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その２），土木研究所共同研究報告書，第60号，平成３年７月
2) ㈳日本道路協会：アスファルト舗装要綱，昭和63年11月
3) ㈶国土開発技術センター：道路橋の免震設計法ガイドライン（案），平成２年３月
4) ㈳日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編，平成２年２月
5) C. van der Poel: A General System describing the Visco-elastic Properties of Bitumens and its Relation to Routine Test Data, J. Appl. Chem, 4, (1954), 221
6) AASHTO:The AASHO Interim Guides for Design of Rigid and Flexible Pavement, AASHO, 1961, 1972, 1981, 1986.
7) H. L. Von Quintus, J. A. Scherocman, C. S. Hughes and T. W. Kennsdy:National Cooperative Highway Researoh Program Report 338, Asphalt-Aggregate Mixture Analysis System, Transportation Research Board, National Reserch Council Washington, D. C., March 1991
8) ㈳日本セメント協会：舗装に関するAASHTO指針，平成２年11月版

4.2 伸縮装置（フィンガー方式）

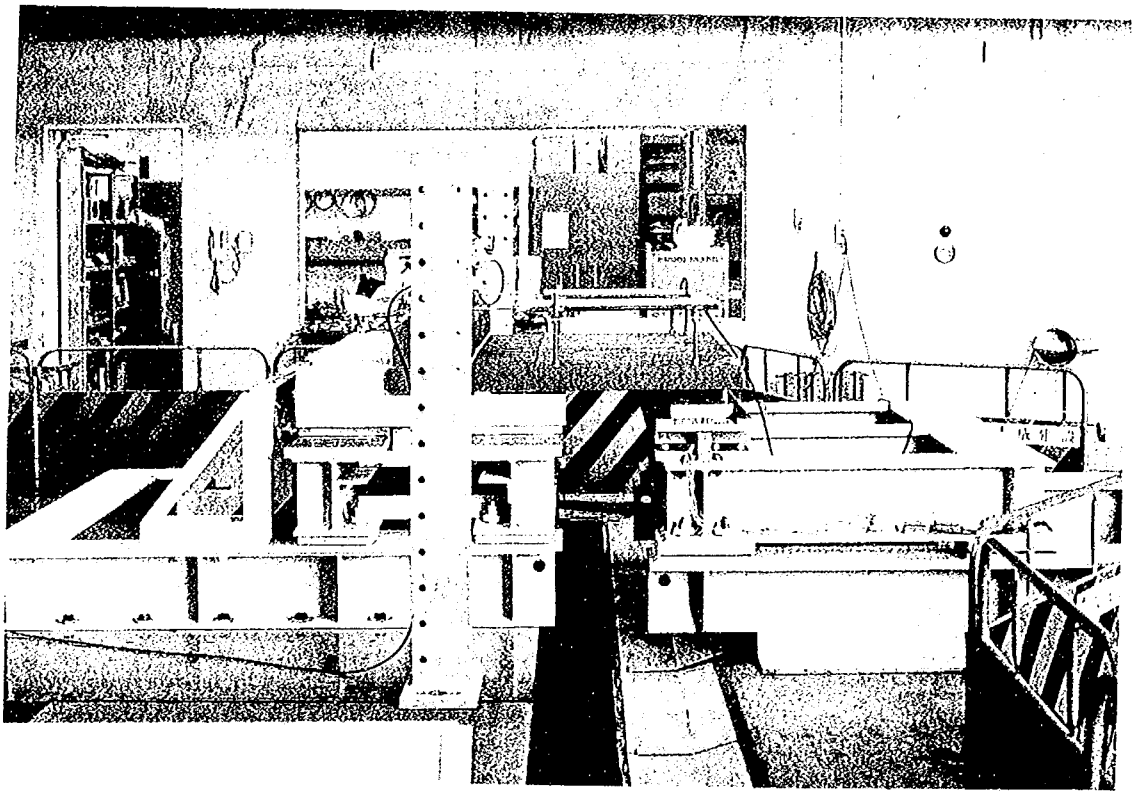
4.2.1 装置の機能と構造概要

(1) 特 徴

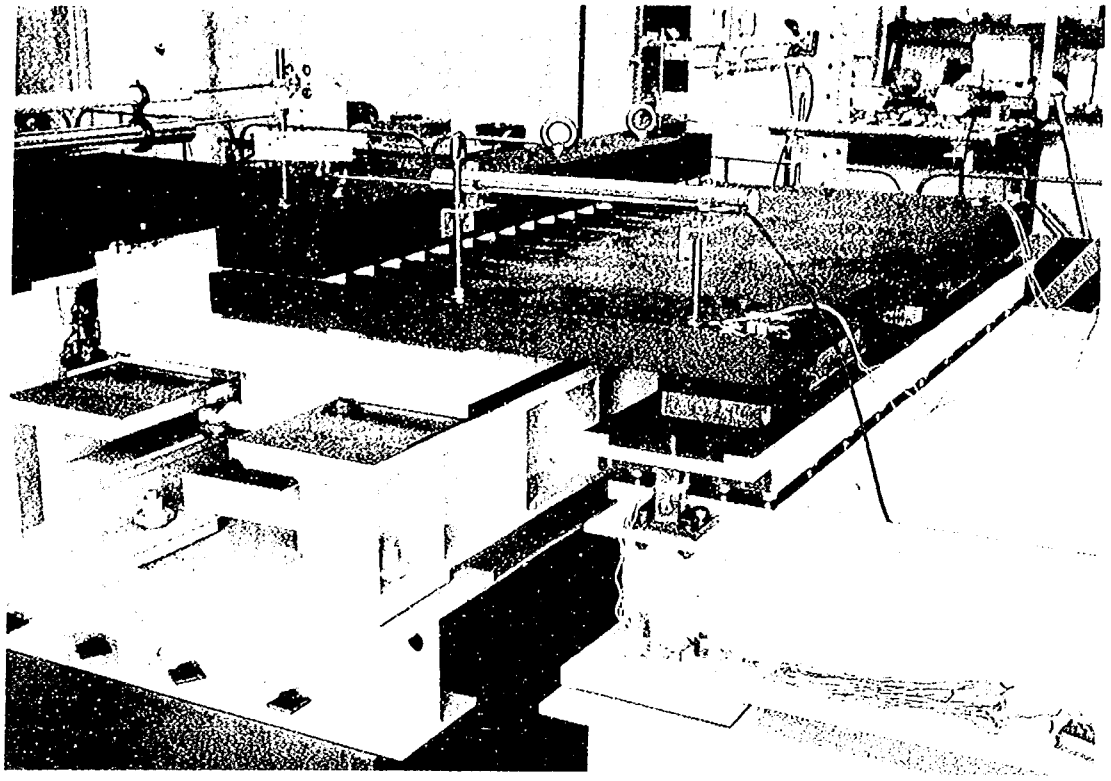
① 橋桁の全ての方向の水平変位に追従可能である。
② 最大伸縮可能量は，橋軸方向，橋軸直角方向を含む全ての方向に±300mm 程度まで設計可能である。
③ 伸縮装置の地震時における作動抵抗荷重は橋桁慣性力の１％程度であり，地震時の橋の挙動や免震装置の機能を阻害しないことを写真－参4.1 ～写真－参4.3 に示す実物大のモデルを用いた振動台実験により実証している。



写真－参4.1 振動台加振実験



写真－参4.2 試験体と三軸振動台の取り付け



写真－参4.3 伸縮装置（試験体）の構造

④ 従来の鋼製フィンガージョイントを基本構造としているので耐久性に優れている。

(2) 構　造

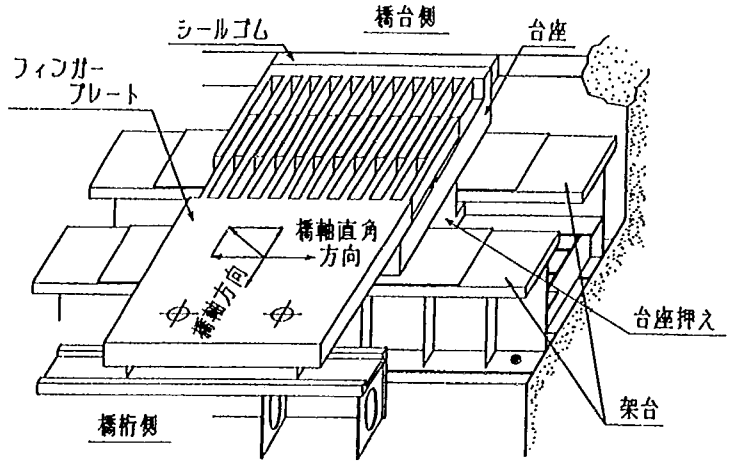
① 図－参4.8 および図－参4.9 に示すような両端支持型のフィンガージョイントである。

② 水平な摺動面を持つ架台の上に道路路面の高さに楕形形状を持つ台座を乗せ，台座の浮き上がり防止とガイドを兼ねた台座押さえを組み立てることにより，橋軸直角方向の摺動を可能としている。

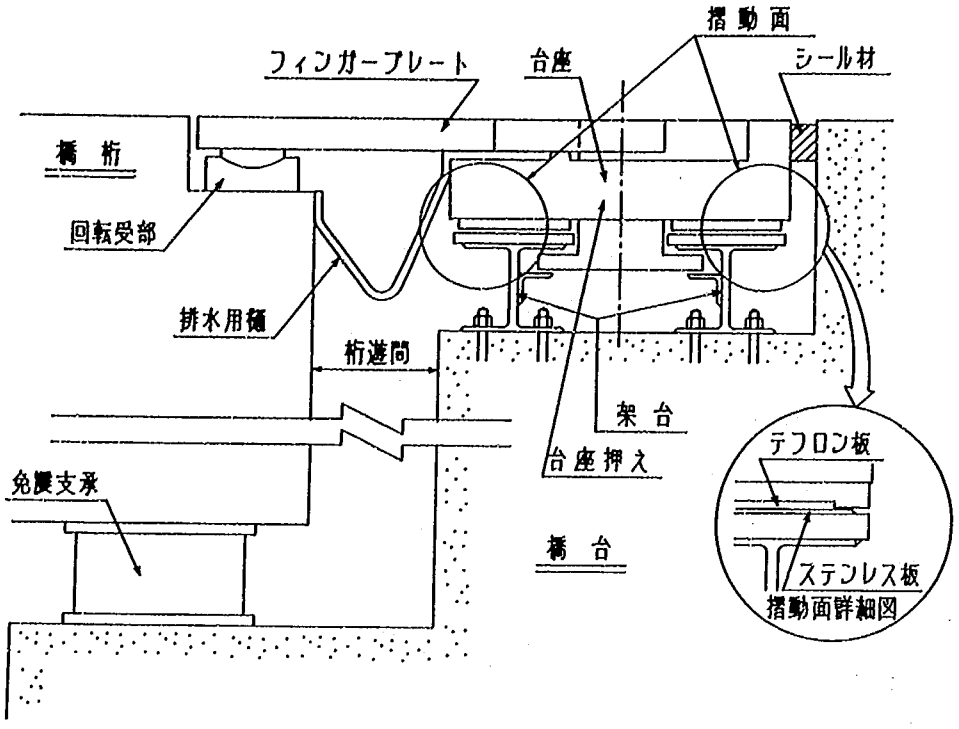
③ 台座と架台の間にある橋軸直角方向の摺動面は，耐腐食性，低摩擦力を得るために，テフロン板とステンレス板で構成されている。

④ 防塵対策として，温度降下時における橋桁が最も収縮した状態でも，フィンガープレートの楕形部が桁遊間上に達しない構造を採用している。

⑤ 排水対策として，排水用樋を取り付け，排水部へ流し込む構造を採用している。



図－参4.8 構造概要図（1ブロック）



図－参4.9 伸縮装置断面図

(3) 変位の吸収機構

① 橋桁の橋軸方向の変位は，台座に架け渡したフィンガープレートの櫛形部で吸収する。

② 橋桁の橋軸直角方向の変位は，櫛形に架け渡したフィンガープレートが架台上の台座を橋軸直角方向に移動することにより吸収する。

③ 橋桁の橋軸および橋軸直角方向の変位は，①，②を同時に行なうことにより吸収する。

4.2.2 装置の設計法

図－参4.10を基本に，コンクリート橋に対する本伸縮装置の基本寸法の算出方法および算出例を以下に示す。なお，鋼橋に対しては回転受台側の切欠深さ H_1 および台座側の切欠深さ H_2 の算出方法がコンクリート橋と異なるだけである。なお，この場合には，フィンガープレートの支持用架台および台座の支持用架台が鋼橋の主桁位置で輪荷重を支持する梁構造となるため，支持用架台の断面照査を行ないその形状ならびに切欠深さを決定する。

(1) 基本寸法の設定

1) フィンガープレートラップ長（標準温度時）

$$a=\triangle \ell_t + b_{min} + \alpha \qquad (参4.14)$$

ここに，

a ：フィンガープレートラップ長（mm，標準温度時）

$\triangle \ell_t$ ：標準温度からの桁の伸縮量（mm，桁回転による移動量，余裕量を含む）

b_{min} ：フィンガーの最小ラップ長で２０mmとする。

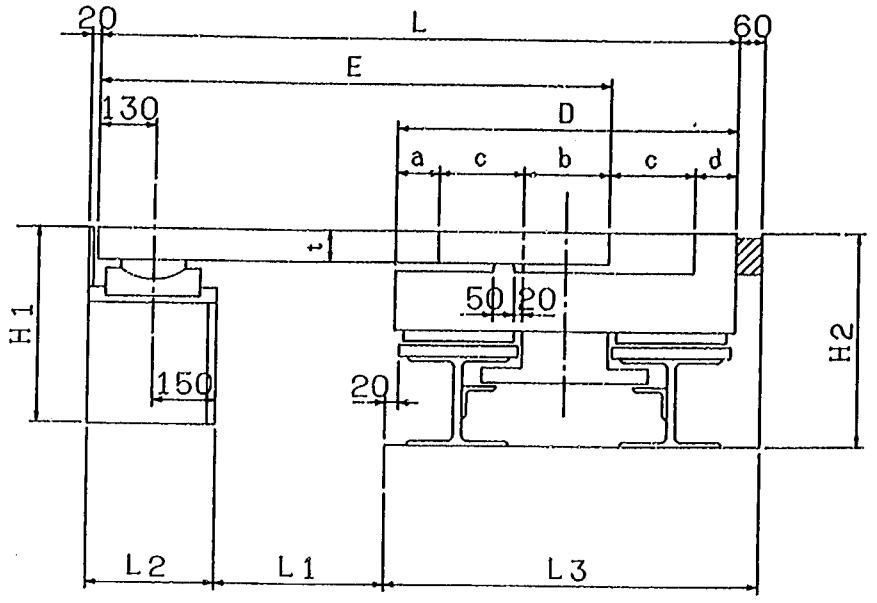
α ：台座長調整代（mm）

2) フィンガーラップ長（標準温度時）

$$b=MAX(\triangle \ell_t, \triangle \ell_e) + b_{min} \qquad (参4.15)$$

ここに，

$\triangle \ell_t$ ：標準温度からの桁の伸縮量（mm，桁回転による移動量，余裕量を含む）



図－参4.10　伸縮装置の基本寸法

$\triangle \ell_e$ ：震度法レベルの地震における桁の移動量（mm）

b_{min} ：フィンガーの最小ラップ長で20mmとする。

3) フィンガー遊間（標準温度時）

$$c = \mathrm{MAX}(\triangle \ell_t, \triangle \ell_e) + \triangle \ell_c + c_{min} \qquad (参4.16)$$

ここに，

c ：フィンガー遊間（mm，標準温度時）

$\triangle \ell_t$ ：標準温度からの桁の伸縮量（mm，桁回転による移動量，余裕量を含む）

$\triangle \ell_e$ ：震度法レベルの地震における桁の移動量（mm）

$\triangle \ell_c$ ：クリープ・乾燥収縮による移動量（mm）

c_{min} ：フィンガーの最小遊間（mm）で15mmとする。

4) 台座平面部長さ

$$d = a \qquad (参4.17)$$

ここに，

d：台座平面部長さ（mm）

a：フィンガープレートラップ長（mm，標準温度時）

5) 台座長

$$D = a + b + 2c + d \qquad (参4.18)$$

ここに，

D：台座長（mm）

a：フィンガープレートラップ長（mm，標準温度時）

b：フィンガーラップ長（mm，標準温度時）

c：フィンガー遊間（mm，標準温度時）

d：台座平面長さ（mm）

6) 伸縮装置の全長（標準温度時）

$$L = L_1 + (L_2 - 20) + D \qquad (参4.19)$$

ここに，

L ：伸縮装置の全長（mm，標準温度時）

L_1 ：桁遊間（mm，標準温度時）

L_2 ：回転受台側切欠長（mm）
D ：台座長（mm）

7) 回転受台側切欠長

$$L_2 = 300 \quad (参4.20)$$

ここに，
L_2 ：回転受台側切欠長（mm）

8) 台座側切欠長

$$L_3 = D + 20 + 60 \quad (参4.21)$$

ここに，
L_3 ：台座側切欠長（mm）
D ：台座長（mm）

9) フィンガープレート長

$$E = L_1 + (L_2 - 20) + D/2 + b/2 \quad (参4.22)$$

ここに，
E ：フィンガープレート長（mm）
L_1 ：桁遊間（mm，標準温度時）
L_2 ：回転受台側切欠長（mm）
D ：台座長（mm）
b ：フィンガーラップ長（mm，標準温度時）

10) 回転受台側切欠深さ

$$H_1 = t + 350 \quad (参4.23)$$

ここに，
H_1 ：回転受台側切欠深さ（mm）
t ：フィンガープレート板厚で 30 ～120 mmの範囲である。

11) 台座側切欠深さ

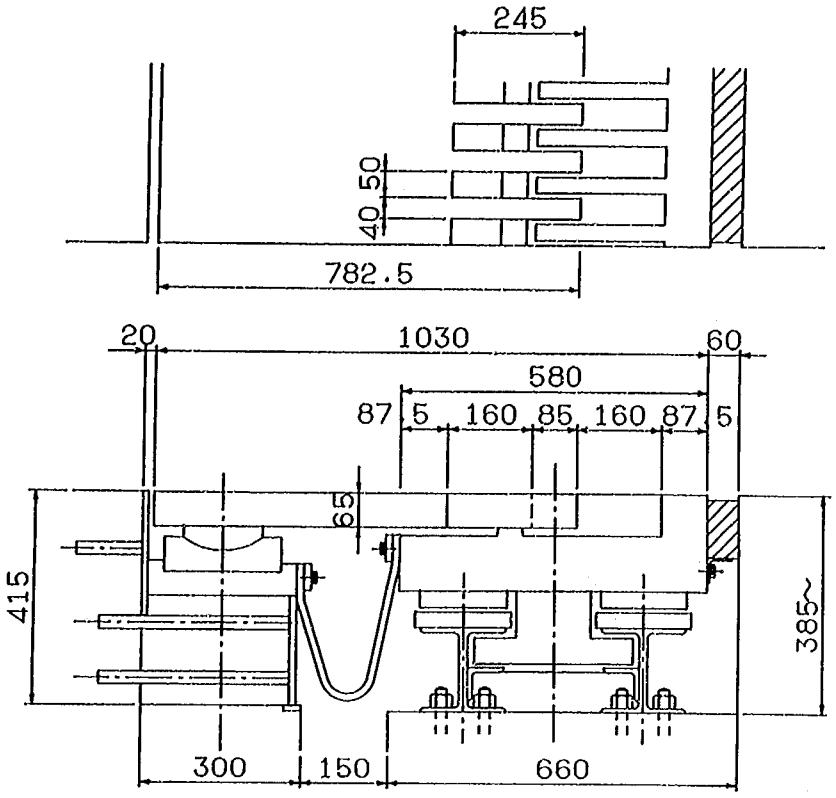
$$H_{2min} = t + 175 + h \quad (参4.24)$$
$$H_{2max} = H_{2min} + (B \times i) \quad (参4.25)$$

ここに，
H_{2min}：最小台座側切欠深さ（mm）
H_{2max}：最大台座側切欠深さ（mm）
t ：フィンガープレート板厚で 30 ～120 mmの範囲である。
h ：H鋼高さ（mm）
B ：橋の幅員（mm）
i ：横断勾配（mm）

(2) 設計例

ＰＣ橋に対して，下記の設計移動量を見込んだ場合の設計例を図―参4.11に示す。

① 標準温度からの桁の伸縮量（桁回転による移動量，余裕量を含む）：$\triangle \ell_1 = 65$mm
② 震度法レベルの地震における桁の移動量：$\triangle \ell_2 = 60$mm
③ クリープ・乾燥収縮による移動量：$\triangle \ell_3 = 80$mm



図－参4.11　設計例（標準温度時でクリープ・乾燥収縮終了後）

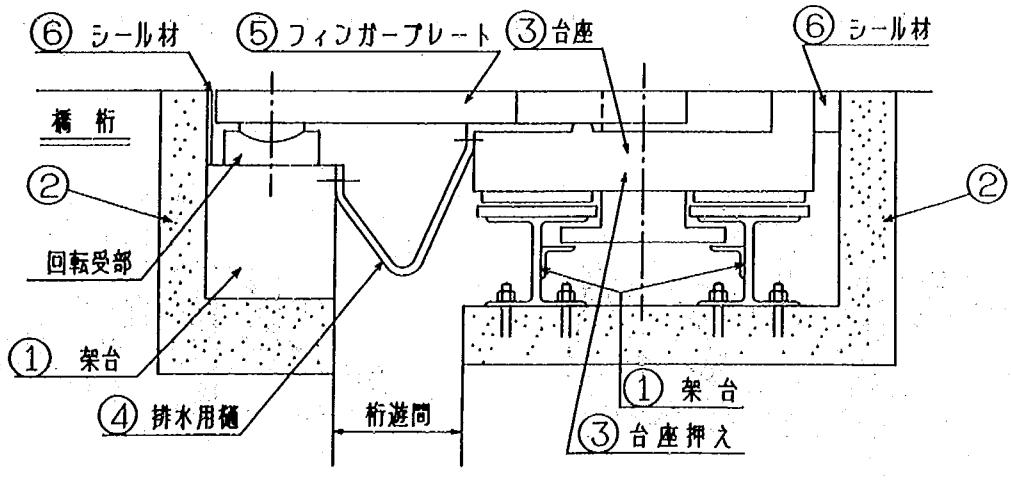
4.2.3　施工法と維持管理

(1)　施工法

本伸縮装置は，全ての部品を組み立てた状態での搬入および据え付けは困難であるため，現場での組立据え付けが基本となる。このため，据え付け精度には十分な注意を払う必要があるが，基本的な伸縮装置の施工に関する事項は，通常のフィンガージョイントと同様に道路橋伸縮装置便覧（㈳日本道路協会，昭和45年４月）に従えばよい。

工場製作，仮組み検査後の現場での組み立て手順は以下の通りである。また，図－参4.12は組立手順図を示したものである。

①　台座支持用架台とフィンガープレート支持用架台の設置



図－参4.12　組立手順図

橋軸方向，橋軸直角方向の直線性を確認し，高さの芯出しおよび橋軸直角方向の摺動部のレベル出しをした後に固定する。

② コンクリートの打設および養生

③ 台座の組み立て
橋面の横断勾配に合わせ位置調整を行ない，台座間の隙間を5㎜程度として組み立てる。

④ 排水装置の組立

⑤ フィンガープレートの組立
据え付け温度時の遊間調整を行ない，固定する。

⑥ シール材の充填，養生
各隙間にシール材を充填する。

⑦ 上面清掃，据付完了

(2) 維持管理

本伸縮装置は，従来の鋼製フィンガージョイントと同様の耐久性を有しているが，長期にわたる使用により生じる損傷を想定し，フィンガープレート，台座および排水装置は，取り替え可能な構造とするのがよい。台座上には塵埃が堆積しやすいため，定期的な点検，清浄が必要である。

4.3 落橋防止装置（アンカーバー方式）

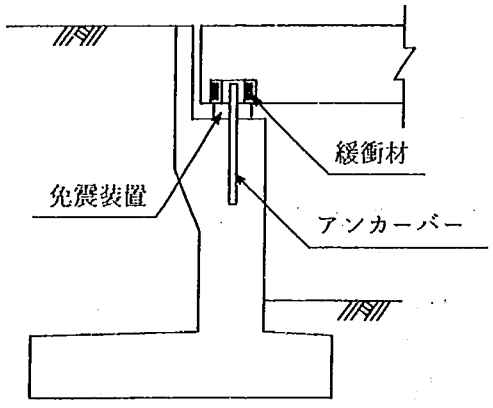
4.3.1 装置の機能と構造概要

(1) 機 能

① 本装置は，図－参4.13に示すように下部構造に取り付け，緩衝材としてのゴム材の圧縮変形によるエネルギー吸収を利用して衝撃力を低減しつつ，桁が下部構造頂部から逸脱して落橋するのを防ぐための装置である。

② ゴム材の圧縮変形は変位硬化型の反力履歴特性を示し，変位によって徐々にその剛性が増すので，落橋防止装置に要求される上部構造の移動を止め，落橋を防ぐ機能を有している。

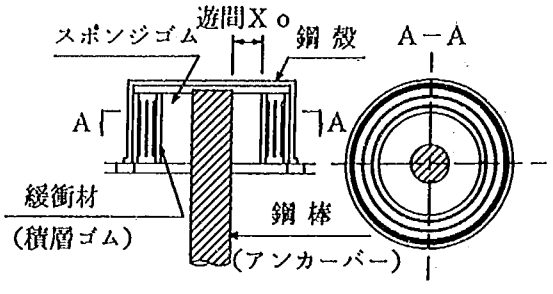
③ ゴム材の厚みを変えることにより，緩衝材のバネ定数を任意に設定することができる。



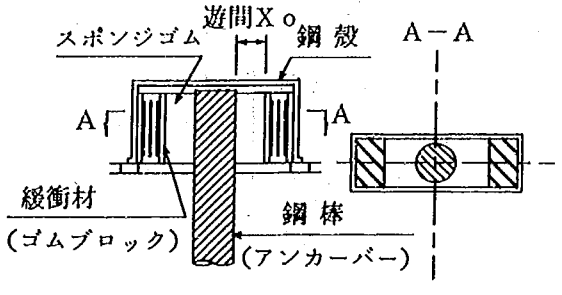
図－参4.13 落橋防止装置

(2) 構 造

本装置は，下部構造から立ち上げた鋼棒と，上部構造側に埋設した鋼殻の間にゴム緩衝材を装着して，鋼棒とゴム緩衝材の復元力を利用する構造である。緩衝する方向によって，図－参4.14に示す積層ゴムの緩衝材を用いた全方向タイプのものと，図－参4.15に示す積層ゴムまたはブロックの緩衝材を用いた橋軸方向タイプのものがある。



図－参4.14 全方向タイプ



図－参4.15 橋軸方向タイプ

本装置の細部構造は以下の通りである。

① 緩衝材は上部構造側に埋設する鋼殻の内側に固定する。

② 鋼棒と緩衝材の空間には，施工時の遊間の確保を目的としてスポンジゴムを挿入する。

③ 下部構造と上部構造のクリアランスは20㎜とし，その間にはゴムパッドを挿入し，ゴミ等の浸入を防ぐ。

4.3.2 装置の設計法

図－参4.16に示す設計フローチャートに従い，設計条件に対して鋼棒の本数と径および緩衝材のサイズを仮定し，緩衝材の目標バネ定数および強度を定める。

(1) 設計条件

1) 地震時水平力

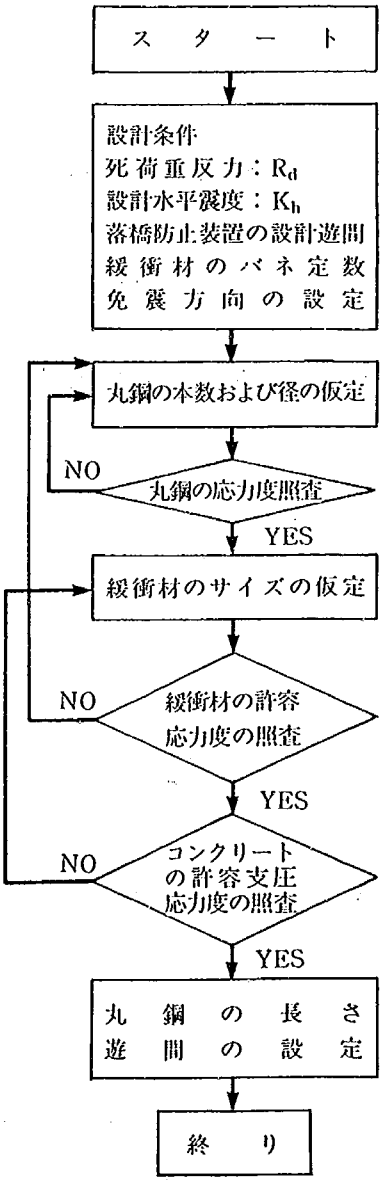
$$H=2.0 \times k_h \times R_d \qquad (参4.26)$$

ここに，

H ：地震時水平力（tf）

k_h ：震度法に用いる設計水平震度

R_d ：死荷重反力（tf）



図－参4.16 落橋防止装置の設計フローチャート

表－参4.1 ゴムの圧縮載荷幅 b_c の基準値 b_{co}
（2層の積層ゴム）

緩衝ゴムの一層の厚さ	アンカーバーの直径（㎜）		
	ϕ＝100	ϕ＝100	ϕ＝200
t＝12㎜	5.5 cm	6.5 cm	7.5 cm
t＝16㎜	6.5 cm	7.5 cm	9.0 cm
t＝20㎜	7.5 cm	9.0 cm	11.0 cm

表－参4.2 ゴムの圧縮載荷幅 b_c の補正値 b_{cm}

緩衝ゴムの一層の厚さ	アンカーバーの直径（㎜）		
	ϕ＝100	ϕ＝150	ϕ＝200
t＝12㎜	0.5 cm	0.5 cm	0.5 cm
t＝16㎜	0.5 cm	1.0 cm	1.0 cm
t＝20㎜	0.5 cm	1.0 cm	1.0 cm

2) 装置の設計遊間

地震時保有水平耐力法による免震装置の設計変位 u_B とする。

3) 緩衝材のバネ定数

緩衝効果が期待できるように，また，緩衝材の作動距離に応じて定める。

4) 免震方向の設定

橋軸方向のみ，または全方向免震かを設定する。

(2) 緩衝材（積層ゴムタイプ）

1) バネ定数の算定式

$$K_c = T_f \cdot G_o \cdot A_c / a_c \qquad (参4.27)$$

$$A_c = b_c \cdot L \qquad (参4.28)$$

$$a_c = (\phi - \sqrt{\phi^2 - b_c^2}) / 2 \qquad (参4.29)$$

$$b_c = b_{co} + b_{cm} \cdot n \qquad (参4.30)$$

ここに，

K_c ：バネ定数(kgf/cm)

T_f ：実験により求めた係数で，212.0 とする。

G_o ：ゴムのせん断弾性係数(kgf/cm²)

A_c ：ゴムと鋼棒間の圧縮載荷面積（cm²）

a_c ：ゴムの圧縮変形量（cm）（図－参4.17参照）

b_c ：ゴムと鋼棒間の圧縮載荷幅（cm）

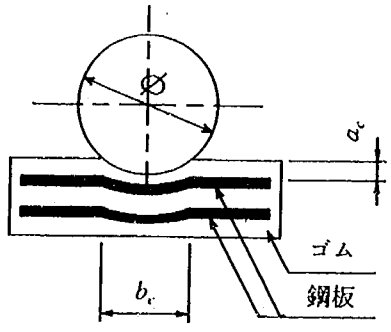
b_{co}：２層の積層ゴムに対する b_c の標準値（cm）で表－参4.1 による。

b_{cm}：積層ゴムの積層数に対する補正値（cm）で表－参4.2 による。

L ：緩衝材の長さ（cm）

ϕ ：鋼棒の直径（cm）

n ：積層ゴムの積層数



図－参4.17 緩衝材と丸鋼の接触面積

2) 緩衝材の長さ

$$L \geqq \frac{H}{(b_c + 2t) \times \sigma_{ca}} \qquad (参4.31)$$

ここに，

L ：緩衝材の長さ（cm）

H ：上部構造の慣性力(kgf)

b_c ：ゴムと鋼棒間の圧縮載荷幅（cm）

t ：緩衝材の厚さ（cm）

σ_{ca}：コンクリートの許容支圧応力度(kgf/cm²)

3) 緩衝材の圧縮応力度

$$\sigma_R = \frac{H}{A_c} \leqq \sigma_{Ra} = 600 \text{ kgf/cm}^2 \qquad (参4.32)$$

ここに，

σ_R ：緩衝材の圧縮応力度(kgf/cm²)

H ：上部構造の慣性力(kgf)

A_c ：ゴムと鋼棒間の圧縮載荷面積（cm）

σ_{Ra}：緩衝材の許容圧縮応力度(kgf/cm²)

(3) 鋼　棒

1) 曲げモーメントに対する検討

$$M = H \times h_1 \qquad (参4.33)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{Z_s} \leqq \sigma_{sa} = 1900 \times 1.7 = 3230 \text{ kgf/cm}^2 \qquad (参4.34)$$

ここに,

M ：鋼棒に作用する曲げモーメント(kgf・cm)

H ：上部構造の慣性力(kgf)

h_1 ：（上下部構造間の隙間）＋（L／2）（cm）

σ_s ：鋼棒に作用する曲げ応力度(kgf/cm²)

Z_s ：鋼棒の断面係数（cm³）

σ_{sa}：鋼棒S35Cの許容曲げ応力度（降伏応力度相当）(kgf/cm²)

2) せん断力に対する検討

$$\tau_s = \frac{H}{A_s} \leqq \tau_{sa} = 800 \times 1.7 = 1360 \text{ kgf/cm}^2 \qquad (参4.35)$$

ここに,

τ_s ：鋼棒に作用するせん断応力度(kgf/cm²)

H ：上部構造の慣性力(kgf)

A_s ：鋼棒の断面積（cm²）

τ_{sa}：鋼棒S35Cの許容せん断応力度（降伏応力度相当）(kgf/cm²)

3) 長さの計算

① 上部構造側への埋込長さ

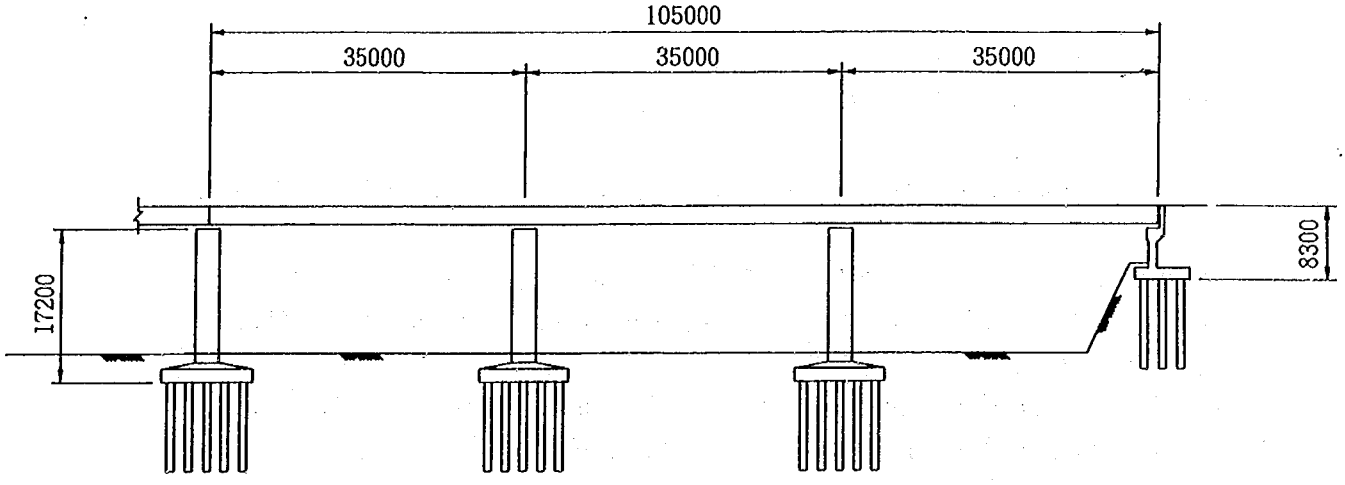
上部構造側への埋込長さは，緩衝材の長さLより50mmだけ長くとる。

② 下部構造側への埋込長さ

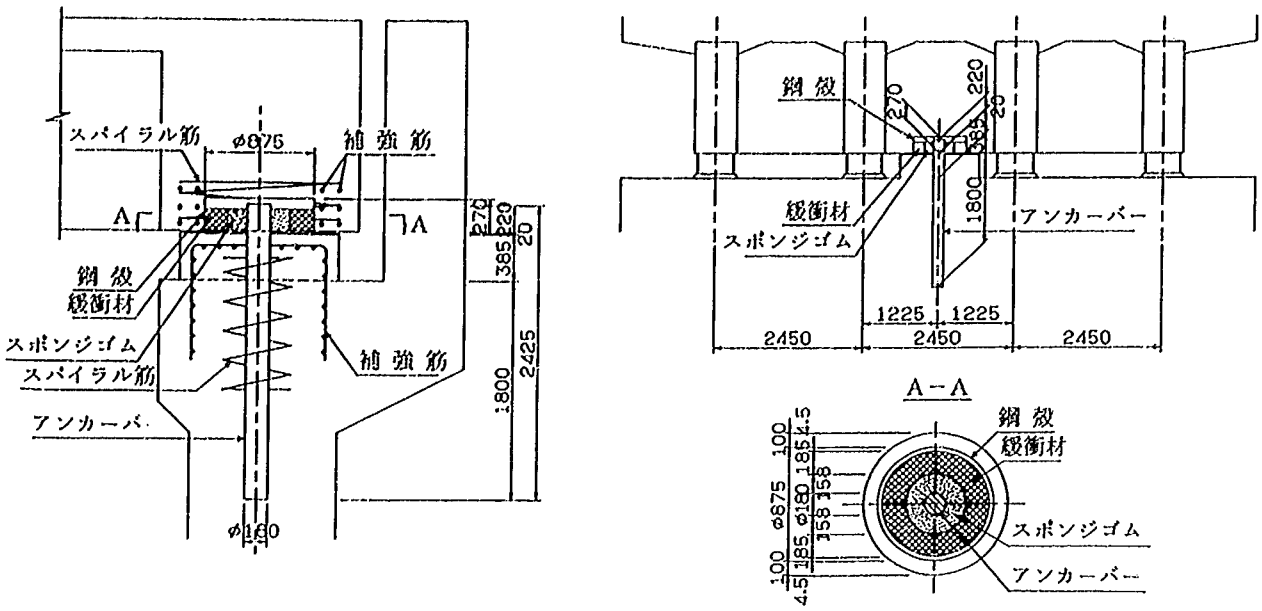
下部構造側への埋込長さは，鋼棒の直径の10倍とする。

(4) 試設計例

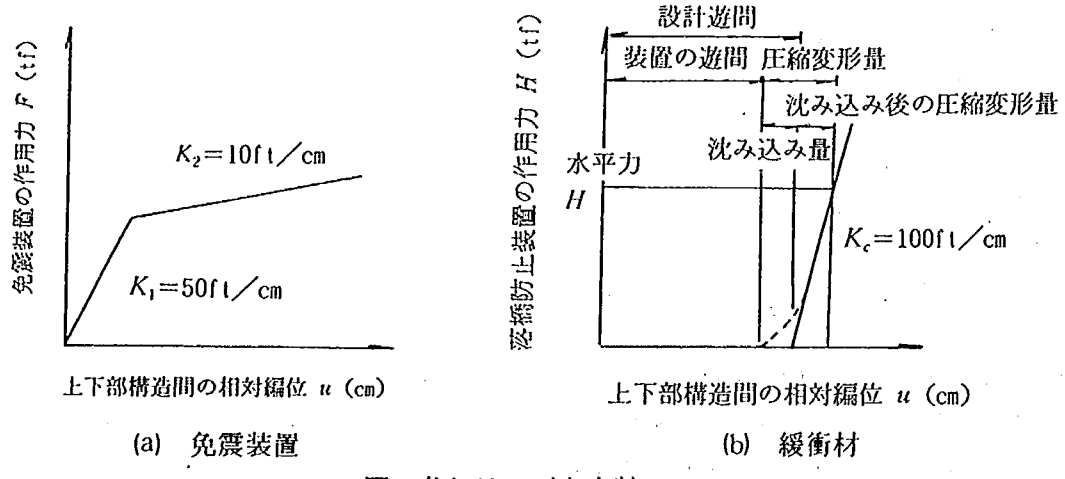
図－参4.18に示すように，Ⅱ種地盤に位置する橋長 105m，幅員10.7m，の３径間連続ＰＣ合成桁橋（上部工総重量2163tf）を対象にして，橋台部に落橋防止装置を取付けた場合を試設計した結果を図－参4.19に示す。緩衝材は20mm×７層の積層ゴムで総厚は 185mmである。なお，図－参4.20に示すように緩衝材のバネ定数は，免震装置の一次剛性の２倍程度，同二次剛性の10倍程度にした。



図－参4.18　対象橋梁



図－参4.19　アンカーバー方式の落橋防止装置（設計例）



(a)　免震装置　　(b)　緩衝材

図－参4.20　バネ定数

4.3.3　装置の施工法と維持管理

(1)　施工法

本装置は大きく２つの部品に分けられる。各々工場で製作，組立てた状態で現場に搬入する。

上部構造側……鋼殻，緩衝ゴム，スポンジゴム，ゴムパッド

下部構造側……鋼棒

鋼棒は下部構造天端の所定の位置に埋設しておき，その上側から被せるように鋼殻一式を据え付ける。施工時の注意点は以下の通りである。

①　上部構造の初期収縮分は，装置の遊間に予変位を与えて初期位置設定ボルトで固定する。

②　一支点上で複数の装置を用いる場合は，予変位の量が同一になるように正確に据え付ける。

③　鋼棒は鉛直に据え付ける。

④　上部構造の鋼殻と下部構造の鋼棒のまわりは，スパイラル筋および補強筋で補強する。

⑤　鋼棒用の下部構造の箱抜きのまわりは，スパイラル筋で補強する。

(2)　維持管理

本装置は，上下部構造の中に埋め込まれるため，設置後の点検は橋桁をジャッキアップすることが必要とされ困難である。したがって，鋼材の防錆処理等，設置前の製品検査には十分な注意が必要である。

参考資料－5　ＰＣ橋に対する免震設計の適用性

5.1　ＰＣ免震橋梁の実績

上部構造重量の大きなＰＣ橋梁では，免震化による慣性力の低減と多径間連続化は大きなメリットである。1989年時点で，ＰＣ免震橋梁としてはニュージーランドで18橋建設されている[1]。その内の６橋について諸元を示すと表－参5.1 のようになる。これらは全て新設橋であるが，①はかなり特殊な橋梁であり，細くて高い橋脚の基礎に免震装置を設けたもので，世界最初の免震橋梁とされている。②～⑥の５橋は，橋脚頂部に支承を兼ねた免震装置（鉛プラグ入り積層ゴム支承）を用いており，この型式が現在の主流となっているようである。

表－参5.1 ニュージーランドのＰＣ免震橋梁

	橋　梁　名	上　部　工　形　式	橋長	竣工	免　震　装　置
①	SOUTH RANGITIKEI BRIDGE	６径間連続ＰＣ箱桁 鉄道橋	m 315	1974	軟鋼製ねじり梁式 ダンパー
②	CLYDE POWERHOUSE ACCESS BRIDGE	Ｕ形プレキャストＰＣ 単純桁現場打ち連続橋	57	1981	鉛プラグ入り 積層ゴム支承
③	OHAAKI BRIDGE	Ｕ形プレキャスト ＰＣ単純桁（横８連）	83	1983	〃
④	MOONSHINE BRIDGE	Ｕ形プレキャスト ＰＣ単純桁（横７連）	168	1986	〃
⑤	GRAFTON BRIDGE　No.4	３径間連続場所打ち	60	1987	〃
⑥	GRAFTON BRIDGE　No.5	ＰＣ・Ｔ桁（２主桁）	81	1988	

これらの橋梁においては，免震装置と併用して以下に示す２つの構造が採用されているのが特徴である。

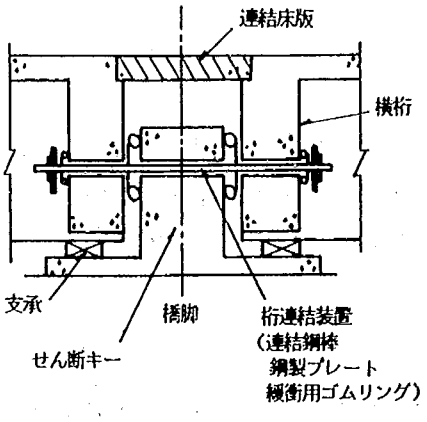
a)　ヒンジ床版構造

図－参5.1 に示すように橋脚上で単純桁の床版のみを連続させ，曲げモーメントを伝えずに軸力と橋軸直角方向せん断力とを伝達させることを期待した構造。表－参5.1 の橋梁③，④で採用されている。

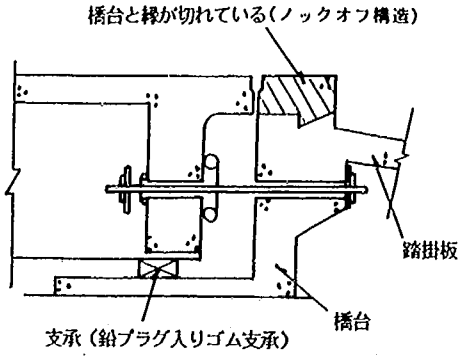
b)　ノックオフ構造

図－参5.2 に示すように大地震時における橋桁と橋台の衝突を見込み，橋台側衝突部の破損を積極的に許容し，設計遊間の減少を図る構造。橋梁③～⑥で採用されている。

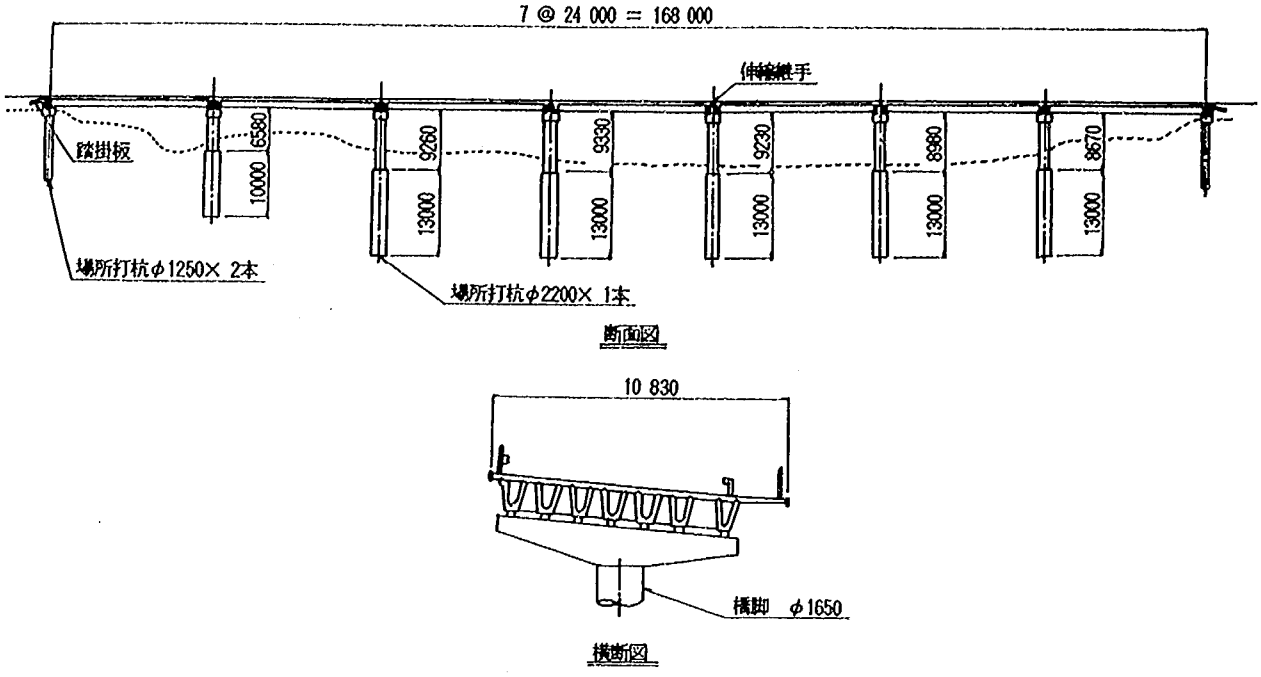
ＰＣ免震橋の代表的な例として，Moonshine Bridge（橋梁④）の構造を図－参5.3 に，またその特徴を表－参5.2 に示す。



図－参5.1 ヒンジ床版構造



図－参5.2 ノックオフ構造



図－参5.3 Moonshine Bridgeの構造一般図

表－参5.2 Moonshine Bridge の免震設計の特徴

橋梁名	Moonshine Bridge	竣工年	1986年
免震装置の採用理由	ピアとアバットの間で地震力の再分配を行い，ピアの損傷を軽減する。		
設計手法	Highway Bridge Design Brief(1978) のDesign charts (CD P818/A)		
設計震度	A Zone, （設計加速度 El Centro 0.19g Artifitial B1 0.23g)		
免震装置	アバット：鉛プラグ入り積層ゴム支承 14個 ピア：ゴム支承 30個 および鉛プラグ入り積層ゴム支承 54個 降伏荷重 Q_d =33.75 kN Q_d ／ W= 8～10%		
移動制限装置	橋軸方向：橋脚は，1橋脚当りせん断キー4箇所（クリアランス70mm） 橋台はノックオフ装置 橋台と桁，桁と桁は緩衝用ゴムリングを入れて鋼棒で連結。 橋軸直角方向：橋軸方向に配置された鋼棒で抵抗		
伸縮継手	鋼重ね合せジョイント（橋台車道部には無し） 可動幅は橋脚 24 mm，橋台 19 mm		
その他特記事項	1．交通量が多く，橋脚が細いため桁上でかなり振動を感じる 2．ヒンジ床版構造を採用。 3．床版は4スパン連続と3スパン連続にわかれ，床版上にクリアランスがある。 （4スパン側で25℃の温度で29mmの移動を見込んでいる。）		

参考文献：1） ニュージーランドにおける橋梁の免震装置調査報告書；㈱国土開発技術研究センター
免震装置を有する道路橋の耐震設計研究委員会 現地調査団 1987.12

5.2 ＰＣ橋の耐震性と免震化のメリット

5.2.1 橋梁形式と耐震性の特徴

これまでに我国における橋梁の地震被害は，上部構造本体部分にはあまりみられず，支承部や下部構造へ集中している。したがって，被害をうけやすいこれらの部分に作用する地震力を免震化により低減することによる耐

震性の向上が期待できる。

表－参5.3 は，ＰＣ橋が採用できる橋梁形式に対して，免震化の適用性を耐震性の面からまとめたものである。ＰＣ橋の免震化でメリットが高いのは，連続形式の桁橋，トラス橋などである。ＰＣ橋は，死荷重が耐震設計上のキーポイントとなることから，伸縮継手を減らして連続化を図る場合には，以下の条件を満たす形式とすることが適切である。

① 地震力を各橋脚に分散させ，分散効果と合わせて耐震性の向上を図れる形式

② 固有周期が比較的短く，免震化による長周期化が容易な形式

これらの条件を満足する形式としては，一般に連続桁橋が挙げられる。

表－参5.4 連続桁橋の橋脚下端における常時と地震時の応力の比

橋名	橋長	支間割	平均橋脚高	支承条件	応力比（常時／地震時） 0.0 〜 0.5
A	111.6 m	27.35+2@27.9+27.35	16.2 m	M M F F M	0 □コンクリート＋鉄筋 0.35
B	195.5 m	27.35+2@27.9+27.35	11.6 m	M M F F F F M	0.03 0.42
C	134.6 m	33.3+2@34.0+33.3	10.5 m	M F F F M	0.13 0.42
D	300.0 m	5@60.0	9.7 m		0 0.43
E	249.4 m	3@64.2+56.8	20.3 m	M M	0.06 0.23
F	101.0 m	25.0+2@25.5+25.0	12.4 m		0 0.45
G	173.8 m	34.4+3@35.0+34.4	10.9 m		0 0.28
H	338.325m	63.375+3@70.500+63.450	12.8 m		0.02 0.26
I	533.0 m	64.0+5@81.0+64.0	46.3 m	M M	0 0.52
J	279.6 m	82.3+115.0+82.3	38.35m	M M	0 0.53

表－参5.4 は，連続桁橋の橋脚下端に生じるコンクリートと鉄筋の応力度を（常時）／（地震時）の比率で表したものである。調査橋梁の範囲では，地震時に対する常時の応力レベルはコンクリートで４割前後，鉄筋では全圧縮に近いためほぼ０に近いことがわかる。したがって，免震化による連続桁橋の地震力の低減は十分期待することが可能であり，連続桁橋が免震化に最も適した構造形式であると考えられる。

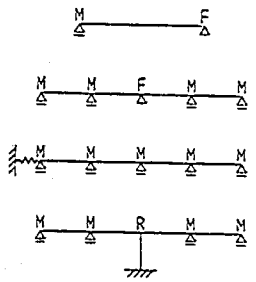
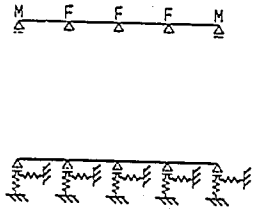
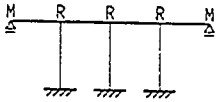
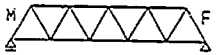
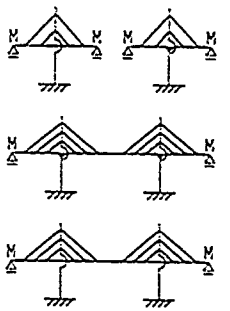
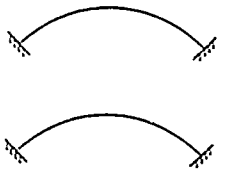
5.2.2 ＰＣ橋の免震化の方向性と留意事項

(1) 多径間化と長大化に伴う反力分散の必要性と免震化への展開

近年，道路橋においては走行性の改善とジョイント部の維持管理の向上を期待して多径間化が進みつつある。特にプレストレス技術の発展普及と呼応して支間の長大化が図られたＰＣ橋においては，鋼橋に比べて死荷重の比率が高いことから，多径間化に伴って重量が増大し，地震時水平力も大きくなる。地震時水平反力を特定の橋脚あるいは橋台に集中して負担させることは困難であり，複数の下部構造に分散させる反力分散の考え方が定着しつつある。

上下部全体としての経済性からいえば，ラーメン構造がコンクリート橋では最も経済的と考えられるが，主桁の温度変化やＰＣ橋特有の乾燥収縮，クリープなどの変形拘束による応力発生を考慮すればこれには限界がある。特に，多径間連続橋で橋脚が低い場合や，橋脚剛性の極端な不均一さによる断面力の集中が避けられない場合には，上下部構造を分離した連続桁形式が採用されることになる。

表－参5.3 橋梁形式と耐震性の特徴

	単純桁・連続桁（1点支持）	連続桁（多点支持）	連続ラーメン	トラス	斜張橋	アーチ
構造系						
耐震固定方法	・アンカーバー ・固定支承(ピン支承) ・水平バネ(ケーブル等) ・主桁と橋脚の剛結合	・アンカーバー ・固定支承(ピン支承) ・ダンパー（粘性材，ケーブル等） ・水平反力分散支承	・主桁と橋脚の剛結合	・固定支承（ピン支承）	・固定支承（ピン支承） ・主桁と橋脚の剛結合 ・ダンパー（粘性材，ケーブル等）	・アーチ部材とアーチアバットのピン結合，剛結合
採用断面	T桁，I桁，ホロー桁（プレテン，ポステン桁）箱桁，版桁	T桁，I桁，ホロー桁箱桁，版桁	箱桁	底版＋トラス部材	ホロー桁，箱桁，2主桁	箱断面，充実断面，2主桁断面
クリープおよび乾燥収縮の固定点への影響	1点固定であるため、固定点への影響はない。	固定する支間長，支承形式，橋脚高，基礎形式により影響の度合いが変化する。	固定する支間長，橋脚高基礎形式により影響の度合いが変化する。	影響はない。	3径間以上の斜張橋の場合，影響が大きい	クリープ・乾燥収縮の影響は大きい。
適用の条件等	地震種別による影響はない。	支承条件が固定では，固定する支間長に限界がある。 反力を分散する場合にはどの様な基礎形式でも適用可能である。	比較的堅固な地盤で高橋脚の場合に採用されている例が多い。	単純桁および一点固定と同様である。	主塔基礎は比較的堅固な場所に採用されることが多い。適用支間は長い。	一般的に地形が急峻で堅固な岩盤を有する場所に採用される。適用支間は長い。
構造特性	固有周期は一般的に短く固定脚に大きな慣性力が作用するため、耐震性は低い。	慣性力の削減が期待できるため，一般に耐震性は高い。	地震による断面力は橋脚内で交番する構造であり耐震性は高い。	単純桁および一点固定と同様である。	一般に長周期の場合が多く，耐震性は高い。	一般に適用地盤が強固であり，耐震性は高い。
免震化のメリット	○	○	△	○	△	△

連続桁形式での反力分散には，一般にゴム支承やダンパー，ストッパーなどが用いられている。地震時水平力を特定の下部構造に集中させず，複数に分散させることで個々の下部構造の設計荷重を低減させるのが反力分散の考え方であり，橋梁全体に作用する地震力の大きさは不変である。これに対して地震力そのものを低減させるのが免震設計である。

(2) ＰＣ橋特有の設計課題

ＰＣ橋特有の構造特性として，施工手順に伴う弾性短縮やクリープ，乾燥収縮の影響を考慮しなければならない。これらは温度変化の影響と同様，支承部での移動量や支承反力を算定し，上下部構造への影響を検討する必要がある。

地震時の変形量は免震支承を用いた場合には相当大きくなり，免震支承の特性ばらつきを考慮すれば，常時変形量と切り放して検討しても影響はない。むしろ特性のばらつきを考慮して，応答の上下限を押さえておく必要があると考えられる。

また，免震橋梁の普及にあたっては，標準化された免震装置の使用が，コスト低減，品質確保の面で有効であると考えられる。

5.3 ＰＣ橋の耐震性向上に関する検討

ＰＣ橋に免震構造を採用した場合の耐震性の向上度合を調べるために，免震橋とゴム支承を用いた反力分散方式の橋に対して，応答スペクトル法による動的解析を行い，両者の応答値を比較検討し，ＰＣ橋の免震化による耐震性の向上を定量的に把握する。

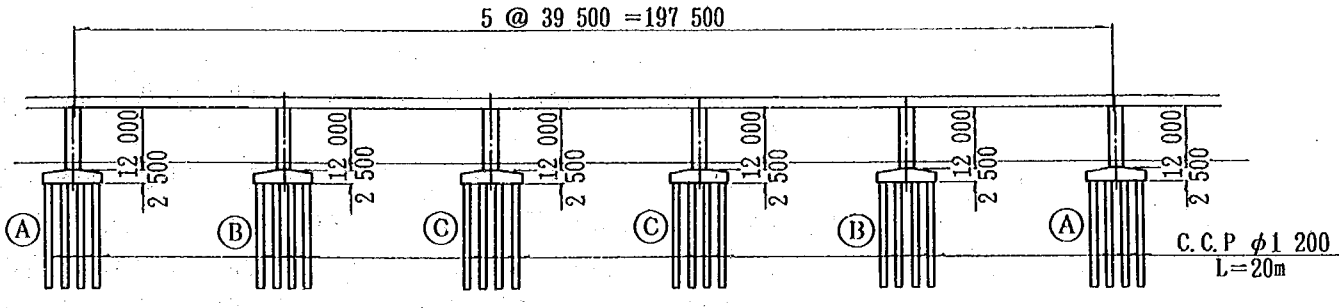
5.3.1 解析方法および解析条件

解析モデルは図－参5.4 に示す５径間連続ＰＣ箱桁橋とし，免震橋と反力分散方式の場合の橋は支承を除いて同一条件とした。ここで，地盤種別はⅡ種地盤とする。下部構造の剛性は現実的に有り得る範囲を想定して表－参5.5 に示す３種類とした。また，解析は震度法レベル，地震時保有水平耐力法レベルの２種類とした。検討ケースを表－参5.6 に示す。免震橋と反力分散方式の場合の橋の支承の設定条件は以下の通りである。

① 反力分散方式の場合のゴム支承の剛性は，地震時水平力（震度法レベル）とクリープ，乾燥収縮による水平力の和が橋脚間でほぼ等しくなるように設定する。

② 免震支承としては，鉛プラグ入り積層ゴム支承を採用し，等価線形化法によりモデル化する。減衰性能の向上による免震効果を比較するために，ここでは震度法レベルにおいて反力分散方式を採用した場合の１次の固有周期と等しくなるように免震支承の等価剛性を設定した。免震設計では，免震橋の固有周期は非免震橋の固有周期の約２倍以上とする必要があるが，ここではあくまでも免震支承の減衰効果の影響を見るために，このように免震支承の等価剛性を設定したものである。

このようにして定めた免震支承の形状寸法を表－参5.7 に，免震装置の等価剛性および等価減衰定数を表－参5.8 に示す。



図－参5.4 解析基本モデル

表－参5.5 基本ケースに対する下部構造の剛性パラメータ

剛性ケース		下部工構造剛性	
		橋脚剛性	基礎剛性
基礎の剛性を低く見積もったケース	K_{min}	0.3 ×K_P	0.5 ×K_F
基礎の基本剛性ケース	K_{ave}	K_P	K_F
基礎の剛性を高く見積もったケース	K_{max}	0.3 ×K_P	∞

表－参5.6 検討ケース一覧

検討ケース		非免震	免震	下部構造	
震度法レベル	ケース1	○		K_{min}	全断面剛性
	ケース2	○		K_{ave}	
	ケース3	○		K_{max}	
	ケース4		○	K_{min}	
	ケース5		○	K_{ave}	
	ケース6		○	K_{max}	
地震時保有水平耐力法レベル	ケース1	○		K_{min}	降伏剛性
	ケース2	○		K_{ave}	
	ケース3	○		K_{max}	
	ケース4		○	K_{min}	
	ケース5		○	K_{ave}	
	ケース6		○	K_{max}	

表－参5.7 免震支承の諸元

特性	A橋脚	B橋脚	C橋脚
平面形状	950×1000	1200×1250	1250×1300
鉛プラグ	φ 144×2本	φ 160×4本	φ 149×5本
ゴム厚さ	33層×16mm	20層×20mm	20層×16mm

表－参5.8 免震装置の等価剛性および等価減衰定数

橋脚	反力分散支承		免震支承			
			震度法レベル		地震時保有水平耐力法レベル	
	K_B	h_B	K_{B1}	h_{B1}	h_{B2}	h_{B2}
A	868	5.0	864	27.1	512	13.6
B	2152		2148	27.3	1246	14.1
C	2688		2672	22.5	1861	8.8

なお，応答スペクトル法のモード解析に用いる減衰定数はひずみエネルギー比例減衰法で算出するものとし，上部構造は3％，橋脚は5％，基礎は10％とした。

5.3.2 震度法レベルでの耐震性の向上度合

固有値解析結果より基本剛性ケース（K_{ave}）では1次モードでの有効質量比は免震，反力分散方式の場合ともに53.4％であった。これにより応答はほぼ1次モードに支配されることがわかる。したがって，ここでは1次モードに着目して反力分散方式と免震との比較を行う。

表－参5.9 に，1次モードの固有周期およびモード減衰定数を比較する。入力地震動としては図－参5.5 に示す加速度応答スペクトルを用いた。反力分散支承と免震支承の等価剛性が同じになるように設定したので，反力分散方式の橋と免震橋とで固有周期には大きな違いはない。モード減衰定数は，反力分散方式の橋では約5％であるのに対し，免震橋では16～24％と大きな値を示している。減衰の効果によって，免震橋の加速度応答スペクトルは反力分散方式の橋に比べて72～64％（K_{min}～K_{max}）と小さい。

図－参5.6 ～図－参5.8 に応答値を比較する。免震橋の応答値は反力分散方式の橋に比べて74～66％（K_{min}～K_{max}）まで小さくなる。

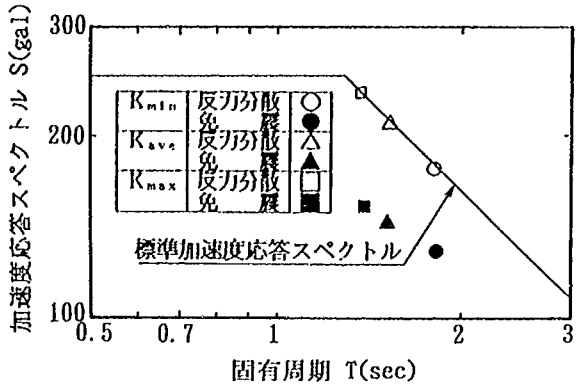
1次モードのエネルギー分担率をE_iを表－参5.10に示す。各要素の剛性が等しいので免震橋と反力分散方式の橋ではほとんど差はない。エネルギー分担率は下部構造の剛性によって，55～94％の範囲で変化する。下部構造の剛性が大きいほど支承部分の分担が大きくなる。

さらに，各要素の減衰を考慮して，橋のモード減衰定数hに対する各構造要素の減衰h_iが占める割合（$h_i \cdot E_i / h$）を表－参5.11に示す。これを減衰分担率と呼ぶが，これを表－参5.10に示したE_iと比較すると，減衰の大きな要素において減衰分担率が大きくなることがわかる。とくに減衰の大きい免震支承がある場合には，84～99％（K_{min}～K_{max}）と，橋のエネルギーのほとんどを免震支承が担っていることがわかる。また，下部構造の剛性が大きいほど免震支承の分担が大きく，免震支承を有効に利用できる。下部構造の剛性の変化により

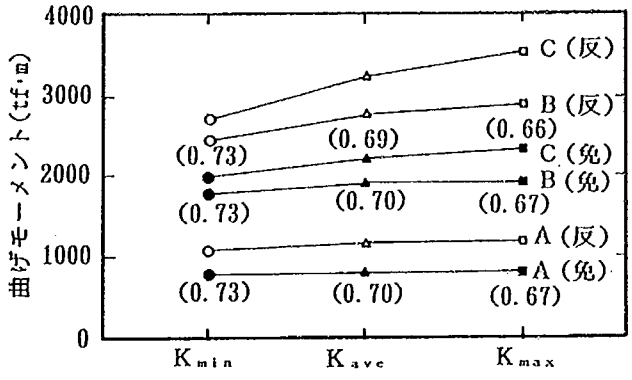
変化により支承の減衰分担率が変化し，それによって応答スペクトルの低減率にも差が出てくる。免震支承の方が，反力分散支承と比べて下部構造の剛性の変化による減衰分担率の差は小さくなっている。ただし，前述したように実際の免震設計では，ここで示したよりもさらに免震支承の剛性を低くとらなければならない。したがって，この場合には，免震支承のエネルギー分担率，減衰分担率はさらに大きくなる。

表－参5.9 固有周期および入力加速度応答スペクトル

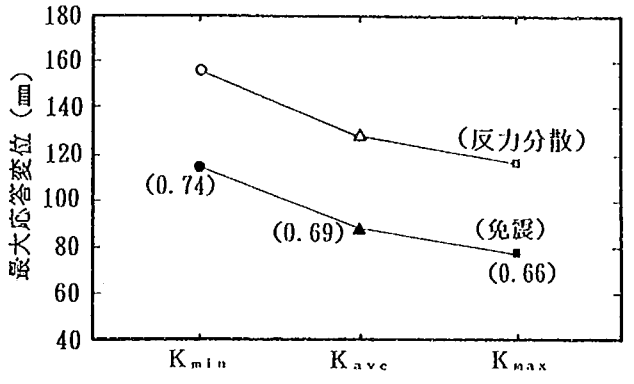
検討ケース	構造	固有周期 T(sec)	モード減衰 t (%)	入力加速度応答スペクトル S(gal)
K_{min}	反力分散○	1.809	5.4	178
	免震●	1.811	16.6	129 (0.72)
K_{ave}	反力分散△	1.519	5.3	214
	免震▲	1.521	21.2	144 (0.67)
K_{max}	反力分散□	1.392	5.0	238
	免震■	1.395	23.8	153 (0.64)



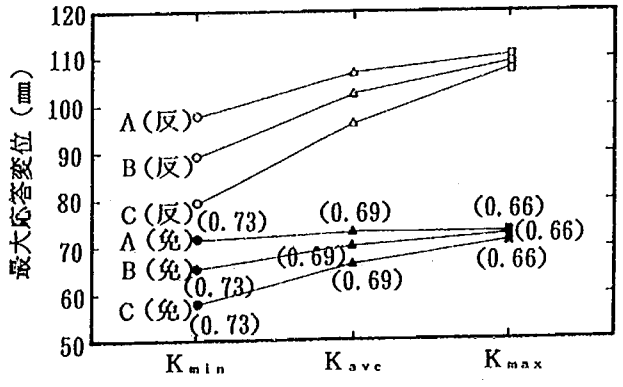
図－参5.5 入力加速度応答スペクトル



図－参5.6 橋脚下端の曲げモーメント



図－参5.7 主桁端部の応答変位



図－参5.8 支承の最大応答即位

表－参5.10 各部材のエネルギー分担率（%）

検討ケース	構造	桁	橋脚	基礎	支承
K_{min}	反力分散	0.1	36.4	8.6	54.9
	免震	0.1	36.3	8.6	55.0
K_{ave}	反力分散	0.2	15.2	6.0	78.7
	免震	0.2	15.2	6.0	78.8
K_{max}	反力分散	0.2	5.9	0.0	93.9
	免震	0.2	5.9	0.0	93.9

表－参5.11 各部材の減衰分担率（%）

検討ケース	構造	桁	橋脚	基礎	支承
K_{min}	反力分散	0.0	33.5	15.8	50.6
	免震	0.0	10.9	5.2	83.8
K_{ave}	反力分散	0.1	14.3	11.3	74.2
	免震	0.0	3.6	2.8	93.6
K_{max}	反力分散	0.1	5.9	0.0	93.9
	免震	0.0	1.2	0.0	98.7

5.3.3 地震時保有水平耐力法レベルでの耐震性の向上度合

固有値解析結果より，基本ケース（K_{ave}）の1次モードでの有効質量比は，反力分散方式の橋で55.1%（固有周期T＝1.67秒），免震橋で53.5%（T=1.96秒）であった。地震時保有水平耐力法レベルでは反力分散方式の橋と免震橋では支承の剛性が違うため，その影響が1次モードの固有周期に表れている。反力分散方式の橋，免震橋とも1次モードは橋軸方向への桁の変位モードで，いずれの場合も有効質量比が50%以上となる支配的なモードである。したがって，ここでは震度法レベルと同様に1次モードに着目して反力分散方式の橋と免震橋との比較を行う。

表－参5.12に，1次モードの固有周期およびモード減衰定数，加速度応答スペクトルを示す。図－参5.9 は，入力した加速度応答スペクトルである。反力分散支承と免震支承では減衰定数と剛性が違うため，免震橋ではモード減衰の増加と入力加速度応答スペクトルの減少の効果が現れてくる。モード減衰定数はほぼ支承の減衰定数と比例した形で，反力分散方式の橋では5%であったものが免震橋では8%～10%へと向上している。また，固有周期も約 0.2～0.3 秒だけ免震橋の方が長くなっている。これらの影響によって1次モードに対応する加速度応答スペクトルは，（免震）／（反力分散）で 0.7～0.8 程度となる。

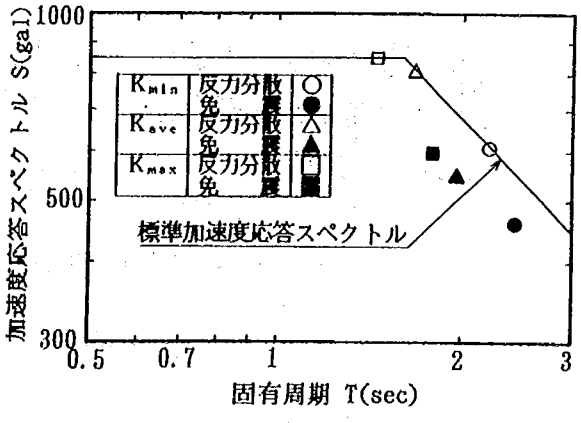
図－参5.10～図－参5.12に応答解析結果を示す。橋脚下橋での曲げモーメントの比率（（免震）／（反力分散））は，約7割程度に低減している。

主桁端部の最大応答変位は免震橋と反力分散方式の橋でほぼ同じレベルとなっている。その理由は，地震時保有水平耐力法レベルでは免震橋の支承剛性が反力分散方式の橋より小さいため，橋脚天端の水平変位が約40%増加するが，免震支承の採用により地震力が7割程度に低減されているため，両者が相殺するものである。

次に下部構造の剛性が増加すると，主桁の変位は小さくなるが支承の変位は増加する。また，主桁の変位に対する支承の変位の占める割合は，K_{min} の場合の5割から K_{max} の場合の9割へと増加し，橋脚・基礎剛性が高くなるにつれてこの割合が高くなる。

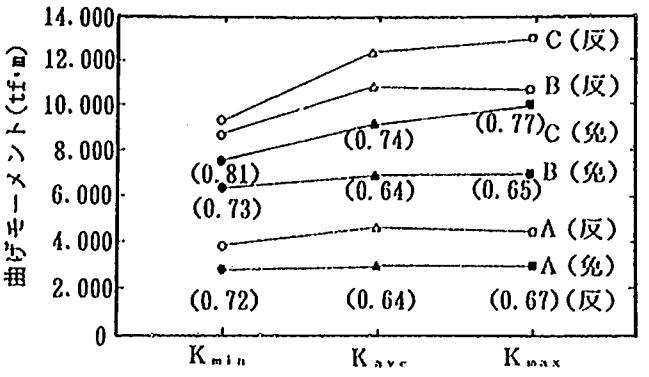
表－参5.12 固有周期および入力加速度応答スペクトル

検討ケース	構造	固有周期 T(sec)	モード減衰 t(%)	入力加速度応答スペクトル S(gal)
K_{min}	反力分散○	2.206	5.3	605
	免震●	2.438	8.6	467 (0.77)
K_{ave}	反力分散△	1.666	5.3	801
	免震▲	1.961	10.1	553 (0.69)
K_{max}	反力分散□	1.446	5.0	850
	免震■	1.775	10.8	599 (0.70)

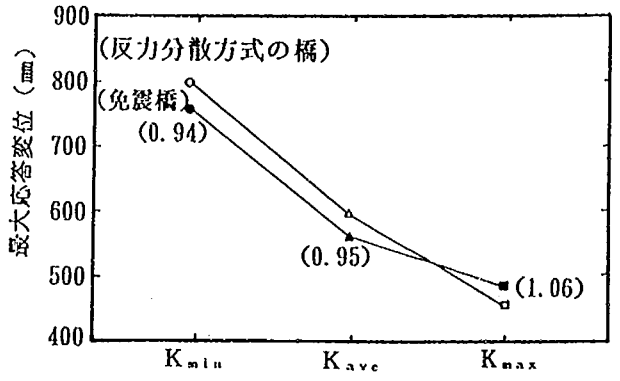


図－参5.9 入力加速度スペクトル

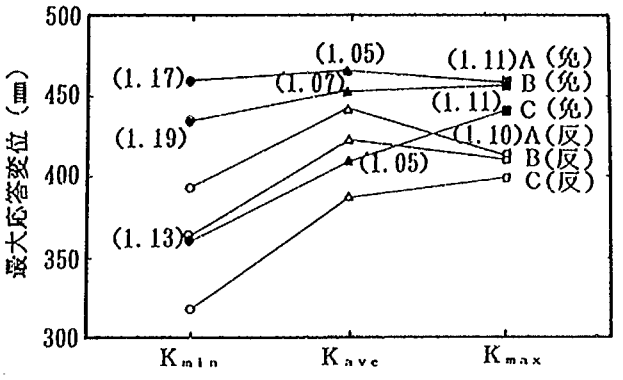
表－参5.13に1次モードにおけるエネルギー分担率 E_i を示す。エネルギー分担率は震度法レベルと同様な傾向にあり，橋脚剛性が高くなる程支承の分担率が増加する。さらに，減衰分担率（$h_i \cdot E_i / h$）を表－参5.14に示す。減衰性能の高い免震支承に減衰分担率が集中する。



図－参5.10　橋脚下端の曲げモーメント



図－参5.11　主桁の端部の応答変位



図－参5.12　支承の最大応答変位

表－参5.13　各部材のエネルギー分担率（%）

検討ケース	構造	桁	橋脚	基礎	支承
K_{min}	反力分散	0.1	57.6	5.9	36.5
	免震	0.1	47.2	4.9	47.9
K_{ave}	反力分散	0.1	29.7	5.0	65.1
	免震	0.1	21.6	3.7	74.5
K_{max}	反力分散	0.1	12.9	—	87.0
	免震	0.1	8.7	—	91.1

表－参5.14　各部材の減衰分担率（%）

検討ケース	構造	桁	橋脚	基礎	支承
K_{min}	反力分散	0.1	54.4	11.1	34.5
	免震	0.0	27.6	5.7	66.7
K_{ave}	反力分散	0.1	28.3	9.5	62.1
	免震	0.0	10.7	3.7	85.6
K_{max}	反力分散	0.1	12.9	—	87.0
	免震	0.0	4.0	—	96.0

5.3.4　耐震性向上の要因分析

(1)　減衰効果による耐震性の向上

本検討のように，反力分散支承と同じ等価剛性を持つ免震支承を使用した場合でも，下部構造の剛性によって減衰効果が異なってくる。これは構造全体における支承のエネルギー分担率が変わってくるためで，一般に下部構造の剛性が高いほど，支承にひずみエネルギーが集中しやすい。したがって，支承の減衰定数が高い免震橋は，構造全体の減衰定数hが高くなり入力加速度応答スペクトルを下げることができる。しかし，下部構造の剛性にかなりの差（橋脚剛性は10倍，基礎剛性は∞倍）をつけているにも関わらず，反力分散方式の橋と免震橋の c_D 値の比は，1次モードでは表－参5.15に示すように0.64～0.72（震度法レベル）と10%程度の差にとどまっている。これは他のモードでも同様である。

表－参5.15　固有値解析結果および加速度応答スペクトル値の比較（1次モード）

剛性ケース	構造	固有周期 T(sec)		モード減衰定数 h（%）		標準加速度応答スペクトル S_0 (gal)		減衰定数別補正係数 C_0		入力加速度応答スペクトル S_0 (gal)	
		L1	L2	L1	L2	L1	L2	L1	L2	L1	L2
K_{min}	反力分散	1.809	2.206	5.4	5.3	180	617	0.97	0.98	175	605
	免震	1.811	2.438	16.6	8.6	179 (0.99)	558 (0.90)	0.70(0.72)	0.84(0.86)	125 (0.71)	467 (0.77)
K_{ave}	反力分散	1.519	1.666	5.3	5.3	214	816	0.98	0.98	210	810
	免震	1.521	1.961	21.2	10.1	214 (1.00)	694 (0.85)	0.66(0.67)	0.80(0.82)	141 (0.67)	553 (0.69)
K_{max}	反力分散	1.329	1.446	5.0	5.0	233	850	1.00	1.00	233	850
	免震	1.395	1.775	23.8	10.8	233 (1.00)	766 (0.90)	0.64(0.64)	0.78(0.78)	150 (0.64)	599 (0.70)

注 1) L1：震度法レベル
　　L2：地震時保有水平耐力法レベル
2)（ ）内数値は免震／反力分散の比率

(2) 長周期化による耐震性の向上

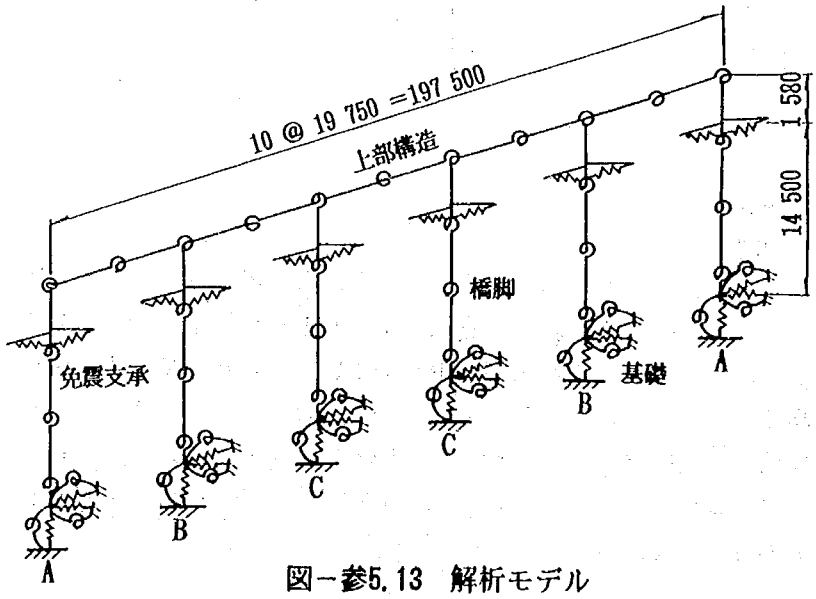
支承剛性が同じならば橋の固定周期は下部構造の剛性が高いほど長周期化しやすい。これは，下部構造の剛性が高くなる程，支承にひずみエネルギーが集中しやすいためである。ただし，実際には長周期化が地震力の低減に及ぼす影響は応答スペクトル値に左右されるため，免震支承を用いても固有周期が地震力の一定の領域にとどまる場合には長周期化による地震力の低減はない。このため，長周期化の効果は橋脚剛性が高い方が有利となる。

5.4　PC免震橋の適用性に関する検討

5.4.1　パラメータ解析

(1) 検討方法

5径間連続PC箱桁橋に免震支承を採用した場合を対象として，免震支承の特性や橋脚・基礎剛性を変化させて，応答スペクトル法により最大応答値を解析する。図－参5.13に解析モデルを示す。上部構造は一様とし，下部構造の剛性，断面等は桁中央を中心として左右対照位置の下部構造では同じとする。



図－参5.13　解析モデル

(2) 解析パラメータ

1) 免震支承の特性変化に対する検討

免震支承の等価剛性・等価減衰定数を以下の組合せで変化させ，表－参5.16に示す6ケースについてパラメータ解析を行う。

① 全橋脚の免震支承の等価剛性を変化させた場合

② C橋脚だけの免震支承の等価剛性を変化させた場合

③ 全橋脚の免震支承の等価減衰定数を変化させた場合

表－参5.16 免震支承特性変化検討ケース

検討ケース	①全免震支承の等価剛性を変化		②C橋脚の免震支承の剛性だけ変化	③全免震支承の等価減衰定数を変化		
	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6
等価剛性	4 倍	1／2倍	1.5 倍	A: 864tf/m B:2148tf/m A:2672tf/m	A: 864tf/m B:2148tf/m A:2672tf/m	A: 864tf/m B:2148tf/m A:2672tf/m
等価減衰定数	A:27.1% B:27.3% C:22.5%	A:27.1% B:27.3% C:22.5%	A:27.1% B:27.3% C:22.5%	10 %	20 %	30 %

2) 橋脚・基礎剛性の特性の変化に対する検討

橋脚及び基礎の剛性を以下の組合せで変化させて，表－参5.17に示す6ケースについてパラメータ解析を行う。

① 全橋脚に対して橋脚及び基礎剛性を変化させた場合

② C橋脚だけの橋脚剛性を変化させた場合

③ 片側の橋脚A，B，Cの基礎剛性を変化させた場合

表－参5.17 下部構造剛性変化検討ケース

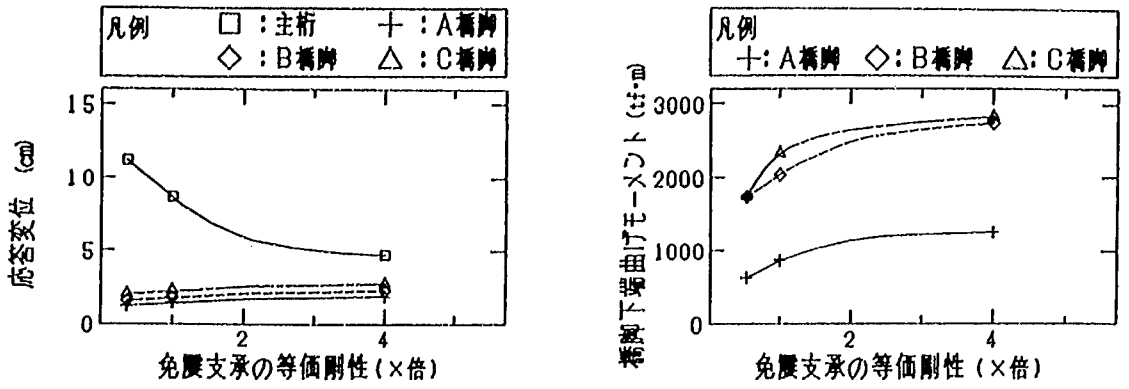
検討ケース	①全橋脚の橋脚剛性および基礎剛性を変化		②C橋脚の橋脚剛性だけを変化		③片側のA，B，C橋脚の基礎剛性性を変化	
	Case 1	Case 2	Case3	Case 4	Case 5	Case 6
橋脚剛性	0.36 倍	4.72 倍	0.3 倍	3.0 倍	A: 5430tf/m B:10860tf/m C:10860tf/m	A: 5430tf/m B:10860tf/m C:10860tf/m
基礎剛性			A: 448×10⁴tfm B:1116×10⁴tfm C: 896×10⁴tfm	A: 448×10⁴tfm B:1116×10⁴tfm C: 896×10⁴tfm	0.5 倍	固 定

(3) 解析結果

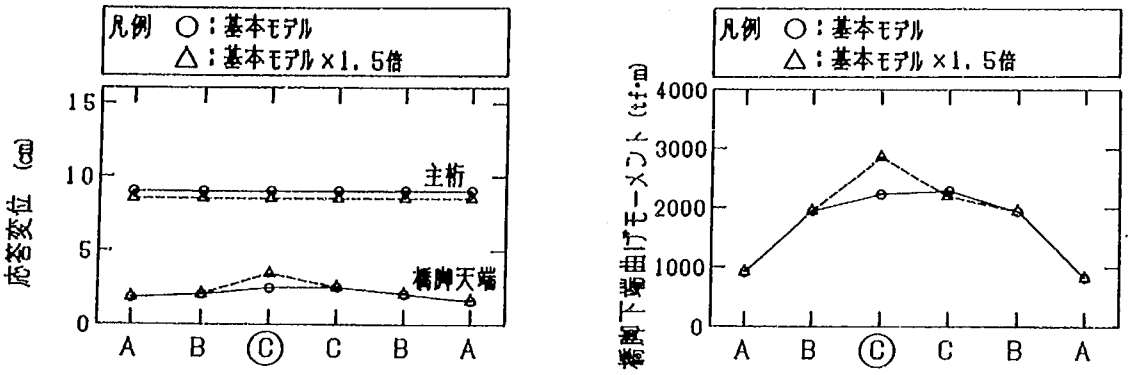
1) 免震支承の特性変化に対する検討

① 全橋脚の免震支承の等価剛性を変化させた場合（図－参5.14参照）

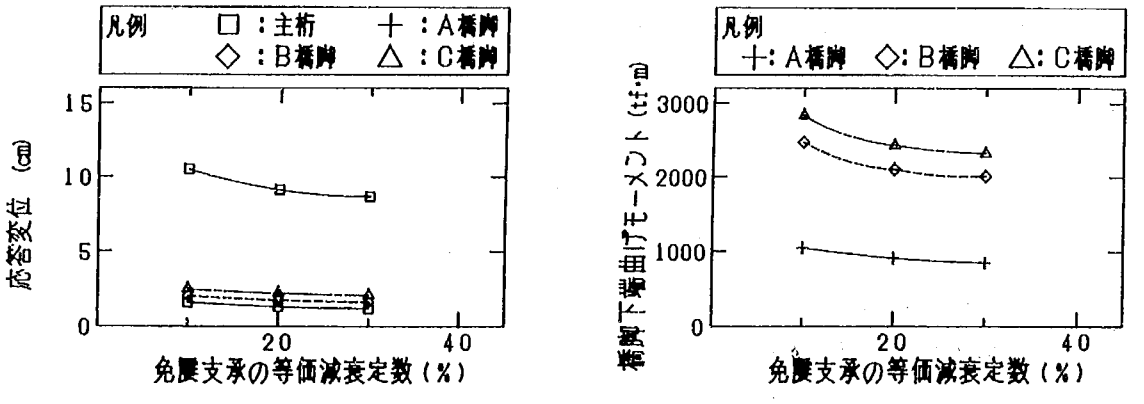
免震支承の等価剛性が大きいほど上部構造の応答変位は減少し，橋脚下端の曲げモーメントは大きくなるが，橋脚天端の応答変位はあまり変化しない。これは，設計上許容できる桁の変位と橋脚の曲げ耐力から適



図－参5.14　全橋脚の支承の等価剛性を変化させた場合の影響



図－参5.15　C橋脚だけの支承の等価剛性を変化させた場合の影響



図－参5.16　全橋棚上の免震支承の等価減衰定数の変化の影響

切に免震支承の等価剛性を選択することが必要なことを意味する。

②　1橋脚だけの免震支承の等価剛性を変化させた場合（図－参5.15参照）

1橋脚だけの免震支承の等価剛性を大きくすると，上部構造の変位量は一様に小さくなり，橋脚天端の変位量および橋脚下端の曲げモーメントは，免震支承の等価剛性を変化させたC橋脚だけで増加する。したがって，橋脚ごとに免震支承の等価剛性を適切に選択することによって，各橋脚の慣性力の分担率を調整することが可能である。

③　全橋脚上の免震支承の等価減衰定数を変化させた場合（図－参5.16参照）

免震支承の等価減衰定数が大きいほど主桁及び橋脚天端の変位，端脚基礎の曲げモーメントは減少する。ただし，免震支承の等価減衰定数が20%以上にあると，こうした減少率は小さくなる。

2) 橋脚・基礎剛性の変化に対する検討

① 全橋脚の橋脚及び基礎の剛性を変化させた場合（図－参5.17参照）

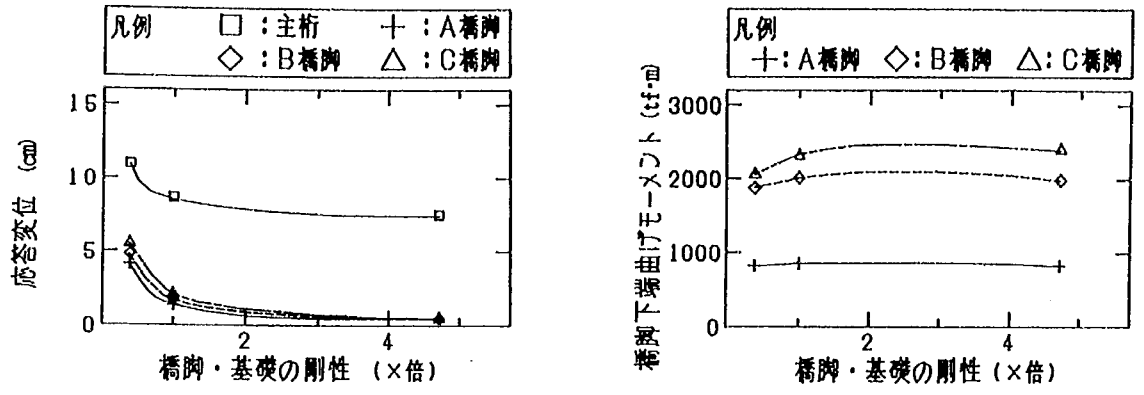
応答変位は，橋脚及び基礎の剛性が小さい程大きくなるが，支承部に生じる相対変位（上部構造と下部構造の相対変位）には大きな差がない。橋脚基礎の曲げモーメントは橋脚及び基礎の剛性が変化しても，大きく変化しない。

② C橋脚だけの橋脚剛性を変化させた場合（図－参5.18参照）

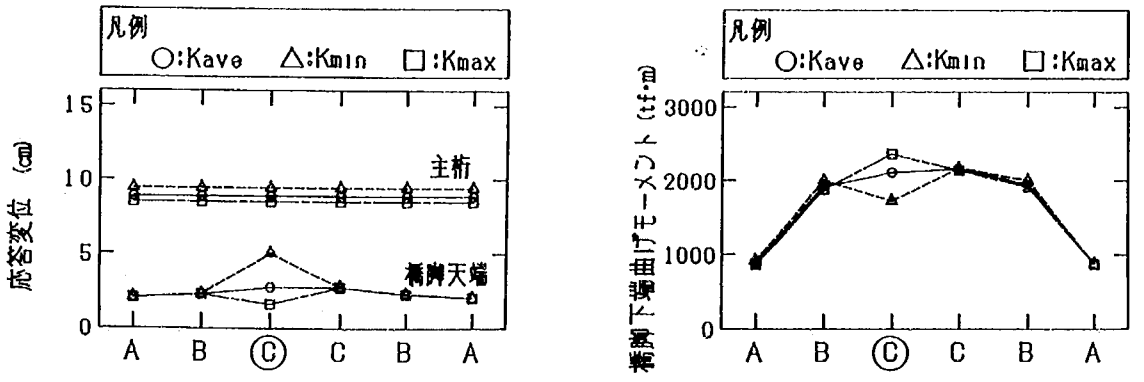
C橋脚だけの橋脚剛性を変化させても，全体的な応答はあまり変化せず，橋脚剛性を変化させた橋脚だけの応答変位や基礎の曲げモーメントの増減が生じる。橋脚に多少の剛性の変化があっても設計上は無視できるが，大きな橋脚剛性の差がある不等橋脚のような場合には，これを考慮して解析する必要がある。

③ 橋の半分の基礎剛性を変化させた場合（図－参5.19参照）

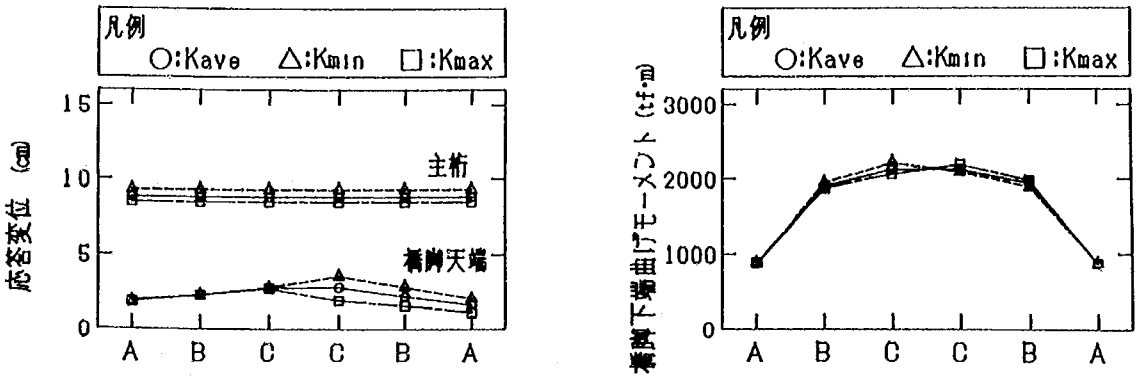
主桁及び橋脚天端の応答変位，橋脚基礎の曲げモーメントにあまり変化は生じない。したがって，地盤条件や基礎形式が変化しても，これが免震橋に及ぼす影響は少ない。



図－参5.17 全橋脚の橋脚及び基礎の剛性が変化した場合の影響



図－参5.18 C橋脚だけの橋脚剛性が変化した場合の影響



図－参5.19 半橋分（片側のA，B，C橋脚）の基礎の剛性が変化した場合の影響

5.4.2 各部材のエネルギー分担率

上記の橋脚および基礎の剛性を全橋脚について変化させた場合を対象に，各部材のエネルギー分担率および減衰分担率を求めると，表－参5.18および表－参5.19のようになる。下部構造の剛性が大きいほど，免震支承のエネルギー分担率が大きくなり，橋のエネルギー分担のほとんどすべてを免震支承が担っている。

表－参5.18 各部材のエネルギー分担率

（単位：%）

下部構造剛性	主桁	橋脚	基礎	支承
K_{min}	0.1	36.3	8.6	55.0
K_{ave}	0.2	15.2	6.0	78.8
K_{max}	0.2	5.9	0.0	93.9

表－参5.19 各部材の減衰分担率

（単位：%）

下部構造剛性	主桁	橋脚	基礎	支承
K_{min}	0.0	10.9	5.2	83.8
K_{ave}	0.0	3.6	2.8	93.6
K_{max}	0.0	1.2	0.0	98.7

5.4.3 免震設計のＰＣ橋への適用性

以上に示した5.4.1，5.4.2を踏まえて，免震設計のＰＣ橋への適用性として，以下の点が挙げられる。

① 下部構造の剛性が大きい程，免震支承のエネルギー分担率が大きく，免震支承を有効に利用できる。

いわゆる，高橋脚や超軟弱地盤（軟弱地盤層が深い）上に建設された橋脚を除き，通常の下部構造で剛性が大きく固有周期の小さい橋梁に対する適用性がよい。

② 上部構造の変位量と下部構造の耐力から，効果的な免震支承の等価剛性を選定する。

支承に許容される変形量を満足する範囲で免震支承の等価剛性を小さく設定した方が，等価減衰定数が大きくなり，橋脚下端での曲げモーメントも小さくなる。

③ 不等橋脚を持つ橋梁については設計上注意を要する。

免震支承を橋脚ごとに変えるかどうかにかかわらず，骨組モデルを用いて解析し，動的解析を行うなどして，支承の変形や橋脚の断面力について照査を行うことが望ましい。

④ 下部構造の剛性の変化が免震橋に及ぼす影響は小さい。

初期寸法設定の際仮定された下部構造の断面や剛性が，下部構造の設計や照査によって全体的に変更になったとしても，免震支承の設計に及ぼす影響は小さい。地震時保有水平耐力の照査において下部構造の剛性を降伏剛性ではなく弾性剛性で計算したとしても，等橋脚連続橋のように慣性力がほぼ均等に分散される場合には，その影響は小さい。

⑤ 地盤条件や基礎形式の変化が免震橋に及ぼす影響は小さい。

免震橋の設計に特別な土質データが必要であるわけではなく，従来の調査で十分対応可能である。基礎はもともと大きな剛性を持って計算されていることを考えれば，例えば杭基礎からケーソン基礎へ変更したとしても，免震支承の設計に及ぼす影響は小さい。

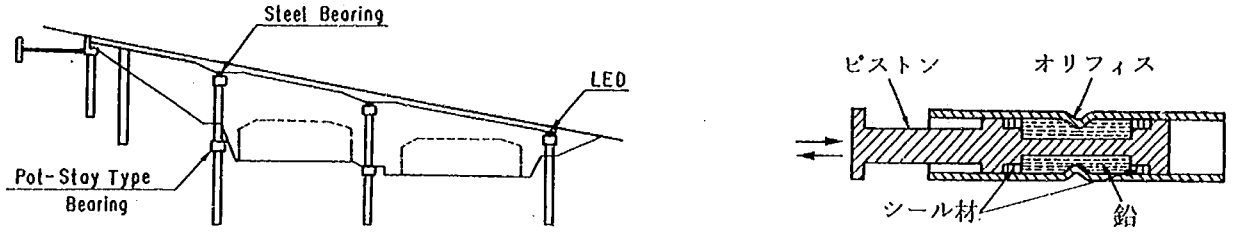
参考資料－6　鋼橋に対する免震設計の適用性

6.1　鋼免震橋の実績

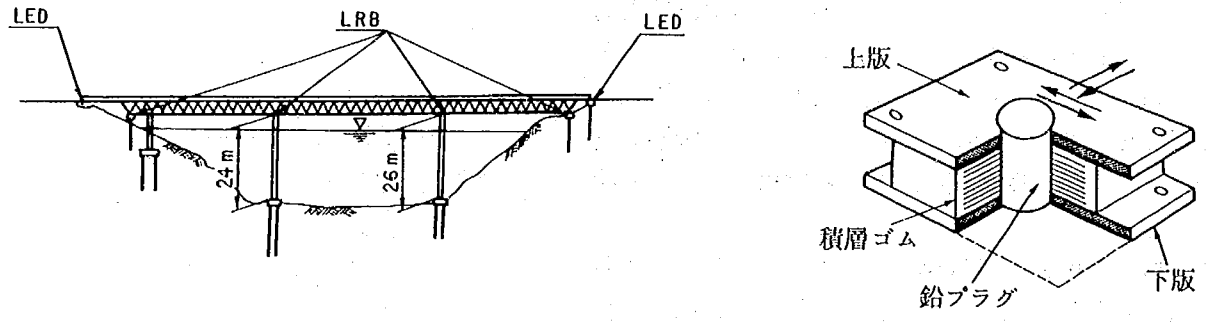
6.1.1　ニュージーランドの免震橋

我国と同様に地震多発国で免震設計に対する技術開発が進んでいる国としてはニュージーランドと米国が挙げられる。ニュージーランドでは古い基準で設計された橋の耐震補強にも免震設計が用いられており，現在までに約50橋の免震橋が建設されている。このうち22橋が鋼免震橋である。免震設計は，免震装置の開発と密接に関連しており，ニュージーランドでは1970年頃から研究開発が開始されている。

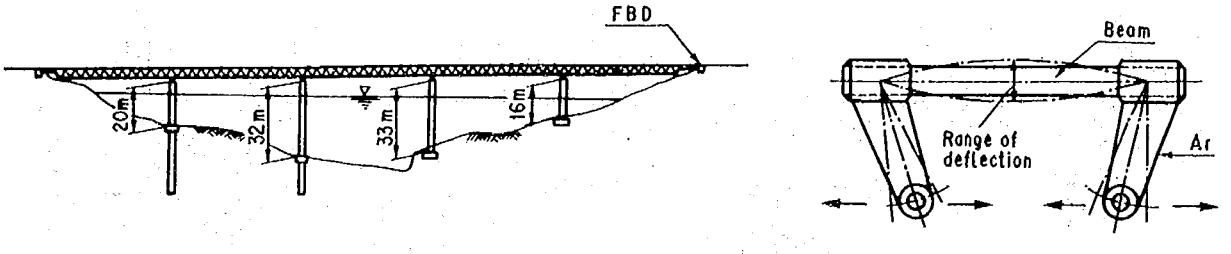
図－参6.1 に主な免震装置と橋への適用方法を示す。エネルギー吸収材としては，鉛を用いたもの（図－参6.1 (a), (b)）と，軟鋼を用いたもの（図－参6.1 (c)）が考案され実用化されている。また，構造的な特徴としては，① 鋼橋は比較的高橋脚と組み合わされている例が多い，② 橋脚は鉛直荷重を支持するだけのスレンダーな形状である。③ 地盤の良い橋台にメインのダンパーを取り付けている，等が挙げられる。



(a)　Bolton Street 橋（LED : Lead Extrusion Damper （鉛押出しダンパー））



(b)　Bannockburn 橋（LRB : Lead Rubber Bearing （鉛プラグ入り積層ゴム支承））

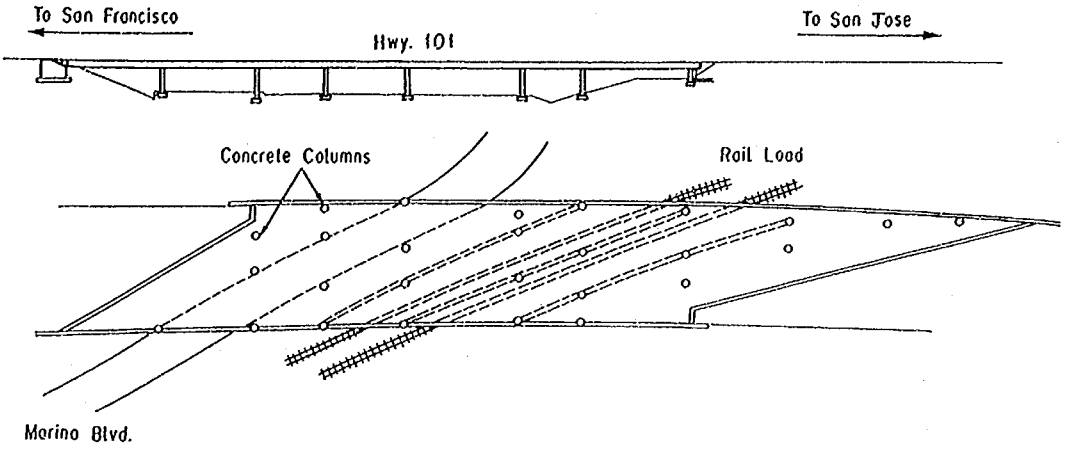


(c)　Cromwell橋（FBD : Flexual Beam Damper （曲げ梁ダンパー））

図－参6.1 ニュージーランドにおける免震橋の構造

6.1.2 米国の免震橋

米国における免震橋は，カリフォルニアで古い基準で設計された橋梁の耐震補強の目的で始まり，現在では新設橋にも多く採用されている。耐震補強を目的として免震化された橋としては鋼橋が多い。ロマプリータ地震の被災地域の中の免震橋として注目されたカリフォルニア州の Sierra Point Overhead 橋（図－参6.2）はその一例で，免震支承（LRB, 鉛プラグ入り積層ゴム支承）を用いて補強された橋梁である。この橋では通常の地震に対しては水平方向の支持力が大きい橋台を固定点として働かせ，大地震に対しては，各橋脚のＬＲＢが免震装置として働いて橋脚を守る，という思想で設計されている。新橋における免震構造では，橋台にＬＲＢを使用し，橋脚にはＲＢを使用しているものも多数ある。

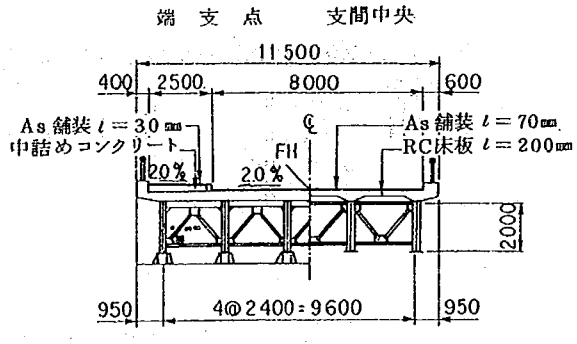


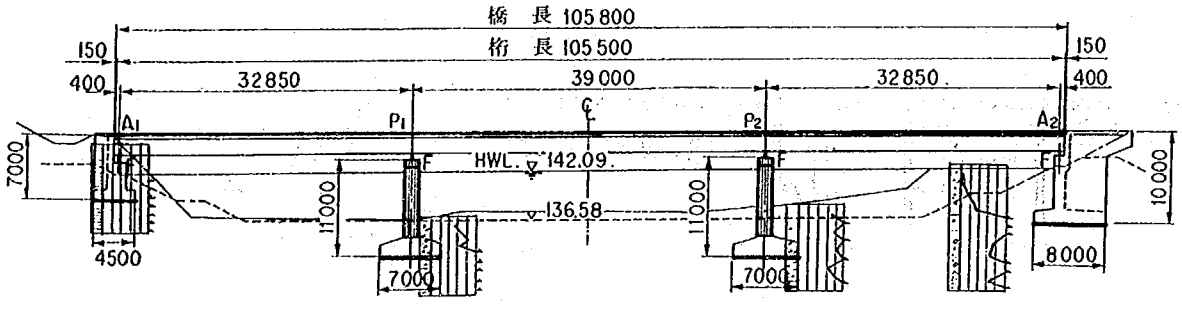
図－参6.2 Sierra Point Overhead 橋の概要

6.1.3 日本の免震橋

我国では静岡県の宮川橋（鋼橋）や栃木県の山あげ大橋（ＰＣ橋）から免震橋がスタートし，徐々に増加しつつある。我国では，橋梁の免震設計が試行段階であったことから，鋼免震橋の一般的特徴を実例から示すことは時期尚早であるが，ここでは，既に使用している宮川橋について紹介する。

宮川橋（図－参6.3）では免震支承として鉛プラグ入り積層ゴム（ＬＲＢ）を用いている。宮川橋の特徴を表－参6.1 に示す。





図－参6.3 宮川橋一般図

表－参6.1 宮川橋の特徴

橋種		3径間連続鋼Ⅰ桁橋
支間長		32.85 ＋ 30.0 ＋ 32.85 ＝105.5 m
地盤種別		Ⅰ種地盤
設計水平震度	橋軸方向	k_h ＝ 0.2
	直角方向	k_h ＝ 0.2
免震方向		橋軸方向のみ
固有周期（減衰）	震度法	0.77 秒（24%）
	保耐法	1.05 秒（12%）
免震支承の設計変位（u_B）	震度法	橋台：28mm，　橋脚：21mm
	保耐法	橋台：133mm，橋脚：109mm
免震支承	設置位置	橋台、橋脚の全て
	構造	鉛プラグ入り積層ゴム支承
	高さ	316 ～ 345 mm
伸縮装置	構造	ゴムジョイント
	伸縮量	計算移動量：50mm，可能移動量 115mm
	桁遊間	150 mm
落橋防止構造	設置箇所	桁ウェブとパラペットの連結
	構造	ピンタイプ

注）　保耐法は地震時保有水平耐力法を示す。

6.2　鋼橋の免震化に適する橋梁形式

表－参6.2 は，鋼橋の橋梁形式を，吊橋，斜張橋，アーチ橋，トラス橋，桁橋に分類し，免震設計の観点から耐震性の特徴をまとめたものである。

地震時の被害は上部構造では支承部に，下部構造では橋脚に多くみられる。したがって，地震による被害が発生しやすい支承部や橋梁に大きな地震が作用する場合に免震化による地震力の低減や，耐震性の向上などの改善効果が大きく期待できる。このような観点から，免震構造を適用するのに適する条件を列挙すると以下のようになる。

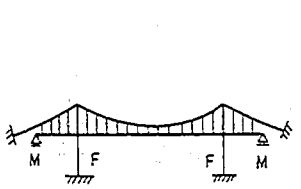
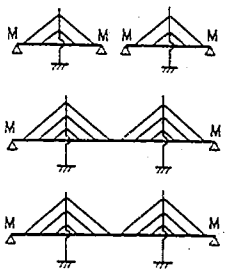
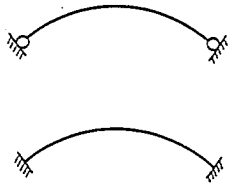
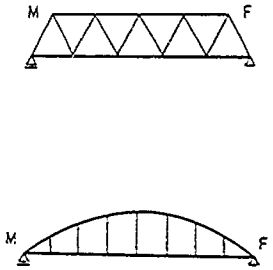
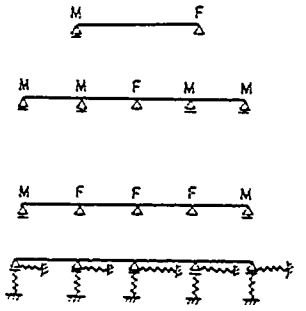
① 固有周期が短く免震化による長周期化が容易。
② 橋を支持する橋脚数が多く，地震力の分散効果が期待できる。
③ 免震支承の設計・製作が可能で，コストもそれほどかからない適用支間（反力の規模）。

これらの条件を満足する橋梁形式としては，多径間連続桁橋があり免震化の対象として最もふさわしいと考えられる。

また，多径間連続桁橋の支持条件を検討する上では，以下のような点が考えられる。

① 温度応力の観点から，橋脚のひとつを固定橋脚とし残りの橋脚を可動橋脚とする場合が多いが，固定橋脚に地震時の水平力が集中し，固定橋脚の剛性が大きくなる。
② 温度応力が過大にならないように常時は可動支承となり，地震時には水平力を弾性支持する免震支承の適用が効果的となる。
③ 橋脚の耐震性の向上を図るためには，地震時の水平反力を分散させて各橋脚に作用する水平力を均一化させることが効果的である。同時に各橋脚の形状が均一化され美観上からも好ましい。
④ 地震時の変位が大きくなるため，伸縮量を十分に有する伸縮装置が必要になるとともに，伸縮量が過大にならないように減衰を付与するダンパーの開発も必要とされる。
⑤ 地震時の損傷が多くみられる支承部周辺の上部構造は取り替えが難しいこともあり，耐震性に優れた支承構造に改善する必要がある。

表－参6.2 橋梁形式と耐震性の特徴

形　式	吊　橋	斜　張　橋	ア　ー　チ　橋	トラス橋（ﾗﾝｶﾞｰ、ﾛｰｾﾞ）	桁　橋
構造系					
耐震固定法	・固定支承（ピン支承） ・補剛桁と主塔のリンク結合	・固定支承（ピン支承） ・主桁と主塔の剛結合 ・ダンパー（粘性材、ケーブル等）	・アーチ部材とアーチアバットとのピン結合、剛結合	・固定支承（ピン支承）	・アンカーバー ・固定支承（ピン支承） ・ダンパー（粘性材等） ・水平反力分散支承
採用断面	トラス部材、箱桁	トラス部材、箱桁	箱桁、パイプ	床版＋トラス部材	I桁、箱桁
構造特性	・基本固有周期が非常に長い ・多数の振動モードが連成	・基本固有周期が長い ・多数の振動モードが連成	・強固な地盤に設置されることが多く、耐耐性は高い	・固有周期は一般に短い ・ゲルバー構造は耐震性が低い ・連続トラス橋は耐震性が高い	・固有周期は一般に短い ・ゲルバー構造は耐震性が低い ・連続桁橋は耐震性が高い
適用の条件	・適用支間が最も長い ・下部構造や地盤を含む全体系の挙動に対する検討が重要 ・主塔の地盤は強固である必要がある	・適用支間が長い ・塔、主桁、ケーブル等の各部材の固有振動数が近いと共振を起こし易い ・主塔の地盤は強固である場合が多い	・地盤が強固であることが必要 ・適用支間は長い	・一点固定の場合、橋脚に大きな地震力が作用し、基礎が大がかりになる ・免震化のメリットは大きい	・一点固定の場合、橋脚に大きな地震力が作用し基礎が大がかりになる ・反力分散方式では、温度応力と地震力とのバランスが必要 ・免震化のメリットは大きい

⑥ 上部構造に対して地震力が厳しく作用する橋軸直角方向の耐震性の向上も重要であり，橋軸直角方向にも有効な免震支承を採用する等の検討が必要である。

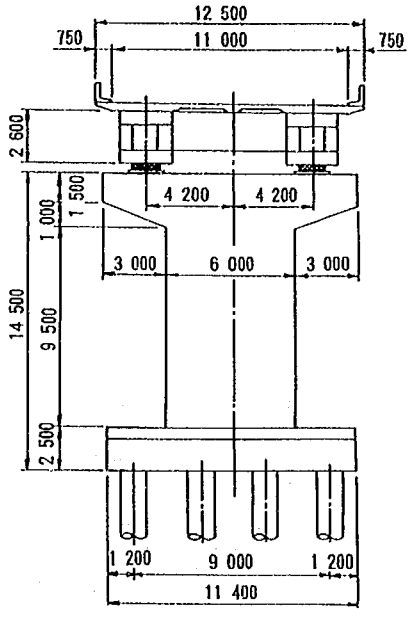
6.3 鋼橋の耐震性向上に関する検討

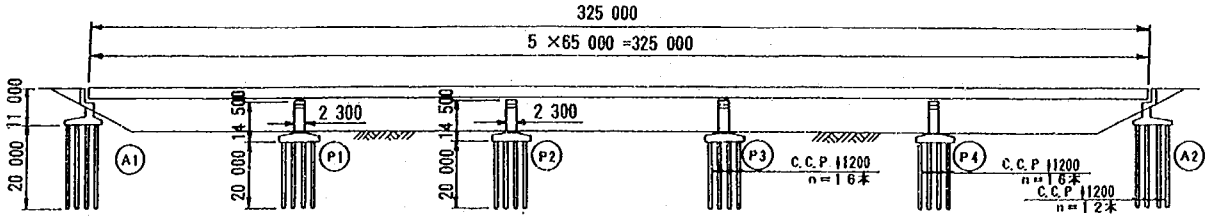
従来の多径間連続橋では中間橋脚に固定支承を設けることにより，地震時の上部構造慣性力を各橋脚に分散させる形式が多く採用されているが，これを免震支承で支持することにより，橋脚基部の断面力の低減をはかり，耐震性を向上させることができる。

以下では，図－参6.4 に示す5径間連続鋼箱桁橋（スパン5×65m）を対象に，ヒンジ固定方式とした場合（非免震橋）と免震支承を用いた場合（免震橋）について標準加速度応答スペクトルを入力とした応答スペクトル法による動的解析によりその応答特性の違いを検討した。なお、モデル橋の地盤はⅡ種地盤とし、上部構造の支持条件は橋台部を可動、橋脚部をヒンジ固定、または免震支承による弾性固定とした。表－参6.3 に解析に用いた免震支承の特性値を示す。

表－参6.3 免震支承の特性値

免震支承の特性値	震度法	地震時保有水平耐力法	備 考
等価剛性 K_B (tf/m)	3,660	2,343	P_1 ～ P_4
等価減衰定数 h_B	0.25	0.10	P_1 ～ P_4





図－参6.4 解析モデル橋一般図

6.3.1 橋の固有周期

橋の固有周期は表－参6.4 に示すように，非免震強では震度法レベル0.64秒，地震時保有水平耐力法レベルで0.82秒であったが，免震橋ではそれぞれ1.36秒と1.71秒へと長周期化した。橋台位置での桁端水平変位は，非免震橋では震度法レベルで22mm，地震時保有水平耐力法レベルで 122mmであったが，免震橋ではそれぞれ79mmと 483mmへと増大した。

6.3.2 橋脚の断面力

橋脚基部の曲げモーメントは，表－参6.4 に示すように非免震橋よりも免震橋の方が小さい。その度合いは，

表－参6.4　地震による応答値

			非免震橋		免震橋	
			震度法	保耐法	震度法	保耐法
固有周期		(秒)	0.64	0.82	1.36	1.71
桁端絶対変位		(mm)	22	122	79	483
P1・P4橋脚	変位(mm)	支承変位	0	0	62	381
		橋脚天端	21	111	15	100
	せん断力(mm)	橋脚天端	295	934	227	892
		橋脚基部	349	1,094	248	970
	橋脚基部曲げモーメント(tf・m)		3,961	12,458	2,844	11,178
P2・P3橋脚	変位(mm)	支承変位	0	0	62	381
		橋脚天端	20	119	15	100
	せん断力(mm)	橋脚天端	269	998	228	892
		橋脚基部	319	1,166	246	943
	橋脚基部曲げモーメント(tf・m)		3,626	13,340	2,845	11,058

注）　保耐法は地震時保有水平耐力法を示す。

表－参6.5　温度変化（＋30℃）による応答値

			非免震橋	免震橋
桁端絶対変位		(mm)	32	35
P1・P4橋脚	変位(mm)	支承変位	0	31
		橋脚天端	29	4
	せん断力(mm)	橋脚天端	501	65
		橋脚基部	501	65
	橋脚基部曲げモーメント(tf・m)		6,018	775
P2・P3橋脚	変位(mm)	支承変位	0	9
		橋脚天端	10	2
	せん断力(mm)	橋脚天端	173	40
		橋脚基部	173	40
	橋脚基部曲げモーメント(tf・m)		2,079	478

震度法レベルでは２～３割，地震時保有水平耐力法レベルでは１～２割である。

また，各橋脚の上部構造の慣性力の分担率は，橋脚によって非免震橋では５～10%程度の差があるのに対して，免震橋ではほぼ均等となり，この点でも免震橋の方が有利である。

なお，参考までに，温度変化による水平力によって橋脚基部に生じる曲げモーメントを計算すると表－参6.4のとおりである。非免震橋のＰ１橋脚では，曲げモーメントは免震橋の約８倍にも達し，地震時よりもむしろ温度時の方が支配的となる。また，Ｐ１橋脚とＰ２橋脚の慣性力の分担率は，免震橋では 1.6倍であるのに対し，非免震橋では 2.9倍となった。したがって，上部構造の温度伸縮に対しても，免震橋の方が端部橋脚の断面力を低減でき各橋脚の分担率を均一化できる。

6.4　鋼免震橋の適用性に関する検討

6.4.1　概　要

橋が建設される適用条件を想定すると様々な外的影響要因が考えられる。鋼免震橋を普及させていくためには，このような様々な外的要因に対しても適合していくことが必要である。ここでは，実際の適用を図っていく上で

考えられる主な要因についてパラメトリックスタディーを行い，その影響度合いを定量的に把握することにより，鋼免震橋を検討した。

解析に用いたモデル橋は，先に示した図－参6.4と同じであり，支間65mの5径間連続鋼箱桁橋で，下部構造は中間支点部をＲＣ張出し式橋脚，端部を可動支持による橋台とした。また，地盤種別はⅡ種とした。

表－参6.6　検討ケース

解析目的	解析ケース	P1	P2	P3	P4
不等橋脚高さの影響	ケース 1	H	H	H	H
	ケース 2	0.5H	H	H	H
	ケース 3	H	0.5H	H	H
	ケース 4	H	0.5H	1.5H	H
基礎の剛性の違いの影響	ケース 5	K	K	K	K
	ケース 6	0.5K	K	K	K
	ケース 7	K	∞	K	K
	ケース 8	K	0.5K	∞	K

6.4.2　橋脚および基礎の剛性差による影響の検討

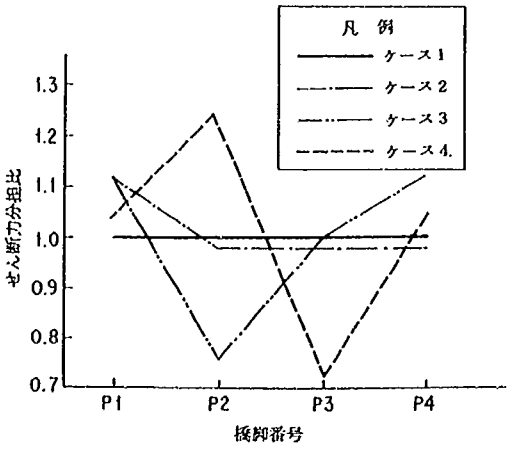
一連の連続桁内において橋脚高さならびに地形・地質条件が一定であれば問題ないが，このような恵まれ条件はまれであり，実際には橋脚高さが不規則に変化したり，杭基礎と直接基礎の混合，あるいは杭基礎での地盤定数の変化等が考えられる。このため，このような場合における地震力の各橋脚への分担割合への影響を検討した。検討ケースは，表－参6.6 に示すように橋脚項（H）と基礎バネ（K）をパラメータとした8ケースである。これらに対して震度法レベルの標準加速度応答スペクトルを入力地震動として，応答スペクトル法による動的解析を行った。

(1)　橋脚剛性差の影響

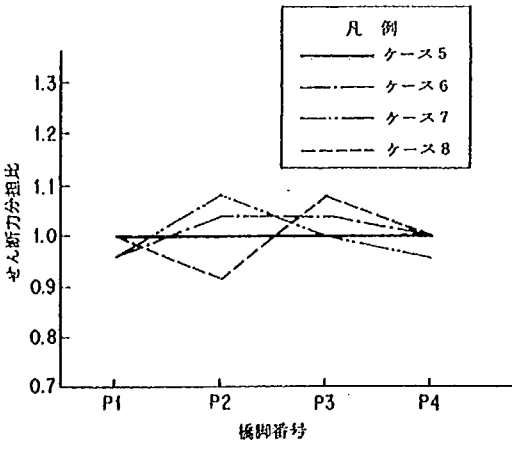
図－参6.5 に基本ケース（ケース1）とケース2，3，4における各橋脚への橋脚天端のせん断力の分担比を示す。これによると，剛性を変化させた端脚では他の端脚との剛性差により，せん断力の分担比が変化することがわかる。したがって，地震力の分散をコントロールする場合には端脚剛性を調整することも有効である。

(2)　基礎の剛性差の影響

図－参6.6 に基本ケース（ケース5）とケース6，7，8における各橋脚への橋脚天端のせん断力の分担比を示す。これによると，基礎バネを大きく(0.5K～∞) 変化させても，せん断力の分担比の変化は6％～8％と小さい。これは，基礎バネの標準値が544,000tf/m と免震支承の等価剛性3,660tf/m よりもかなり大きいためである。このような条件では，基礎バネが変化しても橋脚のせん断力の分担率に与える影響は小さい。



図－参6.5 橋脚高さの影響



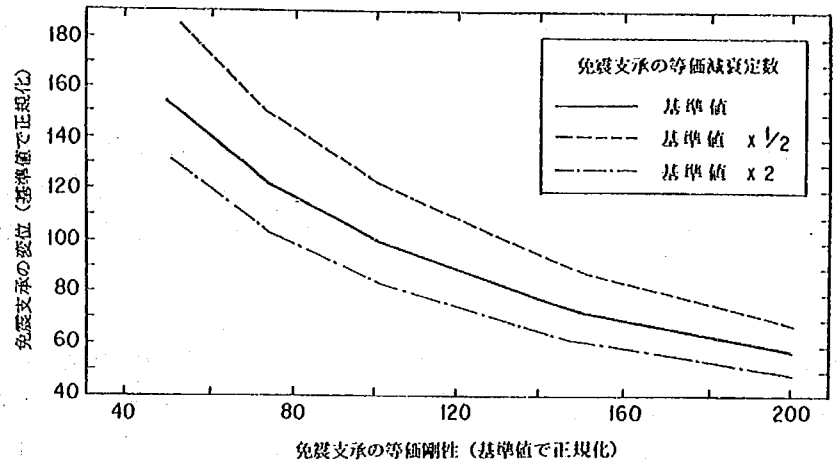
図－参6.6 基礎バネの影響

6.4.3 免震支承の特性値が耐震性に及ぼす影響の検討

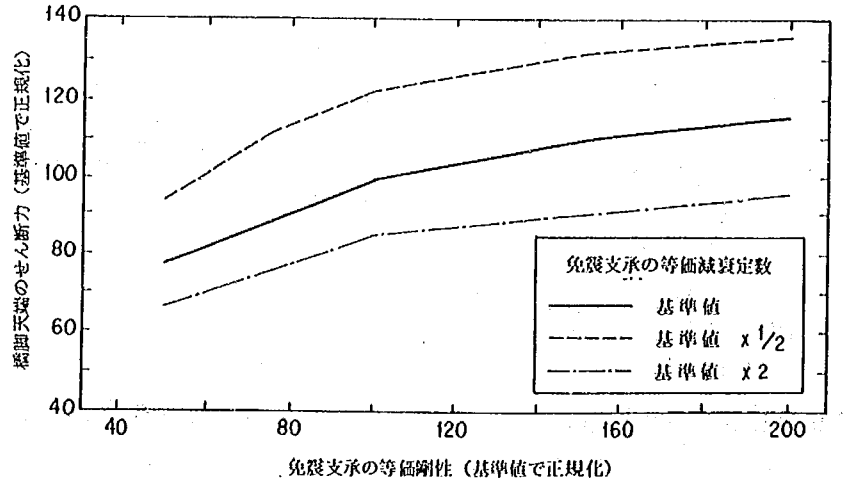
地震時保有水平耐力法レベルでは，免震支承の等価剛性K_Bは2340tf/m，免震支承の等価減衰定数h_Bは0.10である。ここでは，両者を独立に変化させると免震支承に生じる変位および橋脚天端に生じるせん断力がどのようになるかを検討した。解析は応答スペクトル法により，地震時保有水平耐力法レベルの加速度応答スペクトルを入力した。

免震支承の等価剛性および等価減衰定数をともに上記の基本値とした場合に算出される免震支承に生じる変位および橋脚天端のせん断力を基本として正規化した解析結果を示すと図－参6.7のようになる。

免震支承の等価剛性が大きくなるにつれて免震支承に生じる変位は小さくなり，橋脚天端のせん断力は大きくなる。また，免震支承の等価減衰定数を大きくすれば，当然，免震支承の変位および橋脚天端のせん断力はともに小さくなる。ここでは，免震支承の等価剛性と等価減衰定数を独立に変化させたが，両者は本来独立ではなく，免震支承の初期剛性，降伏剛性，降伏後の剛性や地震時に免震支承に生じる変位によって決まるものである。しかしながら，実際の設計では免震支承の変位をある程度以下に抑えながら，できるだけ下部構造の断面力を小さくできるように免震支承の等価剛性と等価減衰定数を設定することが重要となる。図－参6.7は，このための参考値として有用である。



(a) 免震支承の変位



(b) 橋脚天端に作用するせん断力

図－参6.7 免震支承の等価剛性および等価減衰定数を独立に変化させた場合の解析結果

参考資料－7　超多径間連続橋に対する免震設計の適用性

7.1　超多径間連続橋の免震設計の特徴

超多径間連続橋に免震設計を適用する場合は，地震の影響に対する検討以外に，桁延長が長いことによって温度変化およびコンクリートのクリープ・乾燥収縮により生じる桁の伸縮量に対する検討が重要となる。超多径間連続橋に免震設計を採用する場合に要求される事項をまとめると，以下の点が挙げられる。

① 地震による上部構造の水平方向慣性力の低減
② 地震による上部構造の水平方向慣性力の各下部構造への合理的分散
③ 温度変化およびクリープ・乾燥収縮による桁の伸縮による不静定力の低減

この要求事項を満たすためには，免震装置の選定とその諸元をいかに決定するかが重要なポイントとなる。

超多径間連続橋の免震設計を行う場合においても，基本的にはマニュアル（案）「第３章　免震設計」に示す図－解3.1.1 の免震設計の流れ，ならびに「参考資料－１　道路橋の免震設計の手順」に基づく設計手順による。図－参7.1 はその概要を示したものであるが，その中で超多径間連続橋としての設計の流れの特徴と留意事項を以下に示す。

(1)　下部構造の初期寸法の設定

下記(2)の免震装置の設計では，下部構造の剛性が必要となるため，予め下部構造の寸法を設定しておく必要がある。下部構造寸法の設定段階では，次の①と②が達成されるように，震度法レベルの設計水平震度に対する免震装置の変位の検討を行っておく。

① 温度変化による桁の伸縮によって生じる水平力が，地震による慣性力を越えないようにする。
② 震度法による変位を基に算出される伸縮装置の可動必要量が，温度変化に基づく値を著しく越えないようにする。

(2)　免震装置の設計

上述の①と②の方針が満足されるように免震装置の設計を行う。そして下記の②に配慮しつつ地震時保有水平耐力法レベルに対する設計を行うと同時に，震度法レベルに対する設計では上部構造の慣性力の合理的な分散の照査を行い，さらに温度変化に対して求められた水平力とのバランスを考慮する必要がある。また，ＰＣ橋の場合は，プレストレスによる桁の弾性収縮およびクリープ・乾燥収縮の影響に対して，施工方法および施工順序を考慮してこれを見込んでおく必要がある。しかしながら，これらの収縮量を免震装置で吸収する方法をとった場合（予備せん断変形など）には，考慮する必要がなくなる。免震装置設計時の留意事項としては次の項目があげられる。

① 震度法レベルの地震動に対しては，上部構造の慣性力が合理的に分散されるように，下部構造の剛性を含めて免震装置の等価剛性を設定する。ただし，下部構造が温度変化で決定されないようにする。
② 地震時保有水平耐力法レベルの地震動に対しても，基本的には下部構造を含めた等価剛性を全橋脚で同じになるようにするのがよいが，桁端部の免震装置の等価剛性を相対的に大きくして桁端部の遊間長を少なくする方が合理的な場合がある。なお，超多径間連続橋においても，免震装置の設計では地震の影響と温度変化及びクリープ・乾燥収縮の組み合わせは行わない。
③ 一連の橋梁の中で地盤条件が変化する場合には，地盤種別ごとの地震動の違いを考慮にいれて，免震装置の等価剛性を設定する。

(3)　下部構造の設計

下部構造は，(1)の①と②で示した超多径間連続橋の免震装置の等価剛性を決める条件が満足されていれば，温度変化時でその断面が決定されることはなく，震度法レベルに対する設計を行えばよい。

各下部構造が分担する上部構造の慣性力は，(2)において求められているが，次の①～③に示す事項に該当する場合は，骨組構造モデルを用いて検討するのがよい。ＰＣ橋の場合で，クリープ・乾燥収縮の影響を考慮する必要がある場合には，これを地震の影響と組み合わせて検討する。

① 曲率半径の小さい曲線橋や斜橋のように三次元性を無視し得ない場合

② 橋脚の剛性に大きな差がある場合
③ 地盤種別が橋軸方向に変化する場合

(4) 下部構造の照査

地震時保有水平耐力法による下部構造の照査においては，ＰＣ橋の場合のクリープ・乾燥収縮の影響を考慮しなくてよい。

(5) 動的解析による照査

次の①～③に該当する超多径間連続橋については，ＣＱＣ法を用いた応答スペクトル法か時刻歴応答解析による動的解析で照査するのが望ましい。ただし，自由度の多い超多径間連続橋のモデルに非線形まで考慮した時刻歴応答解析法を適用するのは必ずしも適切ではなく，照査の目的に対応した解析方法を選択すべきである。また，動的解析による照査は，必要に応じて震度法レベルまたは地震時保有水平耐力法レベルの入力地震動に対して行う。

① 地盤条件の変化や地震動の伝播の影響で，各橋脚に作用する地震動が異なる場合
② 曲率半径の小さい曲線橋の場合
③ 橋軸方向に橋桁の断面形状や橋脚高さ，地盤条件が変化する場合

(6) 構造細目

超多径間連続橋の場合には，伸縮装置と主要構造物間の遊間量は次の①～③を考慮して決定する。また，落橋防止構造は一般の連続部には必要なく，掛け違い部と桁端部に設ける。

① 震度法レベルの地震動に対しては，遊間で相対変位を吸収する。
② 地震時保有水平耐力法レベルの地震動に対しては，伸縮装置の部分的な破壊や桁どうしの接触を許す。ただし，超多径間連続橋の場合は桁の慣性力が大きくなるので，桁と橋台の間や隣接橋の重量が小さい場合には，充分な遊間を確保することが必要である。
③ 超多径間連続橋の場合は，地震の影響以外に温度変化とクリープ・乾燥収縮による変位についても満足するよう決定する。

7.2 超多径間ＰＣ連続桁橋への免震設計の適用性

7.2.1 検討方針

延長１kmの多径間ＰＣ連続桁橋を，免震設計し，桁が１kmにわたって連続化されても設計が成立することを検討する。

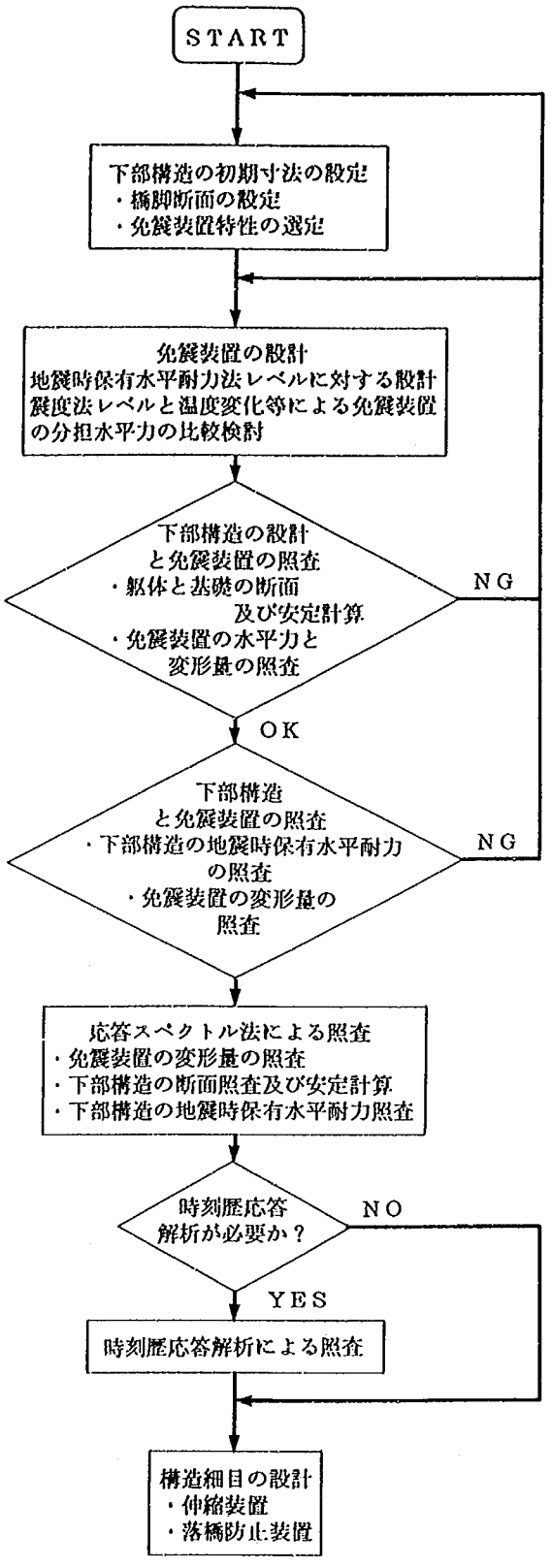
7.2.2 設計条件

(1) 設計方針

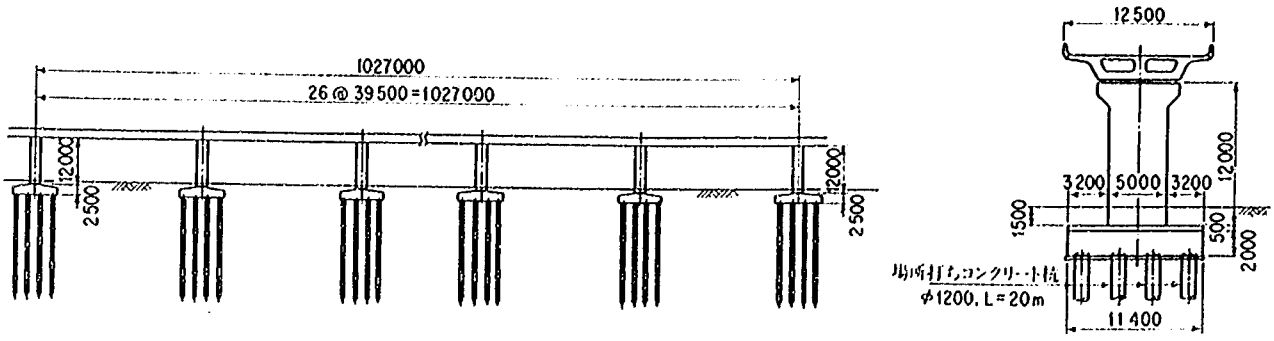
① 免震装置として，鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）を使用するが，同様の特性を持つ支承であればＬＲＢでなくてもよい。支承の寸法は，桁の鉛直反力と移動量に応じて，端部橋脚用，中間橋脚用２種の合計３種とした。
② クリープ，乾燥収縮の影響を低減するため，支承には予備せん断変形を与える。クリープ係数や乾燥収縮量の推定値の不確実性を考慮して，計算値の½を予備せん断変形量として与える。
③ 免震装置の設計では，震度法レベル，地震時保有水平耐力法レベルとも，クリープ，乾燥収縮の影響を考慮する。
④ 下部構造の設計では，震度法レベルに対しては，クリープ，乾燥収縮の影響を考慮するが，地震時保有水平耐力法レベルに対しては，これを考慮しない。

(2) モデル橋の概要

・橋　　格：１等橋（ＴＬ－２０，ＴＴ－４３）
・橋　　長：１０２７ｍ（26@39.5m）
・有効幅員：１１.０ｍ
・温度変化：±20℃
・上部構造形式：２６径間連続ＰＣ箱桁
・下部構造形式：柱式橋脚
・基礎形式：場所打ちコンクリート杭（φ1200）
・設計水平震度の設計条件：地域別（Ａ地域），地盤種別（Ⅱ種），重要度別（１級）



図－参7.1 超多径間連続橋の免震設計フロー



図－参7.2 設計対象とする橋長 1,027mの超多径間連続橋

・施工法　：移動支保工による分割施工（施工サイクル20日／スパン）

7.2.3　免震装置の設計

表－参7.1 に免震装置の設計結果を示す。

7.2.4　下部構造の設計

(1)　震度法による下部構造の設計

1)　設計水平震

震度法による設計に用いる設計水平震度はマニュアル（案）3.2 の規定に従い，表－参7.2 のように決定した。

表－参7.2 設計水平震度

方　向	固有周期 $T(s)$	橋の減衰定数 $h(\%)$	補正係数					設計水平震度
			C_I	C_G	C_I	C_T	C_E	
横軸方向	1.31	22.3	1.0	1.0	1.0	1.25	0.9	0.23
橋軸直角	1.27	22.3	1.0	1.0	1.0	1.25	0.9	0.23

2)　断面力

橋脚下端に作用する曲げモーメントを図－参7.3 及び図－参7.4 に示す。橋脚の番号でP15～27はP14～P1と左右対象となる。P1のモーメントがゼロとなっているのは，同じ特性を持つ連続桁が反対方向にも連続しているかけ違い橋脚と仮定していることによる。

3)　下部構造の安定計算結果

ここでは，全橋脚の中から，代表的なP1，P2，P8橋脚について，橋脚断面の照査結果を表－参7.3 に，杭基礎の安定計算結果を表－参7.4 に示す。ここで，橋脚躯体の配筋及び基礎の杭の位置は図－参7.5 及び図－参7.6 に示す通りとした。

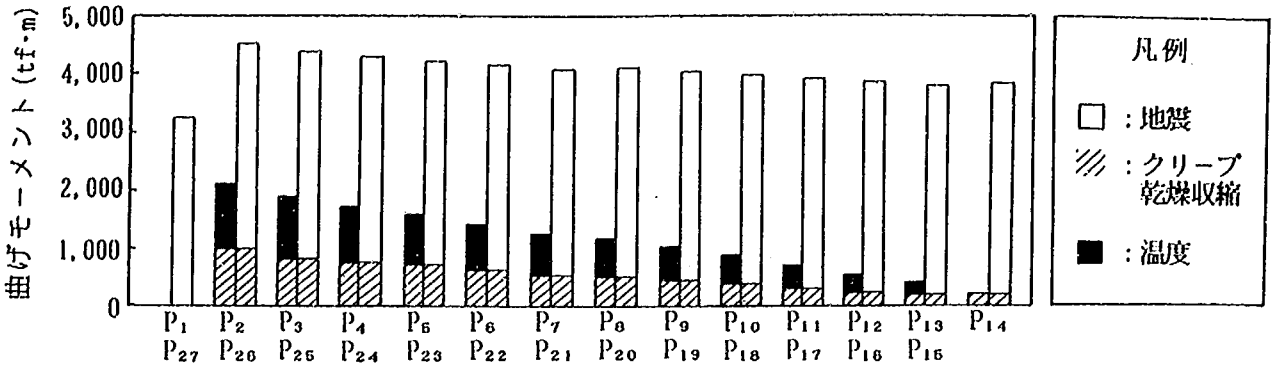
(2)　地震時保有水平耐力の照査

震度法によって設計された各橋脚に対して十分なじん性を有していることを確認するため，地震時保有水平耐力の照査を行う。ここで，橋脚の配筋は図－参7.7 に示す通りとした。道路示方書Ⅴ耐震設計編5.4 の規定に従い地震時保有水平耐力を算出した結果，曲げ破壊が先行すると判定された。

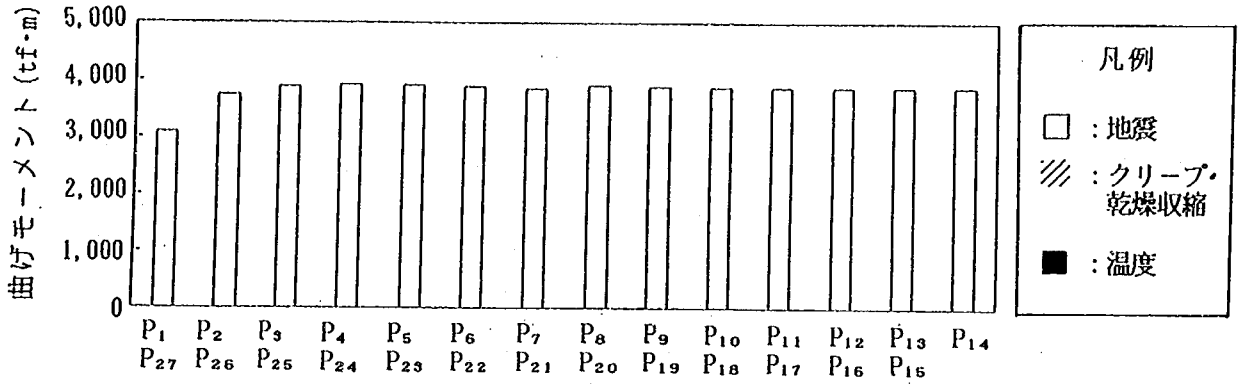
表－参7.5 及び表－参7.6 に照査結果を示す。

表－参7.1　免震装置の設計結果

項目 ＼ 位置		P_1 ・ P_{27}		P_2 ～P_7 ・ P_{21}～P_{26}		P_8 ～P_{20}	
地盤種別		Ⅱ種地盤					
地震動レベル		震度法レベル	地震時保有水平耐力法レベル	震度法レベル	地震時保有水平耐力法レベル	震度法レベル	地震時保有水平耐力法レベル
上部構造重量 W（t）		$W=26.41\times(1027+39.5)=28,166.3$t					
免震装置（1支承当り）	降伏荷重 Q（tf）	26.7		60.1		60.1	
	設計変位 u_B（cm）（常時）	18.9		17.5（8.0）		9.3（3.1）	
	設計変位 u_B（cm）（地震時）	9.36	56.4	8.35	52.3	8.29	51.6
	等価剛性 K_B（kgf/cm）	5,945	2,210	14.100	4,653	14,600	5,144
	等価減衰定数 h_B（%）	28.7	16.7	27.6	18.8	27.3	17.8
橋脚	軀体剛性 EI(kgf/cm²)	1.628×10^{14}	0.675×10^{14}	1.628×10^{14}	0.675×10^{14}	1.628×10^{14}	0.675×10^{14}
	高さ h（cm）	1,450		1,450		1,450	
基礎	水平方向バネ定数 K_h（kgf/cm²）	$5,409\times10^6$		$5,409\times10^6$		$5,409\times10^6$	
	回転バネ定数 K_θ（kgf・cm²/rad）	1.196×10^{12}		1.196×10^{12}		1.196×10^{12}	
橋全体の特性	固有周期 T(sec)	（震度法レベル）$T=1.37$（s）		（地震時保有水平耐力法レベル）$T=2.28$（s）			
	減衰定数 h（%）	（震度法レベル）$h=22.3\%$		（地震時保有水平耐力法レベル）$h=16.3\%$			
	設計水平震度 K_h	（震度法レベル）$K_h=0.22$		（地震時保有水平耐力法レベル）$K_h=0.47$			
分担水平力 F_1（1橋脚当り）（常時）		0		177.4		114.6	
分担水平力 F_1（1橋脚当り）（地震時）		222.8	498.0	236.4	486.8	242.2	530.6
免震装置の諸元	死荷重反力 W_d（tf）	220		585（P_2, P_{26} 555）		525	
	活荷重反力 W_e（tf）	68		130（P_2, P_{26} 135）		130	
	ゴムの弾性係数 G_e（kgf/cm²）	10.0		10.0		10.0	
	平面形状 $a\times b$（cm）	78×78		108×108		108×108	
	ゴムの総厚 $n\times t_e=\Sigma t_e$(cm)	11×2.5 =27.5		10×2.5 =25.0		9×2.5 =22.5	
	鉛プラグ直径（cm）	10.0×4		15.0×4		15.0×4	
	支承全高 h（cm）	44.0		41.0		38.0	



図－参7.3 橋脚下端の曲げモーメント（橋軸方向）



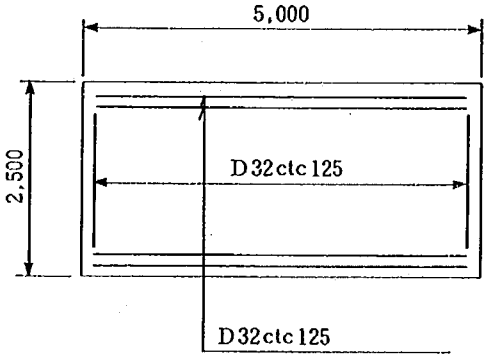
図－参7.4 橋脚下端の曲げモーメント（橋軸直角方向）

表－参7.3 橋脚断面の照査結果

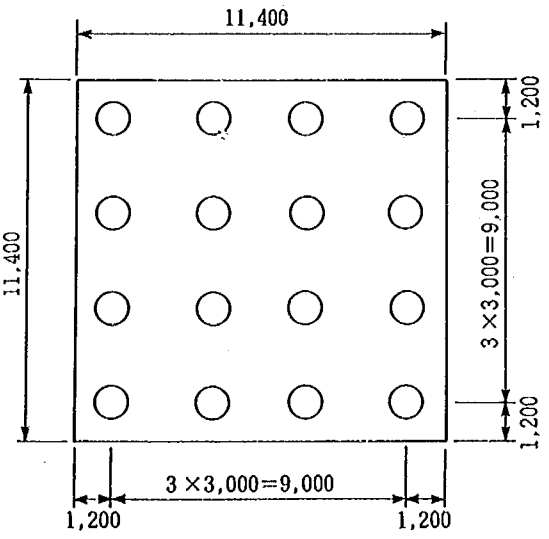
			位置	P_1	P_2	P_8	許容値
温度時	断面力	M	(tf・m)	0.0	2125.2	1200.0	kgf/cm²
		N	(tf)	1545.8	1773.8	1703.8	$\sigma_{sa} \leqq 2070$
		S	(tf)	0.0	177.1	100.0	kgf/cm²
	応力度	σ_s	(kgf/cm²)	11	644	103	$\sigma_{ca} \leqq 92$
		σ_c	(kgf/cm²)	11	53	31	
橋軸方向地震時	断面力	M	(tf・m)	3239.0	4531.9	4122.7	kgf/cm²
		N	(tf)	1273.8	1503.8	1443.8	$\sigma_{sa} \leqq 3000$
		S	(tf)	313.4	421.0	387.0	kgf/cm²
	応力度	σ_s	(kgf/cm²)	1966	2979	2648	$\sigma_{ca} \leqq 120$
		σ_c	(kgf/cm²)	78	108	99	
橋軸直角方向地震時	断面力	M	(tf・m)	3095.9	3740.9	3904.5	kgf/cm²
		N	(tf)	1273.8	1503.8	1443.8	$\sigma_{sa} \leqq 3000$
		S	(tf)	272.6	324.1	334.4	kgf/cm²
	応力度	σ_s	(kgf/cm²)	1327	1684	2066	$\sigma_{ca} \leqq 120$
		σ_c	(kgf/cm²)	56	69	74	

表－参7.4 杭基礎の安定計算結果

		位置	P_1	P_2	P_8	許容値
温度時	断面力	M (tf・m)	0.0	2568.0	1450.0	$-30 \leqq R \leqq 250$tf
		N (tf)	2678.0	2906.0	2836.0	
		S (tf)	0.0	177.1	100.0	
	杭反力	R_{max} (tf)	167	247	214	
		R_{min} (tf)	167	116	140	
橋軸方向地震時	断面力	M (tf・m)	4222.8	5785.0	5290.5	$-160 \leqq R \leqq 375$tf
		N (tf)	2406.0	2636.0	2576.0	
		S (tf)	486.0	593.7	559.6	
	杭反力	R_{max} (tf)	266	320	304	
		R_{min} (tf)	35	10	18	
橋軸直角方向地震時	断面力	M (tf・m)	3668.5	4354.6	4941.8	$-160 \leqq R \leqq 375$tf
		N (tf)	2406.0	2636.0	2576.0	
		S (tf)	445.3	496.6	506.9	
	杭反力	R_{max} (tf)	251	284	294	
		R_{min} (tf)	49	46	28	



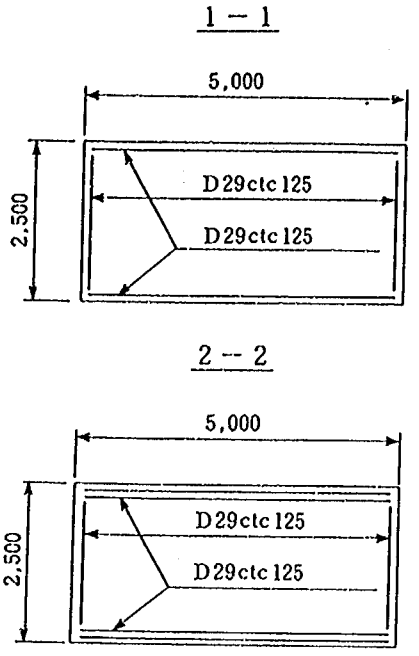
図－参7.5 鉄筋配置



図－参7.6 杭配置

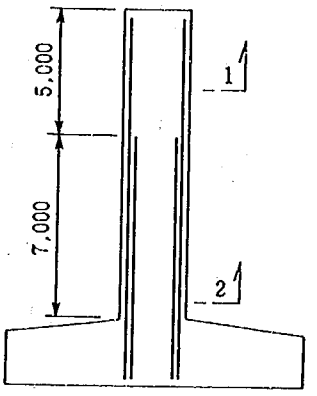
表－参7.5 橋脚の地震時保有水平耐力

方向・位置			水平耐力および水平変位			地震時保有水平耐力 P_a (tf)	許容塑性率 μ
			ひびわれ時	降伏時	終局時		
橋軸方向	P_1	P(tf)	191.3	452.1	528.0	502.7	3.228
		δ(cm)	0.577	3.919	17.012		
	P_2	P(tf)	200.0	468.8	547.5	521.3	3.067
		δ(cm)	0.603	3.968	16.266		
	P_3	P(tf)	197.8	464.5	542.4	516.5	3.017
		δ(cm)	0.597	3.955	16.455		
橋軸直角方向	P_1	P(tf)	371.7	723.0	1019.0	920.4	4.124
		δ(cm)	0.288	1.715	9.751		
	P_2	P(tf)	388.6	753.8	1051.8	952.4	3.423
		δ(cm)	0.301	1.740	8.064		
	P_3	P(tf)	384.2	745.7	1043.2	944.1	3.930
		δ(cm)	0.298	1.734	9.352		



表－参7.6 橋脚の地震時保有水平耐力の照査

方向・位置		固有周期および補正係数	減衰定数および補正係数	設計水平震度 k_{hc}	等価水平震度 k_{he}	照査水平力 P(tf)	判定 $P_a > P$
橋軸方向	P_1	T=2.19(s)	h=0.16	k_{hc}=0.48	0.205	221	OK
	P_2	C_R=0.688	C_E=6.7		0.212	277	OK
	P_3				0.210	262	OK
橋軸直角方向	P_1	T=2.12(s)	h=0.16	k_{hc}=0.49	0.182	196	OK
	P_2	C_R=0.703	C_E=0.7		0.203	265	OK
	P_3				0.187	233	OK



図－参7.7 橋脚の配筋

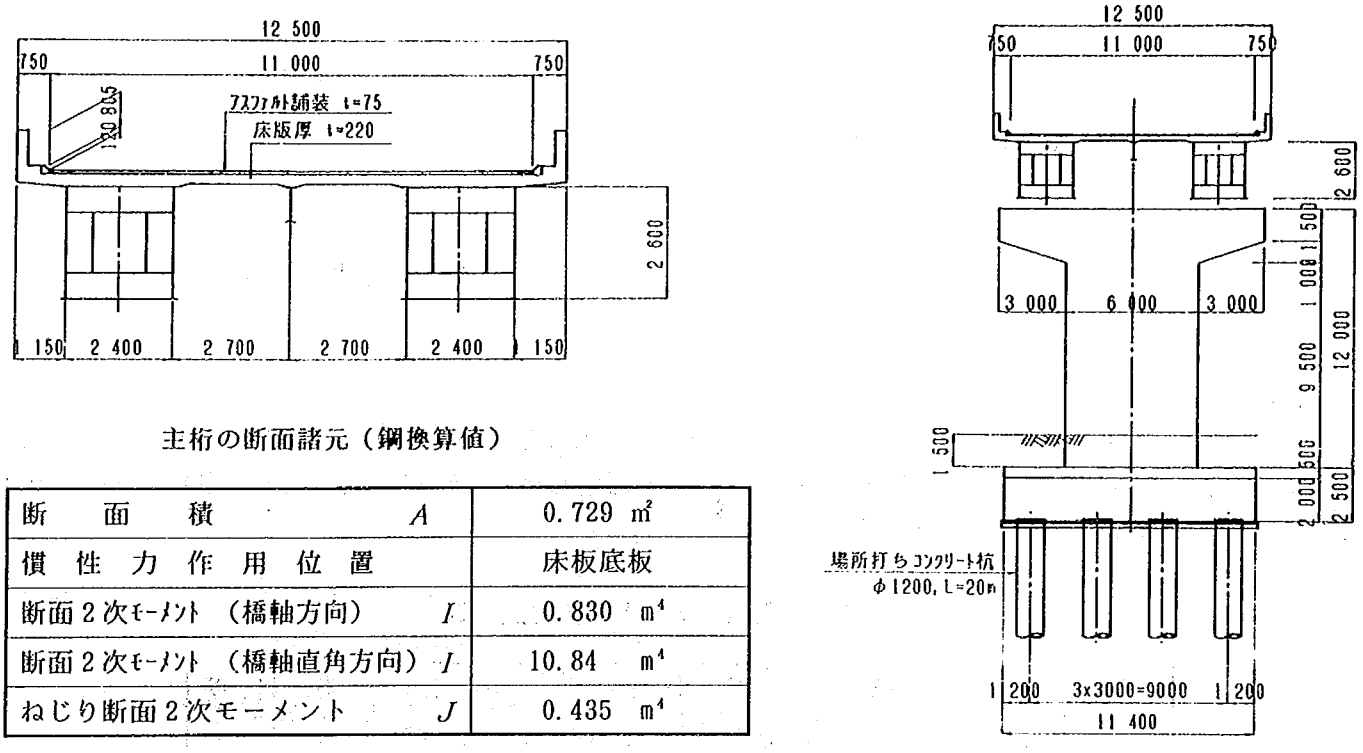
7.3　超多径間曲線連続橋への免震設計の適用性

7.3.1　検討方針

1 kmの延長を有する超多径間連続橋を実際に設計する場合には，地形や用地の制約上，曲線橋となることが避けられない。そこで，静的および動的解析を行い現実にあり得るS字型曲線においても免震橋の特性が生かされることを示し，かつ設計の実務に適用できる簡易な解析手法を提案する。

試算モデルは，設計速度 $V=80$km／hの道路として現実に対応できるように曲線半径 $r=300$mとし，緩和曲線としてはクロソイド曲線 $A=200$mを用いる。また，端支点を全方向免震とした場合と，橋軸直角方向を固定した橋軸方向免震の場合の比較を行う。

この条件のもとで，平面モデルと立体モデルを用いた解析を行い，超多径間曲線免震橋の解析上の問題点を抽出し，簡易な解析手法を示す。



主桁の断面諸元（鋼換算値）

断　面　積	A	0.729 m²
慣性力作用位置		床板底板
断面2次モーメント（橋軸方向）	I	0.830 m⁴
断面2次モーメント（橋軸直角方向）	I	10.84 m⁴
ねじり断面2次モーメント	J	0.435 m⁴

図－参7.8 解析モデルの基本諸元

7.3.2　検討モデル

解析モデルは，図－参7.8 に示すように支間長65mの16径間連続非合成鋼箱桁橋とした。免震設計はこの橋を直線橋とみなして行い，決定された支承や橋脚の諸元はそのまま曲線橋にも適用できるものとした。

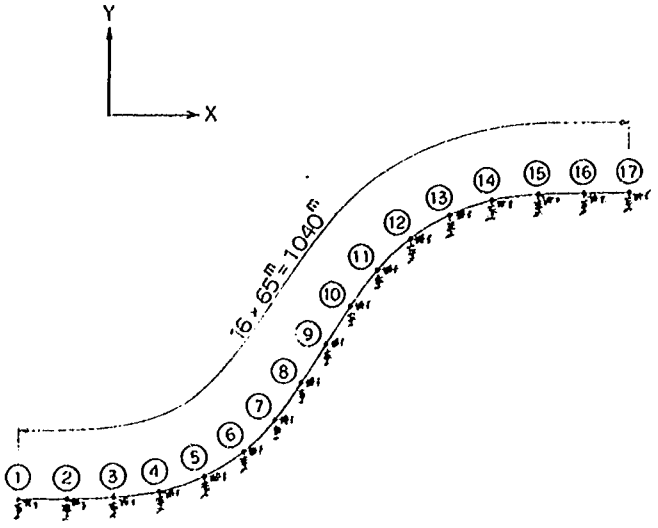
7.3.3　平面モデルと立体モデルによる応答特性の検討

(1)　平面解析モデル

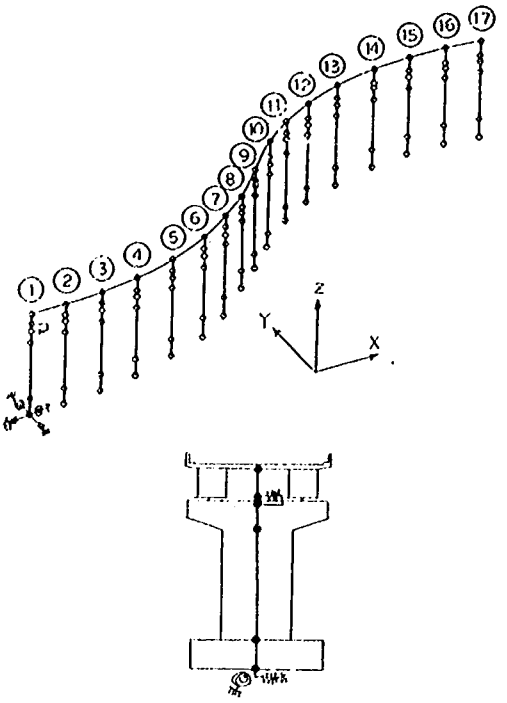
平面解析モデルは，図－参7.9 に示すように上部構造を1本のS字型梁部材とした2次元モデルとし，平面内の水平バネ（免震装置の等価合成＋橋脚のたわみ剛性）により支持されるものとした。

（図－参7.6 参照）

(2)　立体解析モデルは，図－参7.10に示すように下端を基礎バネで支持され橋脚の天端と上部構造部材の間を免震装置の等価剛性を有するバネ部材でつないだモデルである。免震装置の橋脚軸まわりのねじり剛性と橋軸直角方向まわりの回転剛性は無視し，橋事項方向まわりの回転剛性は無限大と仮定した。桁の各質点はz軸方向を除いた5自由度を有するものとし，ねじりならびに回転慣性質量は無視した。



図－参7.9 平面解析モデル



図－参7.10 立体解析モデル

(3) 解析方法と解析ケース

解析方法と解析ケースは，表－参7.7 に示す通りである。

入力地震動は，第Ⅱ種地盤における震度法レベル（k_h ＝0.22相当）とした。また，応答スペクトル法は，R.M.S.法により，固有周期 T＝0.07秒以上(100次以下）までを考慮した。時刻歴応答解析では，各橋脚への入力は同位相とした。なお，すべて線形解析とした。

表－参7.7 解析モデルと解析方法一覧

モデル＼解析法	端支点	静荷重 温度変化	静荷重 X Y方向	応答スペクトル法 30°毎方向	時刻歴応答解析 30°毎方向
平面モデル	全方向免震	○	○	—	—
	橋軸直角方向固定	○	○	—	—
立体モデル	全方向免震	—	○	○	○
	橋軸直角方向固定	—	○	○	○

(4) 解析結果

1) 平面モデルと立体モデルによる解析結果の比較

平面モデルおよび立体モデルに対して，地震時慣性力を静的な水平力として与えた時に生じる支承部の絶対変位と上部構造の水平面内曲げモーメントを，表－参7.8 に示す。

① 上部構造の絶対変位

上部構造の絶対変位は，橋脚の変形と免震装置の水平変位を合計したものである。全橋脚とも平面モデルと立体モデルの両者において良く整合しており，５％程度立体モデルの方が大きい結果を与える。この違いは，平面モデルでは考慮されていない下部構造の質量が立体モデルにおいて考慮されていること，立体モデルでは上部構造のねじり変形が考慮されているのでモデル全体の剛性がやや軟らかく評価されていること，等によると考えらる。

表－参7.8 平面モデルと立体モデルによる解析結果の比較

(a) 上部工の絶対変位（mm） （端支点橋軸直角方向固定）

位置	静的平面解析				静的立体解析			
	X方向地震時		Y方向地震時		X方向地震時		Y方向地震時	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
P1	99.0	0.1	1.5	8.8	102.2	0.0	1.2	14.7
P3	99.0	0.0	1.1	96.5	102.2	0.1	0.7	100.5
P5	98.6	1.4	1.5	97.7	101.9	1.1	1.1	101.6
P7	97.1	3.1	2.2	96.7	101.0	2.2	1.7	100.5
P9	96.1	3.7	1.8	97.0	100.2	2.8	1.3	100.9

(b) 上部工の絶対変位（mm） （全支点全方向免震）

位置	静的平面解析				静的立体解析			
	X方向地震時		Y方向地震時		X方向地震時		Y方向地震時	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
P1	99.0	-0.1	1.8	96.1	102.2	0.0	1.3	100.9
P3	99.0	0.2	1.8	94.9	102.2	0.1	1.4	99.0
P5	98.6	1.4	1.5	96.1	101.9	1.1	1.2	99.9
P7	97.1	3.1	1.4	96.6	101.0	2.2	1.0	100.4
P9	96.1	3.7	1.4	96.6	100.2	2.8	1.0	100.4

(c) 上部工の水平面内曲げモーメント(tf･m)（集中質点モデルにおける比較）

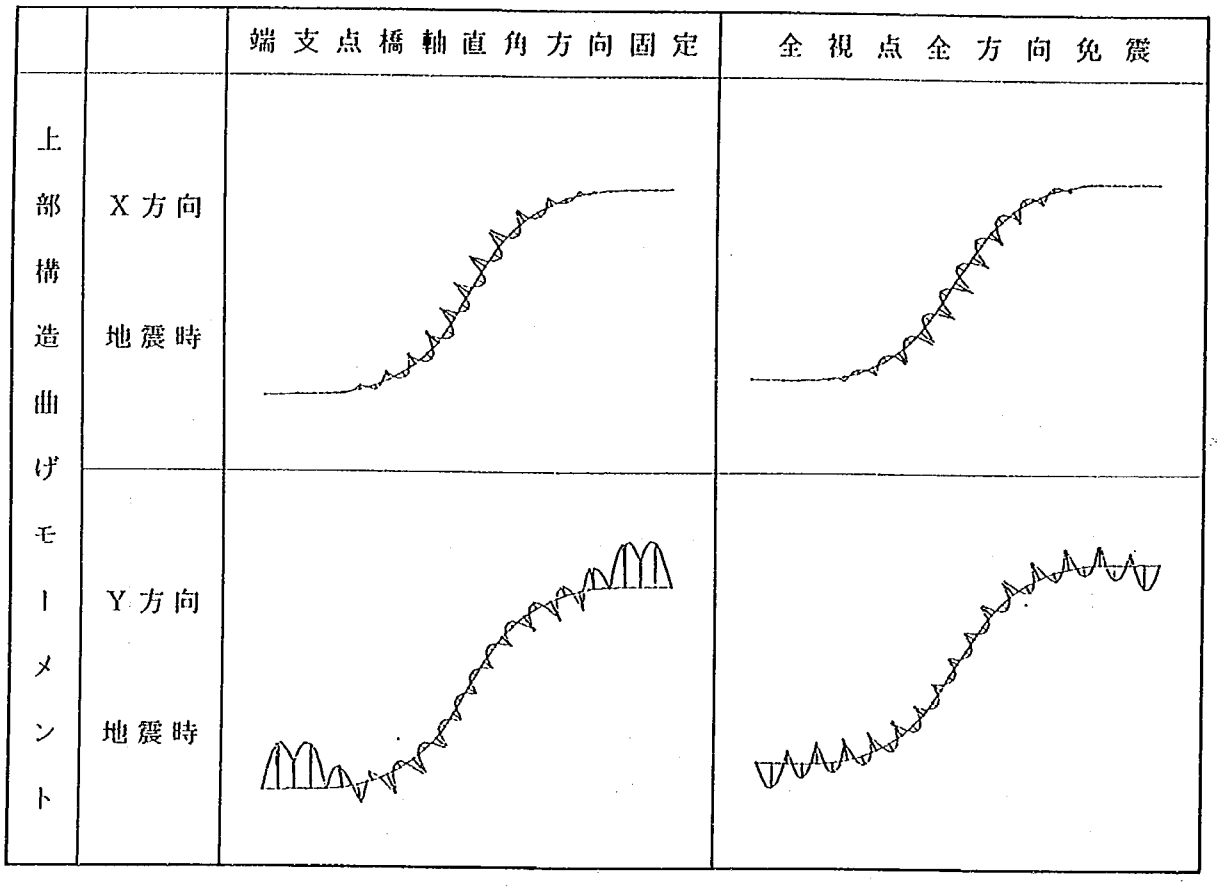
位置	端支点橋軸直角方向固定				全支点全方向免震			
	静的平面解析		静的立体解析		静的平面解析		静的立体解析	
	X方向地震時	Y方向地震時	X方向地震時	Y方向地震時	X方向地震時	Y方向地震時	X方向地震時	Y方向地震時
P1	0	0	0	0	0	0	0	0
P2	9	-2481	8	-2441	7	68	7	77
P3	15	-1186	15	-1179	15	42	14	42
P4	17	-172	14	-176	15	6	13	2
P5	11	106	8	106	11	-9	8	-11
P6	-6	81	2	75	-6	2	2	-11

② 上部構造の水平面内曲げモーメント

上部構造の水平面内曲げモーメントについては，平面モデルと立体モデルの結果に差は認められない。全支点全方向免震の場合には，上部構造の水平面内曲げモーメントは，ほとんど発生していない。これは，免震装置の剛性が各橋脚で均等であり上部構造の変形量が一定であることを意味している。

端支点を橋軸直角方向に固定した場合には，端支点と次の支点の変形量が違うため，P2，P3橋脚付近でやや大きな曲げモーメントが発生している。この曲げモーメントを床版断面の縁端部の軸応力度に換算すると約140kgf／cm²となるので，端支点のみを橋軸直角方向に固定した場合には床版への力の流れを検討し，床版が必要な強度を持つように設計する必要がある。

今回の立体モデルでは，上部構造の質量は分布質量とせず，橋脚の真上の集中質点としてモデル化した。したがって，表－参7.8 の結果は，ともに集中質点モデルで比較している。そこで参考のために，平面モデルを用い，上部構造を分布質量を有する連続梁としてモデル化した場合の上部構造の曲げモーメントを算出した。その結果を図－参7.11に示す。端支点橋軸直角方向固定の場合に端支点付近の支間部でY方向地震時に大きな曲げモーメントが生じている。したがって実際の耐震設計では支点部だけでなく，支間部に生じる曲げモーメントにも注目する必要がある。



図－参7.11 平面モデルの解析結果

③ 平面モデルの有効性

立体モデルを用いた静的および動的解析は，設計断面を設定した段階で行われるものであり，自由度が高いだけに入力データ量も多く，簡単に行いにくい。端支点の固定条件を比較する場合など超多径間連続橋の基本諸元の検討に必要な計算では，簡易な計算法が望まれる。

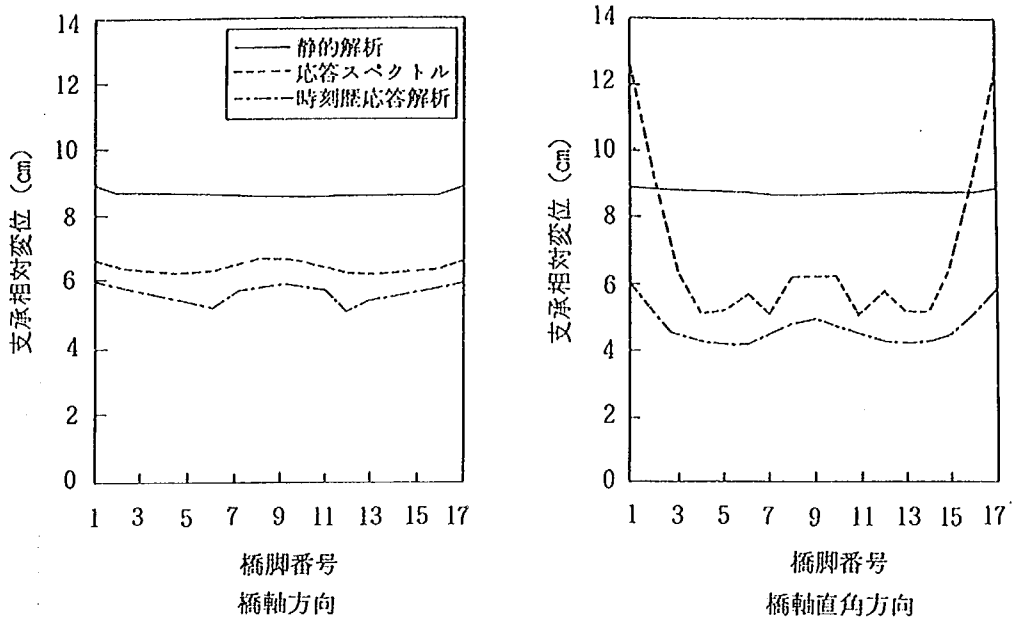
免震構造は上部構造と下部構造の振動の連成の影響が小さいため，立体モデルと平面モデル差が少ないと考えられる。今回比較した平面モデルと立体モデル（ともに静的解析）の誤差は5％程度である。したがって，複雑な線形を有する曲線橋においても，免震設計を適用すれば，このような平面モデルを用いた静的解

析を行いその結果で断面諸元を設定することが十分可能である。

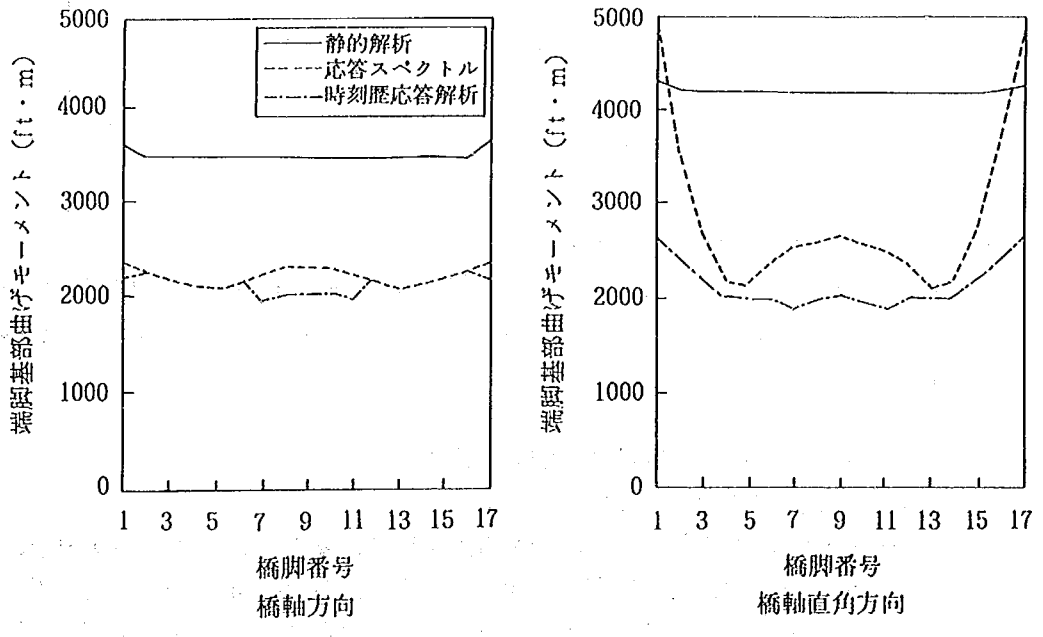
2) 静的解析と動的解析結果の比較

同一の立体モデルを用いた①静的解析，②応答スペクトル解析，③時刻歴応答解析を行った結果を図－参7.12に示す。ここでは，支承（免震装置）の相対変位と，橋脚基部の曲げモーメントの比較を示した。また，ここに示し値は，後述する式（参7.2)で算出した任意方向の地震動入力に対する最大値を表している。

解析手法の違いによる応答値は，（静的解析）＞（応答スペクトル解析）≧（時刻歴応答解析）の傾向を有している。これと異なる傾向を有するのは，橋軸直角方向にのみ見られ，その主な原因は，応答スペクトル解析におけるR.M.S.法の精度によるものと考えられる。すなわち，図－参7.13に示す固有値解析結果によれば，



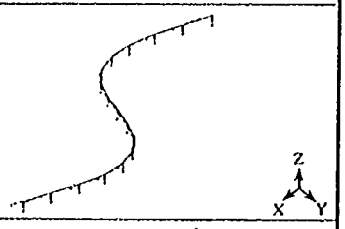
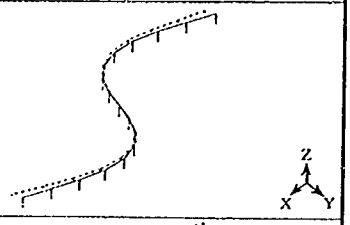
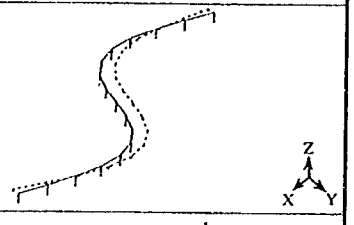
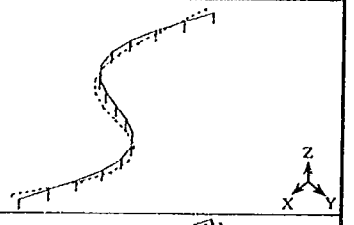
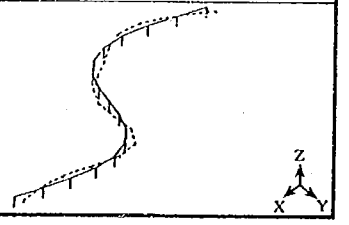
(a) 支承相対変位



(b) 橋脚下端の曲げモーメント

図－参7.12 立体モデルを用いた静的解析，応答スペクトル解析，時刻歴応答解析の比較

表－参7.13 橋軸直角方向の振幅が大きい主要モード
（全支点全方向免震）

次数	固有周期	Y方向刺激係数	桁端部応答変位	モード形状
1	1.375sec	0.422	6.2mm	
3	1.359sec	1.709	111.8mm	
4	1.355sec	0.657	32.8mm	
6	1.315sec	0.056	3.5mm	
8	1.141sec	0.014	0.7mm	

固有周期が接近し上部構造のみが変形する低次モードが幾つかあり，これが応答スペクトル解析におけるR.M.S.法の最大値算出時に誤差をもたらしたと考えられる。したがって，超多径間連続橋の応答スペクトル法を用いた動的解析を行う場合には，C.Q.C.法その他の誤差の少ない方法を用いるか，または，時刻歴応答解析を用いることが必要とされる。

7.3.4 地震動の入力方向と最大応答値の計算方法に関する検討

(1) 静的解析による任意方向地震時の断面力の算出方法

一般の橋梁では，応答値は橋軸方向と橋軸直角方向の２方向を独立に算出し，それぞれの方向について設計を行えばよい。しかし，本橋のような曲線橋では東西方向（X方向）あるいは南北方向（Y方向）またはその中間の角度方向など，どの方向からの地震動によって，着目している橋脚に最大の応答値が生じるか分からない。

静的な解析においては，次の手法で最大値を算出することができる。以下に支承の水平反力の算出例を示す。

① X方向およびY方向の地震時慣性力を与えて，各橋脚の反力を算出する。

② X，Yの中間角度からの地震時反力は，式（参7.1)によりX，Y両方向の重ね合わせにより算出する。

$$\left.\begin{aligned} R_L &= R_{XL}\times\cos\theta + R_{YL}\times\sin\theta \\ R_T &= R_{XT}\times\cos\theta + R_{YT}\times\sin\theta \end{aligned}\right\} \quad (参7.1)$$

ここに，

R_L ：θ方向に作用させた場合に発生する橋軸方向反力
R_T ：〃　橋軸直角方向反力
θ ：X軸正の方向を0とし，反時計回りの角度
R_{XL}：X方向に作用させた場合に発生する橋軸方向反力
R_{XT}：〃　橋軸直角方向反力
R_{YL}：Y方向に作用させた場合に発生する橋軸方向反力
R_{YT}：〃　橋軸直角方向反力

③ 設計に用いる橋軸方向，橋軸直角方向の最大反力$|R_L|_{max.}$，$|R_L|_{max.}$は，式（参7.1)の最大値として式（参7.2)で得られる。また，この時の角度θの値は式（参7.3)で得られる。

$$\left.\begin{aligned} |R_L|_{max} &= \sqrt{(R_{XL}^2 + R_{YL}^2)} \\ |R_T|_{max} &= \sqrt{(R_{XT}^2 + R_{YT}^2)} \end{aligned}\right\} \quad (参7.2)$$

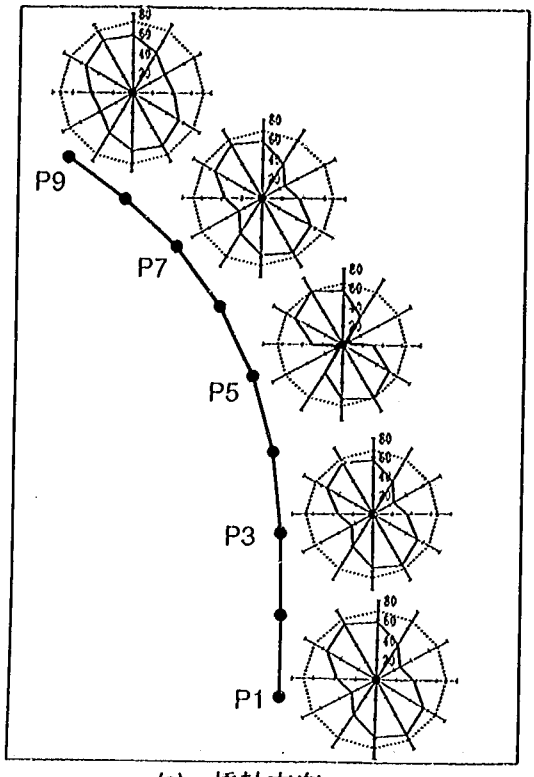
$$\left.\begin{aligned} \theta_{RLmax} &= \tan^{-1}(R_{YL}/R_{XL}) \\ \theta_{RTmax} &= \tan^{-1}(R_{YT}/R_{XT}) \end{aligned}\right\} \quad (参7.3)$$

(2) 応答スペクトル法による最大応答値の算出方法

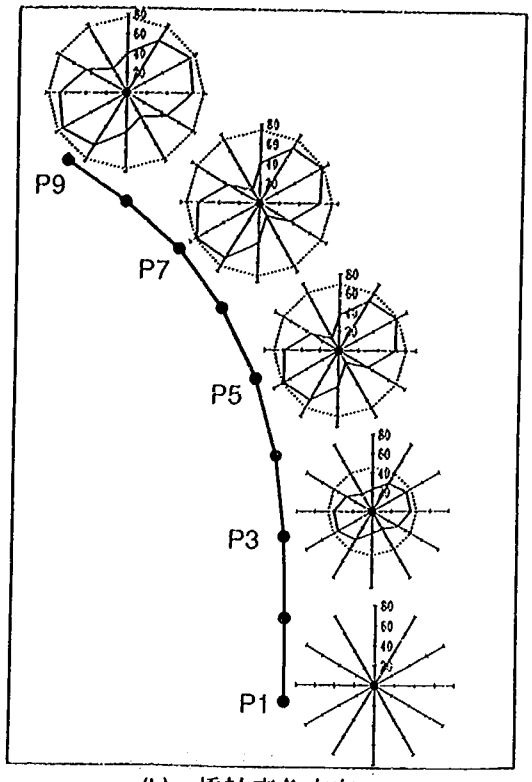
ＲＭＳ法を用いた応答スペクトル法においては，各モードの応答が最大になる時刻はバラバラであるとして最大応答値を各モードの最大値の２乗和の平方根によって計算していることから，全変形が同時刻に生じると考える静的解析で成立した重ね合わせの原理は成立しない。しかも，全方向から入力角度を変えて計算することは非常に煩雑である。そのため，地震動の入力方向に係わらず簡便に最大応答値を推定する手法として，式（参7.2)を提案した。この式は，理論的には最大40%の過大評価（√２倍）をする可能性がある。このため，今回のモデルにおいて地震動の入力方向をＸ－Ｙ面において３０°ずつ変化させて，式（参7.2)によって支承の最大相対変位を求めた。この結果，図－参7.14の点線で示すように，式（参7.2)の値はどの角度でもほぼ一定の値が得られた。また，応答スペクトル法による動的解析により入力方向を同様に変化させて求めた結果は同図に実線で示した通りであり，式（参7.2)による結果よりやや小さく，その誤差はＰ９橋脚で最大となり約17%程度であった。橋脚の断面力の最大値についても同様の結果が得られているので，式（参7.2)を設計に用いることは充分可能である。

(3) 時刻歴応答解析による最大応答値の算出方法

前述2)と同様に時刻歴応答解析の場合に，式（参7.2)を利用して入力方向に応じた最大値を計算した結果を示すと図－参7.15の通りとなる。式（参7.2)による推定値と一方向から入力した場合の最大値はほとんど等しい値となった。橋脚の断面力についても同様である。したがって，直交する$X-Y$軸を曲線橋の向きに係わらず任意の方向にセットしても，式（参7.2)によって，入力方向を細かく変化させた場合に得られる最大値とほぼ同じ値が得られることがわかる。このため，時刻歴応答解析において設計値の照査を行う場合には，入力方向を細かく変化させる必要がなく，直交する任意の２方向の解析を行い，式（参7.2)で最大値を算出すれば良い。

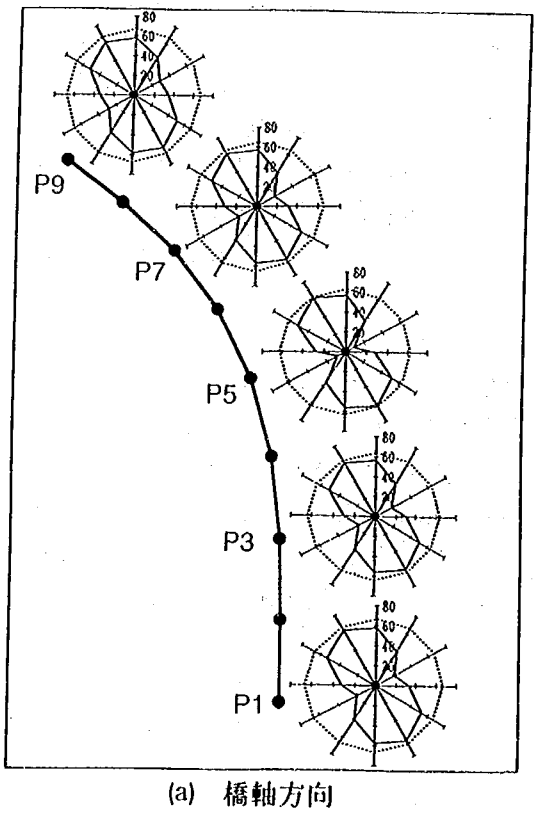


(a) 橋軸方向

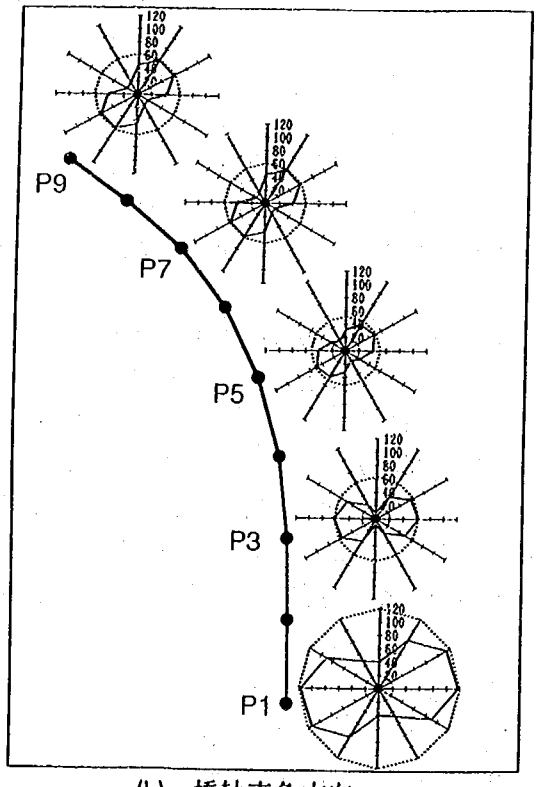


(b) 橋軸直角方向

(1) 端支点の橋軸直角方向を固定した場合



(a) 橋軸方向

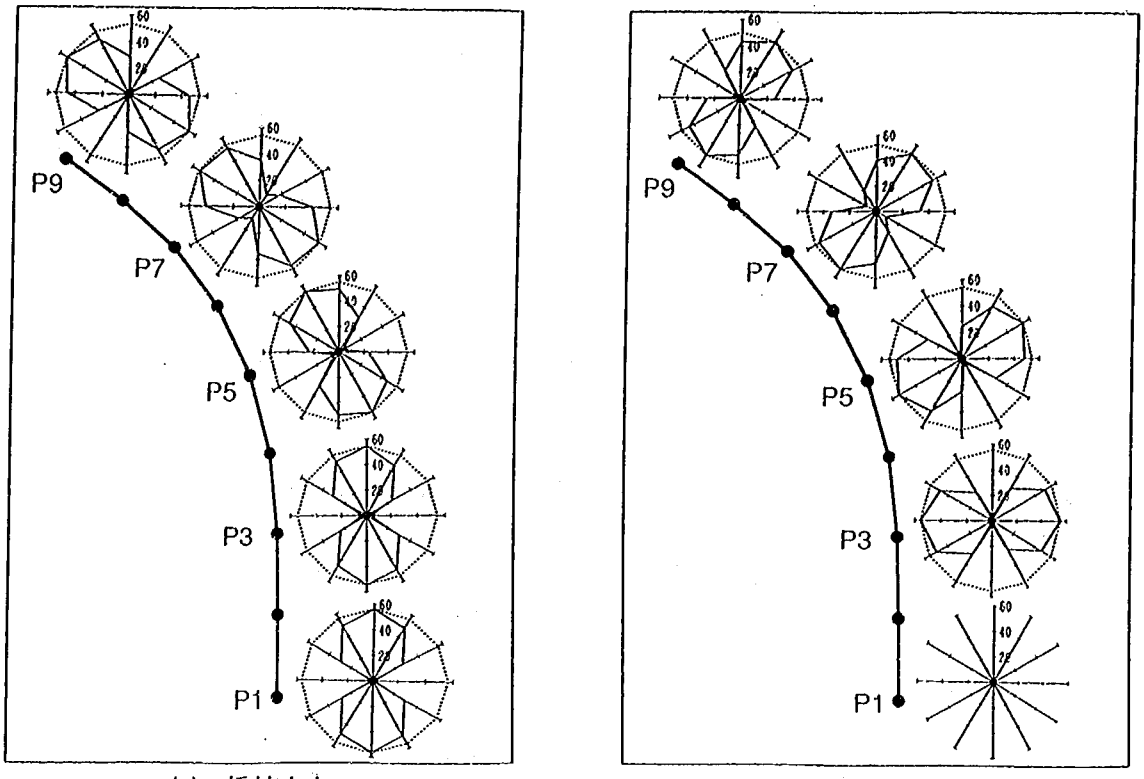


(b) 橋軸直角方向

(2) 全支点を全方向免震とした場合

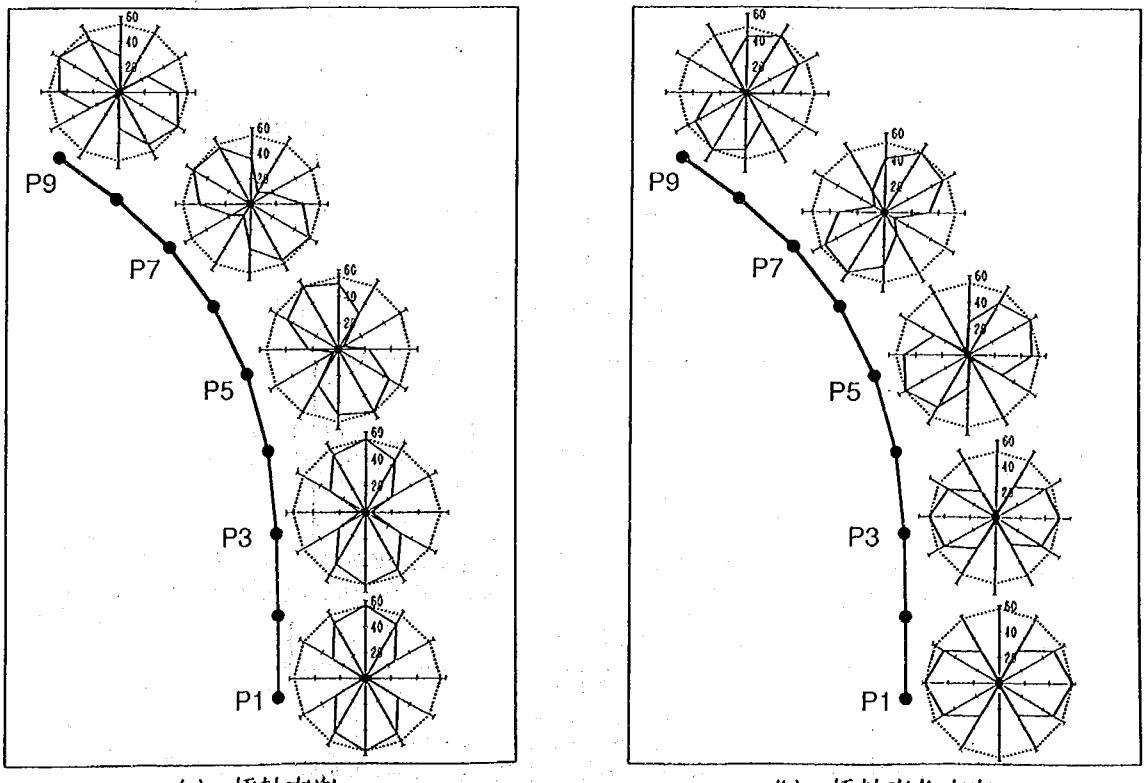
凡例 ： …… 式（参7.2)による最大値 ——— 一方向入力の応答値

図－参7.14 応答スペクトル法による入力方向別の支承相対変位



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

(1) 端支点の橋軸直角方向を固定した場合



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

(2) 全支点を全方向免震とした場合

凡例　：　…… 式（参7.2)による最大値　———— 一方向入力の応答値

図－参7.15　時刻歴応答解析法による入力方向別の支承相対変位

7. 4　地盤条件が変化する地点における超多径間連続橋への免震設計の適用性

7. 4. 1　検討方針

連続桁の延長が1㎞におよぶ橋梁では，その連続区間内で地盤条件が大きく変動し地盤種別が変わることが充分考えられるので，そのような場合の免震設計の手順を検討する。また動的解析の方法を検討し，解析を実施してその結果から設計手順の適用性を検討する。

7. 4. 2　設計手順の検討

(1)　地盤種別が変化する場合の免震設計フロー

地盤種別がⅡ種からⅢ種地盤に変化する場合を例に免震設計のフローを示すと図－参7. 16のようになる。

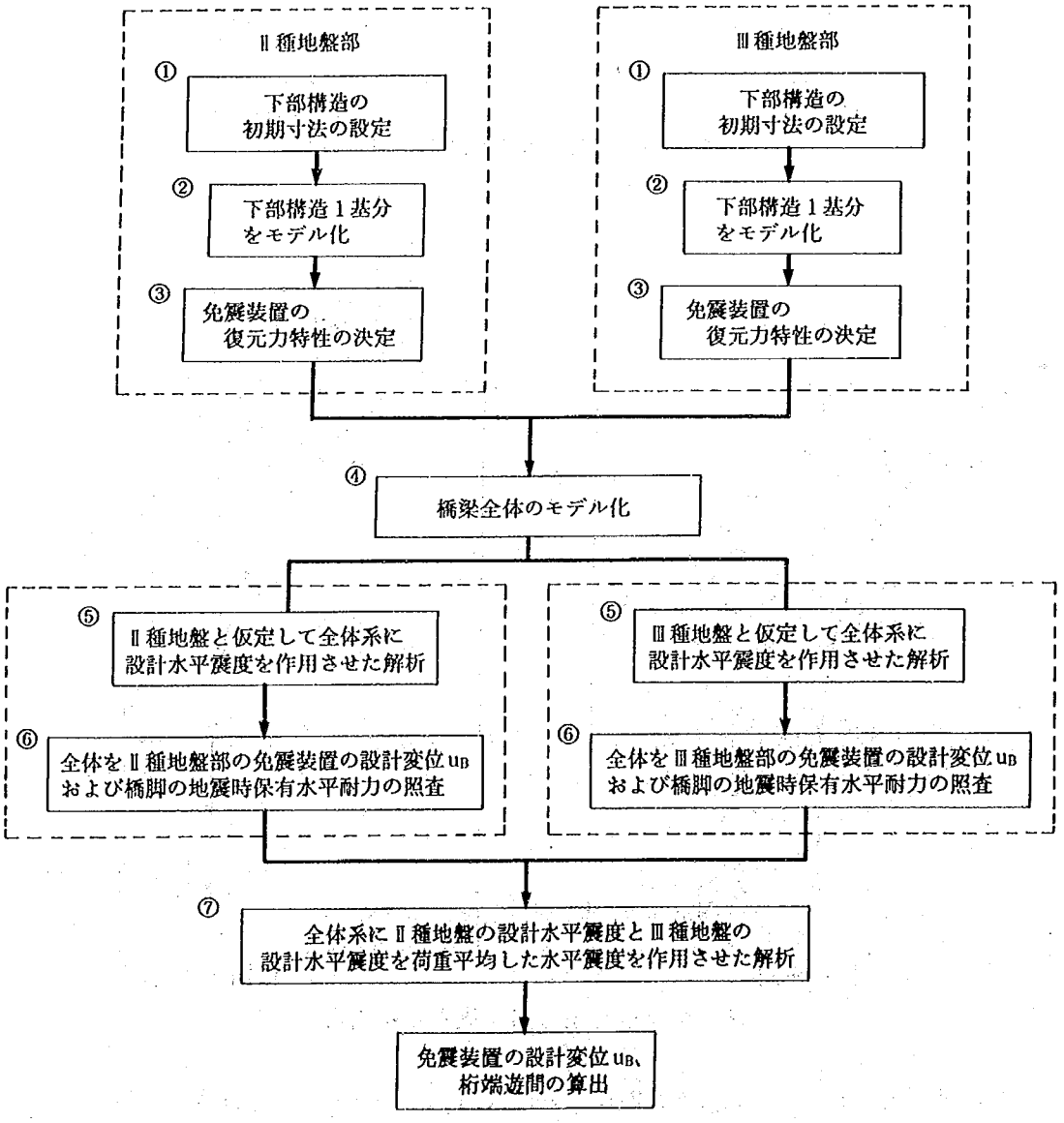
図－参7. 16中の各事項を解説すると以下のようになる。

①　下部構造の初期寸法の設定

免震装置の変位計算モデルの下部構造剛性を求めるために，下部構造の初期寸法を設定する。

②　下部構造1基分のモデル化

地盤種別ごとに1基の下部構造を取り出して図－参7. 17に示すようにモデル化する。図－参7. 16の例ではⅡ種地盤用1基とⅢ種地盤用1基をそれぞれモデル化する。各下部構造が分担する上部構造重量としては，該当する

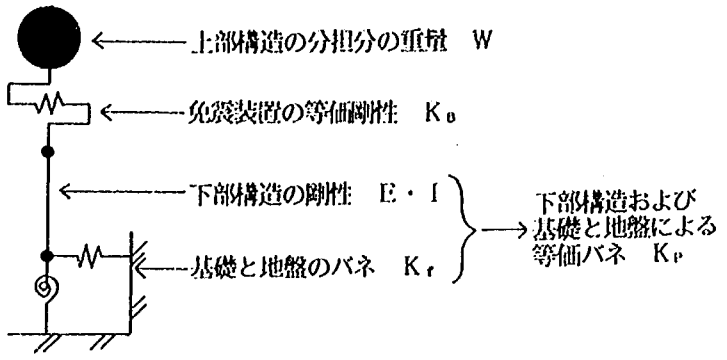


図－参7. 16　地盤条件が変化する場合の免震設計フロー

下部構造における死荷重反力を用いる。下部構造の剛性としては，下部構造および基礎自体の剛性と地盤の等価ばね（K_P）から求める。

③　免震装置の復元力特性の決定

ここでは，橋の設計振動単位，すなわち桁の一連続区間全体をモデル化した時に，所定の固有周期および減衰定数が得られるように，各々の免震装置の復元力特性を決定する。全体の免震装置の復元力特性を一度に決定することはできないので，図－参7.17に示した簡易なモデルを想定する。図－参7.17のモデルにおいて橋の固有周期を決めれば，免震装置の等価剛性 K_B が求められる。次に設計地震力を作用させて免震装置の設計変位 u_B を求める。免震装置の設計変位 u_B と等価剛性 K_B を満足する免震装置の諸元を定める。



図－参7.17　初期段階で用いる簡易なモデル

④～⑥　全体のモデル化及び各地盤種別ごとの設計水平震度を作用させた解析

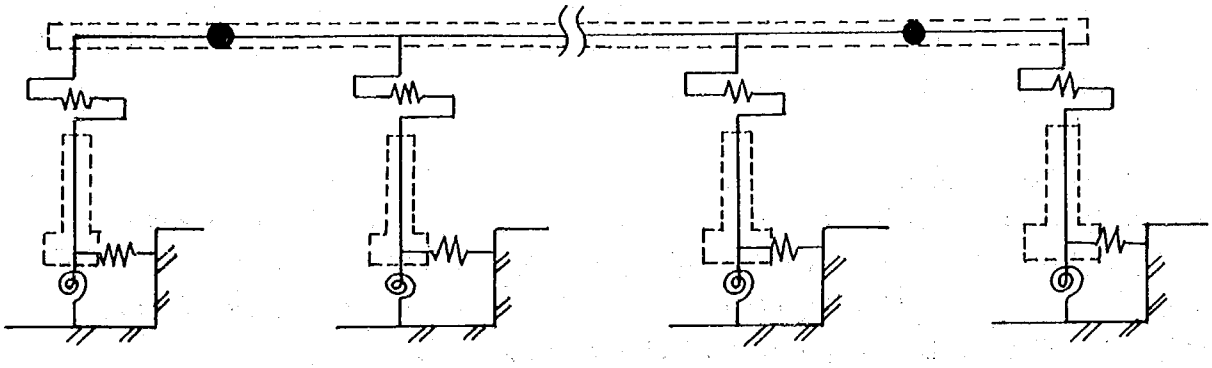
決定した免震装置の復元力特性と下部構造の剛性を用いて，設計振動単位の全体を図－参7.18に示すようにモデル化する。このモデルに，地震時保有水平耐力法レベルの設計水平震度による慣性力を作用させて，免震装置の変位と下部構造頂部に作用する水平力を求める。この計算においては，該当する下部構造の位置する地盤種別に相当する設計水平震度を各々用いる。例えば，Ⅱ種地盤に位置する下部構造とその免震装置の計算を行う際には，Ⅱ種地盤用の設計水平震度による慣性力を連続区間全体に作用させる。

この段階では，下部構造１基分をモデル化した計算において仮定した上部構造の水平方向の慣性力の配分とは異なった割合で配分されることになるので，下部構造の地震時保有水平耐力を再照査する。安全が確保されない場合には，下部構造１基分のモデルに戻り，慣性力が集中した下部構造の固有周期を長くするか，他の下部構造の固有周期を短くすることによって，慣性力の配分を再調整する。

⑦　荷重平均した水平震度を作用させた解析

④～⑥の解析によると，桁の剛性が高い橋軸方向については，全体にⅡ種地盤の地震入力を作用させた計算値は実際よりも控えめに算出され，全体にⅢ種地盤の地震入力を作用させた計算値は実際よりも大きめに算出される。このため，橋軸方向については各下部構造の位置する地盤の地盤種別にしたがって算出した設計水平震度を荷重平均した水平震度による慣性力が働くと仮定して免震装置の設計変位 u_B 等の照査を行い，必要な場合には設計値の見直しを行う。また，震度法レベルを想定した同様の計算も行い，桁端部の遊間量を求める。

一方，橋軸直角方向については桁の剛性が低いためこのような検討は不要と考えられる。



図－参7.18　桁の一連続区間全体をモデル化する段階で用いる簡易なモデル

(2)　全体をモデル化する段階での検討例

1)　検討条件

①　解析モデルの基本諸元は7.3.2 に示した解析モデルと同一で，支間長65mの16径間連続非合成鋼箱桁橋

とする。

② 16径間のうちの始点側半分の8径間の下部構造はⅡ種地盤上にあり，終点側半分の8径間の下部構造はⅢ種地盤上にあるものとする。

③ 各下部構造の型式及び高さには大きな差がないものとする。

④ 条件を単純化するため減衰定数別補正係数 c_ε は震度法ならびに地震時保有水平耐力法のいずれの場合も 1.0とする。

2) 計算結果

全体のモデルにⅡ種地盤の設計水平震度を作用させた場合，Ⅲ種地盤の設計水平震度を作用させた場合，ならびに荷重平均した水平震度を作用させた場合の免震装置の最大相対変位，橋脚基部の最大曲げモーメント，せん断力を表－参7.9 に示す。橋軸方向のP$_1$～P$_8$については荷重平均入力の結果をもとに見直しを行う必要がある。

表－参7.9 試計算結果

		Ⅱ種地盤入力 $P_1 \sim P_8$	Ⅲ種地盤入力 $P_{10} \sim P_{17}$	荷重平均入力
橋軸方向	設計水平震度（k_h）	0.22	0.26	0.24
	免震装置の最大相対変位（cm）	9.55	15.83	12.51
	橋脚基部の最大曲げモーメント（tf・m）	3803	4753	4250
	橋脚基部の最大せん断力(tf)	359	459	406
橋軸直角方向	設計水平震度（k_h）	0.22	0.26	
	免震装置の最大相対変位（cm）	9.55	15.83	
	橋脚基部の最大曲げモーメント（tf・m）	4924	6099	
	橋脚基部の最大せん断力(tf)	392	499	

7.4.3 時刻歴応答解析による応答特性の検討

(1) 検討目的

連続支間長が1kmに及ぶ超多径間連続橋では，地表面の標高の変化，表層の地層構成の変化，地盤特性のばらつき，および，基盤面の傾斜等に起因する表層地盤の増幅特性の相違により，各下部構造に周期，振幅特性の異なる地震波が入射することが予想される。ここでは，図－参7.19に示すように架橋地点における表層地盤の層厚が橋軸方向に変化している場合を想定して，地震動の多点入力による時刻歴応答解析を行い，地盤条件が変化する地盤上の超多径間連続橋の動的応答特性を検討する。

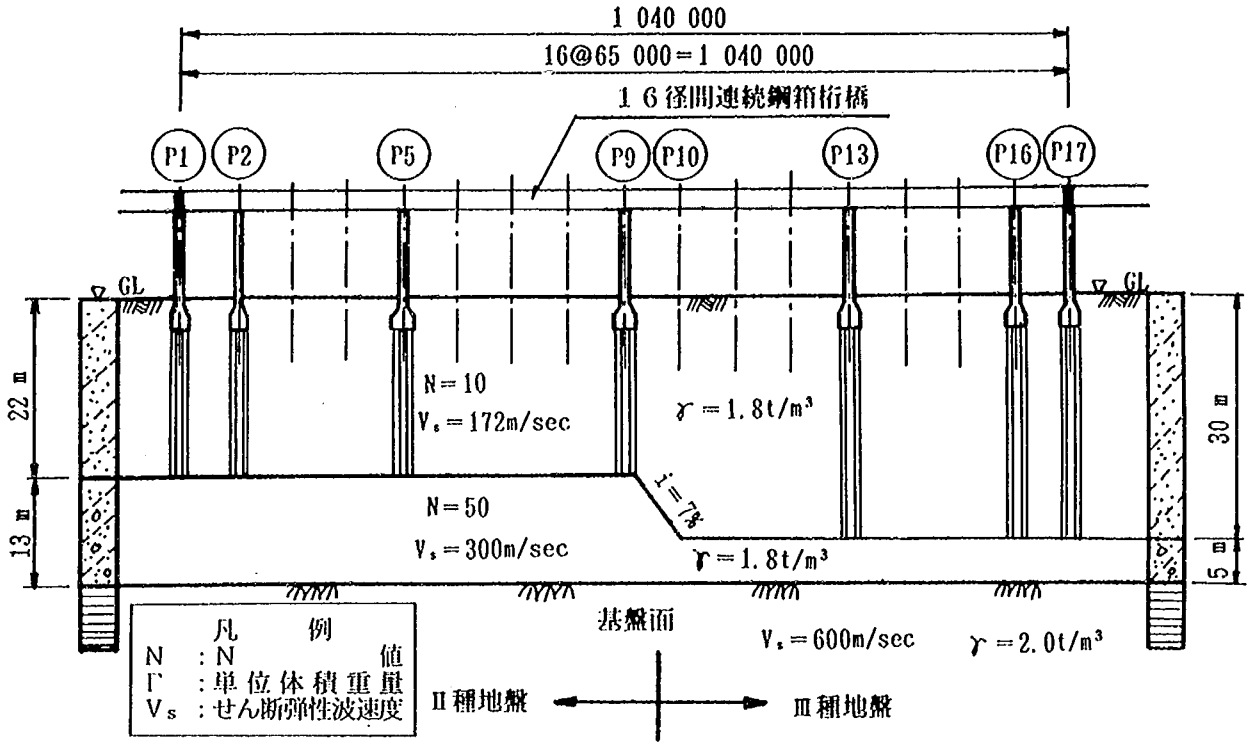
(2) 解析方法

表層地盤の地層構成が橋軸方向に変化する影響を考慮して橋梁の地震応答を検討する方法としては，表層地盤と橋梁を一体として解析する方法が考えられる。しかし，超多径間連続橋では解析領域が非常に大きくなるとともに，地盤と基礎の接合部のモデル化や基礎の三次元性を精度よく評価するのが困難なため，一体解析を行うことは容易ではない。ここでは，図－参7.20に示すように表層地盤と橋梁を分離して別々に応答解析を行う方法を用いて検討する。なお，時刻歴応答解析では震度法レベルの地震動を対象とする。

1) 下部構造別の入力地震動の設定

表層地盤の地層変化による影響を評価するために，以下に示す方法により各下部構造に対する入力地震動を算定する。

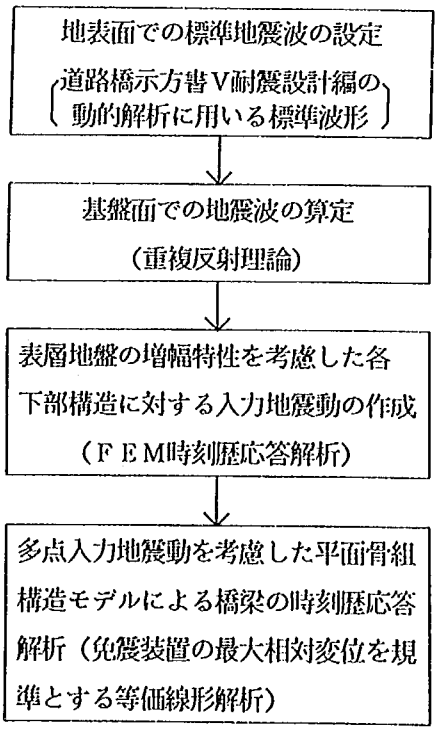
① 道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に示される時刻歴応答解析用の標準波形を，任意の橋脚近傍の地表面における地震波形として，重複反射理論を用いて基盤面位置での地震波形に変換する。



図－参7.19　地盤モデル

② 基盤面における地震波形の特性は平面的にほとんど変化しないと考えられるため，①で算定した波形を基盤面での入力地震動として，二次元有限要素法を持家表層地盤の時刻歴応答解析を行う。算定された各下部構造位置の地表面の地震波形をそれぞれの下部構造に対する入力地震動とする。

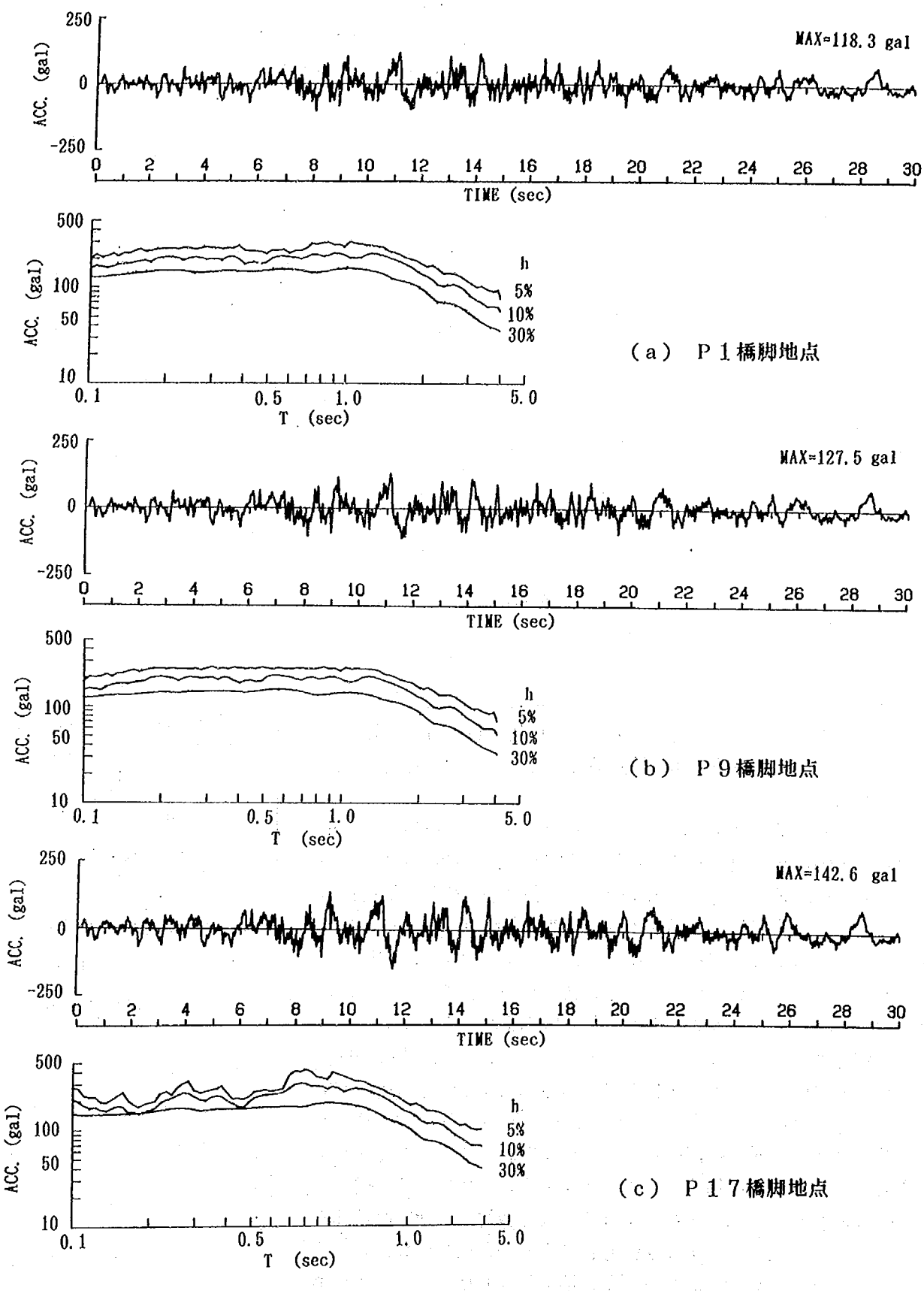
ここでは，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編のⅡ種地盤用の標準波形をⅡ種地盤上のＰ１橋脚近傍の地表面波形として算定した基盤地震動［基盤地震動Ａ］，および，Ⅲ種地盤用の標準波形をⅢ種地盤上のＰ17橋脚近傍の地表面波形として算定した基盤地震動［基盤地震動Ｂ］の２つの基盤地震動に対する表層地盤の応答解析を行った。Ｐ１，およびＰ17橋脚位置での［基盤地震動Ａ］および［基盤地震動Ｂ］をそれぞれ入力した場合の地表位置における加速度波形とその加速度応答スペクトルを図－参7.21と図－参7.22に示す。［基盤地震動Ａ］によるＰ17橋脚位置の地表面の加速度応答スペクトルは，Ⅲ種地盤用の標準加速度波形の加速度応答スペクトルとほぼ同じ特性を持っている。一方，［基準地震動Ｂ］を入力した場合にはＰ１橋脚位置の地表面の加速度応答スペクトルがⅡ種地盤用の標準加速度波形の加速度応答スペクトルと比較される。前者は短周期側がより卓越した結果となり定性的には比較的堅い地盤の特性を表しているものの，両スペクトルが同じ特性をもつとは言い難い。したがって，Ⅱ種地盤上の橋脚の応答は［基盤地震動Ａ］によって，Ⅲ種地盤上の橋脚の応答は［基盤地震動Ｂ］によって求められた値を採用し，境界領域にある橋脚については両者の値の大きい方を採用するのが実際的と考えられる。



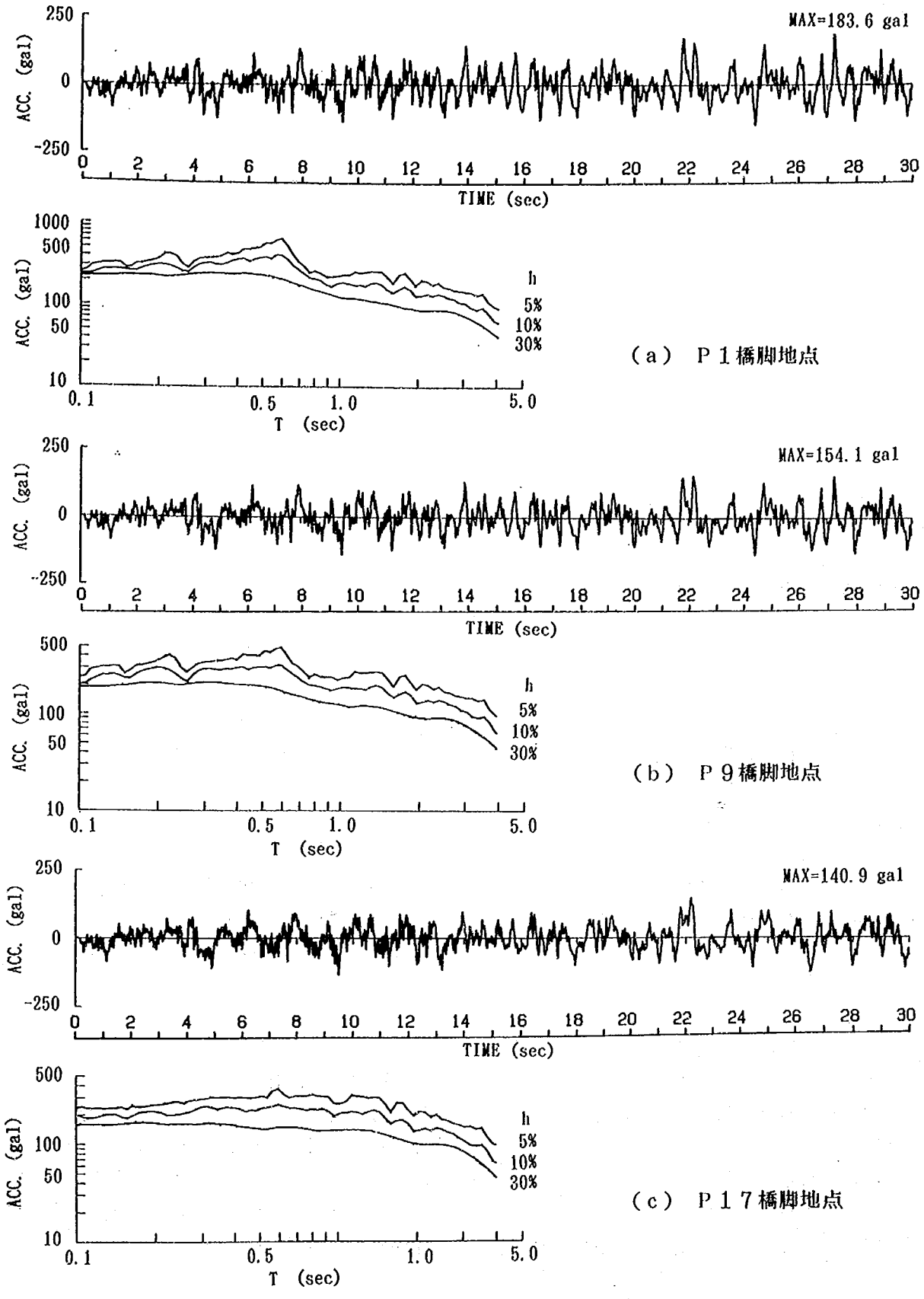
図－参7.20　解析手順

2) 解析モデル

時刻歴応答解析では，前節で試設計した橋梁を対象として，免震装置を等価線形バネ要素で，上部構造と下



図－参7.21 基盤地震動Aを作用させた場合の地表面の加速度波形およびその加速度応答スペクトル



図－参7.22　基盤地震動Bを作用させた場合の地表面の加速度波形およびその加速度応答スペクトル

部構造を線形梁要素で，基礎および地盤を線形バネ要素でモデル］した平面骨組モデルを用い，橋軸方向および橋軸直角方向の解析をそれぞれ独立に行う。免震装置の等価剛性と等価減衰定数は，免震装置の変位によって変化するため，応答解析においては，各橋脚上のそれぞれの免震装置に生じる最大相対変位が一定値に収束するまで反復計算を行う。

(3) 解析結果

1) 固有値解析結果

橋軸方向ならびに橋軸直角方向の1次モードは，免震装置の変形に伴い上部構造が剛体として並進または回転するモードであり，刺激係数が最も大きく，橋梁の応答に支配的な振動モードである。1次固有周期は，［基盤地震動A］の検討ケースにおいては橋軸方向で1.09秒，橋軸直角方向で1.14秒，［基盤地震動B］の検討ケースにおいては橋軸方向，橋軸直角方向ともに0.99秒となる。

2次モード以下には，橋軸方向では上部構造が軸方向に変形する振動モードが続くが，刺激係数が小さく橋梁の応答に対する影響は小さい。一方，橋軸直角方向では免震装置の変形が伴う上部構造の曲げ振動モードが続き，1次モードと動程度の刺激係数を示す主要なモードもある。橋脚の曲げ振動モードは，いずれの場合においても 0.2秒程度以下の高次モードとして現われている。

2) 応答解析結果

最大応答（免震装置の変位，橋脚に作用する上部構造の慣性力，上部構造の曲げモーメント・軸力，橋脚基部の曲げモーメント）の橋軸方向の分布を図－参7.23に示す。

3) 橋軸方向加振

両端の橋脚に入力される地震動の絶対変位の差は，［基盤地震動A］の場合で 0.7cm，［基盤地震動B］の場合で0.30cm程度であり，位相のずれもわずかである。また，上部構造の伸縮両も小さいため，各橋脚に生じる免震装置の相対変位に顕著な差はない。［基盤地震動B］では，Ⅱ種地盤上の橋脚とⅢ種地盤上の橋脚の応答がやや異なるため，相対変位に多少の相違が見られる。このため，橋脚に作用する上部構造の慣性力は，［基盤地震動A］では各橋脚にほぼ均等に分配されているのに対して，［基盤地震動B］では2割程度の差が生じている。上部構造に生じる軸力は中央部で大きくなり，多点入力振動特有の傾向を示すが，上部構造に悪影響を及ぼすほどの値ではない。また，各橋脚の基部に生じる曲げモーメントの分布は，橋脚が負担する上部構造の慣性力の分布に対応している。

4) 橋軸直角方向加振

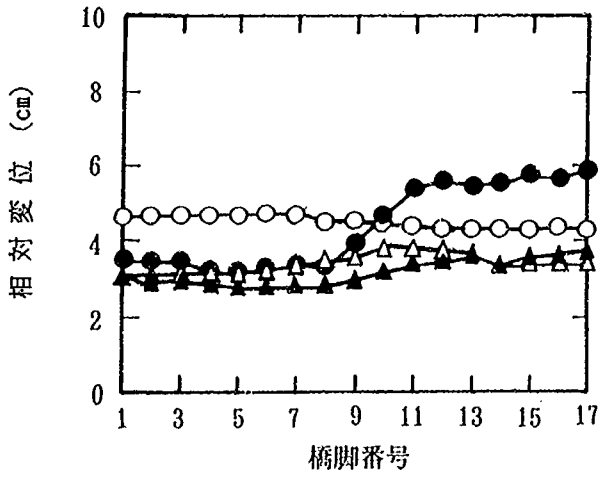
上部構造の回転および曲げ振動の影響により，橋軸方向加振時に比較して免震装置に生じる各橋脚ごとの変位は大きく異なる傾向を示している。また，両端の橋脚において，わずかながら免震装置の変位が増大している。これに対応して，両端の橋脚が負担する上部構造の慣性力は隣接する橋脚に比べて大きくなっており，橋脚基部に生じる曲げモーメントも増加している。

(3) 試設計値と時刻例応答解析値の比較

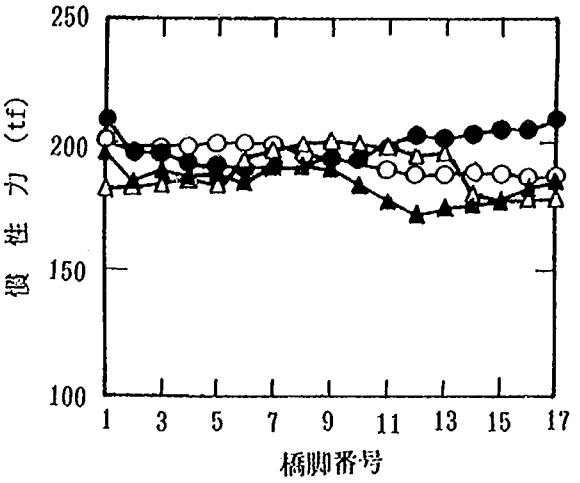
表－参7.10は，試設計における震度方による解析結果と時刻歴応答解析結果とを比較したものである。震度方により算定された試設計値は，時刻例応答解析結果を上回っている。免震装置に生じる変位に関して試設計による値と動的解析による値との差が他の項目に比べてやや大きいが，これは時刻歴応答解析において免震装置に生じる最大相対変位が仮定値に収束するまで反復計算を行った結果，免震装置の等価剛性が大きくなったためである。震度法でやや危険側の結果を与えると考えられたⅡ種地盤における結果に対しても時刻歴応答解析による値が下回っており，7.4.1 で提案した設計計算法は実用性が高いと考えられる。

(4) まとめ

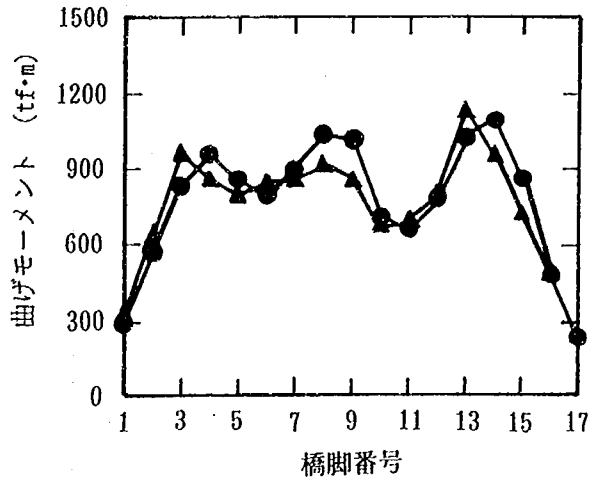
時刻歴応答解析に対して図－参7.20に示した解析手順は，地盤条件が橋軸方向に変化することを考慮して動的解析を行う場合に最も実用的な方法であろう。架橋地点の地盤条件は千差万別であり，基本的には個々に検討を要するが，本節に示したようにⅡ種地盤とⅢ種地盤にまたがる免震橋梁であっても，地盤条件が徐々に変化する場合には，地盤条件の変化の影響は顕著ではないものと考えられる。



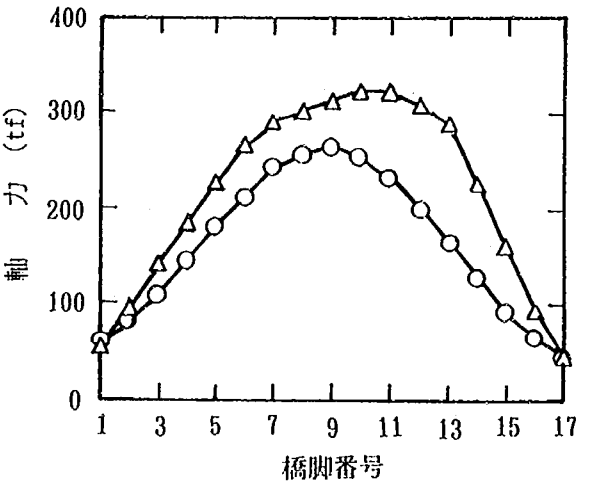
(a) 免震装置の最大相対変位



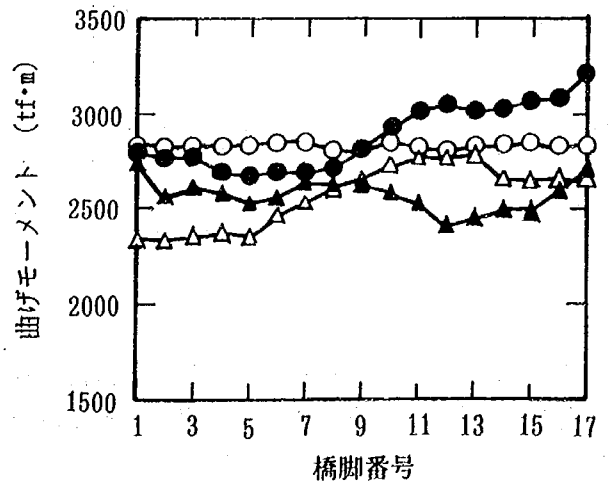
(b) 上部構造の最大慣性力

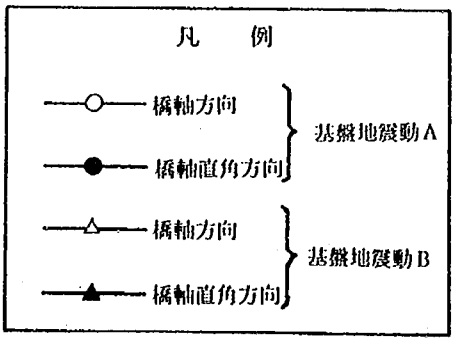


(c) 上部構造の最大曲げモーメント



(d) 上部構造の最大軸力





(e) 橋脚基部の最大曲げモーメント

図－参7.23 最大応答値の橋軸方向分布

表－参7.10 試設計と時刻歴応答解析の比較

方向	項目	橋脚地盤種別	試設計震度法	時刻歴応答解析 基盤地震動(A)	時刻歴応答解析 基盤地震動(B)
橋軸方向	上部構造の最大加速度(GAL)	P1～P9(II種)	216	186 (0.86) ～ 194 (0.90)	
		P10～P17(III種)	257		186 (0.72) ～ 220 (0.86)
	免震装置の最大変位(cm)	P1～P9(II種)	9.55	4.48 (0.47) ～ 4.70 (0.49)	
		P10～P17(III種)	15.83		3.36 (0.21) ～ 3.83 (0.24)
	橋脚基部の最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ(tf・m)	P1～P9(II種)	3803	2794 (0.73) ～ 2850 (0.75)	
		P10～P17(III種)	4753		2646 (0.56) ～ 2785 (0.59)
	橋脚基部の最大せん断力(tf)	P1～P9(II種)	359	250 (0.70) ～ 255 (0.71)	
		P10～P17(III種)	459		249 (0.54) ～ 257 (0.56)
橋軸直角方向	上部構造の最大加速度(GAL)	P1～P9(II種)	216	168 (0.78) ～ 189 (0.88)	
		P10～P17(III種)	257		160 (0.62) ～ 177 (0.69)
	免震装置の最大変位(cm)	P1～P9(II種)	9.55	3.15 (0.33) ～ 3.91 (0.41)	
		P10～P17(III種)	15.83		3.22 (0.20) ～ 3.72 (0.23)
	橋脚基部の最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ(tf・m)	P1～P9(II種)	4924	2667 (0.54) ～ 2807 (0.57)	
		P10～P17(III種)	6099		2493 (0.41) ～ 2706 (0.44)
	橋脚基部の最大せん断力(tf)	P1～P9(II種)	392	244 (0.62) ～ 256 (0.65)	
		P10～P17(III種)	499		235 (0.47) ～ 249 (0.50)

( ) 内の値は試設計による解析値に対する比

7.5 超多径間PC連続橋のかけ違い部の構造細目

ここでは，超多径間連続PC橋の橋台部および桁の掛け違い部に対する落橋防止装置，および移動制限装置の選定を行い，桁の掛け違い長，支承縁端距離，遊間等の寸法を設定する。なお，両方向免震と，橋軸方向に対しては免震で橋軸直角方向に対しては非免震の両者を考慮した。

(1) 落橋防止装置および移動制限装置の選定

免震設計では，地震時保有水平耐力レベルの変位まで安定して変位できるように免震装置を設計していることから橋軸方向には移動制限装置は不用で落橋防止装置だけが必要となる。橋軸直角方向を橋軸方向と同じように免震にする場合には移動制限装置は要しないが，免震にしない場合には移動制限装置が必要である。落橋防止装置としてはPC鋼棒を用いる装置とし，移動制限装置としてはコンクリートブロックを採用する。なお，橋軸直角方向に免震にする場合は，充分な桁かかりがあるため，落橋防止装置は要しない。

(2) 構造寸法の設定例

支間長39.5m，径間数26，橋長 1,027mの多径間ＰＣ連続橋を例として，構造寸法の設定条件および設定結果をそれぞれ表－参7.11および表－参7.12に示す。図－参7.24は各構造寸法を示したものであり，図－参7.25および図－参7.26は構造細目の設計結果を示したものである。

7.6 超多径間ＰＣ連続橋の施工法

7.6.1 各架設工法の適用性の検討

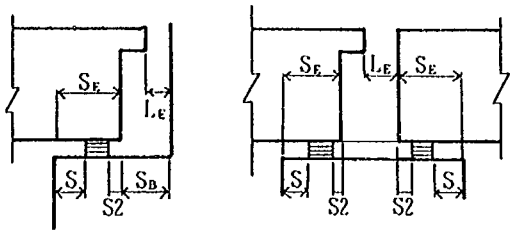
ここでは，超多径間ＰＣ連続橋の施工法についてモデル橋を対象に検討した結果を示す。

(1) モデル橋の条件

・橋　　長　　L＝ 1,026m（26@39.5m）　　・断面形状　箱桁等断面（H＝ 2.0m）

表－参7.11 寸法設定条件

項　　目		数　　値
支承変位量（橋軸方向）	震　度　法	9.36　cm
	保有水平耐力法	56.4　cm
温度変化量	２０℃	10.3　cm
クリープ，乾燥収縮		18.6　cm



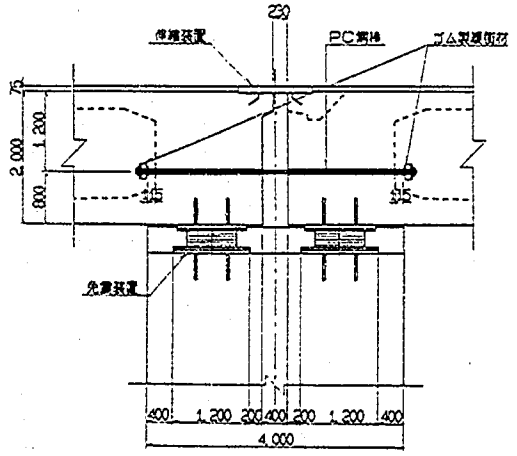
図－参7.24 橋梁端部と掛け違い部の構造寸法

表－参7.12 構造寸法の設定結果

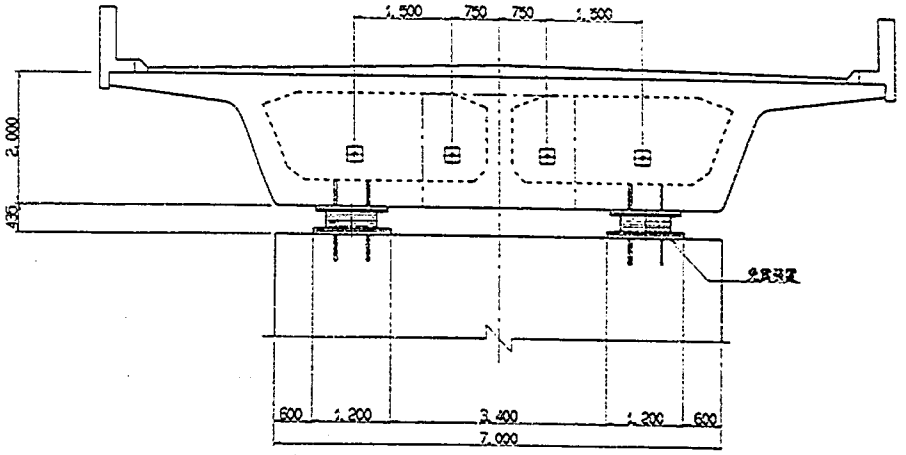
項　　目		計　　算　　式	採用値	備　　考
掛け違い長		道示Ⅴ　70.0+0.5 ×39.5=89.8 マニュアル（案）　70.0+ 56.4^2 + 56.4^2=149.8	S^E =150cm	値の大きいマニュアル（案）を採用
支承縁端距離		道示Ⅳ　20.0+0.5 ×39.5=39.8	S_1 =40 cm	
桁の縁端距離			S_2 =20 cm	施工性から
けた端部の遊間	桁端部	温度変化　10.3+2.0（余裕量）=12.3 震度法　10.0+ 9.36 =19.36	S_B =40 cm	注2)参照
	掛け違い部	温度変化　2×10.3+2.0（余裕量）=22.6 震度法　10.0+ $\sqrt{9.36^2 + 9.36^2}$=21.3	S_B =40 cm	注）参照
伸縮装置の遊間	桁端部	温度変化　10.3+2.0（余裕量）=12.3 震度法　9.3+2.0（余裕量）=11.36	S_B =13 cm	値の大きい温度変化を採用
	掛け違い部	温度変化　2×10.3+2.0（余裕量）=22.6 震度法　$\sqrt{9.36^2 + 9.36^2}$ +2.0（余裕量）=21.3	S_B =23 cm	値の大きい温度変化を採用

注）マニュアル（案）によれば，けた端部の遊間は，温度変化による変位か震度法レベルの免震装置の設計変位にプラス10cmした変位のいずれか大きい値を採用しなければならない。ただし，ここでは，超多径間連続橋の特殊性から，地震時保有水平耐力法レベルの地震時に，桁と桁および桁と橋台が極力衝突しないように遊間S_Bを設けることとした。地震波の位相差を考慮すれば橋軸方向の桁の移動量は小さくなるので，実際に地震時保有水平耐力法レベルの地震力が作用しても支承は56.4cmまで変形しないと考えられるから，ここでは遊間S_Bは40cmとした。

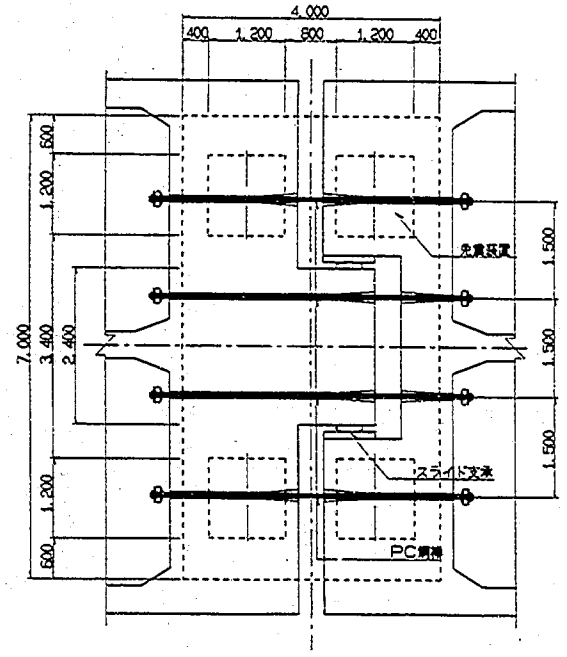
側面図



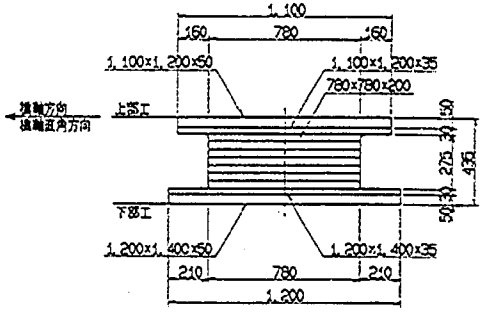
平面図



平面図

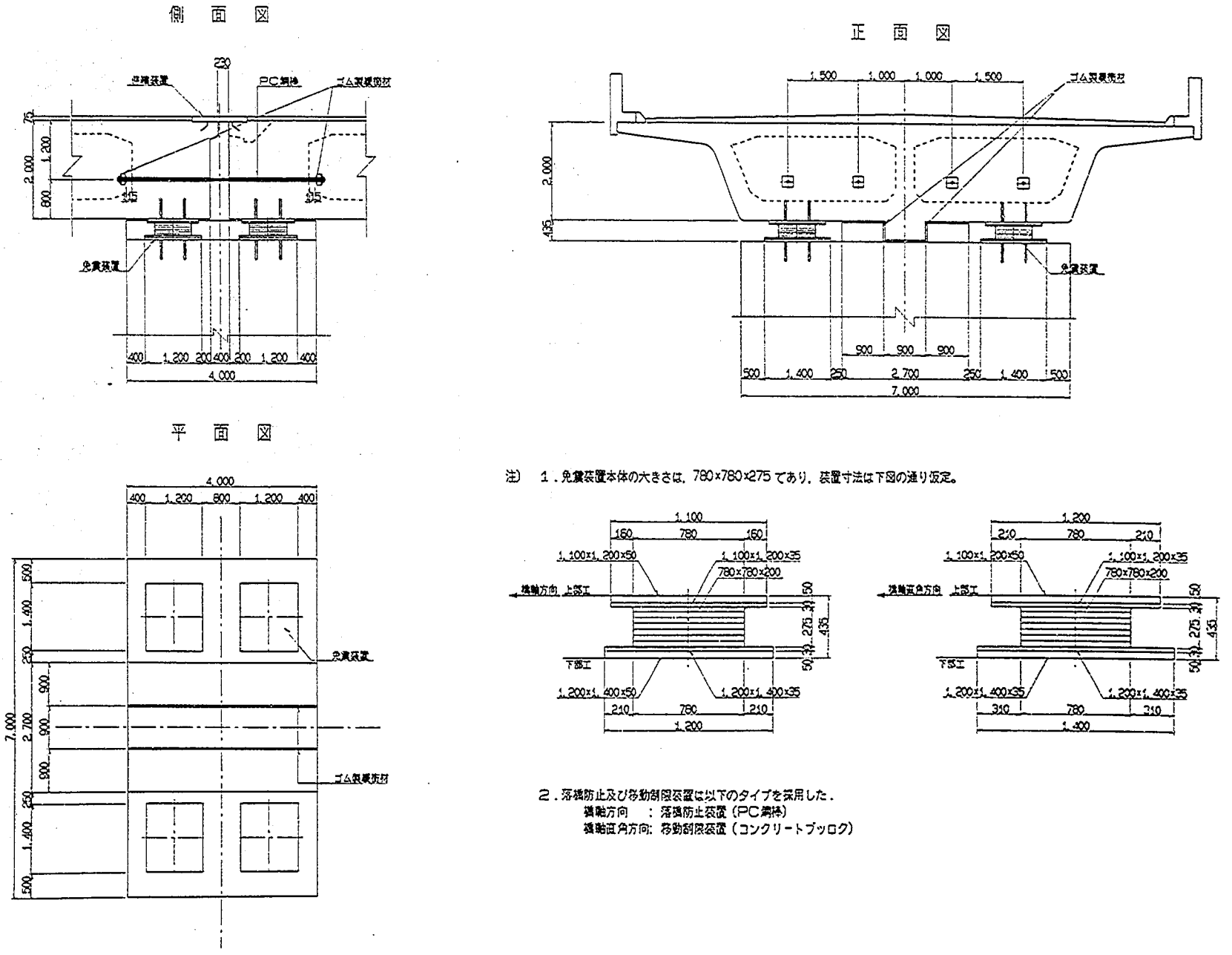


注　1．免震装置本体の大きさは，780×780×275 であり，装置寸法は下図の通り仮定。



2．落橋防止は以下のタイプを採用した．
　橋軸方向　：落橋防止装置（PC鋼棒）

図－参7.25　多径間ＰＣ連続橋の桁掛け違い部の構造細目（橋軸方向：免震，橋軸直角方向：免震）



図－参7.26　多径間ＰＣ連続橋の桁掛け違い部の構造細目（橋軸方向：免震，橋軸直角方向：免震）

・幅　　員　　B=11.0m　　・平面線形　直線（R=∞）
・構造形式　　26径間連続箱桁　　・橋脚高さ　H=12m

(2) 架設工法の選定

場所打ＰＣ橋の架設工法としては，以下の４種類がある。

・固定支保工架設……地上より桁下まで支保工を組立て，主桁を製作する方法
・片持張出し架設……橋脚を中心に主桁を左右に片持ち形式で順次張出して主桁を製作する方法
・移動支保工架設……大型移動支保工により主桁を径間単位で製作する方法
・押出し架設……主桁製作ヤード上で主桁を８～20mのブロックで製作し，順次押出していく方法

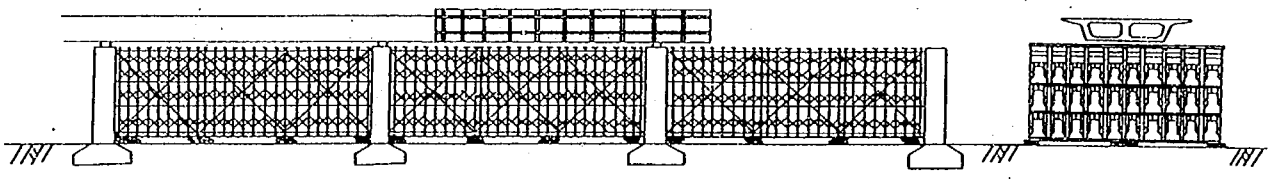
これらの架設工法の選定に当っては，橋梁規模，線形，主桁断面，構造形式，桁下条件等，種々の適用条件を考慮しなければならない。各架設工法の適用性を検討した結果を表－参7.14に示す。表中の網かけ部は以下で検討するモデル橋の場合を示している。表－参7.13より片持張出し架設以外の工法は適用可能と判断される。

7.6.2　各架設工法の施工概要

(1) 固定支保工架設

本工法は図－参7.27に示すように，桁下に支保工を組立て主桁を製作する方法で，桁下空間の制約がなく基礎地盤が平坦な場合に最も適しており，経済性にも優れている。ただし，桁下空間に制約がある場合や，地盤状態が良くない場合には，その優位性は低下する。

モデル橋に適用する場合，支保工材は３径間分程度，型枠材は１～２径間分を使用し，順次転用する分割施工が現実的である。

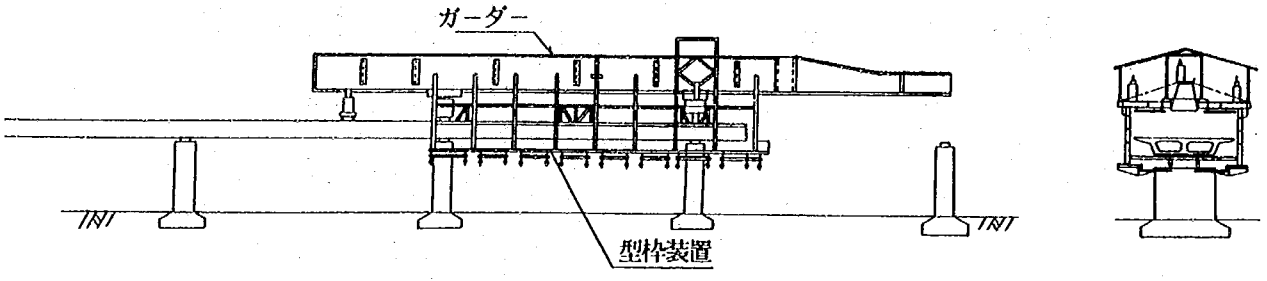


図－参7.27　固定支保工架設

(2) 移動支保工架設

本工法は大型の移動支保工を用いて，多径間の橋梁を径間単位で施工する工法である。支保工には，型枠，移動装置，屋根等が組み込まれており，型枠組払い，材料運搬，支保工移動などの作業が機械的に行われ，桁下空間を侵すことが少ない。また，本工法の特徴としては，全天候施工が可能で工期が確実であること，単純繰り返し作業により労務の効率的運用が可能であること，養生も十分に行えることなどが挙げられる。

モデル橋は等桁高，等支間であり，橋梁規模も大きいことから，本工法の適用性はかなり高いと言える。



図－参7.28　移動支保工架設

表－7.13　架設工法の適用性

適　用　条　件	固定支保工架設	片持張出し架設	移動支保工架設	押出し架設
橋梁規模				
＜ 2000 ㎡	○	○	×	△
＞ 2000 ㎡	△	○	×	○
＞ 5000 ㎡	△	◎	◎	◎
支　間				
＜ 40 m	◎	×	◎	◎
＜ 60 m	○	△	×	○
＜ 100m	△	○	×	△
＞ 100m	×	○	×	×
支間の変化				
ほぼ等スパン	◎	△	◎	◎
≦等スパン	○	○	×	○
桁下条件				
河川上	△	○	○	○
鉄道，道路上	×	○	○	○
制限なし	◎	◎	◎	◎
高さ≦20m	◎	◎	◎	◎
高さ＞20m	×	○	○	○
平面線形				
R≧150 m	◎	◎	◎	◎
R＜150 m	○	△	×	△
幅員の変化				
ほぼ等幅	◎	◎	◎	◎
不　等　幅	○	△	×	×
施工速度				
標　準	◎	◎	◎	◎
急　速0	△	○	△	○
天候の影響度	×	○	○	○
桁下空間の阻害度合	△	○	○	○
主桁断面				
箱桁等断面	◎	◎	△	◎
箱桁変断面	○	○	×	×
中空スラブ	○	×	○	×
版　　桁	△	△	○	×
構造形式				
単純桁橋	○	×	○	△
連続桁橋	◎	◎	◎	◎
連続ラーメン橋	○	○	△	×
有ヒンジラーメン橋	×	○	×	×
Tラーメン橋	○	○	×	×
斜　張　橋	△	○	×	×
アーチ橋	△	△	×	×
トラス橋	○	○	×	△
吊床版橋	×	×	×	×

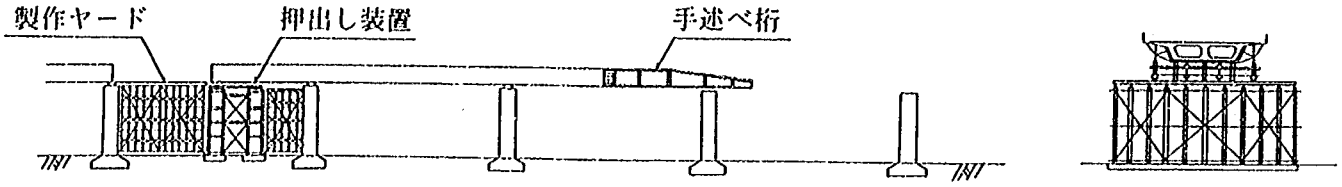
注）○適切　△検討の余地あり　×不適当

(3) 押出し架設

本工法は，端部橋脚の後方に設置した主桁製作台上で8～20mの主桁ブロックを製作し，順次主桁を連結しながら，前方へ押出していく架設工法である。

主桁製作台には，型枠装置，荷役設備，屋根等が設置されており，効率的な労務配置が可能である。架設時主桁の移動は各橋脚上に設置した押出し装置により行い，架設地点での作業はないため，桁下空間は全く侵さず，安全性の高い工法である。なお，架設中には主桁に作用する断面力が交番するため，これに対する補強ＰＣ鋼材が必要となる点に留意する必要がある。

本工法をモデル橋に適用した場合には支承のセットは主桁の架設が完了した後になる。



図－参7.29 押出し架設

7.6.3 支承の施工法の検討

(1) 免震装置の設置法

検討対象としたモデル橋は橋長1kmと長く，主桁のクリープ，乾燥収縮による下部構造への影響が大きいと予想されるため，免震装置に予備せん断変形を与え，その影響を低減することとする。ここでは，免震装置の設置法として主に積層ゴム系の免震装置に予備せん断変形を与える方法について記述する。

1) 製作工場で与える方法

製作工場において，ジャッキ等により装置に予備せん断変形を与え，固定用治具により固定する。その後，現場に搬入，セットし，主桁施工完了後に，固定用治具を解放する。

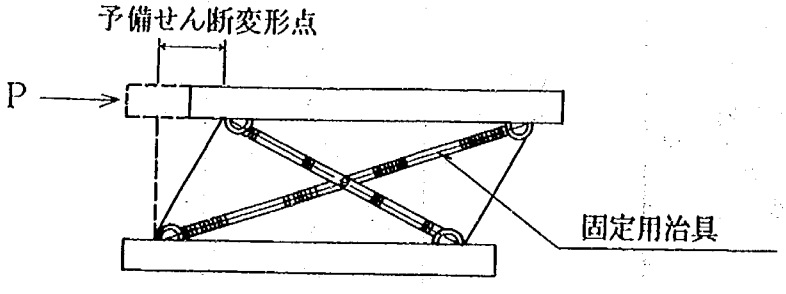
2) 現場で与える方法(1)

免震装置を下部構造に固定した後，橋脚上の反力台を用いて，ジャッキ等により予備せん断変形を与える。これを鋼棒等により固定し，主桁を施工する。主桁施工完了後に解放する。

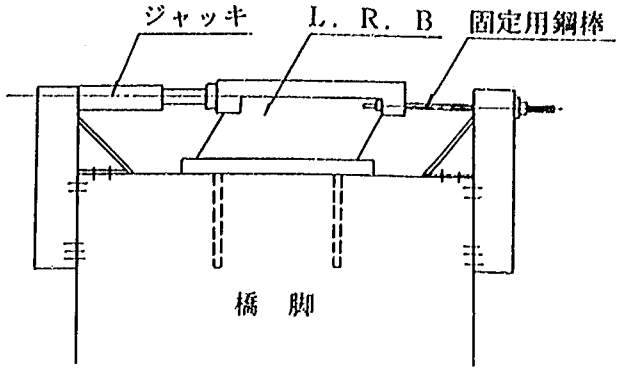
3) 現場で与える方法(2)

免震装置を下部構造に固定し，予備せん断変形を与えないで上部構造を施工する。上部構造を1径間あるいは，数径間施工後，ジャッキ等により上下部構造に相対変位を生じさせることによって，装置に予備せん断変形を与える。

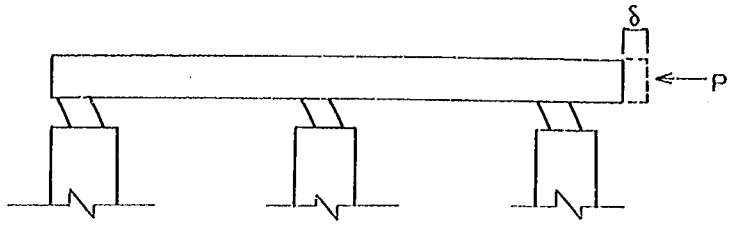
この変形量は，次の径間を成功するまでの間，鋼棒等によって保持しておき，さらに次の径間を施工後，相対変位を与える。このように順次変形量を増加させることによって，端部橋脚になるほど，装置の予備せん断変形量は大きくなり，主桁のクリープ，乾燥収縮による移動量の傾向と一致させることができる。

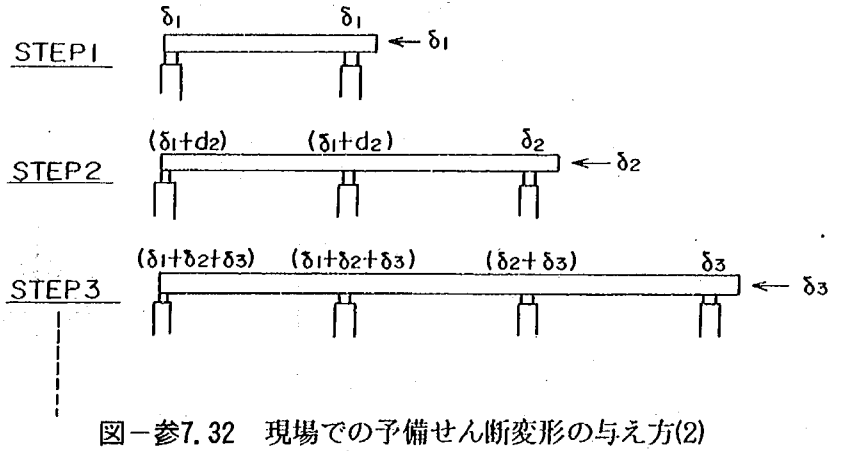


図－参7.30 製作工場での予備せん断変形の与え方



図－参7.31　現場での予備せん断変形の与え方(1)





図－参7.32　現場での予備せん断変形の与え方(2)

(2)　施工時の仮固定法

超多径間ＰＣ連続橋を施工する場合には，通常，主桁は分割施工され，その施工期間は長期に及ぶ。したがって，施工中に生じる主桁のクリープ，乾燥収縮，温度変化等により主桁移動量が大きくなり，打継目において，既設部分と支保工の間に相対変位が生じる。また，地震等の不測の外力作用によって施工中の主桁に損傷が生じる可能性もあることから，施工時には仮固定を施し，その安定性を図る必要がある。

施工時の仮固定方法について検討する場合には，以下の点に留意しなければならない。

①　仮固定を施した下部構造には，主桁のクリープ，緩衝収縮，温度変化によって不静定力が作用する。この不静定力によって，下部構造に有害な損傷を与えないように，固定支間長，固定期間について検討する。

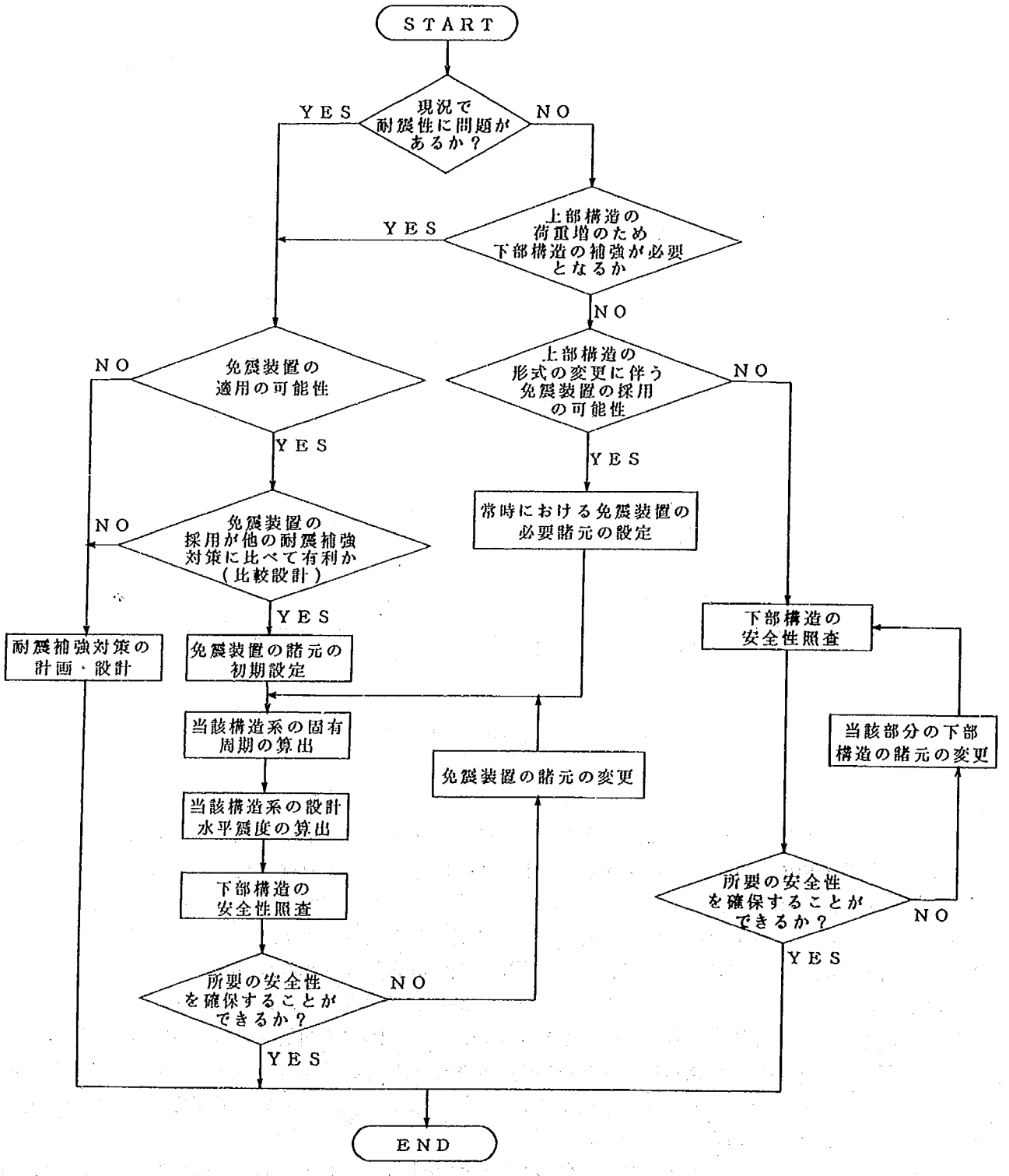
②　地震時には仮固定した下部構造に上部構造慣性力が集中するため，できるだけ分散させる必要があるが，①の理由により，むやみに仮固定箇所を増やすことはできない。したがって，下部構造の耐力を考慮して必要最小限の仮固定箇所を選定する。

仮固定の方法としては，支承本体に固定装置を組込む方法（クサビ沓，ＢＰ沓の移動制限装置を利用したもの）と支承以外の固定装置による方法（ケーブル，ストッパーを利用したもの）があるが，いずれの方法についても施工中の仮固定及び解放が容易に行えるよう工夫する必要がある。

参考資料－8　耐震補強に対する免震設計の適用性

8. 1　免震設計を用いた耐震補強フロー

既設道路橋の耐震補強（上部構造の重量増に伴う下部構造の補強を含む）に免震設計を適用する場合の検討・照査の手順を図－参8. 1に示す。



図－参8. 1　免震設計を用いた耐震補強フロー

8. 2　免震設計を用いた耐震補強の特徴

免震設計を用いることにより既設道路橋の耐震補強ができるのは，以下の効果を有効に利用できる場合である。

① 免震装置の高減衰性能による慣性力の低減効果

② 構造系の変更による地震時水平力の分散効果

一般の耐震補強対策工法と比較すると，免震設計による耐震補強対策工法は表－参8. 1に示す特徴を有する。

表－参8. 1　一般の耐震補強対策工法と免震設計を用いた耐震補強対策工法の特徴比較

	一般の耐震補強対策工法	免震設計を用いた耐震補強対策工法
原理	下部構造躯体や基礎の耐力を上げたり液状化による変状の発生を防止する。	免震装置の採用により，上部構造から下部構造に作用する慣性力の低減を図る
効果の確実性	作用外力に対して必要な強度を確保するものであるため，確実な効果がある。	構造系と地盤の固有周期の関連によって慣性力の低減効果が変化するので，検討を要する。 液状化などの周辺地盤の変状に対しては適用できない。
施工性 経済性	基礎の増強や液状化対策の実施は一般に大規模な工事になる。桁下空間を考慮した施工法や仮設のための用地確保が必要となる。 施工法によっては大規模となるために一般の工費は高くなる。	支承部の取り替えが主な工事となるため，特に用地や施工上の制約を受けることは少ない。 施工費は大規模な下部構造の耐震補強よりも低い。
周辺環境に与える影響	工事に伴う騒音・振動の発生に留意した施工計画を立案する必要がある。	比較的問題は少ない。

8. 3　既設道路橋に使用可能な免震装置

免震設計により耐震補強する際には，既設の支承を免震装置に取り替えなければならない。このため，新たに設置する免震装置には，新設橋と違っていくつかの構造上の制約条件が加えられる。表－参8. 2は，免震装置に求められる構造特性および機能をまとめたものである。

表－参8. 2　既設橋梁に使用する際の免震装置の構造特性上の制約条件

制約条件	対処方針
各下部構造に分散できる慣性力に上限がある。	免震装置の等価剛性を調整し，各下部構造の耐力以下となるように桁の慣性力を分散する。
支承の設置スペースが限られる。	設置スペースに取り付け可能なコンパクトな免震装置を選ぶ。一般に，アイソレータとダンパーが別置きになっているタイプは使用できない。ただし，既存の支承に単にダンパーだけを増設できる場合はこの限りではない。

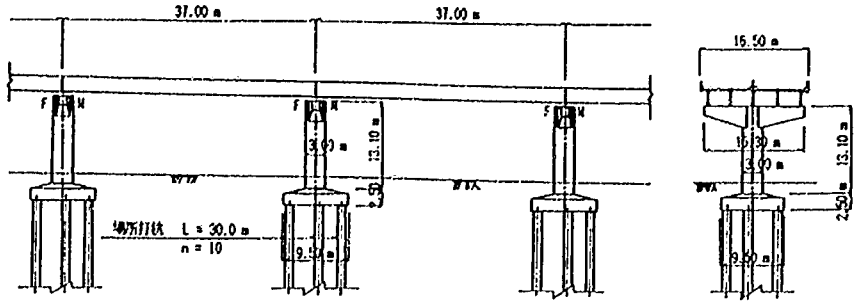
8. 4　耐震補強に対する免震設計の適用性

8. 4. 1　橋脚の補強に対する適用性

鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部において主鉄筋の定着長不足により地震時の安全性が不足するA橋と，鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力が不足するB橋に対して免震設計による耐震補強の適用性の検討を行った。検討結果をそれぞれ表－参8. 3および表－参8. 4に示す。

表－参8.3　鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部の耐震補強に免震設計を適用する場合の検討（A橋）

①一般図および構造概要



上部構造

形式：　単純鋼合成桁

橋長：　@37.0 m

橋幅：　16.5 m

重量：　595.1 tf

下部構造

橋脚：張出し式ＲＣ円柱 φ3000

基礎：場所打杭　φ1270

地盤種別：Ⅱ種

地域区分：A

重要度　：１級

②既設橋梁の耐震性

震度法レベルで、鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部の鉄筋応力度が許容値を超える。

安全率Ｓ＝0.92　＜ 1.0

③免震設計を用いた耐震補強の方法

免震設計の採用により震度法レベルで橋の減衰定数をｈ＞0.10とすると、

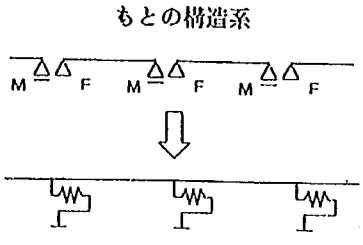
$c_E = 0.90$

免震橋の設計水平震度 k_h' は、

$k_h' = c_E \times k_h$

$= 0.90 \times k_h$

耐震補強と同時に単純桁の連続化を行うことが有効。



④補強効果の算定

（　）内は安全率Ｓ

特性値		現況	免震化後
橋の特性値	T (sec)	0.75	0.78
	h	－	0.136
	k_h	0.25	0.23
断面力	M (tf/m)	2814	2605
	N (tf)	923	923
応力度	σ_c (kgf/cm²)	133 (1.02)	123 (1.10)
	σ_s (kgf/cm²)	2916 (0.92)	2620 (1.03)

⑤免震装置

鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いると、右のようなサイズになる。

平面寸法	425 x 425 mm
鉛プラグ	1 x φ104 mm
ゴム厚さ	10 mm x 10層

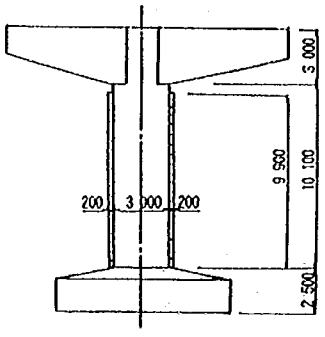
⑥免震設計を用いる場合の留意点

- 震度法レベルでの免震支承の設計変位 u_B ＝1.2cm は、温度による桁の伸縮量ｕ＝1.2 cmと同じ程度であり、既設の伸縮継手をそのまま使用できる可能性がある。
- 円形橋脚のため、必要に応じて、橋軸および橋軸直角の２方向について免震設計を行う必要がある。
- 単純桁の連続化を行うことが有効である。

⑦既存の耐震補強方法

鉄筋コンクリートあるいは鋼板による巻き立て工法が考えられる。

鉄筋コンクリート巻き立てによる補強の概要を以下に示す。



⑧工法比較

既存の方法の特徴

- 一般的な工種
- 交通閉鎖がない
- 基礎に余裕耐力が必要
- 一般的に安価

免震設計の特徴

- 仮設備が小規模
- 基礎の耐震性も同時に向上
- 伸縮継手を変更する場合には、一時的交通閉鎖が必要であるが、単純桁の連続化が同時に可能

⑨免震設計の適用性の評価

○

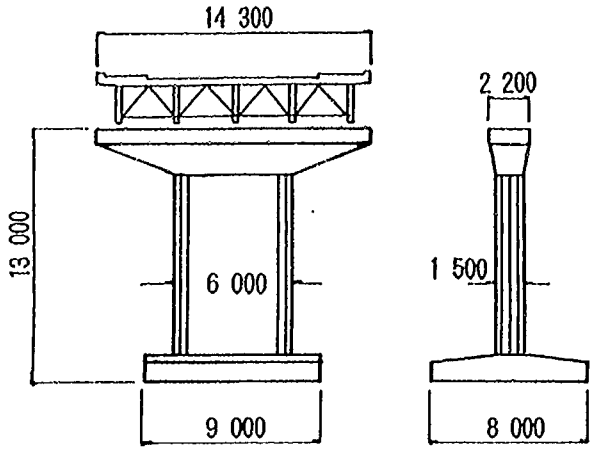
橋脚の耐震補強に限れば、施工性、経済性からＲＣ巻き立ての方が有利である。

ただし、本橋のような都市内高速道路橋の場合には、単純桁の連続化を図る必要性が高く、単純桁の連結工事を含めた免震装置の適用が有利になる。

また、基礎の耐力に余裕が無く橋脚断面の増加ができない場合にも、免震装置の適用が考えられる。

表－参8.4　鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力が不足する場合の耐震補強に免震設計を適用する場合の検討（B橋）

①一般図および構造概要



上部構造

形式：　単純鋼合成桁

橋長：　3 @ 38.7= 116.1 m

橋幅：　14.3 m

重量：　596.6 tf

下部構造

橋脚：張出し式小判形断面
RC橋脚

基礎：直接基礎

地盤種別：Ⅰ種

地域区分：A

重要度　：1級

②既設橋梁の耐震性

鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力（曲げ耐力）が不足する。

安全率S＝0.91　＜ 1.0

③免震設計を用いた耐震補強の方法

免震設計の採用により、地震時保有水平耐力法レベルで橋の減衰定数をh≧0.12とすると、

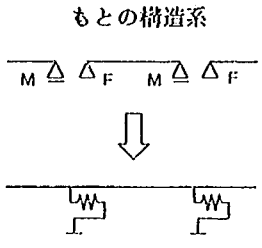
c_E ＝0.80

免震橋の設計水平震度k_h'は、

$k_{he}' = c_E \times k_{he}$

$=0.80 \times k_{he}$

耐震補強と同時に単純桁の連続化を行うことが有効



④補強効果の算定

特性値		現況	免震化後
橋脚の特性値	T　(sec)	0.93	1.62
	h	－	0.122
	k_{he}	0.70	0.51
	μ	2.53	2.53
	k_{he}	0.35	0.25
保有耐力	P　(tf)	268	192
	Pa　(tf)	244	244
	安全率　S	0.91	1.27

⑤免震装置

鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いると、右のようなサイズになる。

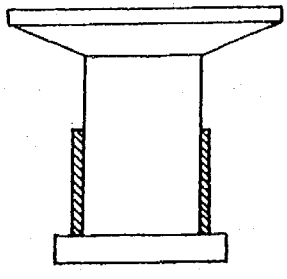
平面寸法	375 x 375 mm
鉛プラグ	1 x φ 92 mm
ゴム厚さ	9 mm x 10層

⑥免震設計を用いる場合の留意点

- 震度法レベルの免震支承の設計変位u_B＝1.1 cmは、温度による桁の伸縮量u＝1.3 cmより小さく、既設の伸縮継手をそのまま使用できる可能性がある。なお、地震時保有水平耐力法レベルの免震支承の設計変位はu_B＝20.8cmである。
- 橋軸直角方向については耐震性に問題はないため、移動制限装置を設けて免震化しない。

⑦既存の耐震補強方法

鉄筋コンクリート巻き立てによる補強が考えられる。補強の概要を以下に示す。



⑧工法比較

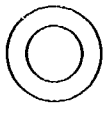
既存の方法の特徴

- 一般的な工種
- 交通閉鎖がない
- 基礎に余裕耐力が必要
- 河川内にある場合、仮締切り工が必要

免震設計の特徴

- 仮設備が小規模
- 伸縮継手を変更する場合には、一時交通閉鎖が必要だが、桁の連続化を図って、継ぎ手数を減らすことができる。
- 基礎の耐震性も同時に向上

⑨免震設計の適用性の評価



鉄筋コンクリート巻き立て工法の場合、仮設締切り工を必要とする。仮設工の規模にもよるが、免震設計を採用したほうが施工性・経済性で有利になる。

また、単純桁の連続化を図る場合にも、免震装置は有用である。

鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強工法としては，一般には，経済性および施工の容易さから鉄筋コンクリート巻き立て工法の方が有利になる場合が多いが，以下に示すような場合には，免震設計を用いた耐震補強が有利になる。

① A橋，B橋のような単純桁の連続する道路橋の場合で，車両の走行性の改善や維持管理の簡素化，周辺環境に与える影響を考慮し，単純桁の多径間連続化を図っていく場合。なお，免震装置を用いた単純桁の多径間連続化については，「参考資料－9 単純桁多径間連続橋に対する適用性」が参考にできる。

② B橋のように河川内の橋脚で仮設の締切り工を必要とする場合。

③ 基礎に耐力の余裕がなく，橋脚断面の増加ができない場合。

8.4.2 基礎の補強に対する適用性

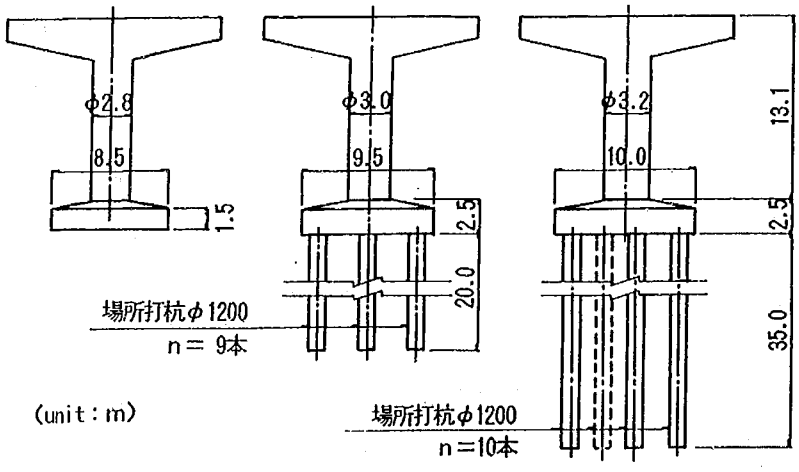
基礎の耐震補強への免震設計の適用性を，橋脚基礎杭の補強（C橋）および河床低下により地震時水平支持力が不足する橋脚ケーソン基礎の補強（D橋）に対して検討した結果を表－参8.5，表－参8.6に示す。

なお，基礎は地中もしくは水中にあるため，明らかな変状（たとえばD橋のような大きな洗掘）が現れてからその耐震性が問題になる場合が多い。したがって，その時点では補強すべき強度アップのレベルが大きい場合が多い。このような場合，免震設計と下部構造の強度を高める既存工法とを組み合わせて所定の補強効果を得るようにすれば，大掛かりとなりがちな既存工法の規模を適当な範囲に縮小することが可能となる。

8.4.3 地盤条件の違いが免震設計を用いた耐震補強に与える影響

地盤条件の違いが免震設計を用いた耐震補強の効果に与える影響について，8.4.1に示したA橋の鉄筋コンクリート橋脚をモデルに検討する。地盤種別はⅠ・Ⅱ・Ⅲ種の3種類とし，図－参8.2に示す下部構造モデルによって検討する。

まず，3種類の下部構造モデルに対し，支承部を固定と仮定して算出した橋の固有周期 T_0 および設計水平震度 k_h を表－参8.7に示す。設計水平震度に応じて橋脚断面および基礎構造を変えたために，下部構造全体の剛性が各モデルでほぼ等しくなり，下部構造の固有周期 T_0 は各モデルであまり差がない。

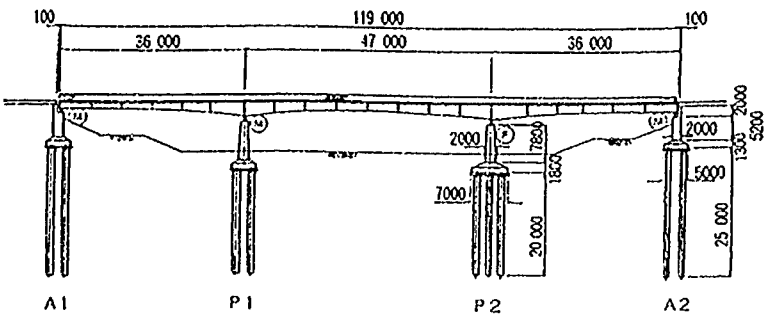


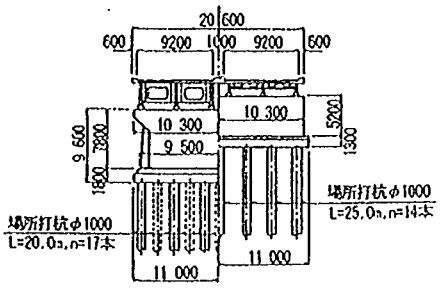
図－参8.2 地盤条件の違いを検討するための下部構造モデル

次に，それぞれの下部構造モデルに対し，地震時保有水平耐力法レベルでの固有周期 T_2 が1.2，1.4，1.6，1.8秒となるように設計した免震支承の寸法と橋の動的特性値を表－参8.8に示す。ここでは，鉛プラグ入り積層ゴム支承の例を示すが，高減衰積層ゴム支承等，他の免震装置を用いてもよい。表－参8.8に示した地盤種別，固有周期別の免震支承と橋の動的特性値を比較検討した結果は以下の通りである。

表－参8.5　橋脚基礎杭の耐震補強に免震設計を適用する場合の検討（C橋）

①一般図および構造概要





上部構造

形式：３径間連続鋼桁

橋長：36.0＋47.0＋36.0 m
＝ 119.0 m

橋幅：　20.6 m

重量：　2080 tf

下部構造

橋脚：ＲＣ小判形

基礎：場所打杭　φ1000

地盤種別：Ⅱ種

地域区分：A

重要度　：１級

②既設橋梁の耐震性の照査

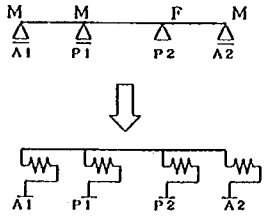
P_2 橋脚基礎杭の耐力不足

安全率 $S=0.46 < 1.0$

③免震装置を用いた耐震補強の方法

- 橋の減衰定数hをh＞0.10とすると、
  $c_E=0.90$
- 地震時水平力の分担割合を調整する
  $A_1:P_1:P_2:A_2=1:3:5:1$

P_2 橋脚への上部構造からの作用地震力は、
0.90x0.50 ＝0.45倍
となる。



④補強効果の算定

特性値		現況		免震化後	
		P_2	P_1	P_2	P_1
T (sec)		0.66	0.35	0.52	
h		−	−	0.22	
k_H		0.25	0.25	0.23	
基礎への作用力	M (tfm)	6120	1400	3280	2410
	N (tf)	2370	2030	2370	2030
	H (tf)	860	330	545	422
杭体鉄筋応力の度	σ_s	5790	800	1840	2490
	σ_{sa}	2700	2700	2700	2700
	安全率S	0.46	3.37	1.45	1.08

⑤免震装置　鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いた場合

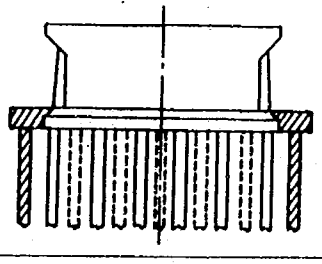
	A_1、A_2	P_1	P_2
平面寸法	350 x350mm	600 x600mm	650 x650mm
鉛プラグ	1 x φ75mm	4 x φ70mm	4 x φ85mm
ゴム厚さ	8 mm x15層	13mm x 5層	15mm x 4層

⑥免震設計を用いる場合の留意点

P_1 橋脚、橋台への分担地震力が増加するが、減衰による全体の地震力の減少と、水平力の分担比率を適当に設定することで対処する。分担水平力の増加する P_1 橋脚の照査結果も④に示した

⑦既存の耐震補強方法

増し杭工法が考えられる。
増し杭工法の補強の概要を以下に示す。

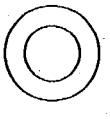


⑧工法比較

既存の方法の特徴
- 締め切りが必要
- 桁下空間の制約を受ける
- 工事が大掛かりとなり、工費が高くなりやすい

免震設計の特徴
- 河川増水期でも作業可能
- 伸縮継手を変更する場合、一時交通遮断
- 橋脚の耐震性も同時に向上

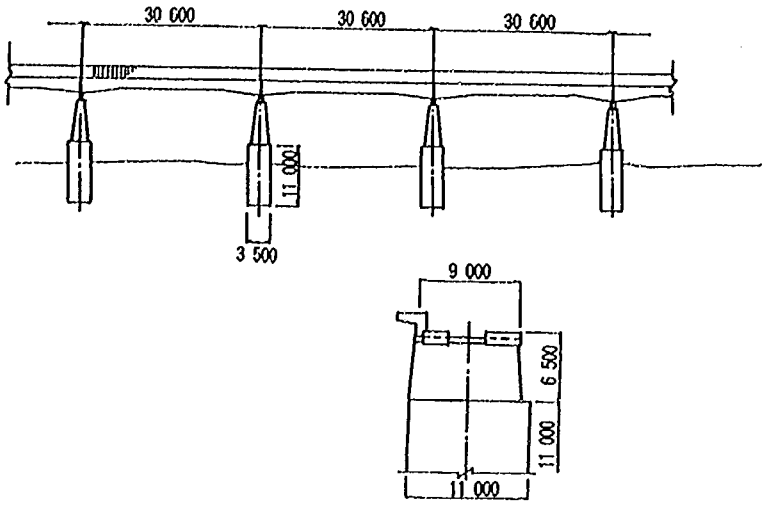
⑨免震設計の適用性の評価



免震設計の適用性があり、耐震補強への採用も十分に考えられる。

表－参8.6　橋脚ケーソン基礎の耐震補強に免震設計を適用する場合の検討（D橋）

①一般図および構造概要



上部構造

形式：単純鋼鈑桁

橋長：2023.8＋11030.8
＝ 385.0 m

橋幅：　8.0 m

下部構造

橋脚：小判型ＲＣ橋脚

基礎：小判型ケーソン

地盤種別：Ⅱ種

地域区分：A

重要度　：１級

②既設橋梁の耐震性の照査

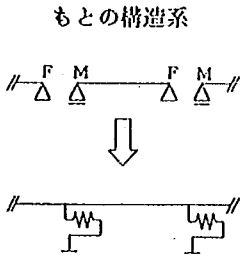
河床低下によりケーソン基礎の根入れが減少

ケーソン前面支持地盤の
水平支持力に対し、　安全率Ｓ＝0.92　＜ 1.0

③免震設計を用いた耐震補強の方法

免震設計の採用により震度法レベルで橋の減衰定数を
$h > 0.10$とすると、
$c_\varepsilon = 0.90$
免震橋の設計水平震度k_h'は
$k_h' = c_\varepsilon \times k_h$
$= 0.90 \times k_h$

耐震補強と同時に単純桁の連続化を行うことが有効。



④補強効果の算定

特性値		現況	免震化後
T　(sec)		0.55	0.72
h		—	0.26
k_H		0.25	0.23
ケーソン作用の力	M　(tf·m)	970	892
	N　(tf)	573	573
	H　(tf)	143	132
前面水平地盤反の力	p　(tf/m²)	9.4	8.4
	p_a　(tf/m²)	8.6	8.6
	$S = p_a / p$	0.92	1.03

⑤免震装置

鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いると、右のようなサイズになる。

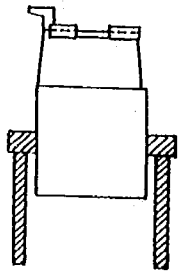
平面寸法	500 x 500 mm
鉛プラグ	1 x φ125 mm
ゴム厚さ	12 mm x10 層

⑥免震設計を用いる場合の留意点

- 洗掘防止のための根固め工の施工は不可欠である。
- 単純桁の連続化を同時に行うこともできる。

⑦既存の耐震補強方法

増し杭・根固め
補強工の概要を以下に示す。

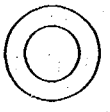


⑧工法比較

既存の方法の特徴
- 交通閉鎖がない
- 桁下空間の制限を受ける
- 工法選定に地盤条件の影響を受ける

免震設計の特徴
- 河川増水期でも作業可能
- 伸縮継手を変更する場合、一時交通閉鎖
- 橋脚の耐震性も同時に向上
- 地盤の影響を受けない。
- 締め切り工が不要。

⑨免震設計の適用性の評価



根固め工法を併用して免震設計の適用が考えられる。
また、耐震補強と同時に単純桁の連続化を図ることも免震設計を適用すると可能である。

表－参8. 7　下部構造の固有周期および設計水平震度

地盤種別	震度法レベル		地震時保有水平耐力法レベル	
	固有周期 T_0 (sec)	設計水平震度 k_h	固有周期 T_0 (sec)	設計水平震度 k_{hc}
Ⅰ種	0.64	0.20	0.82	0.70
Ⅱ種	0.73	0.25	0.86	0.85
Ⅲ種	0.68	0.30	0.79	1.00

表－参8. 8　免震支承の諸元と橋の動的特性

地盤種別	支承寸法		地震時保有水平耐力法レベル			震度法レベル		
	$a\times b\times\Sigma t$ (mm)	鉛プラグ (mm)	T_2 (sec)	h_2	k_{hc}	T_1 (sec)	h_1	k_h
Ⅰ種	430×430× 60	1-φ90	1.20	0.087	0.70	0.72	0.107	0.18
	430×430×100	1-φ92	1.40	0.105	0.63	0.76	0.110	0.18
	400×400×130	1-φ91	1.61	0.130	0.51	0.84	0.137	0.18
	400×400×207	1-φ90	1.81	0.160	0.41	0.97	0.168	0.18
Ⅱ種	450×450× 77	1-φ104	1.22	0.123	0.68	0.72	0.123	0.23
	450×450×120	1-φ105	1.41	0.133	0.68	0.76	0.127	0.23
	450×450×162	1-φ104	1.58	0.135	0.68	0.82	0.144	0.23
	480×480×319	1-φ104	1.79	0.165	0.55	0.96	0.163	0.23
Ⅲ種	480×480× 96	1-φ114	1.21	0.132	0.80	0.67	0.124	0.27
	480×480×143	1-φ114	1.40	0.138	0.80	0.72	0.133	0.27
	480×480×220	1-φ113	1.62	0.156	0.70	0.81	0.155	0.27

(1)　免震装置

免震支承の断面積は，地盤種別がⅠ種からⅢ種になり，設計水平震度が大きくなるほど大きくなる。また，固有周期 T_2 （地震時保有水平耐力法レベル）を長くするほど支承高さは高くなる。したがって，支承体積は固有周期を長くするほど大きくなるが，図－参8. 3に示すように，Ⅰ種，Ⅱ種地盤で T_2 ＝ 1.6秒，Ⅲ種地盤で T_2 ＝1.4秒を超えると急増する。

(2)　免震支承の設計変位

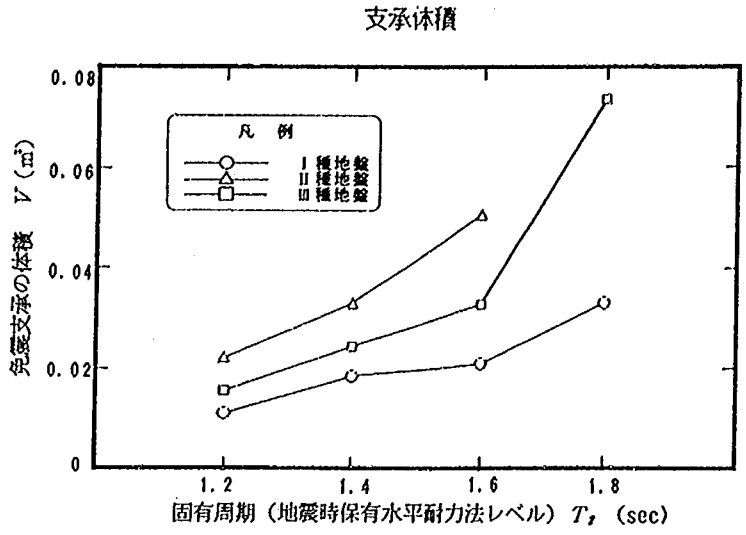
図－参8. 4に示すように，固有周期 T_2 が長いほど，また，地盤条件が悪いほど免震支承の設計変位は大きくなる。震度法レベルの免震支承の設計変位は，Ⅰ種，Ⅱ種地盤では T_2 ＝1.6秒，Ⅲ種地盤で T_2 ＝1.4秒までは温度変化による桁の伸縮量（1.3 cm）とほぼ同程度の値であるが，それ以上固有周期 T_2 が長くなると急増する。

(3)　橋の減衰定数

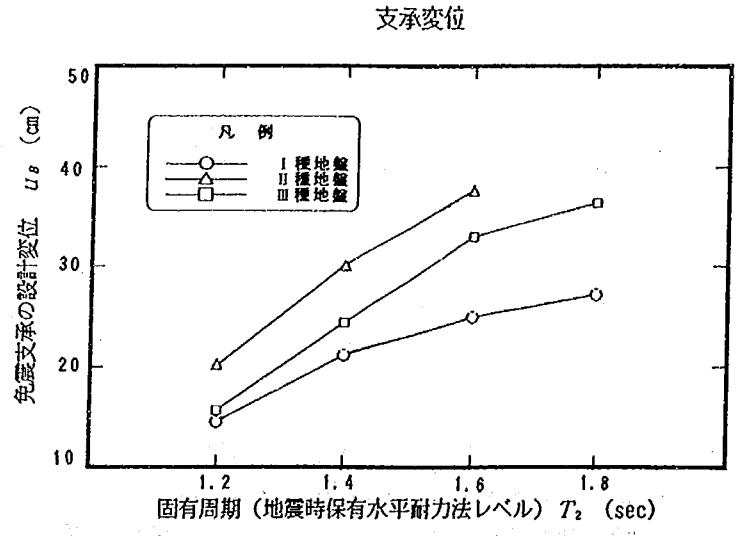
橋の減衰定数は，図－参8. 5に示すように，固有周期 T_2 が長くなったり，地盤種別がⅠ種地盤からⅡ種地盤，Ⅲ種地盤となると大きくなる。これは，免震支承の等価剛性が下部構造の剛性に比べて小さくなる程，免震支承のエネルギー分担率が大きくなり，免震支承の減衰性能が高まるためである。

(4)　設計水平震度

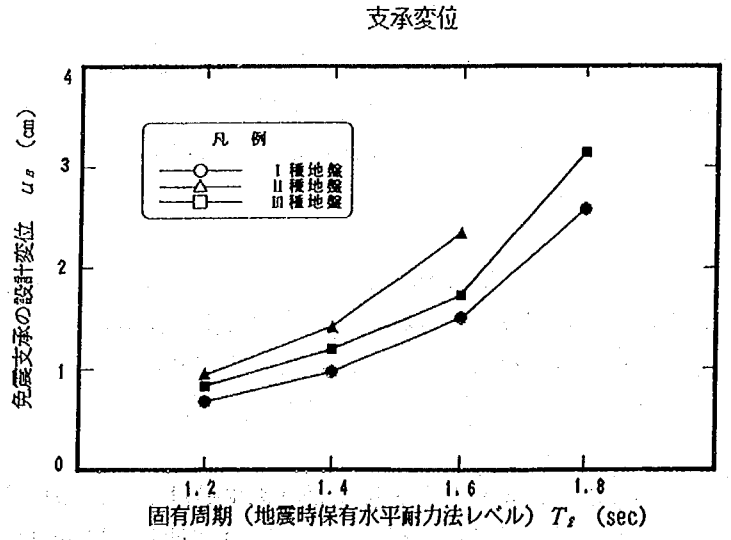
免震橋の設計水平震度 k_h と表－参8. 7に示した一般橋の設計水平震度 $\tilde{k}_h$ との比 $k_h/\tilde{k}_h$ を図－参8. 6に示す。地震時保有水平耐力法レベルでは，Ⅰ種地盤の T_2 ＝1.6秒，1.8秒およびⅡ種地盤の T_2 ＝1.8 秒の場合には，減衰性能の向上によると同時に，長周期化にともなって設計水平震度が低減される。また，Ⅰ種地盤の T_2 ＝1.2秒では，橋の減衰定数が0.10以下となったため，設計水平震度は低減されていない。



図－参8.3　固有周期 T_2 と免震支承の体積 Vの関係

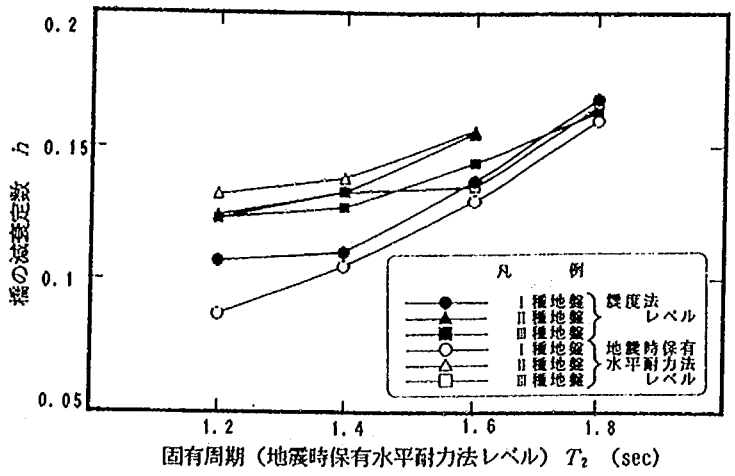


(a)　地震時保有水平耐力法レベルの免震支承の設計変位　u_B

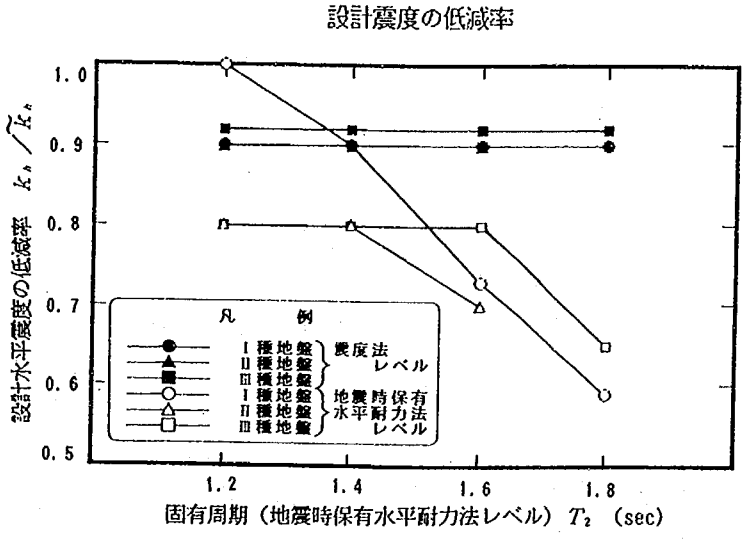


(b)　震度法レベルの免震支承の設計変位　u_B

図－参8.4　固有周期 T_2 と免震支承の設計変位 u_B の関係



図－参8.5　固有周期 T_2 と橋の減衰定数 hの関係



図－参8.6　固有周期 T_2 と設計震度の低減率 $k_h / \tilde{k}_h$ の関係

(5)　固有周期の設定

橋の減衰定数を大きくして設計水平震度を低減するためには，免震支承がある程度変形する必要があり，このためには，ある程度以上の固有周期を設定しなければならない。しかし，固有周期を長くしすぎると，免震支承の設計変位が大きくなるとともに，支承の寸法も大きくなる。また，減衰定数がある程度以上に大きくなると設計水平震度の低減効果が頭打ちとなる。したがって，免震効果と既設橋への影響を考慮して適切に固有周期を設定する必要がある。

本モデルの場合には，Ⅰ種・Ⅱ種地盤では T_2 ＝1.6秒程度，Ⅲ種地盤では T_2 ＝1.4秒程度が適当である。これは，下部構造の固有周期 T_0 の約２倍程度に相当する。

参考資料－9　単純げたの多径間連続化に対する免震設計の適用性

9.1　単純げたの連続化に関する実績

近年，伸縮装置に起因する交通振動，騒音の低減や走行性の向上，維持補修の改善などを目的として，既設の単純げた橋を連続構造形式に変更する工事が増加しつつある。いわゆるノージョイント化である。単純げたを相互に連結し連続構造にすると，けた端部の温度変化による伸縮量が増大するが，この影響を下部構造に及ぼさないようにするため，通常の場合，可動・固定の組合せからなる既設の鋼製支承に代えてゴム系の支承が用いられる。ゴム系の支承を用いると，地震時の上部構造慣性力の分散も可能となるが，下部構造の剛性に大きな差があると，分散される慣性力の比率に差が生じ，部分的に下部構造の設計地震力が当初のそれを上回る場合がある。また，ゴム系の支承は水平剛性が小さいため，地震時の変位が増大し，けた端部の遊間がそれに対応できなくなる場合も考えられる。このような問題を解決する手段として，減衰性能の大きい免震支承の適用が考えられる。表－参9.1に，これまでに免震支承を用いて行なわれたノージョイント化工事の概要を示す。

9.2　単純げたの連続化に対する免震設計の適用

9.2.1　免震設計フロー

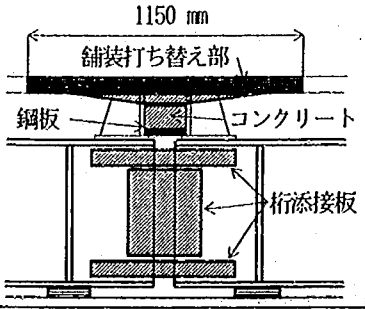
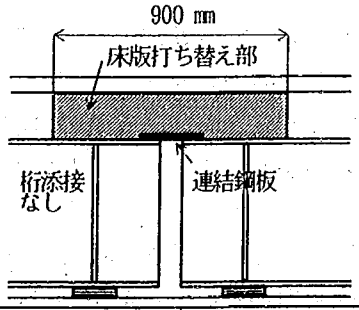
単純げたの連続化に対して免震設計を適用する場合の一般的な設計フローを図－参9.1に示す。

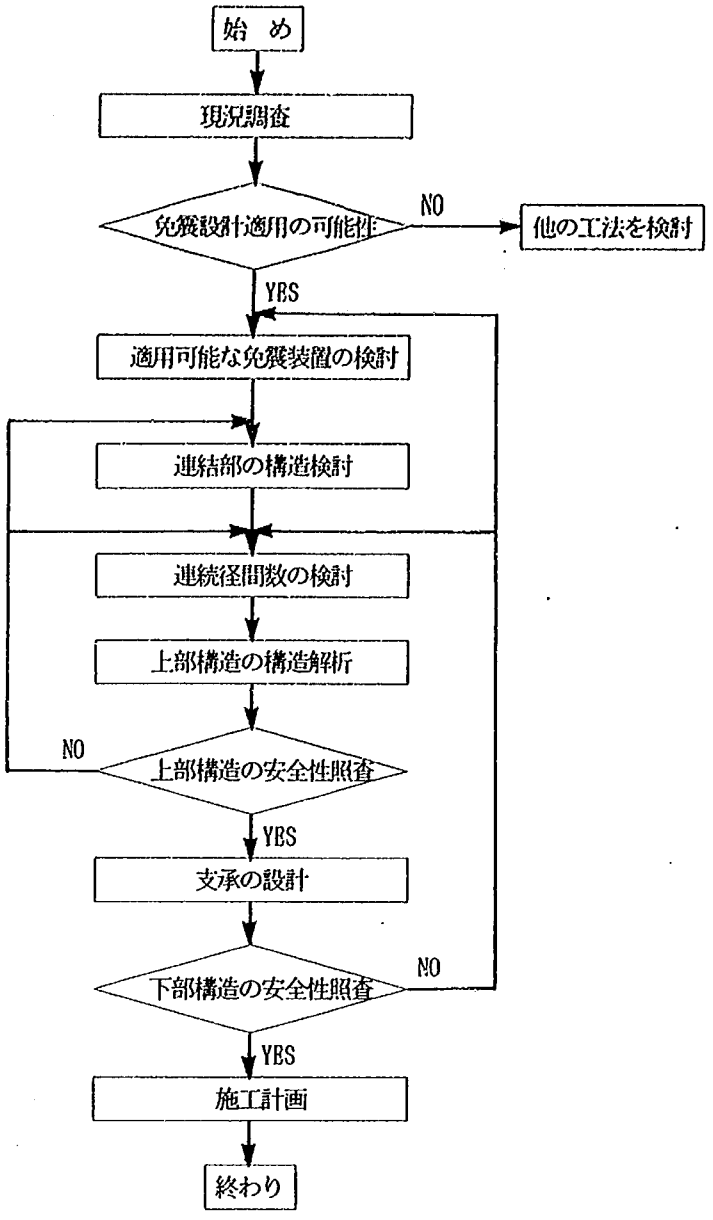
9.2.2　単純げたの連続化に対する免震設計

(1)　現況調査

支承部および連結部の構造を検討する上で，支承および支承部周辺の橋の構造を充分に把握しておくことが重要である。表－参9.2は，現況調査における一般的な調査事項を示したものである。

表－参9.1　単純げたの連続化に関する実績

施　主		阪神高速道路公団		首都高速道路公団	
路線名		阪神高速守口線		首都高速7号線	
既設橋の概要	橋の形式	鋼単純合成桁	鋼単純合成桁	鋼単純合成桁	鋼単純合成桁
	支間長	45.0 m	30.0 m	40.0 m	37.0 m
	支承形式	高力黄銅支承板	高力黄銅支承板	高力黄銅支承板	高力黄銅支承板
	伸縮装置形式	鋼製くし型	鋼製くし型	ゴムジョイント	ゴムジョイント
連結構造の概要	連続径間数	2	3	3	3
	連結部の構造				
	支承設計反力	158 tf	100 tf	111 tf	105 tf
	免震支承	鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）		鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）	
備　考		ジョイントに打設したコンクリートと舗装の間に防水シートが敷設されている		打ち替え部の床版は，既設床版の鉄筋とラップする鉄筋で補強されている	



図－参9. 1　単純げたの連続化における免震設計フロー

表－参9. 2　現況調査項目

構造部分	調　査　項　目
上部構造	橋面－舗装厚，床版厚，伸縮装置の構造 けた－主げた間隔，主げた本数，主げたの断面形状，下部構造縁端距離，けたの遊間，横げたの構造，ソールプレートの形状，発錆状況
下部構造	橋座幅，無収縮モルタルの幅および厚さ，アンカーボルトの配置，橋座周辺の健全度
支　承	形式，形状，アンカーボルトの径および材質，アンカーボルトの健全度

(2) 免震設計適用の可能性

基本的には，新橋に免震設計を適用する場合と同様の検討が必要である。

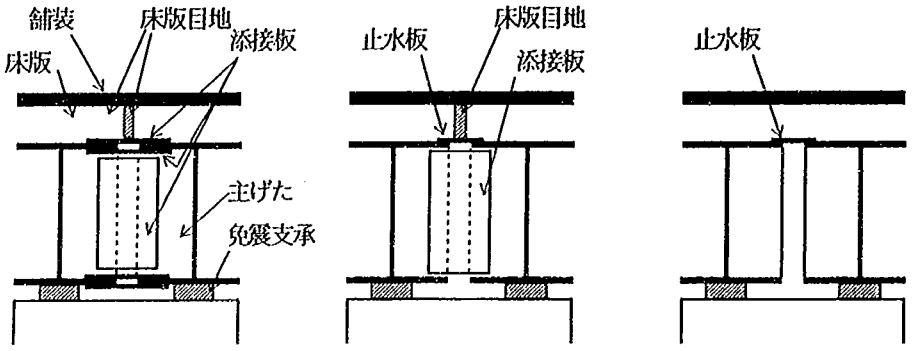
(3) 連結部の構造検討

現在までに採用された連結部の構造としては，図－参9. 2に示す3種類がある。

剛結構造とは，主げたの全強連結を行う構造である。床版の連結には，目地材をはさんで前後を分離する構造と補強鉄筋を挿入して完全に連結する構造がある。

部分連結構造とは，主げたの腹板のみを添接し，連結部に主げた剛性の1／5から1／10程度の剛性を与える構造である。部分連結構造にも，床版の目地材を挿入する構造と完全に連結する構造がある。

床版連結構造は，補強鉄筋を挿入して床版を完全に連結する構造で，この場合は一般的にけたの連結は行なわない。



（a）剛結構造　　（b）部分連結構造　　（c）床板連結構造

図－参9. 2　連結部の構造

(4) 連続径間数の検討

連続径間数を設定する際に考慮しなければならない事項は以下の通りである。

1) 温度変化によるけたの伸縮量

連続化に伴い温度変化によるけた端部の伸縮量が増大するため，連続径間数（連結されるけたの総延長）は，既設のけた遊間によって制約される。

2) けたの伸縮に伴う下部構造の水平力

けた長の増大に伴い，温度変化によって下部構造に作用する水平力も増大し，当初の設計で考慮されている水平力を上回る可能性もあるので注意を要する。

(5) 上部構造の安全性照査

単純げたを連結して連続構造にすると，活荷重によるけたの断面力および支点反力が単純げたの場合と異なってくる。また，連続構造に生じる断面力や支点反力は，連続部のけたの剛性や支承のばね定数によっても変化する。したがって，連結部の構造を選定する際には，構造解析により主構造の安全性を確認しておくことが必要である。

(6) 下部構造の安全性照査

単純げたを連結して連続構造にすると，各下部構造の地震時の慣性力の分担が異なってくる。このため，連続構造系における下部構造の安全性を照査することが必要である。

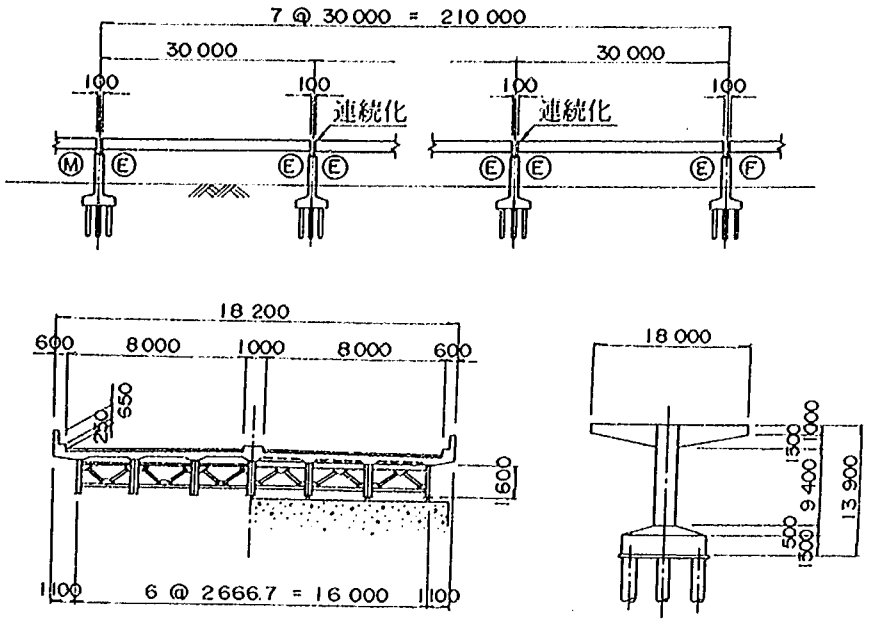
9. 3 試設計

支間長30mの鋼単純合成けた橋をモデルケースに試設計を行う。

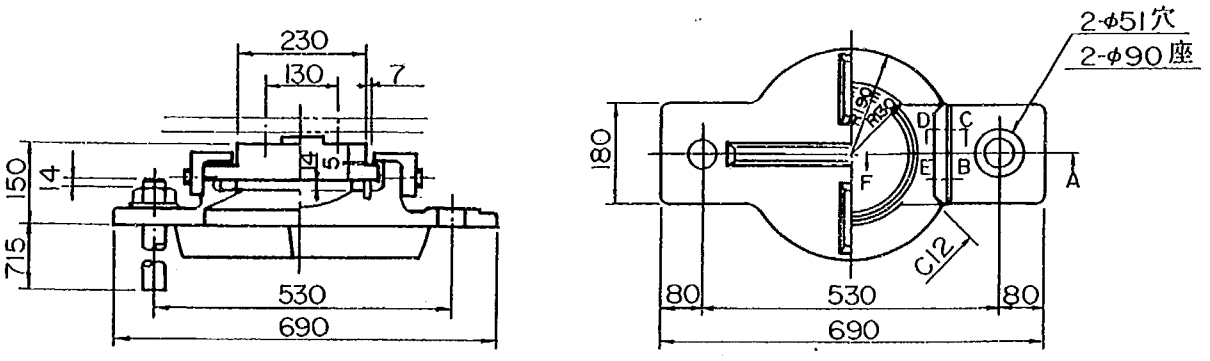
(1) 既設橋の概要

1) 既設橋の構造および既設の支承構造

既設橋の構造および既設の支承構造を，図－参9. 3および図－参9. 4にそれぞれ示す。



図－参9. 3　既設橋の構造



図－参9. 4　既設の支承（標準反力75tf用高力黄銅支承板支承）

2)　支承の設計反力

支承の設計反力は表－参9. 3 に示す通りである。

表－参9. 3　既設橋支承の設計反力

荷重反力	外げた	中げた
死荷重反力	54. 0tf	38. 7tf
活荷重反力	26. 2tf	31. 2tf
合　計	80. 2tf	69. 9tf
上部構造重量	605. 8tf	

3)　温度変化によるけたの伸縮量

伸縮けた長１m当たりの温度変化によるけたの伸縮量は，以下の通りである。

$$\delta_T = \pm\alpha \cdot t \qquad (参9.\ 1)$$

$$= \pm 1.2\times10^{-5}\times30\times10^{3} = \pm 0.36\ (\text{mm})$$

ここに，

δ_T ：伸縮けた長１m当たりの温度変化によるけたの伸縮量（mm）

α ：鋼げたの線膨張係数（$=1.2\times10^{-5}$）

t ：温度変化（$=\pm30$℃）

4) けたの回転角による支承の水平変位

けたの回転角（＝1／150）による支承の水平変位は，以下の通りである。

$$\delta_R = \frac{2}{3} \cdot H_w \cdot \theta \qquad (参9.2)$$

$$= \frac{2}{3} \times 1600 \times \frac{1}{150} = 7.1\ (mm)$$

ここに，

δ_R ：けたの回転角による支承の水平変位（mm）

H_w ：腹板高さ（＝1600mm）

θ ：けたの回転角（＝1／150）

5) 設計水平震度（震度法レベル）

k_h ＝0.25

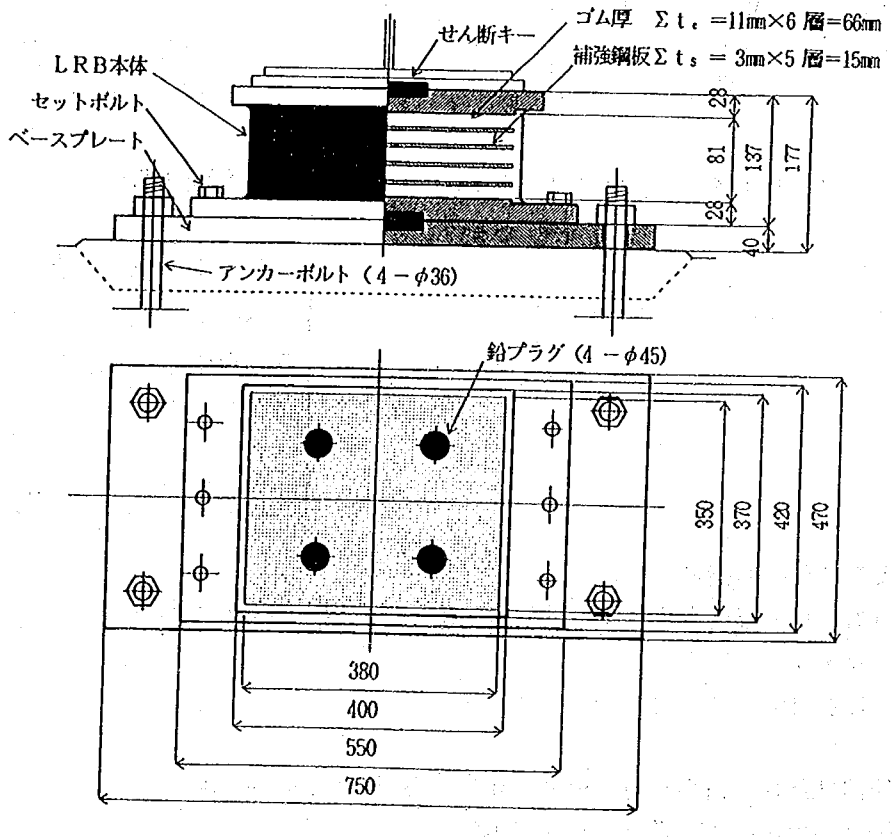
地域区分　A区分

地盤種別　II 種

重要度　1 級

(2) 支承構造

既設の支承には，図－参9.4に示したような日本道路協会の標準型の高力黄銅支承板支承（標準反力75tf用ＢＰＡ支承）が使用されている。既設の支承の高さは 150mmであるが橋脚天端との間に高さ調整のための無収縮モルタルが30mmあり，免震支承の高さとしては 180mmまで許される。図－参9.5および表－参9.4は想定される免震支承の構造を示したものである。免震装置としては，アイソレーターとダンパーが一体となった鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）や高減衰積層ゴム支承（ＨＤＲ）が有効である。ここでは，ＬＲＢを用いた計算例を示すが，ＨＤＲを用いた場合も基本的に同じである。ゴム本体の平面形状は350×400mm（設計寸法としては内部鋼板の寸法330×380mmを考慮），支承全高は 173mmである。支承の全高から鋼板の全厚を差し引いたゴムの純全厚



図－参9.5　免震支承（ＬＲＢ）の構造図

表－参9.4　免震支承（ＬＲＢ）の形状・特性

特性値	記号	単位	設計値
平面寸法	$A \times B$	mm	□370×400
設計寸法	$a \times b$	mm	□350×380
ゴム厚	Σt_e	mm	11mm×6層＝66
ゴム支圧面積	A_R	cm²	1266
鉛プラグ断面積	A_P	cm²	63.6
ゴムのせん断弾性係数	G	kgf/cm²	10.0
形状係数	S		7.88
積層ゴムの鉛直剛性	K_V	tf/mm	79.0
水平剛性（ゴムのみ）	K_H	tf/m	191.8

は65mmである。アンカーボルトとして，既設のアンカーボルトを使用することも考えられるが，本ケースでは，既設のアンカーボルトが支承の回転軸線上に左右２本しかなく，このままでは免震支承の変形時にベースプレートが反り上がる可能性があること，可動支承のアンカーボルトが細く地震時の水平力に耐えられない可能性があること等から，アンカーボルトは新たに設置することとした。

(3)　連続径間数

温度変化によるけたの伸縮量から定められる連続径間数は以下の通りである。

1)　ゴム厚から許される支承変位

$$\delta_a = 0.7 \Sigma t_e \qquad \text{(参9.3)}$$
$$= 0.7 \times 65 = 45.5 \text{ (mm)}$$

ここに，

δ_a　：ゴム厚から許される支承変位（mm）

Σt_e ：ゴム総厚（＝65mm）

2)　温度変化による変位の許容値

$$\delta_{Ta} = \delta_a - \delta_R \qquad \text{(参9.4)}$$
$$= 45.5 - 7.1 = 38.4 \text{ (mm)}$$

ここに，

δ_{Ta} *：温度変化による変位の許容値*

δ_R ：けたの回転角による変位（＝7.1mm）

3)　最大伸縮けた長

$$\ell = \frac{\delta_{Ta}}{\delta_T} \qquad \text{(参9.5)}$$
$$= \frac{38.4}{0.36} = 106.7 \text{ (m)}$$

ここに，

ℓ　：最大伸縮けた長（m）

δ_T ：けた１ｍ当たりの温度変化による伸縮量（＝0.36mm）

4)　連続可能径間数

$$n = \frac{2 \cdot \ell}{L} \qquad \text{(参9.6)}$$
$$= \frac{2 \times 106.7}{30.0} = 7.1 \longrightarrow 7 \text{径間}$$

ここに,

n：連続可能径間数

L：支間長（＝30.0m）

7径間連続とした場合の温度変化およびけたの回転による支承の変位は以下の通りである。

$$\delta = \frac{n \cdot L}{2} \cdot \delta_T + \delta_R \qquad (参9.7)$$

$$= \frac{7 \times 30.0}{2} \times 0.36 + 7.1 = 45\ (mm)$$

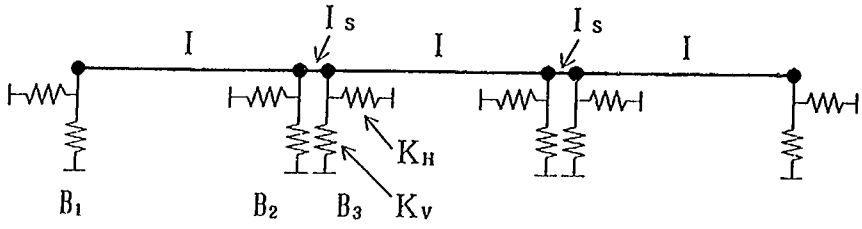
ここに,

δ：7径間連続とした場合の温度変化およびけたの回転による支承の変位（mm）

けた端部の遊間は 100mmであるので，45mmの変位に十分対応できる。したがって，本橋の可能連続径間数は7径間である。以下に，7径間を連続とした場合の検討結果を示す。

(4) 連結部の構造

図－参9.2に示した3種類の連結構造に対して，図－参9.6に示す条件を与えて活荷重（TL－20）に対する上部構造の構造解析を行う。



図－参9.6　上部構造の構造解析モデル

表－参9.5　連結構造の構造解析条件

特　性　値	記号	単位	(a) 剛　結	(b) 部分連結	(c) 床版連結
主げたの断面二次モーメント	I	m^4	0.110	同　左	同　左
連結部の断面二次モーメント	I_s	m^4	0.110	0.011	0.003
免震支承の鉛直剛性	K_V	tf/m	342×10^3	同　左	同　左
免震支承の等価剛性（水平方向）	K_H	tf/m	1.265	同　左	同　左
備　考			けた，床版とも全強連結	床版およびけた腹板連結	床版のみ連結

構造解析により得られた支承反力を表－参9.6に示す。構造解析結果をまとめると以下のようになる。

(a) 連結部の剛性が鉛直反力に与える影響は，B_2 支点でわずかに見られるが，他の支点では極めて小さい。

(b) 最大鉛直反力は，いずれのケースの場合にも B_2 支点に発生する。

(c) B_2 支点の反力は，連結部の剛性が大きいほど大きい。B_2 支点で見ると，単純支持の場合と比較した活荷重反力は，外げたで＋55%（＋14.3tf），中げたで＋72%（＋22.5tf）増大している。合計反力で見ると，単純指示の場合と比較して，外げたの中げたの差が小さくなっている。また，水平反力は，連結部の剛性が大きくなるほど小さくなる。

表－参9. 6　連結後の鉛直反力および水平反力（tf）

けた位置	死荷重反力	着目支点	(a) 剛結		(b)部分連結		(c)床版連結	
			R_1	ΣR	R_1	ΣR	R_1	ΣR
外げた	54.0	B_1	21.6	75.6	21.9	75.9	22.3	76.3
		B_2	40.5	94.5	38.6	92.6	35.8	89.8
		B^3	31.8	85.8	32.4	86.4	32.5	86.5
中げた	38.7	B_1	28.6	67.3	29.1	67.8	29.7	68.4
		B_2	53.7	92.4	51.3	90.0	47.5	86.2
		B^3	42.2	80.9	43.0	81.7	43.1	81.8
支承水平反力		B_1	0.20		0.21		0.23	
		B_2	0.13		0.16		0.20	
		B^3	0.12		0.13		0.17	

注）　1.　R_1 は，活荷重による連結後の鉛直反力を示す。
　　2.　ΣRは，活荷重による連結後の鉛直反力 R_1 と死荷重反力との和を示す。

本検討では，以下の理由により(b)部分連結構造を採用することとする。

(a)　鉛直反力は，剛結構造の場合と比較して小さい。

(b)　主げたの一部を連結することにより，地震時の橋軸方向水平力をより確実に伝達させることができる。

(c)　けたの添接板が落橋防止構造を兼ねることができる。

(5)　常時荷重に対する免震支承の照査

常時荷重に対する免震支承の照査結果を表－参9. 7 に示す。

表－参9. 7　常時荷重に対する免震支承の照査結果

特性値		単位	B_1 支点	B_2 支点	B_3 支点
支承設計反力		tf	75.9	92.6	86.4
水平変位		mm	45.0	27.0	27.0
有効支圧面積		kgf/cm²	1095	1164	1164
支圧応力度		——	69.3≦80.0	79.6≦80.0	74.2≦80.0
局部ひずみ	圧縮	——	0.96	1.17	1.09
	回転	——	0.33	0.22	0.22
	水平変位	——	0.69≦0.70	0.52≦0.70	0.52≦0.70
	合計	——	1.98≦2.00	1.91≦2.00	1.83≦2.00

注）　1.　支承形状は，図－参9. 5 参照のこと
　　2.　計算方法は，第4章・積層ゴム支承の設計による
　　3.　けたの回転角は，B_1 支点で1/200，他の支点で1/300とする
　　4.　許容局部ひずみは次式による

(6)　地震荷重に対する免震支承の照査

地震荷重に対する免震支承の照査結果を表－参9. 8 に示す。なお，表－参9. 8 は，一橋脚（支承数が14）当たりの照査結果を示したものである。

表－参9. 8　地震荷重に対する免震支承の特性および照査

特性値		記号	単位	震度法レベル	地震時保有水平耐力レベル
上部構造重量		W	tf	605.8	605.8
設計水平震度		k_h	—	0.23	0.68
上部構造慣性力		F	tf	139.3	411.9
最大せん断ひずみ		γ_{mx}	—	0.224	2.223
設計変位		u_{mx}	cm	1.476	14.67
実効変位		u_e	cm	1.033	10.27
免震支承の等価剛性		K_B	tf/m	11,895	2,965
免震支承の等価減衰定数		h_B	—	0.278	0.149
橋脚の剛性		K_P	tf/m	20,000	12,000
連成剛性		K	tf/m	7,459	2,378
橋の固有周期		T	sec	0.57	1.01
橋の減衰定数		h	—	0.193（c_B =0.9）	0.129（c_B =0.8）
最大死荷重反力		R_d	tf	54.0	54.0
有効支圧面積		A_{Re}	cm²	1,210	709
局部ひずみ	圧縮	γ_e	—	0.73	1.24
	水平変位	γ_s	—	0.22≦0.15	2.22≦2.50
	合計	$\Sigma\gamma$	—	0.95≦2.78	3.46≦4.17

注）1. 設計水平震度の算定は，「3. 2　震度法に用いる設計水平震度」および「3. 3　地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度」による

2. 支承の特性の算定は，「3. 4. 2　免震支承の等価粘性減衰定数剛性および等価減衰定数」および「4. 3. 2　鉛プラグ入り積層ゴム支承の動的特性」による

3. 支承と橋脚の連成剛性は，次式により算定する

$$K=\frac{1}{1/K_B+1/K_P} \qquad (参9.8)$$

4. 橋の固有周期は，次式により算定する

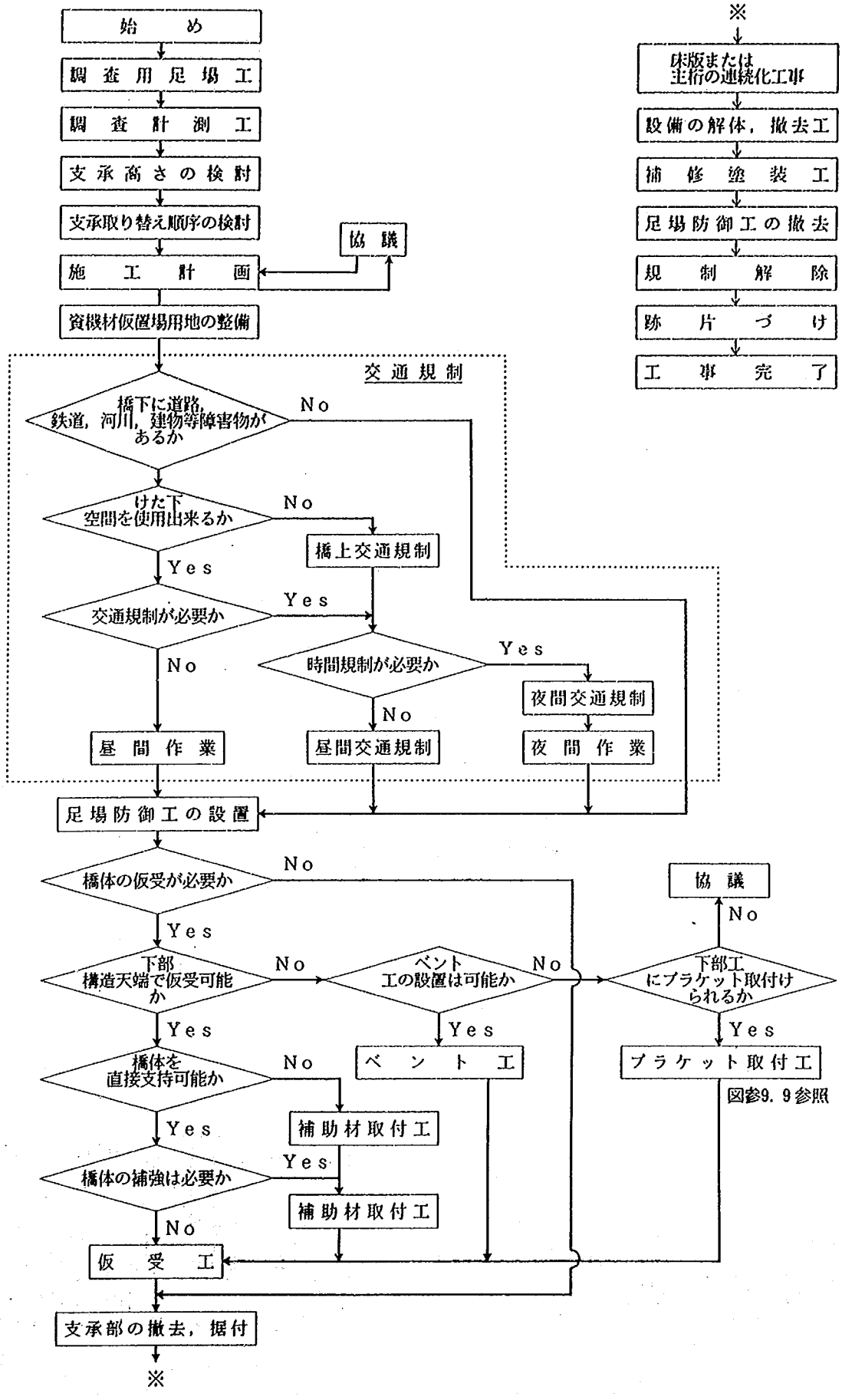
$$T=2.01\sqrt{W/K} \qquad (参9.9)$$

5. 橋の等価減衰定数の算定では，基礎の減衰を無視し，橋脚の減衰定数（=0.05）のみを考慮した。

9. 4　施工方法

(1)　連続構造化の施工フロー

既設単純げたの連続化における一般的な施工フローを図－参9. 7に示す。

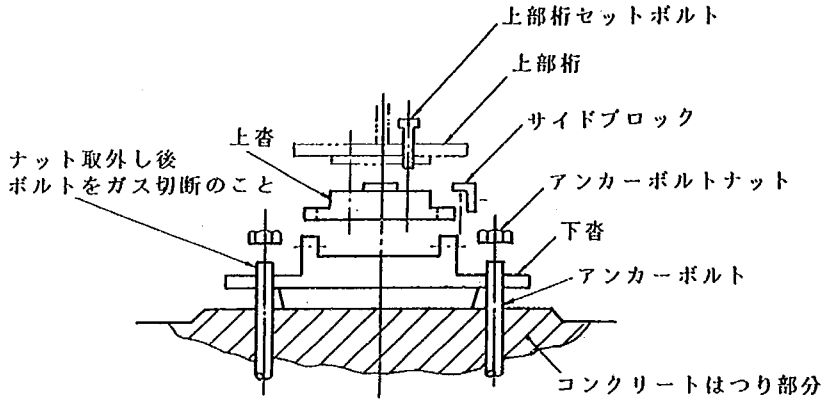


図－参9. 7　既設単純げたの連続構造化による一般的な施工フロー

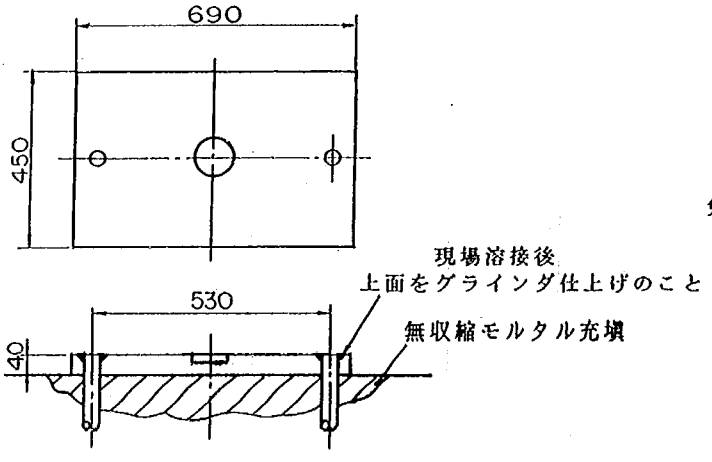
(2) 支承の取換え方法

支承の取換え方法の一例として，既設の高力黄銅支承板支承（ＢＰ支承）を免震支承（積層ゴム系免震支承）に取り替える場合の一般的な方法を以下に示す（図－参9. 8参照）。

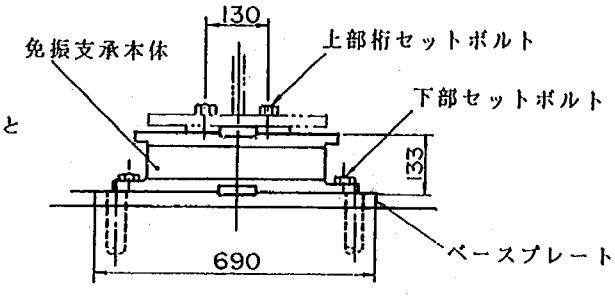
① 既設の上沓セットボルトを外し，上沓をけたから切り離す
② けたをジャッキアップする（けたのジャッキアップ操作の一例として，仮受けブラケット方式による方法を図－参9. 9に示す）
③ サイドブロックを取り外し，上沓を撤去する
④ アンカーボルトのナットを取り外し，アンカーボルトの上端部を切断する
⑤ 支承周辺のコンクリートをはつる
⑥ 下沓を撤去する
⑦ アンカーボルトの位置にあらかじめ孔を空けたベースプレートを所定の位置にセットする
⑧ 既設のアンカーボルトとベースプレートを現場溶接する
⑨ ベースプレート下面に樹脂モルタルを注入する
⑩ 溶接部を仕上げ，ベースプレート上面を滑らかにする
⑪ ベースプレート上に免震支承を設置し，ボルトで固定する
⑫ けたをジャッキダウンし免震支承に固定する
⑬ 防錆措置を施し完了する



（ａ）既設支承の撤去

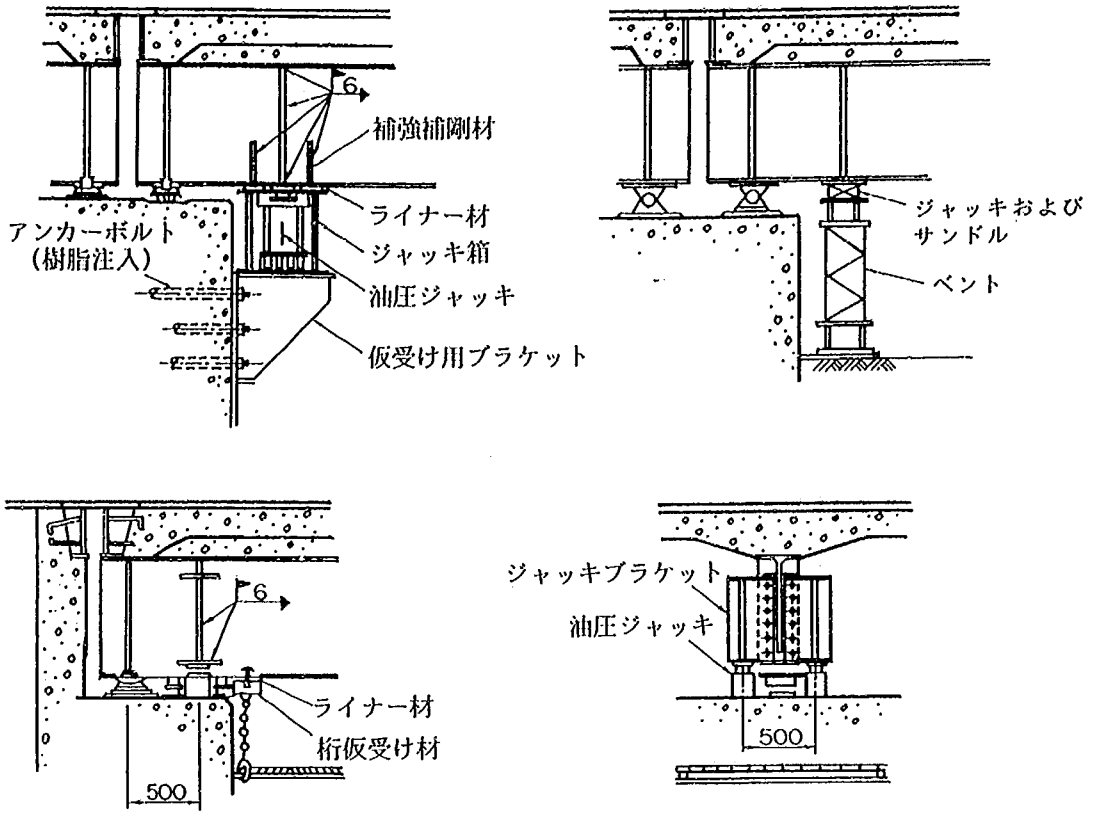


（ｂ）ベースプレートのセット



（ｃ）完成図

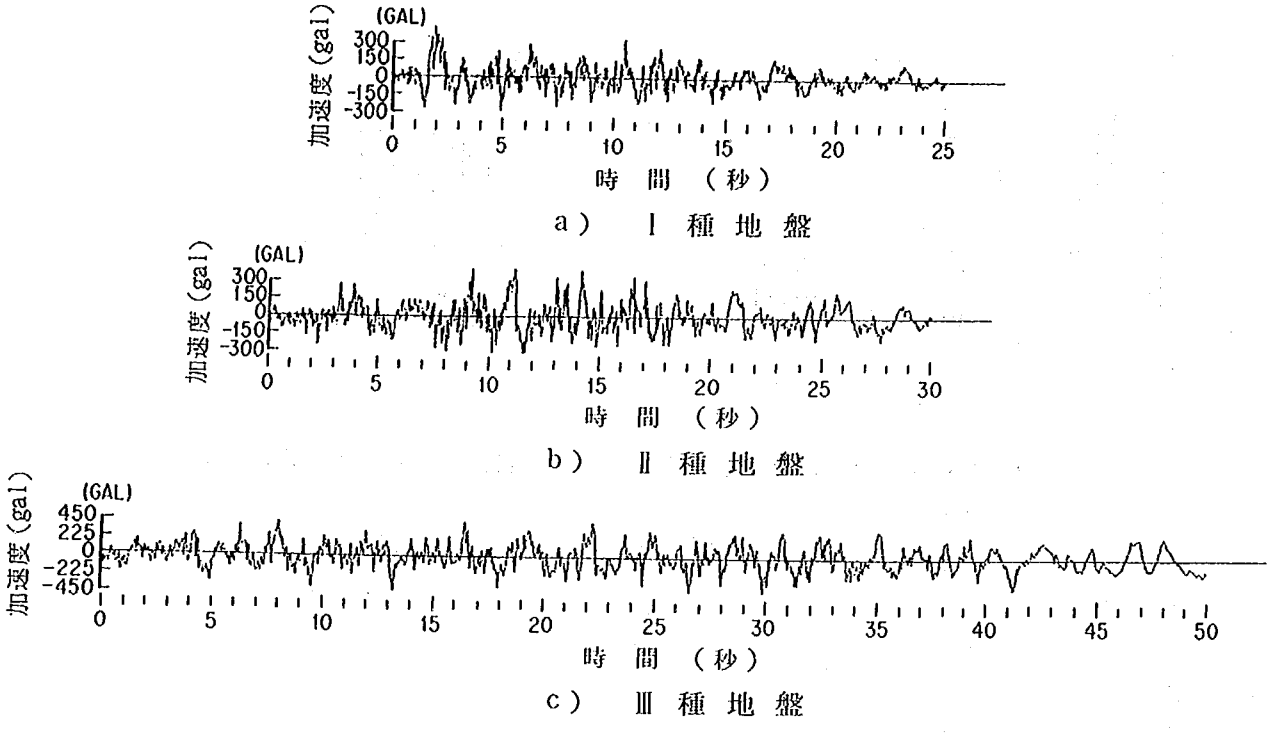
図－参9. 8　免震支承の取換え工法の一例



図－参9．9　仮受けブラケット方式によるけたのジャッキ操作例

参考資料－10　時刻歴応答解析（地震時保有水平耐力法）に用いる標準加速度波形例

時刻歴応答解析（地震時保有水平耐力法）に用いる標準加速度波形の例を図－参10.1に，ディジタル数値（1/100秒間隔，単位：gal）を表－参10.1に示す。これは，図－参10.2に示すように，減衰定数が5％の場合にマニュアル（案）5.4.2に規定する地震時保有水平耐力法の照査に用いる標準加速度応答スペクトルS_{20}にほぼ一致する応答スペクトル特性を有する加速度波形である。



図－参10.1　地震時保有水平耐力法の照査に用いる時刻歴応答解析用標準加速度波形

表－参10.1　地震時保有水平耐力法に用いる時刻歴応答解析用標準加速度波形（単位：gal）

(a)　I種地盤用

TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
0.0	-1.68	-35.46	-53.80	-53.15	-39.54	-19.68	-5.35	0.70	0.25	-2.00
0.1	-2.43	-0.06	-0.88	-6.18	-18.43	-35.10	-50.36	-57.99	-54.58	-41.32
0.2	-23.45	-7.68	1.03	1.55	-3.29	-8.67	-10.63	-8.23	-3.87	-1.59
0.3	-4.29	-11.51	-19.14	-21.50	-14.67	0.76	10.18	32.38	33.04	21.34
0.4	0.09	-21.39	-34.55	-35.06	-24.61	-0.49	2.85	7.44	3.01	-5.58
0.5	-15.53	-22.26	-23.60	-19.14	-8.69	2.92	15.47	23.36	21.55	6.84
0.6	-19.51	-59.56	-75.21	-82.41	-66.37	-30.21	14.21	50.55	64.85	51.58
0.7	16.41	-26.06	-58.39	-67.61	-50.47	-14.42	20.07	55.94	65.77	55.00
0.8	30.96	4.34	-16.01	-26.55	-28.08	-27.23	-23.65	-17.25	-5.03	14.37
0.9	37.33	55.02	57.10	37.74	0.25	-42.62	-73.83	-80.15	-58.87	-19.43
1.0	21.20	46.99	50.53	35.94	15.43	1.05	1.94	12.26	22.82	23.03
1.1	8.44	-16.36	-39.85	-49.91	-40.51	-15.59	12.31	27.92	20.73	-0.52
1.2	-52.30	-91.58	-112.84	-111.04	-92.75	-72.86	-67.01	-83.69	-120.04	-163.69
1.3	-199.28	-216.22	-213.44	-198.83	-184.29	-179.45	-187.62	-205.85	-228.07	-248.81
1.4	-265.02	-275.21	-277.54	-268.88	-246.27	-209.91	-165.65	-124.39	-98.23	-94.68
1.5	-112.22	-139.63	-159.07	-157.19	-122.71	-58.77	22.52	103.87	169.07	208.42
1.6	221.45	216.13	205.31	201.62	212.04	239.93	276.47	312.44	337.64	344.91
1.7	331.60	299.28	252.40	197.70	142.04	95.63	64.28	53.40	63.11	88.40
1.8	121.68	155.69	187.17	217.99	251.51	288.55	324.17	348.60	352.27	332.31
1.9	296.31	260.31	241.53	240.50	281.08	321.36	351.88	359.97	345.03	317.94
2.0	294.26	285.07	299.73	300.75	299.88	276.77	230.83	173.62	124.18	100.64
2.1	112.22	155.17	214.66	271.46	310.14	324.79	310.55	303.96	286.03	267.17
2.2	242.31	205.20	155.65	103.72	67.07	62.10	93.26	147.11	195.87	209.60
2.3	171.51	87.91	-12.89	-92.96	-122.40	-93.24	-22.60	50.14	109.45	118.65
2.4	86.60	33.78	-13.47	-36.02	-29.91	-6.31	15.74	19.36	-2.20	-43.25
2.5	-89.23	-124.13	-137.92	-130.52	-110.84	-91.50	-82.28	-85.49	-95.49	-102.48
2.6	-98.12	-80.06	-52.93	-25.02	-6.65	-0.47	-6.46	-20.81	-38.42	-56.89
2.7	-74.76	-91.48	-106.38	-118.94	-129.88	-141.86	-158.46	-181.66	-209.26	-234.28
2.8	-247.45	-241.83	-216.91	-179.79	-142.21	-115.14	-103.77	-105.72	-113.34	-118.41
2.9	-116.39	-107.77	-96.01	-83.83	-70.61	-52.14	-24.85	11.12	49.25	78.29
3.0	87.42	72.45	39.61	4.53	-14.11	-3.37	36.70	91.64	138.21	155.14
3.1	133.78	83.32	27.22	-7.78	-4.97	33.55	87.45	128.14	133.12	97.50
3.2	36.48	-22.41	-53.20	-44.35	-3.93	45.14	77.00	75.45	41.00	-10.91
3.3	-58.64	-85.28	-86.01	-68.69	-48.23	-38.32	-45.14	-65.92	-92.46	-110.92
3.4	-136.25	-152.80	-171.19	-193.63	-217.01	-233.86	-236.73	-223.38	-199.32	-175.82
3.5	-164.00	-168.37	-183.68	-197.31	-196.21	-174.51	-137.51	-99.44	-76.09	-76.33
3.6	-97.23	-125.45	-144.24	-142.06	-118.30	-83.20	-52.34	-38.87	-47.39	-72.45
3.7	-101.70	-121.83	-124.15	-107.40	-77.18	-42.65	-12.62	7.50	16.72	17.65
3.8	14.54	11.34	10.44	12.40	16.32	20.37	22.16	19.12	9.11	-8.44
3.9	-31.25	-53.85	-68.94	-70.51	-57.52	-35.90	-17.09	-12.97	-29.39	-61.74
4.0	-95.74	-113.62	-103.15	-64.67	-12.02	33.52	53.35	40.46	2.50	-42.59
4.1	-75.64	-85.23	-71.88	-45.94	-21.08	-7.45	-8.01	-19.40	-35.72	-52.20
4.2	-67.17	-79.70	-88.52	-89.25	-76.54	-47.06	-3.30	44.95	82.79	95.97
4.3	77.61	32.90	-21.18	-61.79	-69.78	-38.84	20.26	83.09	121.73	117.44
4.4	69.83	-2.31	-69.26	-103.83	-94.25	-48.08	11.56	58.20	74.54	59.39
4.5	26.22	-5.27	-19.30	-10.58	15.55	48.24	77.92	100.63	118.09	134.38
4.6	151.91	169.07	180.72	180.64	164.34	131.01	84.05	30.67	-19.20	-54.50
4.7	-65.42	-46.29	1.71	69.37	140.90	198.02	225.54	216.24	173.28	108.87
4.8	39.87	-18.15	-56.21	-74.64	-82.30	-92.32	-116.06	-157.50	-210.67	-261.48
4.9	-293.65	-296.20	-269.03	-223.63	-178.19	-149.45	-145.18	-161.23	-184.50	-199.91
5.0	-197.49	-175.86	-140.76	-100.39	-60.96	-25.18	5.89	29.89	42.02	37.28
5.1	14.99	-17.77	-46.62	-55.34	-33.80	15.82	78.22	130.52	151.83	132.30
5.2	77.46	6.06	-57.51	-92.68	-90.08	-54.28	-1.08	49.09	79.15	81.42
5.3	59.88	27.60	0.55	-9.44	0.28	22.64	44.86	55.02	47.88	27.05
5.4	2.75	-13.57	-14.67	-0.38	22.99	45.93	59.61	58.70	42.45	14.45
5.5	-18.41	-47.40	-64.23	-63.91	-47.33	-22.02	0.23	8.44	-1.87	-25.81
5.6	-50.95	-63.70	-56.88	-34.36	-9.66	0.89	-12.97	-49.48	-95.03	-130.50
5.7	-140.43	-120.18	-77.97	-30.85	2.82	10.80	-8.76	-47.65	-91.45	-125.20
5.8	-138.29	-127.25	-95.66	-51.92	-5.81	34.64	64.74	83.15	90.64	88.81
5.9	79.77	66.68	54.34	48.44	53.28	68.69	88.28	101.09	96.41	69.89
6.0	27.36	-16.33	-43.67	-43.06	-15.00	27.74	66.37	85.67	81.81	64.31
6.1	51.02	58.91	95.30	153.94	217.53	265.21	281.34	261.71	214.74	157.80
6.2	110.38	87.14	93.16	123.09	163.99	200.60	220.86	219.56	199.06	167.02
6.3	132.76	103.92	84.87	76.92	79.61	81.64	110.99	134.28	156.62	172.47
6.4	177.63	171.22	156.34	138.64	123.49	113.17	105.69	96.01	79.03	52.62
6.5	19.25	-14.72	-41.77	-58.42	-57.77	-49.99	-40.80	-38.27	-47.32	-67.05
6.6	-90.30	-105.90	-103.08	-76.42	-29.22	26.59	74.56	100.22	97.23	70.29
6.7	33.03	1.89	-11.34	-4.65	13.80	30.24	32.52	16.53	-11.42	-37.40
6.8	-46.67	-31.37	4.68	46.34	73.16	68.29	26.77	-41.02	-112.47	-161.54
6.9	-169.58	-133.33	-66.41	6.40	59.52	76.92	57.70	14.93	-31.27	-62.58
7.0	-69.25	-51.99	-19.17	18.34	51.88	76.95	82.57	99.15	96.92	85.84
7.1	68.95	43.80	22.79	11.45	15.50	35.81	66.90	98.30	118.26	118.71
7.2	99.14	67.47	37.07	20.89	25.24	46.17	70.56	81.89	67.56	26.04
7.3	-32.56	-90.20	-129.10	-139.85	-125.65	-100.70	-83.56	-88.60	-119.60	-168.17
7.4	-217.67	-250.41	-254.92	-230.20	-185.30	-134.76	-92.15	-64.61	-50.81	-43.06
7.5	-32.40	-14.28	8.20	25.19	24.89	0.03	-47.21	-104.67	-154.49	-180.61
7.6	-176.84	-145.09	-103.17	-68.20	-53.80	-63.71	-91.07	-122.36	-143.55	-145.55
7.7	-126.49	-90.69	-45.39	2.32	46.98	84.35	110.31	120.44	111.33	82.99
7.8	40.88	-4.21	-39.03	-52.83	-41.99	-12.10	24.14	52.28	62.60	54.39
7.9	35.88	19.71	16.06	26.96	44.82	56.08	48.39	17.75	-28.22	-72.69
8.0	-97.03	-89.65	-52.21	0.10	44.57	60.53	38.19	-17.27	-88.19	-152.05
8.1	-190.72	-196.83	-175.06	-138.07	-99.92	-70.35	-52.46	-44.20	-41.89	-43.33
8.2	-48.59	-58.47	-72.03	-85.28	-91.97	-86.22	-65.31	-31.18	10.36	51.89
8.3	86.91	111.47	124.35	126.43	119.92	108.03	94.93	86.37	83.63	92.09
8.4	110.04	133.35	155.56	169.73	170.43	155.25	126.49	86.07	44.89	11.45
8.5	-5.17	1.05	30.62	77.30	128.92	170.53	188.98	177.35	137.60	80.43
8.6	22.29	-19.45	-31.85	-10.72	37.67	97.57	149.53	176.37	170.29	136.33
8.7	90.56	53.30	39.85	53.36	83.39	111.35	120.17	103.11	66.98	28.05
8.8	3.15	0.71	17.03	39.34	53.62	52.20	37.08	17.22	2.16	-4.15
8.9	-5.50	-10.87	-28.84	-62.55	-107.70	-164.48	-191.87	-212.06	-212.95	-198.18
9.0	-175.03	-151.53	-133.78	-124.32	-121.94	-122.76	-122.04	-116.88	-102.18	-80.37
9.1	-50.71	-13.86	28.40	71.70	108.38	128.71	124.75	95.12	47.87	-1.17
9.2	-34.61	-41.75	-24.23	4.39	25.50	25.25	1.83	-33.81	-64.29	-75.20
9.3	-62.32	-32.63	0.80	26.45	39.69	43.06	42.10	40.17	35.96	25.09
9.4	4.29	-25.02	-56.38	-81.40	-94.32	-94.98	-88.44	-81.62	-79.03	-80.10
9.5	-79.42	-69.80	-46.31	-8.59	33.21	70.20	88.91	81.40	48.38	0.42
9.6	-44.95	-69.79	-63.28	-27.11	24.53	70.58	92.09	80.04	38.35	-19.18
9.7	-75.94	-119.40	-144.41	-152.01	-145.76	-128.62	-102.72	-71.16	-39.78	-18.64
9.8	-8.25	-16.58	-36.43	-58.20	-72.82	-76.41	-71.47	-63.89	-58.40	-54.24
9.9	-46.99	-32.52	-12.12	5.92	9.91	-8.07	-45.76	-89.24	-118.06	-114.64

TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
10.0	-73.14	-3.34	72.85	130.26	150.87	130.63	80.26	10.77	-30.43	-57.77
10.1	-61.83	-52.86	-45.61	-51.41	-72.37	-100.63	-123.12	-129.24	-117.34	-90.04
10.2	-79.24	-77.41	-90.33	-105.80	-105.89	-77.54	-21.49	46.19	101.21	123.51
10.3	107.86	66.70	23.33	-0.52	4.20	30.48	61.07	79.79	81.61	75.50
10.4	78.77	106.36	161.27	231.50	294.04	329.43	322.76	277.79	210.75	144.06
10.5	97.41	80.83	92.29	119.06	147.77	161.72	154.64	128.03	90.56	54.18
10.6	29.49	22.13	31.39	51.34	73.50	89.84	94.97	87.10	67.96	42.19
10.7	16.36	-2.52	-8.99	-1.28	17.46	39.85	57.16	63.11	56.90	43.31
10.8	29.68	21.46	18.77	16.54	7.90	-10.56	-36.51	-62.37	-80.26	-87.30
10.9	-87.05	-91.46	-105.77	-131.62	-160.78	-180.06	-179.02	-156.84	-123.89	-97.43
11.0	-91.86	-111.86	-140.64	-189.45	-216.15	-222.92	-213.89	-200.40	-193.43	-186.84
11.1	-205.35	-208.10	-196.26	-168.38	-132.85	-103.44	-91.71	-100.00	-119.00	-131.45
11.2	-120.61	-79.19	-14.32	54.36	102.90	113.84	84.36	27.52	-34.14	-79.62
11.3	-99.33	-98.78	-93.08	-101.15	-126.63	-162.64	-191.53	-186.08	-169.85	-121.62
11.4	-71.08	-38.37	-33.53	-51.86	-77.76	-94.43	-93.44	-78.38	-60.82	-51.40
11.5	-51.90	-53.60	-42.87	-10.70	39.25	90.78	121.31	113.55	64.08	-9.44
11.6	-82.79	-127.38	-126.24	-79.78	-4.93	72.40	127.76	147.23	131.40	93.51
11.7	52.90	27.17	26.04	49.17	88.08	130.61	165.01	183.66	183.70	164.63
11.8	129.17	81.78	28.07	-21.09	-60.05	-81.02	-85.30	-73.72	-53.51	-30.17
11.9	-5.60	22.13	55.77	94.94	133.83	162.07	174.35	167.05	149.60	136.69
12.0	141.62	168.53	209.01	245.74	261.32	247.64	210.43	166.25	133.63	123.21
12.1	132.54	148.19	163.87	139.81	108.11	71.14	44.25	36.84	46.96	62.32
12.2	66.99	50.00	11.22	-38.76	-84.37	-113.33	-122.64	-119.24	-114.74	-117.64
12.3	-127.52	-134.83	-126.98	-97.24	-51.23	-6.71	14.29	-2.83	-55.87	-124.49
12.4	-178.38	-191.40	-154.45	-80.32	2.31	62.70	82.55	63.77	25.76	-5.84
12.5	-12.49	8.77	45.89	80.08	96.65	92.03	73.82	54.27	42.04	37.09
12.6	31.70	16.39	-13.01	-51.72	-87.93	-109.07	-108.68	-89.67	-62.18	-37.47
12.7	-21.33	-11.24	1.12	23.46	56.47	91.44	113.75	110.77	79.68	30.89
12.8	-15.43	-38.30	-25.85	18.94	79.71	134.62	166.65	170.77	154.65	132.90
12.9	118.74	116.86	122.83	127.23	122.58	108.36	91.30	80.92	83.35	97.16
13.0	113.90	122.87	117.05	96.89	69.58	44.64	27.97	19.86	15.09	7.85
13.1	-3.73	-15.75	-20.94	-13.78	4.75	26.16	38.17	31.38	5.24	-30.40
13.2	-59.47	-67.44	-48.87	-10.34	32.76	64.01	74.05	64.71	46.95	34.03
13.3	33.82	44.58	56.54	58.08	42.80	13.38	-19.95	-45.27	-65.59	-52.30
13.4	-43.58	-38.85	-42.96	-53.56	-63.20	-65.22	-58.05	-47.39	-42.27	-48.81
13.5	-65.12	-81.01	-83.34	-64.14	-26.86	13.46	36.99	29.69	-8.03	-59.63
13.6	-99.31	-104.42	-67.10	1.14	74.40	124.92	136.61	112.69	73.48	45.51
13.7	47.63	81.44	130.89	171.17	181.98	158.10	111.07	66.96	45.27	56.90
13.8	95.33	141.72	174.83	181.27	160.52	122.83	82.02	47.64	21.15	-2.11
13.9	-27.19	-54.01	-75.78	-82.64	-68.16	-34.70	5.92	37.33	46.49	30.39
14.0	-2.18	-34.84	-51.53	-43.94	-14.95	23.53	56.66	73.38	70.41	52.10
14.1	26.79	2.37	-16.87	-30.55	-40.48	-48.28	-54.06	-56.70	-55.24	-50.19
14.2	-43.75	-38.84	-37.70	-40.95	-47.86	-57.45	-69.48	-84.48	-102.47	-121.34
14.3	-136.25	-141.11	-131.87	-110.11	-84.38	-67.76	-71.96	-100.62	-145.47	-188.32
14.4	-208.65	-193.64	-145.44	-81.42	-26.49	-1.05	-10.70	-43.24	-74.98	-83.24
14.5	-58.44	-9.30	41.33	69.25	60.95	21.13	-29.78	-66.08	-69.64	-38.38
14.6	13.55	63.48	91.38	88.55	59.92	19.44	-17.95	-43.50	-57.10	-64.62
14.7	-72.33	-82.13	-90.40	-91.09	-80.84	-62.86	-46.78	-44.05	-61.40	-95.83
14.8	-134.55	-160.44	-160.47	-132.84	-88.69	-47.15	-26.12	-33.45	-63.32	-89.68
14.9	-124.74	-127.83	-109.90	-81.51	-55.92	-41.80	-39.49	-42.83	-44.52	-41.39
15.0	-36.09	-34.47	-40.65	-53.45	-66.53	-72.28	-69.79	-52.72	-38.00	-31.30
15.1	-36.95	-52.47	-70.14	-81.51	-82.19	-73.97	-63.23	-56.78	-57.64	-63.19
15.2	-66.92	-62.53	-48.13	-28.01	-10.89	-5.32	-14.60	-34.15	-52.80	-57.99
15.3	-42.33	-8.12	32.66	63.54	71.46	53.50	18.69	-16.11	-34.43	-28.18
15.4	-1.08	33.94	61.95	73.48	68.19	53.15	37.33	26.10	19.09	12.40
15.5	3.01	-7.98	-15.73	-15.46	-6.91	4.01	7.88	-2.45	-26.65	-55.64
15.6	-75.66	-75.50	-52.89	-18.35	18.83	38.34	36.07	17.12	-5.08	-15.86
15.7	-6.86	18.92	53.44	79.44	87.73	77.18	55.80	36.78	30.55	40.46
15.8	60.78	80.20	88.76	82.63	66.91	52.11	47.91	57.30	74.76	88.51
15.9	92.27	81.09	62.86	49.23	49.32	63.56	82.72	92.85	83.57	54.50
16.0	16.22	-15.32	-27.50	-17.03	4.66	25.31	32.42	23.47	6.48	-5.20
16.1	-1.04	20.36	50.23	74.46	81.36	67.92	41.32	15.00	1.62	6.71
16.2	26.26	49.19	63.17	60.58	41.74	14.00	-12.45	-29.60	-34.88	-31.25
16.3	-24.40	-19.11	-16.83	-15.89	-13.92	-10.70	-9.33	-14.79	-30.58	-55.52
16.4	-83.14	-104.33	-112.13	-105.87	-92.12	-81.51	-83.03	-98.99	-123.68	-146.46
16.5	-157.73	-154.18	-140.21	-124.95	-116.45	-116.82	-121.26	-121.33	-110.61	-89.10
16.6	-63.69	-44.35	-38.54	-47.07	-63.89	-79.80	-88.19	-87.71	-82.96	-80.34
16.7	-83.38	-90.09	-94.04	-88.64	-71.03	-48.84	-29.29	-23.03	-34.02	-57.63
16.8	-82.38	-95.62	-90.09	-67.81	-39.14	-17.36	-11.50	-21.41	-37.67	-46.66
16.9	-38.16	-11.32	24.25	53.25	62.75	49.45	22.02	-3.00	-9.62	9.15
17.0	47.52	89.91	119.06	125.05	110.13	87.05	71.74	74.70	95.83	125.35
17.1	150.04	160.84	157.53	147.81	141.78	145.38	156.75	167.65	168.86	156.17
17.2	133.36	110.33	97.60	100.44	115.82	134.08	144.03	138.82	119.31	93.51
17.3	72.39	64.59	72.57	91.86	113.68	129.14	133.07	125.81	112.30	99.33
17.4	92.33	93.21	100.11	108.74	114.58	114.69	108.45	97.29	83.80	71.04
17.5	62.13	59.93	66.43	81.58	102.35	122.67	135.21	134.46	118.81	96.63
17.6	74.29	61.61	62.10	71.64	80.47	78.58	61.80	34.76	8.96	-3.44
17.7	3.38	25.35	50.43	65.35	63.17	47.44	30.25	25.30	39.86	70.11
17.8	102.71	121.67	116.89	89.68	52.24	21.59	10.98	23.43	50.57	77.26
17.9	89.38	80.82	56.16	27.75	9.07	7.72	21.80	41.52	54.94	54.76
18.0	42.30	26.43	17.94	22.63	37.14	50.16	48.69	25.95	-13.66	-55.64
18.1	-82.33	-82.28	-56.68	-19.46	9.39	13.74	-10.72	-54.53	-98.32	-126.78
18.2	-126.86	-101.84	-63.28	-26.66	-4.11	-0.33	-12.42	-32.74	-52.93	-66.81
18.3	-71.64	-67.73	-57.45	-44.29	-32.11	-24.55	-24.21	-31.95	-46.50	-64.84
18.4	-83.19	-98.31	-108.50	-113.99	-116.41	-117.90	-120.08	-123.30	-127.09	-129.80
18.5	-130.37	-128.64	-125.54	-122.54	-120.65	-119.57	-117.69	-113.16	-105.48	-96.63
18.6	-90.52	-91.01	-99.10	-111.37	-120.70	-119.69	-104.82	-79.12	-51.40	-31.99
18.7	-27.34	-36.30	-50.67	-59.58	-55.58	-38.68	-16.16	1.87	8.31	3.12
18.8	-7.10	-13.37	-9.89	2.53	17.09	25.44	22.95	11.87	0.32	-2.25
18.9	9.41	32.87	58.59	74.38	71.33	48.42	13.38	-20.54	-40.43	-39.41
19.0	-19.48	9.73	35.61	48.46	45.64	32.12	17.44	10.64	16.10	32.22
19.1	53.33	73.46	89.35	101.05	109.96	116.07	116.63	107.57	86.98	58.13
19.2	29.93	13.31	15.69	36.34	65.66	89.32	95.18	79.40	48.41	15.51
19.3	-5.82	-8.47	5.36	26.09	42.19	45.86	36.21	18.50	0.46	-12.05
19.4	-17.58	-18.82	-20.03	-23.92	-29.79	-33.93	-31.87	-21.28	-3.73	15.59
19.5	30.20	35.48	31.02	20.86	11.33	7.64	10.97	17.80	22.30	19.07
19.6	7.34	-8.67	-21.70	-25.30	-17.36	-1.23	16.18	28.09	31.30	27.19
19.7	20.21	14.70	12.36	11.66	9.45	3.42	-6.30	-17.34	-26.84	-33.39
19.8	-37.75	-42.01	-47.72	-54.57	-60.35	-62.38	-59.30	-52.02	-43.21	-35.67
19.9	-30.82	-28.28	-26.80	-25.89	-26.86	-32.36	-44.57	-62.99	-83.33	-98.43

TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
20.0	-101.20	-88.13	-61.75	-30.48	-5.61	3.40	-6.81	-31.61	-60.28	-80.68
20.1	-84.04	-73.18	-53.50	-37.93	-36.36	-51.47	-77.24	-102.04	-114.58	-100.62
20.2	-90.42	-66.62	-48.78	-42.71	-46.68	-53.11	-53.37	-43.05	-24.38	-4.63
20.3	8.48	11.48	7.13	2.54	4.57	15.40	30.06	43.14	44.55	33.03
20.4	13.40	-4.83	-12.32	-4.87	14.18	35.45	48.02	44.70	25.31	-3.40
20.5	-31.09	-48.62	-51.98	-43.43	-29.84	-18.06	-15.84	-20.08	-30.91	-40.68
20.6	-46.55	-47.90	-46.86	-46.65	-49.53	-55.51	-62.66	-68.53	-71.68	-72.44
20.7	-72.33	-72.86	-74.36	-75.94	-76.36	-75.20	-73.37	-72.45	-73.18	-74.35
20.8	-72.82	-65.22	-50.24	-30.26	-10.92	1.36	2.54	-6.74	-21.36	-34.43
20.9	-40.84	-39.91	-35.37	-32.81	-36.14	-45.05	-55.04	-60.03	-55.94	-43.21
21.0	-26.77	-13.54	-8.84	-13.66	-24.39	-34.85	-39.58	-36.40	-27.14	-16.00
21.1	-6.83	-1.34	2.45	7.81	17.35	30.88	45.05	55.05	57.41	52.34
21.2	44.13	39.22	42.63	54.90	71.15	83.17	83.57	70.03	47.02	24.18
21.3	11.67	15.12	32.68	55.88	73.80	78.53	68.77	50.11	31.75	21.74
21.4	23.20	33.86	47.24	56.97	59.28	54.05	43.75	31.50	19.66	9.53
21.5	2.01	-1.73	-0.36	6.64	17.95	30.20	39.04	41.21	36.38	27.67
21.6	20.34	19.26	26.41	39.67	53.76	62.75	62.95	54.70	42.15	31.13
21.7	26.13	28.06	33.81	38.03	36.14	26.05	13.58	1.91	-2.59	2.13
21.8	13.31	24.75	30.01	25.86	13.00	-0.56	-11.66	-16.40	-16.12	-15.20
21.9	-18.21	-25.84	-34.75	-39.03	-34.08	-19.94	-2.12	10.92	12.21	0.16
22.0	-20.29	-40.14	-50.88	-48.76	-36.39	-20.94	-10.04	-7.77	-12.95	-20.39
22.1	-24.35	-22.03	-15.27	-9.41	-10.21	-20.43	-37.91	-56.33	-68.01	-67.64
22.2	-54.87	-34.69	-15.25	-4.32	-5.96	-18.83	-37.04	-52.77	-59.58	-54.60
22.3	-39.49	-18.30	3.70	22.21	34.58	39.58	36.04	27.31	12.61	-3.55
22.4	-16.34	-21.17	-15.84	-2.07	14.80	27.93	32.32	27.37	17.21	8.57
22.5	7.14	14.53	27.46	39.79	45.04	43.93	36.23	28.02	24.05	25.96
22.6	31.56	36.41	36.58	30.94	21.59	12.48	6.05	5.92	7.64	9.10
22.7	8.14	4.89	2.23	3.17	9.73	20.85	32.64	40.27	40.60	34.24
22.8	25.75	21.66	27.21	43.43	66.18	87.82	100.85	101.71	92.65	80.59
22.9	73.54	76.31	87.97	102.45	111.99	111.51	101.49	87.78	78.38	78.10
23.0	90.49	107.76	123.53	131.82	130.96	123.93	116.20	112.36	113.72	117.99
23.1	121.12	119.84	113.54	104.42	95.92	90.71	89.37	90.42	91.58	91.26
23.2	89.33	86.85	84.90	83.51	81.37	76.65	68.34	57.45	47.03	40.05
23.3	41.93	49.78	60.98	69.85	70.97	61.62	43.17	20.40	-0.18	-13.88
23.4	-18.89	-16.93	-11.73	-6.84	-3.90	-2.43	-0.86	1.76	4.76	6.05
23.5	3.64	-2.86	-11.53	-19.05	-22.65	-21.97	-19.58	-19.62	-25.32	-36.81
23.6	-50.56	-60.97	-63.42	-56.78	-44.26	-31.61	-23.95	-22.82	-25.20	-25.35
23.7	-18.17	-2.60	17.22	33.60	38.97	29.82	8.66	-16.91	-37.56	-46.29
23.8	-41.27	-26.15	-7.98	6.10	11.64	8.09	-1.98	-14.75	-27.00	-37.12
23.9	-44.83	-50.20	-53.22	-52.77	-48.21	-39.83	-29.53	-20.47	-15.75	-16.94
24.0	-23.10	-31.05	-36.88	-37.92	-34.14	-28.18	-23.87	-24.06	-28.97	-36.04
24.1	-41.47	-42.45	-38.80	-33.52	-30.09	-31.12	-36.16	-41.93	-44.21	-40.33
24.2	-30.80	-19.11	-9.71	-5.65	-7.08	-11.55	-15.75	-17.57	-17.08	-16.01
24.3	-16.17	-17.94	-19.82	-19.43	-15.10	-7.12	2.23	9.92	13.80	13.83
24.4	11.91	10.75	12.19	16.09	20.36	22.14	19.54	12.94	5.23	0.67
24.5	2.87	12.76	27.60	41.75	48.94	45.19	30.96	11.30	-6.26	-15.05
24.6	-12.42	-0.85	13.42	23.58	25.55	19.67	9.88	1.22	-2.99	-2.54
24.7	0.14	1.86	0.53	-4.02	-10.71	-18.40	-26.72	-35.91	-45.75	-54.71
24.8	-60.07	-59.18	-51.20	-38.08	-24.16	-14.33	-11.80	-16.63	-25.78	-34.74
24.9	-39.63	-38.85	-33.55	-26.77	-21.87	-21.10				

(b) II種地盤用

TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
0.0	-26.28	-44.28	-60.49	-72.26	-77.36	-74.81	-65.28	-50.78	-33.81	-16.70
0.1	-1.32	10.86	18.78	22.40	23.25	24.55	30.05	41.78	58.22	74.08
0.2	82.63	79.41	65.30	46.81	32.92	30.23	30.16	53.64	64.52	64.77
0.3	53.08	33.88	14.04	-1.53	-12.16	-20.47	-29.03	-37.41	-41.88	-38.24
0.4	-25.53	-8.04	6.30	10.33	2.04	-13.97	-29.03	-35.55	-31.47	-21.42
0.5	-13.93	-16.51	-31.54	-55.28	-80.11	-98.45	-106.01	-102.99	-93.07	-81.44
0.6	-72.84	-70.34	-74.72	-84.28	-95.08	-102.06	-100.82	-89.75	-71.05	-50.03
0.7	-32.67	-22.81	-20.56	-22.97	-26.36	-28.60	-29.79	-31.00	-32.28	-31.82
0.8	-27.20	-18.43	-8.84	-4.04	-12.13	-30.44	-52.76	-67.65	-65.60	-45.19
0.9	-15.14	9.58	15.62	-1.34	-34.08	-67.74	-87.75	-87.13	-69.07	-43.86
1.0	-22.58	-11.63	-11.15	-17.37	-26.45	-36.78	-48.49	-61.03	-71.45	-75.17
1.1	-68.90	-53.78	-36.12	-24.82	-26.81	-43.13	-68.04	-91.52	-103.80	-99.32
1.2	-78.57	-47.30	-14.68	10.29	20.30	12.15	-12.03	-44.66	-74.66	-91.26
1.3	-88.60	-68.63	-40.52	-16.22	-4.03	-7.48	-19.52	-32.68	-41.56	-46.28
1.4	-51.12	-59.84	-71.50	-79.06	-77.86	-62.33	-38.14	-15.67	-4.48	-6.77
1.5	-15.38	-18.13	-6.01	20.08	48.86	64.98	58.46	31.14	-3.95	-30.04
1.6	-36.10	-22.72	-0.80	14.92	14.71	-2.82	-31.73	-63.99	-94.26	-121.07
1.7	-144.51	-162.86	-171.32	-164.32	-139.63	-101.21	-58.58	-22.71	-0.92	6.09
1.8	3.60	-0.66	-0.43	6.66	10.14	33.17	44.12	47.77	41.22	24.23
1.9	0.48	-22.35	-34.97	-30.93	-11.06	15.17	33.12	30.25	3.29	-39.11
2.0	-80.26	-104.08	-103.45	-83.51	-57.87	-40.44	-37.97	-47.80	-61.56	-71.76
2.1	-76.35	-78.30	-81.09	-84.06	-81.73	-68.19	-43.61	-17.74	-6.97	-25.72
2.2	-76.86	-147.57	-213.71	-251.02	-247.11	-207.41	-161.96	-104.97	-83.10	-88.82
2.3	-111.69	-135.92	-148.90	-146.68	-132.28	-112.06	-90.37	-67.86	-43.06	-15.64
2.4	11.65	33.76	46.28	48.20	42.91	35.64	30.75	20.16	28.34	24.46
2.5	15.24	1.54	-12.04	-23.47	-26.47	-20.81	-8.26	6.91	18.54	19.88
2.6	5.53	-26.84	-69.26	-113.42	-143.87	-148.88	-125.15	-80.17	-28.27	11.60
2.7	33.39	37.45	32.92	29.67	31.55	34.45	30.49	15.25	-7.32	-26.19
2.8	-30.56	-18.04	2.13	14.02	5.45	-22.81	-55.71	-72.15	-58.10	-16.31
2.9	34.00	67.81	68.75	38.55	-4.52	-36.91	-43.59	-25.65	2.31	22.51
3.0	24.82	11.07	-8.83	-25.24	-34.99	-41.53	-49.43	-58.54	-62.46	-52.83
3.1	-26.10	12.46	50.91	77.52	87.08	87.87	88.98	102.18	131.49	172.72
3.2	216.50	252.77	273.65	274.08	251.54	207.13	147.74	87.12	42.89	20.21
3.3	48.69	88.97	127.57	143.40	128.37	91.74	53.85	33.03	33.94	45.17
3.4	47.63	28.07	-11.54	-55.22	-83.74	-87.34	-71.60	-52.49	-44.42	-49.93
3.5	-58.61	-55.79	-34.73	-3.17	20.78	20.93	-5.00	-42.12	-66.50	-59.59
3.6	-10.52	37.62	87.33	110.51	102.80	75.11	44.26	23.48	15.94	16.16
3.7	16.37	12.73	7.58	7.04	16.69	38.56	71.01	110.46	152.93	184.42
3.8	230.48	256.56	269.63	270.00	261.53	249.20	235.38	217.66	190.37	149.64
3.9	88.48	48.07	13.29	4.74	22.17	53.92	83.35	98.33	97.90	91.73
4.0	92.84	108.41	134.88	160.54	173.66	170.40	167.14	145.58	144.12	151.66
4.1	158.25	152.35	129.85	98.45	74.15	71.58	94.17	130.52	159.57	161.85
4.2	130.43	75.11	17.56	-19.73	-24.61	-0.61	36.11	65.70	74.56	60.84
4.3	34.06	8.04	-5.49	-2.25	14.30	36.32	56.15	69.59	76.43	78.90
4.4	79.41	79.14	76.21	76.58	74.99	74.76	76.69	78.61	79.79	71.79
4.5	50.85	15.60	-29.99	-76.91	-113.76	-131.27	-126.65	-105.74	-81.45	-68.55
4.6	-76.79	-105.64	-143.69	-173.39	-179.50	-157.32	-114.86	-69.85	-40.39	-35.87
4.7	-52.69	-77.29	-94.78	-97.74	-90.14	-83.71	-89.50	-109.87	-136.29	-154.31
4.8	-152.44	-129.13	-93.41	-58.66	-33.97	-18.65	-3.75	20.70	57.60	99.38
4.9	131.67	141.79	126.50	94.10	59.59	36.11	27.97	29.39	29.23	18.29
5.0	-5.33	-35.82	-63.73	-81.55	-87.32	-84.60	-79.54	-77.31	-79.89	-85.98
5.1	-92.52	-96.58	-96.83	-94.23	-91.78	-93.40	-101.77	-116.18	-131.30	-138.63
5.2	-130.45	-104.75	-68.07	-33.88	-16.38	-22.89	-49.34	-82.14	-105.75	-111.76
5.3	-103.70	-94.31	-96.81	-115.67	-142.94	-162.72	-161.02	-134.68	-93.57	-54.68
5.4	-32.01	-29.02	-38.24	-47.92	-50.86	-49.05	-51.21	-65.14	-90.48	-117.29
5.5	-131.64	-124.68	-99.03	-68.27	-49.75	-55.15	-84.50	-127.04	-167.63	-194.65
5.6	-204.73	-202.33	-195.52	-191.11	-191.89	-196.66	-201.98	-203.88	-198.94	-184.94
5.7	-161.54	-131.08	-98.39	-69.18	-47.20	-32.21	-20.20	-6.41	10.76	27.81
5.8	38.07	36.57	24.67	10.56	4.80	13.24	32.18	49.69	52.75	35.97
5.9	5.96	-22.09	-33.65	-24.18	-2.15	16.58	19.33	5.37	-13.26	-19.43
6.0	-2.21	35.90	80.25	113.24	125.00	118.68	107.06	103.29	111.93	126.61
6.1	135.20	128.70	107.63	81.61	62.80	57.91	64.17	71.67	70.03	54.74
6.2	29.12	1.38	-20.76	-33.78	-38.58	-37.70	-32.34	-21.57	-3.76	21.15
6.3	50.75	81.12	108.65	130.85	145.67	150.41	141.96	119.18	85.95	52.05
6.4	29.93	28.38	46.73	73.99	94.28	95.95	78.71	53.83	37.01	38.18
6.5	55.14	75.31	84.75	78.12	62.77	53.92	63.93	93.09	128.39	151.41
6.6	150.14	126.86	96.63	77.41	78.50	95.01	111.89	114.70	99.41	74.84
6.7	56.19	54.32	68.33	86.35	93.74	83.18	59.56	36.93	29.64	43.70
6.8	73.75	106.90	130.36	137.87	131.26	117.48	103.77	94.33	88.83	88.77
6.9	88.84	87.41	81.65	69.41	51.06	30.81	15.65	11.63	19.35	32.09
7.0	38.81	30.92	8.52	-18.42	-35.55	-33.41	-14.06	8.61	22.19	16.41
7.1	-1.20	-13.90	-5.77	27.18	73.36	112.24	127.24	116.24	92.66	76.27
7.2	79.98	101.20	123.69	128.29	105.40	60.70	10.90	-27.35	-47.43	-55.16
7.3	-62.30	-76.36	-93.92	-102.31	-88.20	-47.98	8.64	61.53	90.35	84.46
7.4	47.63	-4.22	-50.50	-74.16	-67.30	-33.08	17.12	67.06	101.14	109.20
7.5	89.80	50.40	3.74	-38.61	-71.55	-99.26	-130.39	-170.96	-217.90	-258.31
7.6	-275.74	-260.01	-214.23	-154.29	-100.61	-67.20	-55.03	-53.82	-50.85	-40.49
7.7	-27.82	-23.94	-36.26	-61.06	-83.78	-87.41	-63.63	-19.20	26.70	52.72
7.8	46.80	11.78	-37.81	-85.05	-119.91	-142.90	-161.58	-183.21	-208.64	-231.32
7.9	-241.38	-231.85	-202.98	-162.60	-122.76	-94.76	-85.01	-93.13	-112.58	-133.55
8.0	-147.36	-150.73	-148.11	-150.14	-167.86	-205.05	-253.04	-292.03	-299.97	-264.91
8.1	-193.91	-112.26	-52.28	-37.05	-68.38	-126.31	-180.47	-206.67	-198.73	-168.81
8.2	-136.98	-117.45	-110.69	-105.80	-90.50	-60.80	-23.50	9.88	32.49	47.29
8.3	63.83	89.01	110.01	139.21	133.03	94.08	33.10	-25.10	-54.93	-42.98
8.4	4.68	66.60	117.48	140.16	131.38	98.59	58.18	18.98	-10.55	-27.34
8.5	-32.06	-29.37	-27.84	-37.35	-63.37	-101.06	-134.25	-142.20	-111.87	-48.32
8.6	24.41	74.35	78.90	37.72	-27.54	-86.05	-120.76	-130.28	-133.94	-151.53
8.7	-188.03	-228.78	-249.74	-235.30	-190.89	-140.58	-110.74	-111.36	-128.27	-132.38
8.8	-99.87	-20.30	56.32	124.11	152.17	142.34	116.26	88.05	86.55	99.87
8.9	86.08	41.91	-24.34	-85.13	-110.02	-84.54	-18.87	59.33	122.36	158.15
9.0	174.09	187.81	212.76	248.87	283.06	303.24	299.03	274.01	237.28	198.21
9.1	163.65	130.95	135.88	161.23	210.62	300.31	376.60	415.15	392.80	310.78
9.2	196.57	90.73	26.13	12.20	33.73	64.02	82.77	86.58	85.92	92.51
9.3	107.60	120.31	116.84	92.98	59.38	34.88	32.48	48.49	63.80	57.30
9.4	22.39	-25.29	-55.50	-42.00	19.50	106.13	178.96	203.80	169.71	93.00
9.5	8.08	-51.17	-68.89	-42.61	2.28	43.96	64.54	67.14	25.46	-19.71
9.6	-64.72	-86.86	-107.42	-93.91	-60.35	-15.10	32.89	78.06	117.99	152.12
9.7	178.11	181.05	186.32	164.57	134.64	110.95	105.84	121.29	145.85	159.98
9.8	147.06	103.49	41.19	-19.41	-61.37	-80.49	-85.96	-92.23	-108.03	-129.94
9.9	-144.74	-138.60	-106.86	-58.06	-9.91	19.75	21.37	-3.09	-42.87	-84.50

TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
10.0	-117.41	-136.55	-142.18	-137.02	-128.68	-118.81	-110.70	-104.86	-100.09	-96.84
10.1	-99.11	-114.29	-140.01	-202.63	-262.49	-305.67	-308.41	-259.09	-167.10	-61.08
10.2	24.10	64.83	60.36	31.16	4.88	-1.49	8.39	14.05	-6.62	-61.25
10.3	-136.59	-205.67	-243.65	-241.55	-209.44	-167.73	-133.57	-111.66	-95.17	-74.88
10.4	-48.89	-25.72	-18.63	-35.44	-71.49	-110.49	-132.94	-126.44	-91.78	-41.67
10.5	5.96	35.96	46.97	22.44	-11.23	-47.60	-73.31	-77.57	-55.85	-12.41
10.6	40.40	87.03	115.76	124.11	118.01	110.65	106.00	103.67	96.91	81.08
10.7	60.46	48.67	61.06	103.71	166.52	226.00	257.14	247.46	204.58	152.40
10.8	118.27	118.78	152.63	203.91	252.72	285.93	301.79	307.04	309.71	313.23
10.9	315.24	310.76	296.68	274.11	247.70	223.57	206.10	198.49	201.51	214.65
11.0	235.43	259.66	282.75	301.94	317.97	334.38	354.56	378.33	400.81	415.14
11.1	417.13	408.52	395.52	383.19	369.46	343.86	293.14	211.06	105.80	-0.75
11.2	-82.60	-122.99	-123.08	-100.60	-79.02	-74.31	-87.37	-106.42	-116.95	-111.88
11.3	-95.34	-78.51	-71.25	-76.15	-88.74	-102.74	-115.55	-120.64	-148.39	-172.12
11.4	-195.27	-210.11	-212.56	-205.80	-199.12	-201.14	-214.78	-235.59	-255.88	-270.78
11.5	-281.27	-291.75	-304.17	-314.12	-312.69	-293.53	-259.88	-225.58	-208.12	-217.79
11.6	-250.35	-288.71	-312.97	-312.11	-289.45	-258.19	-230.86	-210.49	-190.19	-160.64
11.7	-120.99	-81.29	-57.76	-59.03	-82.02	-104.19	-103.66	-70.30	-13.51	41.98
11.8	70.38	59.36	15.66	-41.14	-91.46	-126.29	-148.81	-167.30	-166.02	-201.17
11.9	-204.60	-191.59	-165.91	-137.84	-116.52	-102.83	-88.79	-64.37	-26.69	15.37
12.0	45.29	49.25	25.49	-14.02	-50.82	-71.09	-72.89	-64.95	-58.47	-58.73
12.1	-62.46	-62.76	-56.79	-49.15	-49.27	-62.05	-81.98	-94.58	-85.74	-52.71
12.2	-8.47	24.65	28.57	1.33	-41.04	-74.47	-82.08	-64.77	-39.96	-29.68
12.3	-46.11	-84.38	-126.97	-155.96	-164.28	-158.07	-149.22	-144.27	-138.36	-118.90
12.4	-76.37	-14.01	51.05	96.77	109.58	92.84	64.63	46.24	49.00	68.23
12.5	87.81	91.74	74.53	43.50	12.44	-8.30	-17.77	-22.67	-30.01	-40.33
12.6	-46.95	-41.63	-21.97	5.52	29.33	41.14	41.84	40.60	47.33	64.14
12.7	82.50	88.53	73.06	38.77	-1.14	-32.12	-48.85	-59.09	-77.43	-113.15
12.8	-161.09	-202.82	-218.14	-199.44	-158.29	-119.27	-104.25	-117.87	-144.32	-157.95
12.9	-140.52	-93.19	-34.88	11.88	37.35	51.47	76.02	127.65	203.89	282.44
13.0	334.78	344.65	318.54	280.54	255.31	250.80	253.20	237.52	186.47	104.50
13.1	17.17	-43.64	-58.50	-30.86	17.26	60.12	82.96	86.78	81.64	75.09
13.2	65.35	44.22	6.57	-41.07	-86.00	-109.80	-107.98	-88.08	-68.11	-55.35
13.3	-47.04	-28.38	14.70	82.92	150.87	220.43	245.83	234.64	202.08	168.56
13.4	145.99	132.33	117.85	97.68	80.03	82.57	118.67	183.58	251.78	280.16
13.5	273.07	206.76	117.05	42.00	0.54	-9.89	-12.03	-20.24	-67.59	-111.15
13.6	-133.81	-118.85	-72.30	-20.66	5.67	-8.48	-54.19	-105.63	-137.76	-142.05
13.7	-130.04	-123.11	-136.68	-169.92	-207.54	-231.27	-232.03	-214.28	-190.50	-170.89
13.8	-156.53	-140.82	-117.28	-87.07	-60.10	-48.85	-59.60	-87.70	-120.69	-145.35
13.9	-155.76	-154.33	-147.38	-138.90	-127.62	-109.64	-83.77	-64.71	-30.78	-17.69
14.0	-13.14	-7.02	12.26	49.72	99.89	150.33	190.33	218.38	242.85	274.82
14.1	318.22	364.36	395.55	395.02	362.56	309.24	259.89	235.52	242.61	270.07
14.2	296.42	302.42	281.42	241.68	200.08	171.02	163.07	168.64	177.79	180.86
14.3	174.10	159.92	143.38	127.92	113.30	96.78	76.13	52.36	30.13	15.37
14.4	11.55	16.60	22.63	16.89	-3.08	-44.58	-97.83	-148.20	-180.66	-185.56
14.5	-163.62	-124.75	-82.99	-50.05	-31.07	-24.79	-27.42	-36.95	-54.81	-83.45
14.6	-121.84	-162.44	-192.27	-198.15	-173.27	-121.07	-54.32	10.15	57.92	81.47
14.7	81.33	64.21	40.09	19.38	10.26	16.03	32.96	50.05	52.42	27.84
14.8	-26.33	-100.06	-174.14	-228.99	-254.15	-252.57	-237.03	-221.12	-210.88	-202.64
14.9	-188.26	-163.36	-132.08	-104.35	-87.60	-79.27	-66.51	-34.16	24.01	98.99
15.0	170.20	217.16	231.49	220.69	201.15	185.30	172.47	150.11	104.73	34.63
15.1	-45.29	-110.49	-141.36	-135.19	-107.43	-81.28	-73.13	-83.70	-100.51	-109.05
15.2	-103.77	-90.99	-82.28	-84.13	-92.61	-97.10	-90.08	-74.72	-63.71	-69.54
15.3	-93.53	-122.50	-136.89	-123.58	-86.53	-44.45	-18.24	-16.44	-29.46	-37.22
15.4	-24.68	5.85	35.28	41.06	14.15	-32.78	-71.97	-77.97	-43.80	15.12
15.5	71.40	102.80	103.98	85.44	61.94	40.27	15.97	-19.03	-64.85	-108.45
15.6	-130.22	-118.27	-79.36	-37.36	-18.68	-34.31	-71.28	-100.43	-95.75	-52.32
15.7	9.56	56.90	64.47	29.15	-31.06	-91.51	-137.31	-169.73	-198.67	-228.40
15.8	-248.95	-241.08	-191.74	-108.11	-18.30	43.87	60.26	40.88	17.58	22.25
15.9	64.25	122.83	160.63	149.23	89.51	12.50	-39.06	-41.62	2.54	61.52
16.0	100.12	101.64	76.19	50.05	44.90	62.57	85.76	93.12	76.35	46.37
16.1	24.08	23.51	40.53	55.98	50.86	21.59	-16.46	-40.31	-37.06	-14.26
16.2	5.14	-0.02	-32.68	-74.53	-98.92	-90.32	-55.56	-18.67	-1.22	-5.72
16.3	-12.18	7.01	65.19	148.85	224.31	259.69	246.56	205.41	170.62	165.84
16.4	187.99	211.80	211.69	184.32	154.07	155.78	206.43	286.55	346.75	337.05
16.5	240.52	88.07	-56.53	-132.68	-117.15	-34.69	60.47	118.98	123.61	92.85
16.6	61.56	54.38	71.01	91.89	97.18	83.21	63.68	56.03	64.98	77.07
16.7	71.09	36.20	-16.75	-60.34	-69.12	-38.24	11.84	48.36	47.96	11.46
16.8	-38.21	-72.92	-77.93	-59.11	-34.32	-17.23	-6.77	9.39	41.05	83.33
16.9	117.51	125.27	105.83	81.26	83.80	132.37	215.07	291.72	317.03	270.01
17.0	169.73	65.80	9.13	21.58	84.46	152.78	185.01	168.07	121.61	80.16
17.1	67.12	79.06	90.47	74.20	22.07	-49.02	-109.22	-136.31	-130.04	-110.26
17.2	-101.46	-115.47	-144.53	-169.01	-172.85	-155.30	-130.70	-117.60	-125.79	-150.74
17.3	-178.55	-196.53	-201.23	-198.15	-194.88	-193.84	-190.90	-180.48	-162.41	-144.30
17.4	-136.88	-145.94	-167.32	-189.28	-200.58	-198.00	-187.57	-177.00	-167.79	-151.36
17.5	-115.01	-53.60	21.83	85.77	111.20	85.93	21.70	-50.87	-98.83	-105.03
17.6	-76.30	-36.92	-11.98	-11.74	-26.66	-35.64	-21.09	19.43	72.14	116.30
17.7	136.86	132.02	111.58	88.55	70.46	56.38	40.54	19.08	-5.82	-27.30
17.8	-39.29	-41.02	-42.51	-51.58	-76.46	-116.65	-163.73	-205.43	-231.16	-235.95
17.9	-221.40	-194.06	-162.66	-135.49	-118.10	-111.55	-111.66	-110.17	-98.36	-72.04
18.0	-35.32	-0.45	17.21	6.95	-31.20	-85.81	-139.83	-179.42	-200.57	-209.37
18.1	-215.98	-226.20	-237.17	-238.53	-220.95	-183.64	-136.56	-86.50	-76.61	-78.84
18.2	-92.52	-100.74	-90.31	-59.15	-16.57	23.28	50.26	63.55	70.46	79.94
18.3	95.96	114.93	129.02	132.52	126.61	119.23	120.09	134.38	159.36	186.10
18.4	204.84	210.52	204.86	194.05	184.10	177.05	170.34	159.29	140.68	114.81
18.5	85.37	57.48	35.71	23.10	20.98	28.82	43.66	59.81	69.91	67.79
18.6	52.03	27.76	4.76	-7.69	-6.58	2.54	8.62	2.21	-17.78	-42.48
18.7	-57.96	-54.07	-31.32	-1.28	20.21	22.63	6.82	-16.30	-33.50	-37.90
18.8	-32.41	-25.84	-24.53	-26.02	-19.79	5.07	50.39	104.76	148.19	163.20
18.9	146.26	105.63	64.62	39.53	35.13	42.62	47.25	39.07	19.55	-0.15
19.0	-7.22	4.15	29.62	58.56	81.41	95.13	102.86	108.88	113.25	110.63
19.1	94.22	61.70	18.56	-23.95	-54.81	-68.89	-68.43	-59.65	-47.90	-35.03
19.2	-21.16	-8.56	-3.71	-14.66	-44.94	-88.47	-130.20	-153.09	-147.78	-118.25
19.3	-79.52	-48.53	-34.26	-33.64	-36.02	-32.50	-23.42	-18.16	-27.58	-54.74
19.4	-80.96	-120.57	-131.33	-123.00	-107.66	-101.27	-112.05	-134.10	-160.77	-146.86
19.5	-114.91	-68.93	-27.81	-8.03	-12.82	-31.14	-46.69	-44.19	-26.13	-1.29
19.6	18.34	26.83	27.10	26.98	32.16	41.65	48.92	47.39	35.76	19.00
19.7	4.50	-3.45	-6.44	-9.89	-17.98	-29.61	-38.72	-38.67	-27.47	-9.64
19.8	6.53	14.38	12.82	5.93	-1.08	-6.26	-11.08	-21.82	-35.87	-48.48
19.9	-50.79	-36.65	-7.58	27.03	55.25	70.00	73.39	74.84	84.09	103.83

TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
20.0	127.07	141.16	135.66	109.03	69.58	30.21	1.16	-15.27	-23.91	-31.86
20.1	-42.78	-54.71	-62.49	-62.58	-56.61	-50.86	-52.23	-63.49	-81.14	-97.25
20.2	-103.87	-97.25	-79.15	-55.12	-31.20	-11.40	2.83	11.40	14.18	10.61
20.3	0.39	-15.43	-34.18	-52.31	-66.74	-75.79	-79.15	-77.40	-71.49	-62.75
20.4	-53.28	-45.87	-43.17	-46.28	-53.76	-61.97	-66.80	-65.02	-60.14	-52.97
20.5	-48.61	-40.60	-55.62	-64.10	-72.02	-77.87	-82.21	-86.86	-93.23	-101.08
20.6	-103.30	-112.02	-109.95	-101.42	-87.43	-69.05	-51.00	-32.21	-14.03	3.55
20.7	20.95	38.50	56.11	73.11	88.46	101.28	111.56	120.44	129.77	141.10
20.8	154.58	168.63	180.78	189.28	194.41	198.58	204.84	214.68	226.61	236.60
20.9	240.27	235.69	224.78	212.54	204.29	202.77	206.88	212.72	216.27	215.84
21.0	212.82	210.32	210.90	214.91	220.59	225.53	228.35	229.20	228.95	227.65
21.1	223.87	215.24	200.28	170.88	157.51	137.81	124.49	118.81	119.48	123.84
21.2	129.32	134.10	136.95	136.72	132.42	124.05	113.55	104.80	102.17	108.05
21.3	121.10	136.36	147.65	150.80	146.02	136.75	127.40	119.74	111.41	97.42
21.4	73.57	39.73	0.58	-36.76	-66.61	-87.74	-103.39	-118.51	-136.08	-154.98
21.5	-170.77	-178.84	-177.51	-169.12	-158.31	-148.02	-141.60	-133.03	-122.76	-107.26
21.6	-90.27	-77.10	-72.52	-77.84	-90.07	-103.68	-113.68	-118.19	-118.90	-110.92
21.7	-124.35	-133.38	-145.51	-157.76	-167.14	-171.60	-170.60	-164.41	-153.00	-140.92
21.8	-127.62	-116.84	-106.01	-96.54	-84.28	-66.35	-42.21	-14.84	10.26	27.71
21.9	35.32	35.36	33.23	34.16	40.00	48.14	53.42	51.70	43.25	32.17
22.0	24.68	24.84	32.15	42.00	48.73	49.28	44.95	40.23	39.56	44.34
22.1	52.24	59.22	62.70	63.56	66.01	73.52	86.41	99.07	106.25	98.28
22.2	74.13	38.70	1.93	-25.48	-36.76	-31.68	-16.11	1.05	11.85	12.22
22.3	2.78	-12.38	-28.10	-40.96	-49.56	-55.23	-60.22	-66.07	-72.45	-77.13
22.4	-77.07	-70.04	-56.02	-37.37	-17.84	-0.00	11.80	20.71	27.57	33.84
22.5	39.51	42.99	42.15	35.94	25.28	12.95	2.19	-4.01	-8.45	-10.44
22.6	-13.58	-18.67	-28.14	-37.19	-43.94	-46.51	-44.92	-40.99	-37.20	-35.05
22.7	-33.02	-31.18	-23.70	-10.57	6.05	20.10	24.36	13.87	-10.05	-43.77
22.8	-74.80	-95.52	-102.89	-100.03	-98.32	-103.43	-119.50	-142.76	-164.65	-176.62
22.9	-174.68	-160.96	-141.61	-122.66	-106.59	-91.82	-75.06	-54.71	-32.69	-13.58
23.0	-1.66	1.87	-0.44	-4.09	-5.60	-5.00	-4.61	-7.70	-15.53	-26.40
23.1	-36.77	-43.46	-45.58	-44.61	-43.21	-43.34	-45.38	-48.29	-50.55	-50.86
23.2	-48.45	-42.96	-34.78	-25.61	-18.81	-18.59	-27.73	-45.14	-64.88	-77.98
23.3	-76.83	-59.58	-32.03	-5.25	9.02	8.35	-7.18	-28.37	-46.83	-58.80
23.4	-66.01	-76.29	-90.83	-109.45	-126.82	-137.14	-138.26	-133.19	-127.74	-126.14
23.5	-127.82	-127.67	-119.79	-102.01	-78.07	-55.84	-42.62	-40.72	-45.95	-50.08
23.6	-45.50	-29.15	-3.65	24.56	48.63	63.78	68.15	61.89	46.24	23.07
23.7	-4.80	-33.38	-58.18	-75.46	-83.42	-82.30	-73.48	-58.40	-38.25	-14.87
23.8	8.20	25.76	32.76	27.18	11.96	-5.65	-17.63	-19.58	-13.22	-5.31
23.9	-3.28	-10.53	-24.38	-38.02	-45.39	-45.47	-43.12	-45.90	-59.00	-81.68
24.0	-107.72	-129.35	-142.01	-146.53	-147.37	-148.43	-149.44	-145.80	-131.99	-106.22
24.1	-72.93	-41.22	-20.10	-13.46	-18.07	-25.69	-27.90	-20.57	-5.23	12.82
24.2	28.30	38.88	45.74	52.01	60.48	72.22	86.63	102.07	116.51	127.53
24.3	132.50	129.45	118.54	103.34	90.22	85.82	93.46	110.89	130.98	145.38
24.4	148.93	142.11	129.77	117.30	106.75	95.81	80.22	57.86	31.20	6.24
24.5	-11.60	-21.47	-27.91	-37.61	-54.06	-74.26	-89.99	-93.37	-83.03	-66.52
24.6	-56.89	-65.25	-93.80	-133.96	-170.71	-190.48	-187.87	-167.18	-138.50	-111.36
24.7	-90.13	-73.64	-58.44	-42.71	-27.95	-17.51	-15.62	-15.42	-19.47	-22.11
24.8	-21.71	-18.97	-15.23	-10.43	-2.56	10.89	30.44	53.36	74.69	89.87
24.9	97.20	98.29	96.23	93.23	89.60	84.91	80.24	79.30	86.84	105.64
25.0	132.54	159.44	176.46	177.32	162.71	139.50	116.09	97.11	80.96	62.00
25.1	35.75	3.33	-28.02	-49.01	-54.01	-44.80	-29.48	-17.57	-14.46	-18.77
25.2	-24.32	-24.98	-18.89	-9.49	-2.67	-2.57	-8.69	-16.41	-20.05	-16.36
25.3	-6.08	7.07	18.95	27.12	31.26	32.27	30.97	27.65	22.72	17.43
25.4	13.94	14.42	19.79	29.26	40.94	53.16	65.38	78.12	91.90	106.39
25.5	120.40	132.91	144.27	156.18	170.51	187.37	204.12	216.37	220.40	215.69
25.6	205.55	195.41	189.63	188.97	190.35	189.08	182.08	169.82	155.83	144.16
25.7	136.61	131.63	125.57	115.21	100.00	82.39	66.36	55.15	49.80	49.29
25.8	51.67	55.37	59.63	64.09	68.05	70.38	70.15	67.45	63.76	61.36
25.9	62.19	66.85	74.46	83.24	91.43	97.82	101.71	102.72	100.84	96.86
26.0	92.77	91.39	95.20	104.75	117.88	130.44	138.41	140.15	137.41	134.26
26.1	134.57	130.72	147.89	155.50	159.74	160.30	159.22	158.96	160.16	160.83
26.2	157.59	148.17	133.25	116.40	101.77	91.36	83.56	74.18	59.32	38.30
26.3	14.52	-6.10	-18.40	-20.63	-15.18	-6.92	-0.47	1.80	0.06	-4.33
26.4	-10.43	-18.46	-29.23	-42.81	-57.70	-71.11	-80.35	-84.25	-83.72	-81.23
26.5	-79.46	-80.21	-84.02	-90.57	-99.33	-109.75	-121.00	-131.63	-139.49	-142.39
26.6	-138.96	-129.24	-114.65	-97.39	-79.74	-63.84	-51.79	-45.83	-47.89	-58.59
26.7	-76.07	-95.75	-111.59	-118.39	-114.24	-101.51	-85.67	-72.61	-65.62	-64.08
26.8	-64.28	-62.04	-55.30	-45.30	-35.57	-29.61	-28.67	-31.23	-34.23	-35.30
26.9	-34.30	-33.20	-34.46	-38.94	-45.03	-49.53	-49.83	-46.04	-41.38	-40.62
27.0	-47.25	-61.15	-78.25	-92.44	-98.66	-95.45	-85.42	-73.55	-64.39	-59.82
27.1	-59.16	-59.61	-59.31	-58.15	-57.63	-59.30	-63.18	-67.25	-68.42	-64.33
27.2	-54.76	-41.81	-28.62	-17.67	-9.58	-3.19	3.40	11.42	20.70	29.76
27.3	36.44	38.77	35.36	25.62	9.96	-9.96	-31.17	-49.99	-63.28	-69.92
27.4	-71.59	-72.03	-75.10	-82.52	-92.88	-102.54	-108.13	-108.87	-107.32	-107.72
27.5	-113.14	-123.17	-133.93	-140.37	-139.52	-132.31	-122.03	-116.09	-114.12	-116.08
27.6	-119.29	-122.18	-126.06	-134.31	-149.34	-169.39	-187.73	-195.39	-185.98	-159.79
27.7	-124.50	-91.78	-71.70	-68.24	-78.19	-93.90	-107.73	-115.56	-117.40	-115.58
27.8	-112.09	-107.29	-100.43	-91.19	-80.82	-71.61	-65.45	-62.43	-60.88	-58.90
27.9	-55.96	-53.64	-54.46	-59.95	-69.16	-79.01	-86.04	-88.46	-88.81	-83.54
28.0	-80.15	-77.02	-73.26	-68.44	-63.90	-62.57	-66.96	-76.87	-88.53	-96.24
28.1	-95.65	-86.56	-73.21	-61.68	-55.99	-55.62	-56.03	-51.98	-41.33	-26.69
28.2	-13.83	-7.84	-9.80	-16.18	-21.29	-21.08	-16.59	-8.42	-3.78	-3.19
28.3	-4.34	-2.68	5.22	19.15	35.15	47.97	54.29	54.54	52.34	51.98
28.4	55.98	63.98	73.76	82.95	90.41	96.17	100.54	103.31	103.89	102.21
28.5	99.57	98.29	100.31	105.58	111.62	114.80	112.58	105.37	96.55	90.58
28.6	90.46	96.13	104.87	113.19	118.70	121.24	121.04	118.11	111.16	98.68
28.7	80.93	61.27	45.58	39.61	45.35	60.35	77.89	90.82	95.13	91.59
28.8	84.60	79.07	77.49	78.99	80.74	80.40	77.94	75.50	75.68	79.50
28.9	85.67	91.46	94.43	93.71	89.99	84.40	77.35	68.30	56.68	43.11
29.0	29.80	19.71	14.93	15.35	18.74	22.08	23.27	22.02	19.38	16.38
29.1	13.05	8.44	1.86	-6.01	-12.90	-16.26	-15.04	-10.74	-6.71	-6.08
29.2	-0.61	-15.07	-18.68	-17.70	-12.41	-6.13	-3.26	-6.56	-15.62	-27.45
29.3	-38.63	-47.46	-54.55	-61.50	-68.88	-75.07	-77.08	-72.81	-63.17	-52.40
29.4	-46.03	-47.88	-57.74	-71.49	-83.38	-89.08	-87.69	-81.50	-74.08	-68.18
29.5	-64.71	-63.21	-63.03	-64.02	-66.21	-68.91	-70.26	-68.03	-61.15	-50.94
29.6	-40.95	-35.02	-34.91	-38.90	-42.64	-41.61	-33.82	-20.96	-7.29	2.83
29.7	7.15	6.05	1.40	-5.25	-13.49	-23.41	-34.20	-43.32	-47.29	-43.75
29.8	-33.35	-19.96	-8.63	-2.64	-1.55	-1.60	1.53	9.56	20.11	28.01
29.9	28.55	20.61	7.54	-4.60	-10.45	-8.04	0.75	11.90	21.84	29.12

(c) III種地盤用

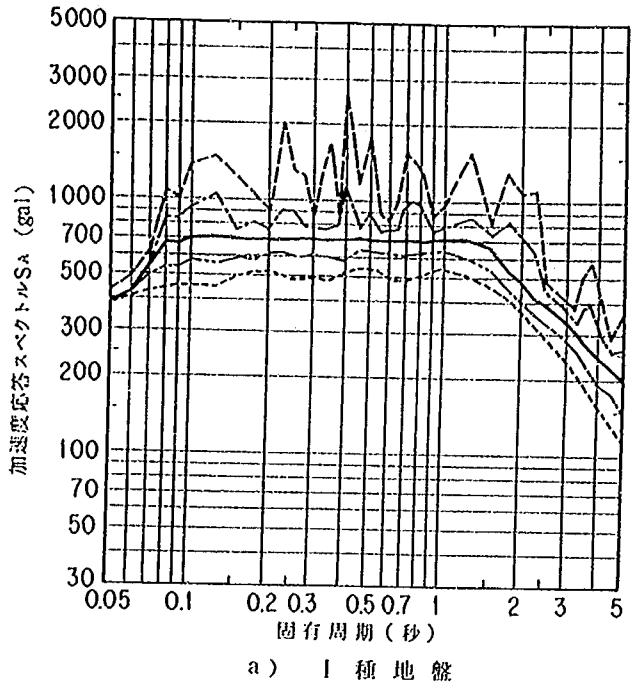
TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
0.0	-78.40	-117.64	-147.47	-159.57	-152.24	-130.53	-103.50	-80.33	-67.10	-65.50
0.1	-73.77	-87.37	-101.44	-111.72	-115.46	-112.05	-103.08	-91.73	-81.48	-74.62
0.2	-71.48	-70.77	-71.04	-72.06	-75.25	-82.58	-94.65	-109.30	-121.98	-127.77
0.3	-123.09	-111.65	-94.73	-77.65	-62.60	-48.40	-32.33	-11.80	11.86	34.54
0.4	50.36	55.22	48.88	34.84	18.16	2.72	-10.38	-22.20	-34.47	-46.00
0.5	-56.07	-59.15	-53.21	-38.63	-19.27	-1.20	8.85	6.56	-0.48	-36.89
0.6	-70.06	-101.56	-124.20	-133.88	-130.50	-118.98	-106.90	-100.78	-102.72	-108.91
0.7	-111.53	-103.20	-81.70	-52.70	-27.18	-17.33	-30.34	-65.09	-112.77	-160.88
0.8	-198.39	-219.13	-222.39	-211.01	-189.10	-160.82	-130.61	-103.87	-86.58	-83.27
0.9	-94.36	-114.63	-134.45	-143.72	-136.63	-114.87	-87.23	-65.74	-60.13	-73.52
1.0	-101.28	-133.53	-159.78	-173.46	-174.15	-166.90	-150.19	-157.05	-162.40	-172.35
1.1	-180.83	-181.64	-171.31	-150.67	-124.25	-97.94	-76.14	-60.91	-47.06	-34.18
1.2	-19.24	-3.24	10.26	17.56	17.54	13.04	0.77	13.15	25.03	42.26
1.3	58.09	65.82	62.51	50.61	30.68	27.02	28.57	38.33	53.36	69.19
1.4	83.41	86.50	110.31	125.36	138.94	145.35	138.81	117.20	84.83	52.08
1.5	31.83	33.89	60.22	103.17	148.01	178.72	184.08	165.04	128.88	91.03
1.6	65.47	59.51	71.20	91.22	107.83	112.50	103.37	85.24	66.39	54.19
1.7	51.53	56.19	62.07	62.42	52.63	31.86	2.98	-28.71	-57.22	-77.46
1.8	-86.10	-81.96	-65.83	-40.13	-8.50	24.47	53.59	73.63	80.41	72.28
1.9	51.41	24.00	-1.06	-15.29	-14.13	0.72	21.69	38.66	43.73	35.34
2.0	19.01	4.58	0.89	10.95	30.10	48.18	54.68	43.91	17.65	-16.13
2.1	-47.52	-69.58	-81.18	-86.66	-82.45	-102.87	-117.31	-130.24	-134.01	-123.00
2.2	-99.01	-81.55	-26.65	-1.78	7.81	3.16	-9.29	-21.36	-27.34	-26.81
2.3	-24.43	-26.08	-39.15	-60.55	-85.30	-104.65	-110.79	-100.09	-74.12	-38.29
2.4	0.72	37.23	67.47	89.27	101.28	102.62	93.32	75.14	51.83	28.70
2.5	11.29	3.93	8.59	24.53	48.50	75.45	99.72	116.55	123.51	121.41
2.6	113.79	104.95	97.37	89.95	78.48	58.45	28.86	-5.49	-34.88	-48.93
2.7	-41.89	-16.23	18.02	47.80	62.96	60.51	44.76	23.96	5.54	-7.02
2.8	-14.34	-19.04	-23.28	-27.85	-33.04	-39.94	-50.71	-67.07	-88.14	-109.37
2.9	-124.02	-126.46	-115.56	-95.81	-75.21	-61.19	-56.87	-59.80	-63.84	-62.68
3.0	-52.80	-34.55	-10.97	14.11	37.38	56.24	68.20	70.70	61.85	41.68
3.1	13.04	-18.73	-47.28	-67.08	-74.76	-69.48	-52.75	-28.16	-0.99	22.60
3.2	37.21	40.61	35.48	28.03	30.02	44.25	71.03	103.02	129.96	144.24
3.3	145.04	138.22	132.05	131.69	135.35	136.77	129.30	112.20	91.35	76.68
3.4	75.40	86.96	102.85	111.57	105.74	86.73	63.87	48.85	48.93	63.28
3.5	84.35	102.94	113.41	115.86	114.48	113.93	116.64	122.52	130.56	140.13
3.6	150.60	159.51	161.33	148.95	117.73	70.03	16.80	-25.66	-42.52	-27.18
3.7	15.89	73.90	132.12	180.05	213.73	233.73	240.93	233.91	209.82	167.08
3.8	113.26	56.04	8.26	-22.34	-36.11	-40.86	-47.08	-61.71	-84.21	-107.03
3.9	-119.93	-115.54	-93.10	-58.83	-23.20	3.34	14.21	8.96	-6.49	-21.66
4.0	-24.97	-7.95	31.15	86.12	144.91	194.66	227.30	242.69	247.52	250.50
4.1	256.80	265.34	270.56	267.43	256.06	242.43	234.20	234.55	238.04	232.21
4.2	204.29	149.49	75.70	1.36	-52.35	-70.88	-52.03	-5.48	52.92	108.08
4.3	150.08	174.43	178.48	163.99	126.80	69.42	-2.69	-78.75	-145.68	-192.30
4.4	-213.24	-210.25	-190.78	-164.61	-140.45	-123.65	-115.60	-114.39	-116.25	-117.47
4.5	-116.18	-113.64	-114.12	-123.08	-144.12	-176.23	-213.08	-245.12	-263.79	-265.60
4.6	-253.78	-236.50	-222.59	-217.23	-219.06	-225.79	-228.53	-224.12	-212.20	-195.54
4.7	-178.27	-164.28	-156.61	-157.39	-167.79	-187.27	-212.69	-238.29	-257.16	-264.04
4.8	-257.99	-243.27	-227.86	-220.14	-225.48	-244.31	-272.49	-303.22	-329.31	-344.90
4.9	-346.09	-331.29	-301.40	-259.99	-213.01	-167.45	-129.34	-101.81	-84.49	-74.42
5.0	-68.15	-63.58	-60.39	-58.98	-58.79	-57.34	-50.94	-36.66	-14.44	12.16
5.1	37.05	54.06	59.37	52.78	37.40	18.36	1.24	-9.05	-9.01	2.89
5.2	25.58	55.16	85.48	109.92	123.78	126.15	120.22	111.50	104.87	102.05
5.3	100.89	96.97	86.52	69.14	48.56	31.24	23.44	28.42	45.04	68.34
5.4	91.53	108.32	114.74	109.84	95.60	76.11	56.52	41.65	34.58	35.48
5.5	41.23	46.39	45.31	34.64	15.17	-8.16	-28.20	-38.79	-37.65	-27.58
5.6	-15.35	-8.73	-13.13	-29.28	-53.02	-77.10	-94.09	-99.23	-92.08	-76.52
5.7	-59.41	-48.23	-48.67	-62.64	-87.43	-116.13	-139.58	-149.19	-139.98	-112.55
5.8	-73.35	-32.75	-1.72	11.86	5.78	-15.85	-44.24	-68.92	-81.35	-77.71
5.9	-60.06	-35.68	-14.51	-5.70	-14.16	-38.35	-70.39	-98.51	-111.15	-101.31
6.0	-69.13	-21.85	29.12	72.46	100.75	112.20	109.74	98.46	82.81	65.22
6.1	46.65	28.41	13.81	9.08	20.92	54.57	110.47	182.71	259.67	326.81
6.2	370.82	383.57	364.47	320.53	263.83	207.66	162.52	133.60	120.50	118.94
6.3	123.40	129.50	135.00	139.46	143.22	146.55	149.42	151.91	154.47	157.65
6.4	161.42	164.55	164.91	160.67	151.89	141.19	132.86	130.31	133.36	137.02
6.5	132.82	112.63	73.17	18.90	-37.87	-81.61	-98.58	-82.72	-38.45	20.32
6.6	74.63	106.74	105.93	71.87	14.37	-50.36	-105.44	-139.15	-148.44	-139.04
6.7	-122.23	-109.75	-109.09	-121.06	-140.40	-158.67	-167.76	-162.69	-142.59	-110.49
6.8	-72.20	-35.12	-6.95	5.99	0.57	-21.72	-54.81	-90.05	-119.67	-139.89
6.9	-152.16	-161.43	-172.63	-187.37	-203.06	-214.88	-219.35	-216.83	-211.24	-207.02
7.0	-205.57	-203.78	-196.02	-178.36	-152.23	-124.75	-105.29	-100.27	-109.71	-127.74
7.1	-146.80	-162.41	-175.22	-188.75	-204.55	-218.55	-221.77	-205.62	-168.58	-119.68
7.2	-75.73	-53.23	-59.55	-88.52	-123.53	-148.42	-147.14	-128.74	-104.80	-91.16
7.3	-96.73	-118.48	-143.16	-154.22	-140.15	-99.80	-42.63	15.74	59.05	80.56
7.4	76.69	55.38	28.10	6.30	-2.46	3.72	21.93	47.39	76.78	109.71
7.5	147.49	189.71	231.28	262.50	273.05	268.11	222.51	179.59	144.32	124.41
7.6	115.05	101.45	68.50	12.17	-54.92	-107.86	-122.38	-88.62	-17.88	62.81
7.7	124.65	151.88	148.41	133.00	126.46	139.26	167.17	196.63	215.45	221.20
7.8	221.74	228.43	247.25	274.37	299.20	312.16	311.80	305.84	305.98	320.10
7.9	347.37	378.46	406.17	421.36	424.94	420.18	409.14	390.39	360.83	320.21
8.0	274.34	234.00	209.58	205.11	215.76	230.80	240.02	239.29	231.47	222.54
8.1	216.01	209.82	198.13	176.34	145.54	112.95	87.76	75.36	73.88	75.53
8.2	71.51	57.20	34.17	8.24	-14.54	-30.76	-39.80	-41.70	-35.45	-19.45
8.3	6.02	36.58	64.08	79.95	79.42	63.72	38.31	8.55	-23.95	-61.34
8.4	-105.66	-153.93	-196.40	-218.85	-214.66	-180.84	-129.12	-75.70	-34.16	-9.43
8.5	2.26	7.93	11.11	8.69	-6.40	-38.64	-84.60	-132.78	-169.28	-185.45
8.6	-182.54	-170.21	-160.07	-158.57	-163.97	-168.92	-166.46	-155.10	-139.61	-127.56
8.7	-124.51	-131.29	-145.05	-162.47	-182.20	-204.38	-227.81	-247.69	-255.57	-244.44
8.8	-212.84	-167.72	-121.92	-87.97	-71.57	-69.10	-70.43	-65.40	-49.79	-27.33
8.9	-6.90	2.94	-1.46	-17.57	-38.99	-59.11	-73.83	-82.23	-85.42	-85.11
9.0	-82.74	-79.23	-74.68	-67.86	-55.85	-34.73	-1.72	42.41	92.18	138.76
9.1	173.44	191.11	191.50	177.38	151.20	113.00	61.71	-1.00	-67.11	-122.69
9.2	-153.20	-161.53	-123.28	-85.60	-58.96	-56.38	-76.53	-105.27	-124.86	-125.40
9.3	-111.26	-98.43	-104.39	-136.87	-188.43	-240.23	-272.48	-275.13	-252.72	-220.94
9.4	-197.83	-185.08	-214.24	-248.73	-289.19	-328.14	-361.45	-386.97	-402.46	-405.05
9.5	-392.57	-365.31	-326.42	-280.53	-231.71	-182.39	-134.17	-89.56	-52.75	-28.25
9.6	-17.98	-10.01	-24.08	-25.04	-17.35	-2.41	13.77	24.98	28.81	28.22
9.7	27.52	28.64	27.86	17.59	-8.11	-47.85	-91.03	-121.78	-126.64	-101.61
9.8	-54.30	0.03	46.11	75.37	88.30	91.57	92.61	95.04	97.41	95.31
9.9	84.82	65.08	38.87	11.60	-10.19	-20.09	-13.08	13.17	58.75	110.89

TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
10.0	165.67	210.42	238.56	249.59	248.48	242.17	235.36	228.27	217.61	200.01
10.1	176.31	147.48	122.48	104.85	95.51	92.31	92.75	96.69	106.61	125.14
10.2	151.50	170.53	199.23	201.11	180.98	142.17	94.08	47.83	11.71	-11.20
10.3	-23.02	-27.74	-29.53	-30.84	-32.33	-33.49	-33.20	-30.30	-24.23	-16.98
10.4	-8.60	-6.69	-14.45	-33.10	-59.75	-87.22	-107.82	-116.30	-112.19	-98.04
10.5	-77.26	-50.99	-17.74	24.24	73.59	124.14	166.54	192.53	199.22	190.37
10.6	174.03	157.78	146.08	134.75	123.65	110.39	97.19	88.62	88.39	96.66
10.7	109.84	122.86	131.03	135.77	134.48	127.53	112.78	87.80	52.43	10.35
10.8	-32.04	-69.03	-98.73	-123.42	-146.44	-167.80	-182.07	-180.93	-159.10	-119.72
10.9	-74.00	-40.23	-26.18	-32.02	-46.35	-64.37	-47.20	-27.24	-6.03	3.77
11.0	-3.28	-22.22	-41.78	-52.42	-52.76	-49.85	-53.47	-68.82	-92.68	-115.80
11.1	-120.32	-130.50	-123.65	-115.86	-110.90	-105.98	-93.51	-66.63	-24.36	27.12
11.2	77.61	117.67	141.80	148.07	135.76	103.66	51.27	-18.04	-84.82	-164.66
11.3	-214.82	-237.10	-233.72	-213.47	-186.31	-158.15	-129.69	-99.60	-68.04	-42.95
11.4	-28.27	-27.82	-37.42	-47.43	-48.69	-38.62	-22.73	-10.02	-5.46	-5.35
11.5	0.53	20.77	54.13	87.50	102.46	86.72	42.50	-14.01	-62.33	-90.13
11.6	-99.69	-103.92	-114.60	-131.37	-139.80	-120.58	-63.98	20.48	106.47	164.64
11.7	179.26	160.94	121.82	100.16	104.51	127.23	147.25	144.81	114.44	67.84
11.8	25.84	5.28	10.04	31.29	55.85	75.96	93.67	117.37	153.79	201.57
11.9	250.93	289.10	307.34	304.66	286.15	258.31	225.13	187.96	148.47	111.45
12.0	84.40	73.76	80.30	97.63	115.30	124.71	123.92	117.83	113.91	116.52
12.1	124.00	130.60	131.38	126.47	121.08	121.42	129.52	140.91	147.16	141.49
12.2	123.37	98.72	75.57	58.20	44.10	25.81	-3.62	-45.55	-94.43	-140.90
12.3	-170.82	-198.44	-205.98	-200.43	-181.11	-146.22	-98.26	-37.21	19.76	63.15
12.4	87.57	97.38	104.10	118.82	143.99	170.57	182.77	167.94	125.43	68.53
12.5	18.18	-7.95	-4.26	21.25	52.94	76.78	86.68	84.71	76.05	63.36
12.6	44.84	17.33	-18.47	-55.00	-79.97	-82.58	-59.69	-17.86	30.20	72.34
12.7	102.45	121.37	133.10	140.19	140.25	128.61	102.55	65.40	26.91	-0.70
12.8	-8.33	5.91	36.62	74.48	110.74	140.13	161.05	173.92	179.47	178.29
12.9	171.42	160.91	149.46	136.90	128.93	116.95	99.52	74.27	41.25	2.74
13.0	-37.99	-77.96	-115.00	-147.56	-174.68	-195.96	-213.42	-230.54	-251.25	-277.02
13.1	-304.73	-327.12	-336.62	-330.71	-315.33	-303.43	-308.53	-336.48	-380.42	-422.54
13.2	-442.28	-426.60	-376.59	-306.52	-236.17	-181.08	-146.48	-127.83	-116.88	-103.44
13.3	-103.41	-106.35	-110.97	-140.86	-159.85	-166.89	-157.18	-134.40	-108.70	-90.79
13.4	-85.86	-81.11	-98.20	-98.87	-89.92	-74.67	-60.31	-53.07	-54.38	-60.28
13.5	-63.99	-60.04	-47.32	-29.72	-14.09	-6.04	-11.51	-26.37	-46.11	-63.59
13.6	-72.94	-72.02	-63.43	-53.41	-49.07	-55.02	-71.02	-92.14	-111.15	-122.22
13.7	-123.59	-117.00	-110.38	-104.64	-101.32	-97.59	-89.50	-74.72	-54.00	-30.47
13.8	-7.58	12.81	30.73	46.71	60.09	68.53	69.52	63.00	53.11	47.57
13.9	54.50	78.22	116.47	160.62	198.95	221.32	222.94	205.55	176.04	143.34
14.0	115.28	96.53	87.76	85.95	85.50	79.80	63.24	33.09	-9.29	-58.53
14.1	-106.94	-146.85	-172.88	-182.96	-177.04	-160.41	-133.52	-100.52	-64.82	-30.14
14.2	-0.03	22.99	38.24	46.92	51.09	52.27	50.48	44.55	33.32	17.05
14.3	-2.00	-20.31	-34.56	-42.99	-45.65	-43.64	-38.00	-29.09	-16.91	-1.90
14.4	14.48	30.02	42.63	51.19	55.66	56.33	52.87	44.02	28.42	5.93
14.5	-21.26	-48.94	-72.24	-87.39	-92.62	-87.65	-72.42	-46.19	-8.05	41.34
14.6	97.89	153.79	199.43	226.98	233.63	222.75	202.16	180.54	163.89	153.73
14.7	147.70	141.64	131.69	115.44	91.86	61.01	24.01	-16.40	-55.48	-87.19
14.8	-106.00	-109.15	-98.07	-78.09	-56.30	-38.98	-29.66	-28.79	-34.59	-44.22
14.9	-54.41	-61.51	-61.64	-51.68	-31.00	-2.83	25.89	46.89	54.25	47.32
15.0	31.01	13.00	-0.73	-9.19	-16.51	-28.39	-47.28	-69.17	-84.35	-82.03
15.1	-55.99	-8.25	51.75	111.58	161.36	196.85	218.84	229.58	228.17	214.85
15.2	183.64	136.67	81.80	32.31	1.50	-3.61	13.85	41.92	65.62	74.18
15.3	65.67	46.65	27.44	15.91	13.46	15.20	13.68	3.69	-14.91	-37.60
15.4	-58.25	-72.60	-80.16	-83.70	-87.10	-93.13	-102.44	-113.85	-125.50	-135.79
15.5	-143.63	-148.27	-149.00	-145.19	-136.42	-122.56	-103.75	-80.27	-52.81	-22.84
15.6	7.20	34.51	57.39	76.74	86.32	121.09	153.96	192.73	229.39	252.84
15.7	253.92	230.15	187.34	136.76	89.60	51.82	22.50	-3.46	-30.26	-57.34
15.8	-79.25	-89.43	-85.18	-70.36	-53.87	-44.82	-47.55	-59.57	-73.88	-83.59
15.9	-85.98	-83.34	-80.31	-80.23	-82.85	-85.22	-84.55	-80.65	-76.04	-73.51
16.0	-73.26	-71.80	-63.99	-46.69	-21.69	4.55	24.00	31.93	28.47	18.65
16.1	8.47	1.30	-3.53	-9.15	-18.08	-30.04	-42.09	-50.81	-54.48	-53.54
16.2	-48.90	-38.64	-22.32	7.15	49.98	101.87	153.50	194.50	218.93	228.80
16.3	233.52	245.27	272.60	315.86	366.62	411.10	435.68	431.87	398.82	343.22
16.4	277.19	215.34	171.44	155.26	169.77	209.68	262.40	311.59	342.38	346.21
16.5	323.10	280.31	228.24	175.84	127.73	84.17	43.22	3.29	-35.56	-71.78
16.6	-103.33	-128.27	-144.32	-148.24	-135.98	-104.52	-54.70	6.69	67.43	113.50
16.7	134.50	128.21	101.56	67.48	38.83	22.68	17.76	16.20	8.41	-11.67
16.8	-43.66	-81.53	-117.10	-144.28	-161.59	-171.90	-179.96	-189.29	-200.21	-209.86
16.9	-214.05	-209.65	-196.33	-176.78	-155.45	-136.55	-122.25	-111.81	-101.97	-88.58
17.0	-68.71	-42.51	-13.94	9.99	21.55	15.42	-8.82	-45.71	-85.30	-116.34
17.1	-130.03	-122.74	-96.62	-58.07	-15.17	24.73	56.11	76.22	79.62	68.28
17.2	42.40	6.37	-32.36	-85.34	-86.44	-95.06	-96.96	-101.74	-117.77	-146.92
17.3	-182.04	-208.97	-212.57	-183.94	-125.40	-50.57	20.69	70.13	88.21	77.33
17.4	50.00	23.01	10.48	18.60	44.10	76.50	102.90	113.07	103.16	76.63
17.5	42.66	12.63	-3.75	-1.52	18.31	49.51	83.01	109.78	123.22	120.33
17.6	101.70	70.60	31.98	-8.39	-44.60	-71.39	-85.24	-85.65	-75.00	-62.59
17.7	-53.71	-55.76	-71.07	-96.65	-125.40	-149.10	-162.03	-163.45	-157.55	-151.14
17.8	-150.08	-156.48	-167.95	-179.47	-186.69	-188.95	-190.29	-197.81	-218.04	-253.19
17.9	-299.05	-345.68	-380.82	-394.38	-382.33	-348.14	-301.40	-254.11	-216.21	-192.26
18.0	-180.33	-173.88	-165.23	-140.63	-127.73	-105.47	-91.27	-91.77	-108.21	-135.28
18.1	-163.21	-182.24	-187.24	-180.12	-168.74	-162.70	-168.40	-185.87	-209.06	-229.27
18.2	-239.70	-238.44	-228.42	-214.61	-200.48	-186.07	-168.76	-145.99	-118.09	-88.98
18.3	-64.24	-47.66	-38.51	-31.40	-18.92	4.28	38.19	76.92	111.08	131.84
18.4	134.78	121.67	99.69	78.54	66.70	68.21	81.12	98.28	110.21	109.45
18.5	94.50	71.55	52.57	50.15	70.96	111.29	157.25	190.28	195.43	168.47
18.6	117.84	60.20	12.14	-17.85	-32.51	-42.80	-60.59	-91.42	-131.13	-167.92
18.7	-188.02	-181.83	-147.22	-89.26	-17.39	57.00	127.15	182.96	220.28	237.00
18.8	234.51	217.56	192.92	167.16	144.63	126.87	113.59	104.09	97.89	94.00
18.9	89.68	80.27	61.39	32.38	-1.16	-28.33	-37.93	-25.04	4.90	37.75
19.0	58.09	58.39	44.50	33.47	44.32	86.66	153.89	225.07	274.77	285.59
19.1	256.42	202.32	146.47	109.00	98.81	112.06	136.98	161.67	179.60	191.73
19.2	203.86	221.56	246.88	277.08	306.05	327.23	336.52	334.09	324.39	314.39
19.3	310.54	315.59	326.66	336.03	334.48	315.92	280.98	237.35	196.50	168.52
19.4	157.76	161.83	173.98	187.33	197.93	205.06	209.13	209.14	202.10	184.84
19.5	156.89	122.13	87.63	60.22	43.12	34.83	31.05	27.98	24.71	22.96
19.6	24.75	30.07	36.71	42.39	47.46	55.47	70.57	93.19	117.39	132.50
19.7	129.17	106.22	73.58	48.60	46.81	72.49	114.77	152.23	163.85	140.28
19.8	88.97	30.22	-13.41	-28.23	-14.96	13.77	41.89	58.77	63.60	63.27
19.9	65.95	74.72	85.05	87.28	72.23	36.46	-15.61	-73.66	-126.17	-165.28

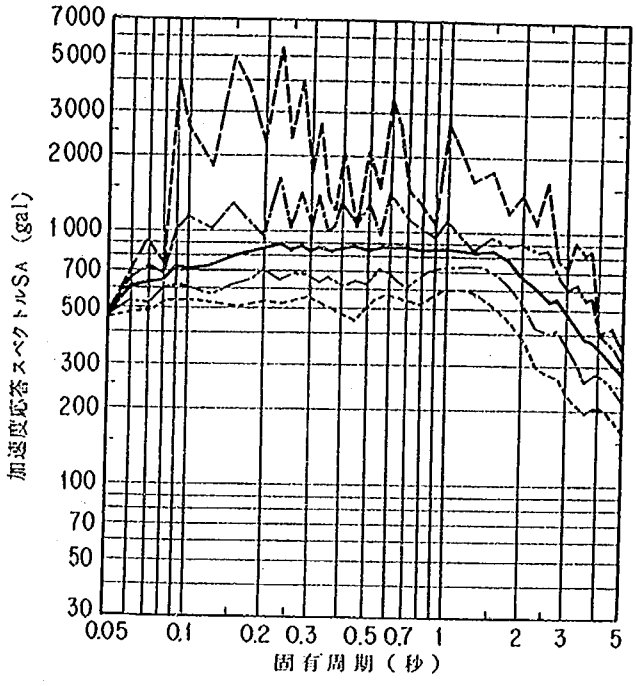
TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
20.0	-189.43	-203.01	-212.95	-224.35	-237.12	-245.22	-230.21	-211.10	-159.35	-91.44
20.1	-22.32	30.99	56.25	50.07	22.85	-14.59	-48.82	-73.89	-91.80	-108.25
20.2	-132.10	-161.02	-191.05	-214.90	-227.84	-230.59	-228.70	-228.76	-234.13	-243.08
20.3	-250.19	-250.07	-240.73	-224.48	-206.18	-190.17	-178.23	-169.62	-162.88	-157.64
20.4	-154.84	-155.98	-160.37	-165.58	-168.29	-166.80	-162.66	-159.07	-162.69	-171.41
20.5	-182.03	-187.40	-181.71	-163.37	-137.01	-110.61	-90.09	-79.82	-72.76	-82.19
20.6	-41.94	-11.00	25.92	61.23	88.67	106.31	116.45	122.74	126.53	125.06
20.7	112.73	84.80	41.29	-11.28	-61.53	-97.30	-110.84	-100.74	-72.82	-37.06
20.8	-3.98	18.54	26.07	22.09	7.93	-10.02	-26.51	-38.14	-44.41	-47.74
20.9	-52.33	-62.10	-78.61	-100.06	-122.27	-141.07	-155.03	-160.59	-180.87	-202.51
21.0	-232.37	-265.08	-294.05	-310.72	-308.36	-288.74	-257.37	-221.35	-185.82	-152.18
21.1	-118.83	-83.02	-46.31	-9.46	22.55	46.71	58.27	61.52	59.02	55.15
21.2	53.59	55.26	62.75	70.43	75.19	72.93	61.59	42.67	21.26	3.99
21.3	-4.37	-3.71	1.11	3.29	-1.15	-9.86	-14.57	-5.83	20.48	59.08
21.4	96.73	118.96	118.34	90.04	74.58	59.67	61.02	72.97	80.70	69.35
21.5	33.13	-20.93	-77.18	-120.46	-144.50	-154.43	-162.24	-178.52	-205.93	-238.28
21.6	-265.09	-278.25	-276.12	-263.07	-245.32	-226.72	-207.25	-184.74	-157.76	-127.14
21.7	-94.80	-61.30	-24.48	10.27	71.67	120.86	180.60	233.72	266.53	286.12
21.8	297.69	306.11	311.91	310.74	296.88	268.34	229.81	191.14	162.17	147.43
21.9	144.23	145.59	145.75	144.46	140.92	159.56	184.69	217.72	249.02	269.12
22.0	273.63	264.85	249.34	233.34	219.57	207.12	194.19	181.15	171.48	170.04
22.1	180.12	201.54	231.16	265.15	300.98	337.65	374.02	407.03	431.60	442.80
22.2	439.27	424.11	404.37	387.03	375.30	367.19	357.38	340.74	315.25	282.17
22.3	243.83	200.07	151.87	94.11	27.75	-42.72	-109.08	-162.74	-198.41	-215.86
22.4	-218.67	-211.24	-196.31	-174.77	-147.66	-118.40	-93.21	-78.85	-79.01	-91.87
22.5	-110.71	-127.35	-136.49	-136.15	-136.78	-137.01	-144.45	-155.04	-165.28	-170.69
22.6	-169.30	-162.31	-152.85	-143.84	-136.66	-131.34	-127.62	-126.01	-127.72	-133.83
22.7	-144.21	-157.37	-171.10	-183.66	-194.48	-204.05	-213.10	-222.00	-230.61	-238.61
22.8	-245.72	-251.48	-254.48	-251.92	-240.09	-216.02	-179.39	-133.67	-85.53	-42.63
22.9	-10.85	7.55	14.16	12.86	7.78	1.66	-4.60	-11.39	-19.46	-29.26
23.0	-40.62	-52.85	-64.80	-75.02	-82.02	-84.87	-83.86	-80.78	-78.38	-79.24
23.1	-84.49	-93.29	-103.37	-112.42	-119.40	-124.94	-130.60	-137.50	-145.39	-152.79
23.2	-158.22	-161.54	-164.44	-169.57	-178.63	-190.88	-202.84	-209.66	-207.50	-195.55
23.3	-176.59	-155.85	-138.86	-129.31	-127.88	-132.57	-139.81	-146.01	-148.61	-146.57
23.4	-140.14	-130.35	-118.20	-104.13	-87.66	-67.61	-42.88	-13.33	19.52	52.53
23.5	81.91	104.62	119.52	127.65	131.43	133.28	134.61	135.76	136.92	139.30
23.6	145.63	159.32	182.64	214.82	251.25	284.41	306.18	310.48	295.23	262.66
23.7	218.33	169.34	122.56	83.35	54.78	37.43	29.49	27.55	27.77	27.35
23.8	25.60	23.95	24.92	30.32	40.04	51.87	62.75	70.44	74.56	76.15
23.9	76.16	74.03	67.53	54.39	34.65	12.07	-6.82	-15.79	-12.57	-0.73
24.0	11.78	16.77	10.35	-4.85	-21.41	-31.72	-32.81	-28.47	-27.11	-36.80
24.1	-60.28	-92.98	-125.14	-146.69	-152.04	-141.95	-121.97	-98.59	-75.68	-53.46
24.2	-29.99	-4.19	22.66	46.16	61.99	68.19	66.73	62.68	61.53	66.20
24.3	75.39	84.08	85.98	76.50	54.92	24.55	-8.97	-40.53	-68.02	-93.32
24.4	-121.20	-156.58	-201.32	-252.17	-300.99	-337.26	-351.88	-340.51	-304.91	-251.80
24.5	-189.97	-127.22	-68.68	-17.02	26.15	58.87	78.77	84.25	76.27	59.22
24.6	40.08	26.04	21.78	27.79	40.77	55.81	69.03	79.48	89.23	101.82
24.7	120.17	145.00	174.60	205.91	236.05	263.34	287.38	308.08	324.57	334.75
24.8	335.88	325.99	305.28	278.61	244.67	214.31	188.81	169.22	154.89	144.88
24.9	139.21	138.92	145.23	158.22	176.27	196.63	216.93	236.27	255.11	273.87
25.0	291.19	303.42	306.08	296.51	276.15	250.34	225.60	205.52	188.29	167.50
25.1	136.43	93.28	44.12	1.28	-22.32	-19.77	5.90	42.87	76.05	93.78
25.2	92.01	74.21	47.54	18.20	-11.28	-41.55	-73.84	-107.41	-138.86	-163.68
25.3	-178.55	-182.80	-178.06	-166.48	-149.10	-125.40	-94.44	-56.78	-15.84	22.15
25.4	49.69	60.44	51.42	24.52	-13.55	-52.56	-81.55	-92.28	-82.23	-55.90
25.5	-23.30	4.12	18.43	18.78	11.50	6.30	10.90	26.56	47.31	63.20
25.6	65.74	52.32	27.24	-1.02	-24.50	-39.56	-47.65	-53.14	-59.83	-68.34
25.7	-76.02	-78.05	-75.09	-65.02	-52.56	-42.46	-38.27	-40.97	-49.13	-59.99
25.8	-71.00	-80.77	-89.31	-97.48	-106.10	-115.16	-123.48	-129.04	-129.84	-126.02
25.9	-115.47	-103.54	-91.90	-81.80	-72.43	-60.40	-42.15	-15.87	17.00	51.83
26.0	82.68	104.97	117.42	122.29	123.91	126.30	131.29	137.98	143.78	146.11
26.1	144.12	139.31	135.17	135.61	143.05	156.62	171.32	178.82	170.05	138.97
26.2	85.93	18.97	-48.24	-101.35	-131.06	-136.96	-127.25	-114.57	-109.89	-117.72
26.3	-135.04	-154.06	-166.88	-169.21	-161.24	-145.87	-126.06	-103.48	-79.20	-55.65
26.4	-37.85	-32.43	-44.78	-75.91	-121.13	-171.73	-218.61	-256.08	-283.58	-304.81
26.5	-324.87	-347.31	-372.44	-397.46	-417.81	-428.94	-427.87	-414.23	-390.71	-362.67
26.6	-336.44	-316.73	-303.95	-293.22	-276.11	-244.98	-197.74	-140.41	-85.45	-46.25
26.7	-30.71	-37.39	-56.50	-75.11	-83.37	-78.14	-62.26	-40.41	-14.87	15.88
26.8	54.78	102.11	152.75	197.20	225.80	233.69	223.17	202.00	178.86	158.72
26.9	140.99	121.20	94.74	60.02	19.28	-23.07	-63.07	-98.86	-130.62	-160.07
27.0	-184.07	-204.07	-216.65	-219.45	-210.94	-180.75	-160.01	-121.81	-81.44	-45.82
27.1	-21.57	-12.50	-17.78	-32.21	-48.68	-61.59	-68.91	-71.61	-70.95	-65.57
27.2	-50.97	-21.97	23.13	79.68	137.29	183.94	211.12	216.84	204.80	180.68
27.3	148.53	109.86	65.98	21.25	-15.90	-35.94	-33.74	-13.00	13.96	31.67
27.4	29.42	6.88	-26.02	-54.82	-68.95	-65.87	-51.81	-30.26	-26.04	-22.22
27.5	-21.37	-19.60	-16.01	-13.09	-14.05	-19.53	-26.32	-29.15	-24.17	-11.55
27.6	4.77	19.91	31.30	40.19	50.30	64.07	84.71	106.87	127.22	142.09
27.7	149.48	148.83	140.31	124.84	104.98	85.70	73.60	74.01	87.48	108.08
27.8	125.43	129.91	118.44	96.79	76.89	69.07	79.70	99.32	114.64	111.23
27.9	81.39	27.21	-41.72	-113.82	-180.52	-237.92	-284.86	-310.61	-338.25	-336.17
28.0	-311.52	-268.15	-215.65	-166.12	-129.49	-110.12	-106.38	-112.99	-124.33	-136.66
28.1	-148.25	-158.13	-164.73	-165.69	-158.72	-142.77	-118.42	-87.54	-52.44	-15.56
28.2	20.26	51.32	73.49	83.79	82.43	74.08	66.92	69.46	86.53	116.57
28.3	151.84	181.79	197.93	197.63	185.07	168.79	157.33	155.38	162.31	173.76
28.4	184.95	193.83	202.04	213.26	229.99	250.87	270.20	280.36	275.85	256.83
28.5	228.99	206.16	195.59	203.44	227.56	259.85	289.95	309.62	314.61	305.47
28.6	284.54	254.23	216.24	172.56	126.99	85.80	56.41	44.66	52.14	75.16
28.7	105.95	135.45	156.10	163.53	156.73	137.37	109.08	76.85	46.46	23.32
28.8	10.96	9.93	18.10	32.59	52.23	78.83	115.69	163.88	218.44	267.25
28.9	294.46	287.24	242.69	170.69	90.89	24.72	-13.47	-21.80	-10.26	5.11
29.0	9.86	-3.35	-33.29	-72.65	-111.93	-142.78	-159.48	-159.06	-141.32	-108.95
29.1	-67.69	-25.46	9.71	32.37	41.55	40.78	36.24	34.22	39.12	52.90
29.2	75.47	105.06	138.20	169.52	192.54	201.85	196.09	179.76	162.04	152.50
29.3	155.67	167.85	178.42	175.73	154.18	118.38	81.51	58.36	57.10	74.33
29.4	96.54	107.09	94.76	59.02	9.57	-39.12	-74.71	-91.46	-90.42	-76.24
29.5	-53.40	-24.41	8.47	46.16	81.42	109.49	125.29	126.57	114.52	92.56
29.6	64.29	32.26	-1.66	-34.90	-63.18	-81.25	-85.35	-76.18	-60.25	-48.23
29.7	-50.80	-73.63	-114.31	-162.86	-205.84	-232.19	-238.09	-228.57	-215.18	-210.94
29.8	-224.93	-258.88	-306.99	-358.71	-402.82	-430.94	-439.23	-428.09	-400.75	-361.98
29.9	-317.33	-272.92	-234.93	-208.46	-196.00	-196.39	-205.27	-217.27	-228.77	-239.79

TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
30.0	-253.51	-273.42	-290.61	-326.54	-343.75	-330.80	-307.89	-248.80	-172.00	-95.75
30.1	-33.88	0.79	4.11	-19.69	-59.65	-101.10	-120.26	-132.07	-107.93	-58.49
30.2	2.09	59.05	97.49	108.12	94.74	68.09	45.64	35.65	41.46	60.97
30.3	71.81	77.45	71.65	58.03	47.14	42.44	45.69	52.01	53.50	43.27
30.4	18.78	-17.12	-57.26	-92.77	-115.89	-122.37	-112.75	-92.36	-69.53	-52.51
30.5	-45.86	-48.18	-52.50	-49.65	-33.02	-2.21	36.96	76.10	109.48	137.43
30.6	165.39	189.10	230.03	278.13	305.04	311.15	297.07	273.92	257.94	261.13
30.7	283.07	314.78	336.85	338.77	321.65	298.12	283.58	285.05	295.15	295.34
30.8	267.07	204.21	118.79	36.30	-17.22	-28.77	-5.01	31.81	55.82	50.46
30.9	15.31	-36.09	-85.01	-117.13	-127.63	-120.24	-102.42	-80.50	-57.95	-36.58
31.0	-18.55	-6.93	-4.10	-10.06	-20.96	-32.01	-40.35	-47.29	-57.56	-75.72
31.1	-102.20	-131.81	-155.86	-166.87	-162.83	-148.42	-132.55	-124.00	-127.87	-144.03
31.2	-171.70	-205.64	-243.13	-280.34	-311.71	-330.22	-329.78	-308.87	-272.99	-233.88
31.3	-205.46	-198.16	-214.55	-248.56	-288.18	-320.26	-334.76	-327.17	-298.63	-254.64
31.4	-203.31	-153.48	-112.87	-86.24	-74.32	-74.14	-81.06	-91.43	-104.36	-121.10
31.5	-142.32	-164.06	-181.30	-181.44	-158.42	-112.81	-53.89	4.00	48.08	73.03
31.6	82.74	86.83	94.20	107.58	122.20	129.17	121.31	97.57	63.89	29.50
31.7	2.87	-12.98	-20.78	-27.10	-38.02	-60.74	-93.06	-132.42	-172.46	-205.52
31.8	-224.70	-226.05	-210.34	-183.43	-154.80	-134.45	-129.54	-142.16	-160.18	-203.85
31.9	-237.83	-262.84	-271.55	-258.46	-221.35	-183.27	-93.62	-26.70	22.14	43.14
32.0	35.59	8.74	-22.43	-43.89	-48.23	-36.64	-16.36	4.13	19.35	28.12
32.1	32.31	34.53	36.96	41.79	52.17	71.94	103.65	145.79	191.66	231.17
32.2	255.33	260.63	250.81	234.59	220.83	214.22	214.03	216.50	218.75	221.31
32.3	227.55	240.58	260.14	281.93	299.82	309.34	309.83	303.71	293.52	279.26
32.4	257.09	226.34	183.92	135.21	88.39	51.80	30.50	25.12	33.48	53.17
32.5	82.76	120.49	161.46	196.14	212.40	200.69	161.06	103.76	48.60	16.06
32.6	18.04	57.00	117.66	182.02	232.91	260.85	265.71	254.26	235.77	218.37
32.7	207.20	204.52	210.46	223.67	241.48	260.06	275.07	282.65	280.51	268.49
32.8	248.52	224.00	198.87	176.48	158.40	143.41	127.35	104.33	69.42	21.75
32.9	-33.50	-86.00	-124.14	-140.32	-134.03	-116.65	-98.42	-91.03	-97.77	-112.78
33.0	-124.29	-120.61	-95.87	-52.52	0.29	51.12	90.86	115.29	125.01	123.45
33.1	114.69	102.14	88.45	75.80	66.67	62.79	65.59	75.24	90.59	109.18
33.2	127.43	141.15	146.52	141.59	127.72	110.08	96.56	94.90	109.35	138.29
33.3	174.34	206.03	226.28	226.94	209.10	177.61	139.42	101.05	67.16	40.49
33.4	22.46	13.63	13.66	20.96	32.64	45.14	55.31	61.38	63.29	62.17
33.5	59.39	55.65	50.38	41.70	27.14	3.47	-31.34	-77.14	-130.38	-183.90
33.6	-228.47	-255.78	-261.97	-249.64	-227.11	-204.81	-190.34	-185.00	-183.58	-177.84
33.7	-161.70	-135.74	-107.01	-86.65	-84.22	-103.20	-139.54	-183.62	-223.77	-251.10
33.8	-260.51	-251.11	-224.90	-185.61	-138.28	-80.30	-45.98	-15.31	-2.09	-7.29
33.9	-27.76	-57.43	-89.56	-118.86	-142.61	-160.34	-172.67	-180.02	-181.96	-177.40
34.0	-165.42	-146.27	-122.10	-96.98	-76.16	-64.71	-65.87	-79.83	-103.52	-131.67
34.1	-158.87	-181.56	-199.01	-212.79	-224.88	-235.74	-243.40	-244.22	-234.86	-214.20
34.2	-184.09	-148.51	-111.99	-78.16	-49.56	-28.37	-17.13	-18.62	-34.29	-62.52
34.3	-97.70	-131.48	-155.70	-165.72	-162.15	-150.03	-135.77	-123.65	-113.83	-102.99
34.4	-87.13	-64.69	-38.32	-14.00	1.21	3.36	-7.27	-25.80	-45.00	-58.29
34.5	-62.28	-57.79	-49.04	-41.57	-39.74	-45.05	-55.66	-67.45	-75.93	-78.08
34.6	-73.33	-63.22	-50.11	-35.88	-21.23	-6.14	9.13	23.19	33.59	37.97
34.7	35.36	27.01	15.91	5.40	-2.20	-6.28	-7.31	-5.66	-0.82	8.46
34.8	22.90	41.44	60.74	76.18	83.75	81.92	72.51	60.16	50.83	50.11
34.9	61.77	87.02	124.08	168.26	212.64	249.73	273.86	283.50	282.23	277.56
35.0	277.66	287.54	306.68	320.42	348.07	357.00	355.44	347.42	339.12	335.31
35.1	336.93	341.13	343.37	340.06	330.08	314.44	294.84	272.24	246.64	217.96
35.2	187.18	156.63	129.04	105.81	85.82	65.64	41.28	10.60	-24.98	-60.31
35.3	-88.20	-102.12	-98.79	-79.64	-50.67	-20.82	0.73	7.38	-2.92	-27.08
35.4	-58.16	-88.12	-110.72	-123.69	-128.74	-129.90	-130.85	-132.94	-134.91	-134.39
35.5	-130.09	-123.12	-116.53	-113.26	-113.96	-116.14	-115.54	-108.95	-96.90	-84.31
35.6	-76.52	-65.67	-107.21	-138.76	-171.84	-197.69	-211.05	-211.94	-204.55	-194.71
35.7	-185.72	-177.93	-169.24	-157.71	-144.02	-132.04	-127.06	-132.71	-148.42	-168.96
35.8	-186.73	-195.42	-193.23	-183.76	-174.12	-171.15	-177.93	-192.34	-208.30	-218.95
35.9	-219.91	-211.07	-196.15	-180.43	-168.18	-160.77	-156.43	-151.25	-140.88	-122.77
36.0	-96.49	-65.23	-34.78	-12.17	-3.38	-10.94	-32.41	-60.58	-85.69	-98.66
36.1	-94.14	-71.76	-36.33	8.41	56.81	102.18	141.23	169.20	181.12	173.66
36.2	147.79	110.32	72.65	46.64	39.40	49.77	68.73	83.85	85.48	71.47
36.3	47.77	24.76	11.47	10.93	19.11	27.67	28.74	18.88	0.39	-20.43
36.4	-36.49	-42.85	-37.99	-23.48	-2.76	19.96	40.37	54.45	59.12	53.04
36.5	37.31	15.29	-8.37	-20.27	-44.33	-62.02	-51.86	-43.77	-28.09	-6.28
36.6	18.43	41.39	58.29	67.42	71.20	75.33	85.79	105.08	130.01	152.79
36.7	164.98	162.29	147.30	128.22	114.46	111.46	118.09	128.01	134.20	133.63
36.8	129.02	126.67	131.79	144.55	159.34	168.06	165.02	150.61	131.36	116.48
36.9	113.07	122.93	142.42	164.96	184.14	195.59	196.96	187.11	165.74	134.24
37.0	96.95	61.13	34.99	24.16	28.81	43.25	58.69	67.58	67.03	59.23
37.1	49.12	40.88	35.78	32.62	29.84	27.39	26.69	28.74	32.26	33.59
37.2	29.10	18.31	5.46	-2.55	-0.56	10.49	22.78	25.32	10.29	-21.85
37.3	-61.79	-95.22	-110.48	-102.75	-75.42	-36.90	3.81	39.94	67.05	81.63
37.4	80.70	63.40	33.69	1.14	-22.00	-26.89	-13.87	6.19	16.73	4.20
37.5	-34.27	-89.11	-143.67	-183.35	-202.91	-207.61	-207.85	-211.45	-218.68	-223.25
37.6	-218.01	-200.94	-177.22	-155.89	-143.92	-141.02	-144.63	-145.57	-142.18	-137.75
37.7	-138.50	-148.68	-165.91	-182.73	-190.82	-186.60	-173.53	-159.61	-151.87	-151.55
37.8	-153.23	-148.34	-130.34	-98.43	-57.43	-14.83	22.77	51.42	69.46	76.47
37.9	73.09	62.14	49.43	42.65	47.66	64.36	85.15	98.02	93.42	70.76
38.0	40.44	19.29	21.79	52.13	101.94	154.99	195.83	217.14	221.46	217.30
38.1	212.69	211.06	211.49	212.19	213.71	218.72	228.47	239.05	241.14	224.55
38.2	185.25	129.97	74.76	37.47	28.31	44.13	70.07	87.54	83.82	57.76
38.3	18.70	-19.80	-47.81	-62.02	-66.06	-68.08	-67.23	-72.29	-82.61	-99.30
38.4	-123.00	-152.16	-181.62	-203.46	-210.52	-200.74	-179.26	-156.54	-143.09	-143.91
38.5	-155.99	-170.41	-177.66	-172.84	-157.71	-138.80	-123.13	-114.60	-112.87	-114.94
38.6	-117.57	-118.87	-118.19	-115.17	-109.17	-99.79	-87.84	-75.58	-65.68	-58.70
38.7	-52.87	-43.83	-27.77	-4.15	23.20	47.74	63.73	69.19	66.55	60.57
38.8	55.26	51.93	49.54	46.82	44.01	42.66	43.66	45.28	43.33	34.20
38.9	18.81	4.53	2.77	22.79	65.34	120.04	169.06	195.38	191.29	162.10
39.0	122.98	90.72	75.38	76.32	84.62	89.59	85.29	73.11	59.64	51.83
39.1	52.02	61.60	74.03	86.95	99.35	111.88	125.01	137.78	148.37	155.99
39.2	162.50	172.04	188.70	213.46	242.56	268.45	282.86	280.40	260.43	226.82
39.3	185.90	144.20	107.03	78.06	59.30	50.78	50.06	52.39	51.96	44.41
39.4	29.08	9.68	-7.58	-17.35	-18.37	-14.31	-11.87	-17.05	-32.00	-54.17
39.5	-78.10	-98.52	-112.78	-121.43	-126.90	-131.85	-138.15	-147.16	-160.25	-178.67
39.6	-202.46	-229.02	-252.87	-267.41	-267.91	-254.11	-230.46	-203.66	-178.80	-156.76
39.7	-134.46	-108.05	-76.79	-44.85	-19.68	-7.74	-10.44	-23.02	-37.24	-46.18
39.8	-48.17	-47.00	-48.75	-57.05	-70.24	-82.27	-86.59	-80.53	-66.93	-52.23
39.9	-42.14	-38.02	-36.26	-31.18	-19.11	-1.13	17.55	31.07	36.67	36.37

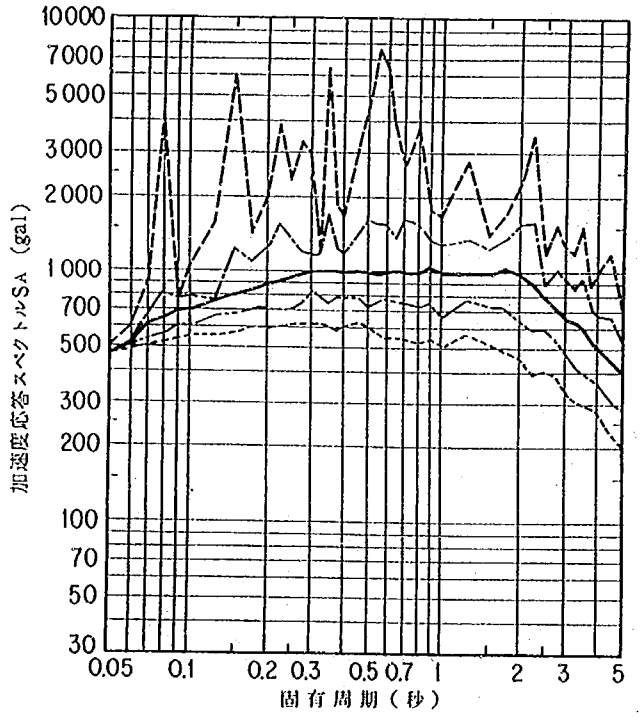
TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
40.0	35.30	38.45	46.52	56.17	61.78	59.20	48.44	33.86	21.85	17.73
40.1	23.62	38.36	58.92	82.19	105.70	127.01	146.67	159.99	166.32	165.78
40.2	160.69	155.01	152.64	155.63	163.16	171.87	177.40	176.23	167.10	151.50
40.3	133.20	117.04	107.44	106.78	114.39	126.39	137.02	140.01	135.61	122.98
40.4	108.64	99.42	100.10	111.20	128.90	147.16	160.63	166.68	165.46	158.51
40.5	147.09	131.68	113.02	93.42	77.22	69.27	72.13	83.00	98.22	100.07
40.6	104.33	89.77	68.14	46.96	32.35	26.25	26.23	27.79	27.23	23.33
40.7	16.84	8.91	-0.41	-12.07	-26.67	-43.11	-58.52	-69.68	-75.07	-75.00
40.8	-75.21	-75.68	-77.67	-78.93	-78.30	-68.74	-57.96	-48.62	-45.41	-50.43
40.9	-62.27	-77.18	-91.72	-104.83	-117.99	-133.60	-152.60	-173.33	-192.15	-205.45
41.0	-211.57	-211.49	-208.09	-204.66	-203.85	-207.43	-216.44	-231.22	-250.88	-272.78
41.1	-292.91	-307.45	-314.86	-317.08	-318.81	-324.86	-337.22	-353.73	-369.35	-379.25
41.2	-381.65	-378.46	-373.28	-368.31	-362.60	-352.09	-337.22	-316.67	-290.48	-282.40
41.3	-276.37	-273.09	-266.14	-244.29	-206.36	-159.33	-116.58	-81.26	-89.57	-107.71
41.4	-134.38	-150.92	-167.24	-164.47	-153.02	-138.39	-123.57	-108.36	-91.37	-72.62
41.5	-54.54	-40.52	-32.32	-28.44	-24.97	-18.24	-7.50	4.09	11.88	12.30
41.6	5.44	-5.12	-14.49	-19.38	-19.54	-17.28	-15.40	-15.68	-17.88	-21.24
41.7	-25.36	-30.68	-37.52	-44.93	-50.16	-49.76	-41.53	-26.16	-7.28	10.20
41.8	22.46	28.31	29.01	26.73	22.88	17.43	9.66	-0.43	-11.27	-20.13
41.9	-24.59	-23.92	-19.49	-13.80	-9.03	-5.03	-3.85	-1.54	1.95	7.07
42.0	14.21	24.23	38.18	56.31	76.86	95.62	108.28	110.80	103.50	90.40
42.1	77.67	70.55	70.77	75.95	81.24	82.26	77.48	68.77	60.03	54.99
42.2	55.45	61.05	70.12	80.91	92.13	102.71	111.17	115.59	114.45	107.93
42.3	98.79	91.81	92.00	102.18	121.43	145.15	166.82	180.66	183.77	176.98
42.4	164.13	150.42	140.62	137.76	142.62	153.92	168.76	183.48	194.74	200.46
42.5	200.60	197.14	193.29	192.11	195.13	201.76	209.61	215.81	218.34	216.78
42.6	212.20	206.21	200.03	194.02	187.97	181.77	175.99	171.81	170.43	172.26
42.7	176.44	181.12	184.14	183.98	180.24	173.66	165.74	158.14	152.25	148.94
42.8	148.38	149.99	152.48	154.15	153.51	149.91	143.92	137.15	131.44	127.80
42.9	126.38	125.67	124.38	121.84	118.47	115.28	112.89	110.86	107.77	102.24
43.0	94.05	84.59	76.12	70.19	66.19	61.27	51.84	35.98	15.34	-4.74
43.1	-17.25	-16.69	-1.85	23.42	51.75	75.31	88.82	91.15	84.89	74.49
43.2	64.07	55.92	50.17	45.38	39.56	31.08	19.12	3.94	-13.27	-30.65
43.3	-46.12	-57.93	-65.05	-67.39	-65.55	-60.50	-53.37	-45.38	-38.01	-33.00
43.4	-31.97	-35.77	-43.85	-54.20	-64.01	-70.90	-73.94	-74.03	-73.29	-73.88
43.5	-76.86	-81.83	-87.35	-91.70	-94.21	-94.50	-93.22	-90.99	-88.18	-84.75
43.6	-80.26	-73.95	-64.77	-51.52	-33.43	-10.77	14.61	39.49	60.30	74.49
43.7	81.62	83.34	82.28	80.44	78.09	73.90	66.26	54.87	41.57	29.70
43.8	22.51	21.29	24.76	29.70	32.78	32.22	28.47	23.63	20.03	18.93
43.9	20.02	21.74	22.19	19.87	14.09	4.83	-6.95	-20.56	-34.77	-48.64
44.0	-61.67	-73.97	-85.98	-97.89	-109.08	-118.13	-123.46	-124.51	-122.56	-120.48
44.1	-121.35	-126.67	-135.21	-143.42	-147.32	-144.75	-136.74	-126.98	-119.67	-117.21
44.2	-118.88	-121.63	-122.18	-119.18	-114.10	-110.30	-110.93	-117.13	-127.39	-138.44
44.3	-146.97	-150.92	-149.88	-144.55	-136.00	-125.19	-113.15	-101.18	-90.69	-82.62
44.4	-76.69	-71.32	-64.28	-53.99	-40.60	-26.00	-12.89	-3.24	2.67	6.17
44.5	9.16	12.87	17.26	21.45	24.76	27.41	30.47	35.04	41.30	48.33
44.6	54.81	60.16	65.18	71.64	80.06	92.03	105.39	115.24	120.27	120.61
44.7	118.87	118.78	123.18	132.58	145.03	157.27	166.32	170.59	169.89	164.77
44.8	155.82	143.50	128.94	113.50	99.40	88.27	80.11	72.78	62.79	47.01
44.9	24.49	-2.70	-30.30	-53.71	-70.04	-79.19	-83.40	-85.80	-88.74	-92.88
45.0	-97.33	-100.59	-101.67	-100.71	-98.09	-98.34	-100.36	-105.82	-114.27	-124.07
45.1	-132.75	-137.72	-137.10	-130.46	-119.05	-105.37	-92.24	-81.63	-74.03	-68.47
45.2	-63.25	-56.88	-48.77	-39.32	-29.55	-20.53	-13.08	-7.67	-4.60	-4.06
45.3	-6.10	-10.45	-16.46	-23.33	-30.39	-37.40	-44.43	-51.63	-58.86	-65.56
45.4	-71.03	-74.76	-76.81	-77.68	-78.04	-78.32	-78.64	-78.97	-79.52	-80.76
45.5	-83.22	-86.96	-91.33	-95.16	-97.46	-98.17	-98.50	-100.37	-105.39	-113.80
45.6	-124.09	-133.69	-140.11	-142.20	-140.53	-136.86	-133.63	-131.90	-132.00	-133.19
45.7	-134.49	-135.20	-135.27	-135.20	-135.87	-138.24	-143.07	-150.63	-160.31	-170.48
45.8	-178.79	-183.03	-182.15	-177.04	-170.38	-165.57	-165.09	-169.26	-176.02	-181.95
45.9	-183.99	-180.96	-173.92	-165.46	-158.24	-153.72	-151.79	-151.28	-150.92	-150.05
46.0	-148.69	-147.06	-145.02	-141.94	-137.08	-130.21	-122.11	-114.39	-108.84	-106.63
46.1	-107.71	-110.79	-113.82	-114.65	-111.75	-104.57	-93.76	-80.99	-68.51	-58.49
46.2	-52.10	-48.91	-46.85	-42.96	-34.77	-21.66	-5.45	10.15	21.26	25.70
46.3	24.16	19.92	17.35	19.85	28.40	41.43	56.01	68.51	80.80	90.41
46.4	99.61	108.27	119.13	128.22	135.84	142.68	150.50	162.24	179.43	201.33
46.5	224.55	244.08	255.29	255.91	247.02	232.71	218.34	208.55	205.56	208.75
46.6	215.37	222.02	226.19	227.05	225.47	223.20	221.88	222.34	224.43	227.45
46.7	230.76	234.19	238.05	242.72	248.15	253.62	257.96	260.06	259.56	257.13
46.8	254.34	252.95	254.12	257.76	262.41	265.69	265.18	259.27	247.87	232.43
46.9	216.51	199.80	187.09	177.57	169.64	160.58	147.71	128.60	106.80	82.21
47.0	59.22	41.31	30.30	25.91	25.97	27.37	27.07	22.91	13.91	0.26
47.1	-16.91	-35.64	-53.43	-67.59	-76.01	-77.90	-74.40	-68.48	-64.13	-64.95
47.2	-72.81	-87.12	-105.00	-122.35	-135.23	-141.19	-139.94	-133.36	-124.79	-117.90
47.3	-115.53	-118.67	-126.15	-135.03	-141.76	-143.61	-139.96	-132.57	-124.84	-120.26
47.4	-120.83	-126.24	-134.19	-141.63	-146.16	-146.86	-144.14	-138.93	-131.83	-122.81
47.5	-111.67	-98.73	-85.21	-72.98	-63.57	-57.38	-53.39	-49.72	-44.70	-37.81
47.6	-29.87	-22.47	-17.00	-13.89	-12.53	-11.70	-10.13	-6.02	-1.49	6.62
47.7	17.80	32.11	48.86	66.43	82.61	95.38	103.77	108.34	110.06	114.04
47.8	119.65	128.92	141.89	157.78	175.19	192.38	207.40	218.46	224.47	225.67
47.9	223.84	221.93	223.00	228.88	239.43	252.49	264.82	273.40	276.90	276.28
48.0	270.21	263.83	257.93	253.38	250.00	246.72	241.93	234.05	222.15	206.53
48.1	188.98	172.42	160.01	153.90	154.30	159.30	165.69	170.26	171.04	167.82
48.2	161.75	154.47	147.28	140.86	135.47	131.37	128.02	128.26	128.80	129.09
48.3	127.22	121.81	112.86	102.06	92.07	85.22	82.33	82.25	82.53	80.63
48.4	75.14	66.32	55.62	44.76	34.81	26.35	18.87	12.37	7.31	4.55
48.5	4.74	7.77	12.45	16.84	19.01	17.73	12.93	5.53	-3.00	-11.26
48.6	-18.29	-23.67	-27.43	-29.80	-31.03	-31.38	-31.10	-30.46	-29.75	-29.30
48.7	-29.39	-30.29	-32.17	-35.08	-38.87	-43.38	-48.27	-53.25	-58.12	-62.74
48.8	-67.05	-70.98	-74.53	-77.81	-81.08	-84.73	-89.03	-93.97	-98.10	-103.67
48.9	-107.01	-108.92	-109.91	-110.98	-113.14	-116.90	-122.03	-127.76	-133.34	-138.44
49.0	-143.21	-147.90	-152.42	-156.10	-158.07	-157.90	-156.13	-154.19	-153.63	-155.09
49.1	-157.76	-159.69	-158.93	-154.68	-147.81	-140.28	-133.85	-128.98	-124.60	-119.22
49.2	-112.09	-104.17	-97.71	-94.97	-96.79	-102.00	-108.18	-113.13	-116.05	-117.72
49.3	-119.47	-121.98	-124.65	-126.13	-125.58	-123.62	-122.18	-123.33	-127.92	-134.92
49.4	-142.14	-147.69	-151.16	-153.60	-156.44	-160.17	-163.78	-165.63	-164.93	-162.76
49.5	-161.77	-164.47	-171.45	-180.65	-188.37	-191.42	-188.85	-182.33	-174.84	-168.79
49.6	-164.86	-162.26	-159.98	-158.00	-157.30	-158.87	-162.56	-166.88	-170.05	-171.49
49.7	-172.55	-175.62	-182.20	-191.35	-199.86	-204.22	-203.18	-198.89	-195.72	-197.35
49.8	-204.07	-212.38	-217.24	-215.46	-207.93	-198.84	-193.03	-191.62	-191.89	-188.84
49.9	-179.27	-164.82	-151.71	-147.27	-155.23	-173.03				



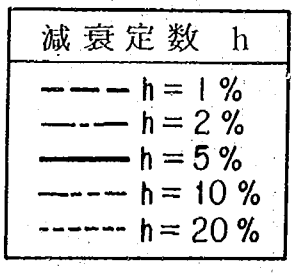
a） Ⅰ 種 地 盤



b） Ⅱ 種 地 盤



c） Ⅲ 種 地 盤



図－参10.2 地震時保有水平耐力法の照査に用いる時刻歴応答解析用標準加速度波形の加速度応答スペクトル

設　計　例

設計例－1　ＰＣ橋の試設計

1.1　モデル橋の概要

ＰＣ免震橋の試設計モデルとしては，都市内高架橋を想定し，設計の基本方針は以下の通りとした。

(1) 上部構造

① 免震橋の適用性を考慮して，構造形式は連続桁とし，等断面の箱桁方式とする。

② 等断面箱桁としての適用支間長（30m～50m）ならびに免震装置に作用する支承反力の適用範囲を考慮して支間長を選定する。

③ 走行性の向上を考慮して，実績の多い5径間連続桁とする。

④ 施工方法としては，ＰＣ橋の多径間連続桁で多く採用されている1径間ごとの支保工分割施工方式とする。

(2) 下部構造

① 橋脚は張出し式矩形断面橋脚とする。

② 橋脚高さは，12m程度とし，３%の縦断勾配を考慮する。

③ 脚柱の橋軸方向幅は，鉄筋とコンクリートの応力度のバランスの良い幅に設定する。

④ 脚柱の断面は，各橋脚とも同一寸法とする。

⑤ 地盤条件としてはⅡ種地盤を想定し，基礎は都市内高架橋等で施工実績の多い場所打ちコンクリート製の杭基礎（φ1200）とする。

(3) 免震装置

① 免震装置としては鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）を用いる。ただし，免震装置の地震時の動的特性は等価剛性と等価減衰定数によりモデル化されるので，高減衰ゴム支承（ＨＤＲ）など，本章で設計した免震装置と同等の動的特性をもつ免震装置の使用が可能である。

② 免震化は橋軸方向とし，橋軸直角方向へは変位を拘束して，免震化しないものとする。

③ 上部構造の慣性力は各橋脚にほぼ均等に分散させる。

④ 免震支承を用いた橋の固有周期は，以下の条件を考慮して設定する。

・支承の設計変位が過大になると支承や伸縮装置が大きくなるので，震度法レベルでの橋の固有周期を過度に長くしない。

・上部構造と周辺地盤を含んだ下部構造との間に有害な連成振動が発生しないように，地震時保有水平耐力法レベルでの橋の固有周期を下部構造の固有周期（本モデルの場合0.66秒）の２倍（1.3 秒）程度に長くする。

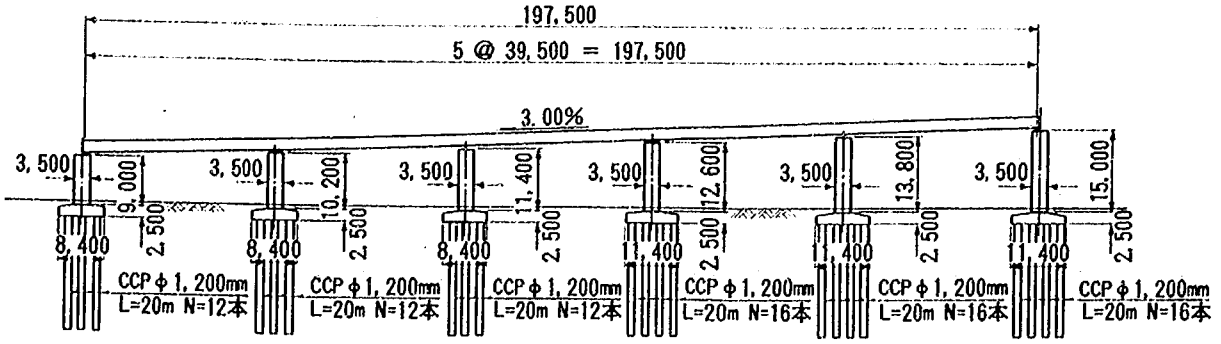
・地震時のエネルギーの大部分が免震支承で消費されるように，免震支承の等価剛性を下部構造の剛性に比べて小さくする。

モデル橋の一般図を図－設1.1に示す。

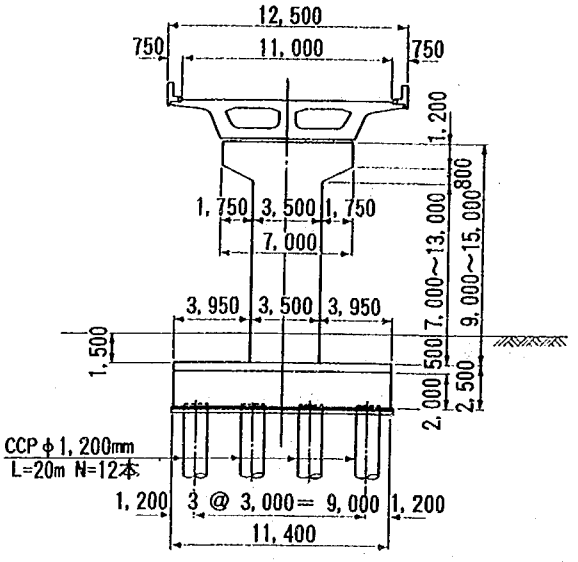
1.2　設計条件

1.2.1　構造条件

① 等　　級 …… 1等橋（ＴＬ－20，ＴＴ－43）
② 道 路 規 格 …… 第1種第2級
③ 上部構造形式 …… 5径間連続ＰＣ箱桁橋
④ 下部構造形式 …… 張出し式橋脚（矩形断面）
⑤ 基礎構造形式 …… 場所打ちコンクリート杭（φ1200）
⑥ 免 震 支 承 …… 鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）
⑦ 有 効 幅 員 …… 11.0m
⑧ 支　間　割 …… 5@39.5m＝197.5m



(a) 側 面 図



(b) 下部構造

図－設1.1 モデル橋の一般図

1.2.2 荷重条件

荷重条件を表－設1.1に示す。

1.2.3 使用材料

使用材料を表－設1.2に示す。

1.2.4 地盤条件

地盤種別はⅡ種とし，図－設1.2に示す2層の地盤構成を想定する。
なお，フーチング上載土の慣性力は無視する。

1.2.5 基礎条件

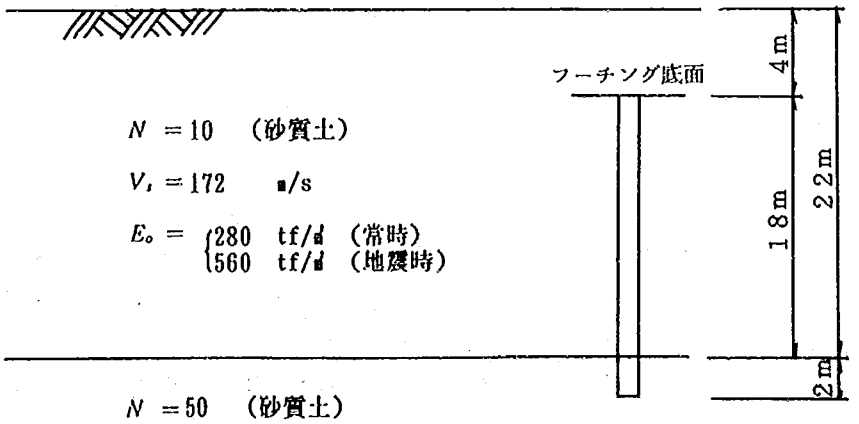
杭基礎は，杭長 $L=20$m，杭径 $\phi=1,200$mmの場所打ち杭とする。表－設1.3に設計条件を示す。

表－設1.1　荷重条件

使用材料の単位体積質量	コンクリート		$\gamma=2.5\text{tf/m}^3$	
	土砂重量		$\gamma=1.9$ 〃	
主桁平均プレストレス量	$\sigma_{cp}=40\text{kgf/cm}^2$			
コンクリートのクリープ及び乾燥収縮度の影響（早強ポルトランドセメント）	基本クリープ係数		$\phi_{t0}=2.0$	
	基本乾燥収縮度ひずみ		$\varepsilon_{s0}=25\times10^{-5}$	
	持続荷重載荷時材令		$t_0=4$ 日	
	部材の仮想厚		$h_{th}=60\text{cm}$	
	施工方法		1径間毎分割施工	
	施工サイクル		30日／スパン	
温度変化の影響	構造全体の温度変化		温度昇降±20℃	
地震の影響	地域別補正係数		A地域（=1.0）	
	地盤別補正係数		II 種（=1.0）	
	重要度別補正係数		1 級（=1.0）	
支承反力（1支承当たり）	橋脚	死荷重反力	活荷重反力	合計
	P_1, P_6	200tf	70tf	270tf
	P_2, P_5	580tf	135tf	715tf
	P_3, P_4	510tf	135tf	645tf
上部構造重量	$(200+580+510)\times2\times2=5160\text{tf}$			
単位長さ当りの上部構造の平均重量	平均 $W=5160/197.5\text{m}=26.27\text{tf/m}$			

表－設1.2　使用材料

材料		上部構造	下部構造
コンクリート	設計基準強度 σ_{ck} (kgf/cm²)	400	240
	ヤング係数 E (kgf/cm²)	3.1×10^5	2.5×10^5
	せん断弾性係数 G (kgf/cm²)	1.35×10^5	1.09×10^5
	線膨張係数 α	10×10^{-6}	10×10^{-6}
鉄筋	材質	SD345	SD345



図－設1.2　地盤条件

表－設1. 3　杭基礎の設計条件

特　性　値		常　時	地震時	固有周期算定時
横方向地盤反力係数	k_H (kgf/cm³)	2.0	4.0	9.1
軸方向バネ定数	k_V (kgf/cm)	519×10^3	519×10^3	519×10^3
軸方向許容押込み支持力	R_a (tf)	250	375	―――
軸方向許容引抜き力	P_a (tf)	30	160	―――
許容変位量	δ_a (mm)	15	15	―――

1. 3　橋脚・基礎および免震支承の初期設定

1. 3. 1　橋脚・基礎の初期設定

(1)　設計水平震度の仮定

橋脚および基礎の初期設定は，震度法レベルの地震力に対して行う。免震橋の場合には，マニュアル（案）3. 2に規定されるように，橋の減衰定数が$h\geq0.10$の場合には，橋の減衰定数による補正係数$c_E=0.90$となって設計水平震度が1割低減され，橋脚および基礎の寸法を小さくすることが可能となる。しかしながら，ここでは，免震橋と通常の橋との比較を同じ寸法の下部構造の断面力によって行うことを目的として，$c_E=1.0$として式（3. 2. 1）により設計水平震度k_hを算出することとした。このとき，免震橋の固有周期は設計水平震度を低減させるまでは長周期化しないものとし，上部構造の慣性力が各橋脚により均等に支持されるものと仮定する。

$$k_h=c_z\cdot c_G\cdot c_I\cdot c_T\cdot c_E\cdot k_{h0}=1.0\cdot1.0\cdot1.0\cdot1.25\cdot1.0\cdot0.2=0.25 \qquad (設1.1)$$

(2)　橋脚断面

(1)で仮定した設計水平震度k_hによって算出される橋脚柱下端の断面力に対し，鉄筋およびコンクリートの応力度が許容値以内にバランスよく収まるように橋脚断面を設定した。橋脚下端に作用する断面力と設定した橋脚の寸法および応力度の算出結果を表－設1. 4に示す。

表－設1. 4　橋脚の初期設定結果

		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	許容値
橋脚柱下端の断面力	モーメント M (tf・m)	2732.3	3144.8	3568.3	4002.9	4448.5	4905.1	
	鉛直力 N (tf)	1124.6	1521.4	1418.1	1454.9	1631.6	1306.4	
	水平力 H (tf)	339.2	348.3	357.5	366.7	375.9	385.1	
断面寸法 (m)		3.5×3.5	3.5×3.5	3.5×3.5	3.5×3.5	3.5×3.5	3.5×3.5	
鉄筋量		D25@125 1段	D25@125 1段	D32@125 1段	D32@125 1段	D29@125 1.5段	D32@125 2段	
応力度	コンクリートσ_c (kgf/cm²)	76	84	83	94	98	88	120
	鉄筋 σ_s (kgf/cm²)	2656	2475	2420	2948	2777	2434	3000

以上のようにして設定した各橋脚の断面定数を表－設1. 5に示す。本設計例では，掛け違い部における隣接する上部構造を無視して，P 1，P 6橋脚の断面定数を低減させて免震橋のモデル化を行なった。また，橋脚の初期設定段階では，計算の簡略化を図るために，橋脚の降伏時剛性の算定を省略した。これは，免震橋の地震時保有水平耐力法の設計水平震度が最大3割低減されるので通常の橋に比べて橋脚の耐力に余裕があり，地震時保有水平耐力法レベルでは免震支承の剛性が橋脚剛性に比べて十分小さくなるので，橋脚の弾性時剛性を用いても設計される免震支承の特性値に有意な影響を及ぼさないためである。

表－設1．5　橋脚の断面定数

		P1，P6	P2～P5	備　考
ヤング係数 (tf/m²)		2.5 ×10⁶		
せん断弾性係数 (tf/m²)		1.09×10⁶		
断面積	梁・柱 (m²)	6.125	12.250	
	フーチング (m²)	∞	∞	
断面2次モーメント	梁・柱 (m⁴)	6.253	12.505	弾性時剛性
	フーチング (m⁴)	∞	∞	〃
ねじり抵抗モーメント	梁・柱 (m⁴)	10.567	21.134	
	フーチング (m⁴)	∞	∞	

(3) 基礎

(1)で仮定した設計水平震度を用いて算出されたフーチング下面の作用力に対し，前節に示した地盤および基礎杭の設計条件を満足するように，フーチングの大きさおよび基礎杭の配置を決めた。フーチング下面の作用力と基礎の設計結果を表－設1．6に示す。

表－設1．6　基礎の初期設定結果

		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	許容値
フーチング下面の作用力	モーメント M(tf・m)	3747.7	4183.2	4629.7	5141.5	5610.1	6089.6	
	鉛直力 N(tf)	1689.6	2086.4	1983.1	2212.3	2389.0	2065.8	
	水平力 H(tf)	480.4	489.6	498.8	556.1	565.3	574.4	
フーチングの平面寸法 (m)		8.4×8.4	8.4×8.4	8.4×8.4	11.4×11.4	11.4×11.4	11.4×11.4	
杭の本数 (本)		12	12	12	16	16	16	
杭軸力	押し込み P_{max} (tf)	301	349	357	277	299	290	375
	引き抜き P_{min} (tf)	-19	-12	-26	-1	-1	-32	-160
杭頭変位 δ (cm)		0.3	0.4	0.4	0.3	0.3	0.3	1.5

さらに，設定した杭基礎のクリープなどによる常時の検討に用いるバネ定数および固有周期算定時のバネ定数を表－設1．7に示す。橋脚躯体と同様に，掛け違い部のP1，P6橋脚では，解析上，バネ定数を低減している。

表－設1．7　杭基礎地盤のバネ定数

		P 1	P 2，P 3	P 4，P 5	P 6
常時解析用	鉛直バネ K_V (tf/m)	311,400	622,800	830,400	415,200
	水平バネ K_H (tf/m)	65,300	130,500	174,000	87,000
	回転バネ K_M (tf・m/rad)	2,538,000	5,077,000	11,130,000	5,564,000
	連成バネ K_{HM} (tf/rad)	-147,900	-295,700	-394,200	-197,100
固有周期算出用	鉛直バネ K_V (tf/m)	311,400	622,800	830,400	415,200
	水平バネ K_H (tf/m)	203,300	406,600	542,100	271,300
	回転バネ K_M (tf・m/rad)	2,847,000	5,694,000	11,950,000	5,976,000
	連成バネ K_{HM} (tf/rad)	-315,300	-630,700	-840,900	-420,500

(4) 下部構造の剛性

簡易モデルを用いた免震設計では，後述するように，橋脚および基礎は，橋脚剛性を表す水平バネ K_P と基礎の並進バネ定数 K_{Fu}，および基礎の回転バネ $K_{F\theta}$ による換算水平バネの直列モデルとして表すことができる。それぞれのバネは，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に従って算出した。算出結果を表－設1．8に示す。

固有周期 T_0 はこのように算出した下部構造の剛性を用いて次式で算出される。ここでは橋脚の重量を無視しているので実際より多少短く算出されるが，通常の場合には，このような仮定を用いても問題はない。ただし，橋脚が高い場合や全体の中で1橋脚だけ高さが大きく異なる場合などには橋脚の重量を考慮したモデルを用いなければならない。

$$T_0 = 2.01 \times \sqrt{(W_u / \Sigma K_s)} = 2.01 \times \sqrt{(5160/88260)} = 0.49\text{秒} \qquad (設1.2)$$

表－設1．8 下部構造剛性の算出結果

諸元				P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
支持する上部構造重量			W_u (tf)	516.0	1,032.0	1,032.0	1,032.0	1,032.0	516.0
橋脚の高さ			h_P (m)	9.00	10.20	11.40	12.60	13.80	15.00
上部構造慣性力の作用高さ			h_0 (m)	11.50	12.70	13.90	15.10	16.30	17.50
橋脚の剛性			$K_P = 3 \cdot EI / h_P^3$ (tf/m)	64,330	88,410	63,330	46,900	35,700	13,900
基礎の剛性	作用力	水平力	$H_0 = W_u$ (tf)	516.0	1,032.0	1,032.0	1,032.0	1,032.0	516.0
		モーメント	$M_0 = H_0 \cdot h_0$ (tf·m)	5,934.0	13,110.0	14,340.0	15,580.0	16,820.0	9,030.0
	変位	水平変位	δ_0 ($\times 10^{-3}$) (m)	6.967	7.116	7.499	4.407	4.588	4.765
		回転角	θ_0 ($\times 10^{-3}$) (rad)	2.856	2.951	3.198	1.614	1.730	1.847
	並進バネ定数		$K_{Fu} = H_0 / \delta_0$ (tf/m)	74,060	145,000	137,600	234,200	224,900	108,300
	回転バネ定数		$K_{F\theta} = M_0 / \theta_0$ (tf·m)	2.078×10^6	4.443×10^6	4.484×10^6	9.653×10^5	9.723×10^6	4.889×10^6
	(水平バネ換算値)		$K_{F\theta} / h_0^2$ (tf/m)	15,710	27,550	23,210	42,340	36,600	15,960
下部構造の直列剛性			K_t (tf/m)	10,790	18,350	15,120	20,320	16,730	6,950

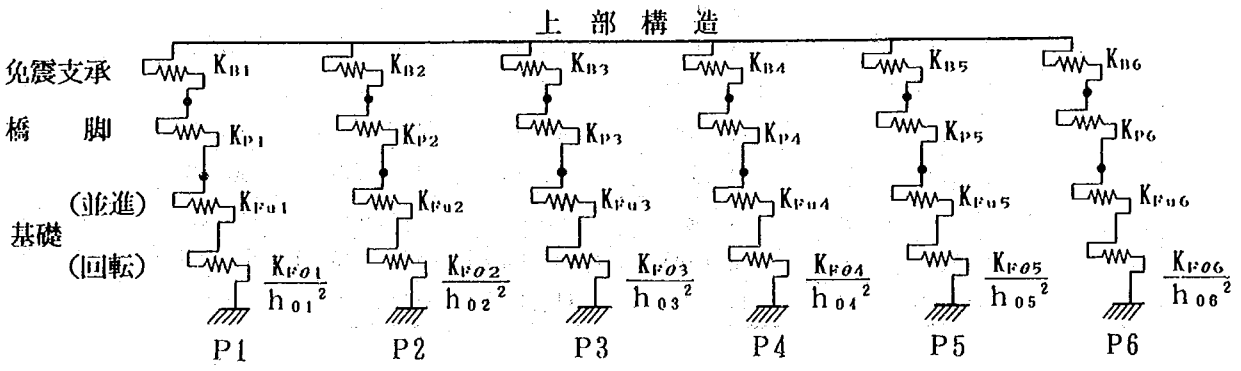
1．3．2 簡易モデルによる免震支承の設計

(1) 免震支承の設計条件

免震装置としては鉛プラグ入り積層ゴム支承を用い，その設計方針は1．1に示したとおりとする。免震橋の固有周期は地震時保有水平耐力法レベルで 1.5秒程度にする。このときの免震支承の設計変位は30cm程度となる。

免震支承の設計においては，免震橋を図－設1．3に示すようにモデル化する。免震支承の設計条件を表－設1．9に示す。ここで，常時の変位量としては後述する主桁コンクリートの収縮変形による値を用いている。

また，免震支承の設計には震度法および地震時保有水平耐力法ともにコンリクートの全断面を有効とした橋脚の剛性を用いている。



図－設1．3 免震橋梁のモデル化

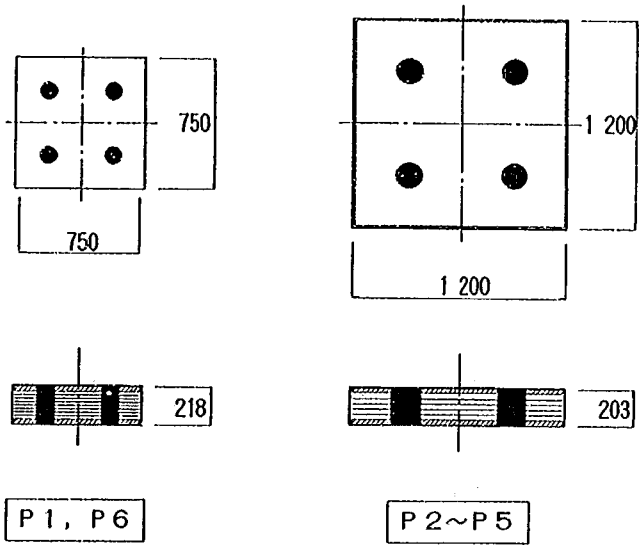
表－設1. 9　免震支承の設計条件

特性		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	備考
上部構造重量	W_r (tf)	5,160						
橋脚の剛性	K_r (tf/m)	64,330	88,410	63,330	46,900	35,700	13,900	h_r =0.05
基礎バネ定数 並進	$K_{r\alpha}$ (tf/m)	74,060	145,000	137,600	234,200	224,900	108,300	h_r =0.10
基礎バネ定数 回転	$K_{r\theta}/h_0^2$ (tf·m)	15,710	27,550	23,210	42,340	36,600	15,960	〃
1橋脚当りの支承個数		2	2	2	2	2	2	
1支承当り鉛直荷重	最大荷重 W_{max} (tf)	270	715	645	645	715	270	
	死荷重 W_0 (tf)	200	580	510	510	580	200	
橋軸方向常時変位	クリープ・乾燥 δ_{cs} (cm)	5.36	2.74	0.68	1.10	2.71	4.31	
	温度 δ_T (cm)	1.81	1.03	0.34	0.35	1.03	1.76	
	回転角	1/300	1/600	1/600	1/600	1/600	1/300	

(2)　免震支承の形状寸法及び静的特性値

設計した免震支承の形状・寸法を図－設1. 4 に示す。免震支承の設計の詳細を以下に順を追って示す。

まず，四角形断面を有する鉛プラグ入り積層ゴム支承 1 個当りの静的特性値は，表－設1. 10に示されるように算出される。



特性		P 1，P 6	P 2～P 5
平面形状	$A \times B$ (cm)	75.0×75.0	120.0×120.0
(内部補強鋼板	$a \times b$)	(73.0×73.0)	(118.0×118.0)
鉛プラグ	$n_P \times D_P$	4 ×φ9.5	4 ×φ15.5
ゴム厚さ	$n_e \times t_e \times \Sigma t_e$ (cm)	8 ×1.7=13.6	5 ×2.6=13.0
支承本体高さ	H (cm)	21.8	20.3
ゴムのせん断弾性係数	G (kgf/cm²)	10.0	10.0

図－設1. 4　免震支承の形状・寸法

表－設1.10 免震支承1個当りの静的特性値

特性		P1，P6	P2～P5	備考
鉛プラグ断面積	A_P (cm²)	283.5	754.8	
ゴムの支圧面積	A_R (cm²)	5,045.	13,169.	
形状係数	S (cm)	10.2	10.7	式(4.2.17)による。10程度が望ましい。
ゴムの見かけ弾性定数	E_A (kgf/cm²)	6,828.	7,607.	式(4.2.14)による。
鉛プラグの形状比	H/D_P	2.30	1.31	式(4.3.13)により，$1.25 \leqq H/D_P \leqq 5.0$
鉛プラグの面積比	A_P/A_R	0.056	0.057	0.07程度以下
降伏荷重	Q_d (tf)	24.10	64.15	式(4.3.7)による。
水平剛性	K_H (tf/m)	371.	1,013.	式(4.2.9)による。
鉛直剛性	K_{V0} (tf/m)	253,300.	770,600.	式(4.2.10)による。

(3) 常時荷重に対する設計

常時荷重としては，クリープ，乾燥収縮，プレストレスによる弾性変形，および，温度による桁の変位と活荷重による桁の回転角について検討する。常時荷重に対する免震支承の設計は以下の各項目について行う。

① 支圧応力度の照査（本文中の式（4.2.1）～式（4.2.4）による）
② 水平変位の照査（式（4.2.19）による）
③ 座屈照査（式（4.2.21）による）
④ 局部せん断ひずみの照査（式（4.2.23）による）
⑤ 補強鋼板の応力度（式（4.2.32），式（4.2.33）による）
⑥ 水平力（式（4.3.11）による）

常時荷重に対する免震支承の設計結果を表－設1.11に示す。

表－設1.11 免震支承（鉛プラグ入りゴム支承）の常時荷重に対する設計結果

		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	備考
水平変位 u_0 (cm)		7.17	3.77	1.02	1.45	3.74	6.07	
支圧応力度の照査 (kgf/cm²)	最大値 σ_{max}	59.7	56.2	49.4	49.6	56.2	58.7	≦80
	最小値 σ_{min}	39.6	44.0	38.7	38.7	44.0	39.6	≧15
	応力振幅値 $\Delta\sigma$	20.1	12.2	10.7	10.9	12.2	19.1	≦50
水平変位の照査 $u_0/\Sigma l_i$		0.53	0.29	0.08	0.11	0.29	0.45	≦ 0.7
座屈照査 σ_{cR} (kgf/cm²)		218.	390.	390.	390.	390.	218.	$\geqq \sigma_{max}$
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	0.76	0.67	0.59	0.60	0.67	0.74	
	回転角 γ_R	0.34	0.31	0.31	0.31	0.31	0.34	
	水平変位 γ_s	0.53	0.29	0.08	0.11	0.29	0.45	
	合計 γ_T	1.63	1.27	0.98	1.02	1.27	1.54	≦2.00
補強鋼板の応力度 σ_s (kgf/cm²)		365.	526.	462.	464.	525.	358.	≦1400
水平力 F_s (tf)		(62.8)	102.0	46.3	55.0	101.4	(54.7)	1橋脚当り

(4) 免震支承の動的特性値

免震支承の動的特性値（等価剛性 K_B および等価減衰定数 h_B）は，設計振動単位ごとに与えられる設計地震力と各免震支承の設計変位から求められる復元力が等しくなるように，免震装置の設計変位を繰り返し計算によって求める。図－設1.3に示したモデルを用いた場合の免震支承の動的特性値の算定手順は，以下のように示される。なお，以下の式中の支承の特性値は1橋脚当りの値である。

① 上部構造の変位 u_T を仮定する。u_T は各橋脚で同一とする。
② 橋脚iにおいて，免震装置の設計変位 u_{Bi} を適切に仮定する。
③ 免震装置の有効設計変位 u_{Bei} （$= c_B \times u_{Bi}$）より，免震装置の等価剛性 K_{Bi} および等価減衰定数 h_{Bi} を式（4.3.1），式（4.3.2）および式（4.3.7）～（4.3.9）により算出する。

④ 橋脚剛性，基礎の並進および回転バネが直列結合した下部構造の直列剛性をK_{Si}とすると，橋脚 i の下部構造に作用する水平力F_{Si}は免震装置に作用する水平力F_{Bi}（$=u_{Bi}\times K_{Bi}$）に等しいことから，免震装置に生じる変位u_{Bi}'は次式で算出される。

$$u_{Bi}' = u_T - u_{Bi}\times K_{Bi}/K_{Si}$$

⑤ ②で仮定した免震装置の設計変位u_{Bi}と④で算出した免震装置に生じる変位u_{Bi}'が一致するまで，免震装置の設計変位u_{Bi}を変化させて③と④の計算を繰り返す。

⑥ 全ての橋脚について②～⑤の計算を行い，各橋脚の免震装置の動的特性値を算定する。

⑦ 橋の固有周期Tを次式で，また，橋の減衰定数hを式（3.6.1）で算定する。

$$T=2\pi\times\sqrt{(W_U/(g\times\Sigma K_{Ti}))} \qquad (設1.3)$$

ここに，

K_{Ti}：免震支承と下部構造の直列剛性

$$K_{Ti}=\frac{1}{1/K_{Bi}+1/K_{Si}} \qquad (設1.4)$$

g　：重力加速度

⑧ 設計水平震度k_hおよびk_{hc}を式（3.2.1）及び式（3.3.1）により求める。

⑨ ⑧で算定した設計水平震度により上部構造から免震支承を介して下部構造に伝えられる全水平力Fは次式で算出される。

$$F=k_h\ (\text{または}\ k_{hc})\times W_u \qquad (設1.5)$$

したがって，上部構造の変位u_T'は次式で算出される。

$$u_T' = F/\Sigma K_{Ti} \qquad (設1.6)$$

①で仮定した上部構造の変位u_Tと上式で算出される上部構造の変位u_T'が一致するまで，上部構造の変位u_Tを変位させて①～⑨の計算を繰り返す。

(5) 地震時保有水平耐力法レベルでの設計

地震時保有水平耐力法レベルでの免震支承の特性値（等価剛性および等価減衰定数）は，前述(4)に示した手順によって求められる。地震時保有水平耐力法レベルでの橋の動的特性および免震支承の動的特性値を表－設1.12に示す。

また，地震時保有水平耐力法レベルの地震力に対しては，以下に示す項目について免震支承の照査を行う必要がある。地震時保有水平耐力法レベルでの免震支承の照査結果を表－設1.12に示す。

表－設1.12　免震支承の地震時保有水平耐力法レベルでの設計結果

		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	備 考
上部構造変位	u_T (cm)	32.38						
橋の固有周期	T (sec)	1.474						
橋の減衰定数	h	0.157						
設計水平震度	k_{hc}	0.60						
免震装置の設計変位	u_B (cm)	30.06	28.81	28.13	29.14	28.50	28.89	
免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	830.	2,268.	2,286.	2,260.	2,276.	840.	
免震装置の等価減衰定数	h_B	0.164	0.166	0.168	0.165	0.167	0.168	
地震時水平力	F (tf)	249.4	653.6	643.0	658.7	648.7	242.8	計 3,096.0
地震時水平力の分担比	(%)	8.1	21.1	20.8	21.3	21.0	7.8	
水平変位の照査	$u_B/\Sigma t_r$	2.21	2.22	2.16	2.24	2.19	2.12	≦2.5
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	0.89	0.71	0.62	0.63	0.71	0.86	
	水平変位 γ_s	2.21	2.22	2.16	2.24	2.19	2.12	
	合　計 γ_r	3.10	2.93	2.78	2.87	2.90	2.98	≦4.16
補強鋼板の応力度	σ_s (kgf/cm²)	428.	555.	484.	490.	553.	416.	≦2.100

① 水平変位の照査（式（4.2.20）による）
② 局部せん断ひずみの照査（式（4.2.23）による）
地震時保有水平耐力法レベルにおいては，活荷重による回転角による局部せん断ひずみを無視する。
③ 補強鋼板の応力度（式（4.2.32），式（4.2.33）による）
なお，一般に免震支承のサイズは，地震時保有水平耐力法レベルでの照査，特に水平変位の照査あるいは局部せん断ひずみの照査によって決定される場合が多い。

(6) 震度法レベルでの設計

震度法レベルでの免震支承の設計には，地震の影響にクリープ，乾燥収縮などの温度変化の影響を除いた常時荷重を重ね合わせなければならない。免震支承の動的特性は，クリープ，乾燥収縮等によって免震支承に生じるせん断変形の影響を受けにくいので，地震時保有水平耐力法レベルの場合と同様に，(4)に示した手順によって，地震時の免震支承の動的特性値を算定することができる。震度法レベルの免震支承の設計抵抗力 F_1 は，次式で算定される。

$$F_1 = F_s + F = u_0 \cdot K_H + u_B \cdot K_B \qquad (設1.7)$$

ここに，

u_0 ：クリープ，乾燥収縮等によって免震装置に生じる変位
u_B ：震度法レベルの地震力による免震装置の設計変位
K_H ：ゴムの水平剛性
K_B ：震度法レベルの免震支承の等価剛性

ここで，クリープ，乾燥収縮等の緩速変形によって鉛プラグ入り積層ゴム支承に生じるせん断力のうち，鉛プラグによるせん断力は時間の経過とともに解放されるため，ここでは無視している。

また，震度法レベルの地震力に対しては，式（4.2.23）によって，局部せん断ひずみの照査を行う。このときの免震支承の水平変位は，クリープ，乾燥収縮などによる変位 u_0 と地震時の免震装置の設計変位 u_B を重ね合わせた値とした。

震度法レベルでの免震支承の設計結果を表－設1.13に示す。

表－設1.13 免震支承の震度法レベルの設計結果

		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	備 考
上部構造変位 u_r (cm)		3.12						
橋の固有周期 T (sec)		0.739						
橋の減衰定数 h		0.167						
設計水平震度 k_h		0.23						
免震装置の設計変位 u_B (cm)		2.20	1.76	1.52	1.86	1.65	1.77	
免震装置の等価剛性 K_B (tf/m)		4,499.	14,294	15,942.	13,673.	14,992.	5,281.	
免震装置の等価減衰定数 h_B		0.259	0.236	0.210	0.244	0.225	0.232	
地震時水平力 F (tf)		99.0	250.5	242.1	254.1	246.7	93.6	計 1,186.8
地震時水平力の分担比 (%)		8.3	21.1	20.4	21.4	20.8	7.9	
常時荷重による予変位 u_0 (cm)		5.36	2.74	0.68	1.10	2.71	4.31	
常時荷重による水平力 F_s (tf)		—	55.5	13.8	22.3	54.9	—	
合計水平力 F_1 (tf)		99.0	306.0	255.9	276.4	301.6	93.6	計 1,332.5
合計水平力の分担比 (%)		7.4	23.0	19.2	20.7	22.6	7.0	
水平変位 u_B (cm)		7.56	4.50	2.20	2.96	4.36	6.09	
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	0.56	0.55	0.47	0.48	0.55	0.55	
	水平変位 γ_s	0.56	0.35	0.17	0.23	0.34	0.45	
	合 計 γ_r	1.12	0.90	0.64	0.71	0.89	1.00	≦2.77

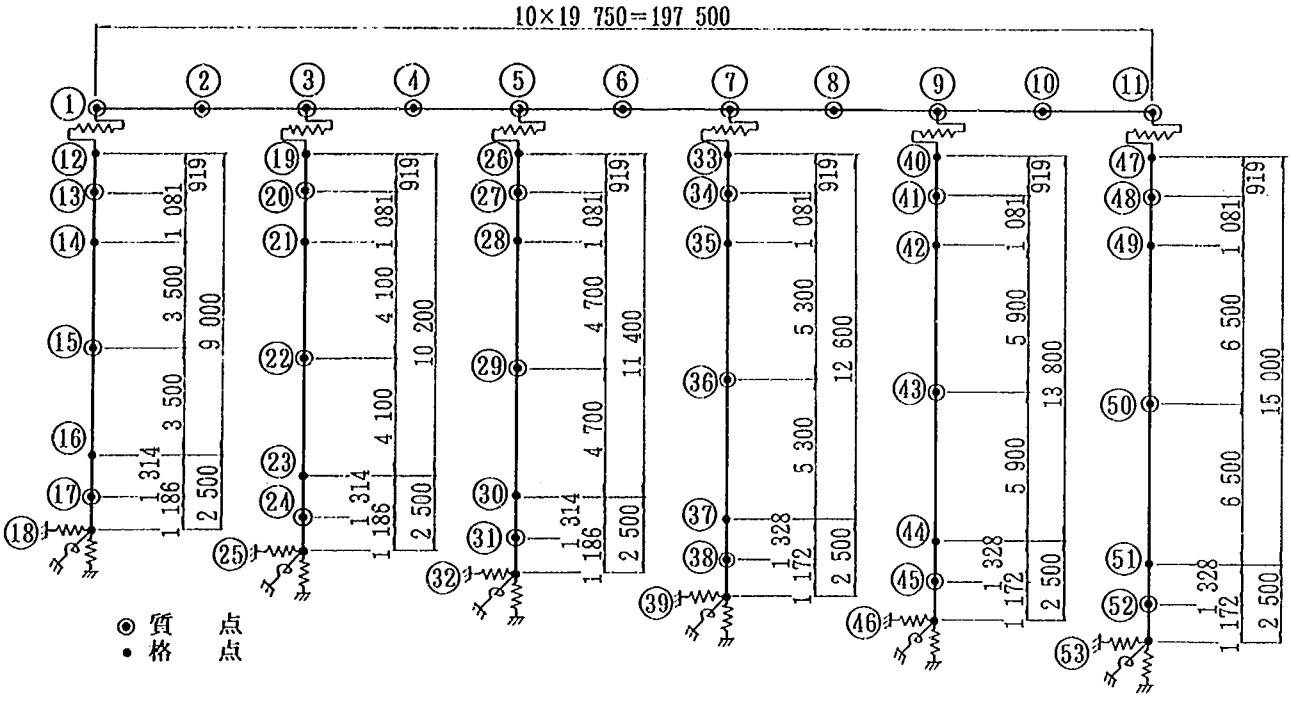
1. 4　主桁コンクリートの収縮変形に対する検討

1. 4. 1　ＰＣ橋の施工時解析

(1) 解析モデルと解析手法

主桁に収縮を起こさせる要因には，①プレストレス導入による弾性変形，②クリープによる変形，および③乾燥収縮がある。これらはいずれも施工段階から発生し進行するものであり，構造系が変化する各施工段階毎にその影響を把握する必要がある。施工時における主桁の収縮の影響による支承変形量を合計したものが，支承の初期変形量となる。

解析は骨組構造解析により行い，主桁の収縮量は同等の温度荷重として載荷する。解析に用いた骨組構造モデルを図－設1. 5に示す。なお，支承および地盤のバネとしては免震支承の静的特性値および常時解析用のバネを用いる。



図－設1. 5　骨組構造モデル

(2) 施工手順と工程

施工条件は以下の通りとする。

① 各径間毎に全支保工施工とする。施工サイクルは30日間とする。

② 隣接する径間へは張出し施工部分（張出し長さ $L=5$ m）を設ける。

③ プレストレスの導入はコンクリート打設後４日目に行なう。

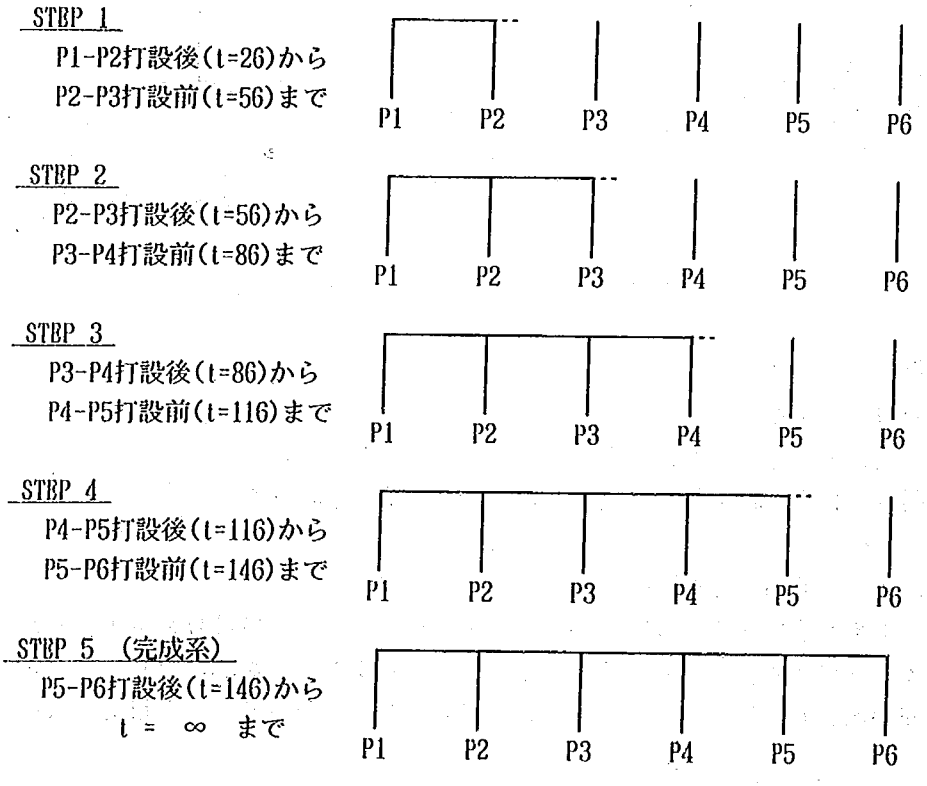
④ 施工はＰ１側からＰ６側へと順次行なう。

表－設1. 14に工事工程および各施工段階での各径間主桁コンクリートの材令を示す。また，各施工段階に対応する構造系を図－設1. 6に示す。ただし，施工途中の張出し施工部分は端部がフリーであるため解析上はモデルに含めず，当該径間が閉合した後の構造系において，残り部分とのコンリクート材令の違いを考慮して伸縮量に含める。

表－設1.14　工事工程およびコンクリート材令

工事経過日数(t)	P1	P2		P3		P4		P5		P6
	張出部 L_1=0m	径間部 L_2=39.5m	張出部 L_1=5m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1=5m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1=5m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1=5m	径間部 L_2=34.5m
26	コンクリート打設(0)									
30	プレストレス導入(4)									
56	(30)			コンクリート打設(0)						
60	(34)			プレストレス導入(4)						
86	(60)			(30)		コンクリート打設(0)				
90	(64)			(34)		プレストレス導入(4)				
116	(90)			(60)		(30)		コンクリート打設(0)		
120	(94)			(64)		(34)		プレストレス導入(4)		
146	(120)			(90)		(60)		(30)		コンクリート打設(0)
150	(124)			(94)		(64)		(34)		プレ導入(4)

※（ ）内数値はコンクリート材令



図－設1.6　各施工段階での構造系

1.4.2 主桁移動量の算定

(1) ＰＣ橋主桁の収縮要因と算定式

1) プレストレス導入による弾性収縮量；$\Delta \ell_{PS}$

プレストレス導入による弾性収縮量は，次式により求める。ここで，主桁に与えるプレストレス量は，導入時47kgf/cm²，有効時40kgf/cm²とした。また，プレストレス導入時のコンクリート弾性係数は，材令を考慮して2.9×10^5 kgf/cm²とした。

$$\Delta \ell_{PS}=\frac{\sigma_{PI}}{E_{CI}}\cdot\ell=\frac{47}{2.9\times10^5}\cdot\ell=16.21\times10^{-5}\ell \qquad (設1.8)$$

（温度変化換算　$-16.21\times\ell$℃）

ここに，

σ_{PI}：導入プレストレス（47kgf/cm²）

E_{CI}：プレストレス導入時のコンクリートの弾性係数（2.9×10^6 kgf/cm²）

ℓ　：伸縮桁長

2) クリープによる収縮量；$\Delta \ell_{CR}$

クリープにより収縮量は次式により求める。

$$\Delta \ell_{CR}=\phi\cdot\frac{\sigma_{PE}}{E_{CE}}\cdot\ell=\phi\cdot\frac{40}{3.1\times10^5}\cdot\ell=12.90\times10^{-5}\phi\,\ell \qquad (設1.9)$$

（温度変化換算　$-12.90\times\phi\,\ell$℃）

ここに，

σ_{PE}：有効プレストレス（40kgf/cm²）

E_{CE}：有効コンクリート時の弾性係数（3.1×10^5 kgf/cm²）

ϕ　：各施工段階でのクリープ係数

3) 乾燥収縮量；$\Delta \ell_{SH}$

乾燥収縮量は次式により求める。

$$\Delta \ell_{SH}=\varepsilon_{CS}\cdot\ell \qquad (設1.10)$$

ここに，

ε_{CS}：各施工段階での乾燥収縮度

(2) クリープ係数

クリープ係数は「道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編」に従って，次式により求める。

$$\phi(t,\ t_0)=\phi_{d0}\cdot\beta_{d0}(t-t_0)+\phi_{f0}\{\beta_f(t)-\beta_f(t_0)\} \qquad (設1.11)$$

工事工程に応じてクリープ係数を算出する材令は，各径間のコンクリート打設により構造系の変化するt＝30，60，90，120（日）および∞とした。各施工段階において進行するクリープに対するクリープ係数は，構造系が変化する時点の材令より算出した前後のクリープ係数の差分とした。表－設1.15にコンリクート実材令に対するクリープ係数を，表－設1.16には各施工段階における各径間毎のクリープ係数を示す。なお，施工中の張出し施工部分（L＝5ｍ）は，同時に打設を行った前径間のコンクリートと同じクリープ係数を持つものとした。

(3) 乾燥収縮度

乾燥収縮度は，「道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編」に従って，次式により求める。

$$\varepsilon_{cs}(t,\ t_0)=\varepsilon_{s0}\cdot\{\beta_s(t)-\beta_s(t_0)\} \qquad (設1.12)$$

表－設1.17にコンクリート実材令に対する乾燥収縮度を示す。コンクリート材令はクリープ係数と同様である。表－設1.18に各施工段階における各径間毎の乾燥収縮度を示す。なお，施工中の張出し施工部分（Ｌ＝5ｍ）は，同時に打設した前径間のコンクリートと同じ乾燥収縮度を持つものとした。

表－設1.15 コンクリート材令に対するクリープ係数

実材令	有効材令	ϕd_0	$t-t_0$	$\beta d(t-t_0)$	ϕf_0	$\beta f(t)$	$\beta f(t_0)$	$\phi(t, t_n)$
	t							
4	$t_0=7$							
30	50	0.4	43	0.553	2.0	0.503	0.255	0.687
60	100	0.4	93	0.683	2.0	0.600	0.255	0.963
90	150	0.4	143	0.765	2.0	0.651	0.255	1.094
120	200	0.4	193	0.821	2.0	0.702	0.255	1.222
∞	∞	0.4	∞	1.000	2.0	1.325	0.255	2.540

表－設1.16 各施工段階における各径間のクリープ係数

施工段階	第一径間 P1	第二径間 P2	第三径間 P3	第四径間 P4	第五径間 P5 P6
STEP 1 (P_2-P_3打設直前まで)	0.687				
STEP 2 (P_3-P_4打設直前まで)	0.276	0.687			
STEP 3 (P_4-P_5打設直前まで)	0.131	0.276	0.687		
STEP 4 (P_5-P_6打設直前まで)	0.128	0.131	0.276	0.687	
STEP 5 ($t=\infty$打まで)	1.318	1.446	1.577	1.853	2.540
合計	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540

表－設1.17 コンクリート材令に対する乾燥収縮度

実材令	有効材令	ε_{so}	$\beta_s(t)$	$\beta_s(t_n)$	$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$
30	25	25×10^{-5}	0.052	0.052	1.30×10^{-5}
60	50	25×10^{-5}	0.088	0.088	1.30×10^{-5}
90	75	25×10^{-5}	0.112	0.112	1.30×10^{-5}
120	100	25×10^{-5}	0.135	0.135	1.30×10^{-5}
∞	∞	25×10^{-5}	0.775	0.775	1.30×10^{-5}

表－設1.18 各施工段階における各径間の乾燥収縮度 ($\times10^{-5}$)

施工段階	第一径間 P1	第二径間 P2	第三径間 P3	第四径間 P4	第五径間 P5 P6
STEP 1 (P_2-P_3打設直前まで)	1.30				
STEP 2 (P_3-P_4打設直前まで)	0.90	0.30			
STEP 3 (P_4-P_5打設直前まで)	0.60	0.09	1.30		
STEP 4 (P_5-P_6打設直前まで)	0.58	0.60	0.90	1.30	
STEP 5 ($t=\infty$打まで)	16.00	16.58	17.18	18.08	19.38
合計	19.38	19.38	19.38	19.38	19.38

(4) 主桁移動量

各要因による主桁収縮量を各施工段階について各径間毎に算出した結果が表－設1.19～表－設1.22である。表中の（ ）内は，張出し部分の端部がフリーの期間における収縮量を示す。

表－設1.19 各施工段階のプレストレス導入時弾性収縮量

	P1		P2		P3		P4		P5		P6
	張出部 L_1= 0.0m	径間部 L_2=39.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	
STEP 1	***	6.40	(0.18)								
		6.40									
STEP 2			0.00	5.59	(0.81)						
				5.59							
STEP 3					0.00	5.59	(0.81)				
						5.59					
STEP 4							0.00	5.59	(0.81)		
								5.59			
STEP 5									0.00	5.59	
										5.59	
合 計		6.40		5.59		5.59		5.59		5.59	

表－設1.20 各施工段階のクリープ収縮量

	P1		P2		P3		P4		P5		P6
	張出部 L_1= 0.0m	径間部 L_2=39.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	
STEP 1	***	3.50	(0.44)								
		3.50									
STEP 2	***	1.41	0.18	3.06	(0.44)						
		1.41		3.24							
STEP 3	***	0.67	0.08	1.23	0.18	3.06	(0.44)				
		0.67		1.31		3.24					
STEP 4	***	0.65	0.08	0.58	0.08	1.23	0.18	3.06	(0.44)		
		0.65		0.66		1.31		3.24			
STEP 5	***	6.72	0.85	6.44	0.93	7.02	1.01	8.25	1.19	11.31	
		6.72		7.29		7.95		9.26		12.50	
合 計		12.95		12.50		12.50		12.50		12.50	

表－設1.21　各施工段階の乾燥収縮量

	P1		P2		P3		P4		P5		P6
	張出部 L_1= 0.0m	径間部 L_2=39.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	
STEP 1	***	0.51	(0.07)								
		0.51									
STEP 2	***	0.36	0.05	0.45	(0.07)						
		0.36		0.50							
STEP 3	***	0.24	0.03	0.31	0.05	0.45	(0.07)				
		0.24		0.34		0.50					
STEP 4	***	0.23	0.03	0.21	0.03	0.31	0.05	0.45	(0.07)		
		0.23		0.24		0.34		0.50			
STEP 5	***	6.32	0.80	5.72	0.83	5.93	0.86	6.24	0.91	6.69	
		6.32		6.52		6.76		7.10		7.60	
合 計		7.68		7.60		7.60		7.60		7.60	

表－設1.22　各施工段階の収縮量の合計値

	P1		P2		P3		P4		P5		P6
	張出部 L_1= 0.0m	径間部 L_2=39.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	
STEP 1	***	10.41	(0.07)								
		10.41									
STEP 2	***	1.77	0.23	9.10	(0.07)						
		1.77		9.33							
STEP 3	***	0.91	0.11	1.54	0.23	9.10	(0.07)				
		0.91		1.65		9.33					
STEP 4	***	0.88	0.11	0.79	0.11	1.54	0.23	9.10	(0.07)		
		0.88		0.90		1.65		9.33			
STEP 5	***	13.04	1.65	12.16	1.76	12.95	1.87	14.49	2.10	23.59	
		13.04		13.81		14.71		16.36		25.69	
合 計		27.01		25.69		25.69		25.69		25.69	

1.4.3　支承の初期変形量

フレーム解析結果より，各施工段階での支承の変形量は表－設1.23のように求められる。なお，表中の符号は，Ｐ１からＰ６へ向かう方向に変形する場合を正としている。

表－設1.23　各施工段階における支承の変形量（mm）

施工段階	Ｐ１	Ｐ２	Ｐ３	Ｐ４	Ｐ５	Ｐ６
STEP 1	6.92	-2.52				
STEP 2	5.21	3.42	-5.32			
STEP 3	4.44	3.44	1.97	-7.02		
STEP 4	4.12	3.15	2.32	0.97	-7.94	
STEP 5	32.92	19.96	7.78	-4.92	-19.11	-43.08

主桁の施工開始からクリープおよび乾燥収縮が終了するまで（$t=\infty$）の支承変形量の累計および橋体完成後の温度変化による支承変形量の累計を表－設1.24に示す。表中のSTEP５の値が，プレストレス，クリープおよび乾燥収縮による支承変形量の合計であり，これが支承の初期変形量となる。なお，変形量の算出には，温度変化として±20℃を考慮した。

表－設1.24　支承変形量の累計（mm）

施工段階	Ｐ１	Ｐ２	Ｐ３	Ｐ４	Ｐ５	Ｐ６
STEP 1	6.92	-2.52				
STEP 2	12.13	0.90	-5.32			
STEP 3	16.57	4.34	-3.35	-7.02		
STEP 4	20.69	7.49	-1.03	-6.05	-7.94	
STEP 5	53.61	27.45	6.75	-10.97	-27.05	-43.08
温度変化	±18.08	±10.30	± 3.36	± 3.50	±10.34	±17.56

本試設計では，下部構造諸元を設定し，これを用いて上下部構造を含めた全体系の解析を行った。しかし，一般には，支承を決定する段階では下部構造の諸元は決定されていない場合が多いが，下部構造の剛性は免震支承の水平剛性に比較してかなり大きいため，下部構造の剛性の影響は小さい。このため，下部構造の剛性を無視した場合についても同様な解析を行い，本試設計との比較を行った。支承変形量の累計値を表－設1.25に示す。表中のＡが下部構造を含めた全体構造系として試設計した値，Ｂが下部構造を無視した場合の値である。支承変形量が最も大きくなる端部橋脚においては，後者の値は前者に比較して10%程度大きい。ただし，この値は常時荷重による水平変位を照査すると安全側の値となり，また，許容値に対しても十分余裕がある。

下部構造を考慮した場合と，無視した場合の橋脚天端に作用する水平力の比較を，表－設1.26に示す。支承変形量の差により作用水平力にも若干の違いが生じるが，橋脚断面の決定要因である地震時断面力に占める割合は最大でも２パーセント程度であり，これが下部構造諸元に影響をもたらすことはない。

以上から，本試設計と同様の免震支承と下部構造をもつ免震橋の場合には，初期変形量の算定において、下部構造を無視して解析をしても特に問題はない。

表－設1.25 下部構造を考慮した場合（A）と無視した場合（B）の支承変形量の比較（mm）

施工段階		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
STEP 1	A	6.92	-2.52				
	B	7.62	-2.79				
STEP 2	A	12.13	0.90	-5.32			
	B	13.38	1.21	-6.11			
STEP 3	A	16.57	4.34	-3.35	-7.02		
	B	18.15	5.08	-3.87	-7.86		
STEP 4	A	20.69	7.49	-1.03	-6.05	-7.94	
	B	22.61	8.67	-1.16	-6.77	-9.01	
STEP 5	A	53.61	27.45	6.75	-10.97	-27.05	-43.08
	B	58.31	31.39	7.88	-12.27	-30.72	-48.14
温度変化	A	±18.08	±10.30	± 3.36	± 3.50	±10.34	±17.56
	B	±19.61	±11.74	± 3.91	± 3.91	±11.74	±19.61
合 計	A	71.69	37.75	10.11	-14.47	-37.39	-60.64
	B	77.92	43.13	11.79	-16.18	-42.46	-67.75
$0.7 \cdot \Sigma t_e$		95.20	91.00	91.00	91.00	91.00	95.20

表－設1.26 下部構造を考慮した場合（A）と無視した場合（B）の橋脚天端水平力の比較（tf）

		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
PS・CR・SH	A	40	56	14	-22	-55	-32
	B	43	64	16	-25	-62	-36
震度法レベルの慣性力		±197	±248	±231	±269	±254	±175
地震時橋脚天端水平力	A	237	304	245	-291	-309	-207
	B	240	312	247	-294	-316	-211
	比率	+1.3%	+2.6%	+0.8%	-1.0%	-2.3%	-1.9%

1.5 震度法による設計

1.5.1 断面力と変位の算出

(1) 固有周期の算出

固有周期は図－設1.5に示した骨組構造モデルを用いて，静的フレーム法によって求めた。表－設1.27は固有周期の算定結果を示したものであり，固有周期は0.75秒となる。

(2) 設計水平震度の算出

免震設計における震度法レベルでの設計水平震度は次式で与えられる。

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0} \qquad (設1.13)$$

ここに，

c_z ：地域別補正係数 （＝1.0）

c_G ：地盤別補正係数 （＝1.0）

c_I ：重要度別補正係数 （＝1.0）

c_T ：固有周期別補正係数 （＝1.25）

c_E ：橋の減衰定数に基づく補正係数

k_{h0} ：標準設計水平震度 （＝0.2）

橋の減衰定数に基づく補正係数 c_E を決定するには，橋の減衰定数を求めなければならない。橋の減衰定数は次式により算出する。計算結果を表－設1.28に示す。

$$h=\frac{\Sigma K_{Bi}\cdot u_{Bi}^2\left(h_{Bi}+\frac{h_{Pi}K_{Bi}}{K_{Pi}}+\frac{h_{Fui}K_{Bi}}{K_{Fui}}+\frac{h_{Foi}H^2K_{Bi}}{K_{Foi}}\right)}{\Sigma K_{Bi}\cdot u_{Bi}^2\left(1+\frac{K_{Bi}}{K_{Pi}}+\frac{K_{Bi}}{K_{Fui}}+\frac{K_{Bi}H^2}{K_{Foi}}\right)} \qquad (設1.14)$$

以上より，橋の減衰定数に基づく補正係数は $c_E=0.9$ となる。したがって，設計水平震度 k_h は次の通りとなる。

$$k_h=c_Z\cdot c_G\cdot c_I\cdot c_T\cdot c_E\cdot k_{h0}$$
$$=1.0\times1.0\times1.0\times1.25\times0.9\times0.2=0.23 \qquad (設1.15)$$

表－設1.27　静的フレーム法による固有周期算定結果

節点	W (tf)	u (m)	$W\cdot u$ (tf·m)	$W\cdot u^2$ (tf·m²)	
1	258.004	0.15728	40.579	6.38230	
2	516.008	0.15744	81.238	12.78977	
3	516.008	0.15712	81.076	12.73890	
4	516.008	0.15732	81.178	12.77071	
5	516.008	0.15705	81.037	12.72644	
6	516.008	0.15721	81.124	12.75384	
7	516.008	0.15691	80.969	12.70521	
8	516.008	0.15721	81.120	12.75262	
9	516.008	0.15703	81.029	12.72400	
10	516.008	0.15739	81.213	12.78190	
11	258.004	0.15728	40.578	6.38185	
13	55.125	0.05736	3.162	0.18136	
15	107.188	0.03480	3.730	0.12982	$\Sigma W\cdot u=956.818$
17	282.506	0.01479	4.177	0.06177	$\Sigma W\cdot u^2=133.68892$
20	110.250	0.07465	8.230	0.61434	
22	251.125	0.04318	10.844	0.46828	$\delta=\frac{\Sigma W\cdot u^2}{\Sigma W\cdot u}$
24	565.012	0.01677	9.476	0.15892	$=0.140$ (m)
27	110.250	0.08622	9.506	0.81962	
29	287.875	0.04825	13.889	0.67009	$T=2.01\cdot\sqrt{\delta}$
31	565.012	0.01711	9.669	0.16545	$=0.751$ (s)
34	110.250	0.06873	7.577	0.52073	
36	324.625	0.03414	11.083	0.37841	
38	757.387	0.01108	8.389	0.09293	
41	110.250	0.08015	8.836	0.70816	
43	361.375	0.03848	13.906	0.53514	
45	757.387	0.01126	8.531	0.09609	
48	55.125	0.07398	4.078	0.30173	
50	199.063	0.03500	6.968	0.24391	
52	378.694	0.00957	3.625	0.03471	

注）W：質点の重量，u：各質点重量を慣性力の作用方向に作用させた各質点位置に生じる変位

表－設1.28 震度法レベルでの橋の減衰定数

	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	減衰定数
支承の等価減衰定数 h_{Bi}	0.259	0.239	0.217	0.238	0.217	0.247	
橋脚の等価減衰定数 h_{Pi}	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	
基礎の併進の減衰定数 h_{Fui}	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	
基礎の回転の減衰定数 $h_{F\theta i}$	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	
支承の等価剛性 K_{Bi} (tf/m)	4,506	14,045	15,534	14,098	15,534	4,874	h =0.179
橋脚の等価剛性 K_{Pi} (tf/m)	64,327	88,380	63,305	46,886	35,687	13,895	
基礎の併進のバネ定数 K_{Fui} (tf/m)	203,300	406,600	406,600	542,100	542,100	271,300	
基礎の回転のバネ定数 $K_{F\theta i}$ (tf/rad)	2,840,000	5,694,000	5,694,000	11,950,000	11,950,000	5,976,000	
免震支承の設計変位 u_{Bi} (m)	0.0220	0.0180	0.0157	0.0179	0.0157	0.0198	
慣性力の作用位置 H (m)	9.000	10.200	11.400	12.600	13.800	15.000	

(3) 免震装置の変位

震度法レベルの地震によって生じる上部構造の変位および支承の変形量を表－設1.29に示す。

表－設1.29 震度法レベルでの上部構造変位および支承変形量

特 性 値	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
上部構造変位 u_T (cm)	3.61					
支承変形量 u_B (cm)	2.19	1.76	1.48	1.91	1.63	1.80

(4) 下部構造の断面力

橋脚下端の断面力を表－設1.30に示す。端部橋脚では，同等の構造が隣接しているものとして主桁の収縮に起因する断面力は打ち消し合うものとみなした。

1.5.2 下部構造の照査

表－設1.30に示したように橋脚下端の断面は地震時に厳しくなるため，鉄筋量は地震時の橋脚下端の応力度に基づいて決定した。表－設1.31は応力度の検討結果を示したものである。

1.5.3 免震支承の照査

1.5.1で算出した免震装置に生じる変位 u_D が，免震装置の初期設定で定めた免震装置の設計変位 u_B と大きく異なる場合には，再度免震装置の設計変位を設定しなおして免震設計を行う必要がある。本試設計では，免震支承の設計変位量 u_D は表－設1.32に示すように，全ての橋脚の免震支承において，±10%以内に収まっており，再計算の必要はない。

1.6 地震時保有水平耐力法による照査

1.6.1 橋脚の地震時保有水平耐力の照査

震度法により設定された橋脚断面に対して，地震時保有水平耐力の照査を行う。「道路橋示方書 V耐震設計編」では，橋全体を個々の橋脚とそれが支持する上部構造部分を単位とする構造系に分割して照査を行うものとしている。しかし，本試設計では，等価固有周期および橋の減衰定数は，震度法と同様に橋全体をひとつの振動単位として算出した。なお，橋脚の剛性としては，降伏時剛性を用いている。表－設1.33に静的フレーム法による等価固有周期を，また，表－設1.34に橋の減衰定数を示す。これは，各橋脚ごとに設定した免震支承および下部構造の諸元に大きな差異がないこと，橋脚の地震時保有水平耐力の照査とともに地震時保有水平耐力法レベルでの上部構造変位および支承変形量を求める必要があるためである。

表－設1.30　橋脚下端の断面力

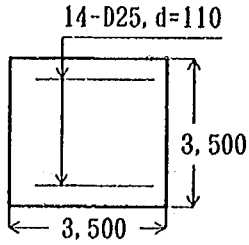
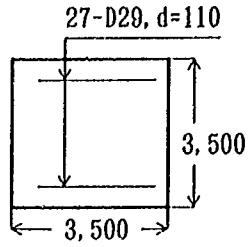
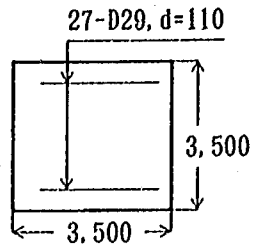
		P 1			P 2			P 3		
		M (tf.m)	N (tf)	S (tf)	M (tf.m)	N (tf)	S (tf)	M (tf.m)	N (tf)	S (tf)
自重		0	1194	0	0	1495	0	0	1409	0
PS, CR, SH		0	0	0	566	0	56	156	0	14
活荷重		0	280	0	0	270	0	0	270	0
温度変化		0	0	0	± 106	0	± 10	± 39	0	± 3
0.2・Qd		0	0	0	± 262	0	± 26	± 293	0	± 26
地震慣性力		±2154	0	± 272	±2998	0	± 331	±3205	0	± 322
組合せ荷重	常時	0	1474	0	828	1765	82	449	1679	40
	温度時	0	1474	0	934	1765	92	488	1679	43
	地震時	2154	1194	272	3564	1495	387	3361	1409	336

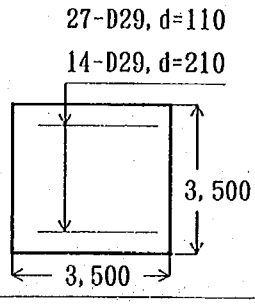
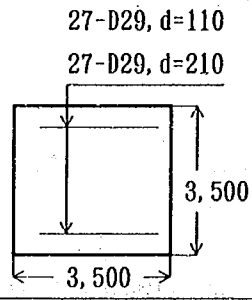
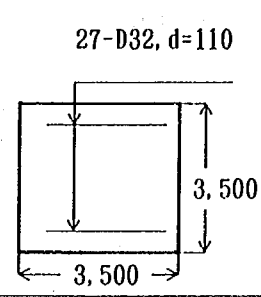
		P 4			P 5			P 6		
		M (tf.m)	N (tf)	S (tf)	M (tf.m)	N (tf)	S (tf)	M (tf.m)	N (tf)	S (tf)
自重		0	1448	0	0	1605	0	0	1378	0
PS, CR, SH		－ 280	0	－22	－ 756	0	－ 55	0	0	0
活荷重		0	270	0	0	270	0	0	280	0
温度変化		± 45	0	± 4	± 145	0	± 11	0	0	0
0.2・Qd		± 323	0	± 26	± 354	0	± 26	0	0	0
地震慣性力		±4077	0	± 369	±4318	0	± 362	±3583	0	± 292
組合せ荷重	常時	－ 603	1718	－ 48	－1110	1875	－ 81	0	1658	0
	温度時	－ 648	1718	－ 52	－1255	1875	－ 92	0	1658	0
	地震時	－4357	1448	－ 391	－5074	1605	－ 417	3583	1378	292

表－設1.32　免震支承の震度法レベルの設計変位量の照査

免震支承の照査	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	照査
免震支承の設計変位 u_B (cm)	2.20	1.76	1.52	1.86	1.65	1.77	
免震支承に生じる変位 u_D (cm)	2.19	1.76	1.48	1.91	1.63	1.80	
$\lvert u_D - u_B \rvert / u_B$	0.005	0.000	0.026	0.027	0.012	0.017	≦0.10

表－設1.31　橋脚下端の応力計算結果

橋脚		P 1 橋脚	P 2 橋脚	P 3 橋脚
断面形状および鉄筋配置				
断面力	M (tf・m)	2,154	3,564	3,361
	N (tf)	1,194	1,495	1,409
	S (tf)	272	387	336
応力度	σ_c (kgf/cm²)	68	90	85
	σ_s (kgf/cm²)	2,212	2,766	2,610
	τ_m (kgf/cm²)	2.3	3.3	2.8
許容応力度	σ_{ca} (kgf/cm²)	120	120	120
	σ_{sa} (kgf/cm²)	3,000	3,000	3,000
	τ_a (kgf/cm²)	5.9	5.9	5.9

橋脚		P 4 橋脚	P 5 橋脚	P 6 橋脚
断面形状および鉄筋配置				
断面力	M (tf・m)	4,357	5,074	3,583
	N (tf)	1,448	1,605	1,378
	S (tf)	391	417	292
応力度	σ_c (kgf/cm²)	97	101	84
	σ_s (kgf/cm²)	2,908	2,736	2,518
	τ_m (kgf/cm²)	3.3	3.6	2.5
許容応力度	σ_{ca} (kgf/cm²)	120	120	120
	σ_{sa} (kgf/cm²)	3,000	3,000	3,000
	τ_a (kgf/cm²)	5.9	5.9	5.9

表－設1.33　静的フレーム法による固有周期算定結果（地震時保有水平耐力法レベル）

節点	W (tf)	u (m)	$W \cdot u$ (tf·m)	$W \cdot u^2$ (tf·m²)	
1	258.004	0.60089	155.032	93.15715	
2	516.008	0.60106	310.150	186.41738	
3	516.008	0.60075	309.994	186.22962	
4	516.008	0.60100	310.118	186.37952	
5	516.008	0.60077	310.001	186.23861	
6	516.008	0.60104	310.143	186.40893	
7	516.008	0.60085	310.042	186.28840	
8	516.008	0.60118	310.214	186.49440	
9	516.008	0.60104	320.143	186.40951	
10	516.008	0.60140	310.326	186.62956	
11	258.004	0.60128	155.134	93.27930	
13	55.125	0.06397	3.527	0.22560	
15	107.188	0.03677	3.941	0.14491	$\Sigma W \cdot u = 3282.125$
17	282.506	0.01505	4.251	0.06398	$\Sigma W \cdot u^2 = 1875.29909$
20	110.250	0.09919	10.936	1.08469	
22	251.125	0.04989	12.529	0.62511	$\delta = \dfrac{\Sigma W \cdot u^2}{\Sigma W \cdot u}$
24	565.012	0.01719	9.709	0.16685	$= 0.571$ (m)
27	110.250	0.12162	13.409	1.63079	
29	287.875	0.05851	16.844	0.98557	$T = 2.01 \cdot \sqrt{\delta}$
31	565.012	0.01718	10.095	0.18036	$= 1.519$ (s)
34	110.250	0.10738	11.838	1.27112	
36	324.625	0.04361	14.157	0.61736	
38	757.387	0.01063	8.053	0.08564	
41	110.250	0.12690	13.990	1.77535	
43	361.375	0.05057	18.273	0.92399	
45	757.387	0.01097	8.307	0.09111	
48	55.125	0.13100	7.221	0.94592	
50	199.063	0.05079	10.109	0.51340	
52	378.694	0.00961	3.638	0.03495	

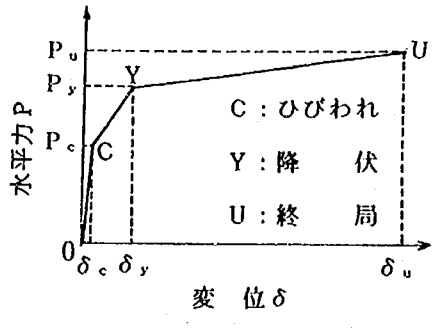
表－設1.34　地震時保有水平耐力法レベルでの橋の減衰定数

		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	減衰定数
支承の等価減衰定数	h_{Bi}	0.164	0.166	0.168	0.166	0.168	0.166	
橋脚の等価減衰定数	h_{Pi}	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	
基礎の併進の減衰定数	h_{Fui}	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	
基礎の回転の減衰定数	$h_{F\theta i}$	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	
支承の等価剛性	K_{Bi} (tf/m)	830	2,266	2,281	2,266	2,282	835	
橋脚の等価剛性	K_{Pi} (tf/m)	35,385	31,370	22,420	17,117	13,876	4,971	$h = 0.153$
基礎の併進のバネ定数	K_{Fui} (tf/m)	203,300	406,600	406,600	542,100	542,100	271,300	
基礎の回転のバネ定数	$K_{F\theta i}$ (tf/rad)	2,840,000	5,694,000	5,694,000	11,950,000	11,950,000	5,976,000	
免震支承の設計変位	u_{Bi} (m)	0.3002	0.2891	0.2830	0.2889	0.2829	0.2943	
慣性力の作用位置	H (m)	9.000	10.200	11.400	12.600	13.800	15.000	

橋脚の地震時保有水平耐力の照査結果を表－設1.35に示す。個々の橋脚が支持する上部構造部分の重量は，橋脚の降伏剛性を用いて算出した慣性力の分担率によって求めた。また，帯鉄筋としては，「道路橋示方書 Ⅳ下部構造編」に規定されている柱とフーチングの接合部の目安値を参照にD22を125mm間隔で配置した。

表－設1.35 橋脚の地震時保有水平耐力の照査結果

		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
ひびわれ時	荷 重 P_c (tf)	312	293	263	243	231	202
	変 位 δ_c (cm)	0.236	0.311	0.389	0.475	0.581	0.670
降伏時	荷 重 P_y (tf)	344	483	433	457	486	372
	変 位 δ_y (cm)	0.485	1.539	1.931	2.667	3.502	3.741
終局時	荷 重 P_u (tf)	400	590	529	547	576	458
	変 位 δ_u (cm)	8.254	9.911	12.439	14.544	16.424	21.318
せん断耐力 P_s (tf)		1,019	1,019	1,019	1,019	1,019	1,019
破壊形態の判定		曲げ先行	曲げ先行	曲げ先行	曲げ先行	曲げ先行	曲げ先行
地震時保有水平耐力 P_a (tf)		381	554	497	517	546	429
許容塑性率 μ		11.667	4.627	4.629	3.969	3.460	4.133
等価固有周期 T_{EQ}(s)		1.519 (c_R =0.85)					
橋の減衰定数 h		0.153 (c_E =0.70)					
設計水平震度 k_{hc}		0.60 ($=c_Z \cdot c_I \cdot c_R \cdot c_E \cdot k_{hc0}$ =1.0x1.0x1.0x0.85x0.7x1.0)					
等価設計水平震度 k_{he}		0.13	0.21	0.21	0.23	0.25	0.22
上部工重量 W_U (tf)		857	1,099	1,063	1,094	1,063	836
橋脚重量 W_P (tf)		325	361	398	435	472	508
安全性照査に用いる等価重量 W(tf)		1,019	1,280	1,262	1,311	1,299	1,090
$k_{he} \times W$ (tf)		132	269	265	302	325	240
照 査 ($P \geqq k_{he} \cdot W$)		OK	OK	OK	OK	OK	OK



図－設1.7 $P-\delta$曲線

1.6.2 変形量の算定

地震時保有水平耐力法レベルにおける上部構造の変位および免震支承の変形量は，全体骨組構造モデルにより算出した。算出結果を表－設1.36に示す。

表－設1.36　地震時保有水平耐力法レベルでの上部構造変位および支承変形量

特　性　値	P1	P2	P3	P4	P5	P6
上部構造変位　u_T（cm）	36.06					
支承変形量　u_B（cm）	31.87	29.53	28.10	29.00	27.79	27.58

1.6.3　免震支承の照査

1.6.2で算定した免震装置に生じる変位 u_D が，免震装置の初期設定で定めた免震装置の設計変位 u_B と大きく異なる場合には，再度免震装置の設計変位を設定しなおして免震設計を行う必要がある。免震支承の設計変位量の照査結果は表－設1.37に示すとおりである。全ての免震支承において，u_D は u_B の±10%以内に収まっており，再計算の必要はない。

表－設1.37　免震支承の地震時保有水平耐力法レベルでの設計変位量の照査

免震支承の照査	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	照 査
免震支承の設計変位　u_B（cm）	30.06	28.81	28.13	29.14	28.50	28.80	
免震支承に生じる変位　u_D（cm）	31.87	29.53	28.10	29.00	27.79	27.58	
$\lvert u_D - u_B \rvert / u_B$	0.060	0.025	0.001	0.005	0.025	0.045	≦0.10

1.7　構造細目

橋脚P1およびP6の隣には，本試設計の対象とした橋梁と同じ免震橋が架かっているものとする。伸縮装置としては鋼製フィンガージョイントを，また，落橋防止装置として桁間連結方式のPC鋼棒を設置するものとする。また，橋軸方向だけを免震化するもので，橋軸直角方向に対しては水平支承タイプの移動制限装置を設けて，桁の変位を抑制するものとする。

1.7.1　遊間の設定

主要構造物の遊間（桁遊間）は，表－設1.38に示すように道路橋伸縮装置便覧に従って桁の伸縮量により設定しなければならない。従来は，地震時の移動量は考慮されていなかったが，免震橋ではこれを考慮するため，従来からの温度変化時の伸縮量と震度法レベルの地震による桁の伸縮量を比較し，その大きい方を遊間とする。

(1)　温度変化時

温度変化時の桁の伸縮量 ΔL_t を，道路橋伸縮装置便覧に従って以下のように求める。

$$\Delta L_t = (0.44+0.6\beta)\ \ell = (0.44+0.6\times0.5)\times(197.5/2) = 73\text{mm} \qquad (設1.16)$$

ここで，

ℓ：伸縮けた長（m）

β：低減係数（0.5とする）

よって，桁が2連連続しているかけ違い部の橋脚上では，桁遊間 S_{Bt} は以下のようになる。

$$S_{Bt} = 73\text{mm}\times 2 = 146\text{mm} \qquad (設1.17)$$

(2)　震度法レベルでの遊間

震度法レベルの地震による桁の橋軸方向移動量は，P1側で u_{BP1} =±37mm，P6側で u_{BP6} =37mmであるので，震度法レベルの地震による遊間 S_{Be} は以下のようになる。なお，クリープ・乾燥収縮は考慮しないものとする。

$$S_{Be} = 100 + \sqrt{u_{BP1}{}^2 + u_{BP6}{}^2} = 100 + \sqrt{37^2+37^2} = 152\text{mm} \qquad (設1.18)$$

(3)　桁遊間

桁遊間は，温度変化時の遊間及び震度法レベルでの遊間を比較し，桁遊間 S_B を $S_B = S_{Bt}$=152mm→160mmに

表－設1.38 伸縮量の算出（道路橋伸縮装置便覧より）

（単位：mm）

橋種		鋼橋	鉄筋コンクリート橋	PC橋
温度変化		－10℃～＋40℃	－5℃～＋35℃	－5℃～＋35℃
伸縮量	温度変化	0.60 ℓ	0.40 ℓ	0.40 ℓ
	乾燥収縮	——	0.2 β ℓ	0.2 β ℓ
	クリープ	——	——	0.4 β ℓ
	余裕量	0.06 ℓ	0.04 ℓ	0.04 ℓ
	合計	0.66 ℓ	(0.44＋0.2 β) ℓ	(0.44＋0.6 β) ℓ

ここで，ℓ：伸縮けた長（m），β：低減係数

設定する。

1.7.2 伸縮装置

伸縮装置は橋脚P1～P6上の桁が完成した直後に標準温度15℃で設置するものとし，主桁の移動量の算出は骨組み構造の計算により求めるものとする。

(1) 移動量の算出

骨組み構造計算結果により，主桁の移動量は表－設1.39のとおりとなる。

① 温度変化による移動量（標準温度15℃から±20℃の温度変化による伸縮量）

P1側：$\Delta \ell_{tP1}$ ＝±20mm，　P6側：$\Delta \ell_{tP6}$ ＝±20mm

合　計：$\Delta \ell_t$ ＝±40mm

② クリープ・乾燥収縮による移動量

P1側：$\Delta \ell_{cP1}$ ＝（36－5）＝31mm，　P6側：$\Delta \ell_{cP6}$ ＝48mm

合　計：$\Delta \ell_c$ ＝31＋48＝79mm→80mm

③ 余裕量

道路橋伸縮装置便覧に従って，伸縮けた長の4％とする。

$$\Delta \ell_y = 0.04 \ell = 0.04 \times (197.5/2) = 4 \text{ mm} \qquad \text{(設1.19)}$$

④ 震度法レベルの地震による移動量

P1側：$\Delta \ell_{eP1}$ ＝±37mm，　P6側：$\Delta \ell_{eP6}$ ＝±37mm

合　計：$\pm \sqrt{37^2+37^2}$ ＝±52mm

(2) 設計移動量の算出

① 常時　装置の伸び量　$\Delta \ell_1 = \Delta \ell_t + \Delta \ell_y + \Delta \ell_c$ ＝40＋4＋80＝124mm→125mm

　　装置の縮み量　$\Delta \ell_2 = \Delta \ell_t + \Delta \ell_y$ ＝40＋4 ＝ 44mm→ 45mm

② 地震時　装置の伸び量　$\Delta \ell_{e1} = \Delta \ell_e + \Delta \ell_y$ ＝52＋4 ＝ 56mm→ 60mm

　　装置の縮み量　$\Delta \ell_{e2} = \Delta \ell_e + \Delta \ell_y$ ＝52＋4 ＝ 56mm→ 60mm

③ 設計移動量　$\Delta \ell = MAX(\Delta \ell_1, \Delta \ell_{e1}) + MAX(\Delta \ell_2, \Delta \ell_{e2})$

　　$= \Delta \ell_1 + \Delta \ell_{e2}$ ＝125＋60＝185mmとする。

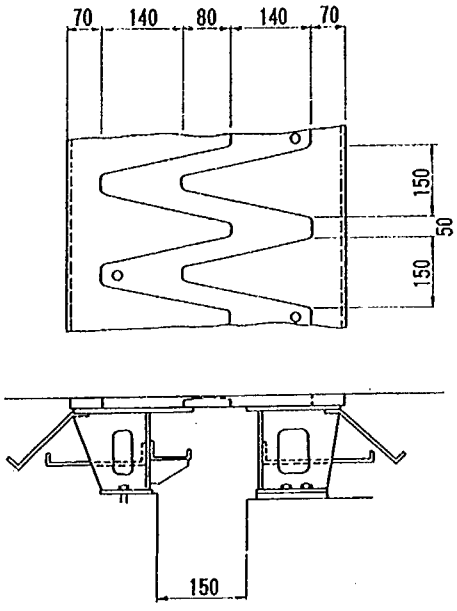
(3) 施工時のセット

フィンガーの最小ラップ長を20mm，フィンガーの最小遊間を15mmとする。伸縮装置の基本寸法を図－設1.8のように設定する。また，図－設1.9に伸縮装置の概要図を示す。

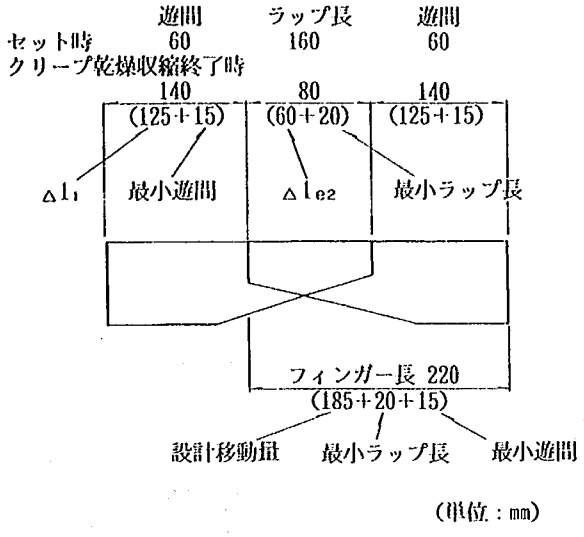
表－設1.39　主桁移動量の算出

（単位：mm）

荷重		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
クリープ乾燥伸縮	STEP 1	＋ 7.5	－ 2.9	—	—	—	—
	STEP 2	＋ 5.7	＋ 3.9	－ 6.2	—	—	—
	STEP 3	＋ 4.8	＋ 3.9	＋ 2.3	－ 7.8	—	—
	STEP 4	＋ 4.5	＋ 3.6	＋ 2.7	＋ 1.1	－ 9.0	—
	STEP 5	＋35.8	±22.8	＋ 9.1	－ 5.5	－21.7	－48.2
温度変化（±20℃）		±19.6	±11.8	± 3.9	± 3.9	±11.7	±19.6
地震の影響	震度法	±36.9	±36.9	±36.9	±36.9	±36.9	±36.9
	保有水平耐力法	± 488.4	± 488.3	± 488.3	± 488.4	± 488.5	± 488.7



図－設1.8　伸縮装置の基本寸法



図－設1.9　伸縮装置の概要図
（標準温度時でクリープ・乾燥収縮終了時）

1.7.3　落橋防止装置

(1)　落橋防止装置の構造

本試設計では，図－設1.10に示すようにかけ違い部の橋脚上において，主桁どうしを相互にＰＣ鋼棒により連結する落橋防止装置を用いることとする。

(2)　耐荷力

落橋防止装置の耐荷力は，該当する支承の鉛直死荷重反力に相当する値以上とする。端橋脚の死荷重反力を，W_d ＝400tfとして設計する。

道路橋示方書によれば，落橋防止装置の設計に用いる水平力 $H_R \geqq 2.0 k_h \cdot R_d = 2.0 \times 0.25 \times 400 = 200$tf である。ＰＣ鋼棒としては，$\phi$32mm（Ｂ種２号）を６本使用するとすれば，鋼材降伏時の耐荷力 Pは以下のように設計水平力 H_R 以上となる。

$$P = 95\text{kgf/mm}^2 \times 804.2\text{mm}^2 \times 6\text{本} = 458 \times 10^3\ \text{kgf} = 458\text{tf} > H_R = 200\text{tf}$$

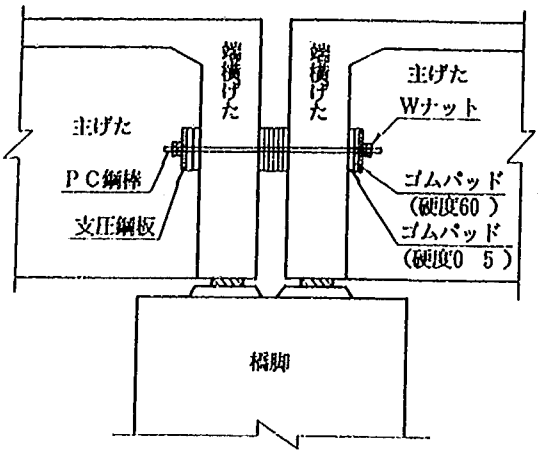
(3)　落橋防止装置が作動するまでの移動可能量

落橋防止装置は，地震時保有水平耐力法レベルでは，作動しなければならない。したがって，本試設計で，落橋防止装置が作動するまでの移動量 u_x を震度法レベルの地震による桁の移動量と地震時保有水平耐力法レベル

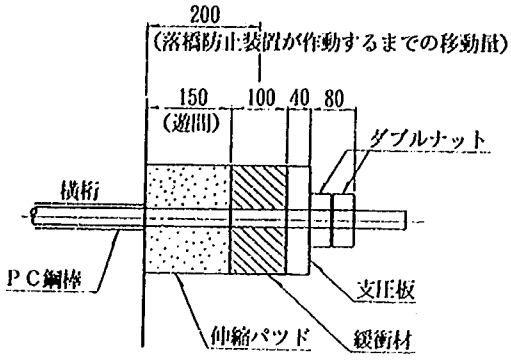
の桁の移動量の平均として以下のように定める。

$$u_x = (\sqrt{37^2+37^2} + \sqrt{489^2+489^2}) / 2 = 372\text{mm} \rightarrow 400\text{mm}$$

片側の落橋防止装置の遊間は図－設1.11に示すように緩衝材の変形を考慮して設定する。また，図－設1.12に落橋防止装置とあわせてかけ違い部の概要図を示す。

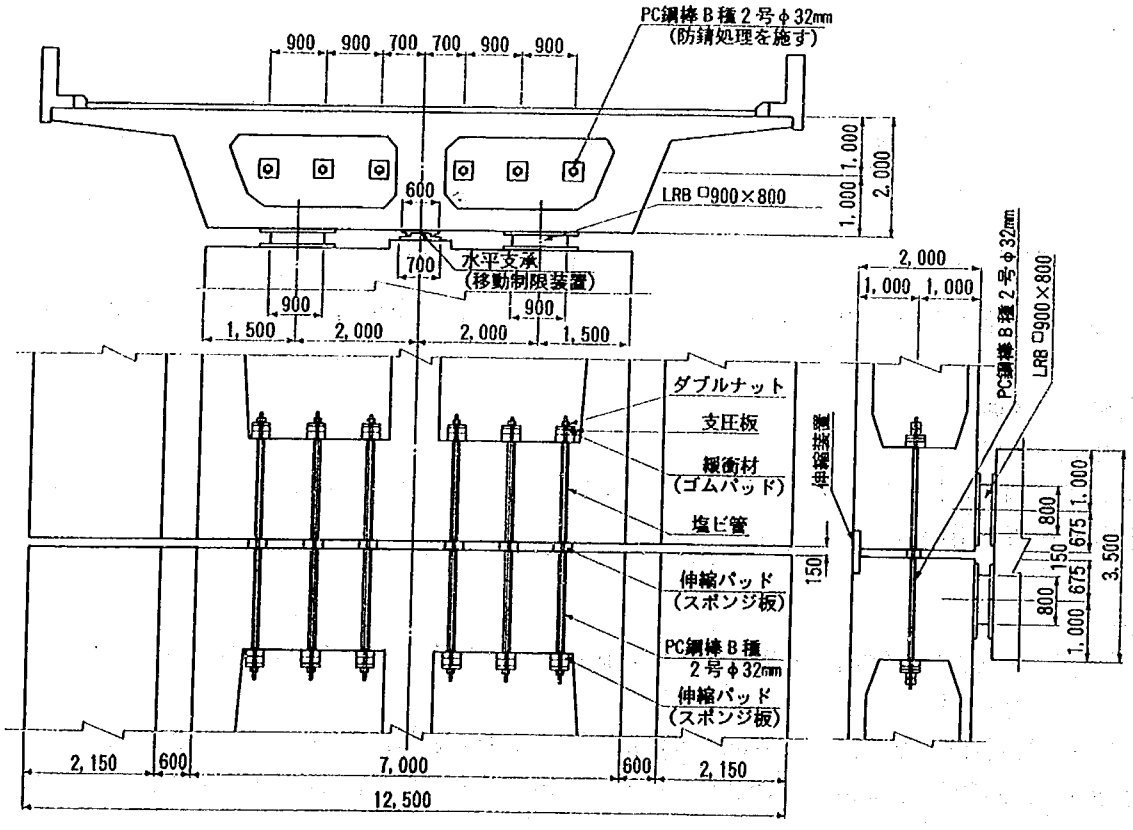


図－設1.10 落橋防止装置の構造タイプ



注) 緩衝材は厚さの半分(5cm) の変形後、抵抗力を示すようなゴム材である。

図－設1.11 落橋防止装置の遊間



図－設1.12 架け違い部の構造細目

1.7.4　移動制御装置

橋軸方向のみの1方向免震構造とするため，橋軸直角方向は，移動制限装置により主桁変位を拘束し，非免震構造とする。移動制限装置としては，図－設1.13に示すように2個配置した免震装置の間に水平支承タイプの移動制限装置を設置する。

移動制限装置の設計に用いる水平力 H_s は，道路橋示方書に従い，次式により求める。

$$H_s = 1.5 \cdot k_h \cdot R_d \qquad (設1.20)$$

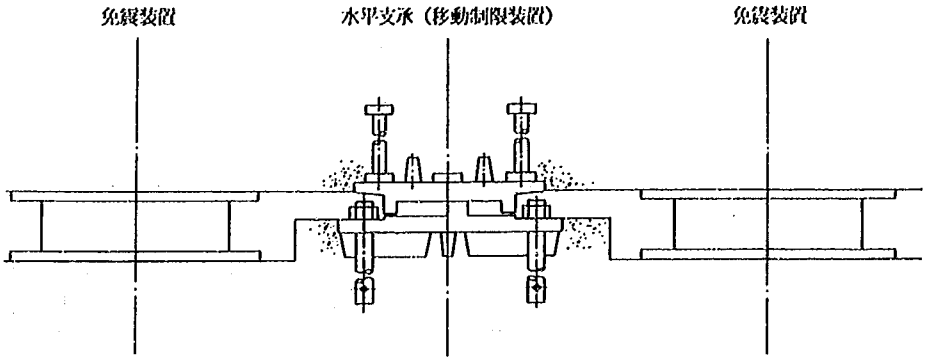
ここに，

H_s ：移動制限装置の設計水平力

k_h ：震度法レベルでの設計水平震度

R_d ：死荷重による鉛直反力

表－設1.40に設計水平力 H_s の算出結果を示す。



図－設1.13　移動制限装置

表－設1.40　設計水平力 H_s

位　置	R_d	k_h	H_s	支承タイプ
P1，P6	400tf	0.23	138tf	150tf沓
P2，P5	1160tf	0.23	400tf	400tf沓
P3，P4	1020tf	0.23	352tf	400tf沓

1.8　動的解析による照査

(1)　解析条件

動的解析の解析条件を表－設1.41に示す。

(2)　固有値解析結果

固有値解析結果を表－設1.42に示す。

これによれば，1次モードの有効質量比は震度法レベルでは62.7%，地震時保有水平耐力法レベルでは53.3%といずれも50%を越えている。2次モード以上では有効質量比が，10%を越えるモードはなく，応答は，ほぼ1次モードに支配されている。

表－設1.41　動的解析の解析条件

解析手法	モード解析による応答スペクトル法（線形解析）
減衰定数の算出方法	ひずみエネルギー比例減衰
構造要素の減衰定数	上部構造　3% 下部構造　5% 基礎構造　10%
スペクトル曲線	本マニュアル（案）による標準加速度応答スペクトル
応答解析手法	二乗和平方根（R.M.S.）
応答解析次数	有効質量の95%まで
振動方向	水平振動のみに着目

表－設1.42 固有値解析結果一覧表

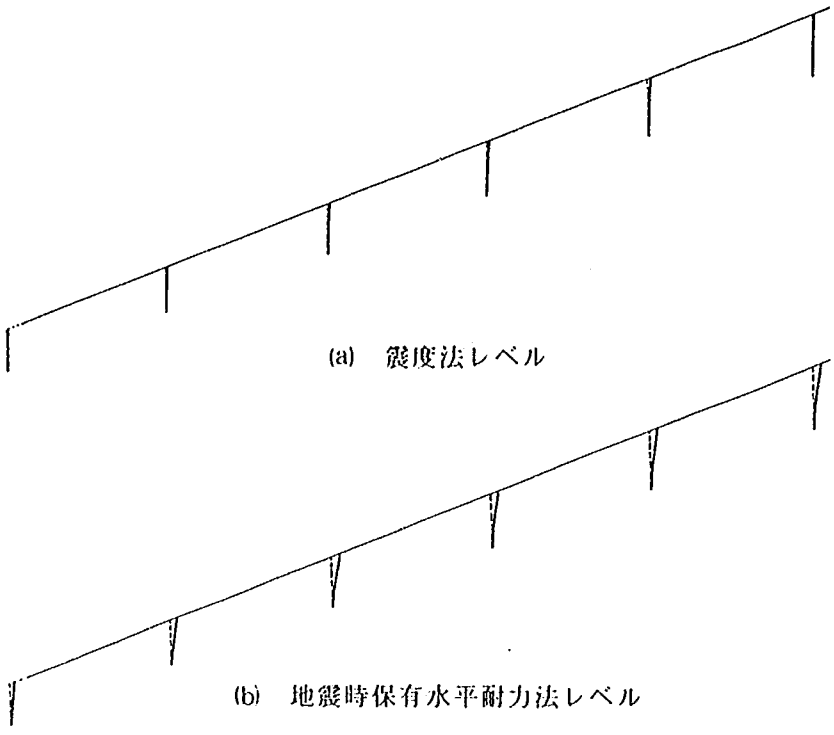
(a) 震度法レベル

モード次数	周期 T (SEC)	刺激係数	有効質量比 (%)	構造要素別エネルギー分担率										モード減衰 h (%)
				主桁	橋脚	基礎	支承							
							合計	P1	P2	P3	P4	P5	P6	
1	0.761	25.970	62.7	0.1	16.6	32.2	51.2	5.8	10.6	8.6	12.1	10.0	4.1	16.00
2	0.184	4.447	1.8	2.2	11.0	53.3	33.4	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	33.3	14.20
3	0.168	5.150	2.5	2.9	2.2	52.2	42.6	0.0	0.1	40.9	0.0	1.2	0.4	14.69
4	0.165	2.924	0.8	9.6	3.1	59.3	28.1	7.1	14.1	1.9	0.1	4.4	0.5	13.09
5	0.163	1.398	0.2	0.6	2.1	66.8	30.5	17.0	12.9	0.1	0.0	0.5	0.0	14.42
6	0.159	10.040	9.4	1.0	5.7	53.2	40.1	1.0	7.9	1.3	0.4	29.5	0.0	14.55
7	0.153	9.374	8.2	0.9	6.9	57.6	34.5	0.2	0.9	0.2	33.1	0.1	0.0	14.35
8	0.133	-0.694	0.0	81.5	0.3	5.3	12.9	1.5	4.0	0.6	0.7	4.8	1.3	6.00
9	0.074	-4.551	1.9	0.9	37.1	56.9	5.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.1	8.83
10	0.070	-3.485	1.1	42.7	20.4	32.7	4.1	0.1	0.0	0.1	0.0	3.7	0.2	6.49
11	0.070	-5.412	2.7	51.9	16.5	26.6	4.9	0.1	0.0	0.1	0.0	4.4	0.3	6.13
12	0.066	5.620	2.9	2.6	34.8	55.6	6.9	0.0	0.0	0.0	6.9	0.0	0.0	9.04
13	0.062	-4.988	2.3	0.5	29.7	63.4	6.4	0.0	0.0	6.4	0.0	0.0	0.0	9.23

(b) 地震時保有水平耐力法レベル

モード次数	周期 T (SEC)	刺激係数	有効質量比 (%)	構造要素別エネルギー分担率										モード減衰 h (%)
				主桁	橋脚	基礎	支承							
							合計	P1	P2	P3	P4	P5	P6	
1	1.526	23.950	53.3	0.0	9.7	7.5	82.7	7.7	18.1	16.8	17.6	16.4	6.1	15.02
2	0.260	5.120	2.4	0.1	42.6	40.4	16.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	16.9	8.98
3	0.231	7.009	4.6	0.0	17.4	65.9	16.7	0.0	0.0	16.7	0.0	0.0	0.0	10.26
4	0.227	7.611	5.4	0.1	36.6	45.8	17.4	0.0	0.0	0.0	0.0	17.4	0.0	9.35
5	0.210	7.309	5.0	0.1	14.9	71.5	13.5	0.0	13.5	0.0	0.0	0.0	0.0	10.14
6	0.207	7.956	5.9	0.0	35.0	50.3	14.7	0.0	0.0	0.0	14.7	0.0	0.0	9.22
7	0.190	5.631	2.9	0.1	9.5	82.9	7.5	7.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.00
8	0.138	-0.029	0.0	98.8	0.0	0.1	1.0	0.2	0.3	0.0	0.0	0.3	0.2	3.15
9	0.093	5.295	2.6	0.0	39.8	58.9	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	8.10
10	0.086	7.325	5.0	0.0	38.7	59.8	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	0.0	8.17
11	0.082	7.142	4.7	0.0	38.9	59.7	1.4	0.0	0.0	0.0	1.4	0.0	0.0	8.15
12	0.078	5.602	2.9	0.0	46.5	51.9	1.5	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0	7.77
13	0.072	5.294	2.6	0.1	45.5	53.1	1.3	0.0	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	7.81

以下に支配的な1次モードでの特性を述べる。図－設1.14の振動モード図（1次）からもわかるように震度法レベル，地震時保有水平耐力法レベルともに1次モードは橋軸方向の支承の変形モード（桁の併進モード）であり，全支承の変形が他の構造要素の変形よりも卓越している。したがって，免震支承の変形により運動エネルギーが吸収され，橋脚などへのエネルギー伝達が低減されている。本試設計では，免震支承の剛性は，地震時保有水平耐力法レベルでは震度法レベルの約1／6倍に設定されているが，これは免震支承のエネルギー分担比率にも影響を与えてる。1次モードでの免震支承のエネルギー分担比率は，震度法レベルでは51.2%，地震時保有水平耐力法レベルでは82.7%とかなりの差がある。これはモード減衰にも影響を及ぼしており，震度法レベルでは支承の減衰が平均23.6%なのに対してモード減衰は16.0%，地震時保有水平耐力法レベルでは支承の減衰が平均16.6%なのに対しモード減衰は15.0%となっており，免震支承の剛性がモード減衰に与える影響は大きい。また，震度法レベルでは基礎のエネルギー分担比率が32.2%と比較的大きく，基礎の影響も無視できない。



図－設1.14 1次の振動モード

(3) 応答解析結果

固有値解析結果より応答は1次モードが支配的であるので1次モードにおける応答値を表－設1.43に示す。

表－設1.43 1次モードにおける応答値

地震レベル		震度法	地震時保有水平耐力法
固有周期 T (sec)	動的解析	0.761	1.526
	静的解析	0.751	1.519
モード減衰定数	動的解析	0.160	0.150
	静的解析	0.179	0.153
橋の減衰定数に基づく補正係数	動的解析：c_D	0.703	0.714
	静的解析：c_E	0.900	0.700
入力加速度応答スペクトル S (gal)	動的解析	176	607
	静的解析	225	588
設計震度 k_h	動的解析	0.18	0.62
	静的解析	0.23	0.60

1次モードにおける静的解析に対する動的解析による入力加速度応答スペクトル比は，震度法レベルで78.1%，地震時保有水平耐力法レベルで 102.0%となり，地震時保有水平耐力法レベルにおいて動的解析値が，多少大きくなった。これは減衰による補正係数の算定方法が，動的解析と静的解析で異なるためである。

動的解析と静的解析の主要部位における応答値を比較する。ここで，動的解析において考慮した応答解析の振動次数は有効質量の95%までとした。表－設1.44は地震力による支承水平反力を示したものである。支承水平反力は，地震時保有水平耐力法レベルにおいて静的解析および初期設定よりも動的解析の方が多少大きな値となっている。

表－設1.45は震度法レベルでの地震力による橋脚下端曲げモーメントを示したものである。いずれも静的解析よりも動的解析の方が小さく，応力的に安全である。

表－設1.44 地震力による支承水平反力

(a) 震度法レベル

(tf)

	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
動的解析	91.0	218.6	206.8	234.3	224.3	80.6
静的解析	98.7	247.6	230.5	268.6	253.7	87.7
初期設定	99.1	252.3	244.4	252.0	244.4	96.3

(b) 地震時保有水平耐力法レベル

(tf)

	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
動的解析	286.9	725.2	700.8	714.6	693.5	256.1
静的解析	264.5	669.1	640.9	657.2	634.1	230.3
初期設定	249.2	655.2	645.6	654.8	645.5	245.9

表－設1.45 地震力による橋脚下端曲げモーメント（震度法レベル）

(tf・m)

	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
動的解析	1716.4	2367.2	2546.7	3129.8	3321.3	2657.0
静的解析	2154.2	2997.8	3204.8	4076.5	4317.6	3583.4

表－設1.46は支承の水平変位の照査結果を示したものである。静的解析よりも動的解析の方が数値的に大きい部分もあるが，いずれも許容値以下である。

表－設1.46 支承の水平変位の照査

(mm)

橋脚				P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	
支承高 Σl_e				136	130	130	130	130	136	
荷重	(静的解析)	PS・CR・SH	1	53.6	27.5	6.8	11.0	27.1	43.1	
		TEMP	2	9.0	5.2	1.7	1.8	5.2	8.8	
	動的解析	EQ(L1)	3	20.1	15.5	13.2	16.4	14.2	16.2	
		EQ(L2)	4	343.6	318.4	305.3	313.3	301.6	302.8	
	静的解析	EQ(L1)	5	21.9	17.6	14.8	19.1	16.3	18.0	
		EQ(L2)	6	318.7	295.3	281.0	290.0	277.8	275.8	
荷重組合せ	(静的解析)	温度変化率	7=1+2	62.6	32.7	8.5	12.8	32.3	51.9	
	動的解析	地震時(L1)	8=1+3	73.7	43.0	20.0	27.4	41.3	59.3	
		地震時(L2)	9=1+4	343.6	318.4	305.3	313.3	301.6	302.8	
	静的解析	地震時(L1)	10=1+5	75.5	45.1	21.6	30.1	43.4	61.1	
		地震時(L2)	11=1+6	318.7	295.3	281.0	290.0	277.8	275.8	
比率	動的／静的	地震時(L1)	8/10	0.976	0.953	0.926	0.910	0.952	0.971	許容値
		地震時(L2)	9/11	1.078	1.078	1.086	1.080	1.086	1.098	
水平変位の照査（比率）	(静的解析)	温度変化率	$7/\Sigma l_e$	0.5	0.3	0.1	0.1	0.2	0.4	≦ 0.7
	動的解析	地震時(L1)	$8/\Sigma l_e$	0.5	0.3	0.2	0.2	0.3	0.4	≦ 1.5
		地震時(L2)	$9/\Sigma l_e$	2.5	2.4	2.3	2.4	2.3	2.2	≦ 2.5
	静的解析	地震時(L1)	$10/\Sigma l_e$	0.6	0.3	0.2	0.2	0.3	0.4	≦ 1.5
		地震時(L2)	$11/\Sigma l_e$	2.3	2.3	2.2	2.2	2.1	2.0	≦ 2.5

PS・CR・SH：プレストレス・クリープ・乾燥収縮　　L1：震度法レベル

TEMP　　：温度変化　　L2：地震時保有水平耐力法レベル

設計例－2　鋼橋の試設計

2.1　モデル橋の概要

鋼免震橋の試設計モデルは，都市内高架橋を想定し，以下のとおりとした。

(1)　上部構造

①　構造形式は免震橋の適用性を考慮して連続桁とし，等断面の箱桁形式（ＲＣ床版）とする。なお，桁端部は橋台とする。

②　支間長は免震装置に対する支承反力，および等断面箱桁であることから65mとする。

(2)　下部構造

①　橋脚は一般的な張出し式橋脚（矩形断面）とする。

②　地盤はⅢ種地盤を想定し，基礎形式は都市内高架橋等で施工実績の多い場所打ちコンクリート杭（φ1200）とする。

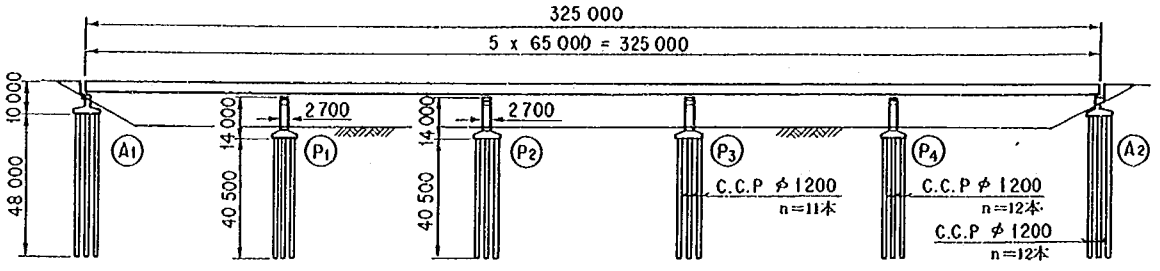
(3)　免震装置

①　免震装置としては鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）を採用するが，同等の動的特性（等価剛性，等価減衰定数）をもつ高減衰ゴム支承（ＨＤＲ）等の使用も可能である。

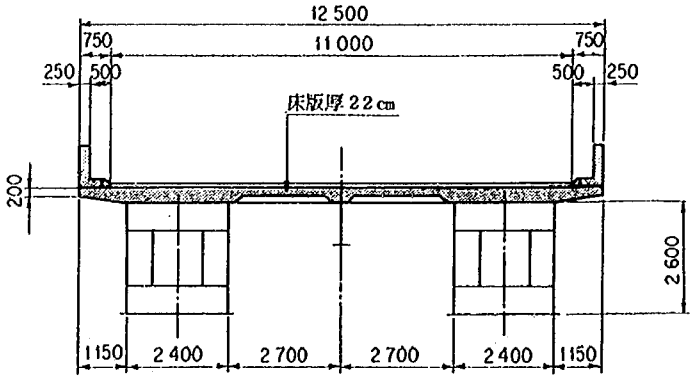
②　免震方向は，橋軸方向と橋軸直角方向の二方向とする。

③　各下部構造に作用する上部構造の慣性力の分担は，死荷重反力比相当とする。

④　支持方式はすべての下部構造で免震支承による弾性固定とする。

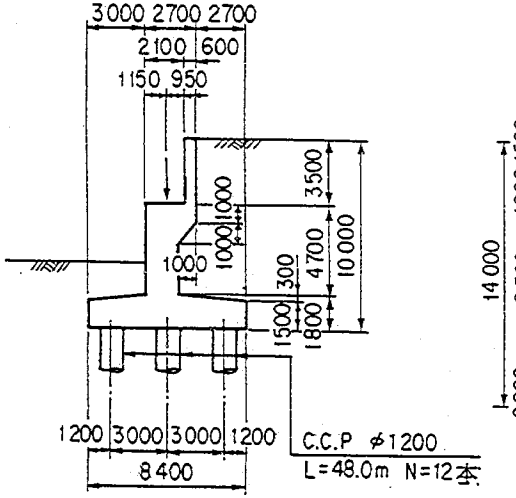


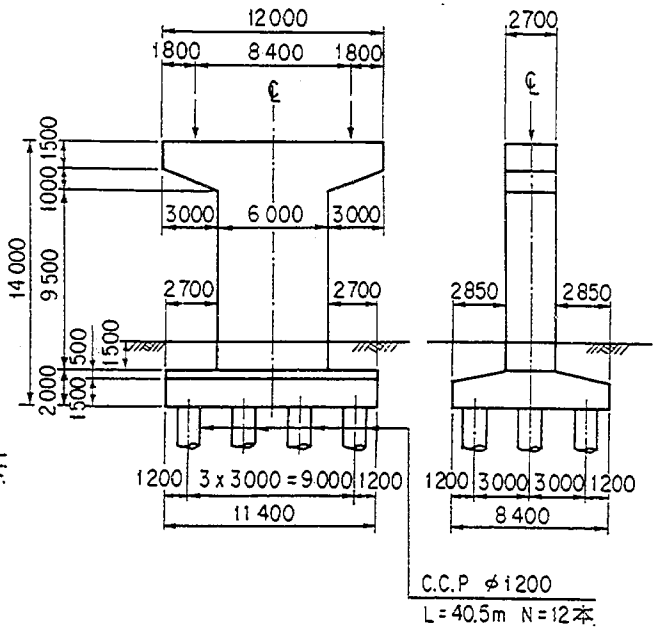
(a)　側面図

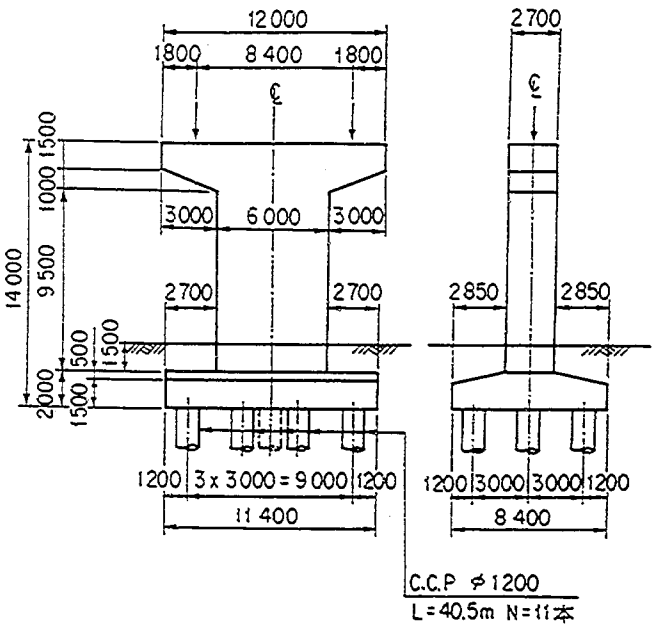


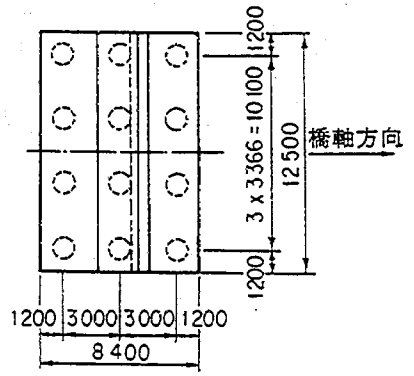
(b)　主桁断面図

図－設2.1　構造一般図

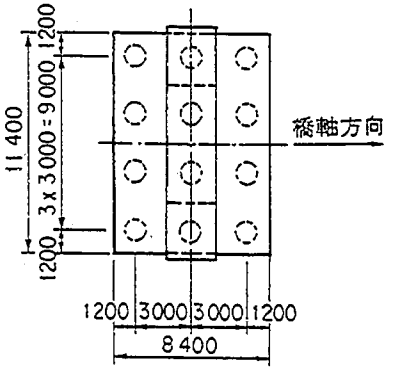




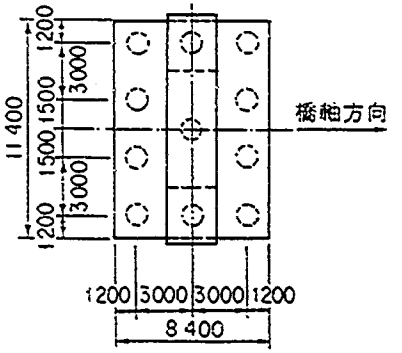




(a) A1，A2橋台



(b) P1，P4橋脚



(b) P2，P3橋脚

図－設2.2 下部構造寸法図

2.2 設計条件

2.2.1 一般条件

① 等　　級 …… 1等橋（TL－20，TT－43）
② 道路規格 …… 第1種第2級
③ 上部構造形式 …… 鋼5径間連続箱桁橋
④ 下部構造形式 …… 張出し式橋脚（矩形断面）
⑤ 基礎構造形式 …… 場所打ちコンクリート杭（φ1200）
⑥ 免震支承 …… 鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）
⑦ 有効幅員 …… 11.0m
⑧ 支間割 …… 5@65.0m＝325.0m

2.2.2 荷重条件

(1) 荷重および支承反力

上部構造の荷重強度を表－設2.1に，支承反力を表－設2.2に示す。

表－設2.1 荷重強度

鋼　　重	3.85tf/m
橋面工（遮音壁3m含む）	4.03 〃
床版・ハンチ	8.59 〃
合　　計	16.47tf/m

表－設2.2 支承の鉛直反力（tf）

	死荷重反力	活荷重反力	合　計
A1，A2橋台	212	106	318
P1，P4橋脚	608	228	836
P2，P3橋脚	519	218	737

(2) 地震の影響

設計水平震度の算定条件は次のとおりとする。

・地域別補正係数 …… A地域（c_z＝1.0）
・地盤別補正係数 …… Ⅲ　種（c_G＝1.2）
・重要度別補正係数 …… 1　級（c_I＝1.0）

(3) 温度変化の影響

・不静定力算出の場合 …… ±30℃
・伸縮量算定の場合 …… －10℃～＋40℃

2.2.3 使用材料

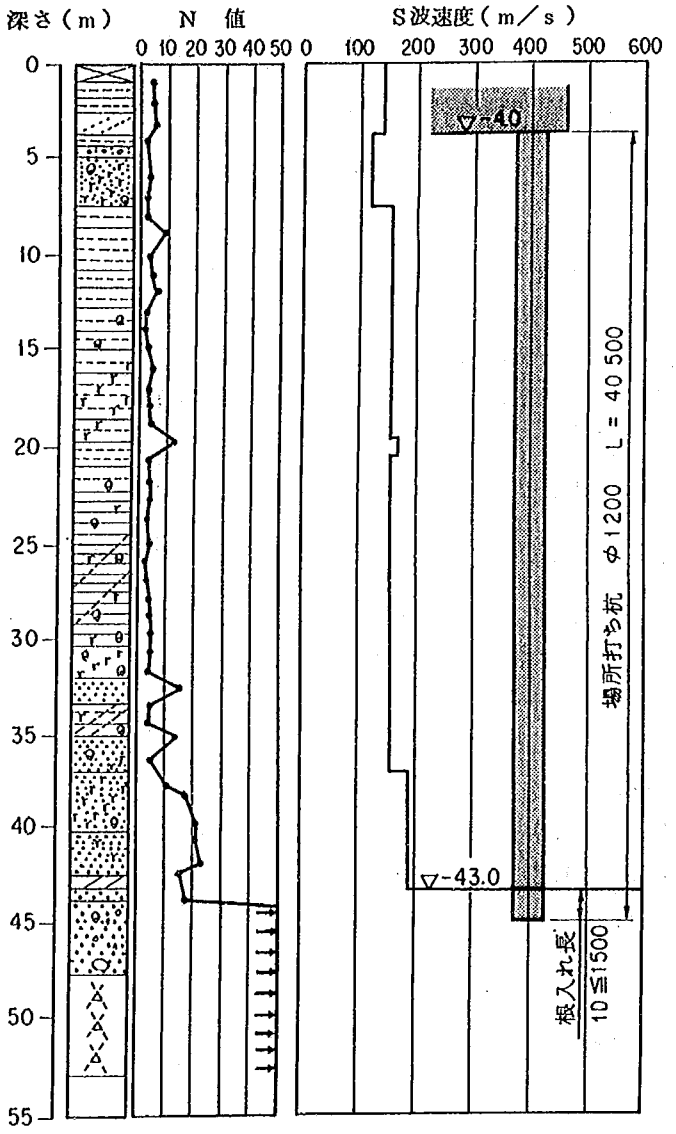
主桁と下部構造の材料および特性値を表－設2.3に示す。

表－設2.3 使用材料

コンクリート	床　　版	設計基準強度 $\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$
	下部構造	ヤング係数 $E=2.5\times10^5\text{kgf/cm}^2$
鋼　　材	主　　桁	ヤング係数 $E=2.1\times10^6\text{kgf/cm}^2$
		線膨張係数 $\alpha=12\times10^{-6}$

2.2.4 地盤および基礎条件

地表面から深さ43mに支持地盤をもつ地盤を設定する。耐震設計上の地盤種別はⅢ種地盤となる。図－設2.3に地盤条件を示す。



地盤種別：Ⅲ種

土質	Vsi (m/s)	γ_t (tf/m²)	Hi (m)	4Hi/Vsi	TG (s)	$\bar{N}$
As	152.0	1.9	3.8	0.10		6.9
As	129.3	1.9	3.6	0.11		4.2
Ac	187.7	1.4	12.2	0.26		6.6
As	173.2	1.9	0.9	0.02		10.1
Ac	191.7	1.4	11.5	0.24	0.98	7.0
As	161.0	1.9	5.0	0.12		8.2
As	188.2	1.9	6.0	0.13		13.0

図－設2.3 地盤条件

2. 3　橋脚・基礎および免震支承の初期設定

2. 3. 1　橋脚・基礎の初期設定

(1)　設計水平震度の仮定

橋脚および基礎は，震度法レベルの地震力に対して初期設定を行う。設計水平震度 k_h は，固有周期別補正係数 c_T =1.25と仮定すると，通常の橋の場合には下式で算定される。

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot k_{h0} = 1.0 \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot 1.25 \cdot 0.2 = 0.30 \qquad (設2.1)$$

一方，免震橋の場合には，橋の減衰定数 $h \geqq 0.10$ の場合，免震装置のエネルギー吸収性能による補正係数 c_E =0.90となり，設計震度が1割低減される。

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0} = 1.0 \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot 1.25 \cdot 0.9 \cdot 0.2 = 0.27 \qquad (設2.2)$$

(2)　橋脚断面の設定

(1)で仮定した水平震度（k_h =0.27)によって算定した橋脚柱下端の断面力に対して，鉄筋量を定めた。表－設2. 4に示すように地震時保有水平耐力を満足することも予め確認した。

表－設2. 4　橋脚の初期設定結果

		単位	橋軸			直角		備考
			$A_1 \cdot A_2$	$P_1 \cdot P_4$	$P_2 \cdot P_3$	$P_1 \cdot P_4$	$P_2 \cdot P_3$	
橋脚柱下端断面力	モーメント　M	tf・m	1,820	4,777	4,777	4,687	4,687	
	鉛直力　N	tf	646	1,695	1,695	1,695	1,695	
	水平力　H	tf	174	458	458	458	458	
断面寸法		m	12.5×1.7	6.0×2.7	6.0×2.7	2.7×6.0	2.7×6.0	
鉄筋配置			D29 @125 2段	D32 @150 2段	D32 @150 2段	D22 @150 1段	D22 @150 1段	
応力度	コンクリート　σ_c	kgf/cm²	81	83	83	67	67	σ_{ca}= 120
	鉄筋　σ_s	kgf/cm²	2,800	2,107	2,107	1,986	1,986	σ_{sa}=3,000
保有水平耐力	照査水平力　P	tf	420	653	653	510	510	
	地震時保有水平耐力　P_a	tf	853	678	678	992	992	
	判定		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	

(3)　橋脚剛性の算定

各橋脚の断面定数を表－設2. 5に示す。なお，初期設定の段階では次節で示すように，免震装置の等価剛性は橋脚剛性に比べて十分小さいので，橋脚の弾性時剛性（全断面有効の剛性）を用いても免震支承の特性値へ与える影響は小さい。このため，ここでは，降伏時剛性ではなく全断面有効の剛性を用いる。

表－設2. 5　下部構造の断面定数

断面定数	単位	橋台壁	橋脚柱
断面積	m²	21.250	16.200
断面2次モーメント（橋軸方向）	m⁴	5.118	9.842
断面2次モーメント（直角方向）	m⁴	276.693	48.600
ねじり断面2次モーメント	m⁴	18.716	28.222

(4) 基礎の設定

(1)で仮定した設計水平震度により算定されたフーチング下面の作用力に対し，前節で示した地盤および基礎杭の設計条件を満足するように，フーチングの大きさおよび基礎杭の配置を決めた。フーチング下面の作用力と基礎の設計結果を表－設2. 6に示す。

また，固有周期算定時の基礎のバネ定数を表－設2. 7に示す。

表－設2. 6 基礎の初期設定結果

		単 位	A_1 ・ A_2	P_1 ・ P_4	P_2 ・ P_3	備 考
フーチング下面の断面力	モーメント M	tf・m	2,098	5,713	5,713	
	鉛 直 力 N	tf	2,159	2,473	2,308	
	水 平 力 H	tf	1,009	577	577	
フーチング平面寸法		m	8.4×12.5	8.4×11.4	8.4×11.4	橋軸×直角
杭 本 数		本	12	12	11	
杭 軸 力	押込み力 P_{max}	tf	346	427	439	< 490tf
	引抜き力 P_{min}	tf	－ 4	－ 14	－ 19	> －310tf
杭 頭 変 位	δ	cm	1.2	0.7	0.8	< 1.5

表－設2. 7 橋脚基礎地盤のバネ定数

	A_1 ・ A_2 橋台	P_1 ・ P_4 橋脚	P_2 ・ P_3 橋脚
水平バネ(tf/m)	256,300	256,300	235,000
鉛直バネ(tf/m)	750,800	750,800	688,300
橋軸直角軸回りの回転（tf・m)	6,209,000	6,209,000	6,066,900
橋軸回りの回転バネ（tf・m)	12,341,300	10,150,800	9,727,200
連成バネ(tf)	469,500	469,500	430,300

(5) 下部構造の剛性

初期設定に用いる免震橋のモデルでは，橋脚剛性を表す水平バネ K_P と，基礎の並進バネ定数 K_{FU}，および基礎の回転バネ $K_{F\theta}$ による水平バネを剛性したものを用いる。それぞれのバネは，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編3. 3. 2固有周期の算定方法の(1)の解説を参考にして，表－設2. 8に示すように算定した。

なお，橋脚の断面定数は表－設2. 5の値を，基礎のバネ定数は表－設2. 7を用いている。

表－設2. 8で求めた下部構造の直列剛性 K_T を用いて固有周期 T_o を算定すると式（設2. 3)のとおりとなる。この値を用いて免震支承の初期設定を行った。

$$T_o = 2.01 \times \sqrt{(\Sigma W_o / \Sigma K_s)} = 2.01 \times \sqrt{(5353/67200)} = 0.57\text{秒} \qquad (設2.3)$$

表－設2. 8　下部構造の剛性

				単　位	A_1 ・ A_2	P_1 ・ P_4	P_2 ・ P_3
支持する上部構造重量			W_U	tf	428	1,124	1,124
橋脚の高さ			h_P	m	4.7	12.0	12.0
基礎への上部構造慣性力の作用高さ			h_O	m	6.5	14.0	14.0
橋脚の剛性			$K_P = 3 \cdot EI / h_P^3$	tf/m	369,716	42,717	42,717
基礎の剛性	作用力	水平力	$H_O = W_U$	tf	428	1,124	1,124
		モーメント	$M_O = H_O \cdot h_O$	tf・m	2,782	15,736	15,736
	変位	水平変位	δ_O $(\times 10^{-3})$	m	2.891	10.480	10.470
		回転角	θ_O $(\times 10^{-3})$	rad	9.130	3.327	3.287
	並進バネ定数		$K_{FU} = H_O / \delta_O$	tf/m	148,000	107,000	103,000
	回転バネ定数		$K_{F\theta} = M_O / \theta_O$	tf・m	305,000	4,730,000	4,668,000
	（水平バネ換算値）		$K_{F\theta} / h_O^2$	tf/m	7,220	24,130	23,820
下部構造の直列剛性			K_s	tf/m	6,800	13,500	13,300

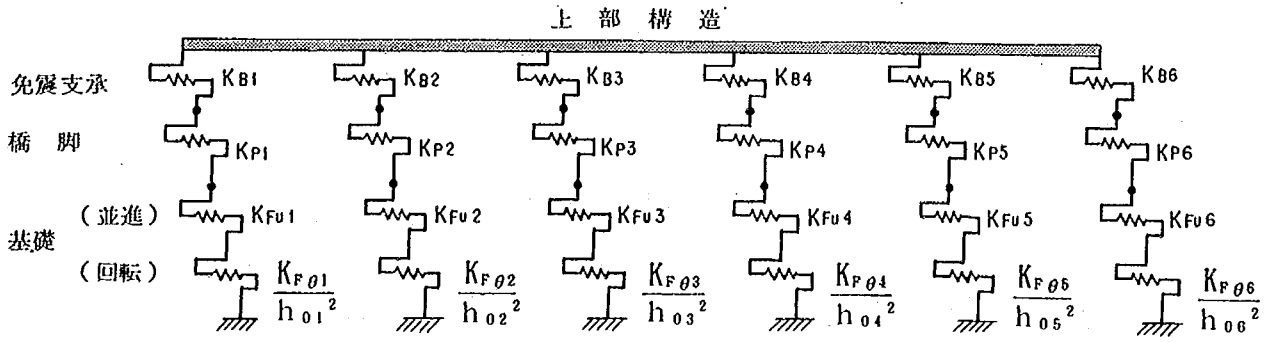
2.3.2　免震支承の初期設定

(1)　免震支承の設計条件

免震装置としては鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いる。免震橋の固有周期を地震時保有水平耐力法レベルで1.4秒程度にすることとした。また，このときの支承変位は50cm程度を目標とした。

免震支承の初期設定においては，免震橋を図－設2. 4に示すようにモデル化する。ここで，下部構造のバネと免震支承のバネは先に算定した通りである。

免震支承の設計条件を表－設2. 9に示す。温度変化時の変位量としては，道路橋伸縮装置便覧によって算定した桁の伸縮量を用いた。



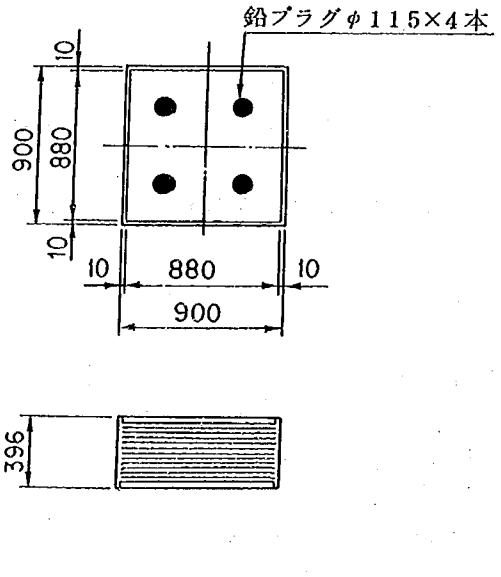
図－設2. 4　初期設定に用いる免震橋のモデル化

(2) 免震支承の形状寸法および静的特性値

表－設2.9の条件から設計した免震支承の形状寸法を図－設2.5に示す。免震支承の設計の詳細は(3)および(4)で示す。

表－設2.9 免震支承の設計条件

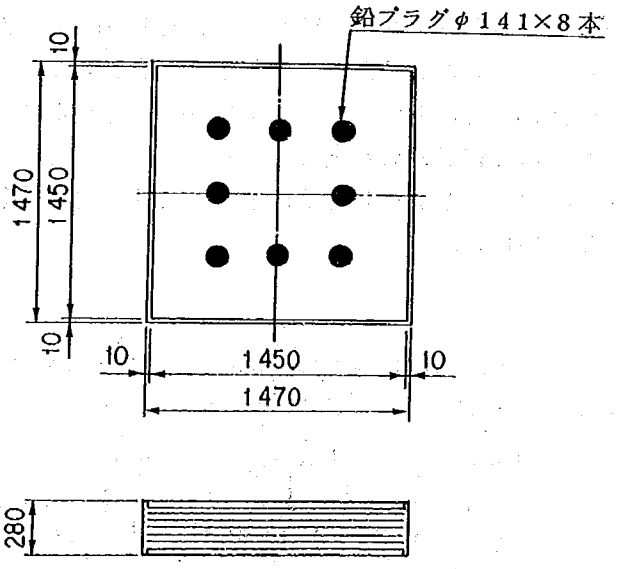
		単位	A_1 ・ A_2	P_1 ・ P_4	P_2 ・ P_3	備考
上部構造重量 W_T		tf	5,353			
橋脚剛性 K_P		tf/m	369,716	42,717	42,717	$h_P=0.05$
基礎並進バネ定数 K_{FU}		tf/m	148,000	107,000	103,000	$h_F=0.2$
基礎回転バネ定数 K_{FR}	橋軸方向	tf・m	305,000	4,730,000	4,668,000	$h_F=0.2$
	直角方向		61,415,000	8,217,000	7,904,000	
基礎への慣性力作用高さ H		m	6.5	14.0	14.0	
1橋脚当たり支承個数		個	2	2	2	
1支承当たりの鉛直荷重	最大荷重 W_{max}	tf	318	836	737	
	死荷重 W_d		212	608	519	
橋軸方向温度変位 δ_t		cm	5.85	3.51	1.17	



支承高さ ゴム層 21mm×14層＝294
補強鋼板 3.2mm×13枚＝41.6
連結鋼板 30mm× 2枚＝60
396mm

ゴムせん断弾性係数 G＝10kgf/cm² (NR)

(a) A1，A2橋台



支承高さ ゴム層 34mm×6層＝204
補強鋼板 3.2mm×5枚＝16
連結鋼板 30mm×2枚＝60
280mm

ゴムせん断弾性係数 G＝10kgf／cm² (NR)

(b) P1～P4橋脚

図－設2.5 免震支承の形状寸法

鉛プラグ入り積層ゴム支承1個当りの静的特性値は次のように算出される。

① 鉛プラグの断面積　$A_P = \pi / 4 \times D_P^2 \times n_P$

② 積層ゴムの支圧面積　$A_R = a \times b - A_P$

③ 形状係数　$S = A_R / (2 \times (a + b) \times t_e)$

④ ゴムのみかけの弾性定数　$E_A = (3 + 6.58 \times S^2) \times G$

⑤ 免震支承の降伏荷重　$Q_d = A_P + q_o$

ここに，q_o ：降伏荷重時の鉛のせん断応力度＝85kg／cm²

⑥ 積層支承の水平剛性　$K_H = A_R \times G / \Sigma t_e$

⑦ 積層支承の鉛直剛性　$K_{ro} = A_R \times E_A / \Sigma t_e$

（設2. 4）

静的特性値の算出結果を表－設2. 10に示す。

表－設2. 10　免震支承1個当りの静的特性値

	単　位	A_1 ・ A_2	P_1 ・ P_4	備　考
鉛プラグの断面積　A_P	cm²	415.5	1,256.6	
積層ゴムの支圧面積　A_R	cm²	7,329	19,768	
形状係数　S		9.9	10.0	10程度の値が望ましい
みかけの弾性定数　E_A	kgf／cm²	6,479	6,610	
鉛プラグの形状比　H / D_P		3.44	1.99	$1.25 < H / D_P < 5.0$
鉛プラグの面積比　A_P / A_R		0.057	0.064	0.07程度以下
免震装置の降伏荷重　Q_d	tf	35.3	106.2	
積層ゴム支承の水平剛性　K_H	tf/m	249	969	
積層ゴム支承の鉛直剛性　K_V	tf/m	161,500	640,780	

(3) 常時荷重に対する設計

常時荷重に対する免震支承の設計は以下の各項目について行う。設計結果は表－設2. 11に示すとおりである。

① 支圧応力度の照査

免震支承の支圧応力度は，式（設2. 4）の条件を満足しなければならない。

・最大支圧応力度　$\sigma_{max} = R_{max} / A_{ro} \leqq \sigma_{max.a}$　（＝80kgf／cm²）

・最小支圧応力度　$\sigma_{min} = R_{min} / A_R \geqq \sigma_{min.a}$　（＝15kgf／cm²）

・圧縮応力振幅　$\sigma_{max} = \sigma_{min} \leqq \Delta\sigma_a$　（＝50kgf／cm²）

（設2. 5）

ここに，

R_{max} ：最大支承反力

R_{min} ：最小支承反力

A_{Ro} ：支圧面積から設計変位 u_0 分の面積を控除した積層ゴムの有効支圧面積

$= (a - u_0) \times b - A_P$　（設2. 6）

② 水平変位の照査

クリープ・乾燥収縮・温度変化等，常時の荷重による水平変位 u_o に対し，次の条件を満足させなければならない。

$u_o \leqq 0.7 \times \Sigma t_e$　（設2. 7）

③ 座屈照査

積層ゴム支承の座屈照査は式（設2. 8）によって行う。

$$\left.\begin{aligned}&\sigma_{max} \leqq \sigma_{cRa}\\&\sigma_{cRa} = G\times S\times \alpha / f_s\end{aligned}\right\} \quad (設2.\ 8)$$

ここに，

σ_{cRa} ：座屈から決まる許容支圧応力度

α ：内部補強鋼板の短辺長aあるいはbとゴム総厚$\Sigma\ t_e$との比

f_s ：安全率＝2.5

④ 局部せん断ひずみの照査

積層ゴム支承の局部せん断ひずみの照査は式（設2. 9）によって行う。

$$(\gamma_c + \gamma_R + \gamma_s) \leqq \gamma_u / f_s \quad (設2.\ 9)$$

ここに，

γ_c ：鉛直荷重による局部せん断ひずみで下式により算定する。

$$\gamma_c = 8.5 \times S\times (R_{max} / K_v) \times (\Lambda_R / \Lambda_{Ro}) / \Sigma\ t_e$$

γ_R ：回転角による局部せん断ひずみで下式により算定する。

$$\gamma_R = \{2\times (1+\beta)^2 / \beta^2\} \times S^2 \times \theta / n$$

γ_s ：水平変位による局部せん断ひずみで下式により算定する。

$$\gamma_s = u_o / \Sigma\ t_e$$

γ_u ：ゴムの破断ひずみ＝5.0

f_s ：安全率＝2.5 （常時）

β ：内部補強鋼板の（橋軸直角方向幅 b）／（橋軸方向幅 a）

θ ：支承の回転角

n ：ゴム層数

u_o ：常時の荷重の影響による水平変位

⑤ 補強鋼板の応力度

内部補強鋼板の引張り応力度σ_sは式（設2.10）を満足しなければならない。

$$\sigma_s = \sigma_{max} \times t_e / t_s \times s / (s - D_F) \leqq \sigma_{sa} \quad (設2.10)$$

ここに，

σ_{max} ：最大支圧応力度

t_s ：内部補強鋼板の厚さ

s ：内部補強鋼板の短辺長，aまたはb

σ_{sa} ：内部補強鋼板の常時の許容引張り応力度（＝1400kg／cm²）

⑥ 水平力

クリープ，乾燥収縮および温度変化等の緩速変形によって鉛プラグ入りゴム支承に生じるせん断力は式（設2.11）によって算定する。

$$F_o = 0.2 \times Q_d + K_H \times u_o \quad (設2.11)$$

ここに，

Q_d ：降伏荷重

K_H ：ゴムの水平剛性

u_o ：常時の荷重の影響による水平変位

(4) 免震支承の動的特性値の算定手順

地震時における免震支承（鉛プラグ入り積層ゴム支承）の動的特性値（免震装置の等価剛性K_Bおよび等価減衰定数h_B）は，図－設2. 4に示したモデルにおいて，以下に示す①～⑨の繰返しを行うことによって算定する。なお，支承の特性値とは1橋脚当りの値である。

① 上部構造の変位u_Tを仮定する。u_Tは各橋脚で同一である。

② i番めの橋脚において，免震支承の設計変位u_{Bi}を仮定する。

表－設2.11　常時荷重に対する免震支承（鉛プラグ入りゴム支承）の設計

免震支承の特性値		A_1 ・ A_2	P_1 ・ P_4	P_2 ・ P_3	備　考
水位変位 u_o (cm)		5.85	3.51	1.17	
支圧応力度の照査 (kgf/cm²)	最大値 σ_{max}	46.5	43.3	42.6	＜80
	最小値 σ	31.0	31.5	31.0	＞15
	応力振幅 $\Delta\sigma$	15.5	11.8	11.6	＜50
水平変位の照査 $u/\Sigma t_e$		0.20	0.17	0.06	＞0.7
座屈照査 σ_{cRe} (kgf/cm²)		118	284	230	＞σ_{max}
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	0.60	0.55	0.48	
	回転角 γ_R	0.37	0.44	0.44	
	水平変位 γ_s	0.20	0.17	0.06	
	合　計 γ_T	1.17	1.16	0.98	＜2.00
補強鋼板の応力度 (kgf/cm²)		288	449	396	＜1,400
水平力 F (tf)		43.3	110.5	65.2	1下部構造当り

③　i番めの免震支承（i番めの橋脚上の免震支承）の有効設計変位 u_{Bei}，免震支承の等価剛性 K_{Bi} および等価減衰定数 h_{Bi} を式（設2.12）により算定する。

$$
\left.
\begin{aligned}
&u_{Bei} = c_B \times u_{Bi} \\
&K_{Bi} = \frac{F(u_{Bei})}{u_{Bei}} \\
&h_{Bi} = \frac{2 \cdot Q_d \{u_{Bei} + Q_d / (K_2 - K_1)\}}{\pi \cdot u_{Bei} \cdot (Q_d + u_{Bei} \cdot K_2)} \\
&\gamma = u_{Bei} / \Sigma t_{ei} \\
&F(u_{Bei}) = A_R \cdot G \cdot \gamma + A_p \cdot q \\
&K_1 = 6.5 \cdot K_2 \\
&K_2 = \frac{F(u_{Bei}) - Q_d}{u_{Bei}}
\end{aligned}
\right\}
\qquad (設2.12)
$$

ここに，

u_{Bei} ：i番めの免震支承の有効設計変位

c_B ：慣性力の非定常性を表す補正係数（0.7とする）

F ：免震支承の最大せん断力

q ：鉛のせん断応力度で，下式による。

$0 \leqq \gamma \leqq 0.5$ のとき，$q = -283.6 \cdot \gamma^2 + 183.8 \cdot \gamma + 85.0$ (kgf/cm²)

$0.5 \leqq \gamma \leqq 2.0$ のとき，$q = 28.3 \cdot \gamma^2 - 128.1 \cdot \gamma + 163.0$ (kgf/cm²)

K_1，K_2 ：免震支承の一次剛性および二次剛性

Q_d ：免震支承の降伏荷重

④　橋脚iに作用する水平力 F_{si} は免震装置に作用する水平力 F_{Bi} に等しいことから，下部構造の変位 u_{si} は式（設2.13）により算出される。

$$\left.\begin{aligned} F_{SI} &= F_{BI} = u_{BI} \times K_{BI} \\ u_{SI} &= F_{BI} / K_{SI} \end{aligned}\right\} \qquad (設2.13)$$

ここに,

K_{SI}：橋脚の剛性と基礎の並進および回転バネを直列結合した下部構造全体の剛性

したがって,

$$u_{BI}' = u_T - u_{SI}$$

⑤ ②で仮定した免震支承の設計変位 u_{BI} と④で算定した免震支承の変位 u_{BI}' が一致するまで，免震支承の設計変位 u_{BI} を変化させて，③と④の計算を繰り返す。

⑥ 全ての橋脚について②～⑤の計算を行う。

⑦ 橋の固有周期 T および橋の減衰定数 h を式（設2.14）と式（設2.15）により算定する。

$$T = 2\pi \times \sqrt{W_u / (g \times \Sigma K_{SI})} \qquad (設2.14)$$

$$h = \frac{\Sigma K_{BI} \times u_{BI}^2 \left(h_{BI} + h_{PI} \cdot \frac{K_{BI}}{K_{PI}} + h_{FuI} \cdot \frac{K_{BI}}{K_{FuI}} + h_{F\theta I} \cdot \frac{K_{BI} \cdot H^2}{K_{F\theta I}}\right)}{\Sigma K_{BI} \times u_{BI}^2 \left(1 + \frac{K_{BI}}{K_{PI}} + \frac{K_{BI}}{K_{FuI}} + \frac{K_{BI} \cdot H^2}{K_{F\theta I}}\right)} \qquad (設2.15)$$

ここに,

g ：重力加速度

K_{PI}, K_{FuI}, $K_{F\theta I}$ ：i番めの橋脚，基礎の並進，基礎の回転に対するバネ定数

h_{PI}, h_{FuI}, $h_{F\theta I}$ ：i番めの橋脚，基礎の並進，基礎の回転に対する減衰定数

⑧ 設計水平震度を求める。設計水平震度は式（設2.16）および式（設2.17）で算定される。

・震度法

$$k_h = c_Z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{ho} \qquad (設2.16)$$

・地震時保有水平耐力法

$$k_{hc} = c_Z \cdot c_I \cdot c_R \cdot c_E \cdot k_{hco} \qquad (設2.17)$$

⑨ ⑧で算定した設計水平震度より上部構造から免震支承を通して下部構造に伝えられる全水平力 F は式（設2.18）で算定される。

$$F = k_h \text{（または } k_{ho}\text{）} \times W_u \qquad (設2.18)$$

したがって，上部構造の変位 u_T' は式（設2.19）で算定される。

$$\left.\begin{aligned} u_T' &= F / \Sigma K_{TI} \\ K_{TI} &= \frac{1}{1/K_{BI} + 1/K_{SI}} \end{aligned}\right\} \qquad (設2.19)$$

ここに,

K_{TI}：免震支承と下部構造を直列合成した剛性

①で仮定した上部構造の変位 u_T と式（設2.19）で算定される上部構造の変位 u_T' が一致するまで，上部構造の変位 u_T を変化させて，①～⑨の計算を繰り返す。

(5) 地震時保有水平耐力法レベルでの設計

(4)に示した手順によって求められた地震時保有水平耐力法レベルでの免震支承の動的特性値を表－設2.12に示す。

一般に，免震支承のサイズは，地震時保有水平耐力法レベルでの免震支承の耐力，特に，水平変位の照査および局部せん断ひずみの照査によって決定される。

1) 水平変位の照査

地震時保有水平耐力法レベルでの免震支承の変位 u_B は式（設2.20）を満足しなければならない。

表－設2.12　地震時保有水平耐力法レベルの地震力に対する免震支承の設計

免震支承の特性値		橋軸方向			直角方向			備考
		A_1. A_2	P_1. P_4	P_2. P_3	A_1. A_2	P_1. P_4	P_2. P_3	
上部構造変位	u_T (cm)	48.1			50.0	45.5	42.6	
橋の固有周期	T (sec)	1.41			1.39			
橋の減衰定数	h	0.11			0.11			
設計水平震度	k_h	0.90			0.90			
免震支承の設計変位	u_B (cm)	66.9	50.7	50.6	69.0	50.0	50.6	
免震支承の等価剛性	K_B (tf/m)	750	2,910	2,910	750	2,900	2,910	
免震支承の等価減衰定数	h_B	0.12	0.13	0.13	0.12	0.13	0.13	
地震時水平力	F (tf)	345	1,019	1,015	370	1,039	1,031	
地震時水平力の分担率	(%)	8	21	21	8	22	20	
水平変位の照査	$u_B / \Sigma t_e$	2.28	2.48	2.48	2.35	2.45	2.48	<2.5
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	1.57	0.61	0.52	1.74	0.60	0.52	
	水平変位 γ_s	2.28	2.48	2.48	2.35	2.45	2.48	
	合　計 γ_T	3.85	3.09	3.00	4.09	3.05	3.00	<4.16

$$u_B \leqq 2.5 \times \Sigma t_e \qquad \text{(設2.20)}$$

2)　局部せん断ひずみの照査

局部せん断ひずみの照査は常時と同様に式（設2.21）によって行う。ただし，水平変位として免震支承の設計変位 u_B を用いるが，活荷重に伴う回転角による局部せん断ひずみは考慮しなくてもよい。

$$(\gamma_c + \gamma_s) \leqq \gamma_u / f_s \qquad \text{(設2.21)}$$

ここに，

f_s ：安全率（＝1.2，地震時保有水平耐力法レベル）

3)　補強鋼板の応力度

補強鋼板の引張り応力度 σ_s の照査も常時と同様に式（設2.22）による。

$$\sigma_s \leqq \sigma_{sa} \qquad \text{(設2.22)}$$

ただし，

σ_{sa}：補強鋼板の地震時許容引張応力度（＝2100kg／cm²）

(6)　震度法レベルでの設計

(4)に示した手順によって求めた震度法レベルの免震支承の動的特性を表－設2.13に示す。また，震度法レベルの地震力に対しては，以下の照査を行う。

1)　局部せん断ひずみの照査

局部せん断ひずみの照査は常時と同様に式（設2.23）によって行う。ただし，水平変位として免震装置の設計変位 u_B を用いるが，活荷重による回転角による局部せん断ひずみは考慮しなくてよい。

$$(\gamma_c + \gamma_s) \leqq \gamma_u / f_s \qquad \text{(設2.23)}$$

ここに，

f_s ：安全率（＝1.8，震度法レベル）

表－設2.13 震度法レベルの地震力に対する免震支承の設計

免震支承の特性値		橋軸方向			直角方向			備考
		A_1. A_2	P_1. P_4	P_2. P_3	A_1. A_2	P_1. P_4	P_2. P_3	
上部構造変位	u_T (cm)	4.2			4.4	3.8	3.2	
橋の固有周期	T (sec)	0.75			0.72			
橋の減衰定数	h	0.17			0.17			
設計水平震度	k_h	0.27			0.27			
免震支承の設計変位	u_B (cm)	5.6	2.6	2.6	5.9	2.9	2.3	
免震支承の等価剛性	K_B (tf/m)	2,990	17,090	17,090	2,990	17,090	17,090	
免震支承の等価減衰定数	h_B	0.18	0.25	0.25	0.18	0.25	0.25	
地震時水平力	F (tf)	116	304	304	116	304	304	
地震時水平力の分担率	(%)	8	21	21	8	22	20	
水平変位の照査	$u_B / \Sigma t_e$	0.19	0.13	0.13	0.20	0.15	0.11	<1.5
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重 γ_C	0.40	0.40	0.35	0.40	0.40	0.34	
	水平変位 γ_S	0.19	0.13	0.13	0.20	0.15	0.11	
	合 計 γ_T	0.59	0.53	0.48	0.60	0.55	0.45	<2.77

2. 4　震度法による設計

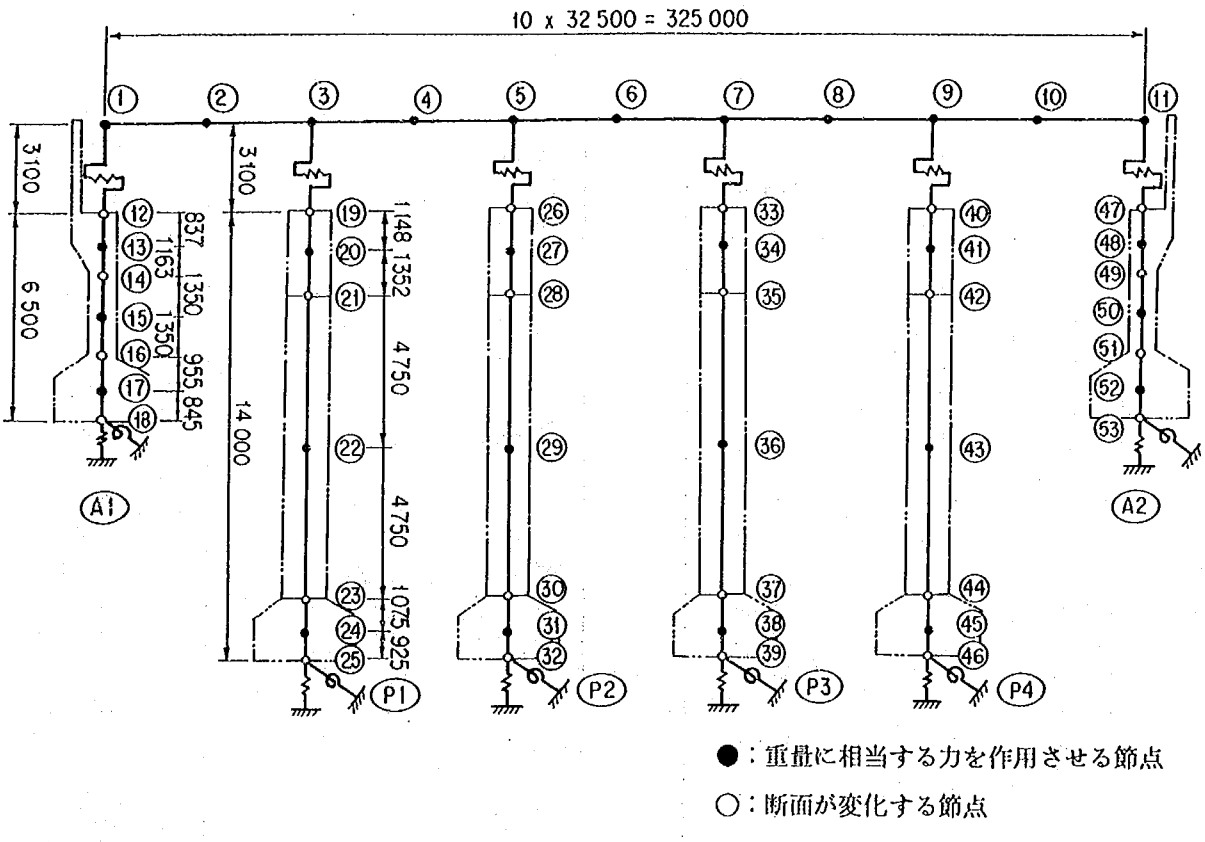
2. 4 1　断面力と変位の算定

(1)　固有周期の算定

1)　固有周期の算定モデル

対象橋を離散型の骨組構造にモデル化する。上部構造は梁要素とし，断面積，断面２次モーメントには主桁とともに床版を考慮する。下部構造の節点は，張出し部，脚部，フーチングの重心およびそれらの結合部に設け，脚部は梁要素で，張出し部とフーチングは剛体要素でモデル化する。基礎の影響はバネとしてモデル化する。また，免震装置は等価剛性 K_B を有する水平バネとしてモデル化し，上部構造と橋脚または橋台の天端とを連結する。

固有周期の算定モデルを図－設2. 6に示す。ここで，橋軸方向および橋軸直角方向の節点重量と部材剛性はそれぞれ表－設2. 14および表－設2. 15に示すとおりである。また，非免震と仮定した場合の固有周期も算出するが，このためには図－設2. 6において免震装置部分の剛性を十分に大きくとればよい。



図－設2. 6　固有周期の算定モデル

表一設2.14 モデルの節点重量および部材剛性（橋軸方向）

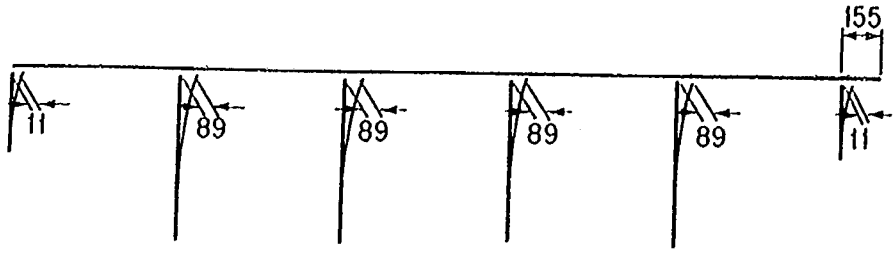
節点	X座標(m)	Y座標(m)	重量w (tf)
1	0.000	3.100	267.6
2	32.500	3.100	535.3
3	65.000	3.100	535.3
4	97.500	3.100	535.3
5	130.000	3.100	535.3
6	162.500	3.100	535.3
7	195.000	3.100	535.3
8	227.500	3.100	535.3
9	260.000	3.100	535.3
10	292.500	3.100	535.3
11	325.000	3.100	267.6
12	0.000	0.000	0
13	0.000	- 0.837	218.8
14	0.000	- 2.000	0
15	0.000	- 3.350	143.4
16	0.000	- 4.700	0
17	0.000	- 5.655	442
18	0.000	- 6.500	0
19	65.000	0.000	0
20	65.000	- 1.148	182.3
21	65.000	- 2.500	0
22	65.000	- 7.250	384.8
23	65.000	-12.000	0
24	65.000	-13.075	439.6
25	65.000	-14.000	0
26	130.000	0.000	0
27	130.000	- 1.148	182.3
28	130.000	- 2.500	0
29	130.000	- 7.250	384.8
30	130.000	-12.000	0
31	130.000	-13.075	439.6
32	130.000	-14.000	0
33	195.000	0.000	0
34	195.000	- 1.148	182.3
35	195.000	- 2.500	0
36	195.000	- 7.250	384.8
37	195.000	-12.000	0
38	195.000	-13.075	439.6
39	195.000	-14.000	0
40	260.000	0.000	0
41	260.000	- 1.148	182.3
42	260.000	- 2.500	0
43	260.000	- 7.250	384.8
44	260.000	-12.000	0
45	260.000	-13.075	439.6
46	260.000	-14.000	0
47	325.000	0.000	0
48	325.000	- 0.837	218.8
49	325.000	- 2.000	0
50	325.000	- 3.350	143.4
51	325.000	- 4.700	0
52	325.000	- 5.655	442
53	325.000	- 6.500	0

部 材	断面２次モーメントI(m⁴)	弾性係数E(tf/m²)
1-2	0.830	21000000
2-3	0.830	21000000
3-4	0.830	21000000
4-5	0.830	21000000
5-6	0.830	21000000
6-7	0.830	21000000
7-8	0.830	21000000
8-9	0.830	21000000
9-10	0.830	21000000
10-11	0.830	21000000
1-12	∞	2500000
3-19	∞	2500000
5-26	∞	2500000
7-33	∞	2500000
9-40	∞	2500000
11-47	∞	2500000
12-13	15.319	2500000
13-14	15.319	2500000
14-15	5.118	2500000
15-16	5.118	2500000
16-17	∞	2500000
17-18	∞	2500000
19-20	∞	2500000
20-21	∞	2500000
21-22	9.842	2500000
22-23	9.842	2500000
23-24	∞	2500000
24-25	∞	2500000
26-27	∞	2500000
27-28	∞	2500000
28-29	9.842	2500000
29-30	9.842	2500000
30-31	∞	2500000
31-32	∞	2500000
33-34	∞	2500000
34-35	∞	2500000
35-36	9.842	2500000
36-37	9.842	2500000
37-38	∞	2500000
38-39	∞	2500000
40-41	∞	2500000
41-42	∞	2500000
42-43	9.842	2500000
43-44	9.842	2500000
44-45	∞	2500000
45-46	∞	2500000
47-48	15.319	2500000
48-49	15.319	2500000
49-50	5.118	2500000
50-51	5.118	2500000
51-52	∞	2500000
52-53	∞	2500000

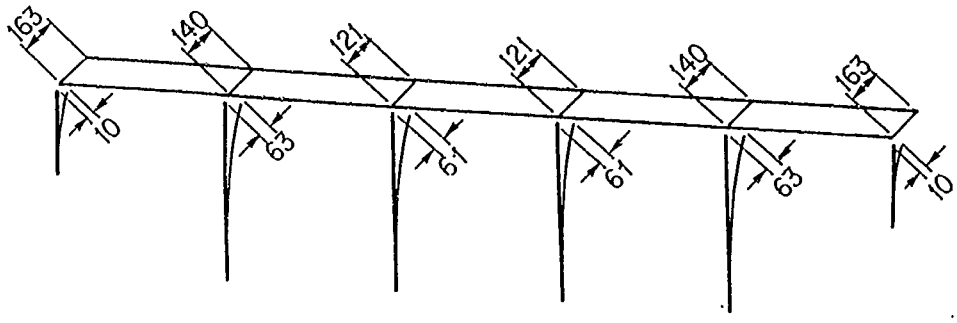
表－設2.15　モデルの節点重量および部材剛性（橋軸直角方向）

節点	X座標(m)	Y座標(m)	重量w (tf)
1	0.000	3.100	267.6
2	32.500	3.100	535.3
3	65.000	3.100	535.3
4	97.500	3.100	535.3
5	130.000	3.100	535.3
6	162.500	3.100	535.3
7	195.000	3.100	535.3
8	227.500	3.100	535.3
9	260.000	3.100	535.3
10	292.500	3.100	535.3
11	325.000	3.100	267.6
12	0.000	0.000	0
13	0.000	- 0.837	218.8
14	0.000	- 2.000	0
15	0.000	- 3.350	143.4
16	0.000	- 4.700	0
17	0.000	- 5.655	442
18	0.000	- 6.500	0
19	65.000	0.000	0
20	65.000	- 1.148	182.3
21	65.000	- 2.500	0
22	65.000	- 7.250	384.8
23	65.000	-12.000	0
24	65.000	-13.075	439.6
25	65.000	-14.000	0
26	130.000	0.000	0
27	130.000	- 1.148	182.3
28	130.000	- 2.500	0
29	130.000	- 7.250	384.8
30	130.000	-12.000	0
31	130.000	-13.075	439.6
32	130.000	-14.000	0
33	195.000	0.000	0
34	195.000	- 1.148	182.3
35	195.000	- 2.500	0
36	195.000	- 7.250	384.8
37	195.000	-12.000	0
38	195.000	-13.075	439.6
39	195.000	-14.000	0
40	260.000	0.000	0
41	260.000	- 1.148	182.3
42	260.000	- 2.500	0
43	260.000	- 7.250	384.8
44	260.000	-12.000	0
45	260.000	-13.075	439.6
46	260.000	-14.000	0
47	325.000	0.000	0
48	325.000	- 0.837	218.8
49	325.000	- 2.000	0
50	325.000	- 3.350	143.4
51	325.000	- 4.700	0
52	325.000	- 5.655	442
53	325.000	- 6.500	0

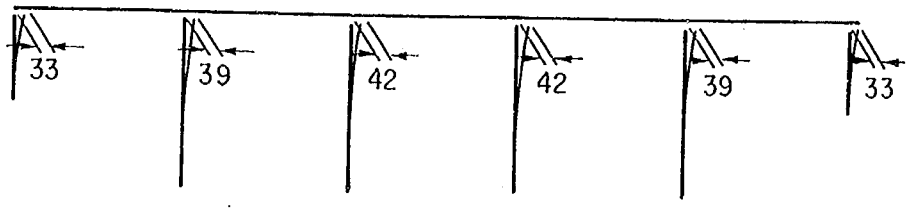
部　材	断面２次モーメントI(m^4)	弾性係数E(tf/m^2)
1-2	10.840	21000000
2-3	10.840	21000000
3-4	10.840	21000000
4-5	10.840	21000000
5-6	10.840	21000000
6-7	10.840	21000000
7-8	10.840	21000000
8-9	10.840	21000000
9-10	10.840	21000000
10-11	10.840	21000000
1-12	∞	2500000
3-19	∞	2500000
5-26	∞	2500000
7-33	∞	2500000
9-40	∞	2500000
11-47	∞	2500000
12-13	398.763	2500000
13-14	398.763	2500000
14-15	276.963	2500000
15-16	287.963	2500000
16-17	∞	2500000
17-18	∞	2500000
19-20	∞	2500000
20-21	∞	2500000
21-22	48.600	2500000
22-23	48.600	2500000
23-24	∞	2500000
24-25	∞	2500000
26-27	∞	2500000
27-28	∞	2500000
28-29	48.600	2500000
29-30	48.600	2500000
30-31	∞	2500000
31-32	∞	2500000
33-34	∞	2500000
34-35	∞	2500000
35-36	48.600	2500000
36-37	48.600	2500000
37-38	∞	2500000
38-39	∞	2500000
40-41	∞	2500000
41-42	∞	2500000
42-43	48.600	2500000
43-44	48.600	2500000
44-45	∞	2500000
45-46	∞	2500000
47-48	398.763	2500000
48-49	398.763	2500000
49-50	276.963	2500000
50-51	276.963	2500000
51-52	∞	2500000
52-53	∞	2500000



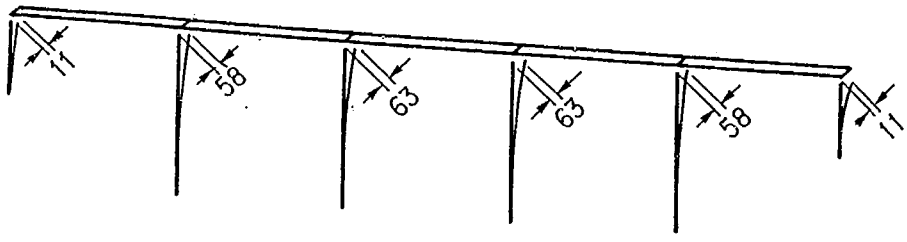
(a) 免震橋梁：橋軸方向



(b) 免震橋梁：橋軸直角方向



(c) 非免震橋梁：橋軸方向



(d) 非免震橋梁：橋軸直角方向

図－設2. 7　自重に相当する水平力を作用させた場合の変位分布（単位：mm）

2)　固有周期の算定

図－設2. 6のモデルに上部構造および下部構造の重量に相当する水平力を作用させた場合の変位を図－設2. 7に示す。式（設2. 24）により算出される固有周期を表－設2. 16に示す。

$$\left.\begin{aligned} T &= 2.01\sqrt{\delta} \\ \delta &= \Sigma\left(W_i \cdot u_i^{\,2}\right) / \Sigma\left(W_i \cdot u_i\right) \end{aligned}\right\} \qquad \text{(設2. 24)}$$

ここに，

T　：固有周期（sec）

W_i ：節点 i の重量（tf）
u_i ：節点 i の水平変位（m）

表－設2.16 固有周期

	橋軸方向		橋軸直角方向	
	免震	非免震	免震	非免震
$\Sigma(W_i \cdot u_i^2)$	136.62	10.73	107.03	20.23
$\Sigma(W_i \cdot u_i)$	983.85	310.58	844.57	396.23
δ (m)	0.139	0.035	0.127	0.051
T (sec)	0.75	0.38	0.72	0.45

(2) 設計水平震度

橋の減衰定数は表－設2.17のように算出される。したがって，免震設計における震度法に用いる設計水平震度は式（設2.25）で与えられる。

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{ho} \qquad (設2.25)$$
$$= 1.0 \times 1.2 \times 1.0 \times 1.25 \times 0.9 \times 0.2$$
$$= 0.27$$

ここに，

k_{ho}：標準設計震度 （＝0.2）
c_z ：地域別補正係数 （＝1.0，A地域）
c_G ：地盤別補正係数 （＝1.2，Ⅲ種地盤）
c_I ：重要度別補正係数 （＝1.0，1級）
c_T ：固有周期別補正係数 （＝1.25，T＝0.75秒（橋軸方向），T＝0.72秒（橋軸直角方向））
c_E ：橋の減衰定数に基づく補正係数 （＝0.9，（$h \geqq 0.1$））

表－設2.17 橋の減衰定数

方向	橋脚番号	免震支承			橋脚		基礎		橋の減衰定数h
		u_{Bi} (m)	h_{Bi}	K_{Bi} (tf/m)	h_{Pi}	K_{Pi} (tf/m)	h_{Fui} (h_{Foi})	K_{Fui} (K_{Foi}) tf/m (tf・m)	
橋軸	A_1・A_2	0.039	0.18	2990	0.05	369716	0.2	148000 (305000)	0.19
	P_1・P_4	0.018	0.25	17090		42717		107000 (4730000)	
	P_2・P_3	0.018	0.25	17090		42717		103000 (4668000)	
直角	A_1・A_2	0.041	0.18	2940	0.05	2×10^7	0.2	191000(61414800)	0.21
	P_1・P_4	0.020	0.25	15440		210938		142000 (8217000)	
	P_2・P_3	0.016	0.25	18710		210938		133000 (7904000)	

(3) 免震支承の変位

図－設2.6のモデルに自重に相当する水平力を作用させた結果，上下部構造間に生じる相対変位に，(2)で算出した震度法に用いる設計水平震度 k_h を乗じることにより，免震支承の設計変位は表－設2.18のように算出される。

表－設2.18 免震装置の設計変位（mm）

	A_1 ・ A_2 橋台	P_1 ・ P_4 橋脚	P_2 ・ P_3 橋脚
橋軸方向	39	18	18
橋軸直角方向	41	21	16

(4) 橋脚天端に作用する水平反力

図－設2.6のモデルに自重に相当する水平力を作用させた結果，橋脚天端に生ずる水平力（せん断力）に，(2)で算出した震度法に用いる設計水平震度 k_h を乗じることにより，上部構造の慣性力によって橋脚天端に作用する水平力は，表－設2.19のように算出される。

表－設2.19 橋脚天端に作用する水平反力(tf)

	橋軸		直角
	温度変化	地震	地震
A_1 ・ A_2 橋台	120	116	122
P_1 ・ P_4 橋脚	90	303	313
P_2 ・ P_3 橋脚	60	303	288

2.4.2 下部構造の照査

(1) 基礎の安定計算

基礎底面に作用する荷重および計算結果を表－設2.20に示す。

表－設2.20　安定計算結果

(a)　P_1 ・ P_4 橋脚

方向	橋軸方向						直角方向	
荷重	常時		温度変化		地震時		地震時	
浮力	無	有	無	有	無	有	無	有
原点の作用力								
N_o (tf)	2802.14	2610.62	2802.14	2610.62	2473.14	2281.62	2473.14	2281.62
H_o (tf)	0.00	0.00	90.00	90.00	576.79	576.79	591.79	591.79
M_o (tfm)	0.00	0.00	1260.00	1260.00	5713.49	5713.49	5923.49	5923.49
原点変位								
δ_x (cm)	0.00	0.00	0.19	0.19	0.73	0.73	0.90	0.90
δ_y (cm)	0.37	0.35	0.37	0.35	0.33	0.30	0.33	0.30
α (Rad)	0.0000002	0.0000001	0.0001693	0.0001692	0.0007829	0.0007829	0.0014317	0.0014317
許容値 δ_a (cm)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
鉛直反力								
$PN1$ (tf)	233.56	217.59	281.19	265.22	426.61	410.64	474.93	458.97
$PN2$ (tf)	233.53	217.57	249.40	233.44	279.60	263.64	206.10	190.14
$PN3$ (tf)	233.50	217.54	217.62	201.66	132.59	116.63	-62.74	-78.70
$PN4$ (tf)	233.47	217.51	185.84	169.86	-14.42	-30.37		
許容値 R_a (tf)	310.00	310.00	310.00	310.00	490.00	490.00	490.00	490.00
P_a (tf)	-190.00	-190.00	-190.00	-190.00	-310.00	-310.00	-310.00	-310.00
水平反力								
PH (tf)	0.00	0.00	7.50	7.50	48.07	48.07	49.32	49.32
杭作用モーメント								
杭頭 M_T (tfm)	0.01	0.01	-14.11	-14.11	-75.23	-75.23	-44.22	-44.22
地中部 M_m (tfm)	0.01	0.01	13.91	13.91	74.94	74.94	76.89	76.89
杭体応力度								
σ_c (kgf/cm²)	17.7	16.4	28.2	27.0	70.3	70.3	73.9	72.7
σ_s (kgf/cm²)	-0.2	-0.2	-365.8	-365.9	-2083.2	-2230.6	-2576.4	-2725.1
許容値								
σ_{ca} (kgf/cm²)	80.0	80.0	92.0	92.0	120.0	120.0	120.0	120.0
σ_{sa} (kgf/cm²)	1800.0	1800.0	2070.0	2070.0	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0

杭　種：場所打ち杭
杭　径：φ1.200m
杭　長：L＝40.500m
鉄筋量：D29－20本（A_s＝128.48cm²）
@141.4

(b)　P_2 ・ P_3 橋脚

方向	橋軸方向						直角方向	
荷重	常時		温度変化		地震時		地震時	
浮力	無	有	無	有	無	有	無	有
原点の作用力								
N_o (tf)	2626.14	2434.62	2626.14	2434.62	2308.14	2116.62	2308.14	2116.62
H_o (tf)	0.00	0.00	60.00	90.00	576.79	576.79	561.79	561.79
M_o (tfm)	0.00	0.00	840.00	840.00	5713.49	5713.49	5503.49	5503.49
原点変位								
δ_x (cm)	0.00	0.00	0.14	0.14	0.79	0.79	0.90	0.90
δ_y (cm)	0.38	0.35	0.38	0.35	0.34	0.31	0.34	0.31
α (Rad)	0.0000000	0.0000000	0.0001171	0.0001171	0.0008132	0.0008132	0.0013504	0.0013504
許容値 δ_a (cm)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
鉛直反力								
$PN1$ (tf)	238.74	221.33	271.71	254.30	438.80	421.39	463.32	445.91
$PN2$ (tf)	238.74	221.33	249.73	232.32	286.15	268.74	209.83	192.42
$PN3$ (tf)	238.74	221.33	238.74	221.33	209.83	192.42	-43.66	-61.07
$PN4$ (tf)	238.74	221.33	227.75	210.34	133.51	116.10		
$PN5$ (tf)	238.74	221.33	205.77	188.36	-19.14	-36.55		
許容値 R_a (tf)	310.00	310.00	310.00	310.00	490.00	490.00	490.00	490.00
P_a (tf)	-190.00	-190.00	-190.00	-190.00	-310.00	-310.00	-310.00	-310.00
水平反力								
PH (tf)	0.00	0.00	5.46	5.46	52.44	52.44	51.07	51.07
杭作用モーメント								
杭頭 M_T (tfm)	0.00	0.00	-10.55	-10.55	-84.23	-84.23	-52.75	-52.75
地中部 M_m (tfm)	0.00	0.00	10.14	10.14	81.76	81.76	79.63	79.63
杭体応力度								
σ_c (kgf/cm²)	18.0	16.7	25.8	24.4	78.7	78.7	74.4	74.3
σ_s (kgf/cm²)	270.5	250.8	-273.7	-273.7	-2359.9	-2521.0	-2468.3	-2631.6
許容値								
σ_{ca} (kgf/cm²)	80.0	80.0	92.0	92.0	120.0	120.0	120.0	120.0
σ_{sa} (kgf/cm²)	1800.0	1800.0	2070.0	2070.0	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0

杭　種：場所打ち杭
杭　径：φ1.200m
杭　長：L＝40.500m
鉄筋量：D29－20本（A_s＝128.48cm²）
@141.4

(2) 部材計算

各部材の応力計算結果を表－設2.21に示す。

表－設2.21 柱部の応力計算

検討断面			P_1・P_4 橋脚			P_2・P_3 橋脚		
			橋軸方向（温度変化）	橋軸方向（地震時）	直角方向（地震時）	橋軸方向（温度変化）	橋軸方向（地震時）	直角方向（地震時）
断面力	曲げモーメント M	tf・m	1080.0	4687.4	4867.4	720.0	4687.4	4867.4
	軸力 N	tf	2100.0	1777.0	1777.0	1930.0	1612.0	1612.0
	せん断力 S	tf	90.0	458.1	473.1	60.0	458.1	443.1
部材幅 B		cm	600	同左	270	600	同左	270
部材高 H		cm	270	同左	600	270	同左	600
有効高 d		cm	255	同左	585	255	同左	585
かぶり d_e		cm	15	同左	15	15	同左	15
鉄筋	引張側 A_s	cm²	619.48 (78－D32)	同左	65.81 (17－D22)	619.48 (78－D32)	同左	65.81 (17－D22)
	圧縮側 A_s'	cm²	619.48 (78－D32)	同左	65.81 (17－D22)	619.48 (78－D32)	同左	65.81 (17－D22)
応力度	σ_c	kgf/cm²	23.3	81.6	68.7	18.5	81.2	64.7
	σ_s	kgf/cm²	20	1995	2000	57	2100	1978
	τ	kgf/cm²	0.6	2.8	2.9	0.6	2.8	2.9
許容応力	σ_{ca}	kgf/cm²	92	120	120	92	120	120
	σ_{sa}	kgf/cm²	2070	3000	3000	2070	3000	3000
	τ_a	kgf/cm²	6.5	6.3	6.9	6.5	6.3	6.9

注） 許容せん断応力度は照査断面に対する割増しを考慮した値

2.4.3 免震装置の照査

2.4.1で算出した免震装置に生じる変位 u_D は，免震装置の設計変位 u_B に対して，式（設2.26）を満足しなければならない。

$$|(u_D - u_B)| / u_B \leqq \pm 0.10 \qquad \text{(設2.26)}$$

表－設2.22に示すように，全ての免震支承に対して上式の関係が満足されている。

表－設2.22 震度法レベルでの免震支承の設計変位 u_B の照査

	橋軸方向			橋軸直角方向			備考
	A_1・A_2	P_1・P_4	P_2・P_3	A_1・A_2	P_1・P_4	P_2・P_3	
免震支承の設計変位 u_B（cm）	5.6	2.6	2.6	5.9	2.9	2.2	
免震支承に生じる変位 u_D（cm）	5.5	2.5	2.5	5.9	3.0	2.3	
変位の照査 $(u_D - u_B)/u_B$	-0.02	-0.04	-0.04	0.00	0.03	0.05	$<\pm 0.10$

2.5 地震時保有水平耐力法による照査

2.5.1 断面力と変位の算定

(1) 固有周期の算定

1) 固有周期の算定モデル

地震時保有水平耐力法による照査に用いる固有周期算定モデルの節点重量と部材剛性を，表－設2.23および表－設2.24に示す。算定モデルは，震度法の場合と同様に作成する。上部構造の部材剛性と基礎のバネ定数は震度法の場合と同じ値であるが，橋脚および橋台の部材剛性としては降伏剛性を用いなければならない。また，免震支承の水平バネ定数としては地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B に対応する等価剛性を用いる。

2) 橋脚・橋台の等価剛性

上部構造慣性力の作用位置における水平力と橋脚および橋台の変位の関係（P－δ曲線）を図－設2.8に示す。これより，下部構造の降伏時剛性と等価な断面2次モーメント（I）は式（設2.27）で算定される。

$$I = \frac{P_y \ h^3}{3 \ E\delta_y} \qquad \text{(設2.27)}$$

ここに，

h ：橋脚下端から上部構造慣性力の作用位置までの高さ（m）

P_y ：橋脚の降伏耐力（tf）

δ_y ：橋脚の降伏変位（m）

E ：弾性係数 t／m²

① A_1 ・A_2 橋台

（橋軸） $I=837.81\times4.671^3/(3\times2.5\times10^6\times0.0069)=1.650\text{m}^4$

② P_1 ・P_4 橋脚

（橋軸） $I=595.45\times12.0^3/(3\times2.5\times10^6\times0.0350)=3.920\text{m}^4$

（直角） $I=762.86\times12.0^3/(3\times2.5\times10^6\times0.0212)=8.291\text{m}^4$

③ P_2 ・P_3 橋脚

（橋軸） $I=595.45\times12.0^3/(3\times2.5\times10^6\times0.0374)=3.668\text{m}^4$

（直角） $I=762.86\times12.0^3/(3\times2.5\times10^6\times0.0226)=7.777\text{m}^4$

3) 固有周期の算定

固有周期算定モデルに上部構造および下部構造の重量に相当する水平力を作用させた場合の変位を図－設2.9に示す。これより，固有周期を算出すると表－設2.25のようになる。

(2) 設計水平震度

橋の減衰定数 h は表－設2.26のように算出される。したがって，地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度 k_{hc} は，橋軸方向，橋軸直角方向ともに式（設2.28）で計算される。

$$k_{hc}=c_z \cdot c_I \cdot c_R \cdot c_E \cdot k_{hco} \qquad \text{(設2.28)}$$
$$=1.0\times1.0\times1.0\times0.9\times1.0$$
$$=0.9$$

ここに，

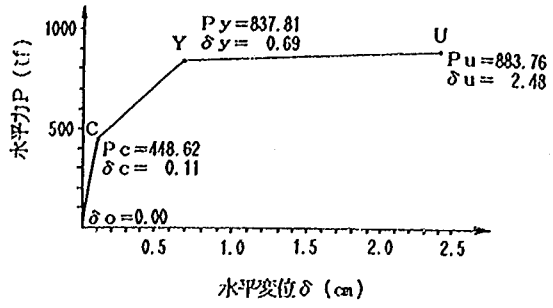
k_{hc}：設計水平震度の標準値 （＝1.0）

c_z ：地域別補正係数 （＝1.0，A地域）

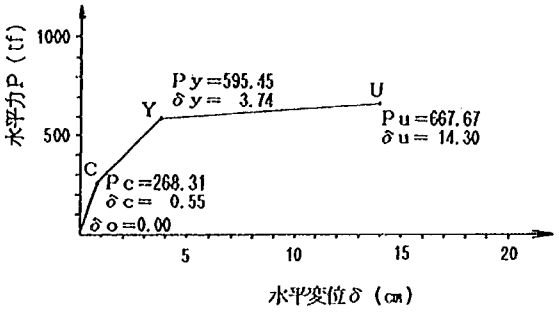
c_I ：重要度別補正係数 （＝1.0，1級）

c_R ：振動特性別補正係数 （＝1.0，T＝1.42秒（橋軸方向），T＝1.41秒（橋軸直角方向））

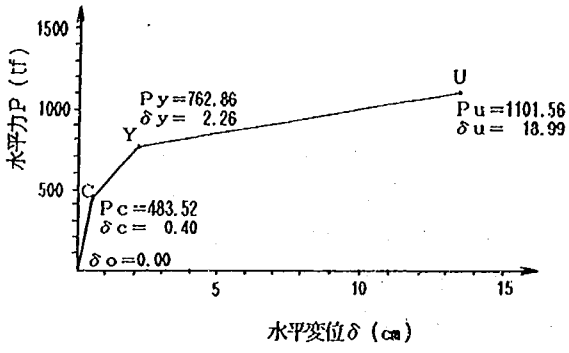
c_E ：橋の減衰定数に基づく補正係数 （＝0.9，（0.1≦h<0.12））



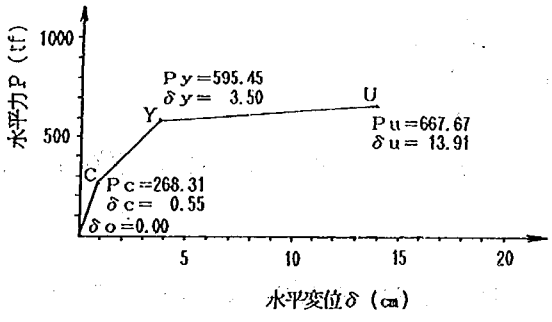
（a）A1・A2 橋台，橋軸方向



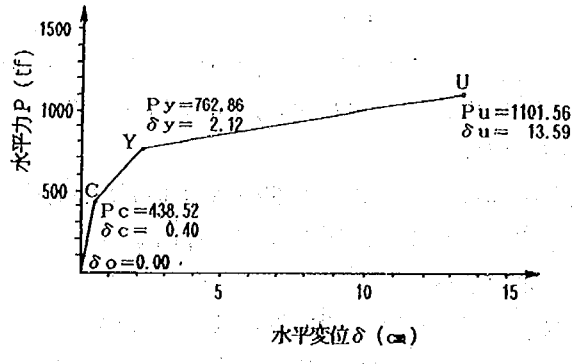
（b）P2・P3 橋脚，橋軸方向



（c）P2・P3 橋脚，直角方向



（d）P1・P4 橋脚，橋軸方向



（e）P1・P4 橋脚，直角方向

図－設2.8 P－δ曲線

表－設2.23　モデルの節点重量および部材剛性（橋軸方向）

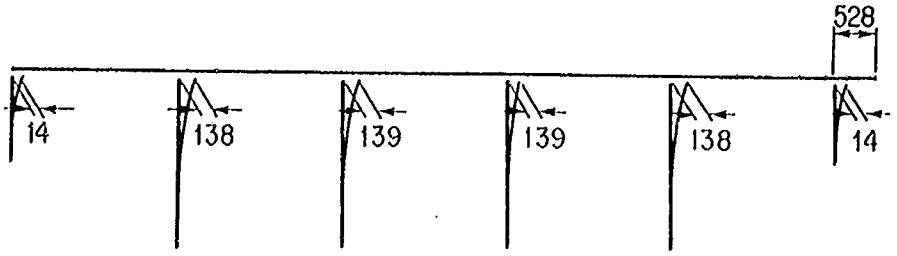
節点	X座標(m)	Y座標(m)	重量（tf）
1	0.000	3.100	267.6
2	32.500	3.100	535.3
3	65.000	3.100	535.3
4	97.500	3.100	535.3
5	130.000	3.100	535.3
6	162.500	3.100	535.3
7	195.000	3.100	535.3
8	227.500	3.100	535.3
9	260.000	3.100	535.3
10	292.500	3.100	535.3
11	325.000	3.100	267.6
12	0.000	0.000	0.0
13	0.000	- 0.837	218.8
14	0.000	- 2.000	0.0
15	0.000	- 3.350	143.4
16	0.000	- 4.700	0.0
17	0.000	- 5.655	442.0
18	0.000	- 6.500	0.0
19	65.000	0.000	0.0
20	65.000	- 1.148	182.3
21	65.000	- 2.500	0.0
22	65.000	- 7.250	384.8
23	65.000	-12.000	0.0
24	65.000	-13.075	439.6
25	65.000	-14.000	0.0
26	130.000	0.000	0.0
27	130.000	- 1.148	182.3
28	130.000	- 2.500	0.0
29	130.000	- 7.250	384.8
30	130.000	-12.000	0.0
31	130.000	-13.075	439.6
32	130.000	-14.000	0.0
33	195.000	0.000	0.0
34	195.000	- 1.148	182.3
35	195.000	- 2.500	0.0
36	195.000	- 7.250	384.8
37	195.000	-12.000	0.0
38	195.000	-13.075	349.6
39	195.000	-14.000	0.0
40	260.000	0.000	0.0
41	260.000	- 1.148	182.3
42	260.000	- 2.500	0.0
43	260.000	- 7.250	384.8
44	260.000	-12.000	0.0
45	260.000	-13.075	439.6
46	260.000	-14.000	0.0
47	325.000	0.000	0.0
48	325.000	- 0.837	218.8
49	325.000	- 2.000	0.0
50	325.000	- 3.350	143.4
51	325.000	- 4.700	0.0
52	325.000	- 5.655	442.0
53	325.000	- 6.500	0.0

部　材	断面２次モーメントI(m⁴)	弾性係数E(tf/m²)
1-2	0.830	21000000
2-3	0.830	21000000
3-4	0.830	21000000
4-5	0.830	21000000
5-6	0.830	21000000
6-7	0.830	21000000
7-8	0.830	21000000
8-9	0.830	21000000
9-10	0.830	21000000
10-11	0.830	21000000
1-12	∞	2500000
3-19	∞	2500000
5-26	∞	2500000
7-33	∞	2500000
9-40	∞	2500000
11-47	∞	2500000
12-13	15.319	2500000
13-14	15.319	2500000
14-15	1.650	2500000
15-16	1.650	2500000
16-17	∞	2500000
17-18	∞	2500000
19-20	∞	2500000
20-21	∞	2500000
21-22	3.920	2500000
22-23	3.920	2500000
23-24	∞	2500000
24-25	∞	2500000
26-27	∞	2500000
27-28	∞	2500000
28-29	3.668	2500000
29-30	3.668	2500000
30-31	∞	2500000
31-32	∞	2500000
33-34	∞	2500000
34-35	∞	2500000
35-36	3.668	2500000
36-37	3.668	2500000
37-38	∞	2500000
38-39	∞	2500000
40-41	∞	2500000
41-42	∞	2500000
42-43	3.920	2500000
43-44	3.920	2500000
44-45	∞	2500000
45-46	∞	2500000
47-48	15.319	2500000
48-49	15.319	2500000
49-50	1.650	2500000
50-51	1.650	2500000
51-52	∞	2500000
52-53	∞	2500000

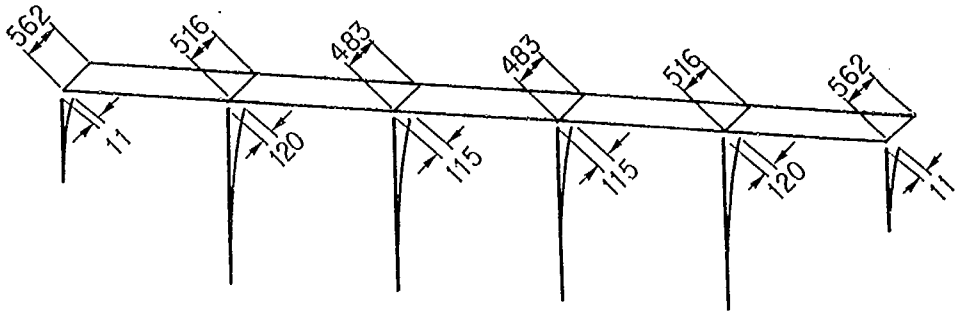
表－設2.24 モデルの節点重量および部材剛性（橋軸直角方向）

節点	X座標(m)	Y座標(m)	重量（tf）
1	0.000	3.100	267.6
2	32.500	3.100	535.3
3	65.000	3.100	535.3
4	97.500	3.100	535.3
5	130.000	3.100	535.3
6	162.500	3.100	535.3
7	195.000	3.100	535.3
8	227.500	3.100	535.3
9	260.000	3.100	535.3
10	292.500	3.100	535.3
11	325.000	3.100	267.6
12	0.000	0.000	0.0
13	0.000	- 0.837	218.8
14	0.000	- 2.000	0.0
15	0.000	- 3.350	143.4
16	0.000	- 4.700	0.0
17	0.000	- 5.655	442.0
18	0.000	- 6.500	0.0
19	65.000	0.000	0.0
20	65.000	- 1.148	182.3
21	65.000	- 2.500	0.0
22	65.000	- 7.250	384.8
23	65.000	-12.000	0.0
24	65.000	-13.075	439.6
25	65.000	-14.000	0.0
26	130.000	0.000	0.0
27	130.000	- 1.148	182.3
28	130.000	- 2.500	0.0
29	130.000	- 7.250	384.8
30	130.000	-12.000	0.0
31	130.000	-13.075	439.6
32	130.000	-14.000	0.0
33	195.000	0.000	0.0
34	195.000	- 1.148	182.3
35	195.000	- 2.500	0.0
36	195.000	- 7.250	384.8
37	195.000	-12.000	0.0
38	195.000	-13.075	349.6
39	195.000	-14.000	0.0
40	260.000	0.000	0.0
41	260.000	- 1.148	182.3
42	260.000	- 2.500	0.0
43	260.000	- 7.250	384.8
44	260.000	-12.000	0.0
45	260.000	-13.075	439.6
46	260.000	-14.000	0.0
47	325.000	0.000	0.0
48	325.000	- 0.837	218.8
49	325.000	- 2.000	0.0
50	325.000	- 3.350	143.4
51	325.000	- 4.700	0.0
52	325.000	- 5.655	442.0
53	325.000	- 6.500	0.0

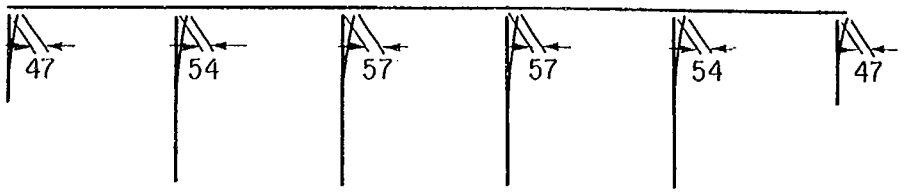
部　材	断面２次モーメントI(m⁴)	弾性係数E(tf/m²)
1-2	10.840	21000000
2-3	10.840	21000000
3-4	10.840	21000000
4-5	10.840	21000000
5-6	10.840	21000000
6-7	10.840	21000000
7-8	10.840	21000000
8-9	10.840	21000000
9-10	10.840	21000000
10-11	10.840	21000000
1-12	∞	2500000
3-19	∞	2500000
5-26	∞	2500000
7-33	∞	2500000
9-40	∞	2500000
11-47	∞	2500000
12-13	398.763	2500000
13-14	398.763	2500000
14-15	276.963	2500000
15-16	276.963	2500000
16-17	∞	2500000
17-18	∞	2500000
19-20	∞	2500000
20-21	∞	2500000
21-22	8.291	2500000
22-23	8.291	2500000
23-24	∞	2500000
24-25	∞	2500000
26-27	∞	2500000
27-28	∞	2500000
28-29	7.777	2500000
29-30	7.777	2500000
30-31	∞	2500000
31-32	∞	2500000
33-34	∞	2500000
34-35	∞	2500000
35-36	7.777	2500000
36-37	7.777	2500000
37-38	∞	2500000
38-39	∞	2500000
40-41	∞	2500000
41-42	∞	2500000
42-43	8.291	2500000
43-44	8.291	2500000
44-45	∞	2500000
45-46	∞	2500000
47-48	398.763	2500000
48-49	398.763	2500000
49-50	276.963	2500000
50-51	276.963	2500000
51-52	∞	2500000
52-53	∞	2500000



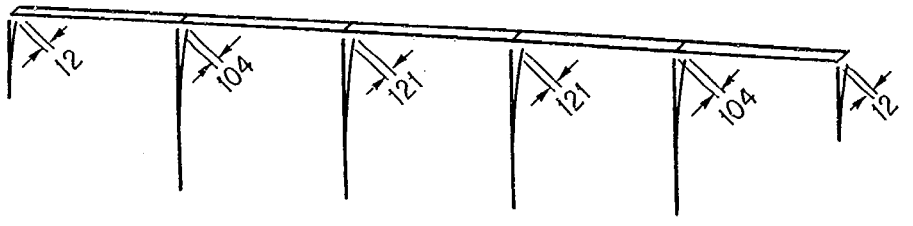
(a) 免震橋梁：橋軸方向



(b) 免震橋梁：直角橋軸方向



(c) 非免震橋梁：橋軸方向



(d) 非免震橋梁：直角橋軸方向

図－設2. 9 自重に相当する水平力を作用させた場合の変位分布（単位：mm）

表－設2.25 固有周期（秒）

特性値	橋軸方向		橋軸直角方向	
	免震	非免震	免震	非免震
$\Sigma(W_i \cdot u_i^2)$	1504.16	19.33	1419.54	63.45
$\Sigma(W_i \cdot u_i)$	3022.69	406.65	2888.16	659.94
δ (m)	0.498	0.047	0.492	0.096
T (sec)	1.42	0.44	1.41	0.62

表－設2.26 橋の減衰定数

方向	橋脚番号	免震支承			橋脚		基礎		橋の減衰定数h
		u_{Bi} (m)	h_{Bi}	K_{Bi} (tf/m)	h_{Pi}	K_{Pi} (tf/m)	h_{Fui} ($h_{F\theta i}$)	K_{Fui} ($K_{F\theta i}$) tf/m (tf・m)	
橋軸	A_1 ・ A_2	0.468	0.12	750	0.05	119193	0.2	148000 (305000)	0.117
	P_1 ・ P_4	0.351	0.13	2910		16615		107000 (4730000)	
	P_2 ・ P_3	0.354	0.13	2910		16428		103000 (4668000)	
直角	A_1 ・ A_2	0.483	0.12	750	0.05	2×10^7	0.2	191000(61414800)	0.118
	P_1 ・ P_4	0.350	0.13	2900		36936		142000 (8217000)	
	P_2 ・ P_3	0.354	0.13	2910		36671		133000 (7904000)	

2.5.2 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査

(1) 耐力計算

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編5.7および5.8により，終局水平耐力およびせん断耐力を計算する。結果を表－設2.27に示す。なお，本橋の橋脚では曲げ破壊が先行すると判定される。

表－設2.27 耐力計算

		橋軸	直角
P_1 ・ P_4 橋脚	P_u	668	1102
	P_s	1213	1650
P_2 ・ P_3 橋脚	P_u	668	1102
	P_s	1213	1650

P_u ：終局水平耐力（tf）
P_s ：せん断耐力（tf）

(2) 等価水平震度

地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度および曲げ破壊が先行すると判定された場合の許容塑性率は式（設2.27）で求められる。

$$\left.\begin{aligned} k_{he} &= \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu - 1}} \\ \mu &= 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \end{aligned}\right\} \qquad \text{(設2.29)}$$

ここに，

k_{he}：地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度（小数点以下２けたに丸める）

k_{hc}：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度

μ　：許容塑性率

δ_u　：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編5.4.2に規定される鉄筋コンクリート橋脚の終局変位（m）

δ_y　：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編5.4.2に規定される鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位（m）

α　：安全係数（1.5とする）

等価水平震度の計算結果を表－設2.28に示す。

表－設2.28　等価水平震度

		許容塑性率 μ	設計水平震度 k_{hc}	等価水平震度 k_{he}
P_1 ・ P_4 橋脚	橋　軸	2.94	0.9	0.45
	直　角	4.60	0.9	0.35
P_2 ・ P_3 橋脚	橋　軸	2.88	0.9	0.46
	直　角	5.95	0.9	0.30

(3) 安全性の照査

橋脚の地震時保有水平耐力の照査結果を表－設2.29に示す。

表－設2.29　地震時保有水平耐力の照査結果

		照査水平力 P (tf)	保有水平耐力 Pa (tf)	判　定
P_1 ・ P_4 橋脚	橋　軸	638	644	OK.
	直　角	496	989	OK.
P_2 ・ P_3 橋脚	橋　軸	642	644	OK.
	直　角	419	989	OK.

2.5.3　免震装置の照査

2.5.1で算出した免震装置に生じる変位 u_D は，免震装置の設計変位 u_B に対して，式（設2.30）を満足しなければならない。

$$|(u_D - u_B)| / u_B \leq \pm 0.10 \qquad \text{(設2.30)}$$

表－設2.30に示すように，全ての免震支承に対して上式の関係が満足されている。

表－設2.30 地震時保有水平耐力レベルでの免震支承の設計変位量 u_B の照査

	橋軸方向			橋軸直角方向			備考
	A_1 ・ A_2	P_1 ・ P_4	P_2 ・ P_3	A_1 ・ A_2	P_1 ・ P_4	P_2 ・ P_3	
支承の設計変位 u_B (cm)	66.9	50.7	50.6	69.0	50.0	50.6	
支承に生じる変位 u_D (cm)	66.0	50.1	49.8	70.9	51.2	47.2	
変位の照査 $\lvert(u_D - u_B)\rvert / u_B$	-0.01	-0.01	-0.02	0.03	-0.02	-0.07	$<\pm 0.10$

2.6 構造細目

2.6.1 桁端の遊間（S_B）および桁掛り長（S_E）の設定

(1) 設計方針（図－設2.10参照）

・桁端の遊間（S_B）は，温度変化による伸縮量と，震度法レベルで生じる地震時の変位のうち大きい方の値とする。

・桁掛り長（S_E）は，道示Vに規定される式（5.2.1）とマニュアル（案）に規定する式（6.3.1）の大きい方の値とする。

(2) 寸法設定条件

表－設2.31 寸法設定条件

項目		数値
① 温度変化（－10～＋40℃）		±25℃
② 温度変化による桁端の伸縮量		325000×0.000012×25/2＝±49mm
③ 桁のたわみによる桁端の変位		(2600×2/3)×1/150＝12mm
④ 免震装置の設計変位		
・震度法レベル（u_B）	橋軸方向	42 mm
	橋軸直角方向	44 mm
・地震時保有水平耐力法レベル（u_D）	橋軸方向	481 mm
	橋軸直角方向	500 mm
⑤ 道示Vに規定される桁端から下部構造頂部縁端の距離（S_B）		70＋0.5×65＝103.0 cm（道示V（7.2.1）式）
⑥ マニュアル（案）に規定する桁端から―― 〃 ―― （S_E）		70＋69.9＝139.9cm（マニュアル案（6.3.1）式）
⑦ 免震装置の設定誤差などによる余裕代（L_A）		30 mm マニュアル（案）
⑧ 橋台部の免震装置設置幅		1200×1200mm
⑨ 橋台部の免震装置の高さ		500 mm
⑩ 橋軸方向支承縁端と下部構造頂部縁端の距離（S）		20×0.5×65＝53→55cm（道示IV（5.2.1）式）
⑪ 免震装置と桁端との距離		250 mm

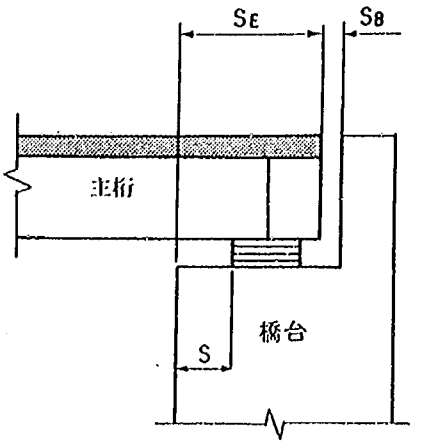
(3) 桁端の遊間（S_B）

温度変化時は温度変化による桁伸縮とたわみによる桁の水平変位を加えると49＋12＝61㎜となる。一方，地震時はマニュアル（案）の式（6.2.1）によれば震度法レベルの免震装置の設計変位 u_B（＝42㎜）＋100㎜で142 ㎜となる。したがって，桁端遊間（S_B）の必要長さは150㎜とする。

震度法レベル以上の地震力を受けると桁が橋台に衝突するため，衝撃をやわらげる目的で，スポンジゴムなどを設置する空間を設ける。

(4) 桁掛り長さ（S_E）

桁掛り長さ（S_E）は，表－設2.31に示す⑤と⑥の値のうち大きい方の値となる。しかし，本橋では下部構造頂部の縁端距離 S（550）に免震装置の大きさ(1200)と免震装置と桁端との距離（250)を加えた値(550＋1200＋250＝2000㎜）の方がはるかに大きい。このため，桁掛り長さ（S_E）は2000㎜とする。



図－設2.10 桁端遊間（S_B）と桁掛り長さ(S_E)

2.6.2 伸縮装置

(1) 伸縮装置の設計伸縮量

1) 橋軸方向

マニュアル（案）の式（6.5.1）では，地震に対する伸縮装置の設計伸縮量（L_E）としては，震度法に用いる免震装置の設計変位 u_B に，免震装置の設置誤差などを考慮した余裕量（L_A ≒30㎜）を加えた値を規定している。ただし，温度変化などによる常時の伸縮量の方が大きい場合には，その値を下まわってはならないと規定されている。

ここでは，震度法レベルの地震変位に比べて温度変化による桁の変位の方が大きいため，橋軸方向の伸縮装置の設計伸縮量（L_E）は，温度変化による桁端の変位（±49㎜）に，活荷重に伴う桁のたわみによる桁端の変位（12㎜）を加えた値で決定する。

$$L_E = 49+49+12+30 = 140\text{㎜}$$

2) 橋軸直角方向

橋軸直角方向の地震に対する伸縮装置の設計伸縮量（L_E）は，橋軸方向と同様に求める。すなわち，震度法に用いる免震装置の設計変位（u_B ＝41㎜）に，免震装置の設置誤差など考慮した余裕量（L_A ≒30㎜）を加えた値をとるものとする。

$$L_E = 41+30 = 71\text{㎜}$$

(2) 伸縮装置の選定

ここでは，参考資料－4に示されているフィンガー方式を採用した場合について，基本寸法を算定し，概略形状を図－設2.11に示す。

(3) 基本寸法の算定

1) フィンガー長さ F

$$F = L_E + b_{min} + c_{min} \qquad \text{(設2.31)}$$
$$= 140+20+15 = 175\text{㎜}$$

ここで，

L_E ：伸縮装置の橋軸直角方向設計伸縮量（＝140㎜）

b_{min} ：フィンガーの最小ラップ（＝20㎜）

c_{min} ：フィンガーの最小遊間（＝15㎜）

2) 台座長 D

D＝ a＋最低温度時のフィンガーの遊間＋F＋フィンガープレートの最小ラップ

$=70+(49+49+12+15+30)+175+20$

$=70+155+175+20=420$mm

ここで,

a：フィンガープレートラップ長 (設2.32)

$a=-\Delta\ell\ (t+S)+b_{min}$

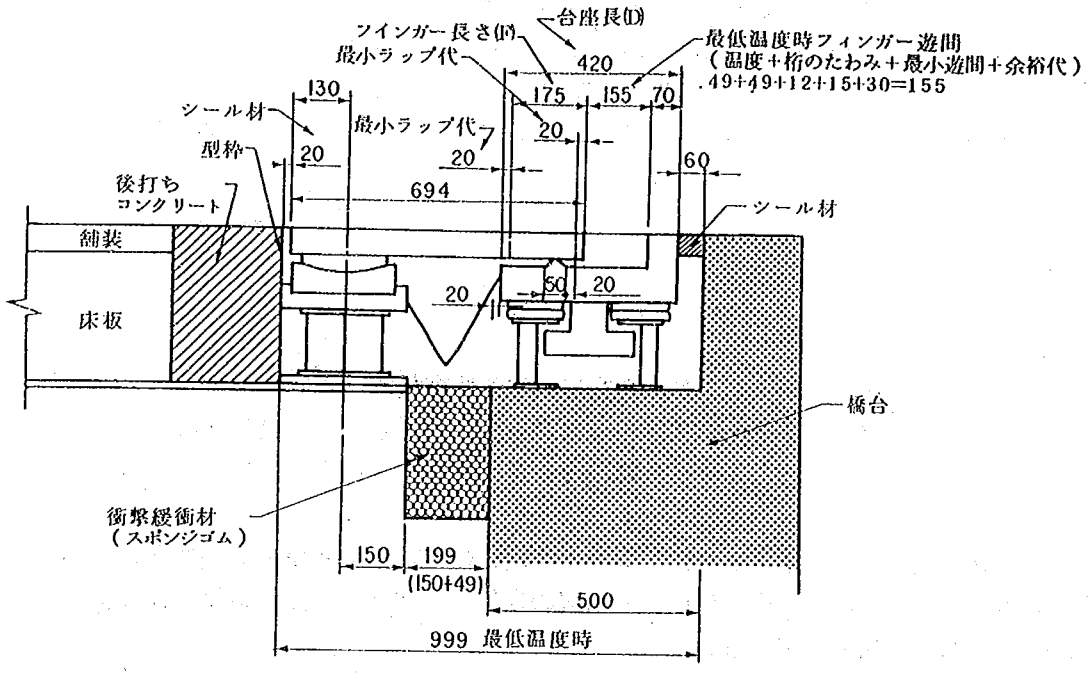
$=49+20=69\rightarrow 70$mm

ここで,

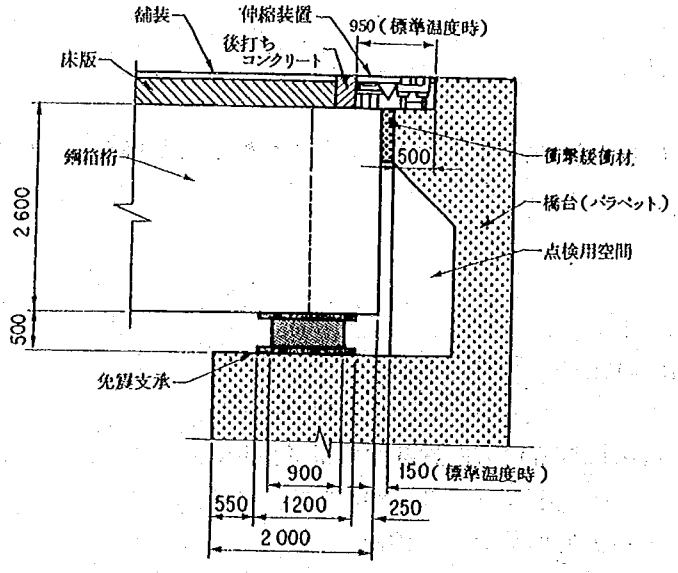
$-\Delta\ell\ (t+S)$：標準温度からの桁の縮み量（＝49mm）

(4) 伸縮装置部の構造概要

伸縮装置部の構造概要を図－設2.11および図－設2.12に示す。



図－設2.11 伸縮装置（最低温度での位置関係）



図－設2.12 桁端部構造図

2.6.3　落橋防止装置

桁端には落橋防止装置（桁と下部構造を結ぶ構造）を設ける。落橋防止装置の作用力 H_R は，以下のとおりとなる。

$$H_R = 2 \cdot k_h \cdot R_d \qquad (設2.33)$$

ここに，

H_R ：落橋防止装置の設計に用いる水平力（tf）

k_h ：設計水平震度（震度法レベル）

R_d ：死荷重による鉛直反力（tf）

したがって，落橋防止装置の設計に用いる水平力 H_R は次のようになる。

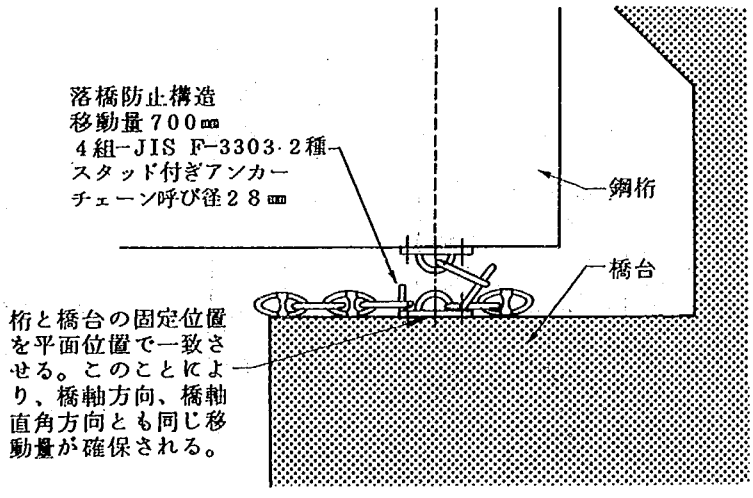
$H_R = 2 \times 0.27 \times 212$

$= 114$ tf

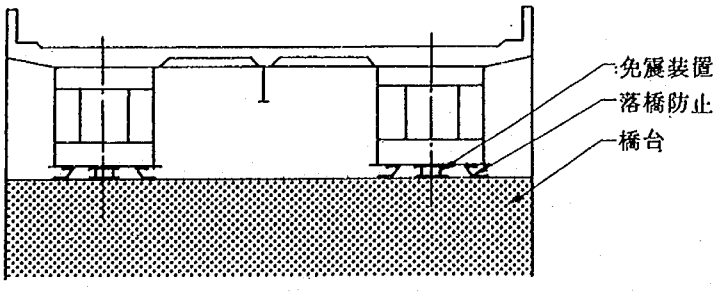
また，落橋防止装置が作動し始める移動量は，地震時保有水平耐力法レベルでの免震装置の設計変位 u_B を許容する値として700㎜とする。

落橋防止装置の構造としては，いろいろなタイプが使用できる。ここでは，二方向の移動制限を簡単な構造で実現するために，チェーンによる連結方式を採用する。桁の固定点と橋台の固定点とを水平位置で同一にすると，二方向に同じだけ移動量を与えることができる。

2本の主桁に二ヵ所ずつ設置すると，一ヵ所あたりの水平力は114/4＝28.5tfとなる。チェーンのサイズをできるだけ小さくするために，JIS F-3303の2種スタッド付きアンカーチェーン（呼び径で28㎜）を採用する。この耐力は32.7tfである。



図−設2.13　落橋防止装置



図−設2.14　免震装置および落橋防止装置の配置

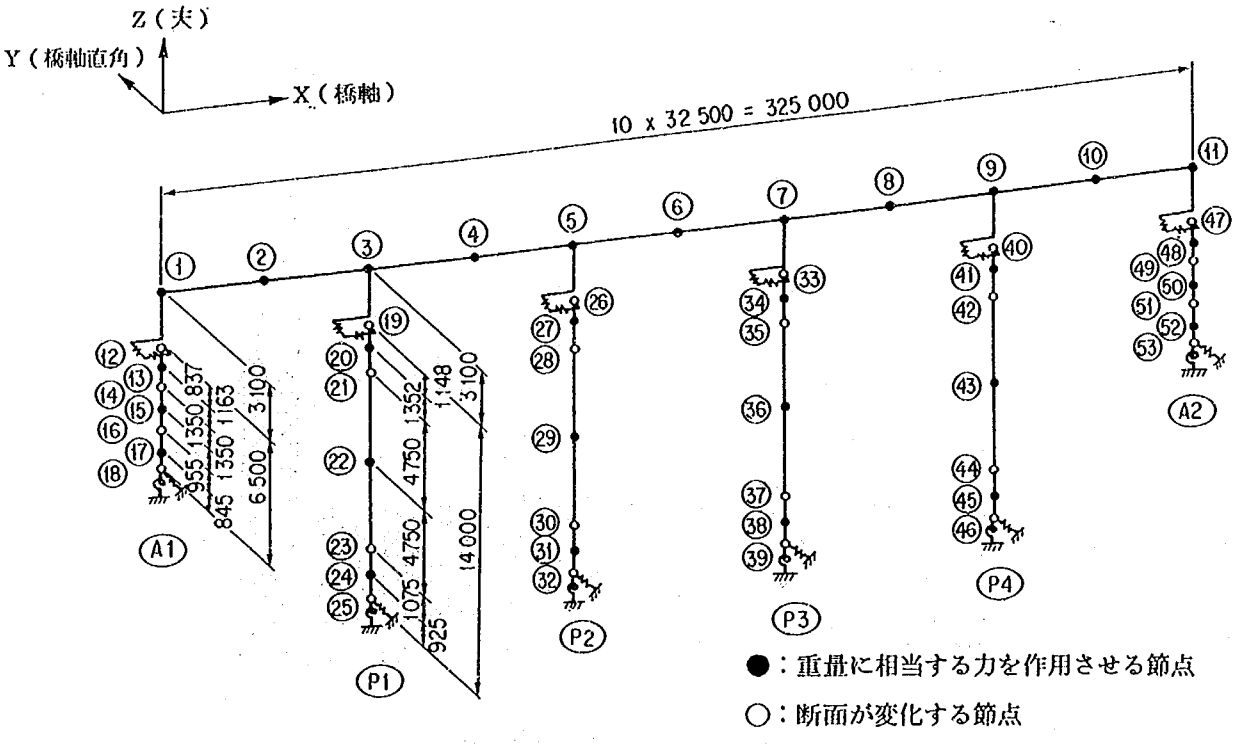
2. 7　動的解析による照査

動的解析に用いる骨組構造モデルを図－設2. 15に示す。質量を設ける接点と質量を設けない接点の取り方は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の参考資料によっている。また，モデルの諸元を表－設2. 32に示す。

固有値解析の結果を表－設2. 33に示す。震度法レベルに比べると地震時保有水平耐力法レベルでは，支承や橋脚の剛性が低下するため，これらに依存するモードは固有周期が約２倍に長くなり，それに伴ってモードの順序も入れ替っている。

動的解析は応答スペクトル法によるものとし，入力地震動としてはマニュアル（案）の標準加速度応答スペクトルを用いた。動的解析では，50次まで（有効質量99%以上）を考慮し，応答値はＲＭＳ法によって算出した。

解析結果を表－設2. 34および図－設2. 16に示す。動的解析は静的解析結果の約７～８割程度の値を与える。ただし，橋軸直角方向に加振した場合の桁端の変位は，静的解析よりも10～20%大きくなる。これは，橋軸直角方向にも全区間免震化した場合には，桁端で相対変位が大きくなることを意味している。このような点は，まだ，免震橋の建設の歴史が浅く，地震観測や実験でも十分確かめられていない点であり十分注意して慎重に対処していくことが重要である。橋軸直角方向の橋台に作用するせん断力も静的解析結果を15%程度上わっているが，これについては，この方向の橋台には十分な耐力があるため，耐震設計上問題とはならない。



図－設2. 15　解析モデル図

表－設2.32 解析モデルの特徴

(a) 節点重量

節点		重量(t)	節点数
桁	端	267.6	2
	中間	535.3	9
A_1, A_2	上	218.8	2
	中	143.4	2
	下	442.0	2
P_1, P_2 P_3, P_4	上	182.3	4
	中	384.8	4
	下	439.6	4
合計		10988.1	

(b) 補正係数

地盤種別	Ⅲ種
地域別補正係数	$C_z=1.0$
重要度別補正係数	$C_I=1.0$

(c) 減衰定数

上部構造	0.02
下部構造	0.05
基礎	0.3

(d) 弾性係数(tf/m²)

上部構造	2.1×10^7
下部構造	2.5×10^6

(e) 部材剛性

部材		A (m²)	面内 I (m⁴)	面外 I (m⁴)	J (m⁴)
桁		0.729	0.830	10.840	0.435
A_1, A_2	上	30.625	15.319	398.763	53.706
	中	21.25	5.118(1.650)	276.693	18.716
	下	∞	∞	∞	∞
P_1, P_4	上	∞	∞	∞	∞
	中	16.20	9.842(3.828)	48.6(8.510)	28.222
	下	∞	∞	∞	∞
P_2, P_3	上	∞	∞	∞	∞
	中	16.20	9.842(3.785)	48.6(8.449)	28.222
	下	∞	∞	∞	∞

注) ( ) は地震時保有水平耐力法、他は震度法、地震時保有水平耐力法

(f) バネ定数 (tf/m, tf)

基礎	水平	鉛直	面内回転	面外回転	連成
A_1, A_2	256,300	750,800	6,209,000	12,341,300	469,500
P_1, P_4	256,300	750,800	6,209,000	10,150,800	469,500
P_2, P_3	235,000	688,300	6,066,900	9,727,200	430,300

(g) 支承

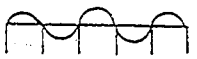
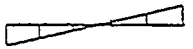
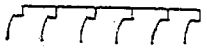
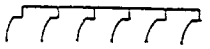
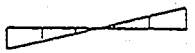
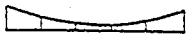
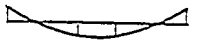
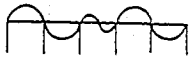
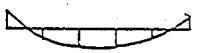
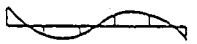
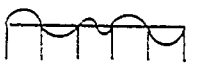
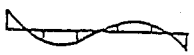
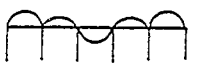
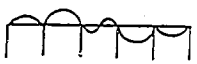
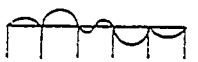
支承		等価剛性 (tf/m)			等価減衰定数		
		A_1, A_2	P_1, P_4	P_2, P_3	A_1, A_2	P_1, P_4	P_2, P_3
X	L1	2990	17090	17090	0.28	0.26	0.26
	L2	750	2910	2910	0.12	0.13	0.13
Y	L1	2940	15440	18710	0.28	0.27	0.25
	L2	750	2900	2910	0.12	0.13	0.13

注) L1：震度法レベル, L2：地震時保有水平耐力法レベル

(h) 支承の拘束条件

並進			回転		
X	Y	Z	X	Y	Z
弾性固定	弾性固定	固定	固定	自由	自由

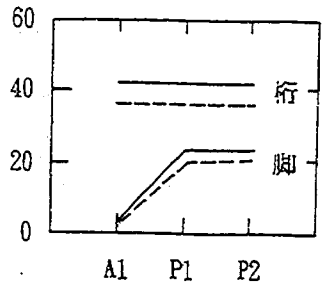
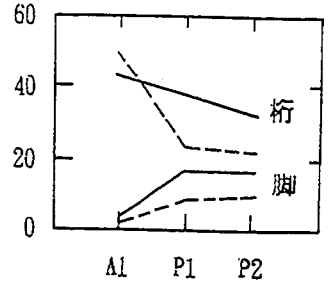
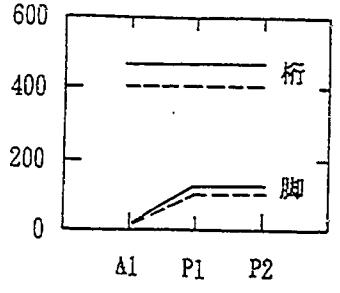
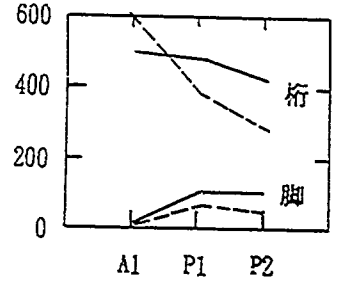
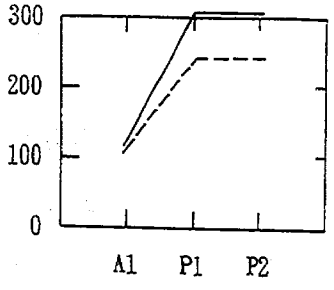
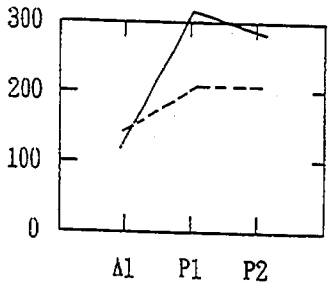
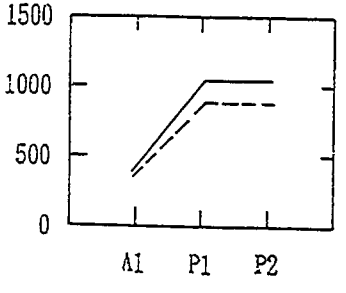
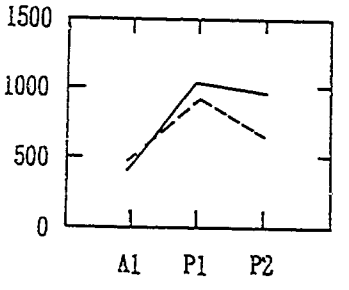
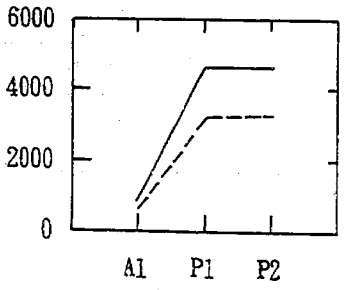
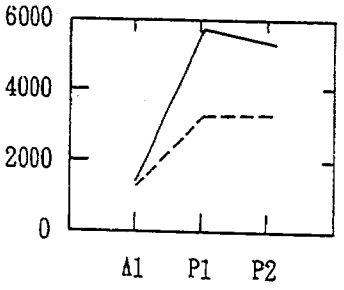
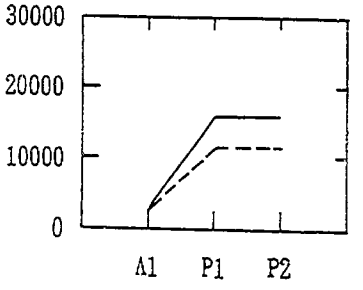
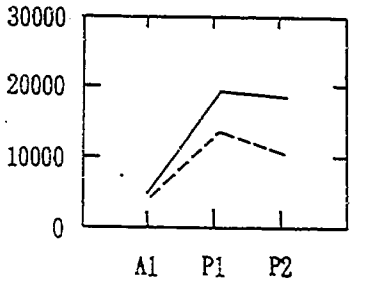
表一設2.33　固有値解析結果

震度法レベル				対応	地震時保有水平耐力法レベル			
T(sec)	モード		次数		次数	モード		T(sec)
0.823	桁		1		1		支承，脚	1.493
0.809	支承，脚		2		2		桁	1.461
0.780	支承，脚		3		3		桁，支承，脚	1.452
0.773	桁，支承，脚		4		4		桁，支承，脚	1.251
0.751	桁		5		5		桁	0.836
0.687	桁，支承，脚		6		6		桁，支承，脚	0.789
0.616	桁		7		7		桁	0.759
0.569	桁，支承，脚		8		8		桁	0.619
0.508	桁		9		9		桁	0.509
0.445	桁		10		10		桁，支承，脚	0.470

表－設2.34　動的解析結果

				A_1・A_2	P_1・P_4	P_2・P_3
桁変位 (mm)	L1	X	静的	42.00	42.00	42.00
			動的	36.00	36.00	36.00
			動／静	0.86	0.86	0.86
		Y	静的	44.00	38.00	33.00
			動的	51.00	24.00	23.00
			動／静	1.16	0.63	0.70
	L2	X	静的	475.00	474.00	474.00
			動的	412.00	412.00	412.00
			動／静	0.87	0.87	0.87
		Y	静的	506.00	482.00	434.00
			動的	611.00	394.00	287.00
			動／静	1.21	0.82	0.66
端脚天端変位 (mm)	L1	X	静的	3.00	24.00	24.00
			動的	2.00	20.00	21.00
			動／静	0.67	0.83	0.88
		Y	静的	3.00	17.00	17.00
			動的	2.00	9.00	10.00
			動／静	0.67	0.53	0.59
	L2	X	静的	13.00	124.00	125.00
			動的	9.00	105.00	105.00
			動／静	0.69	0.85	0.84
		Y	静的	10.00	106.00	103.00
			動的	6.00	66.00	52.00
			動／静	0.60	0.62	0.50
支承変位 (mm)	L1	X	静的	39.00	18.00	18.00
			動的	34.00	14.00	14.00
			動／静	0.87	0.78	0.78
		Y	静的	41.00	21.00	16.00
			動的	48.00	13.00	11.00
			動／静	1.17	0.62	0.69
	L2	X	静的	462.00	350.00	349.00
			動的	404.00	307.00	305.00
			動／静	0.87	0.88	0.87
		Y	静的	496.00	358.00	331.00
			動的	614.00	311.00	223.00
			動／静	1.24	0.87	0.67
橋脚天端せん断力 (tf)	L1	X	静的	116.00	303.00	303.00
			動的	102.00	245.00	246.00
			動／静	0.88	0.81	0.81
		Y	静的	122.00	313.00	288.00
			動的	142.00	206.00	207.00
			動／静	1.16	0.66	0.72
	L2	X	静的	371.00	1021.00	1017.00
			動的	303.00	892.00	889.00
			動／静	0.82	0.87	0.87
		Y	静的	398.00	1045.00	966.00
			動的	453.00	901.00	649.00
			動／静	1.14	0.86	0.67
橋脚基部モーメント (tf・m)	L1	X	静的	828.00	4668.00	4662.00
			動的	523.00	3255.00	3292.00
			動／静	0.63	0.70	0.71
		Y	静的	1238.00	5731.00	5392.00
			動的	1151.00	3235.00	3315.00
			動／静	0.93	0.56	0.61
	L2	X	静的	2678.00	15679.00	15627.00
			動的	1604.00	11381.00	11233.00
			動／静	0.60	0.73	0.72
		Y	静的	4112.00	19052.00	18088.00
			動的	3865.00	13589.00	10323.00
			動／静	0.94	0.71	0.57

注）L1：震度法レベル入力
　　L2：地震時保有水平耐力法レベル入力

	震度法レベル		地震時保有水平耐力法レベル	
	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
変位（mm）				
橋軸天端のせん断力（tf）				
橋軸付根の曲げモーメント（tf）				

注）実線：静的解析，破線：動的解析

図－設2.26　動的解析結果と静的解析結果の比較

設計例－3　耐震補強の試設計

3.1　耐震補強設計の概要

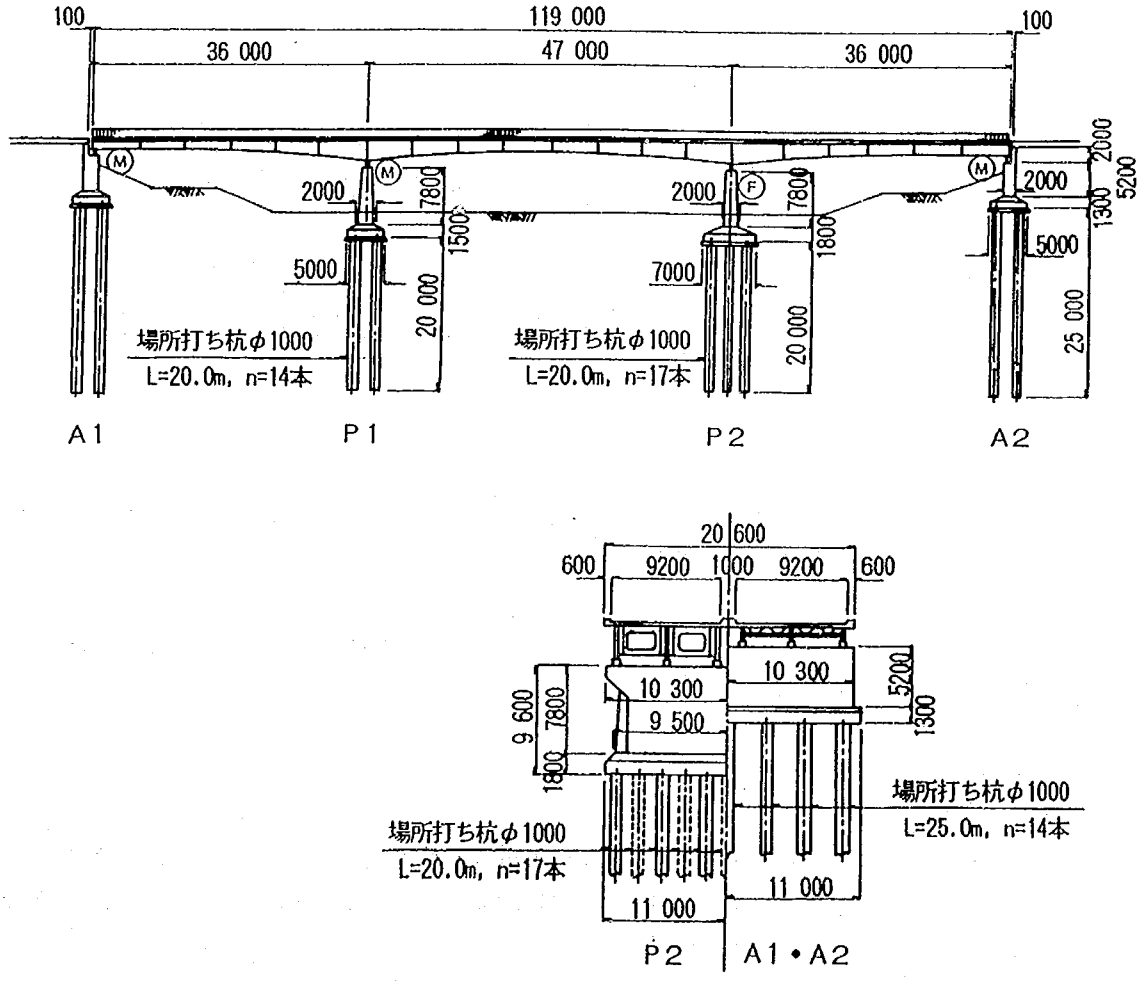
免震設計を用いた耐震補強は，免震装置のエネルギー吸収性能の向上および積層ゴム支承の水平力分散効果によって補強対象構造物の慣性力を減少させることにより行う。したがって，従来の構造部材の耐力を増強する耐震補強工法とは補強原理が異なる。

ここで対象とする橋は，図－設3.1に示す橋長 119mの3径間連続鋼桁橋であり，下部構造は，φ1000mmの場所打ち杭に支持された小判形断面を有するＲＣ壁式橋脚である。耐震性の照査結果によれば，固定橋脚Ｐ２の基礎杭の杭体応力度が橋軸方向地震時に許容応力度を超過し，補強が必要とされた。Ｐ２橋脚の躯体ならびにＰ２以外の橋脚や橋台の躯体および基礎には耐震上の問題はない。

以下に示す設計例では，免震装置として鉛プラグ入り積層ゴム支承を用い，その減衰性能と水平力の分散効果により固定橋脚Ｐ２への作用地震力を低減させて，基礎杭に対する耐震補強を行う。なお，免震装置の作用方向は耐震性に問題のある橋軸方向のみとし，橋軸直角方向には装置の移動を制限することとする。

3.2　現況の耐震性の照査

まず，対象橋の現況の耐震性を照査する。ここでは，耐震補強を必要とする橋軸方向地震時の杭基礎について照査結果を示す。



図－設3.1　耐震補強設計対象橋一般構造図

3.2.1 照査条件

(1) 荷重条件

表－設3.1 荷重に関する設計条件

使用材料の単位体積重量	コンクリート	2.5tf/m³	
	土砂重量	1.9tf/m³	
地震の影響	地域	1.0（A地域）	
	地盤	1.0（II 種）	
	重要度	1.0（1 級）	
上部構造重量		2082tf	
支承反力（1支承あたり）(tf)		橋脚	橋台
	死荷重	135.0	38.2
	活荷重	43.0	19.1
	合計	178.0	57.3

(2) 材料条件

表－設3.2 使用材料および許容応力度

特性値		コンクリート				鉄筋	
		躯体		基礎杭			
規格（設計基準強度） (kgf/cm²)		σ_{ck}=210		σ_{ck}=240		SD295	
弾性定数 E_c (kgf/cm²)		2.35×10⁵		2.50×10⁵		—	
せん断弾性定数 G_o (kgf/cm²)		1.02×10⁵		1.09×10⁵		—	
		常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
許容応力度	曲げ圧縮 (kgf/cm²)	70	105	80	120	—	—
	曲げ引張 (kgf/cm²)	—	—	—	—	1600	2700
	せん断 (kgf/cm²)	3.6	5.4	3.9	5.8	—	—

(3) 地盤条件

基礎の地盤条件を図－設3.2に示す。地盤の特性値 T_G は，橋脚基礎地盤については0.37秒，橋台基礎地盤では0.49秒であり，道路橋示方書V耐震設計編に規定されるII種地盤に相当する。

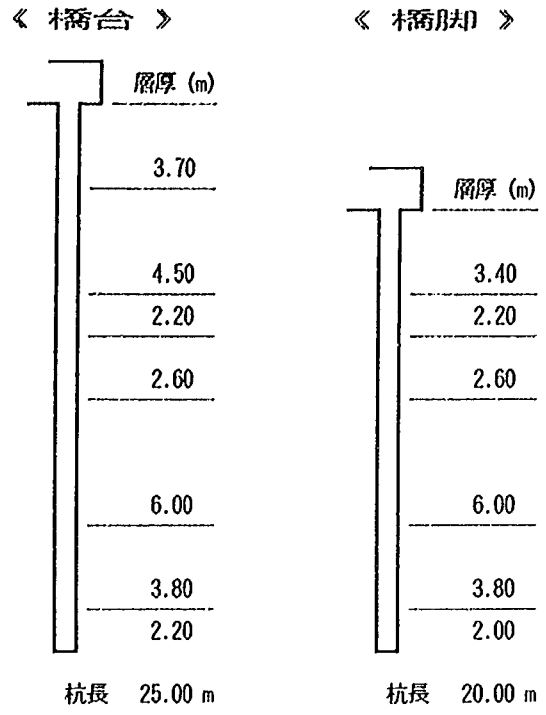
(4) 杭基礎の構造条件

橋脚・橋台とも基礎にはϕ1000mmの場所打ち杭が用いられている。橋脚および橋台の基礎杭の諸元，杭1本当たりの許容支持力と杭のバネ定数を表－設3.3に示す。

3.2.2 基礎の耐震性の照査

(1) 固有周期の算定

設計振動単位が1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなるものとして，固有周期を算定する。固有周期の算定に用いる躯体の断面定数を表－設3.4に，基礎地盤のバネ定数を表－設3.5に示す。固有周期の算定結果を表－設3.6に示す。



土 質	N値	単体体積重量 (tf/m³)
砂質土	12	1.9
粘性土	2	1.6
砂質シルト	12	1.8
砂質土	34	1.9
粘性土	10	1.6
砂質土	26	1.9
砂 礫	50	1.9

図－設3. 2　基礎地盤条件

表－設3. 3　杭基礎の構造条件

特性値				橋脚	橋台
杭の諸元	杭径 D (m)			1.00	1.00
	杭長 L (m)			20.00	25.00
	杭の弾性定数 E (tf/m²)			2.5×10^6	2.5×10^6
	断面二次モーメント I (m⁴)			0.04909	0.04909
許容支持力	杭軸方向許容押込み支持力		常時 (tf)	270	290
			地震時 (tf)	410	450
	杭軸方向許容引抜力		常時 (tf)	0	0
			地震時 (tf)	270	300
杭のバネ定数	固有周期の算定	水平方向地盤反力係数 k_H (tf/m³)		4,320	11,900
		杭の特性値 β (m⁻¹)		0.307	0.394
		杭軸直角方向バネ定数	K_1 (tf/m)	14,200	30,000
			K_2, K_3 (tf)	23,100	38,100
			K_4 (tf·m)	75,400	96,700
		杭軸方向バネ定数 K_V (tf/m)		46,100	49,100
	下部構造の設計（地震時）	水平方向地盤反力係数 k_H (tf/m³)		2,010	5,590
		杭の特性値 β (m⁻¹)		0.253	0.327
		杭軸直角方向バネ定数	K_1 (tf/m)	7,950	17,200
			K_2, K_3 (tf)	15,700	26,200
			K_4 (tf·m)	62,100	80,300
		杭軸方向バネ定数 K_V (tf/m)		46,100	49,100

表－設3. 4　下部構造躯体の断面定数

特性値		P_2	P_1	A_1 ・ A_2	備考
弾性係数 (tf/m²)		2.35×10^6			
せん断弾性係数 (tf/m²)		1.0×10^6			
断面積	梁・柱 (m²)	33.1	33.1	41.2	
	フーチング (m²)	∞	∞	∞	
断面2次モーメント	梁・柱 (m⁴)	8.78 (6.98)	8.78 (6.98)	13.73 (7.81)	弾性剛性 (降伏剛性)
	フーチング (m⁴)	∞	∞	∞	

表－設3. 5　基礎地盤のバネ定数

特性値	P_2	P_1	A_1 (A_2)
鉛直バネ K_V (tf/m)	784,000	645,000	687,000
水平バネ K_H (tf/m)	241,000	199,000	420,000
回転バネ K_M (tf·m)	4,740,000	2,510,000	2,900,000
連成バネ K_{HM} (tf)	-393,000	-323,000	-533,000

表－設3. 6　固有周期の算定結果

特性値			P_2	P_1	A_1 (A_2)
重量	上部構造 W_U (tf)		2082.0	0.0	0.0
	下部構造躯体 W_P (tf)		661.0	661.0	608.0
	フーチング W_F (tf)		603.0	401.0	333.0
高さ	下部構造躯体 h_P (m)		7.80	7.80	5.20
	フーチング h_F (m)		1.80	1.50	1.30
	上部構造慣性力の作用位置 h_0 (m)		9.60	9.30	6.50
変位	躯体の曲げ変形 δ_P (m)		0.0164	0.0014	0.0002
	基礎の水平変位 δ_0 (m)		0.0242	0.0079	0.0035
	基礎の回転	回転角 θ (rad)	6.95×10^{-3}	2.25×10^{-3}	1.36×10^{-3}
		変位 $\theta_0 \cdot h_0$ (m)	0.0667	0.0210	0.0088
	変位合計 δ (m)		0.1073	0.0303	0.0126
固有周期 $T=2.01\sqrt{\delta}$ (sec)			0.66	0.35	0.23

(2)　設計水平震度の算定

(1)で算定した固有周期より，P_2 (T=0.66秒)，P_1 (T=0.35秒)，A_1 ・ A_2 (T=0.23秒) のいずれについても，固有周期別補正係数 c_T =1.25秒となるので，設計水平震度 k_h は次式で算定される。

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot k_{h0} = 1.0\times1.0\times1.0\times1.25\times0.2 = 0.25 \qquad (設3.1)$$

(3)　基礎に作用する外力の算定

橋脚・橋台それぞれについて，基礎に作用する外力を算定した結果を表－設3. 7に示す。なお，可動支承はローラー支承とし，摩擦係数は0.05とした。

表－設3．7　基礎に作用する外力の算定結果

構造部分	P_2（固定支承）			P_1（可動支承）			A_1・A_2（可動支承）		
	W (tf)	H (tf)	M (tf・m)	W (tf)	H (tf)	M (tf・m)	W (tf)	H (tf)	M (tf・m)
上部構造	812	521	4,997	812	41	378	229	12	121
躯　体	1,264	316	1,059	1,062	266	962	941	235	661
上載土	290	0	0	160	0	0	492	86	-245
土　圧	0	0	0	0	0	0	162	513	1,048
動水圧	0	20	64	0	20	58	0	0.0	0
合　計	2,366	857	6,120	2,034	327	1,398	1,824	846	1,585

(4)　基礎の耐震性の照査

杭基礎の支持力の照査結果を表－設3．8に，杭体応力度の照査結果を表－設3．9にそれぞれ示す。杭の支持力および杭頭変位はともに許容値以内であるが，固定支承を有するP₂橋脚の基礎杭において，杭体応力度が許容値を大きく超えており，耐震補強が必要である。

表－設3．8　杭基礎の支持力の照査結果

特性値		P_2	P_1	A_1（A_2）
基礎への作用力	モーメント M (tf・m)	6,120	1,398	1,585
	鉛直力 N (tf)	2,366	2,034	1,824
	水平力 H (tf)	857	327	846
杭の本数 (本)		17	14	14
杭反力	最大軸力 P_{max} (tf)	365	220	232
	最小軸力 P_{min} (tf)	- 87	70	30
杭頭変位 δ (cm)		1.02	0.51	0.56
許容押し込み支持力 P_a (tf)		410	410	450
許容引き抜き力 P_{ta} (tf)		- 270	- 270	- 300
許容杭頭変位 δ_a (cm)		1.5	1.5	1.5

表－設3．9　杭体応力度の照査結果

特性値		P_2		P_1		A_1（A_2）	
断面力	軸力 P_0 (tf)	365	- 87	220	70	232	30
	水平力 H_0 (tf)	50.4		23.4		60.4	
	モーメント M_0 (tf・m)	64.2		29.8		59.6	
杭半径 r (cm)		50.0		50.0		50.0	
鉄筋半径 r_s (cm)		35.0		35.0		35.0	
鉄筋量 A_s (cm²)		81.1 (16-D25)		45.8 (16-D19)		81.1 (16-D25)	
応力度	コンクリート σ_c (kgf/cm²)	99	117	58	56	88	106
	鉄筋 σ_s (kgf/cm²)	32	4503	—	798	418	2534
許容応力度	コンクリート σ_{ca} (kgf/cm²)	120		120		120	
	鉄筋 σ_{sa} (kgf/cm²)	2700		2700		2700	

3. 3 免震装置を用いた耐震補強設計

3. 3. 1 免震装置の設計

(1) 免震装置の設計条件

P_2 橋脚に作用する上部構造の慣性力を低減して耐震補強を行うために，免震装置の設計目標を以下のように定めた。ここでは，免震装置として鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いることとする。

① 免震装置のエネルギー吸収性能により橋の減衰定数 h を $h \geqq 0.10$ とし，橋の減衰定数に基づく補正係数 $c_\varepsilon = 0.90$ とすることにより，設計水平震度を1割低減させる。

② 免震装置の採用により，図－設3. 3に示すように構造系を多点弾性固定に変更し，P_2 橋脚が支持していた全上部構造重量による慣性力を P_1 橋脚および A_1，A_2 橋台に分散させる。上部構造重量による慣性力の分散割合は，各下部構造の耐力を考慮して，以下に示す値を目標とする。

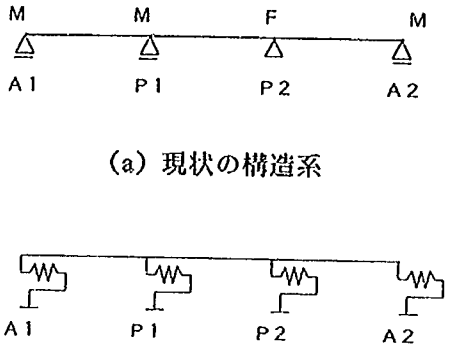
$$A_1 : P_1 : P_2 : A_2 = 1 : 3 : 5 : 1$$

なお，橋軸直角方向には耐震上の問題がないため，免震を行う方向は橋軸方向のみとする。

免震支承の設計条件を表－設3. 10に示す。

表－設3. 10 免震支承の設計条件

特性値			橋脚	橋台
上部構造重量		W_T (tf)	2082	
1橋脚当たり支承個数			6	6
1支承当たり鉛直荷重	最大荷重	W_{MAX} (tf)	178	57
	死荷重	W_D (tf)	135	38
常時変位量（温度）		δ_T (cm)	1.6	3.9
常時回転角			1/300	1/150



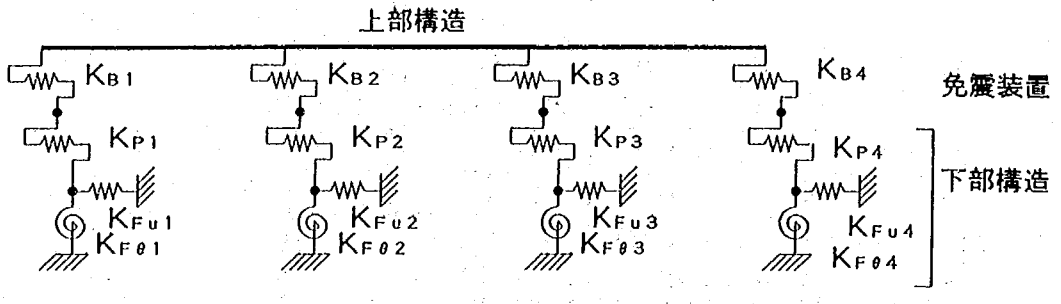
(a) 現状の構造系

(b) 耐震補強後の構造系

図－設3. 3 免震装置を用いた構造系の変更

(2) 免震装置の設計における橋梁のモデル化

免震装置の設計においては，図－設3. 4に示すように，下部構造のバネと免震支承のバネを直列に結合した質量を持たない橋脚・橋台と，質量を持った変形しない上部構造とを連結したモデルを用いる。下部構造のバネはさらに，橋脚剛性，基礎の並進，基礎の回転（慣性力の作用高さを考慮して水平バネに換算）の3本の水平バネの直列結合で表される。ここでは，基礎のバネ定数は，設計目標で設定した各下部構造が分担する水平力から求めた。免震装置の設計に用いる下部構造のバネ定数の算定結果を表－設3. 11に示す。なお，免震装置の設計に用いる下部構造の減衰定数は，躯体に対して $h_P = 0.05$，基礎に対して $h_F = 0.20$ とした。



図－設3. 4 免震装置の設計における下部構造のモデル化

地震時の免震装置の動的特性値（等価剛性 K_B および等価減衰定数 h_B ）の算定には，免震装置の設計変位 u_B を仮定した繰り返し計算が必要となる。ここでは，i番目の下部構造が有する免震装置の設計変位 u_{Bi} は，水平力 f（u_{Bi}）の合計と，免震装置の有効設計変位 u_{Be} から求められる免震装置の等価剛性 K_{Bi} および等価減衰定数 h_{Bi} を用いて算出される橋の設計水平震度 k_h による上部構造重量 W_u による地震力 $k_h \cdot W_u$ とが等しくなるように，繰り返し計算によって求める。

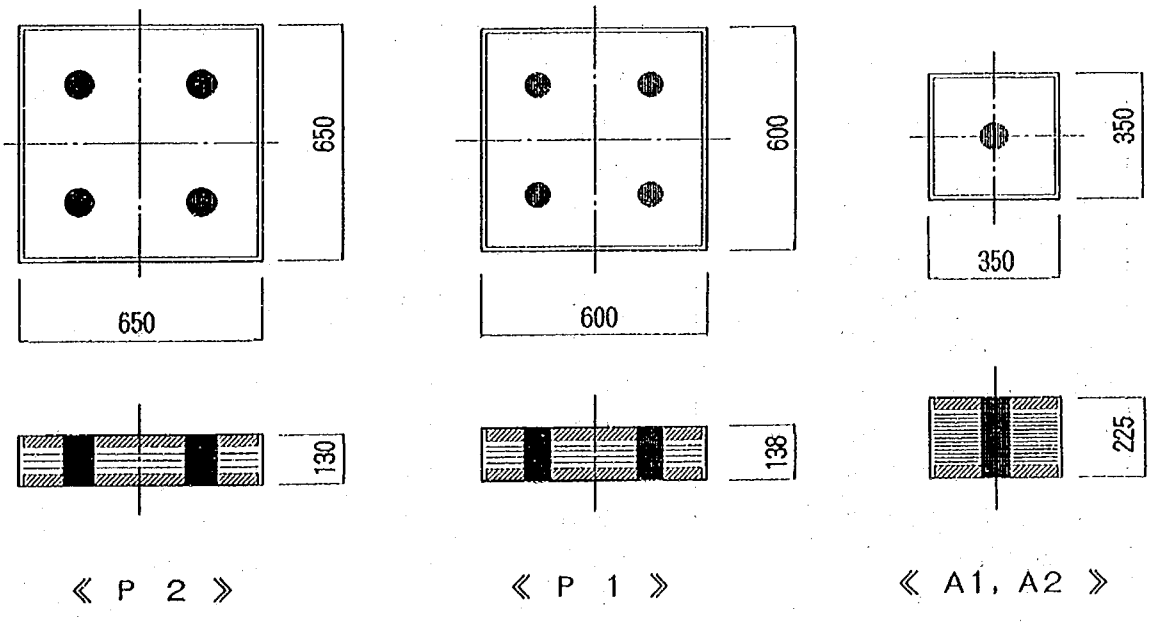
免震装置の設計については，すでに設計例－1，2でその内容が詳しく記述されているので，以下では，設計の結果だけを示すこととする。

表－設3.11　免震装置の設計に用いる下部構造のバネ定数

特性値			P_2	P_1	A_1（A_2）
下部構造の支持する上部構造重量 W_U (tf)			1,041	625	208
橋脚高さ h_P (m)			7.80	7.80	5.20
基礎への上部構造慣性力の作用高さ h_0 (m)			9.60	9.30	6.50
橋脚のバネ定数		弾性時 $K_P = 3 \cdot EI_1 / h_P^3$ (tf/m)	139,000	139,000	732,000
		降伏時 $K_P = 3 \cdot EI_2 / h_P^3$ (tf/m)	110,000	110,000	417,000
基礎のバネ定数	作用力	水平力 $H_0 = W_u$ (tf)	1,041	625	208
		モーメント $H_0 = M_0 \cdot h_0$ (tf·m)	9,994	5,813	1,352
	変位	水平変位 δ_0 ($\times 10^{-3}$) (m)	8.97	8.72	1.42
		回転角 θ_0 ($\times 10^{-3}$) (rad)	2.85	3.44	0.727
	並進	バネ定数 $K_{Fu} = H_0 / \delta_0$ (tf/m)	116,000	71,700	146,000
	回転	バネ定数 $K_{F\theta} = M_0 / \theta_0$ (tf·m)	3,500,000	1,690,000	1,860,000
		換算水平バネ定数 $K_{F\theta}/h_0^2$ (tf/m)	38,000	19,500	44,000

(3)　免震装置の形状寸法

設計した免震装置の形状寸法を表－設3.12および図－設3.5に示す。



図－設3.5　免震装置（鉛プラグ入り積層ゴム支承）の形状

表－設3.12 免震装置（鉛プラグ入り積層ゴム支承）の形状

特性値	P_2	P_1	A_1 （A_2）
平面形状 $A\times B$ (cm)	65.0×65.0	60.0×60.0	35.0×35.0
鉛プラグ $n_P\times D_P$ (cm)	4×φ8.5	4×φ7.0	1×φ7.5
ゴムの厚さ $n_e\times t_e=\Sigma t_e$ (cm)	4×1.5=6.0	5×1.3=6.5	15×0.8=12.0
支承本体の高さ H (cm)	13.0	13.8	22.5
ゴムのせん断弾性係数 G_0 (kgf/cm²)	10.0	10.0	10.0

(4) 常時荷重に対する設計

設計した免震装置1個当りの静的特性値を表－設3.13に示す。さらに，常時荷重に対する免震支承の設計（支圧応力度の照査，水平変位の照査，座屈の照査，局部せん断ひずみの照査，補強鋼板の応力度の照査）結果を表－設3.14に示す。全ての照査で許容値を満足している。

表－設3.13 鉛プラグ入り積層ゴム支承の静的特性値

特性値	P_2	P_1	A_1 （A_2）
鉛プラグ断面積 A_P (cm²)	227.	154.	44.2
ゴム断面積 A_R (cm²)	3,740.	3,210.	1,040.
形状係数 S (cm)	9.9	10.6	9.9
みかけの弾性定数 E (kgf/cm²)	6,480.	7,480.	6,470.
鉛プラグの形状比 H/D_P	1.5	2.0	3.0
鉛プラグの面積比 A_P/A_R	0.061	0.048	0.042
降伏荷重 Q_d (tf)	19.3	13.1	3.76
水平剛性 K_H (tf/m)	624.	494.	87.0
鉛直剛性 K_V (tf/m)	404,000.	370,000.	56,300.

表－設3.14 免震装置の常時荷重に対する設計

特性値		P_2	P_1	A_1 （A_2）	許容値
水平変位 u_0 (cm)		1.6	1.6	3.9	
ゴム有効支圧面積 A_{Re} (cm²)		3640.	3120.	920.	
支圧応力度の照査 (kgf/cm²)	最大値 σ_{max}	48.9	57.1	62.2	≦ 80
	最小値 σ_{min}	36.1	42.1	36.4	≧ 15
	応力振幅値 $\Delta\sigma$	12.8	15.1	25.9	≦ 50
水平変位の照査 $u/\Sigma t_e$		0.27	0.25	0.33	≦ 0.7
座屈の照査	許容値 σ_{cRa} (kgf/cm²)	416.	380.	109.	
	判定 $\sigma_{cRa}/\sigma_{max}$	8.5	8.7	1.5	≧ 1.0
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重 γ_C	0.63	0.69	0.81	
	回転角 γ_R	0.65	0.60	0.35	
	水平変位 γ_S	0.27	0.25	0.32	
	合計 γ_T	1.55	1.54	1.48	≦ 2.0
補強鋼板の応力度 σ_s (kgf/cm²)		265.	264.	201.	≦ 1400

(5) 地震時保有水平耐力法レベルでの設計

地震時保有水平耐力法レベルでの免震装置の設計結果を表－設3.15に示す。免震装置の動的特性値は，先に示したように繰り返し計算で求められるが，ここでは1橋脚（支承6個）当たりの値で表示している。橋の減衰定数が $h=0.165$ と大きく，設計水平震度は $k_{hc}=0.60$ に低減されている（補正係数 $c_E=0.7$）。水平変位，局部せん断ひずみ，補強鋼板の応力度のいずれも許容値以内となっている。

表－設3.15 免震装置の地震時保有水平耐力法レベルでの設計

特性値	P_2	P_1	A_1 （A_2）	備考
上部構造の変位 u_T (cm)	16.65			
橋の固有周期 T (sec)	1.06			
橋の減衰定数 h	0.165			
設計水平震度 k_{hc}	0.60			
免震装置の設計変位 u_B (cm)	14.08	13.35	16.30	
免震装置の有効設計変位 u_{Bc} (cm)	9.86	9.34	11.41	
免震装置の等価剛性 K_B (tf/m)	4,140.	3,330.	678.	
免震装置の等価減衰定数 h_B	0.168	0.151	0.172	
地震時水平力 F (tf)	583.4	444.8	110.5	計 1249.2
地震時水平力の分担比 (%)	46.7	35.6	8.8	
水平変位の照査 $u_B/\Sigma t_e$	2.35	2.05	1.36	＜ 2.5
局部せん断ひずみの照査 γ_T	2.96	2.72	2.33	＜ 4.16
補強鋼板の応力度 σ_s (kgf/cm²)	256.	256.	243.	＜ 2100

(6) 震度法レベルでの設計

震度法レベルでの免震装置の設計結果を表－設3.16に示す。橋の減衰定数は $h=0.218$ と大きく，設計水平震度は $k_h=0.23$ に1割低減されている（補正係数 $c_E=0.9$）。また，慣性力の分担割合は，$A_1:P_1:P_2:A_2=1:4.8:3.2:1$ と，ほぼ設計目標通りになっている。

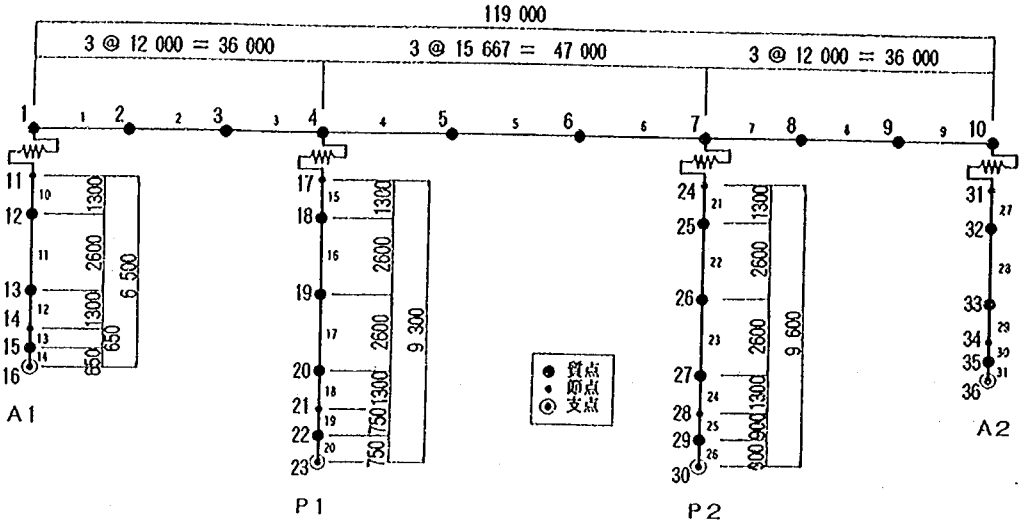
表－設3.16 免震装置の震度法レベルでの設計

特性値	P_2	P_1	A_1 （A_2）	備考
上部構造の変位 u_T (cm)	1.89			
橋の固有周期 T (sec)	0.58			
橋の減衰定数 h	0.218			
設計水平震度 k_h	0.23			
免震装置の設計変位 u_B (cm)	0.92	0.78	1.75	
免震装置の有効設計変位 u_{Bc} (cm)	0.64	0.55	1.22	
免震装置の等価剛性 K_B (tf/m)	25,300.	19,600.	2,710.	
免震装置の等価減衰定数 h_B	0.248	0.234	0.266	
地震時水平力 F (tf)	231.4	152.9	47.3	計 478.9
地震時水平力の分担比 (%)	48.3	31.9	9.9	
局部せん断ひずみの照査 γ_T	0.63	0.63	0.65	＜ 2.77
補強鋼板の応力度 σ_s (kgf/cm²)	318.	315.	199.	＜ 2100

3.3.2 震度法による免震設計

(1) 固有周期の算定

免震橋の固有周期は，図－設3.6に示す骨組構造モデルを用いて静的フレーム法により求める。解析モデルにおける各節点の重量を表－設3.17に，各梁部材の剛性を表－設3.18に，基礎の地盤バネを表－設3.19に，免震支承の特性値を表－設3.20にそれぞれ示す。橋の固有周期は，式（3.5.1）および式（3.5.2）により求められ，算定結果を表－設3.21に示す。ここで，Wは質点重量，uは各質点重量を慣性力作用方向に作用させた場合の各質点の変位である。



図－設3.6 構造解析モデル

表－設3.17 各節点の重量

節点番号	X座標 (m)	X座標 (m)	重 量 (tf)	節点番号	X座標 (m)	X座標 (m)	重 量 (tf)	節点番号	X座標 (m)	X座標 (m)	重 量 (tf)
1	0.00	0.00	105.0	13	0.00	-3.90	267.8	25	83.00	-1.30	213.0
2	12.00	0.00	209.9	14	0.00	-5.20	0.0	26	83.00	-3.90	218.0
3	24.00	0.00	209.9	15	0.00	-5.85	332.8	27	83.00	-6.50	230.2
4	36.00	0.00	242.1	16	0.00	-6.50	0.0	28	83.00	-7.80	0.0
5	51.66	0.00	274.1	17	36.00	0.00	0.0	29	83.00	-8.70	603.0
6	67.33	0.00	274.1	18	36.00	-1.30	213.0	30	83.00	-9.60	0.0
7	83.00	0.00	242.1	19	36.00	-3.90	218.0	31	119.00	-0.00	0.0
8	95.00	0.00	209.9	20	36.00	-6.50	230.2	32	119.00	-1.30	339.9
9	107.00	0.00	209.9	21	36.00	-7.80	0.0	33	119.00	-3.90	267.8
10	119.00	0.00	105.0	22	36.00	-8.55	400.5	34	119.00	-5.20	0.0
11	0.00	0.00	0.0	23	36.00	-9.30	0.0	35	119.00	-5.85	332.8
12	0.00	-1.30	339.9	24	83.00	0.00	0.0	36	119.00	-6.50	0.0

表－設3.18　梁部材の剛性

部材番号	i	j	E (tf／m²)	G (tf／m²)	A (m²)	I_1 (m⁴)	I_2 (m⁴)	部材番号	i	j	E (tf／m²)	G (tf／m²)	A (m²)	I_1 (m⁴)	I_2 (m⁴)
1	1	2	2.10×10^7	8.10×10^6	0.939	1.24	1.24	17	19	20	2.50×10^6	1.10×10^6	31.50	9.86	7.86
2	2	3	2.10×10^7	8.10×10^6	0.939	1.24	1.24	18	20	21	2.50×10^6	1.10×10^6	35.90	11.00	8.77
3	3	4	2.10×10^7	8.10×10^6	0.939	1.24	1.24	19	21	22	2.50×10^6	1.10×10^6	999.00	999.00	999.00
4	4	5	2.10×10^7	8.10×10^6	0.939	1.24	1.24	20	22	23	2.50×10^6	1.10×10^6	999.00	999.00	999.00
5	5	6	2.10×10^7	8.10×10^6	0.939	1.24	1.24	21	24	25	2.50×10^6	1.10×10^6	34.00	7.71	6.15
6	6	7	2.10×10^7	8.10×10^6	0.939	1.24	1.24	22	25	26	2.50×10^6	1.10×10^6	31.80	7.78	6.20
7	7	8	2.10×10^7	8.10×10^6	0.939	1.24	1.24	23	26	27	2.50×10^6	1.10×10^6	34.50	9.86	7.86
8	8	9	2.10×10^7	8.10×10^6	0.939	1.24	1.24	24	27	28	2.50×10^6	1.10×10^6	35.90	11.00	8.77
9	9	10	2.10×10^7	8.10×10^6	0.939	1.24	1.24	25	28	29	2.50×10^6	1.10×10^6	999.00	999.00	999.00
10	11	12	2.50×10^6	1.10×10^6	41.20	13.70	7.81	26	29	30	2.50×10^6	1.10×10^6	999.00	999.00	999.00
11	12	13	2.50×10^6	1.10×10^6	41.20	13.70	7.81	27	31	32	2.50×10^6	1.10×10^6	41.20	13.70	7.81
12	13	14	2.50×10^6	1.10×10^6	41.20	13.70	7.81	28	32	33	2.50×10^6	1.10×10^6	41.20	13.70	7.81
13	14	15	2.50×10^6	1.10×10^6	999.00	999.00	999.00	29	33	34	2.50×10^6	1.10×10^6	41.20	13.70	7.81
14	15	16	2.50×10^6	1.10×10^6	999.00	999.00	999.00	30	34	35	2.50×10^6	1.10×10^6	999.00	999.00	999.00
15	17	18	2.50×10^6	1.10×10^6	34.00	7.71	6.15	31	35	36	2.50×10^6	1.10×10^6	999.00	999.00	999.00
16	18	19	2.50×10^6	1.10×10^6	31.80	7.78	6.20								

注）I_1：弾性剛性（震度法レベルの設計に使用），I_2：降伏剛性（地震時保有水平耐力法レベルの設計に使用）

表－設3.19　基礎の地盤バネ

支点番号	16　36 (A_1)　(A_2)	23 (P_1)	30 (P_2)
鉛直バネ　K_V　(tf/m)	687,000	645,000	784,000
水平バネ　K_H　(tf/m)	420,000	199,000	241,000
回転バネ　K_M　(tf·m)	2,900,000	2,510,000	4,740,000
連成バネ　K_{HM}　(tf)	-533,000	-323,000	-393,000

表－設3.20　免震支承の特性値

特性値	地震時保有水平耐力法レベル			震度法レベル		
	P_2	P_1	A_1・A_2	P_2	P_1	A_1・A_2
等価剛性　K_B　(tf/m)	4,410.	3,330.	678.	25,300.	19,600.	2,710.
等価減衰定数　h_B	0.168	0.151	0.172	0.248	0.234	0.266

表－設3.21 固有周期の算定結果

節点	W (tf)	u (m)	$W \cdot u$ (tf・m)	$W \cdot u_2$ (tf・m²)
1	105.00	0.07885	8.279	0.653
2	209.90	0.07891	16.563	1.301
3	209.90	0.07883	16.546	1.304
4	242.10	0.07862	19.034	1.496
5	274.10	0.07871	21.574	1.698
6	274.10	0.07858	21.539	1.693
7	242.10	0.07823	18.939	1.482
8	209.90	0.07844	16.465	1.292
9	209.90	0.07851	16.479	1.294
10	105.00	0.07846	8.238	0.646
12	339.90	0.00737	2.505	0.019
13	267.80	0.00420	1.125	0.005
15	332.80	0.00202	0.672	0.001
18	213.00	0.03717	7.917	0.294
19	218.00	0.02476	5.398	0.134
20	230.20	0.01341	3.087	0.041
22	400.50	0.00555	2.223	0.012
25	213.00	0.03262	6.948	0.227
26	218.00	0.02232	4.866	0.109
27	230.20	0.13500	3.108	0.042
29	603.00	0.00763	4.601	0.035
32	339.90	0.00736	2.502	0.018
33	267.80	0.00419	1.122	0.005
35	332.80	0.00202	0.0672	0.001
Σ	6288.90		210.403	13.808
$\delta = \Sigma W \cdot u^2 / \Sigma W \cdot u = 0.0656$m				
$T = 2.01 \cdot \sqrt{\delta} = 0.52$ sec				

(2) 設計水平震度の算定

設計水平震度は，式（3.2.1）により算定する。(1)より，橋の固有周期は$T=0.52$秒であるので，固有周期別補正係数は$c_T=1.25$となる。また，免震橋の減衰定数hは，式（3.6.1）によって求められる。橋の減衰定数hの算定結果を表－設3.22に示す。橋の減衰定数は$h=0.217$となるので，橋の減衰定数に基づく補正係数$c_E=0.90$となり，設計水平震度は以下のとおりとなる。

$$k_h = c_Z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0} = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.25 \times 0.9 \times 0.2 = 0.23 \quad (設3.2)$$

(3) 支承変位量

震度法レベルにおける支承の変位u_Dを表－設3.23に示す。支承の変位は最も大きい橋台部でも1.76cmに過ぎない。また，算定された支承変位u_Dは，免震支承の設計変位のu_Bの±10%の範囲に収まっており，3.3.1で設計された免震支承の特性値は妥当なものであったとみなせる。

(4) 基礎への作用力の算定

橋脚および橋台の基礎に作用する外力の算定結果を表－設3.24に示す。（ ）に示した補強前の値と免震設計による補強後の値を比較すると，P_2橋脚では基礎への作用力が大きく減少しており，免震設計を用いた補強効果が確認できる。一方，P_1橋脚，A_1・A_2橋台では上部構造重量の新たな負担分だけ基礎への作用力が増加

表－設3.22　橋の減衰定数 h の算定

特　性　値		A_1	P_1	P_2	A_2
免震装置の等価剛性	K_{B1} (tf/m)	2,710	19,600	25,300	2,710
橋脚の等価剛性	K_{P1} (tf/m)	732,000	139,000	139,000	732,000
基礎の並進バネ	K_{Fu1}(tf/m)	146,000	71,700	116,000	146,000
基礎の回転バネ	$K_{F\theta1}$(tf/m)	1,860,000	1,690,000	3,500,000	1,860,000
上部構造慣性力の作用高さ	H (m)	6.50	9.30	9.60	6.50
免震装置の等価減衰定数	h_{B1}	0.266	0.234	0.248	0.266
橋脚の減衰定数	h_{P1}	0.05	0.05	0.05	0.05
基礎の並進の減衰定数	h_{Fu1}	0.20	0.20	0.20	0.20
基礎の回転の減衰定数	$h_{F\theta1}$	0.20	0.20	0.20	0.20
免震装置に生じる変位	u_{D1} (m)	0.0161	0.0081	0.0092	0.0160
橋の減衰定数	h	*0.217*			

表－設3.23　震度法レベルでの免震支承の変位の照査

特　性　値	A_1	P_1	P_2	A_2	照　査
支承の変位 u_D (cm)	1.61	0.81	0.92	1.60	
支承の設計変位 u_B (cm)	1.75	0.78	0.92	1.75	
$\lvert u_D - u_B \rvert / u_B$	0.080	0.038	0.0	0.086	≦0.10

表－設3.24　基礎に作用する外力の算定

構造部分	P_2 (固定支承)			P_1 (可動支承)			A_1 ・ A_2 (可動支承)		
	W (tf)	H (tf)	M (tf・m)	W (tf)	H (tf)	M (tf・m)	W (tf)	H (tf)	M (tf・m)
上部構造	812 (812)	234 (521)	2246 (4997)	812 (812)	158 (41)	1470 (378)	229 (229)	44 (12)	329 (121)
躯　体	1264 (1264)	291 (316)	974 (1059)	1062 (1062)	244 (266)	886 (962)	941 (941)	216 (235)	605 (661)
上載土	290 (290)	0	0	160 (160)	0	0	492 (492)	86 (86)	-245 (-245)
土　圧	0	0	0	0	0	0	162 (162)	513 (513)	1048 (1048)
動水圧	0	20 (20)	64 (64)	0	20 (20)	58 (58)	0	0.0	0
合　計	2367 (2367)	545 (857)	3284 (6120)	2034 (2034)	422 (327)	2414 (1398)	1824 (1824)	859 (846)	1737 (1585)

注）（ ）内は，補強前の値。

しており，増加した作用力に対する基礎の耐力を照査する必要がある。なお，P_1 橋脚，A_1 ・A_2 橋台においても，躯体部分の慣性力は，設計震度の低減により減少している。

(5) 基礎の耐震性の照査

杭基礎地盤の支持力の照査結果を表－設3.25に，杭体応力度の照査結果を表－設3.26に示す。P_2 橋脚基礎杭の杭体応力度は断面力の減少により，許容値以下になっている。断面力の増加する P_1 橋脚および A_1 ・A_2 橋台においても，杭体応力度は許容値以下であり，免震装置を用いた耐震補強の効果が静的解析で確認された。

表－設3.25 杭基礎の支持力の照査結果

特性値		P_2	P_1	A_1 (A_2)
基礎への作用力	モーメント M (tf・m)	3,284	2,414	1,737
	鉛直力 N (tf)	2,367	2,034	1,824
	水平力 H (tf)	545	422	859
杭の本数 (本)		17	14	14
杭反力	最大軸力 P_{max} (tf)	265	264	237
	最小軸力 P_{min} (tf)	13	26	24
杭頭変位 δ (cm)		0.62	0.72	0.58
許容押し込み支持力 P_a (tf)		410	410	450
許容引き抜き力 P_{ta} (tf)		- 270	- 270	- 300
許容杭頭変位 δ_a (cm)		1.5	1.5	1.5

表－設3.26 杭体応力度の照査結果

特性値		P_2		P_1		A_1 (A_2)	
断面力	軸力 P_0 (tf)	265	13	264	26	237	24
	水平力 H_0 (tf)	32.0		30.1		61.4	
	モーメント M_0 (tf・m)	40.8		38.4		60.5	
杭半径 r (cm)		50.0		50.0		50.0	
鉄筋半径 r_s (cm)		35.0		35.0		35.0	
鉄筋量 A_s (cm²)		81.1 (16-D25)		45.8 (16-D19)		81.1 (16-D25)	
応力度	コンクリート σ_c (kgf/cm²)	75	73	73	87	89	108
	鉄筋 σ_s (kgf/cm²)	－	1841	－	2492	410	2662
許容応力度	コンクリート σ_{ca} (kgf/cm²)	120		120		120	
	鉄筋 σ_{sa} (kgf/cm²)	2700		2700		2700	

3.3.3 地震時保有水平耐力法による照査

(1) 固有周期の算定

橋の固有周期は，震度法と同様に図－設3.6に示した骨組構造モデルを用いて静的フレーム法により求める。ただし，橋脚躯体の剛性には降伏剛性を用い，免震装置の動的特性値も地震時保有水平耐力法レベルでの値を用いる。橋の固有周期の算定結果を表－設3.27に示す。

表－設3.27　橋の固有周期の算定結果

節点	W (tf)	u (m)	$W \cdot u$ (tf・m)	$W \cdot u_2$ (tf・m²)
1	105.00	0.27404	28.774	7.885
2	209.90	0.27409	57.531	15.769
3	209.90	0.27401	57.515	15.760
4	242.10	0.27380	66.287	18.149
5	274.10	0.27393	75.084	20.568
6	274.10	0.27384	75.060	20.554
7	242.10	0.27353	66.222	18.114
8	209.90	0.27374	57.458	15.729
9	209.90	0.27383	57.477	15.739
10	105.00	0.27378	28.747	7.870
12	339.90	0.00945	2.604	0.020
13	267.80	0.00766	1.133	0.005
15	332.80	0.00199	0.662	0.001
18	213.00	0.04071	8.671	0.353
19	218.00	0.02669	5.818	0.155
20	230.20	0.01412	3.250	0.046
22	400.50	0.00565	2.263	0.013
25	213.00	0.03316	7.063	0.234
26	218.00	0.02231	4.864	0.109
27	230.20	0.01325	3.050	0.040
29	603.00	0.00751	4.529	0.034
32	339.90	0.00766	2.604	0.020
33	267.80	0.00423	1.133	0.005
35	332.80	0.00199	0.662	0.001
Σ	6288.90		618.460	157.173
$\delta = \Sigma W \cdot u^2 / \Sigma W \cdot u = 0.2541$m				
$T = 2.01 \cdot \sqrt{\delta} = 1.01$ sec				

(2)　設計水平震度の算定

設計水平震度は，式（3.3.1）により算定する。(1)より，橋の固有周期は$T=1.01$秒であるから，振動特性別補正係数は$c_R=0.85$となる。また，免震橋の橋の減衰定数hは，表－設3.28に示すように$h=0.165$となるので，橋の減衰定数に基づく補正係数は$c_E=0.70$となる。したがって，設計水平震度k_{hc}は以下のとおりとなる。

$$k_{hc}=c_z \cdot c_I \cdot c_R \cdot c_E \cdot k_{hc0}=1.0\times1.0\times0.85\times0.7\times1.0=0.60 \qquad (設3.3)$$

(3)　支承変位量

地震時保有水平耐力法レベルで支承に生じる変位u_Dを表－設3.29に示す。算定された支承変位は，橋台部で最も大きく16cm程度である。また，算定された支承変位量u_Dは，免震支承の設計変位u_Bの±10%の範囲に収まっており，3.3.1で設計された免震支承の特性値は妥当なものであったとみなすことができる。

(4)　橋脚の地震時保有水平耐力の照査

計算結果は省略するが，P_1，P_2橋脚の地震時保有水平耐力には問題はない。

表－設3.28 橋の減衰定数 h の算定結果

特性値		A_1	P_1	P_2	A_2
免震装置の等価剛性	K_{Bi} (tf/m)	678	3,330	4,140	678
橋脚の等価剛性	K_{Pi} (tf/m)	417,000	110,000	110,000	417,000
基礎の並進バネ	K_{Fui}(tf/m)	146,000	71,700	116,000	146,000
基礎の回転バネ	$K_{F\theta i}$(tf/m)	1,860,000	1,690,000	3,500,000	1,860,000
上部構造慣性力の作用高さ	H (m)	6.50	9.30	9.60	6.50
免震装置の等価減衰定数	h_{Bi}	0.172	0.151	0.168	0.172
橋脚の減衰定数	h_{Pi}	0.05	0.05	0.05	0.05
基礎の並進の減衰定数	h_{Fui}	0.20	0.20	0.20	0.20
基礎の回転の減衰定数	$h_{F\theta i}$	0.20	0.20	0.20	0.20
免震装置に生じる変位	u_{Di} (m)	0.1588	0.1355	0.1408	0.1586
橋の減衰定数	h	0.165			

表－設3.29 地震時保有水平耐力法レベルでの支承変位の照査

特性値	A_1	P_1	P_2	A_2	照査
支承の変位 u_D (cm)	15.88	13.55	14.08	15.86	
支承の設計変位 u_B (cm)	16.30	13.35	14.08	16.30	
$\lvert u_D - u_B \rvert / u_B$	0.026	0.015	0.0	0.027	≦0.10

3.3.4 動的解析による照査

(1) 解析モデル

免震装置を用いた道路橋の耐震補強の効果と安全性を動的解析により照査する。解析モデルは，図－設3.6に示した静的解析に用いたモデルと同じ骨組構造モデルとする。なお，動的解析は，マニュアル（案）5章の規定に従い，応答スペクトル法により行った。なお，部材の減衰定数としては，上部構造は $h=0.02$，下部構造躯体は $h=0.05$，基礎は $h=0.2$ とし，免震装置は免震装置の等価減衰定数を用いた。

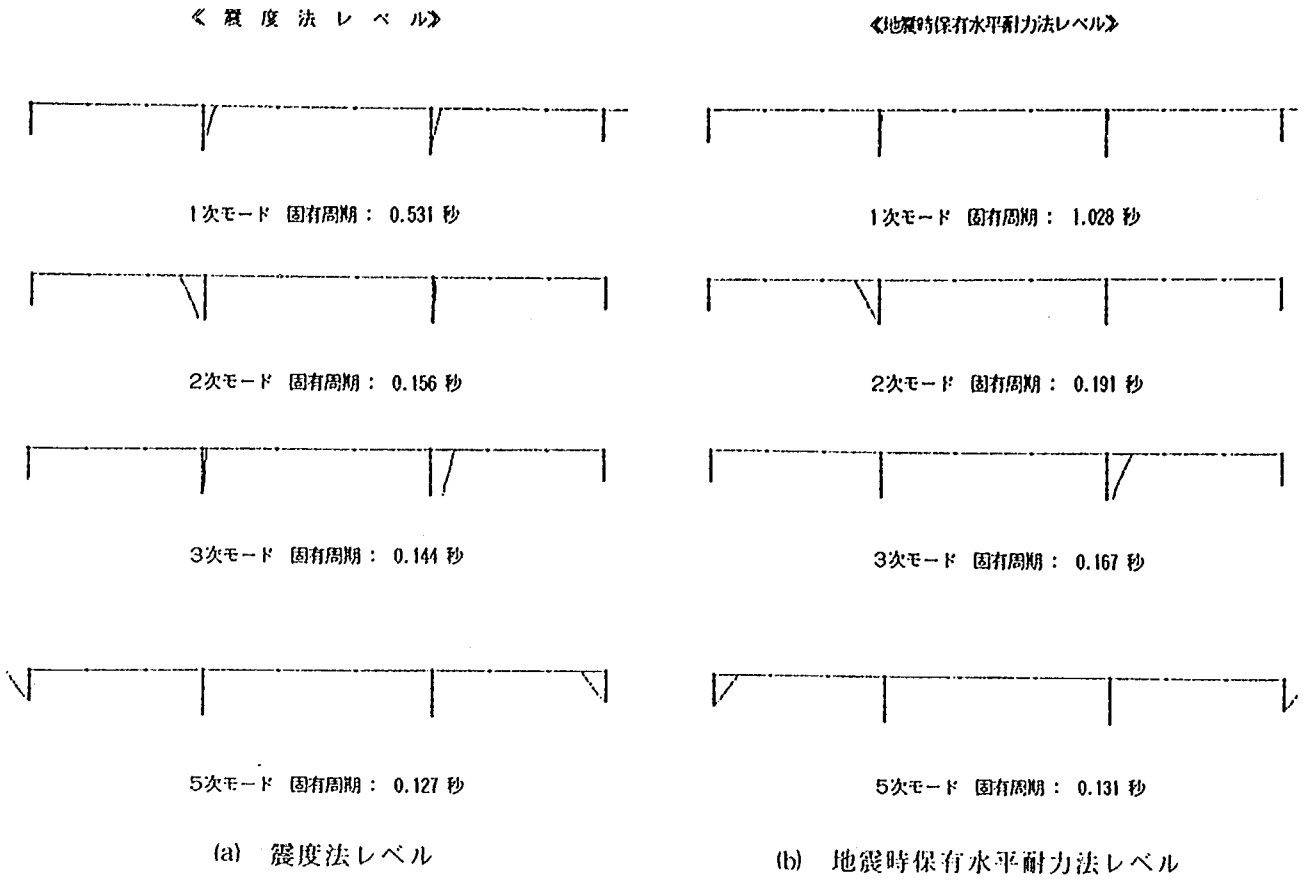
(2) 解析結果

1) 振動モード

本モデル橋の主な振動モードを表－設3.30および図－設3.7に示す。震度法および地震時保有水平耐力法の両方のレベルについて，免震装置の変形量が大きい1次モード，橋脚の変形量が大きい2，3次モード，橋台の変形量の大きい5次モードが主な振動モードとなる。

表－設3.30 主な振動モード

モード	震度法レベル					地震時保有水平耐力法レベル				
	固有周期 (sec)	刺激係数	有効質量	減衰定数	スペクトル (gal)	固有周期 (sec)	刺激係数	有効質量	減衰定数	スペクトル (gal)
1 次	0.531	16.96	287.5 (0.45)	0.234	161	1.028	15.25	232.5 (0.36)	0.164	580
2 次	0.156	- 5.91	34.9 (0.50)	0.222	150	0.191	- 8.18	66.8 (0.47)	0.181	574
3 次	0.144	9.85	97.1 (0.65)	0.216	147	0.167	9.96	99.1 (0.62)	0.184	559
5 次	0.127	-11.99	143.6 (0.88)	0.197	144	0.131	11.93	142.4 (0.84)	0.189	514



図－設3.7 主要振動モード図

2) 加速度応答

表－設3.31は，1次モードの加速度応答スペクトルを静的解析と比較した結果を示したものである。ここで，静的解析における加速度応答スペクトルの値は，設計水平震度 k_h から，$k_h \times 980$ （gal）で換算した値である。加速度応答スペクトルの値で比較すると，震度法レベルは，動的解析の1次モードの約 1.4倍の地震力に対して静的解析の設計を行っていることがわかる。一方，地震時保有水平耐力法レベルでは，静的解析では橋の減衰定数に基づく補正係数 c_E を震度法レベルに比べて小さくしているため，静的解析と動的解析に差がない結果となっている。

表－設3.31 1次モードにおける応答値の比較

特性値	震度法レベル		地震時保有水平耐力法レベル	
	動的解析	静的解析	動的解析	静的解析
固有周期 T (sec)	0.53	0.52	1.03	1.01
モード減衰定数 h	0.234	0.217	0.164	0.165
減衰に関する補正係数 c_D, c_E	0.64	0.90	0.70	0.70
加速度応答スペクトル S_1, S_2 (gal)	161	225	580	588

3) 断面力

表－設3.32は，支承に作用する水平反力の最大応答値を静的解析と比較した結果を示したものである。震度法レベルでは，動的解析の値は静的解析に比べて小さいが，地震時保有水平耐力法レベルでは，動的解析の値が静的解析の値を上まわっている。ただし，その量はわずかであり，部材の耐力上は問題はない。なお，これは，地震時保有水平耐力法レベルにおいて，静的解析における橋の減衰定数に基づく補正係数 c_E の値が，動的解析での補正係数 c_D とほぼ同じ値になっているためである。

表－設3.32 支承水平反力の最大応答値

解析値	震度法レベル			地震時保有水平耐力法レベル		
	P_2	P_1	A_1 (A_2)	P_2	P_1	A_1 (A_2)
動的解析 (tf)	189.3	132.0	33.9	599.9	470.6	108.9
静的解析 (tf)	234.0	158.1	43.5	582.8	451.2	107.6
動的解析／静的解析	0.81	0.83	0.78	1.03	1.04	1.01

表－設3.33は，基礎への作用力の最大応答値を静的解析と比較した結果を示したものである。基礎への作用力は，1次モード以外の振動モードの影響も受けるため，震度法，地震時保有水平耐力法ともに，静的解析に比べて動的解析の値が小さくなっている。

表－設3.33 基礎への作用力の最大応答値

断面力		震度法レベル			地震時保有水平耐力法レベル		
		P_2	P_1	$A_1 \cdot A_2$	P_2	P_1	$A_1 \cdot A_2$
曲げモーメント (tf・m)	動的解析	1,837	1,337	387	5,686	4,518	1,361
	静的解析	3,227	2,350	899	8,155	6,492	2,308
	動的解析／静的解析	0.57	0.57	0.43	0.70	0.70	0.59
水平力 (tf)	動的解析	265	199	119	866	679	420
	静的解析	525	402	260	1,341	1,088	672
	動的解析／静的解析	0.50	0.50	0.46	0.65	0.62	0.63

4) 変位

表－設3.34は，変位の最大応答値を静的解析と比較した結果を示したものである。断面力と同様に，動的解析の最大応答変位は，地震時保有水平耐力法レベルの上部構造および支承で，静的解析結果とほぼ等しい値となっている他は，いずれも動的解析結果が小さな値となっている。

5) 動的解析による照査結果

以上に示したように，動的解析結果は静的解析結果よりも安全側であり，免震設計による耐震補強の安全性と効果が確かめられた。

3.3.5 構造細目

(1) 伸縮装置

橋台における免震支承の震度法レベルでの設計変位 u_B は1.75cmであり，温度変化による常時の桁の伸縮量3.55cmより小さい。したがって，伸縮装置の設計は常時で決まるため，免震化しても既設の伸縮継手を使用できる。

表－設3.34　最大応答変位

解析法		震度法レベル			地震時保有水平耐力法レベル		
		P_2	P_1	A_1 (A_2)	P_2	P_1	A_1 (A_2)
動的解析 (cm)	上部構造	1.30	1.31	1.31	16.22	16.24	16.25
	支承	0.74	0.66	1.20	14.37	13.96	15.85
	下部構造天端	0.56	0.65	0.11	1.85	2.28	0.40
静的解析 (cm)	上部構造	1.80	1.81	1.81	16.41	16.43	16.44
	支承	0.92	0.81	1.61	14.08	13.55	15.88
	下部構造天端	0.88	1.00	0.20	2.33	2.88	0.56
動的解析／静的解析	上部構造	0.72	0.72	0.72	0.99	0.99	0.99
	支承	0.80	0.81	0.75	1.02	1.03	1.00
	下部構造天端	0.64	0.66	0.55	0.79	0.79	0.71

(2)　落橋防止装置および移動制限装置

伸縮継手と同様に，落橋防止装置も既設のものが使用可能である。また，橋軸直角方向の移動制限装置としては，支承にサイドブロックを設ける構造が考えられる。