

土 木 研 究 所 資 料

平成 3 年度耐震研究室調査試験研究成果 概 要 報 告 書

平成 4 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所
地 震 防 災 部 耐 震 研 究 室

[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。」

平成3年度耐震研究室調査試験研究成果 概 要 報 告 書

耐震研究室	室 長	川 島	一 彦
	主任研究員	長谷川	金 二
	研究員	運 上	茂 樹
	〃	杉 田	秀 樹
	〃	岩 崎	秀 之
	〃	長 島	博 之
	〃	清 水	英 之
	〃	中 島	燈 之
	〃	飯 田	寛 之

要 旨

平成3年度に耐震研究室が土木構造物の地震災害の防除に関する調査、試験および研究として行った地震防災計画、各種土木構造物の耐震基準と地震設計、地震災害の予測手法と軽減対策、構造部材の動的耐力、ならびに地震災害時の道路交通対策に係る調査研究の成果の概要の報告である。

キーワード：地震災害、間接損害施設、ハイブリッドコントロール、地下施設、災害防除、不安感、交通機能、道路施設、RC橋脚、鋼製橋脚、ゴム支承、シールドトンネル、都市トンネル、剛体基礎、耐震設計、免震構造、震災復旧

目 次

1. 都市震災の波及構造に関する研究	1
（土木関係研究経費，一般研究）	
2. ハイブリット・コントロールによる耐震性向上技術に関する日米共同研究	7
（ハイブリット・コントロールによる耐震性向上技術に関する日米共同研究経費）	
3. 地下施設の耐震設計法に関する研究	15
（建設技術研究開発経費＜総プロ＞）	
4. 災害防除システムに関する研究	21
（建設技術研究開発経費＜総プロ＞）	
5. 震災復旧計画支援システムの開発	27
（建設技術研究開発経費＜総プロ＞）	
6. 道路橋の免震構造システムの開発	33
（官民連帯共同研究経費）	
7. 震災対策における道路整備効果に関する試験調査	45
（道路事業調査費，一般調査）	
8. 道路施設の耐震補強法に関する試験調査	47
（道路事業調査費，一般調査）	
9. ゴム支承を用いた多径間連続道路橋の耐震設計法に関する試験調査	49
（道路事業調査費，一般調査）	
10. 所管施設の震災点検データベース解析	51
（道路事業調査費，一般調査）	
11. 将来道路構造の設計に関する調査研究	53
（道路事業調査費，特定調査）	
12. 鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態設計法に関する試験調査	59
（道路事業調査費，大規模特殊事業計画調査）	
13. 鋼製橋脚の設計法に関する試験調査	61
（道路事業調査費，大規模特殊事業計画調査）	

14. 軟弱地盤中の都市トンネルの耐震性に関する試験調査	63
(道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査)	
15. 地下駐車場の耐震設計法の開発	65
(近畿地方建設局からの依頼による調査試験)	
16. 剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験	67
(受託工事費)	
17. 地下構造物の耐震設計技術に関する共同研究	73
(財団法人先端建設技術センター)	
18. 道路橋脚の動的耐震設計に関する共同研究	79
(首都高速道路公団)	

1. 都市震災の波及構造に関する研究

(土木関係研究経費、一般研究)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
中島 燈

1. まえがき

都市域への人口・社会活動の集積に伴い、地震災害は構造物の被害を中心とする「震害型」から、構造物の被害に起因する二次災害（火災、水害、ライフライン施設の機能損傷）が複合して発生し、これによる都市機能障害が都市の内外に波及する「都市型」へと変化している。本研究は、震災時における個々の施設被害相互の因果関係、及び、社会経済への影響を踏まえた都市全体としての震災対策に資することを目的として、「都市型」震災の波及構造、及び、震災対策を加えることによる被害軽減効果の評価方法を検討しようとするものである。

本研究の初年度である本年度は、従来の震災とは異なり未経験の災害である「都市型」震災の特徴を整理するとともに、「都市型」震災の波及構造の骨格を表現できるメンタルモデルをブレンスストーミング手法により作成した。また、「都市型」震災の波及構造や機能損傷間の相互作用を定量的に解析する上で有効となる、各種システム分析手法を比較・整理した。

2. 「都市型」震災の特徴

我が国の首都圏周辺地域には、大正12年の関東地震以来大規模な地震は生じていない。この間に首都圏は高度経済成長期を経験し、24時間都市、高度情報化都市として、国内は言うに及ばず世界各国の経済・社会活動に大きな影響を及ぼすまでに至っている。このような首都圏に大規模震災が発生した場合には、以下の理由により、従来の震災とは異なった未経験の災害になると考えられる。

- 1) 都市規模が非常に大きくなった。長時間通勤に代表されるように、活動圏の拡大は交通、運輸、情報システムの飛躍的な向上で初めて可能となっており、一度このシステムが狂うと、都市機能を根底から支えきれなくなる。
- 2) 高度情報化社会へ移行する中で、業種の多様化が進み、コンピュータ依存性も進んだ。このため、大規模震災に対する社会システムの脆弱性が増した。
- 3) ライフライン施設への依存が飛躍的に高まり、この面でも災害に対する脆弱性が増した。
- 4) 都市機能が高度化・複雑化し、構造的な損傷よりも機能的な損傷の重要度が増した。
- 5) 都市機能を構成する各種システムどうしの相互依存性が増した。
- 6) どの機能損傷がどの機能損傷に波及し、どの程度の影響を及ぼすかを見通すことが困難になった。

以上の観点から、「都市型」震災の特徴を整理すると、以下のようになる。

- 1) 交通、ライフライン、経済、金融等非常に多岐・多様な機能が複雑に相互依存し合っており、特定の施設被害や機能損傷が次々に他の機能損傷を生み出していく。
- 2) 機能損傷の波及が、大量かつ複雑に、また、一斉に発生する。

3. 「都市型」震災の波及メンタルモデル

1) 首都圏で生じ得る機能損傷の抽出

都市を構成する基盤施設を表1に示すように5種類に分類した上で、大規模地震により各種施設にどのような被害が考えられるか、また、基盤施設の被害が波及してどのような機能損傷が考えられるかを、ブレンスストーミングにより抽出した。ブレンスストーミングは4名～6名の土木施設の計画・設計に携わる実務者及び耐震工学の専門家により行った。特に、ライフライン施設（ガス、電力、電話）及び金融施設に関しては、別途、施設管理者との面談調査を行い、ブレンスストーミングの結果を補完した。

ブレンスストーミングに際しては、震災の波及を網羅的かつ時系列的に捉えるため、機能損傷を物的被害、直接機能損傷、1次波及による機能損傷、及び、2次波及による機能損傷の4段階に分類した。これら機能損傷の定義は、以下のように定めた。

- a) 物的被害……地震による施設本体及び内部施設の被害
 - b) 直接機能損傷……物的被害により失われる当該施設の機能
 - c) 1次波及による機能損傷……機能損傷が波及することにより直ちに失われる都市機能
 - d) 2次波及による機能損傷……1次波及による機能損傷が波及することにより失われる都市機能
- 交通運輸施設として道路施設を、また、卸売・金融施設として証券施設を対象として、予想される機能損傷を抽出した結果を示すと、表2の通りである。本検討により、首都圏の機能損傷として、148件の物的被害、121件の直接機能損傷、138件の1次波及による機能損傷、及び、120件の2次波及による機能損傷が抽出された。

2) 「都市型」震災の波及メンタルモデルの作成

「都市型」震災の全体像を明らかにするため、機能損傷相互の関連に着目し、ブレンストーミングにより震災の波及メンタルモデルを作成した。ここに、本検討に際しては、機能損傷の細かな関連よりも、波及過程の大筋を捉えることができるように、上述した527件の機能損傷を以下のように分類・集約した。

- a) 1次波及による機能損傷を、交通運輸機能及び供給処理機能に分類し、9項目に集約した。
- b) 2次波及による機能損傷を、生活機能損傷、社会機能損傷、及び、公共機能損傷に分類し、12項目に集約した。

本検討により得られた震災波及メンタルモデルを図1に示す。図1によれば、「都市型」震災の波及構造に関して、以下の点が指摘される。

- a) 機能損傷の波及の形態には、物的被害から1次波及による機能損傷を経て2次波及による機能損傷に至る形態（外部波及）の他に、物的被害相互または1次波及による機能損傷相互に波及する形態（内部波及）がある。
- b) 物的被害については、道路施設の物的被害が、道路占用物である電力施設・ガス施設・上下水道施設・通信施設の物的被害に内部波及する。また、港湾施設・河川施設・上水道施設の物的被害が冠水・流出など、道路施設及び鉄道施設の物的被害に内部波及する。
- c) 1次波及による機能損傷については、電力供給機能の損傷が、他の全ての交通運輸機能及び供給処理機能の損傷に内部波及する。

なお、図1に示す震災波及メンタルモデルは、機能損傷相互の基本的な関連を表現したものであり、関連の程度や波及に要する時間は考慮できない。また、2次波及による機能損傷の内部波及や2次波及による機能損傷から物的被害及び1次波及による機能損傷へのフィードバック波及については、現段階では現象が十分に明らかでなく、表現されていない。今後、震災対策による地震被害の軽減効果を評価するためには、こうした点を適切に評価できる震災波及モデルを開発する必要がある。

3) 震災の影響を受けやすい首都圏の都市機能

首都圏の都市機能のうち、どの都市機能が震災の影響を受けやすいかを明らかにするために、図1に示した3分類12項目の2次波及による機能損傷ごとに、物的被害からの波及経路数を比較して示すと図2の通りである。図2によれば、以下の点が指摘される。

- a) 波及経路数が最も多い2次波及による機能損傷は生産制約、商業制約、及び、サービス制約であり、次いで教育制約、医療制約、行政制約の順となっている。当該機能損傷に至る波及経路数が多いということは、当該機能損傷を防止するために遮断すべき波及経路が多く、震災の影響を受けやすいことを意味している。このため、首都圏の震災対策に際しては、特に生産制約、商業制約、サービス制約の発生を防止するとともに、波及が生じた場合に損傷を最小限に抑えるための方策を検討することが重要となる。
- b) 生産制約に至る波及経路数を物的被害ごとに比較して示すと図3の通りである。なお、商業制約及びサービス制約に至る波及経路数も同様の傾向を示している。図3によれば、生産制約、商業制約、及び、サービス制約の発生を防止するためには、波及経路数の多い道路施設、河川施設、電力施設等に対して優先的に震災対策を実施することが有効となる。

4) 首都圏の都市機能に影響を及ぼしやすい基盤施設の物的被害

都市を構成する基盤施設のうち、どの基盤施設が都市機能に影響を及ぼしやすいかを明らかにするため、図1に示した5分類19項目の基盤施設ごとに、2次波及による機能損傷に至る波及経路数を比較して示すと図4の通りである。図4によれば、以下の点が指摘される。

- a) 交通運輸施設及び供給処理施設からの波及経路数は多く、卸売・金融施設、サービス・公共施設、及び、その他の施設からの波及経路数は少ない。これは、後者のように特定の用途に利用されることが多い施設に比べて、前者のように利用者の性格によって様々な用途を持ち、公共性の高い施設の方が、都市機能に影響を及ぼしやすいことを示すものである。
- b) 波及経路数が最も多い基盤施設は道路施設であり、次いで電力施設、河川施設の順となっている。これら3種類の施設に対して震災対策を実施すれば、全ての波及経路のうち約62%を遮断できる。
- c) 道路施設から2次波及による機能損傷に至る波及経路数、及び、空港施設から2次波及による機能損傷に至る波及経路数を示すと、それぞれ図5及び図6の通りである。同じ交通運輸施設であっても、空港施設のように内部波及を生じない施設の被害は、波及の範囲が狭く、波及経路数も小さい。これに対して、道路施設のように内部波及を生じる施設の被害は、波及の範囲が広く、波及経路数も大きくなるため、十分な震災対策が必要となる。

4. 「都市型」震災の解明を目指したシステム分析手法

「都市型」震災の波及構造や機能損傷間の相互作用を定量的に評価するためには、表3に示す4種類のシステム分析手法の適用が有効と考えられる。本研究では、今後、これらのシステム分析手法を組み合わせ、以下の検討を行う。

1) 「都市型」震災の波及構造の解明

都市の基盤施設を交通運輸施設、供給処理施設、建築施設の3種類に分類し、各種施設の物的被害に起因する機能損傷の波及構造を解析する。本解析では、上述したシステム分析手法のうち、ISM法、FSM法、及び、ニューラルネットワーク法の適用が有効である。3種類のシステム分析手法により得られる波及構造モデルの特徴は、図7に示すように、以下の通りである。

a) ISM法による波及構造モデル

機能損傷の波及過程を、機能損傷を表すノード(○印)及び機能損傷間の連結を表すリンク(→印)により表現できる。構造モデルの最下層は施設の物的被害を、また、最上層は最終的に発生する機能損傷を示す。また、リンクを用いて機能損傷間の一方向動的相互作用を表現できる。

b) FSM法による波及構造モデル

ISM法による構造モデルのリンクに、連結の重み(0~1)を考慮できる。このため、機能損傷間の一方向動的相互作用を、定量的に表現できる。

c) ニューラルネットワーク法による波及構造モデル

機能損傷を表すユニット(○印)及び機能損傷間の連結を表す双方向のアーク(↔印)により表現される。アークを用いて、機能損傷間の双方向動的相互作用を定量的に表現できる。

2) 震災による間接的影響、震災対策による被害の軽減効果の解析

首都圏における機能損傷がどの範囲でどれだけ生じるか、また、震災対策によりどの範囲でどれだけの機能損傷を防げるかを評価するために、特定の地域内において機能損傷が波及する状況を地図情報と併せて解析する。本解析では、地域ごとの道路網、ライフライン網、建物分布等のデータベースをWSにより視覚的に操作できるGISの適用が有効である。

5. まとめ及び今後の方向

本年度の検討により、「都市型」震災の波及構造の骨格、及び、震災の影響を受けやすい都市機能等が明らかにされた。今後、機能損傷間の一方向動的相互作用及び双方向動的相互作用を考慮した震災波及構造の解明を進めるとともに、震災対策による地震被害の定量的な評価手法を開発する必要がある。

表1 都市を構成する基盤施設の分類

物的被害	細 目	物的被害	細 目
交通運輸施設	道路、鉄道、河川、空港、港湾	サービス・公共施設	マスコミ、医療、消防、警察、役場
供給処理施設	上水道、下水道、電力、ガス、電話	その他の施設	農林水産（田畑等）、鉱業（石油施設）、製造業、建設業
卸売・金融施設	市場、小売店、銀行、証券、保険		

表2 基盤施設に予想される機能損傷
(a) 道路施設（交通運輸施設）

物的被害	波及先	直接機能損傷	波及先	一次波及による機能損傷	波及先	二次波及による機能損傷
(a)路面陥没	(a)(b)	(a)道路の通行不能	(a)～(l)	(a)消防車の通行障害	(a)(b)	(a)火災延焼
(b)斜面崩壊	(a)(b)	(b)道路の通行制約	(a)～(l)	(b)救急車の通行障害	(b)(f)	(b)死傷者発生
(c)橋梁損傷	(a)(b)	(c)延焼遮断機能障害	(a)～(a)	(c)バス・タクシーの通行障害	(c)	(c)警備活動障害
(d)トンネル閉塞	(a)(b)	(d)交通制御機能障害	(a)～(a)	(d)バス・タクシーの通行障害	(d)(j)	(d)生活用品の不足
(e)信号機損傷	(d)(g)	(e)雨水流下機能障害	(a)～(a)	(e)自家用車の通行障害	(k)(l)(n)	(e)救護物資の不足
(f)橋歩道損傷	(f)(i)	(f)歩道防護機能障害	(i)(j)(n)	(f)バスの通行障害	(k)(l)(n)	(f)救急医療活動遅延
(g)歩道・自転車道損傷	(f)(i)	(g)事故防止機能障害	(a)	(g)バス・タクシーの通行障害		(g)災害復旧活動遅延
(h)照明設備損傷	(g)	(h)駐停車機能障害	(i)	(h)バス・タクシーの通行障害		(h)情報伝達時間遅延
(i)歩道・自転車道損傷	(h)(k)	(i)歩行路機能障害	(i)(j)	(i)自転車の通行障害		(i)情報伝達量減少
(j)交通標識損傷	(d)(g)	(j)休憩機能障害	(k)	(j)災害復旧車両通行障害	(b)(e)(g)	(j)工業活動停滞
(k)街路樹転倒	(c)	(k)集金機能障害		(k)報道関係車両通行障害	(h)(i)	(k)商業活動停滞
(l)側溝損傷	(e)			(l)行政車両通行障害		(l)帰宅時間遅延
(m)地下道損傷	(i)			(m)避難者通行障害	(b)(o)	(m)通勤通学時間遅延
(n)料金所損傷	(k)			(n)帰宅者通行障害	(k)	(n)路上放置車両増加
(o)歩道損傷	(f)(i)			(o)通勤通学者通行障害	(l)	(o)新聞・郵便配達遅延
(p)トンネル損傷	(e)			(p)バス・タクシー通行障害		(p)避難時間遅延
(q)歩道損傷	(f)(i)			(q)乗降・積み下ろし障害	(j)(n)	
(r)サービスエリア損傷	(h)(j)(k)			(r)事故	(a)(b)	

(b) 証券施設（卸売・金融施設）

物的被害	波及先	直接機能損傷	波及先	一次波及による機能損傷	波及先	二次波及による機能損傷
(a)証券会社建物破損	(a)	(a)窓口業務機能障害	(a)(e)(f)	(a)証券取引情報不足	(a)(c)	(a)株価情報入手遅延
(b)取引システム破損	(b)(c)(d)	(b)取引機能障害	(a)(b)(c)	(b)株価通報装置障害	(a)	(b)顧客との情報交換障害
		(c)CD機能障害	(d)(e)	(c)FAX、TELEX電話等障害	(a)(b)(d)	(c)証券取引障害
		(d)ATM機能障害	(f)	(d)預貯金入出力障害	(c)(d)	(d)顧客の心理的混乱
				(e)預金引出し障害	(c)(d)(e)	(e)顧客の経済的破綻
				(f)現金準備不足	(c)(e)	
				(g)災害に伴う株価変動	(d)(e)	

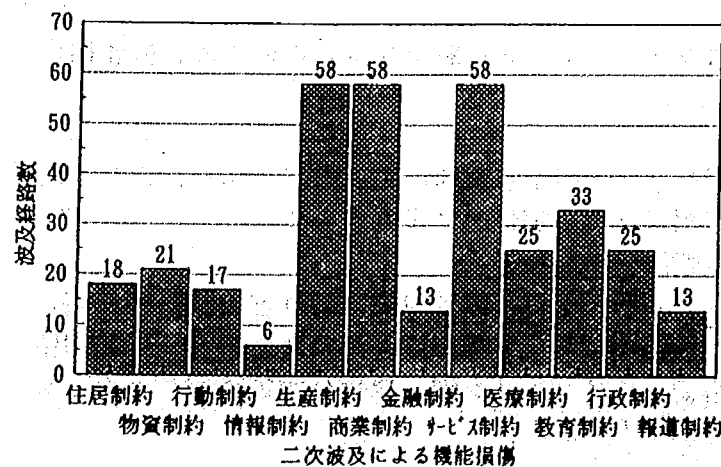


図2 二次波及による機能損傷に至る波及経路数

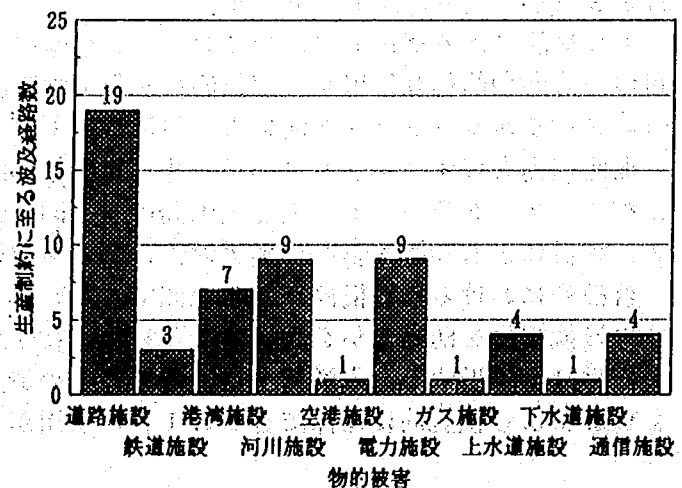


図3 都市の生産制約に至る波及経路数

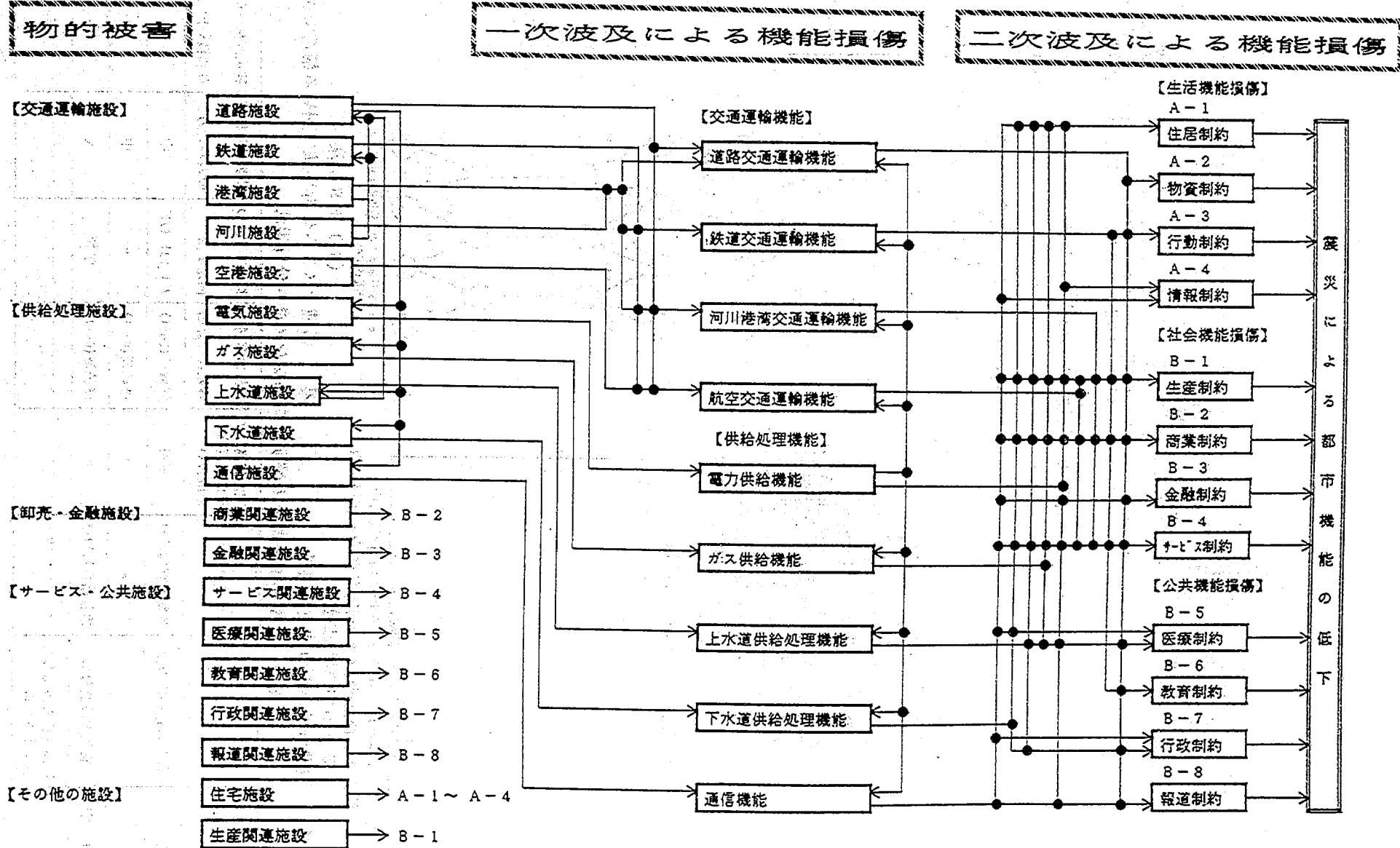


図1 「都市型」震災の波及メンタルモデル

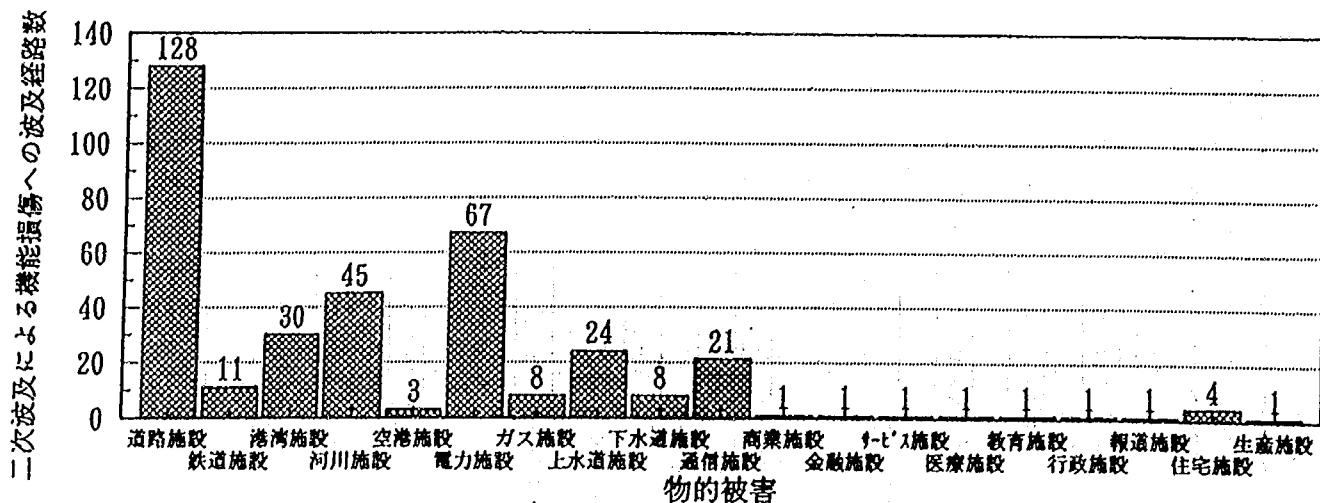


図4 基盤施設の物的被害からの波及経路数

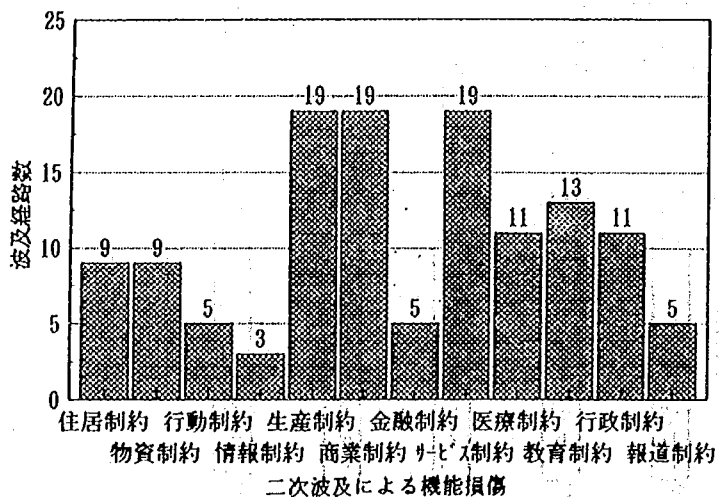


図5 道路施設からの波及経路数

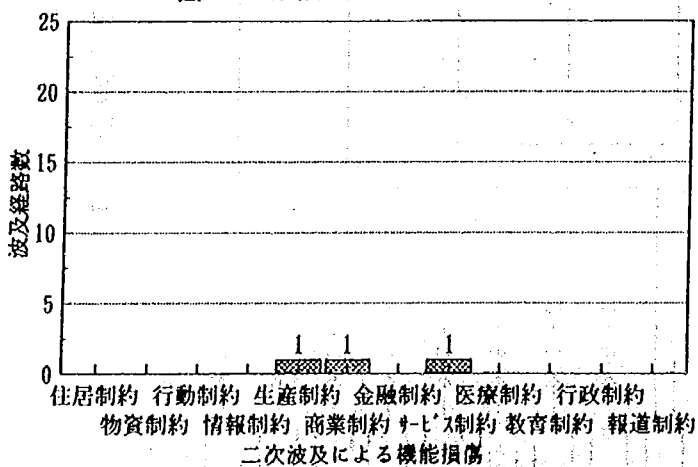
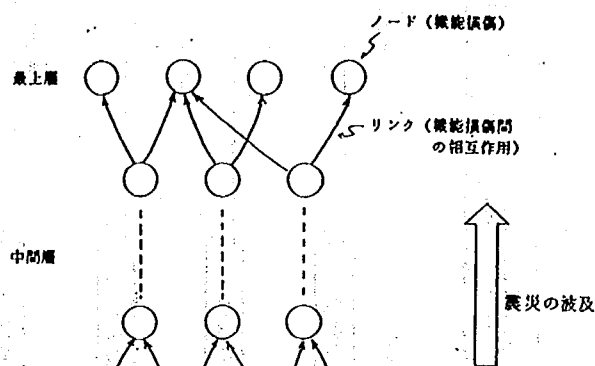
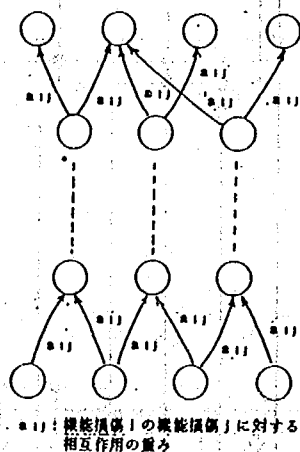


図6 空港施設からの波及経路数



(a) ISM法



(b) FSM法

図7 各種システム分析手法で用いる構造モデル

表3 「都市型」震災の解明に有効なシステム分析手法

手 法	用 途	構造モデル	機能損傷間の動的相互作用の取扱い	機能損傷間の連結度の評価	構造モデルの同定手法	震災波及構造の表現能力	震災波及の定量的な取扱い能力
ISM法	波及構造の構造化	多階層有効グラフ	不可	離散型(0or1)	グラフ法・シミュレーション	中	小
FSM法	"	"	"	連続型(0~1)	"	中	中
ニューラルネットワーク法	震災の波及分析	相互結合ネットワーク	可	連続型(0~1)	学習	大	中
GIS	地図情報と連結した震災波及分析	—	—	—	—	—	大

2. ハイブリット・コントロールによる耐震性向上技術に関する日米共同研究

(ハイブリット・コントロールによる耐震性向上技術に関する日米共同研究経費)

耐震研究室 室 長 川島一彦
研究員 運上茂樹
清水英之
飯田寛之

1. まえがき

本研究は、パッシブな耐震技術とアクティブな耐震技術の長所を組み合わせ、より少ないエネルギーで効果的に構造物の振動を制御することが可能なハイブリット・コントロール技術を開発し、これにより従来の耐震技術の延長では期待できない耐震性の抜本的な向上技術の開発を目的とし、平成2年度からスタートしたものである。

本共同研究は、UJNR耐風耐震構造専門部会の活動の一環として、日本側は建設省土木研究所が、米国側は商務省国立標準技術研究所、全米科学財団及び連邦道路庁の支援のもとに国立地震工学研究センター、カリフォルニア大学アーバイン校が、それぞれ、担当している。共同研究の課題は、ハイブリット・コントロールに用いるための①パッシブ構造要素、及び、②アクティブ構造要素に関する研究、さらに、これらを適切に組み合わせた③最適ハイブリット・コントロールに関する研究、の大きく3つを対象としている。

平成2年度には、パッシブ構造要素として、構造物の振動性状に応じてその減衰特性を変化させて地震応答を低減するバリエブルダンパーを考案し、その有効性について地震応答解析により検討するとともに、バリエブルダンパーの効果を実証するための小型モデルを開発した。また、アクティブ構造要素に関する研究として、多自由度系からなる橋梁にアクティブ・マス・ダンパー (AMD) を取り付けした場合のAMDの最適な設置位置、及び複数のAMDで制御した場合の制震効果について検討した。

2. 研究内容

平成3年度は、以下の項目に関して検討を行った。

1) バリエブルダンパーの最適な減衰定数の設定法の検討

構造物の振動性状に応じてその減衰特性を変化させることが可能なバリエブルダンパーに与える最適な減衰定数について、バリエブルダンパーを有する構造物の地震応答解析により検討した。

2) バリエブルダンパーの小型モデルの改良

平成2年度に製作したバリエブルダンパーの小型モデルに対して、減衰特性を変化させるバルブの機能に改良を加えるとともに、小型モデルの動的載荷実験によりバリエブルダンパーの基本的な特性について検討した。

3) バリエブルステイフネス装置の開発

構造物の地震応答を低減するために、地震動入力と構造物の卓越周期を一致させないように、構造物の固有振動特性を変化させることが可能なバリエブルステイフネス装置を考案し、これを有する構造物の地震応答解析プログラムを開発するとともに、その特性について解析的に検討した。

3. 研究成果

3. 1 バリエブルダンパーの最適な減衰定数の設定法の検討

1) 解析対象橋及び解析条件

バリエブルダンパーの制震効果を解析的に検討するために、図-1に示す橋長30mの単純桁橋の橋軸方向振動を対象として地震応答解析を行った。バリエブルダンパーを有する線形多自由度系の地震応答解析法は、平成2年度に開発した手法を用いた。なお、弾性支承を有する解析対象橋の1次固有周期は1秒となる。また、橋固有の減衰定数は0.02とした。

図-2は、解析ケースを示したものである。ここで、ケース1はバリエブルダンパーでコントロールしないケース、ケース2はバリエブルダンパーの減衰係数 h_1 が橋の応答によら

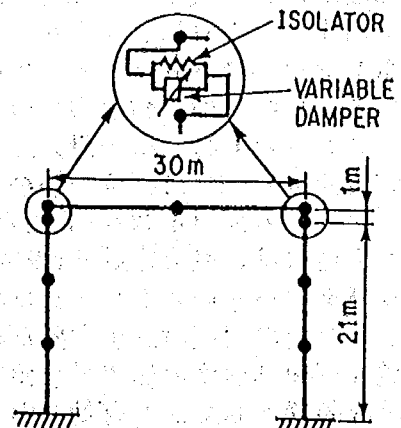
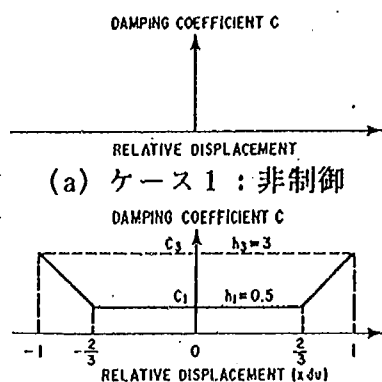


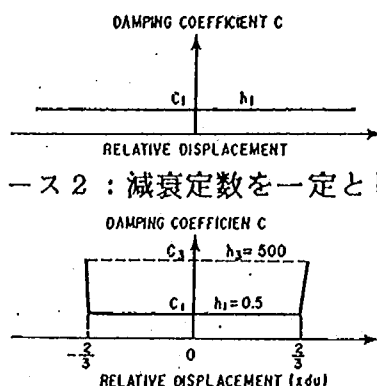
図-1 解析対象橋

ず一定と仮定した場合である。一定とする減衰定数 h_1 をパラメータとして変化させた。ケース 3 及び 4 は、緩衝機能付き移動制限装置としての機能を検討するためのケースであり、変位がある程度大きくなった場合に減衰係数を h_1 から h_3 まで大きくなるように設定した場合である。ケース 3 では緩衝機能付きの移動制限装置を想定して $h_3 = 3$ とし、ケース 4 ではほぼ剛に近いストッパーを想定して $h_3 = 500$ とした。減衰定数が h_1 から h_3 に増加し始める変位は、ケース 2 で減衰定数を 0.5 とした場合にバリアブル・ダンパーに生じる最大相対変位（これをバリアブルダンパーの基本設計変位 d_u と呼ぶ。後述するように $d_u = 7.7\text{cm}$ である）の $2/3$ とした。ケース 5 は、桁の相対変位が小さい領域で交通荷重等による桁の振動を低減するためにストッパー機能設けた場合であり、橋脚天端に対する橋桁の応答変位が $-1/6 d_u \sim 1/6 d_u$ の範囲において減衰定数を h_1 から h_2 まで大きくなるように設定した。ケース 6 は、ケース 2、3、及び 5 を組み合わせた場合である。

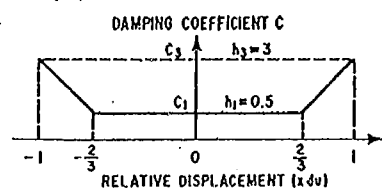
入力地震動としては、道路橋示方書 V 耐震設計編に示される鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度に対応する加速度応答スペクトル（Ⅲ種地盤）に昭和 58 年日本海中部地震により津軽大橋周辺地盤上で得られた強震記録を周波数領域でスペクトルフィッティングさせた動的解析用の標準波形を用いた。最大加速度は 443cm/sec^2 である。



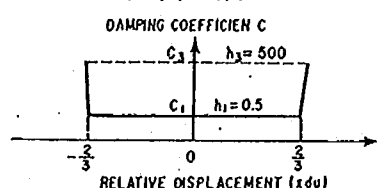
(a) ケース 1：非制御



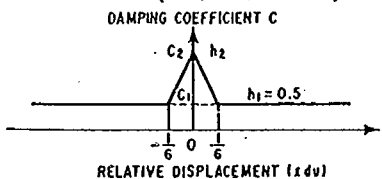
(b) ケース 2：減衰定数を一定とした場合



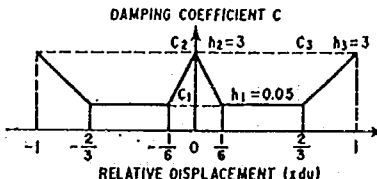
(c) ケース 3：緩衝機能付移動制限装置
($d_u = 7.67\text{cm}$)



(d) ケース 4：剛な移動制限装置



(e) ケース 5：桁の相対変位が小さい領域でのストッパー



(f) ケース 6：ケース 3 とケース 5 の組み合わせ

図-2 解析ケース

2) 解析結果

図-3 は、バリアブルダンパーの減衰定数を一定とした場合（ケース 2）の橋の最大応答値とダンパーの減衰定数 h_1 の関係を示したものである。ダンパーの減衰定数 h_1 の増加とともに、桁の最大応答変位は単調に減少し、減衰定数 h_1 が 2 以上となるとほぼ一定値に収れんする。桁の最大応答加速度は、減衰定数 h_1 が約 0.5 で最小値をとり、その後は漸増する。これは、エネルギー吸収装置としての機能よりもダンパーストッパーとしての機能に変わってくるためである。橋脚基部の断面力については、せん断力及び曲げモーメントともに、桁の最大加速度とよく似た特性を示し、減衰定数 h_1 が 0.5 程度の場合に最小になる。このように、ダンパーの減衰定数 h_1 を桁との相対変位に対して一定とした場合には、減衰定数 h_1 を大きくすることにより桁の変位及びダンパーのストロークは単調に減少するが、桁の加速度及び橋の耐震設計上重要な橋脚基部の断面力は、減衰定数 h_1 が 0.5 程度の値で最小値をとり、この時にエネルギー吸収装置として最も有効であるといえることができる。

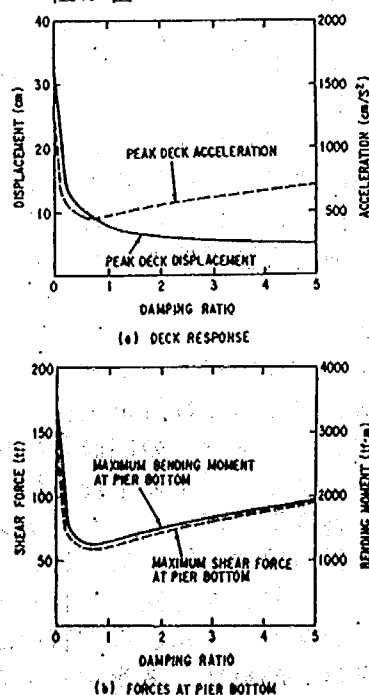


図-3 減衰定数を一定とした場合の最大応答値（ケース 2）

減衰定数 h_1 を0.5にした場合には、ダンパーを設置しない場合に比較して、桁の最大応答変位で31%に、橋脚基部の最大曲げモーメントで37%に減少する。この時にダンパーに必要な最大減衰力が $34.7 \text{ tf} \times 2 = 69.4 \text{ tf}$ 、最大ストロークは7.7cmである。

次に、ケース2に緩衝機能付きの移動制限装置としての機能を加えた場合（ケース3）を見てみよう。図-4は、ケース2～ケース4について、桁の応答変位及び応答加速度、バリアブルダンパーの減衰力の時刻歴を比較したものである。緩やかに移動制限機能が働くケース3に比較して、急速に移動制限機能が働くケース4の場合には、桁の加速度応答及びダンパーの減衰力に衝撃的な力が作用する。図-5は、桁に生じる最大応答を比較したものである。まず、移動制限装置の機能を設けた場合と設けない場合を比較してみると、緩やかに移動制限機能が働く場合（ケース3）には、移動制限装置を設けても桁の最大応答変位や応答加速度はあまり変わらない。橋脚基部に生じる最大断面力も7%程度増加するだけである。ダンパーの最大減衰力は1.73倍になるが、最大ストロークは約10%減少する。一方、急激に移動制限装置を作動させた場合（ケース4）には、緩やかに移動制限機能を働かせた場合よりも当然ながら応答値は大きくなり、桁の応答加速度及び橋脚基部の断面力は約2.0倍になる。さらに、ダンパーのストロークは移動制限装置を作動させた変位まで減少するが、ダンパーの最大減衰力は約4.3倍に大きくなる。

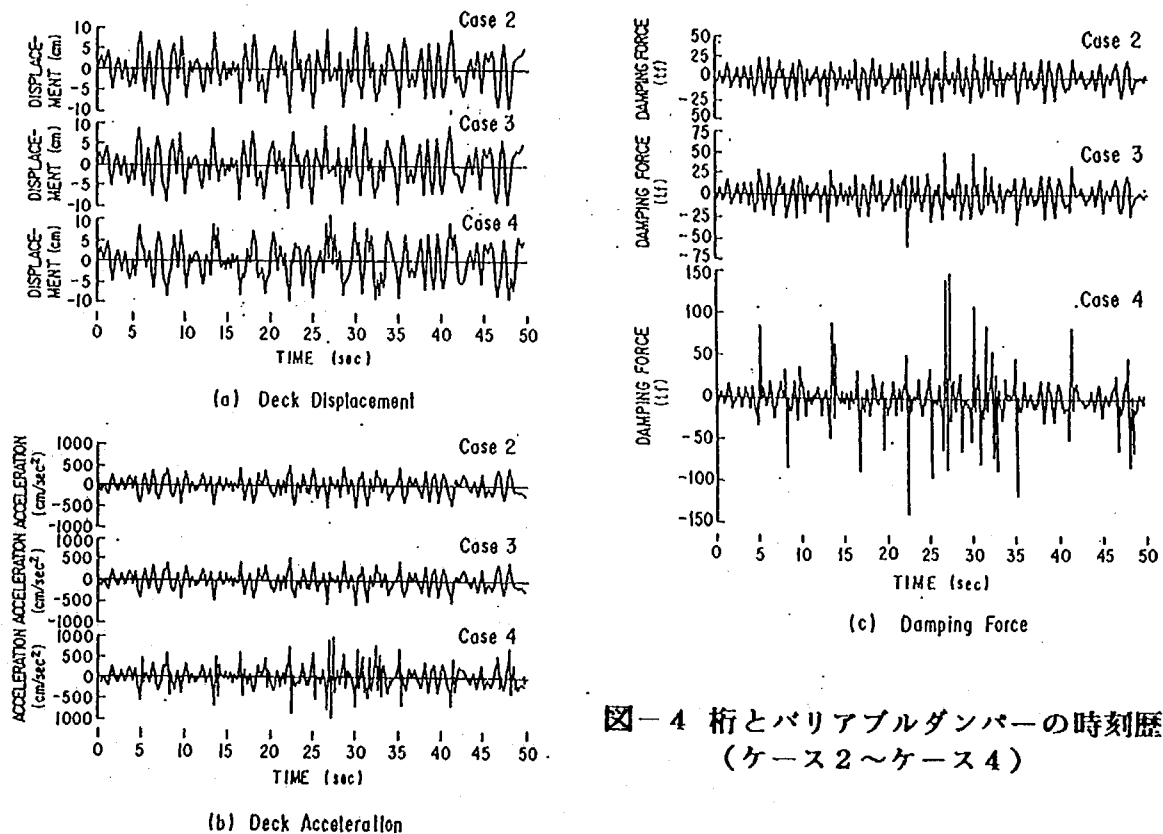


図-4 桁とバリアブルダンパーの時刻歴応答
(ケース2～ケース4)

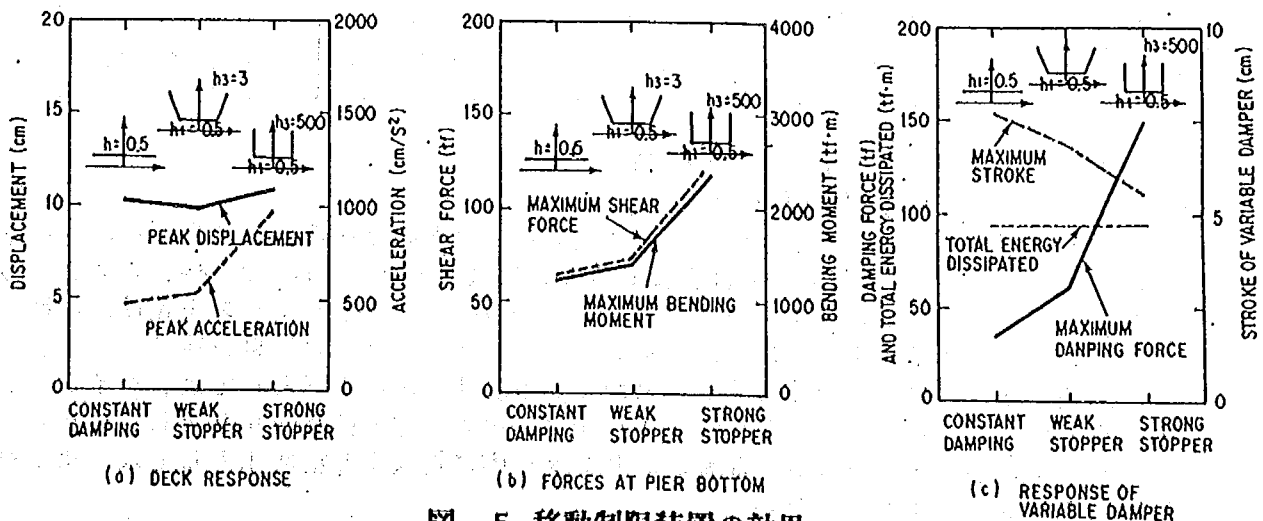
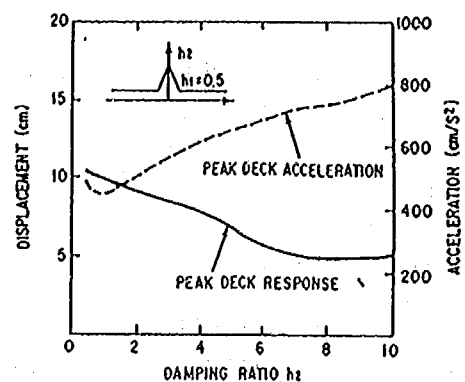


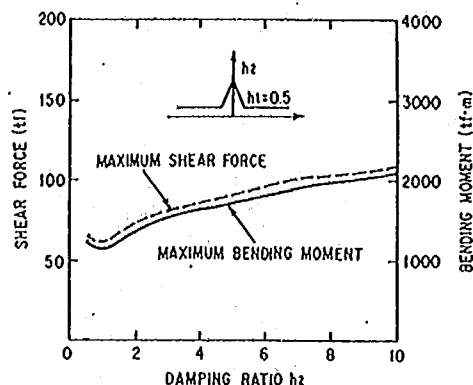
図-5 移動制限装置の効果

図-6は、桁の変位が小さいところでストッパーとしての機能を与えた場合の影響を示したものである。バリアブルダンパーの減衰定数としては、 $h_1=0.5$ とし、 h_2 を変化させている。バリアブルダンパーの減衰定数 h_2 が8程度までは、桁の最大応答変位は単調に減少するが、その後は増加に転じる。これは、減衰定数 h_2 を大きくし過ぎると、エネルギー吸収よりもダンパーストッパーとしての機能が顕著になるためである。桁の最大応答加速度は減衰定数 h_2 が1の付近で最小となるが、その後単調に増加する。橋脚基部の断面力は桁の最大応答加速度と同じ特性を示す。したがって、桁の応答変位が小さい領域で自動車荷重等に対する桁の振動を抑えるためにここで減衰係数 h_2 を大きくすることは、橋脚の地震時断面力を減少させるという目的とは反することになる。これについては、常時の使用性から要求される特性を見極めて総合的に検討して行くことが必要とされる。

表-1は、ケース1～ケース6の最大応答値を比較したものである。粘性ダンパーストッパー、エネルギー吸収装置、緩衝機能付き移動制限装置の機能をバリアブルダンパーに与えた場合(ケース6)には、非制御の場合(ケース1)に比較して、桁の最大応答変位および最大応答加速度は、それぞれ、25%、43%に、また、橋脚基部に生じる最大曲げモーメントは46%に減少する。この時にバリアブルダンパーに必要とされる最大減衰力は $62.6\text{tf} \times 2 = 125\text{tf}$ 、最大ストロークは5.78cmである。これは現状で十分に設計可能なダンパー装置ということができる。



(a) DECK RESPONSE



(b) FORCES AT PIER BOTTOM

図-6 変位が小さい範囲のストッパー機能の影響

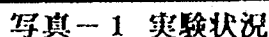
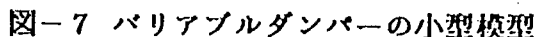
表-1 最大応答値の比較

Analytical Cases		Deck			Pier		Variable Damper			
		Displacement (cm)	Velocity (cm/s)	Acceleration (cm/s²)	Shear Force (tf)	Bending Moment (tf-m)	Damping Force (tf)	Relative Displacement (cm)	Relative Velocity (cm/s)	Total Energy (tf-m)
1	No Control	33.00	189.0	1300	166.9	3297	—	—	—	—
2	Constant Damping	10.28	60.2	478	63.4	1223	34.7	7.67	44.9	93.9
3	Displacement Dependent Damping with Weak Stopper for Excessive Deck Response Displacement	9.94	54.2	538	72.0	1395	60.2	6.90	68.1	94.4
4	Displacement Dependent Damping with Strong Stopper for Excessive Deck Response Displacement	10.90	76.4	965	123.9	2382	151.3	5.54	112.3	94.9
5	Displacement Dependent Damping with Stopper for Small Deck Response Displacement	8.50	51.3	567	80.1	1540	64.7	6.34	55.8	74.5
6	Displacement Dependent Damping (Combination of Case 3 and Case 4)	8.38	47.5	555	81.2	1528	62.6	5.78	60.7	77.4

3.2 バリアブルダンパーの小型模型の開発

1) バリアブルダンパーの小型模型の概要

図-7は、バリアブルダンパーの小型模型の製作図を示したものである。シリンダーは、ロッドを含めた全長が394mm、中間部にピストンを有するもので、最大ストロークは±2.5cm、ピストンの受圧面積は12.56cm²である。ピストンをまたいでシリンダーから鋼管によりバイパスを設け、これを2つのサーボバルブを介してオイルタンクに接続する。バリアブルダンパーの減衰特性は、このサーボバルブの開度を調整することにより変化させることができる。サーボバルブとしては、ダイレクト電磁比例型切換弁を用いた。サーボアンプからサーボバルブへの入力電圧は0～5Vとし、5Vでバルブ全開、0Vでバルブ全閉の状態となる。なお、シリンダー内に封入する粘性体としては、油圧ジャッキ等に通常用いられるオイルを用いた。



バリアブルダンパーの減衰特性はバルブの開度で制御され、バルブの開度はバルブへの入力電圧のみで制御される。このため、実験ではサーボバルブへの入力電圧とバリアブルダンパーの減衰特性の関係を求めるものとした。実験では、写真-1に示すように一定電圧をサーボアンプに入力してバルブの開度を一定に保った状態で、ロードセルを介して固定した加振負荷装置により強制変位を与えた。サーボアンプへの入力電圧、ダンパーの反力、ダンパーのストローク量を計測した。加振負荷装置による強制変位は正弦波とし、これを10波を基本として

表-2 実験ケース

Case	Excitation	Loading	Loading	Input
1	100V	100N	100N	100V
2	100V	100N	100N	100V
3	100V	100N	100N	100V
4	100V	100N	100N	100V
5	100V	100N	100N	100V
6	100V	100N	100N	100V
7	100V	100N	100N	100V
8	100V	100N	100N	100V
9	100V	100N	100N	100V
10	100V	100N	100N	100V

実験ケースは、表-2に示す通りである。ケース1はダンパーピストンが有する摩擦力を測定するためのケースである。ケース2は、サーボバルブへの入力電圧とダンパーの減衰力の関係を求めるためのケースであり、加振振動数、加振振幅を変化させるとともに、入力電圧を変化させた。

図-8は、ダンパーピストンの摩擦力を測定するために、加振振動数0.05Hz、加振振幅20mmで載荷した場合（ケース1）の荷重～変位の履歴曲線を示したものである。荷重～変位関係はほぼ矩形形状となり、摩擦力が作用する場合の典型的な関係を示している。なお、載荷の回数による履歴曲線に相違はほとんどなく再現性はよい。摩擦力の平均は約7 kgfである。

図-9は、バリアブルダンパーの荷重～変位の履歴曲線の一例を示したものである。ここには、加振振動数を1 Hzとし、加振振幅を2 mm、6 mm及び10 mmと変化させた場合を示している。これによれば、加振振幅が2 mmの場合には、入力電圧を小さくすると徐々に荷重速度最大（変位零）の位置よりも遅れが生じる。これ性体の流量が小さくなり、粘性体の圧縮性、配管と粘る。加振振幅が6 mm及び10 mmの場合には、荷重～変位減衰タイプの荷重～変位関係となっていることがわか

図-10は、載荷速度と減衰力の関係がサーボバルブへの入力電圧に応じてどのように変化するかを示したものである。ここには、後述する最小自乗法により求めた関数式による曲線も示している。これによれば、減衰力と載荷速度の関係は、通常のシリンダー型の粘性ダンパーと同様にべき乗関数形を有している。このため、ここでは次のように関数形を設定して実験式を導いた。

(1)

ここで、 F ：減衰力 (kgf)、 F_0 ：ダンパーピストンの摩擦力 ($F_0 = 7 \text{ kgf}$)、 $C(V)$ ：減衰係数 (入力電圧 V の関数)、 v ：速度、 $n(V)$ ：速度項のべき乗係数 (入力電圧 V の関数) である。式(6)では、減衰係数 $C(V)$ と速度項のべき乗係数 $n(V)$ が未知数となり、これらを実験データをもとに最

Cose	Objective	Loading Frequency(Hz)	Loading Displacement(mm)	Input Voltage (V)
1	Measurement of Friction Force of Damper Piston	0.05	20	5
2	Relation between Damping Force and Input Voltage	1, 2,3,4	2,6,10, 15	.0~5

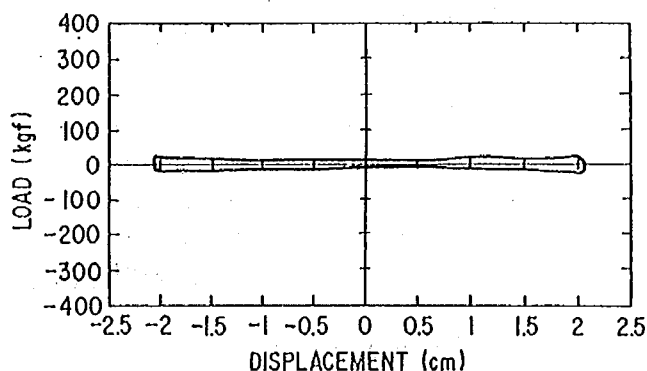


図-8 ダンパーピストンの摩擦力

小自乗近似して求めた。このようにすると、 $C(V)$ は、入力電圧によらずほぼ一定値となり、その平均値は、 $C(V)=0.8$ となる。速度項のべき乗係数と入力電圧の関係は図-11に示す通りとなり、入力電圧を小さくすると大きくなる。入力電圧が2.5V以上ではほぼ一定(1.4程度)となるが、2.5V以下で急激に大きくなる。べき乗係数と入力電圧の関係を直線近似すると図-11に示す通りとなる。

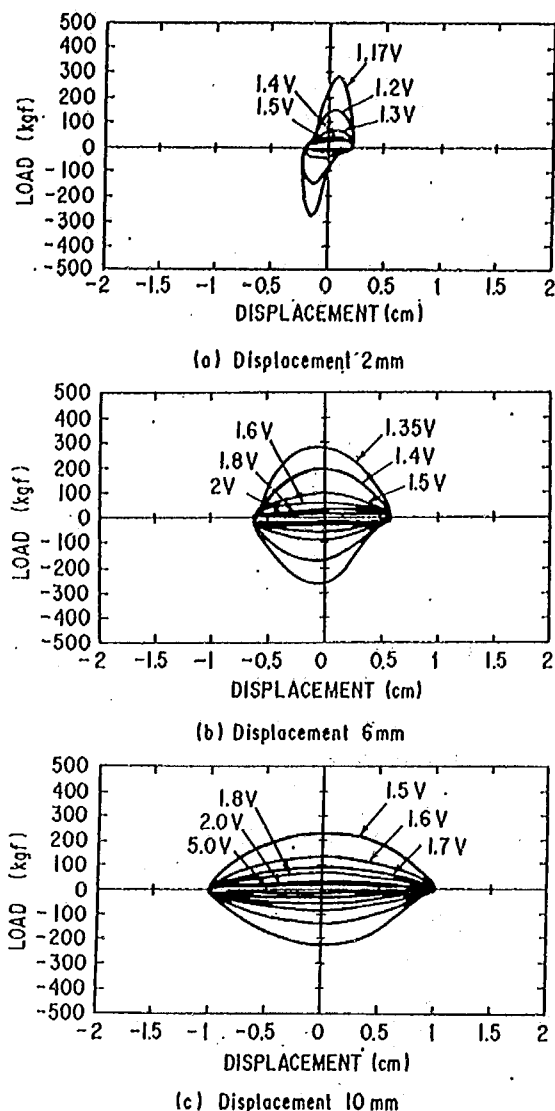


図-9 バリアブルダンパーの荷重～変位の履歴曲線

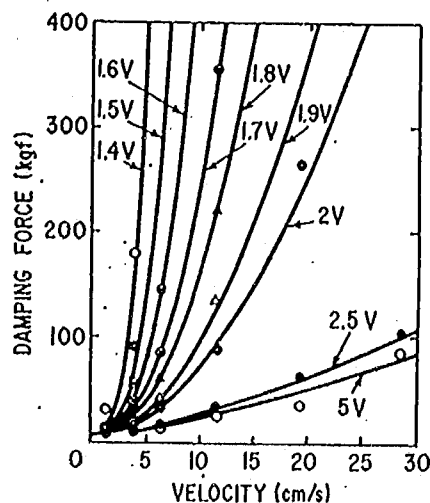


図-10 減衰力と速度の関係

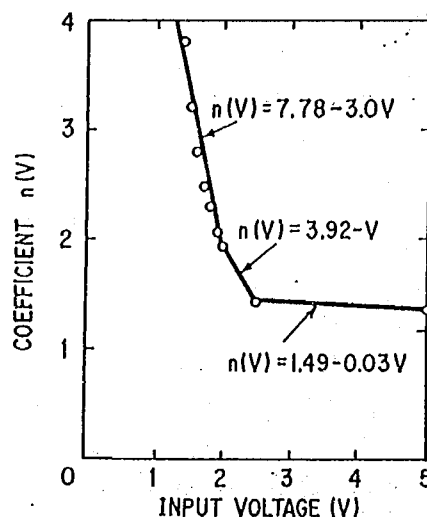


図-11 速度項のべき乗係数と入力電圧の関係

3. 3 バリアブルスティッフネスを用いた道路橋の地震応答制御

1) バリアブルスティッフネスの原理

構造物が地震動を受けた場合の応答を低減する方法には、ダンパー等を用いて構造物の減衰性能を向上させる方法の他に、構造物の固有振動特性を変化させる方法がある。構造物の固有振動特性を変化させる際には地震動の卓越振動数と一致させないようにすることが基本であり、ここでは、図-12に示すように橋桁と下部構造の固定度をバリアブルダンパーを用いて変化させることにより行うこととした。橋桁と下部構造の固定度を変化させることを、ここではバリアブルスティッフネスと呼ぶ。

2) バリアブルスティッフネスに与える減衰特性

バリアブルスティッフネスの構造は、基本的にバリアブルダンパーと同じであるが、その制御を構造物の卓越振動数を変化させるように行うものである。バリアブルスティッフネスの減衰係数は以下のように与えるものとした。減衰を考慮した場合の構造物の卓越振動数 ω は、次式で与えられる。

$$\omega = \omega_0 \sqrt{1 - 2h^2} \quad (2)$$

ここで、 ω_0 及び h は、それぞれ、構造物の非減衰固有振動数及び減衰定数である。したがって、 h を変化させることにより構造物の卓越振動数 ω を変化させることができる。 ω は、地震動入力卓越振動数 ω_E によって次式のように与えるものとする。

$$\omega = \kappa \omega_E \quad (3)$$

ある時刻 t_i において、地震動入力卓越振動数 ω_E は、その直前の T 秒間の地震動のフーリエスペクトルから求める。また、 κ は構造物の卓越振動数を地震動の卓越振動数からどの程度離すかを与える係数（ここでは、振動数調整係数と呼ぶ）である。このようにすると、バリアブルスティッフネスに与える減衰係数 C は次式のようにになる。

$$C = m_d \sqrt{2(\omega_0^2 - \omega^2)} \quad (4)$$

ここで、 m_d は橋桁の質量である。

3) 解析対象橋及び解析ケース

バリアブルスティッフネスの制震効果を解析的に検討するために、前述の図-1に示した橋長30mの単純桁橋の橋軸方向振動を対象として地震応答解析を行った。解析対象橋の条件及び入力地震動は3.1に示した通りである。合計5ケースについて解析を行い、ここで、ケース1は、バリアブルスティッフネスにより制御しない場合、ケース2～ケース5は、地震動の卓越振動数の検出時間 T を5秒に固定し、振動数調整係数 κ を0.8～0.2まで変化させた場合である。

4) バリアブルスティッフネスによる地震応答の低減効果

表-3は、上記5ケースの場合の橋及びバリアブルスティッフネスの最大応答値を比較したものである。図-13は、このうち、橋桁の最大応答値及び橋脚基部の最大断面力に及ぼす振動数調整係数 κ の影響を示したものである。これによれば、いずれの応答値も振動数調整係数 κ が小さいほど小さくなり、 κ を0.5程度以下に設定するとほぼ一定値となる。したがって、橋の卓越振動数を地震動の卓越振動数の半分以上になるように調整すれば、制御しない場合に比較して桁の最大変位及び最大加速度で約30～35%に、橋脚基部の最大断面力で約35%に低減させることができる。この時にバリアブルスティッフネス装置に生じる最大力は41.0tf×2=82.0tf、最大ストロークは6.8cmとなる。

表-3 最大応答値の比較

Analytical Cases		Deck			Pier Bottom		Variable Stiffness	
No.	Adjustment Coefficient κ	Displacement (cm)	Velocity (cm/s)	Acceleration (cm/s ²)	Shear Force (tf)	Bending Moment (tf·m)	Damping Force (tf)	Relative Displacement (cm)
1	No Control	33.04	189.0	1300	166.9	3297	—	—
2	0.8	13.35	74.2	714	89.5	1591	40.3	10.5
3	0.6	11.26	69.3	540	73.3	1375	44.7	9.0
4	0.4	9.24	52.0	468	61.6	1198	41.0	6.8
5	0.2	9.21	51.8	468	61.6	1199	41.2	6.8

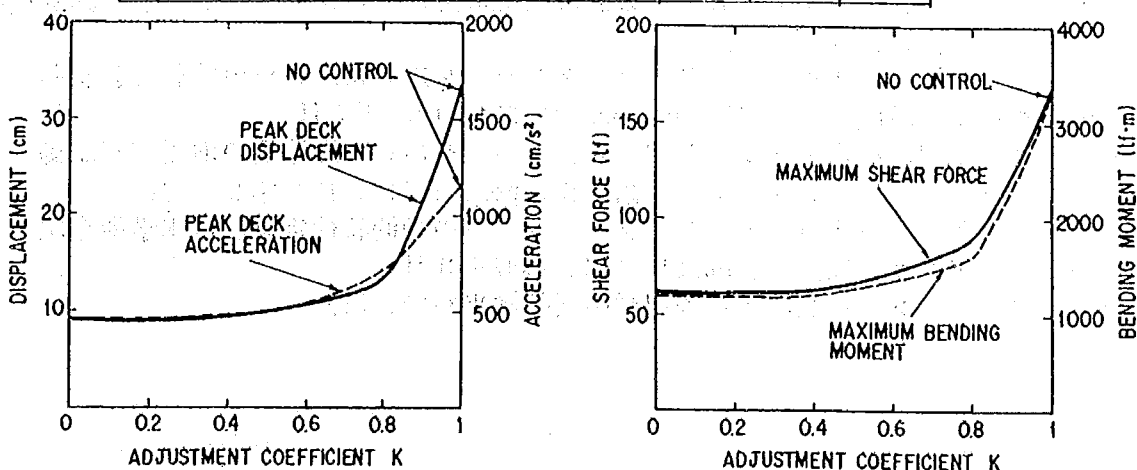


図-13 バリアブルスティッフネスの効果

4. まとめ

1) バリアブルダンパーの最適な減衰定数の設定法に関する研究

本解析で対象とした橋では、バリアブルダンパーに粘性ダンパーストッパー、エネルギー吸収装置、緩衝機能付き移動制限装置の3つの機能を与える場合には、 $h_1=0.5$ 、 $h_2=h_3=3$ が適切である。このような特性をバリアブルダンパーに与えた場合には、非制御の場合に比較して、桁の最大応答変位は25%に、最大応答加速度は43%に、また、橋脚基部の最大曲げモーメントは46%に、それぞれ、減少する。これに要するバリアブルダンパーの最大減衰力は $62.6\text{tf} \times 2 = 125\text{tf}$ 、最大ストロークは5.78cmであり、これは現状で十分に設計可能な範囲といえることができる。

2) バリアブルダンパーの小型模型の開発

改良したバリアブルダンパーの小型模型の正弦波載荷実験によれば、荷重～変位の履歴曲線はほぼ楕円形を描き、粘性減衰を有する理想的な荷重～変位関係が得られた。

3) バリアブルスティッフネスの開発

構造物の固有振動特性を変化させるバリアブルスティッフネス装置を開発した。バリアブルスティッフネスにより橋の卓越振動数を地震動の卓越振動数の半分以上に制御すれば、制御しない場合に比較して桁の最大変位及び最大加速度で約30～35%に、橋脚基部の最大断面力で約35%まで低減させることができる。

5. 今後の研究課題

1) パッシブ構造要素に関する研究

平成3年度に改良したバリアブルダンパーの小型模型を用いた模型橋の振動実験を行い、バリアブルダンパーの制震効果を検証する。

2) アクティブ構造要素に関する研究

平成3年度に開発したバリアブル・スティッフネスの制震効果について多自由度系の地震応答解析により検討するとともに、フィードフォワード制御を組み込んで1自由度系の地震応答解析により検討する。

3) 最適ハイブリッド・コントロールに関する研究

パッシブ構造要素とアクティブ構造要素とを組み合わせ、応答低減効果がよく、外部エネルギーの小さいハイブリッド・コントロール方法を地震応答解析により検討する。

研究成果

- 1) 田口二郎、岩崎敏男、足立義雄、佐々木康、川島一彦：ハイブリッドコントロールによる耐震性向上技術に関する日米共同研究、UJNR第22回合同部会、1990年5月
- 2) 川島一彦、長谷川金二、運上茂樹、長島博之、清水英之：我国の免震・制震技術の現状、UJNR第23回合同部会、1991年5月
- 3) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：バリアブルダンパーを用いた道路橋の地震応答制御、UJNR第24回合同部会、1992年5月
- 4) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：アクティブ・マス・ダンパー（AMD）を用いた橋の最適な地震応答制御、土木技術資料、Vol.33、No.9、pp.61-68、1991年9月
- 5) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：AMDの制震効果に及ぼす最適フィードバック制御法の重み係数の影響、土木技術資料（投稿中）
- 6) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：バリアブルダンパーを用いた道路橋の地震応答制御、土木学会振動制御コロキウム講演論文集PART. B、pp.221-224、1991年7月
- 7) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：バリアブルダンパーを用いた道路橋の地震応答制御、日本学術会議アクティブ制震（振）シンポジウム論文集、pp.311-317、1992年3月
- 8) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：バリアブルダンパーの動的特性実験、日本学術会議アクティブ制震（振）シンポジウム論文集、pp.319-324、1992年3月
- 9) 橋梁用バリアブルダンパー装置：特許出願中（特願平3-291261）

3. 地下施設の耐震設計法に関する研究 (建設技術研究開発経費(総プロ))

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
中島 燈

1. まえがき

小口径管路、共同溝、沈埋トンネル等、小～中規模の地下構造物の耐震設計技術については、これまでに各種の検討がなされている。本研究は、大規模地下道路、大規模地下河川等の全く新しい構造物で、かつ大規模(大断面)な地下構造物の耐震設計技術を開発することを目的とするものである。

大規模地下構造物を地震時の振動特性に基づいて分類すると、①深さ方向に比べて水平方向に扁平で長大な地下構造物(幅広地下構造物)、②水平方向に長大な線状の大断面地下構造物(線状地下構造物)、③水平方向に比べて深さ方向に長大な地下構造物(鉛直地下構造物)、④多くの隔壁や接触物が組合せられた地下構造物、の4つの構造パターンに分類される。本年度は、上記4つの構造パターンごとに、昭和63年度～平成3年度の4か年にわたって実施した研究成果をとりまとめるとともに、『大規模地下構造物の耐震設計ガイドライン(案)』の作成を行った。

2. 研究目的

本研究は、大都市域の土地利用の高密度化に伴い、今度、大規模・大震度化が予想される地下構造物の耐震設計技術を開発することを目的とする。

3. 応答変位法による幅広地下構造物及び鉛直地下構造物の耐震計算法の開発

応答変位法は、地震時に地盤に生じる変形を計算し、これを強制変位として構造物に入力することにより、地震時に構造物に生じる断面力を算定する計算法である。本手法は、昭和53年の建設省新耐震設計法(案)で提案され、以降、上水道、ガス導管、共同溝、キャブ等、小～中規模の線状地下構造物の耐震計算に広く用いられてきた。しかしながら、構造物の規模が大きくなると、地盤の変形により構造物の周面に作用するせん断力(以下、地震時周面せん断力)の影響が大きくなり、これまでの応答変位法では地震の影響を適切に評価することができない。このため、従来の応答変位法で考慮する地震時土圧及び慣性力に、地震時周面せん断力を加えた新しい応答変位法を開発した。

開発した応答変位法の荷重モデルを図1に示す。また、応答変位法の解析精度を、有限要素法による動的解析との比較により検討した一例を示すと図2の通りである。

地震時周面せん断力を考慮した応答変位法の適用性に関して、以下の点が指摘される。

- 1) 同じ入力地震動が作用するという条件で、応答変位法と動的解析を比較すると、両者には大きな違いがない場合が多い。これは、原理的には、応答変位法は1次モードを考慮した応答スペクトル法による動的解析に近いためである。
- 2) 長手方向に沿う軸力及び曲げモーメントが支配的となる大規模線状地下構造物だけでなく、地盤のせん断変形に基づく曲げモーメントや周面せん断力が支配的となる大規模幅広地下構造物及び大深度地下構造物に対しても、精度よく適用することができる。
- 3) ただし、応答変位法が動的解析とほぼ同じ結果を与えるためには、以下の点に注意が必要である。
 - ①地震時地盤変位及び地震時地盤応力が正しく算定されていること。
 - ②地盤と地下構造物を結ぶ地盤ばねが正しく算定されていること。

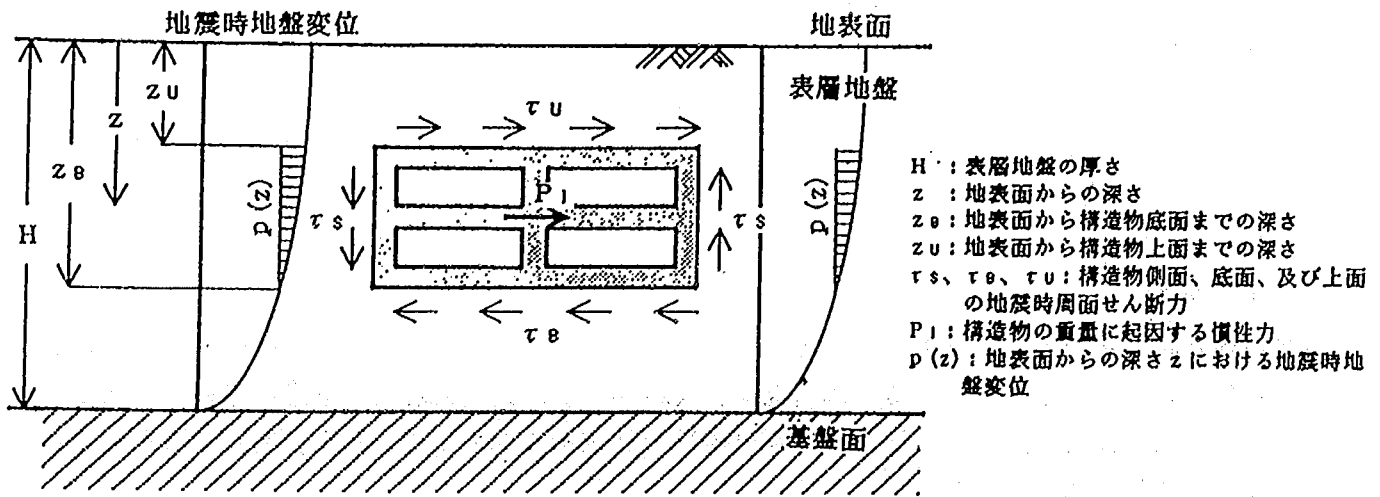
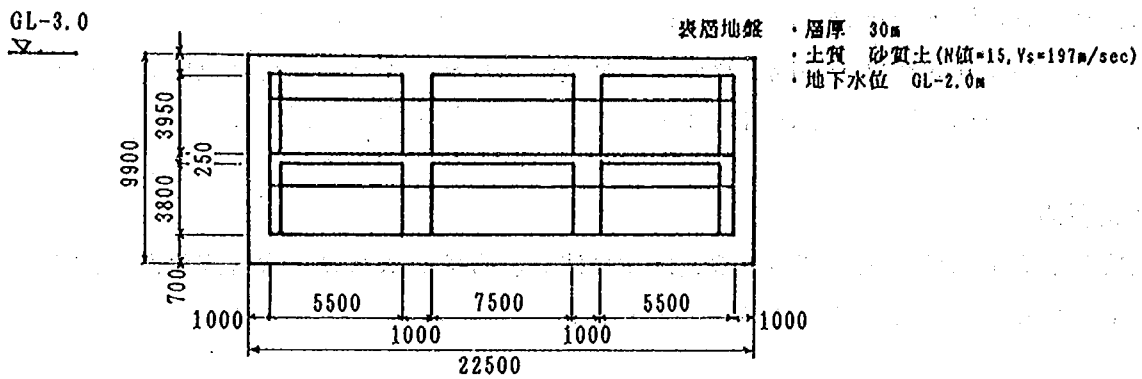
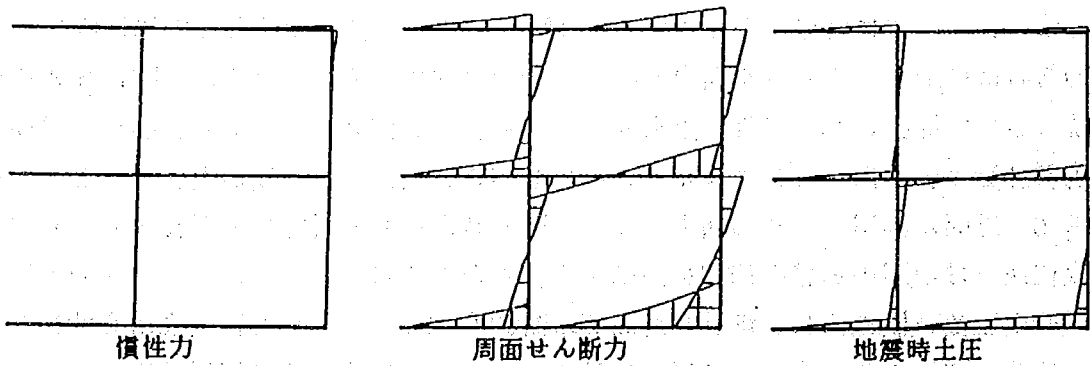


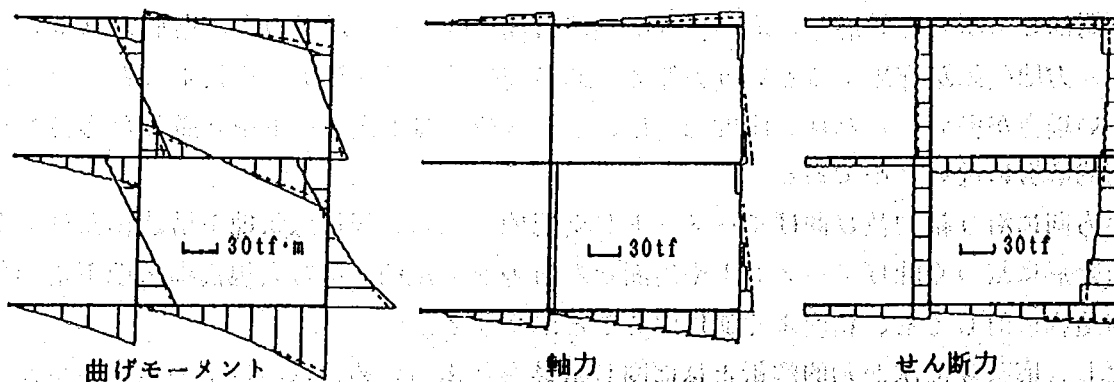
図1 応答変位法で考慮する地震時荷重



(a) 解析の対象とした大規模幅広地下構造物

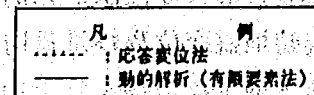


(b) 応答変位法で考慮する各種地震荷重による曲げモーメント



(c) 応答変位法と動的解析の比較

図2 応答変位法による地震時断面力の解析精度



4. 応答変位法による大断面シールドトンネルの耐震設計法の開発

シールドトンネルの地震時変位特性に関する既往の検討結果をもとに、大断面なシールドトンネルの耐震設計法をとりまとめた。耐震設計のフローを図3に示す。このポイントは、以下の通りである。

1) トンネル長手方向の耐震設計法

①基本方針

耐震計算は応答変位法によるものとし、長手方向に沿う地震時地盤変位により生じる断面力を用いて耐震性を参照する。応答変位法では、地震の影響として、地震時地盤変位を考察する。

②シールドトンネルの剛性

多数のセグメント及び継手から構成される覆工を、等価な剛性を有する一様連続なはりにモデル化する。特に、二次覆工を有する場合の覆工剛性は、覆工の損傷状態に応じて変化させる。シールドトンネルの覆工剛性が変化する様子を模型載荷実験により検討した結果を示すと写真1及び図4、5の通りである。

③トンネル地盤間ばね

地震時断面力の算定に大きな影響を与えるため、有限要素法等を用いて正確に算出する。

④動的解析による計算

地形・地盤条件が著しく変化する箇所、立坑等の異種構造物との接合部、トンネル分岐部や急曲線部に対しては、動的解析により安全性を確認する。

⑤耐震性の照査

M7程度の中規模地震に対しては許容応力度法により、また、M8クラスの大規模地震に対しては地震時保有水平耐力法により照査する。許容応力度法による場合には、セグメント及びリング継手に生じる応力度は、許容応力度以下でなければならない。地震時保有水平耐力法による場合には、セグメント及びリング継手に生じる応力度は、地震時保有水平耐力以下でなければならない。また、リング継手の相対変位は、地震時に許容される値以下でなければならない。

⑥構造細目

シールドトンネルが長手方向の地震力を受けた場合に、二次覆工の損傷が特定の箇所に集中して生じるのを防ぐために、最低限二次覆工の長手方向に配置しておくべき鉄筋量を定めた。

2) トンネル横断方向の耐震設計法

従来、トンネル周辺の地盤が均質で、かつ、土被り厚が大きい場合には、トンネル横断面方向に及ぼす地震の影響は一般に小さいといわれてきた。しかし、常時の断面力と地震時の増分断面力を重ね合わせた覆工の応力は、地震時の割増しを見込んでも許容応力度を超える場合が少なくないことが本研究により明らかにされたため、トンネル横断方向についても耐震設計を行うこととした。耐震設計のフローを図6に示す。

①基本方針

耐震計算は応答変位法によるものとし、地盤のせん断変形に基づく地震時土圧、地震時周面せん断力、慣性力により生じる地震時の増分断面力を常時の断面力に重ね合わせるにより耐震性を照査する。

②地震の影響が大きい場合

常時一断面力に比べて、地震時の増分断面力が大きくなるのは、以下の場合である。

a) 常時の断面力を土水分離の考え方で算定する場合。

b) 常時の断面力を土水一体で考え方で算出する場合でも、地盤が軟弱で、かつ、土被りが小さい場合。

c) トンネル横断面が地盤条件の大きく異なる地層間に跨り、地層境界付近で地盤の変位振幅が大きく変化する場合。

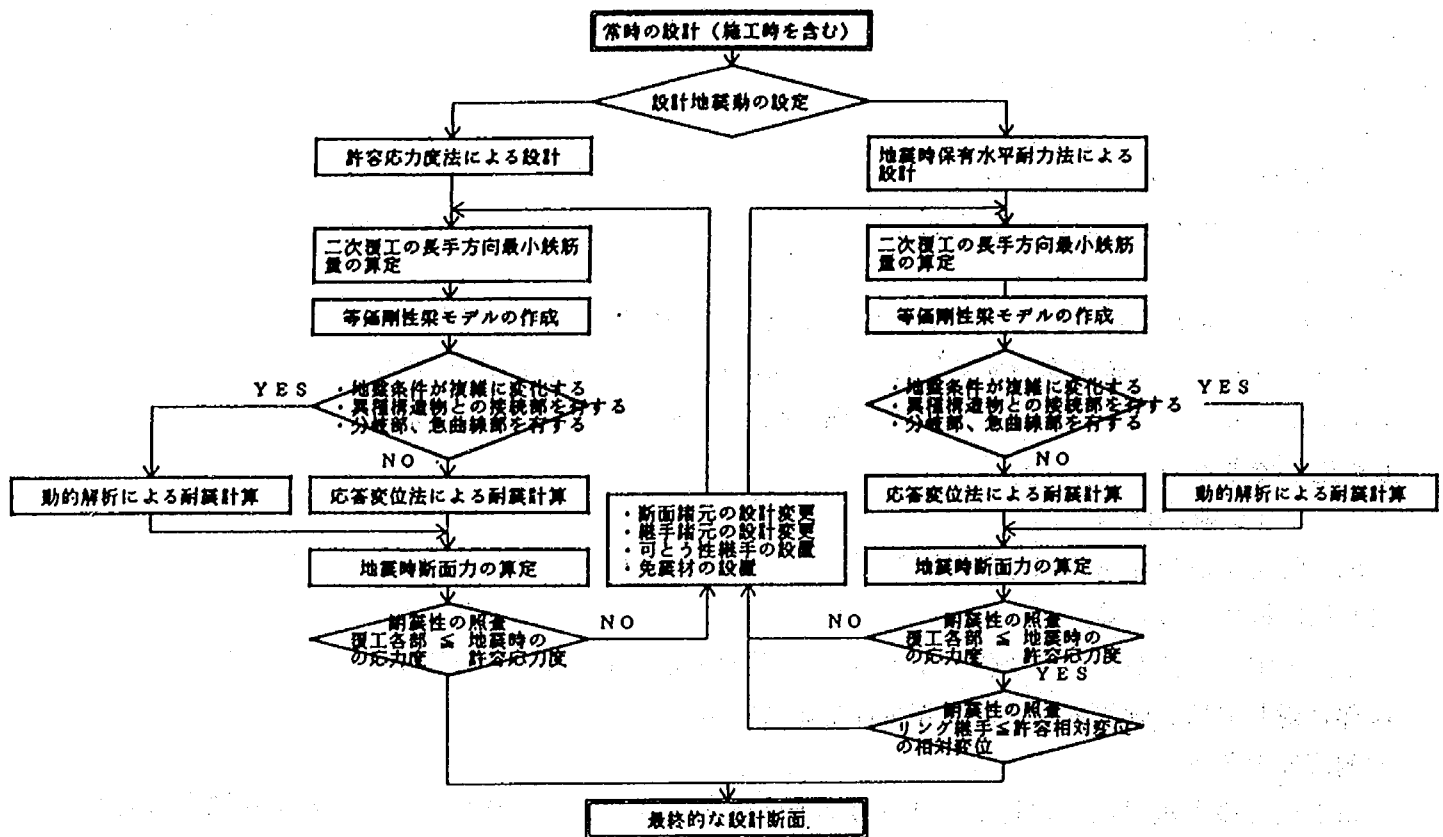


図3 大断面シールドトンネル長手方向の耐震設計フロー

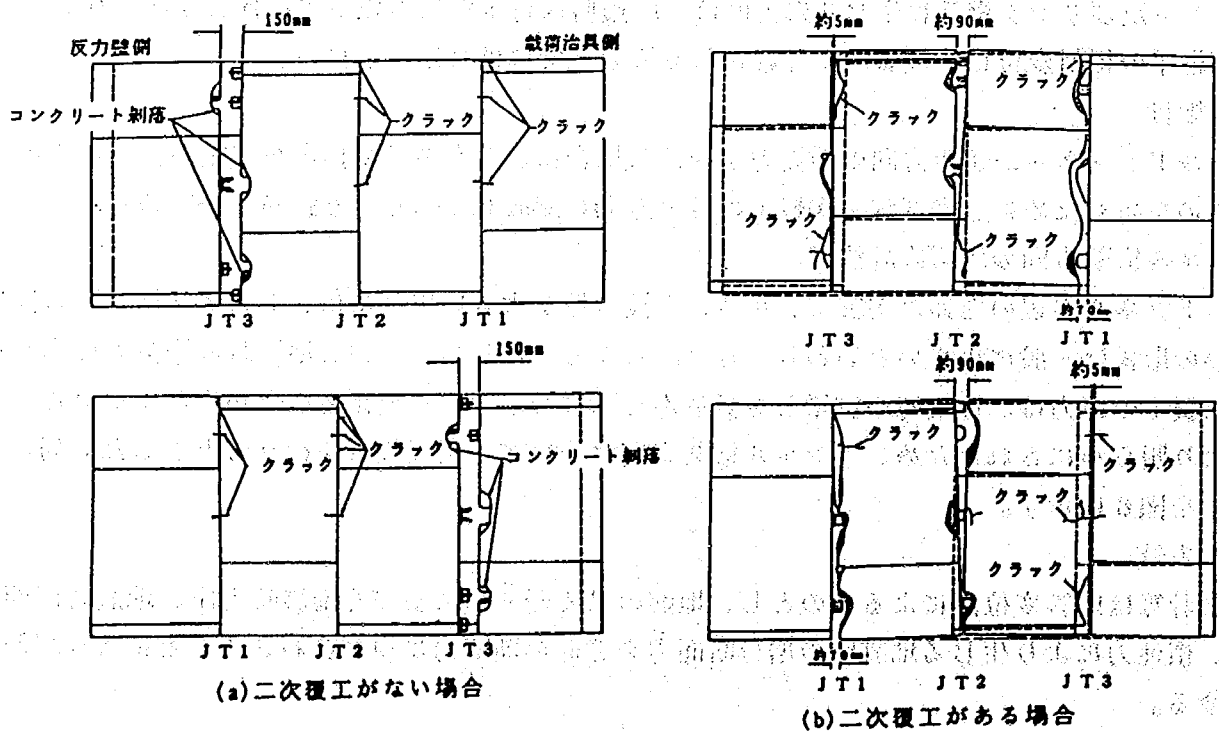
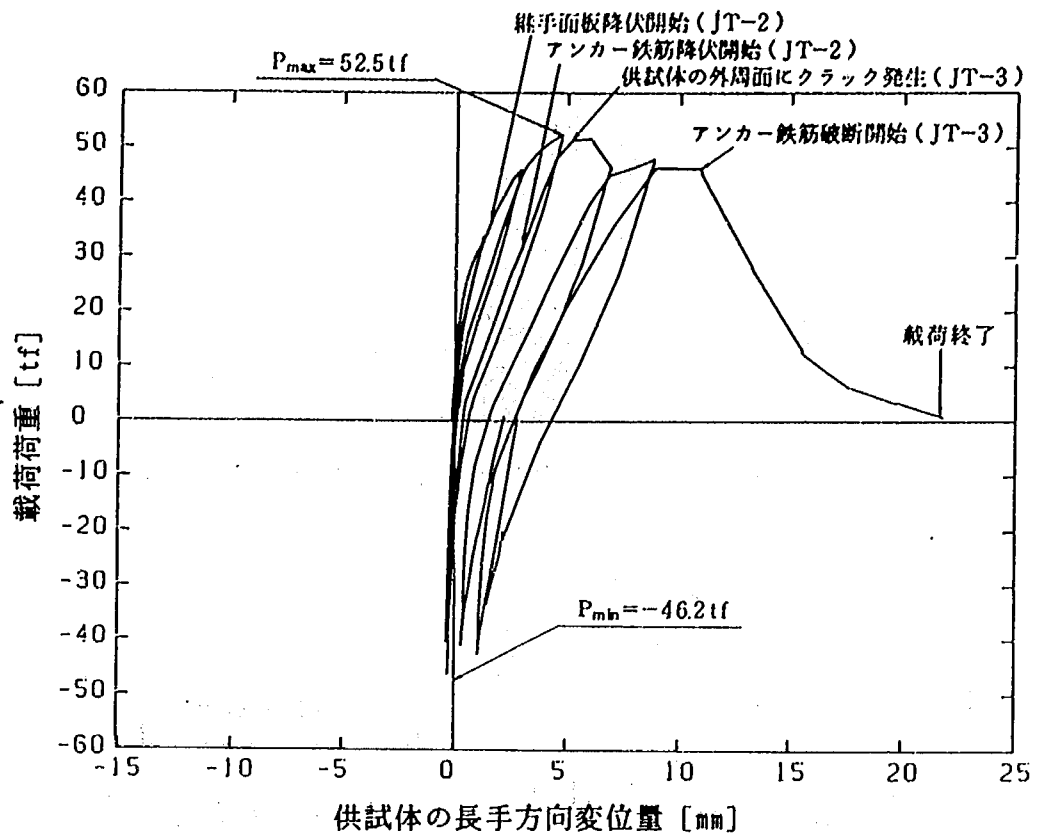
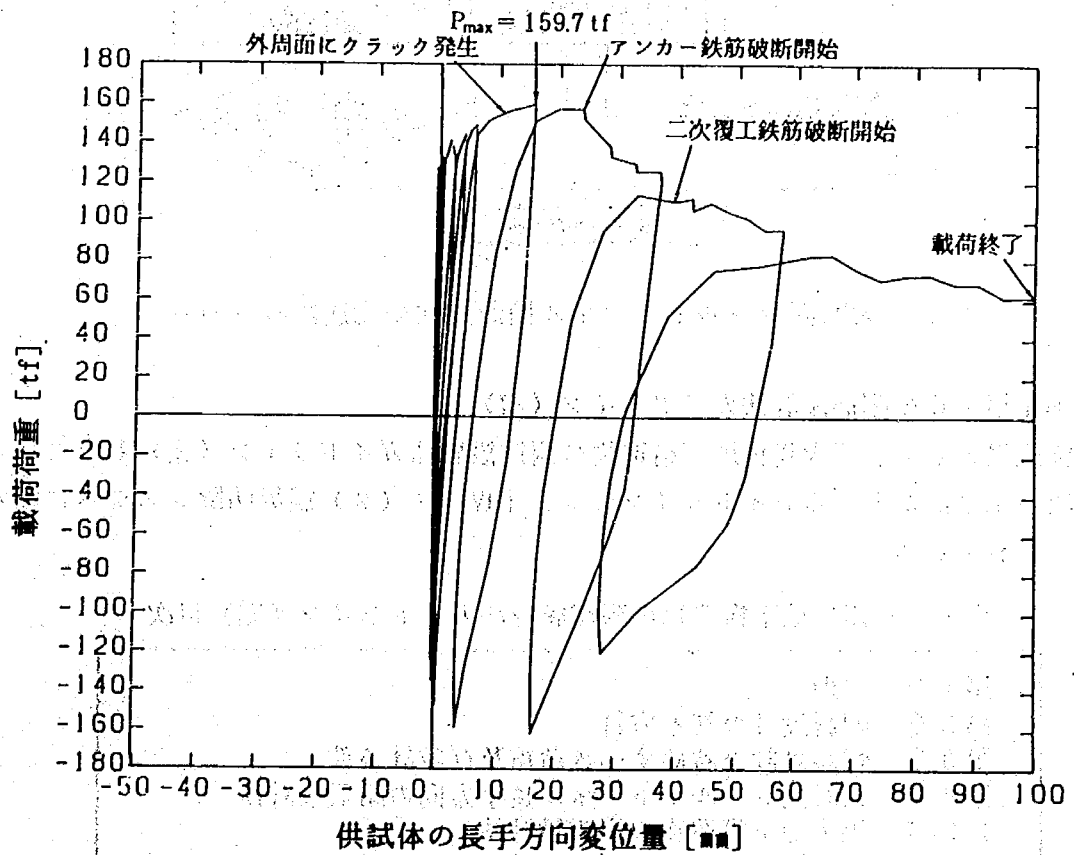


図4 長手方向の地震力を受けるシールドトンネルの変形状況



(a) 二次覆工がない場合



(b) 二次覆工がある場合

図5 長手方向の地震力を受けるシールドトンネルの変形状況

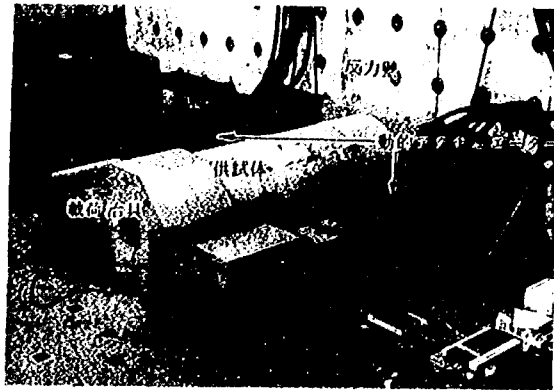


写真1 RCシールドトンネル模型（ $\phi 1.8\text{m} \times 3.6\text{m}$ ）の載荷実験

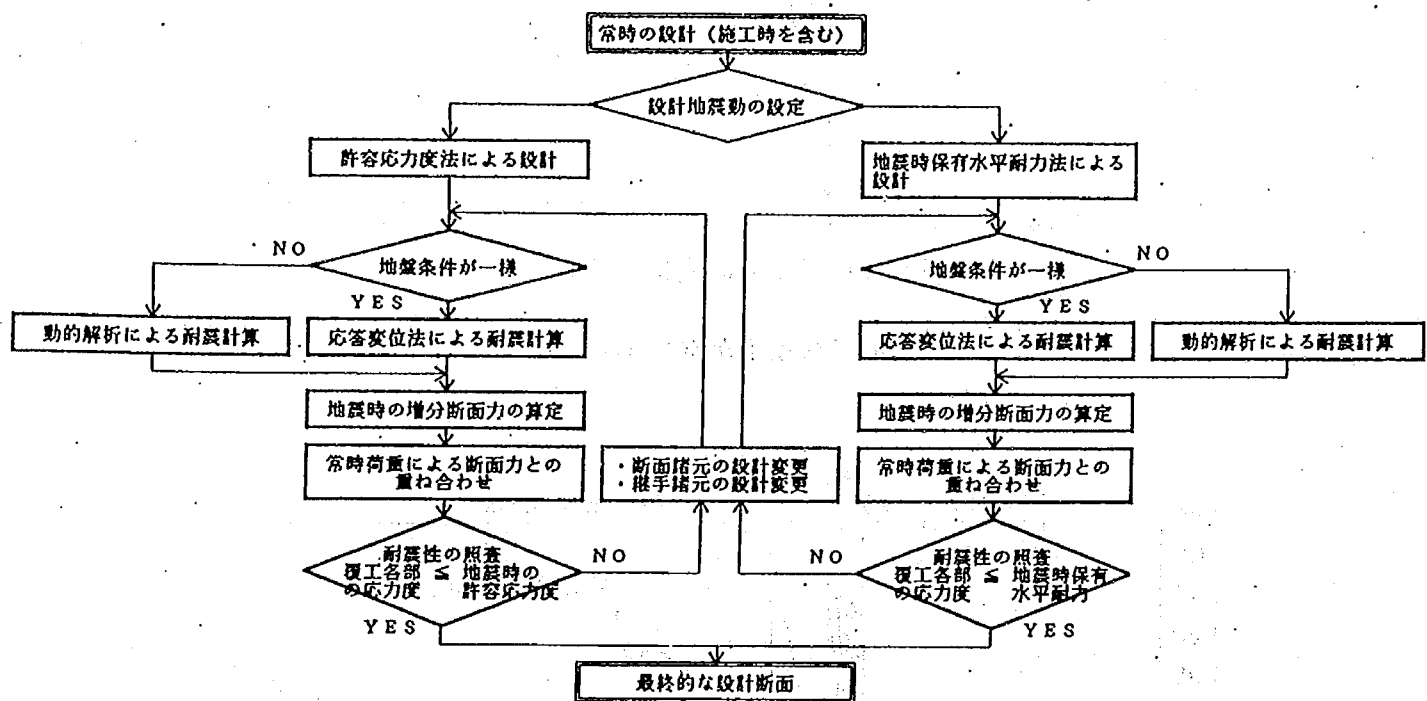


図6 大断面シールドトンネル横断方向の耐震設計フロー

5. 『大規模地下構造物の耐震設計法ガイドライン（案）』

本研究の最終成果として、『大規模地下構造物の耐震設計法ガイドライン（案）』をとりまとめた。表1にこの目次を示す。なお、本ガイドラインには、「IV-2（2）震災防除システムに関する研究」の研究成果も含まれている。

表1 大規模地下構造物の耐震設計法ガイドライン（案）目次

第1章	総則
第2章	耐震設計の基本方針
第3章	耐震設計上考慮すべき荷重及び設計条件
第4章	大断面シールドトンネル長手方向の耐震設計法
第5章	幅広地下構造物の耐震設計法
第6章	鉛直地下構造物の耐震設計法
第7章	地震の影響の低減を期待する構造
第8章	大規模地下道路の地震防災システム

4. 災害防除システムに関する研究

(建設技術研究開発経費(総プロ))

耐震研究室 室長 川島 一彦

研究員 杉田 秀樹

中島 燈

1. まえがき

地下構造物は、地上の構造物と異なり閉鎖空間であるという特徴を有している。このため、地下構造物の利用者は地震災害に対して潜在的に不安感を抱きやすく、地震時にはパニック等の二次災害が懸念されている。本調査は、地下構造物のうち不特定多数の車両及び人間が利用する大規模な地下道路の地震防災システムを開発することを目的として実施するものであり、最終年度である本年度は、4か年の研究成果をとりまとめるとともに、これを「大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)」に反映した。

2. 研究目的

本研究は、大都市域の土地利用の高密度化に伴い、今後、大規模・大震度化が予想される地下構造物の地震災害防除技術を開発することを目的とする。

3. 地震時に地下道路利用者が抱きやすい不安感

「地下道路」と「地震」を合わせて聞いた場合に、地下道路の利用者がどのような不安感を抱きやすいかを、V E (Value Engineering) 手法により検討した。これによれば、利用者の不安感は8項目から構成されており、大きく、地下道路に対して日常から抱いている不安感と、地震時に発生する可能性があると考える事象に対して抱く不安感の2種類に分類できることが明らかとされた。

4. 地震時に地下道路利用者に不安感を与える要因

地下道路利用者が地震に対して不安感を抱く要因には様々なものがある。また、ある不安感に対して複雑の要因があったり、互いに関連しあっていたりする。このような要因間の関係を、I S M (Interpretive Structural Modeling) 法及びF S M (Fuzzy Structural Modeling) 法により解析した。一例として、F S M 法により求めた構造モデルを示すと、図1～3のようになる。また、これらの結果に基づき、地下道路利用者が抱く不安感を構成する最も根源的な要因(構造モデルの最下層要因)を示すと表1の通りである。

5. 地震防災システムの基本方針

地下道路利用者が抱く不安感を低減するためには、不安感を生む最下層要因を解消できる方策を実施することが基本的に最も有効である。ただし、最下層要因といっても、不安感を生む程度は異なるため、地震防災システムではそれらのうち支配的な要因に対して対策を講じることが重要となる。このため、A H P (Analytical Hierarchy Process) 法を用いて、最下層要因の影響度を解析した。解析の基本的な手順は、以下の通りである。

1) F S M 法により得られた構造モデルから、A H P 法に用いる階層モデルを作成する。すなわち、第k層に位置する要因(子要素)の第(k-1)層に属する要因(親要素)に対する影響度(層間影響度) $v_{ij,k}$ を、次式で評価する。

$$v_{ij,k} = c_{ij,k} / \sum_{j=1}^n c_{ij,k} \quad (1)$$

ここに、 v_{ij} は親要素iに対する子要素jの連結度(F S M 法による)、 c_{ij} は親要素iに対する子要素jの層間影響度、nは親要素iを与える子要素の数である。先に述べた図1～3の構造モデルからA H P 法に用いる階層モデルを作成した結果を示すと、図4～6の通りである。

2) 地下道路利用者の不安感に対する最下層要因の総合影響度 $w_{k,j}$ を、次式により算出する。これは、影響度を求めようとする最下層要因の入力値を1(当該要因が存在する)とし、これ以外の最下層要因の入力値を0(当該要因が存在しない)とした場合に、地下道路利用者の不安感が0(全く

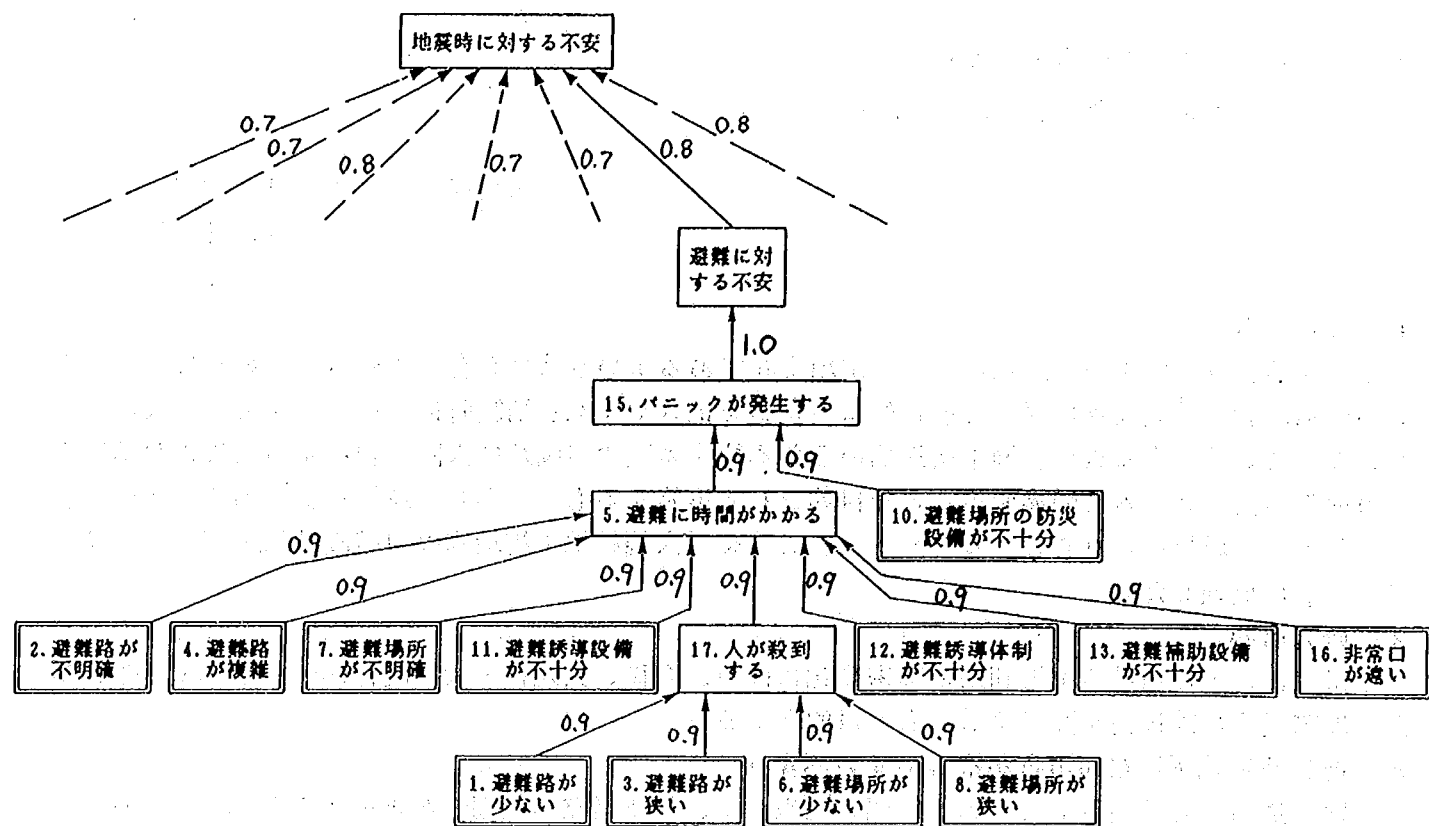


図1 避難要因に対する構造モデル (FSM法による)

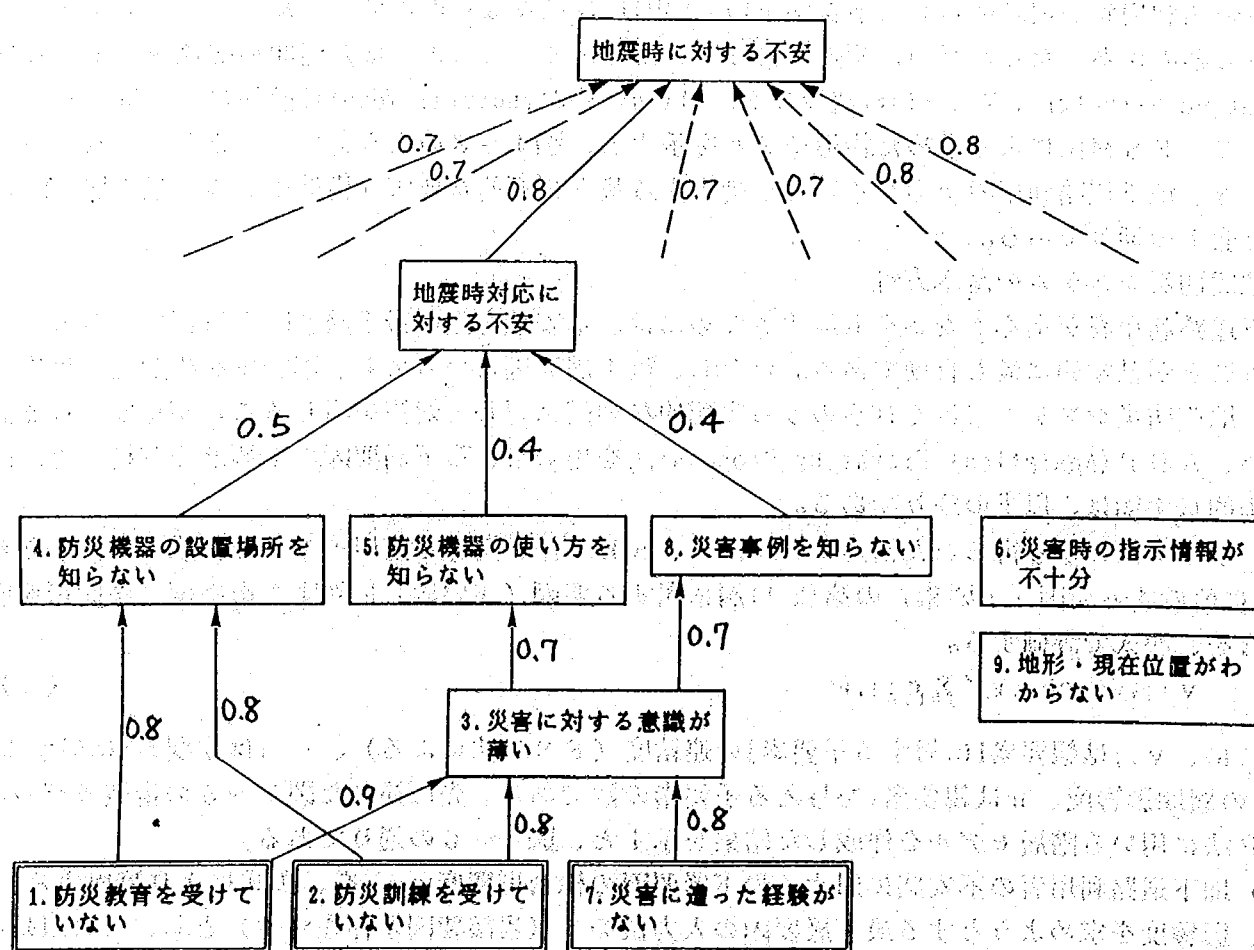


図2 地震時対応要因に対する構造モデル (FSM法による)

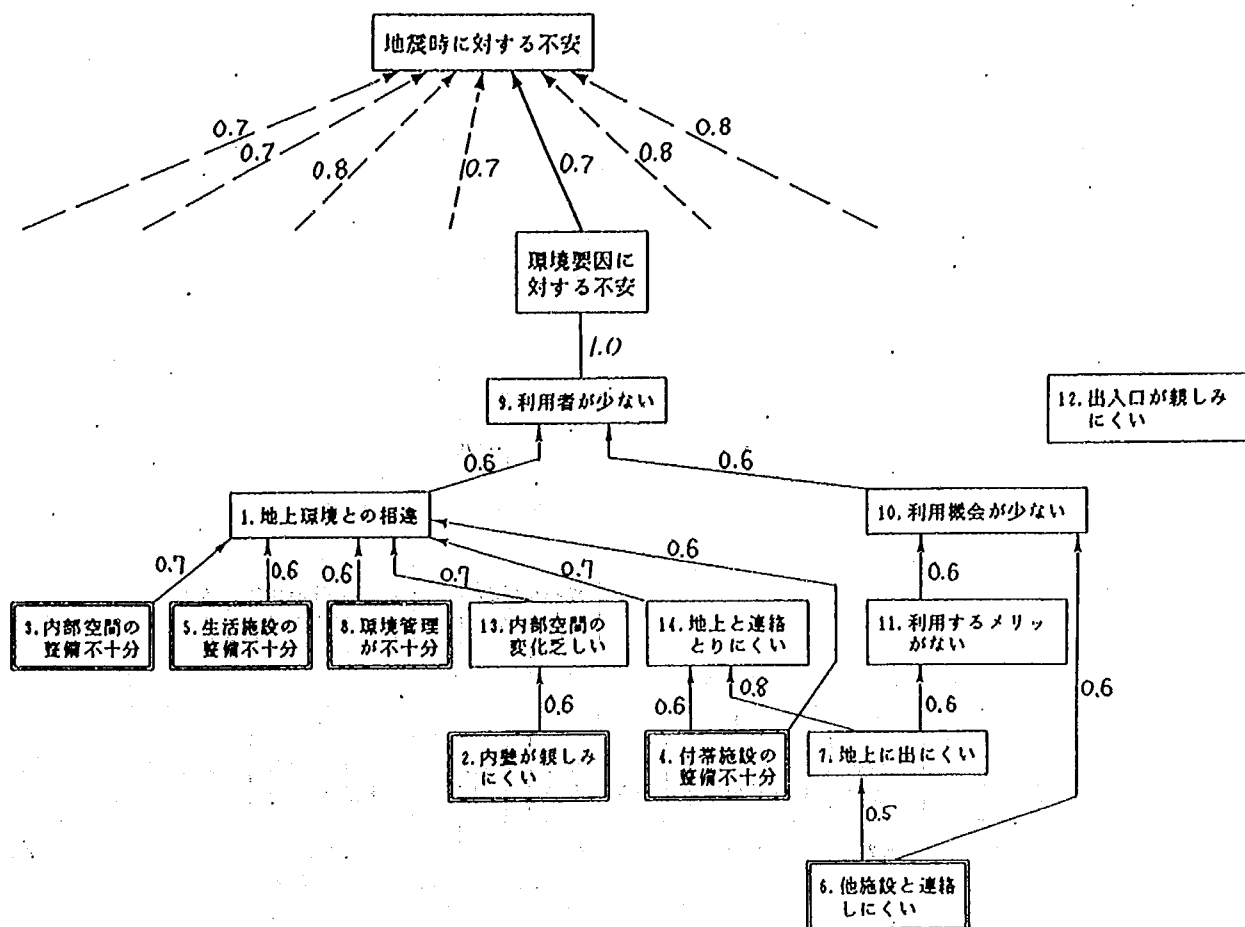


図3 環境要因に対する構造モデル (FSM法による)

表1 地下道路利用者が抱きやすい不安感と不安感を構成する最下層要因

地下道路利用者が抱きやすい不安感		最下層要因
日常不安感抱いている	地下であることに対する潜在的な不安感	閉鎖空間である
	車両走行に係わる不安感	交通教育が不十分、線形が滑らかでない、勾配が不適切、分合流が多い、歩行者が混在している
	環境に係わる不安感	他施設との連絡がしにくい、内壁が親しみにくい、付帯施設の整備が不十分、内部空間の整備が不十分、生活施設の整備が不十分、環境管理が不十分
地震発生時に発生する事象に対して抱く不安	被害に係わる不安感	耐震化対策がなされていない、トンネルの材料が弱い、車両が弱い、車両の緊急機器が不十分、内部施設が弱い
	地震時の対応に係わる不安感	防災教育を受けていない、防災訓練を受けていない、災害にあった経験がない
	避難に係わる不安感	避難路が少ない、避難路が狭い、避難場所が少ない、避難場所が狭い、避難路が不明確、避難路が複雑、避難場所が不明確、避難誘導設備が不十分、避難誘導体制が不十分、避難補助設備が不十分、非常口が遠い、避難場所の防災設備が不十分
	被災・避難情報に係わる不安感	情報収集体制が不十分
	交通事故に係わる不安感	車両からの落下物がある、トンネルが揺れる

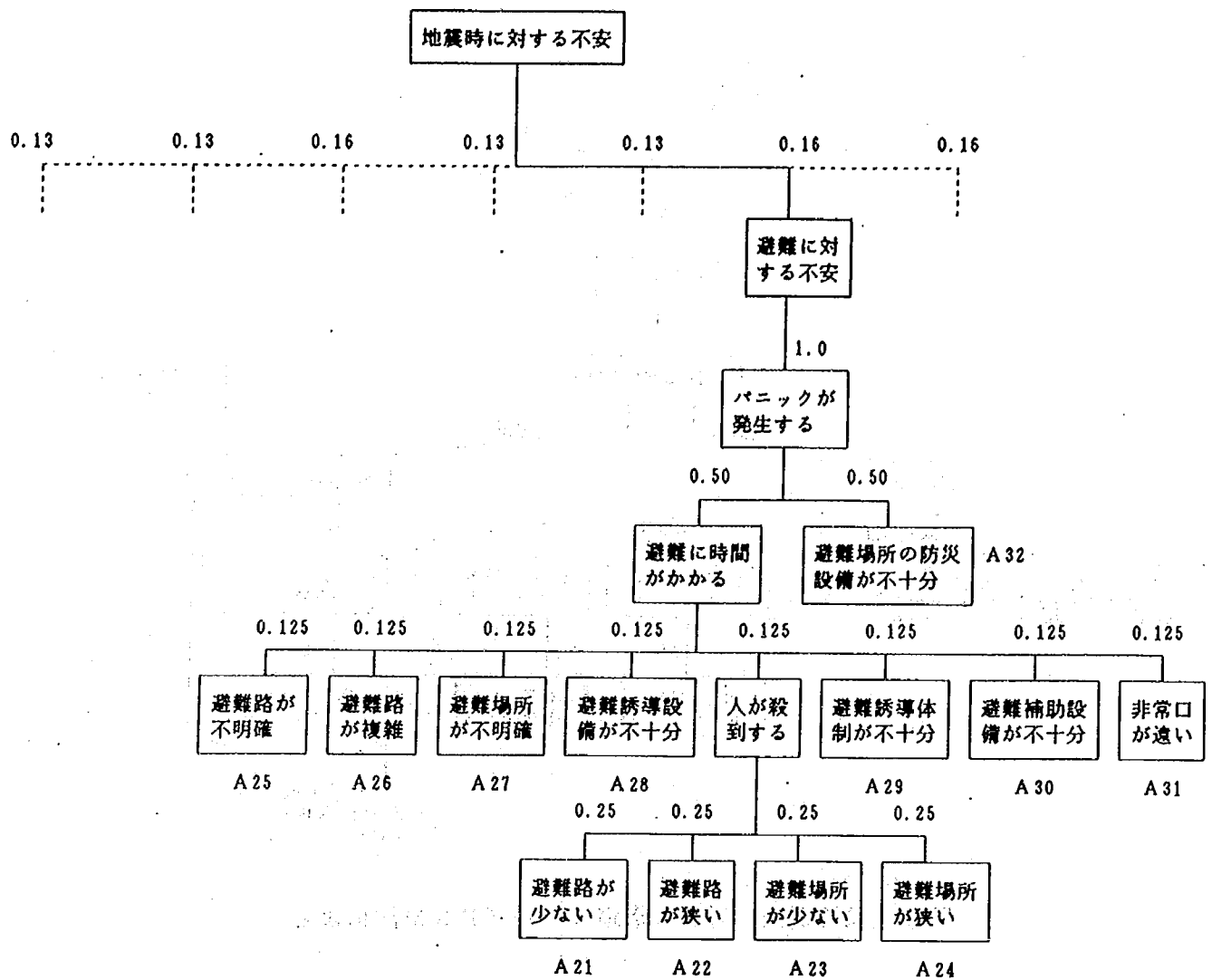


図4 避難要因に対する階層モデル (AHP法による)

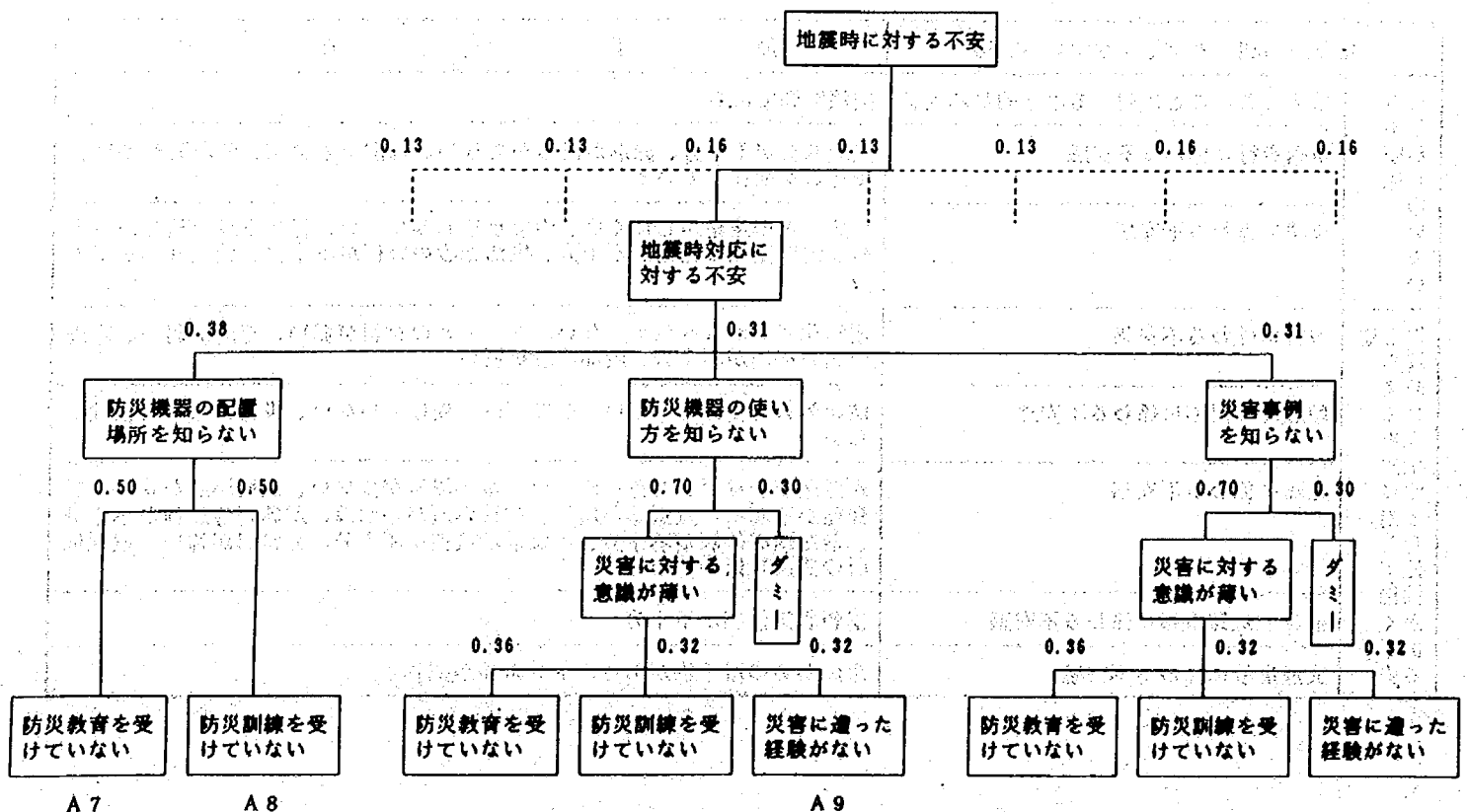


図5 地震時対応要因に対する階層モデル (AHP法による)

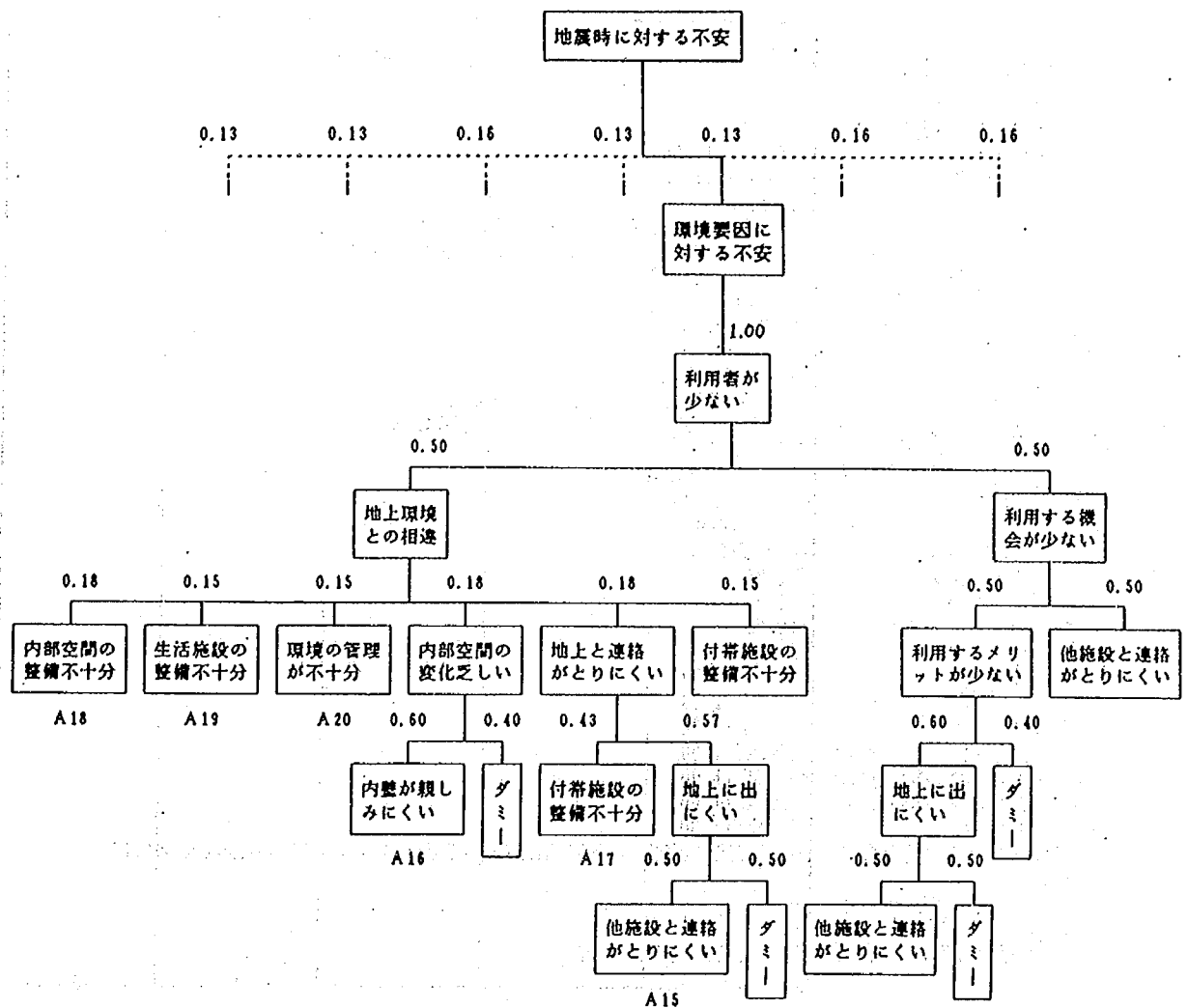


図6 環境要因に対する階層モデル（AHP法による）

生じない）～1（必ず生じる）のどの程度になるかを評価しようとするものである。

$$w_{L,j} = a_{L,j} \times \prod_{k=1}^L c_{L,j,k} \quad (2)$$

ここに、 $w_{L,j}$ は第L層（最下層）の要素jの総合影響度、 $a_{L,j}$ は最下層要因の入力値である。

最下層要因がそれぞれ地下道路利用者の不安感に与える総合影響度を示すと、図7の通りである。これによれば、以下の点が指摘される。

a) 総合影響度の大きい「閉鎖空間である」「防災教育を受けていない」「防災訓練を受けていない」「歩行者が混在している」「他施設との連絡がしにくい」「避難場所の防災設備が不十分」に対して優先的に対策を行うことが有効である。

b) 上記6つの最下層要因を解消することにより、地下道路利用者の不安感を33%低減できる。

6. 地震防災システムの実施例

以上によって、地下道路利用者が地震に対して抱く不安感を解消するために、対策を講じることが有効と考えられる最下層要因が明らかとなった。これらの要因に対して講じる対策としては、様々な事項が考えられるが、ここでは前述したVE法により、地震防災システムの実施例としてのアイディアを抽出した。その結果を総合影響度の大きかった要因「閉鎖空間である」「防災教育を受けていない」「防災訓練を受けていない」について示すと、表2の通りである。

以上の研究成果から、今後の大規模地下道路の設計にあたっては、利用者が地震に対して抱く不安感を低減できるアイディアを十分取り入れることが、地震防災システムを考える上で重要となる。

最下層要因

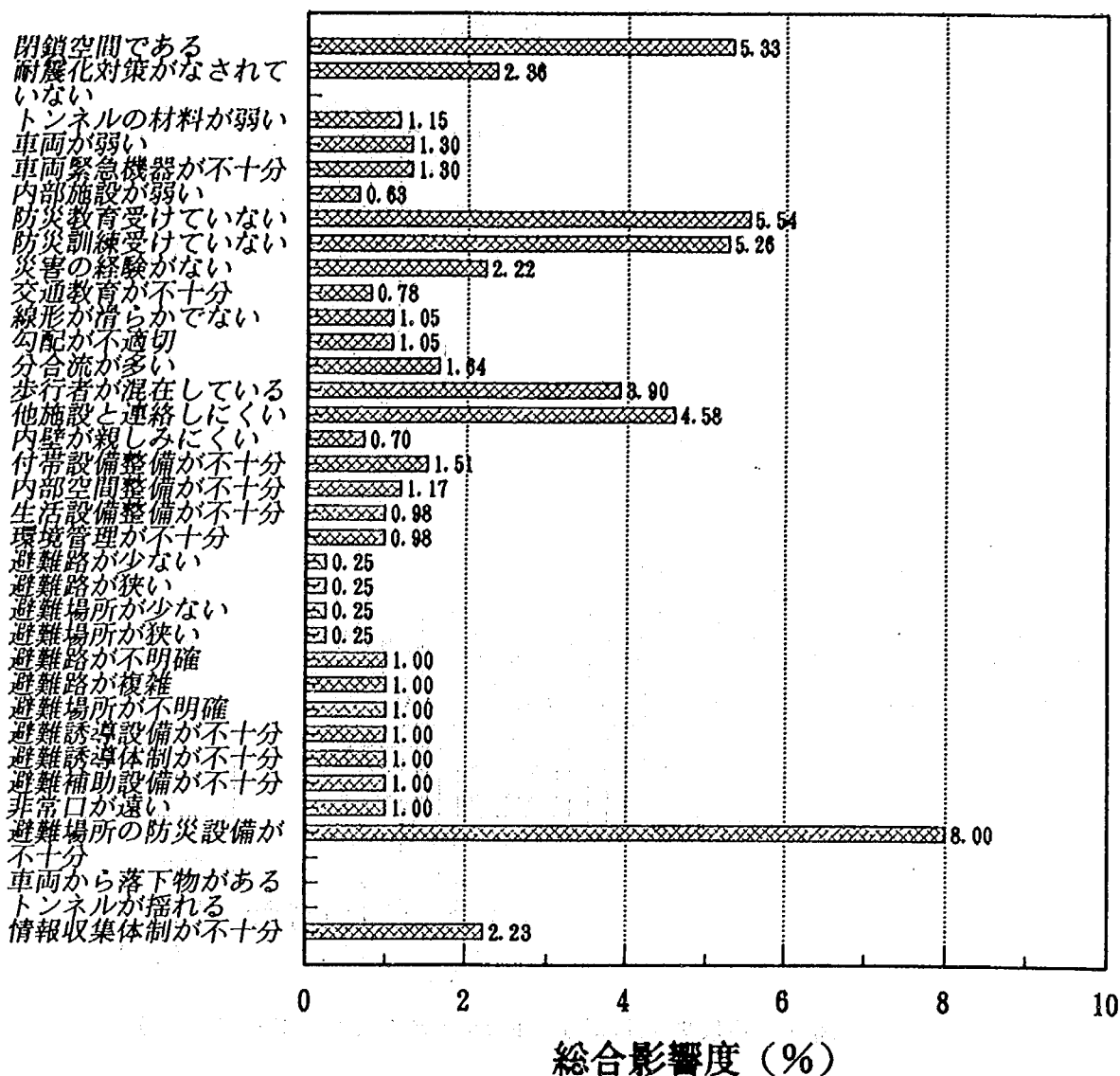


図7 最下層要因が地下道路利用者の不安感に与える総合影響度

表2 最下層要因に対する防災対策のアイディア

最下層要因	防 災 対 策 の ア イ デ ィ ア
閉鎖空間である	良いイメージを作る（良いネーミングを考える、トンネルというイメージを打ち消す）、利用しやすいイメージを作る（明るいイメージ作りをする、地上環境と変わらないことをPRする、よい噂を流す、地下の長所をPRする、利用台数を公表する、デマや噂に対して早急に対処する、地上の様子をマスメディアで流す、将来性をPRする）、先端技術をPRする（特有の施設を紹介する、研究開発の現場を紹介する）
防災教育を受けていない	通常からラジオで避難方法を教える、パンフレットを作る、防災システムをPRする、学校で教える（教習所で教える、教育用ビデオを作る、振動実験を見せる、電算機によるシミュレーションを見せる）、見学場を設ける（見学路を設ける、防災センターを見学させる、展示館を作る、安全施設の見学場を設ける）、避難訓練をする（災害訓練に絡めてPRする、非常施設の実証実験を見せる）
防災訓練を受けていない	TV・ラジオから指示を出す、避難路選定エキスパートシステムを作る、避難誘導機器をつける、避難訓練をする、迂回路・出口までの距離を教える、避難場所を教える

5. 震災復旧計画支援システムの開発

(建設技術研究開発経費〈総プロ〉)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
中島 燈

1. 研究目的

大規模な地震が発生した場合には、被害の拡大防止及び二次災害の防止を図るとともに、被災した施設の復旧対策を適切に実施することが、被害の拡大や社会不安の増大を防ぐ上で極めて重要である。このためには、震災発生後において、震災及び措置・復旧情報を的確かつ迅速に収集し、処理伝達することにより、円滑な復旧活動に役立たせる必要がある。

本研究は、震災情報を速やかに収集するとともに、大量の情報を系統的に分析し、施設管理者が震災復旧対策を実施する際の基本情報を提供することが可能な支援システムの開発を目的として実施するものである。

2. 研究方法

本年度は、以下の項目に関して検討を行うとともに、昭和62年～平成3年度までの研究成果を『災害情報システム・ガイドライン(案)(第Ⅱ巻基幹施設編第2編震災復旧編)』としてとりまとめた。

2. 1 震災・復旧情報収集システムの開発

(1)震災調査に対する熱赤外線カメラの適用性の検討

夜間における震災調査に対する熱赤外線カメラの適用性に関して、撮影季節・撮影時間帯・撮影距離等が変化した場合に、地震被害の識別程度がどのように変化するかについては、これまでに模擬地震被害の撮影実験を通じた検討により明らかにしている。本年度は、熱赤外線画像に及ぼす風の影響を、RC橋脚の模擬地震被害を対象とした撮影実験により検討するとともに、RC橋脚の地震被害を熱赤外線画像上で識別するために必要とされる無被害部分と被害部分の最小の温度差(識別可能温度差)についての検討を行った。

(2)ヘリコプターを用いた震災調査に要する時間の机上検討

ヘリコプターを用いた震災調査方法については、これまでに、震後の時期区分に応じたヘリコプターの飛行方法、ヘリコプターの最高飛行速度、ビデオカメラ等による震災状況の撮影方法等を検討している。本年度は、南関東地震により関東地方建設局管内に生じる震災状況を想定し、これをヘリコプターを用いて調査するために必要な時間・燃料等を机上で検討した。本検討は、建設省防災ヘリコプター“あおぞら号”を、情報収集時には50 km/h、空輸時には140 km/hで飛行すると想定し、各諸制限を考慮して行った。

2. 2 震災・復旧情報伝達システムの開発

(1)災害情報伝達上の留意事項～雲仙普賢岳噴火災害の事例スタディー～

被災状況や復旧方針、復旧状況を地域住民に理解させることは、民生を安定させるとともに、復旧に対する支援を得るために需要である。このため、被災状況を適切に地域住民に広報するほか、報道機関に対しても積極的に情報の伝達を行う必要がある。ここで、平成2年7月に端を発した雲仙普賢岳噴火災害により得られた教訓をもとに、地域住民や報道機関に対して災害情報を伝達する上での留意点をとりまとめた。

(2)停電時の情報伝達～広島における台風19号災害の事例スタディー～

大規模な震災が生じた場合には、電力の供給施設等の破損により、広域的かつ長時間にわたる停電が生じる場合があると考えられる。停電により、通信機器や情報分析機器が使用できなくなると、所内及び関係防災機関との情報連絡が行えず、復旧活動に大きな支障をきたすことになる。このため、震災・復旧情報伝達システムの整備に際しては、停電が生じた場合に情報伝達にどのような支障が考えられるかを把握し、各部署ごとに必要とされる非常用電源の規模、バックアップを行うべき機器等について十分に検討しておく必要がある。ここでは、平成3年9月に台風19号災害により得られた教訓をもとに、停電時における情報伝達の留意点をとりまとめた。

3. 震災・復旧情報収集システムの開発

3. 1 震災調査に対する熱赤外線カメラの適用性の検討

熱赤外線カメラによる撮影実験は、写真1に示すようなRC橋脚の模擬地震被害を対象として、風速を5 m/secとしたケース1と10 m/secとしたケース2の2ケースについて実施した。

(1)熱赤外線画像に及ぼす風の影響

実験を行った室内の温度と供試体の表面温度が時系列にどのように変化したかを示すと、図1の通りである。これによれば、熱赤外線画像に及ぼす風の影響として、以下の点が指摘される。

①風がある場合には、風がない場合に比べて供試体全体が早く冷却される。この傾向は風速が大きいほど著しい。

②このことにより、風がある場合の方が早く被害を認識しにくくなる。

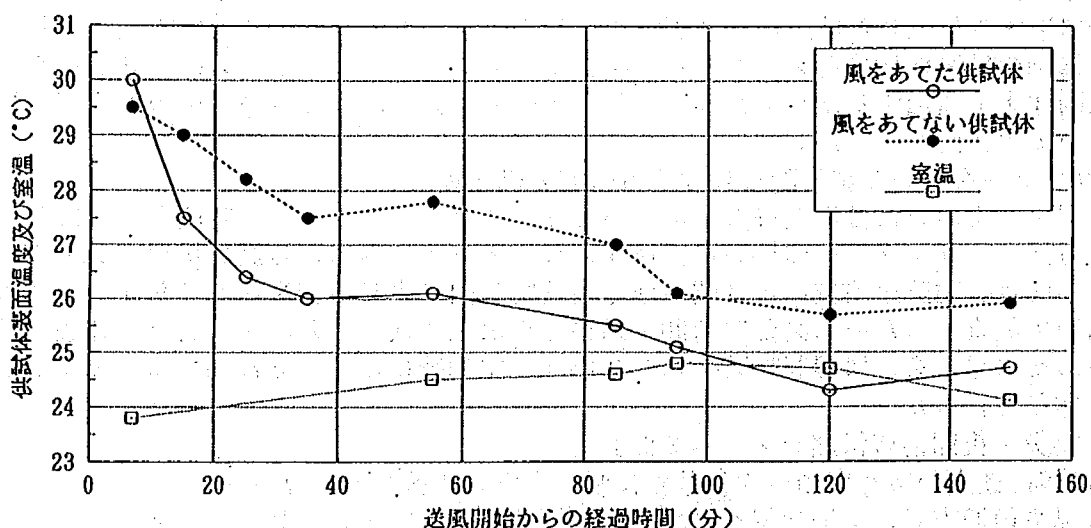
③風がある場合には、風があたり始めてから一定の時間が経過した段階で、最も被害の識別が容易となる時間が存在する。

(2)被害部分と無被害部分の温度差の変化

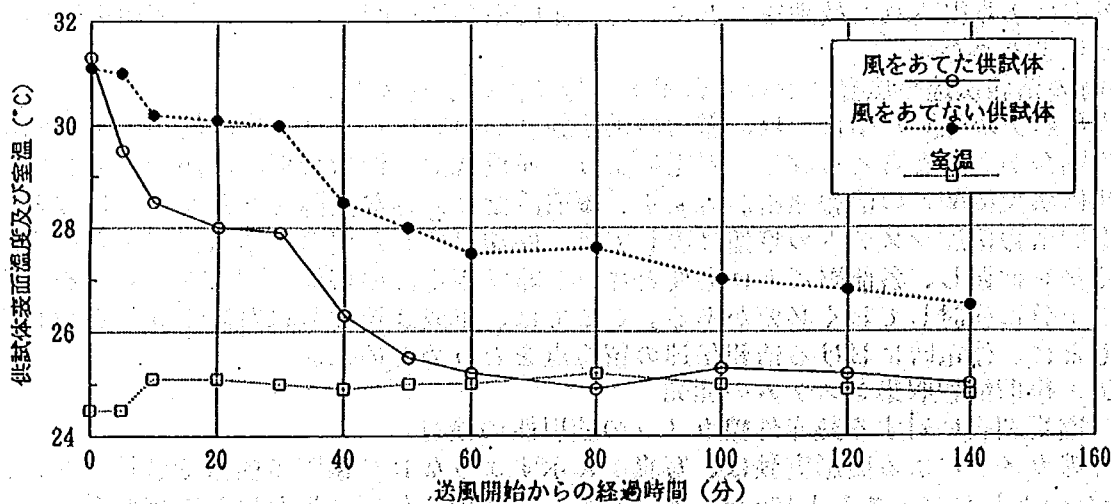
熱赤外線カメラにより被害が識別できるか否かは、供試体の中の損傷を生じている部分（以降、被害部と呼ぶ）と、損傷を生じていない部分（以降、一般部と呼ぶ）の温度差の大小により決定される。



写真1 撮影の対象としたRC橋脚の被害模型



(a) ケース1 (風速5 m/sec)



(b) ケース2 (風速10 m/sec)

図1 供試体の表面温度及び室温の時系列変化

このため、被害部と一般部の温度差に着目し、その時系列変化を整理した。

コンクリート剝落部の温度差の時系列変化を風速ごとに比較すると、図2の通りになる。これらによれば、被害部の温度差に及ぼす風の影響として、以下の点が指摘される。

- ① コンクリート剝落部と一般部との温度差は、風速が大きいほど大きく、風がない場合に最も小さい。
- ② 温度差は送風開始後一度ピークを示し、これ以降は単調に減少する。
- ③ 温度差がピークをとるまでの時間は、風速が大きい場合が最も短く約2分、風がない場合が最も長く約5分である。

(3) 熱赤外線カメラで被害が識別できる温度差

ケース1及びケース2の熱赤外線画像について、被害の識別程度が時系列にどのように変化しているかを整理すると表1の通りである。

ケース1及びケース2で撮影した熱赤外線画像について、被害の識別程度と温度差の関係を整理すると図3の通りである。これらによれば、RC橋脚の被害を熱赤外線画像上で識別するためには、一般部と被害部の温度差（識別可能温度差）が2.0℃程度以上必要であることが明らかとなった。

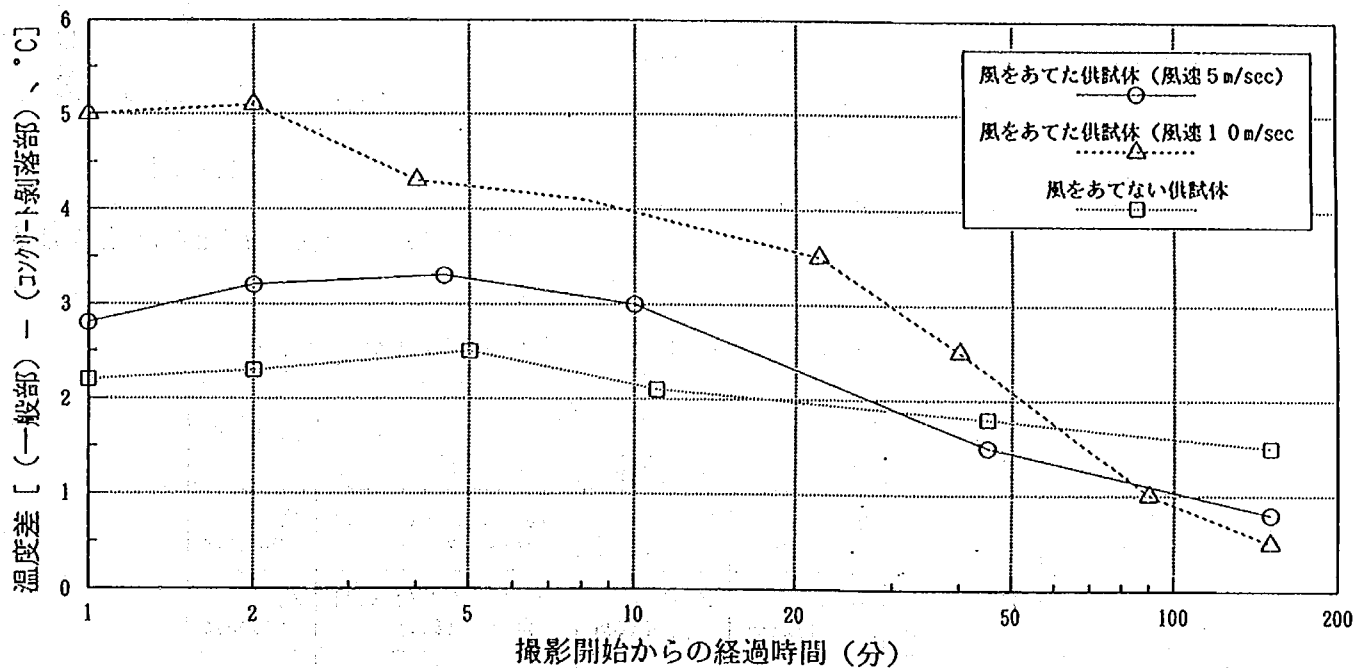


図2 コンクリート剝落部と一般部の温度差の時系列変化

表1 送風開始からの時間の経過に伴う被害の識別程度の変化

		送風開始からの時間(分)	直後	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
ケース1 風速 5 m/s	鉄筋部		○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	▲
	コンクリートの剝落部		○	○	○	○	○	○	○	○	△	▲	▲	▲	▲
	クラック部		○	○	○	△	△	△	△	▲	▲	▲	▲	▲	▲
ケース2 風速 10 m/s	鉄筋部		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	コンクリートの剝落部		○	○	○	○	○	△	△	△	△	▲	▲	▲	▲
	クラック部		○	○	○	○	○	△	△	▲	▲	▲	▲	▲	▲

3. 2 ヘリコプターを用いた震災調査に要する時間の机上検討

建設省防災ヘリコプター”あおぞら号”1機を用いた場合に、震災調査に必要とされる時間及び燃料を明らかにした。

(1)前提条件

飛行コース：道路及び河川堤防に沿う、飛行高度：300mを原則とする、飛行速度：情報収集時には50km/h、空輸時には140km/h、燃料補給及び橋脚斜め撮影に要する時間：40分/回、15分/橋、燃料消費量及び稼働時間：それぞれ540l/h、10h/日。

(2)震災調査に要する時間及び燃料

調査の対象地区は以下に示す3ケースとし、それぞれ調査に要する時間及び燃料を算出した。一例として、ケース1の震災調査に要する時間及び燃料を示すと、表2の通りである。

①ケース1：1都3県内の関東地方建設局直轄の道路及び河川の全てを調査対象とする。

②ケース2：首都40km圏及び平塚～横須賀地域を調査対象とする。

③ケース3：都心から平塚～海老名にかけての地域を調査対象とする。

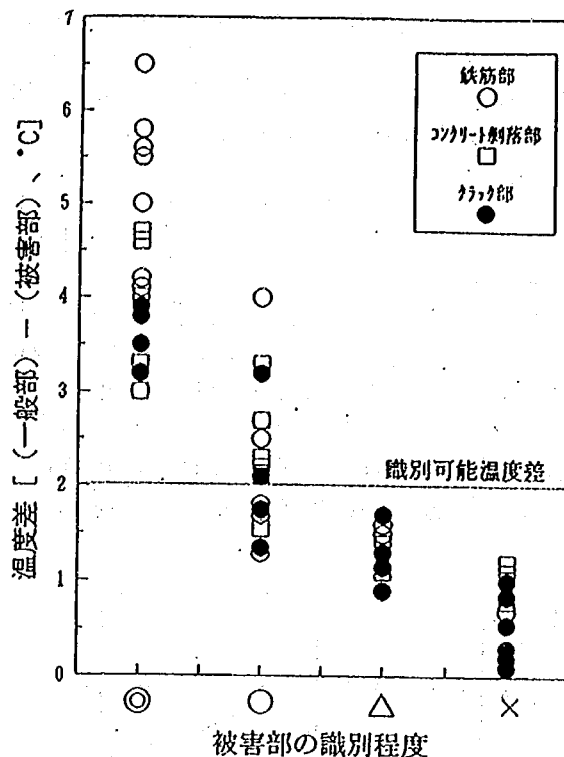


図3 被害の識別程度と温度差の関係

表2 ヘリコプター調査飛行に要する時間及び燃料（ケース1）

対 象 (数量)	情 報 収 集 時 間				燃 料 使用量
	空 輸	作 業	燃料補給	計	
道 路 (992km)	延べ 429分	延べ 1790分	延べ 400分	10フライト(4.4日) 延べ 2619分	約 20000ℓ
河 川 (816km)	延べ 240分	延べ 1189分	延べ 240分	6フライト(2.8日) 延べ 1669分	約 12900ℓ
計	延べ 669分	延べ 2979分	延べ 640分	16フライト(7.2日) 延べ 4288分	約 32900ℓ

※翌日のための燃料補給時間は除いてある。

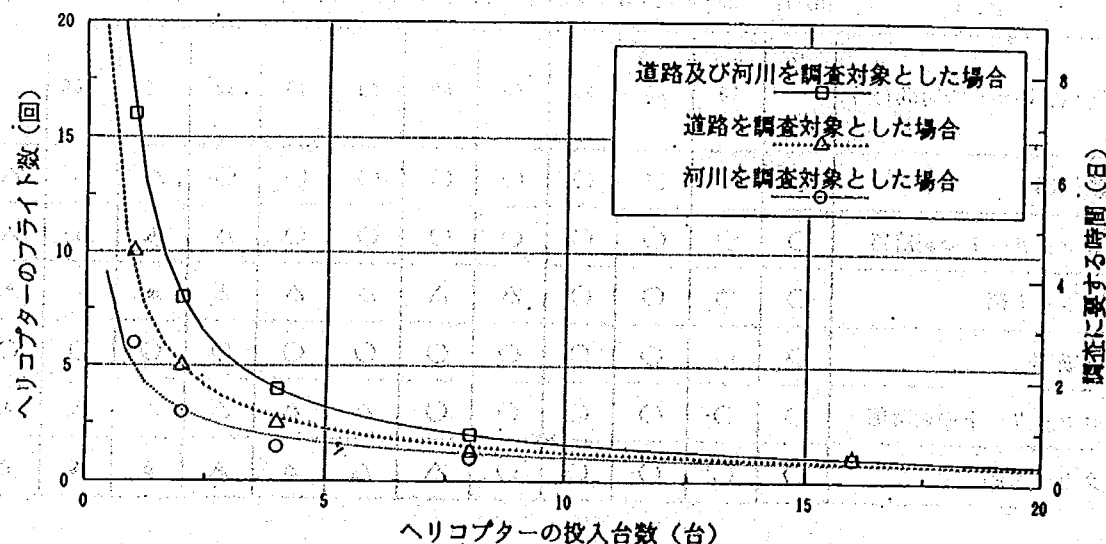


図4 ヘリコプターの投入台数と調査に要する時間の関係（ケース1）

(3) 震災調査に必要とされるヘリコプターの台数

ヘリコプターを1機とした場合には、フライト数に応じて震災調査には多くの時間が必要とされることがわかった。図4は、ケース1のヘリコプターの台数と調査に要する時間の関係を示したものであり、ヘリコプターの投入台数を検討する上での目安とすることができる。

4. 震災・復旧情報伝達システムの開発

4. 1 災害情報伝達上の留意事項～雲仙普賢岳噴火災害の事例スタディー～

災害情報を伝達する上で留意すべき事項をまとめると、以下のようになる。

(1) 災害の見通しと危険度の認識

①今後の災害の見通しが明らかでない段階には、住民に与える心理的なインパクトも考慮すると、どうしても防災担当機関側はトーンを抑えた表現で、災害の見通しと危険度に対する認識を公表しがちである。しかし、こうした抑えた表現を用いることにより、住民と専門家との間に意識のズレが生じる場合がある。

②災害情報を出す場合には、常に「一般の人がどういう受け取り方をするか」という観点からも考えておかなければならない。

(2) 途中から状況が大幅に変化した場合の対応

5月26日に作業員がけがをしながらも奇跡的に助かった段階で、専門家側は「火山活動情報第1号」を発表したが、「火山活動情報」が何を意味するかについて、報道機関を含めた大部分の住民には理解されなかった。

(3) 正常化の偏見

人間には、災害から目を反らそうとしたり、あるいは、まさか自分がその危険に出会うとは考えない面がある。こうした正常化の偏見を災害情報を伝える際には十分考慮に入れておかなければならない。

(4) 災害情報伝達システムの整理の重要性

①大火砕流の発生により、測候所から危険性を知らせるための「山が危険」「避難するように」という連絡が出されたが、警戒中の地元消防団や報道機関に十分伝えられなかった。

②基本的な認識として、災害が起りつつある状況では、正しい情報を電話で伝えることができないものと考えておかなければならない。したがって、同報無線、ホットライン等の設置等、災害情報システムの構築が重要である。

(5) ハザードマップの有効性

①災害の規模が大きくなり、危険性の認識が個人のスケールを超えると、住民にとって災害の危険性を認識できなくなる場合がある。このような場合に砂防地すべり技術センターが作成したハザードマップは、危険地区を住民に理解させ、避難を促すためには非常に有効であった。

②ハザードマップは、up-to-dateなものでなければならない。また、ハザードマップは、住民にも分かるように簡単明瞭なものでなければならない。

(6) 新しいタイプの災害情報の報道

被災地区を対象としたコミュニティラジオや文字放送が有効である。常時はレジャーや観光情報を流し、災害時には、災害情報を流すことが有効と考えられる。

(7) その他、災害時の情報伝達で有効と考えられる事項

①災害の発生時には、報道関係機関からの問い合わせが殺到し、関係防災機関間の情報伝達が困難となるため、報道関係機関等には公開しない番号を持つ複数の電話を設置しておくことが有効である。

②危険区域内にいる住民に対する緊急情報の伝達方法として、ヘリコプターや飛行機による上空からの大型スピーカーを用いた広報が有効である。

③報道機関は、一般に各社が個別に被災状況や今後の復旧見通しを問い合わせてくるが、震災時にそのたび個別の報道機関に対応することはできない場合が多い。このような場合には、基本的には、定時に報道機関に被災情報や復旧見通し等を伝達したり、広報板で現状までの情報を常時提供できるようにしておくことが、混乱を少なくして正しい情報を報道関係者に伝えるのに有効である。ただし、突発的に被害が拡大した場合には、緊急に対応しなければならない。

4. 2 停電時の情報伝達～広島における台風19号災害の事例スタディー～

本調査により得られた停電時における情報伝達の留意点を以下に示す。

(1) 停電が管理施設に及ぼした影響

停電の影響により管理施設で障害が生じたものは、雨量及び水位に関する装置、FAX・コピー機・テレビ等の情報処理装置、所内での業務を行う上での機器等であり、あらゆる機器に及んでおり、

停電が工事事務所の中核機能を奪うことを示している。

(2) 停電中の情報連絡

事務所等からどのような箇所に、どのような手段で情報連絡が行われたかを示すと、図5のようになる。これによれば、省内での連絡が最も多く、ついで電力会社、市、県の順となっている。また、省内での連絡には無線と同等に電話が使用されており、関係防災機関との連絡にはほとんど電話が使用されている。

(3) 停電がパトロールの遂行に及ぼした影響

停電は所管施設のパトロール調査に対しても大きな影響を及ぼしている。停電により、パトロール調査を行う上で生じた困難としては、信号機及び照明が停止することによる交通渋滞の発生が、最も大きな問題点として挙げられている。また、停電によりテレホンカード式の公衆電話が使用できなくなるといった障害は、これまでにあまり注目されていなかった点であるが、十分な注意が必要である。

(4) 停電がパトロール中の情報連絡に及ぼした影響

停電により、パトロール調査中に行った情報連絡に生じた障害としては、パトロールカーの無線が1チャンネルのために十分な連絡ができなかったり、他局との混信といった無線障害の発生が挙げられている。

(5) 建設省における非常用電源の整備

建設省では、災害時の情報システムの信頼性の向上を目指して、非常用電源の整備の高度化を進めている。現在事務所等に設置されている150kw程度の非常用電源を1時間稼働させるためには、約60リッターの燃料が必要となる。燃料を備蓄するためのタンク容量の上限は消防法により定められており、これを超えた数量を取り扱う場合には、危険物の取扱いに関する手続きを踏まなければならない。このため、大規模地震時にかなり長期的な停電が見込まれる場合には、業者との契約等により円滑に燃料の補給ができる体制を整えることが必要である。

5. まとめ

震災復旧対策を実施するための基本情報を提供することが可能な支援システムを開発した。なお、本研究は、(財)国土開発技術研究センター内に設けられた「災害情報システムの開発委員会」、「復旧計画作成支援システムの開発委員会」、および「震災復旧計画作成支援システムの開発分科会」において、審議を頂きつつ実施した。

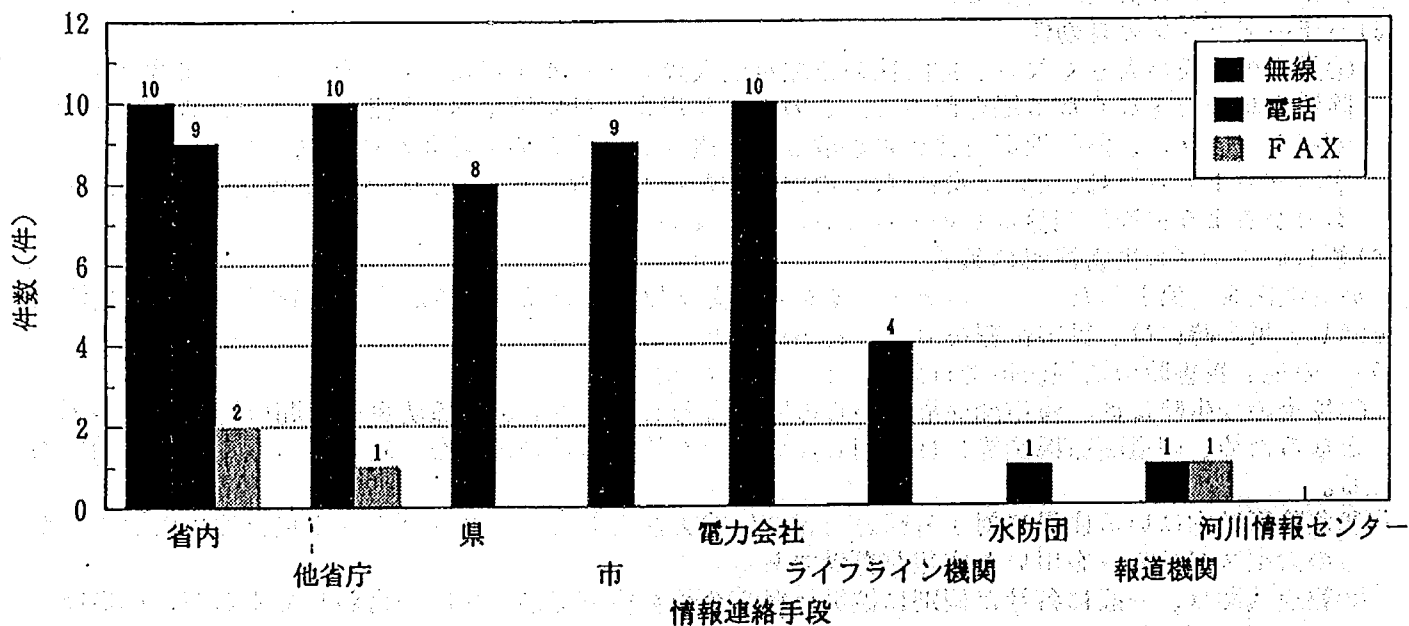


図5 工事事務所等から行った情報連絡先及び手段

【参考文献】 1) 建設省：災害情報システム・ガイドライン(案)、作成中

2) 関東地建：ヘリコプター防災情報収集調査 報告書(概要版)、昭和61年3月

6. 道路橋の免震構造システムの開発

(官民連帯共同研究経費)

耐震研究室	室長	川島一彦
	研究員	運上茂樹
	研究員	長島博之
	研究員	岩崎秀明
		飯田寛之

1. まえがき

免震橋は桁を水平方向に柔らかく支持し、橋の固有周期を長周期化するアイソレーター、及び、エネルギー吸収装置による橋の減衰特性の向上を基本として設計される。このため、免震橋の設計に際しては、アイソレーターの剛性及びエネルギー吸収装置の減衰性能を適切に評価しモデル化することが重要である。平成元年度以後、本課題では、免震橋模型の振動台実験に基づく以下に示すような検討を行ってきた。

- ①免震装置を等価線形化手法を用いてモデル化し動的解析した場合の解析精度の検討（平成元年度）
- ②免震装置をバイリニア型非線形ばねにモデル化し動的解析した場合の解析精度の検討（平成2年度）
- ③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の免震橋の振動特性の検討（平成2年度）

以上に示した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良く再現することができることが明らかになってきた。

本年度は、本共同研究の最終年度であるため、以下の項目について検討を実施した。

- ①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
- ②免震装置に生じる残留変位に関する検討

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

2. 研究目的

本研究は、橋梁用の免震装置の開発及び免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発を図るとともに、道路橋に対する免震設計法を開発し、さらに、これを道路橋に具体的に適用するための技術開発を行うことを目的とする。

3. 研究方法

本共同研究では、次の4つの研究課題を設定し、研究を行った。

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

4. 研究結果

4. 1 実測記録に基づく宮川橋（免震橋）の振動特性

4.1.1 概説

宮川橋は、一般国道362号の改良区間において一級河川気田川に架設された橋長105.8m、幅員10.5mの3径間連続非合成鉄桁橋であり、わが国最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、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、わが国における免震橋の最初の記録であることから、記録の波形解析と動的解析を行い、免震橋の動的特性を検討した。

4.1.2 宮川橋と強震観測

宮川橋の一般図は、図-1に示す通りであり、橋軸方向には、震度法と地震時保有水平耐力法の2段階で免震設計されている。わが国最初の免震橋であることから、免震効果は全て耐震性の向上に振り向け、設計地震力は道路橋示方書に規定されている値から下げていない。

免震支承としては、鉛プラグ入り積層ゴム支承を採用し、地震時保有水平耐力法による変形に対して橋全体系として0.12の減衰定数を確保している。固有周期は、震度法レベルでは0.76秒、地震時保有水平耐力法レベルでは1.0秒を想定している。地盤種別はI種である。

強震計は、図-1に示すように、P1橋脚上において桁と橋脚天端に各1箇所、A1橋台から10m離れた地点の地下10mで1箇所、計3箇所で行われている。1箇所あたり、橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向の3成分を観測している。

記録が得られたのは、平成3年4月25日に静岡県中部（北緯35度3分、東経138度12分）を震源として発生したマグニチュード4.9の地震である。気象庁震度は、網代でⅣ、静岡、浜松等でⅡである。震源は、宮川橋の東北東約30kmにあたり、震央距離は約30kmである。宮川橋付近での震度はⅡと推定される。

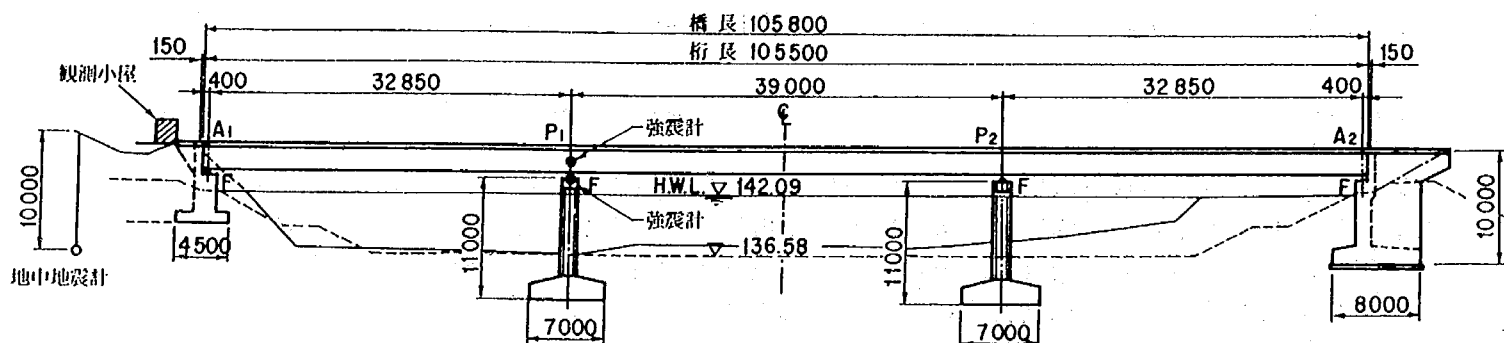


図-1 宮川橋の一般図

4.1.3 強震記録からみた免震効果

図-2は、桁、橋脚天端、地中の3箇所を観測された加速度記録である。加速度が小さいため、記録の初期の部分を取り逃がしているが、主要動あたりから後半の部分はうまく記録されている。

最大加速度は、表-1の通りである。地下10mでは、橋軸方向に11.6gal、橋軸直角方向に8.9galであったが、これが橋脚天端では、橋軸方向には10.4gal、橋軸直角方向には16.6galと、10%~25%程度小さくなっている。地表面付近では地下10mよりももっと振動が大きであろうことを考えると、地盤から橋脚天端への振動の増幅は、この規模の橋としては、非常に小さめである。また、これが桁になると、橋軸方向には5.0gal、橋軸直角方向には4.3galと、橋脚天端の、それぞれ50%、65%に小さくなっている。

表-1 強震記録の最大値

	橋軸方向	橋軸直角方向	上下方向
P1橋脚上桁	5.0 gal	4.3 gal	2.6 gal
P1橋脚天端	10.4 gal	6.6 gal	2.5 gal
地下10m位置	11.6 gal	8.9 gal	2.9 gal

以上の増幅がどのような周期特性によって生じているかを、減衰定数5%の加速度応答スペクトルによって示したのが図-3である。地表面下10mにおいては、0.2~0.3秒付近に地震動が卓越しているが、桁にはこの辺りの周期成分は卓越していない。

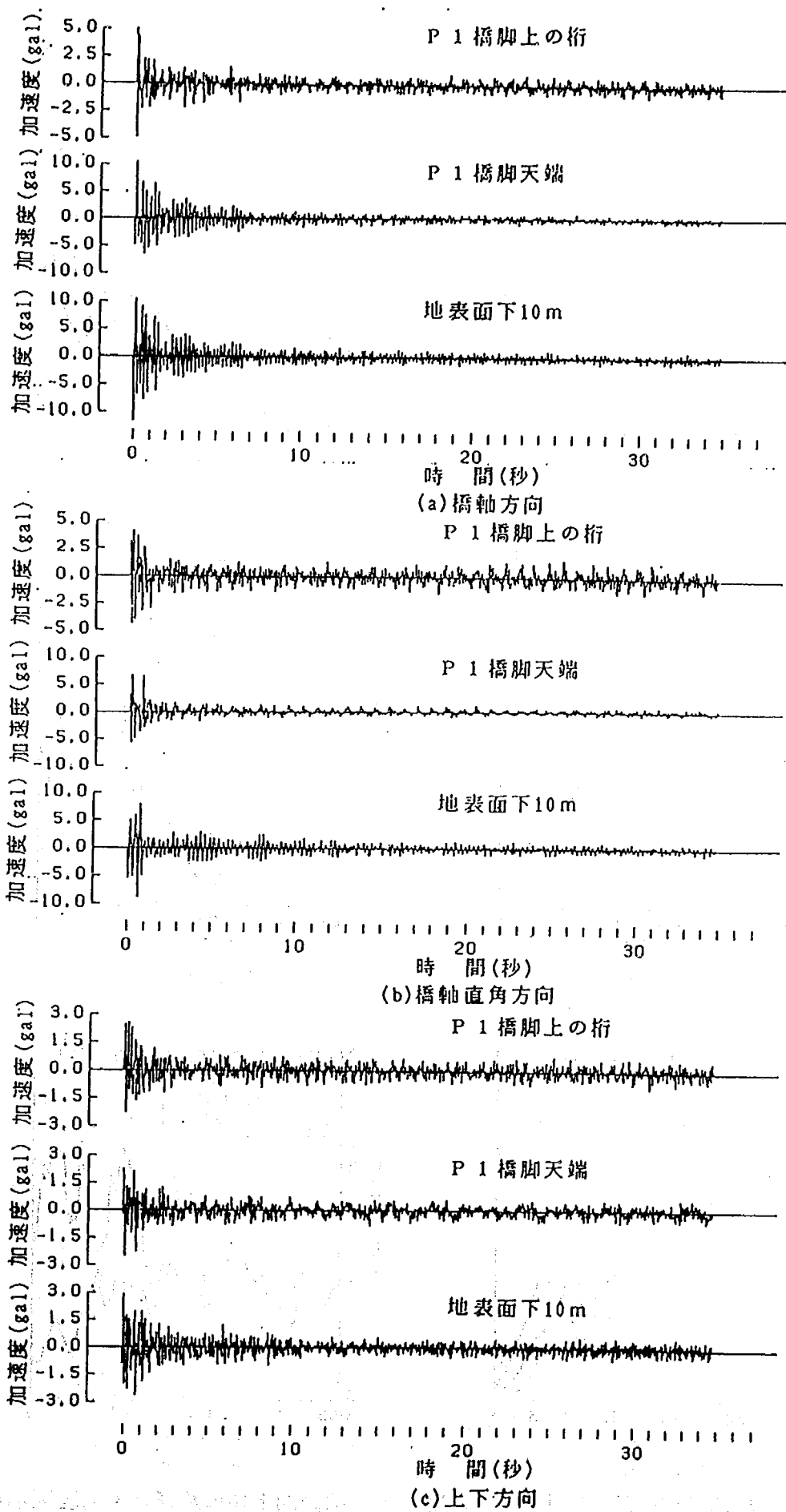
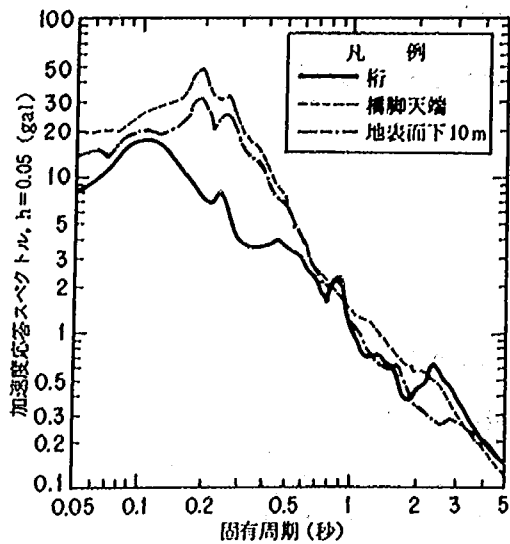
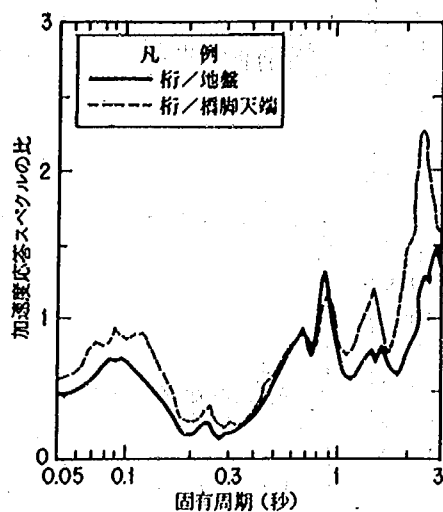


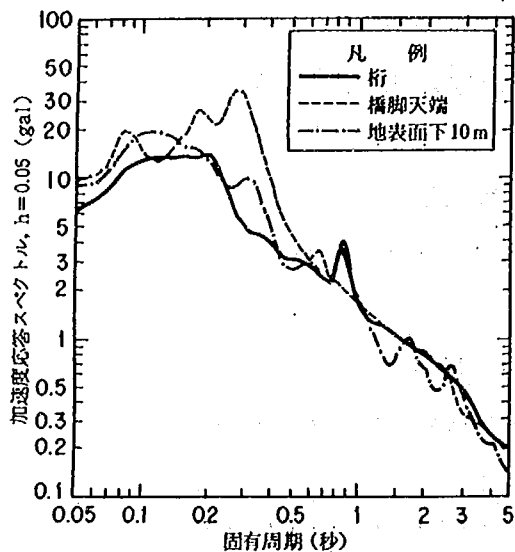
図-2 宮川橋の強震観測から得られた加速度記録



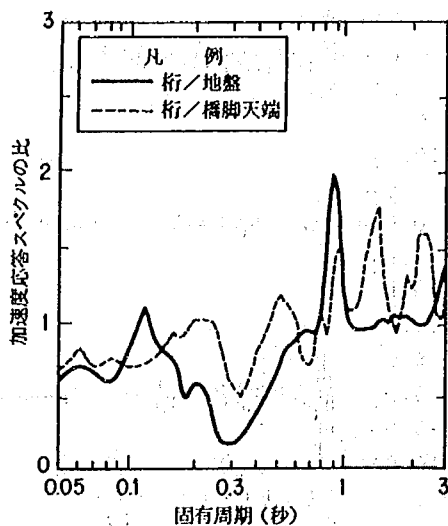
(a) 橋軸方向



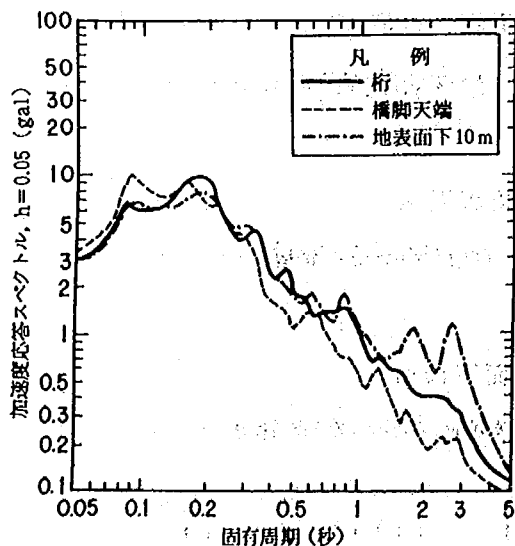
(a) 橋軸方向



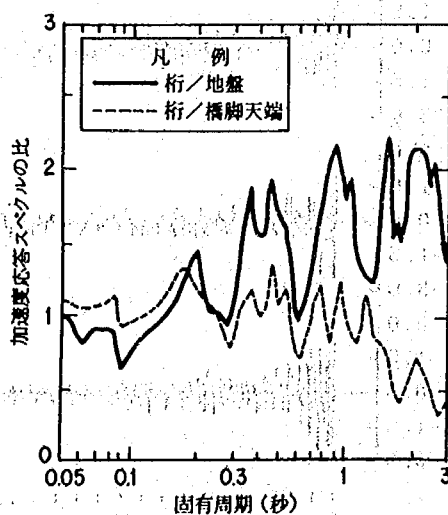
(b) 橋軸直角方向



(b) 橋軸直角方向



(c) 上下方向



(c) 上下方向

図-3 加速度応答スペクトル (減衰定数5%)

図-4 地表面下10m及びP1橋脚天端の加速度スペクトルに対する桁の加速度応答スペクトルの比

地下10mから桁にどのような周期成分が伝えられたか、また、橋脚天端から桁にどのような周期特性が伝えられたかを、図-3に示した加速度応答スペクトルの比によって表した結果が図-4である。まず、地下10mから桁の間の増幅を見ると、橋軸方向、橋軸直角方向とも0.2~0.3秒あたりでスペクトル比は0.2程度と小さくなっており、この周期は地盤が振動しても桁にはほとんど伝えられないことがわかる。これが、免震効果である。これに対して、0.85秒辺りではスペクトル比が1.4（橋軸方向）、2.0（橋軸直角方向）となっている。これは、宮川橋の固有周期に相当するもので、当然固有周期に近い地震動の周期成分は桁によく伝えられることを示している。宮川橋の固有周期は、設計では上述したように0.76秒（震度法レベル）を想定したが、今回の地震ではこれよりも10%程度長めとなっている。

一方、橋脚天端から桁への増幅を見ると、全体の特徴は地表面下10mから桁までの増幅と同じ傾向になっている。ただし、もちろん地盤に対する橋脚独自の振動もあるため、地震動の卓越周期に相当する固有周期0.3秒あたりの免震効果は、地表面下10mから桁に対する値に比較すると橋脚天端から桁への値の方が小さい。

以上のように、宮川橋では、地盤（地表面下10m）に比較して、桁の振動は小さく、“免震効果”がみられる。これは、今回の地震動の卓越周期が0.2~0.3秒であるのに対して、橋の固有周期が0.76秒と長周期化されていることと、免震支承のエネルギー吸収性能によるものである。免震設計で意図した通りになっているとみてよい。

なお、免震設計では鉛の塑性化によりエネルギー吸収が始まるのは設計震度で0.12程度からとみている。今回の地震により免震支承に生じた変形は非常に小さく、このレベルに達していない。しかし、鉛プラグ入り積層ゴム支承は、非常に小さい変形段階からもエネルギー吸収性能を発揮する。図-5は、橋台及び橋脚に用いられた免震支承の実大載荷実験から得られた免震支承の等価減衰定数を示したものである。支承のゴム総厚に対するせん断ひずみで水平変形の大きさを表している。この実験では、変形がゴム総厚の20%以下の領域では実験されていないが、他の実験例を見るとほとんど水平変位がゼロに近いところでも図-5の関係を外挿した程度の減衰定数が得られる。したがって、今回の地震時にも免震支承としては、30%近い減衰性能を発揮したと考えられる。

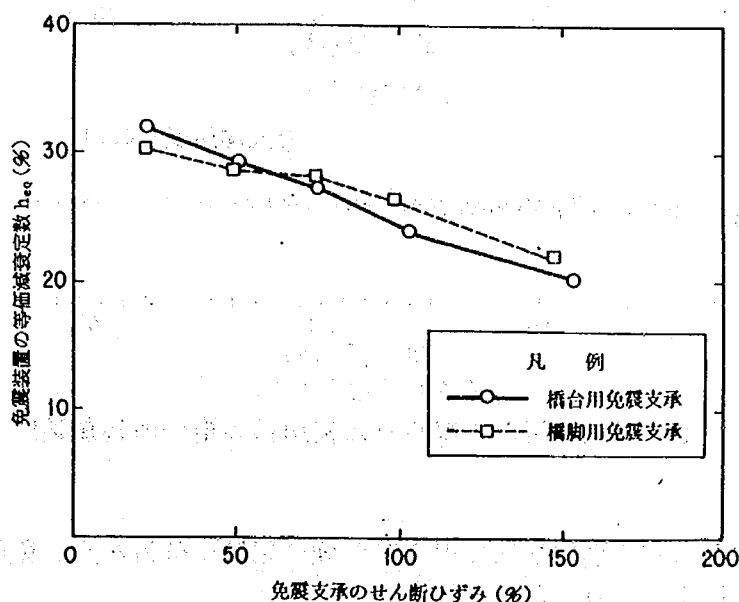


図-5 実大載荷実験から得られた免震支承の等価減衰定数

4.1.4 動的解析による振動特性の検討

宮川橋では、設計段階で動的解析により照査が実施されているが、これと同じモデルを用いて今回の記録を解析した。解析に際しては、解析モデルは構造条件、地盤ばねを含めて設計段階に用いられたものと同じとし、地表面下10mで観測された記録を橋脚及び橋台底面に入力地震動として作用させることとする。

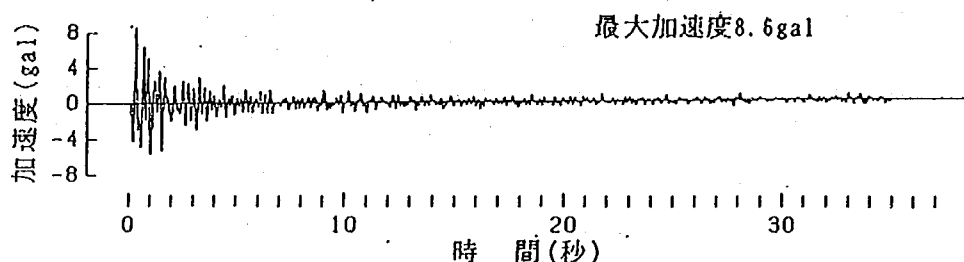
免震支承は、鉛プラグ入りゴム支承の1次剛性を有する線形ばねによってモデル化した。設計段階

の考え方に従えば、このように小さい地震に対しては免震支承の減衰定数は表-2に示すように0となる。しかし、このようにすると、計算される桁の振動が実測に比較して大きくなりすぎるため、ここでは図-5の関係を外挿し、免震支承の減衰定数を30%とした。

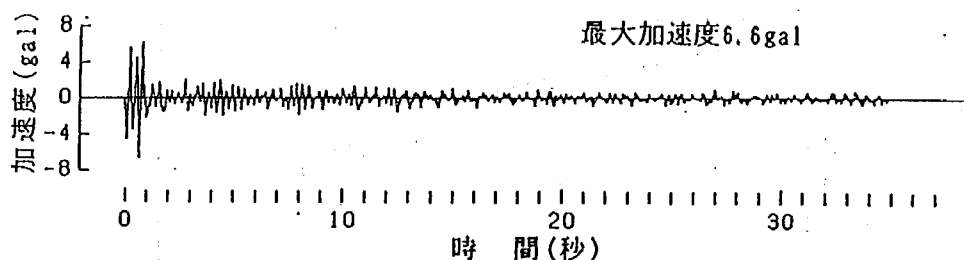
このようにして計算した桁の振動が図-6である。図-2に示した実測記録と比較すると、加速度が1.6倍~2倍程度大きく求められているが、全体の特性はよく一致しているといえる。解析で予測されるほどには実際には桁は振動しないが、この理由は基礎部の減衰がもっと大きいため、動的解析ではこれを安全側に小さく評価していることが大きいと考えられる。

表-2 宮川橋の設計に用いた各構造要素の減衰定数

適用		設計に用いた減衰定数		今回の解析 に用いた 減衰定数
構造要素		震度法	地震時保有 水平耐力法	
上部構造		0.03	0.03	0.03
橋脚・橋台		0.05	0.05	0.05
基礎		0.1	0.1	0.1
免震装置	A 1 橋台	0	0.177	0.3
	P 1 橋脚	0	0.137	0.3
	P 2 橋脚	0	0.139	0.3
	A 2 橋台	0	0.119	0.3



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-6 動的解析から得られた宮川橋の桁の応答加速度

4.1.5 まとめ

わが国最初の免震橋である宮川橋で最初に得られた強震記録の解析から、免震効果を検討した。本検討結果をまとめると、以下の通りとなる。

- 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%程度に低下しており、免震効果が現れている。
- 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程度と非常に小さい。ただし、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選定が地盤の固有周期との関係で重要であることを示している。
- ③ 設計段階で行わ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すると、解析値の方が1.6~2倍程度大きいものの実測の振動特性をよく表している。

4. 2 免震装置に生じる残留変位の解析

4.2.1 概要

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ことができる。しかし、あまり大きく免震装置が非線形域に入った場合には、免震装置に生じる残留変位も大きくなるのではないかと心配される。免震装置に大きな残留変位が生じるとその後の橋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一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、これに基づいて非線形系に生じる残留変位を検討することとする。

4.2.2 残留変位応答スペクトルの定義

免震装置の荷重～変位関係は一般に紡錘形をしており、バイリニア型バネとしてモデル化することができる。ここでは、免震橋をバイリニア型復元力特性をもつ一自由度系としてモデル化した。

いま、じん性率 μ を以下のように定義する。

$$\mu = \frac{u_{max}}{u_y} \quad (1)$$

ここで、

u_{max} : 一自由度系で表わした橋の最大応答変位

u_y : 一自由度系で表わした橋の降伏変位

解析では、ある入力地震動に対して目標とするじん性率 μ_T を与え、これになるように u_y を定めるものとする。これを固有周期 T 、減衰定数 h 、初期剛性と二次剛性の比 r ($=K_2/K_1$)、目標じん性率 μ_T をパラメーターとし、いろいろな地震動に対して残留変位 $u_R(T, h, \mu_T, r)$ を計算する。 u_R を「残留変位応答スペクトル」と定義する。

4.2.3 バイリニアモデルの履歴特性

ここでは、まず普通の免震橋を想定し、 $T=1.1$ 秒、 $h=0.02$ 、 $\mu_T=4$ を条件として与え、剛性比 r だけを変化させた場合の残留変位応答スペクトル $u_R(r)$ を計算する。

$r=0.10, 0.0, -0.10$ の場合の加速度応答、残留変位、及び履歴曲線を図-7～図-9に示す。いずれも、同一入力地震動のもとで得られたものである。残留変位に着目すると、剛性比 $r=0.10$ の場合には残留変位はほとんどないが、 $r=-0.10$ には $4u_y$ 程度の残留変位が生じている。

剛性比 r を $-0.25 \sim 0.75$ の範囲でいろいろ変えて残留変位応答スペクトル $u_R(r)$ を計算すると図-10のようになる。目標じん性率 μ_T が2、4、6の場合を示している。残留変位には、これ以上大きな値が生じないという最大値（最大残留変位）があり、残留変位はこの最大残留変位に対する比として表わしている。これによれば剛性比 r が0.1から0.2程度以上の場合には残留変位は小さいが、0に近づき負の値をとるようになるにつれ、残留変位は非常に大きくなっていく。

したがって、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必要である。また、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。

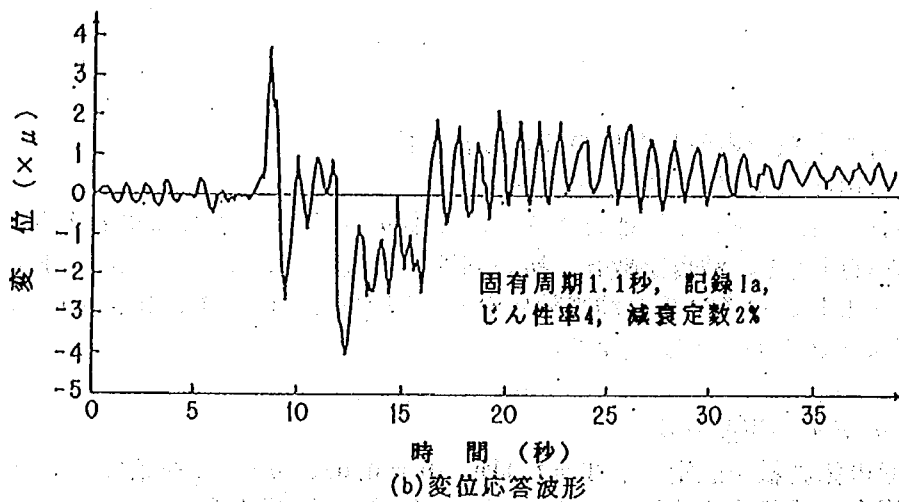
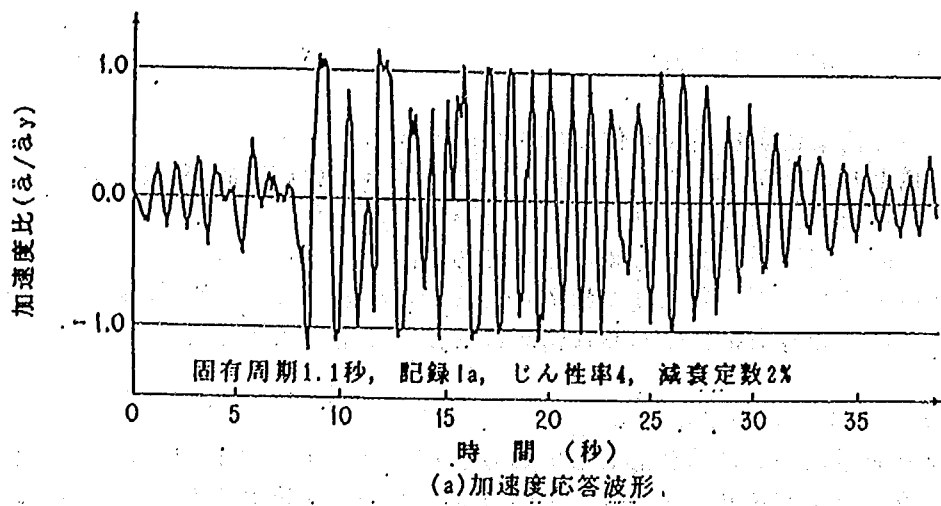


図-7 バイリニアモデルの地震動に対する応答 ($r=0.0$ の場合)

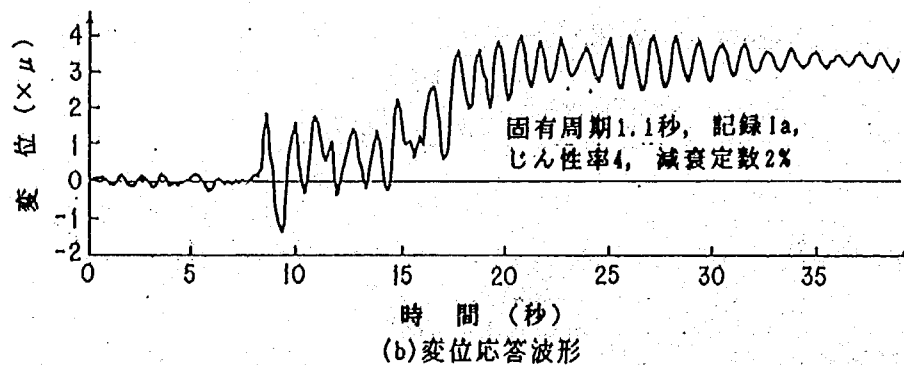
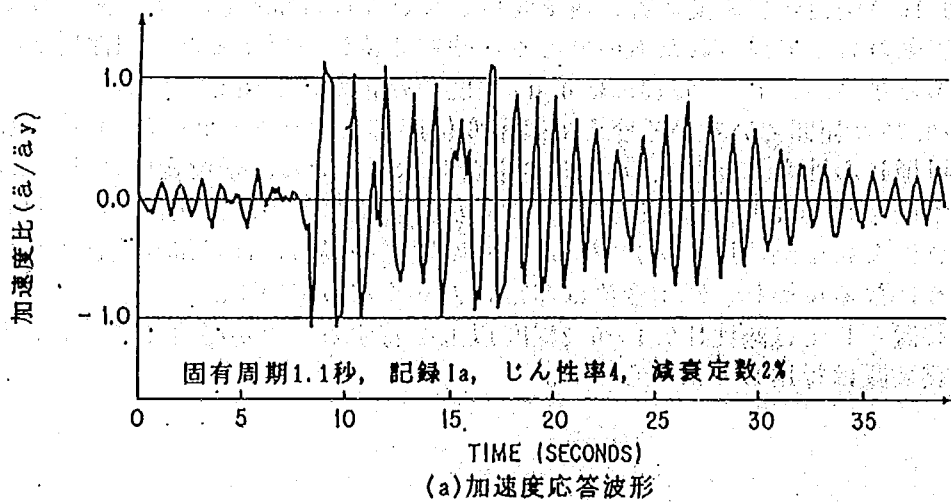


図-8 バイリニアモデルの地震動に対する応答 ($r=-0.10$ の場合)

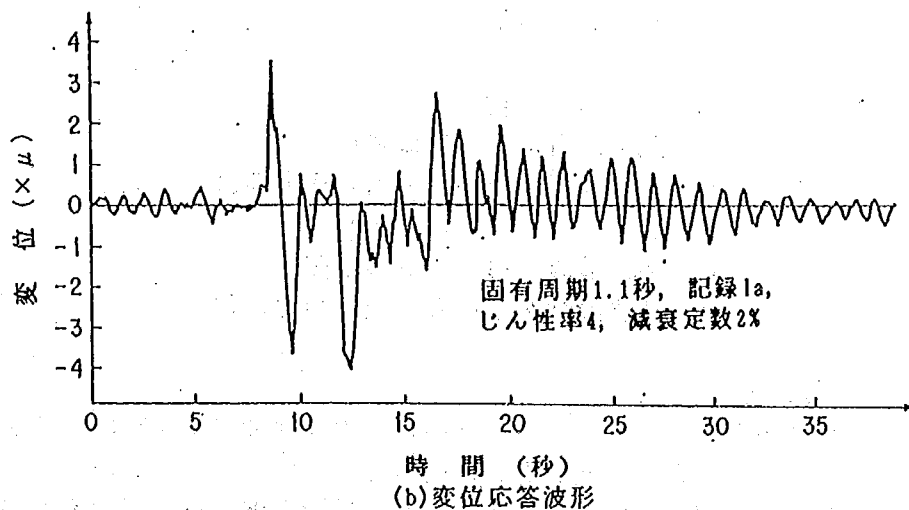
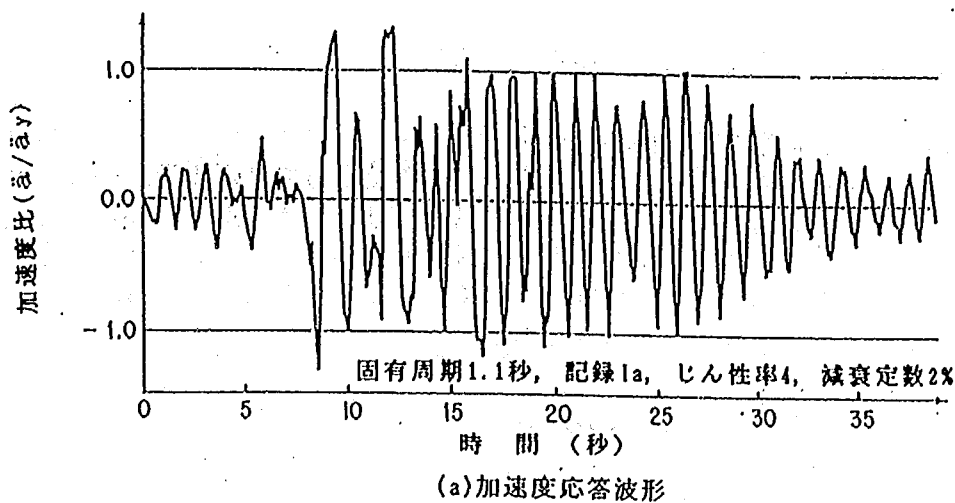
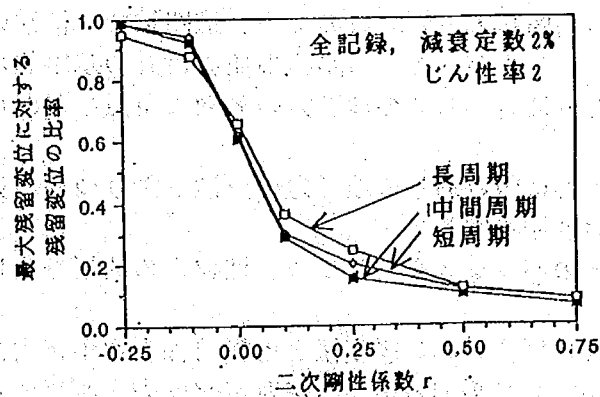
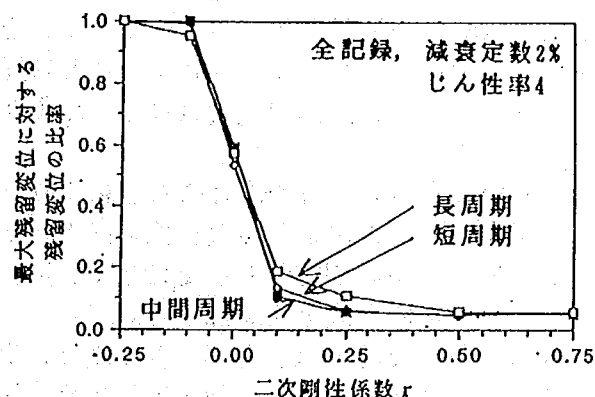


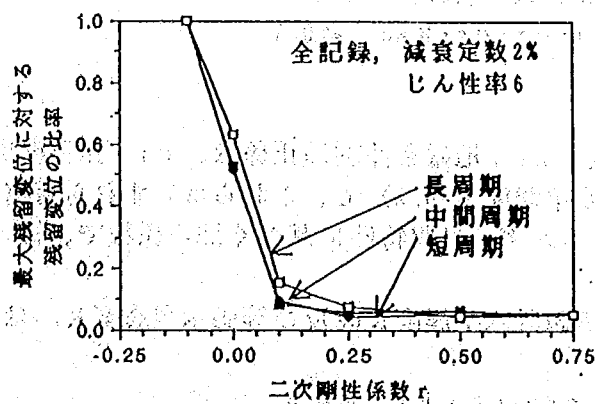
図-9 バイリニアモデルの地震動に対する応答 ($r=0.10$ の場合)



(a) じん性率 $\mu = 2$



(b) じん性率 $\mu = 4$



(c) じん性率 $\mu = 6$

図-10 残留変位応答スペクトル

4. 3 道路橋の免震設計法マニュアル(案)のとりまとめ

4.3.1 概要

3 か年にわたる本研究の最終成果を「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」として取りまとめた。このマニュアル(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及び構造細目を示すものである。ただし、本マニュアル(案)は、共同研究の成果をマニュアルふうにとまとめたもので、行政上の示方書や指針ではなく、単なる研究成果である。

マニュアル(案)の構成は、表-3に示す通りである。

表-3 道路橋の免震設計法マニュアル(案)

- 1 総則
- 2 免震設計の基本方針
- 3 免震設計
- 4 免震装置の設計
- 5 動的解析による免震橋の照査
- 6 免震装置を用いた場合の構造細目
- 7 免震装置の性能確認試験
- 8 免震装置を用いた耐震補強
- 9 免震設計を用いた単純桁の連続化

4.3.2 長周期化と設計地震力

道路橋に免震設計を適用する際に、一番問題となるのはどの程度まで長周期化するかという点である。長周期化すると桁に生じる慣性力は低下するが、桁の変位は増大する。このため、桁と桁、あるいは、桁と橋台間の遊間を大きく取らないと、桁と桁あるいは桁と橋台が衝突することになる。しかし、遊間を大きくすると伸縮継手も大きくしなければならぬ。こうすると、ここで車両の走行による大きな騒音や振動が生じるだけでなく、維持管理上の問題も大きい。このため、道路橋では桁端の処理の問題からあまり長周期化することは好ましくない。したがって、道路橋の免震設計の基本的な考え方としては、長周期化ではなく、減衰性能の向上と分散沓としての地震力の分散に重点をおかなければならない。すなわち、

1) 免震支承の剛性を変えることにより、下部構造ごとに望み通りの地震力の分散を図りつつ、免震支承の導入により減衰性能を向上させて地震力の低減も図る。

2) 無理に長周期化するのではなく、地震力の配分とのバランスをとりつつ、地盤との共振を避けるように固有周期を調節する。

なお、免震設計では、免震装置の設計は道路橋示方書に規定される震度法と地震時保有水平耐力法の2つにより行う。また、橋の設計は震度法によるほか、RC橋脚の地震時保有水平耐力を照査する。震度法に用いる設計水平震度 k_h は、式(2)により求める。

$$k_h = c_2 \cdot z_g \cdot c_1 \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0} \geq 0.1 \quad (2)$$

ただし、

$$c_T \cdot c_E \geq 0.8$$

ここで、 c_2 : 地域別補正係数、 z_g : 地盤条件別補正係数、 c_1 : 重要度別補正係数、 c_T : 固有周期別補正係数、 k_{h0} : 標準設計水平震度($=0.2$)で、これらはいずれも道路橋示方書に規定される通りである。 c_E は、免震装置のエネルギー吸収特性に基づく補正係数で、橋の1次のモード減衰定数 h に応じて表-4の値を用いる。

地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度 k_{ho} 及び等価水平震度 k_{he} は、式(3)、(4)により求める。

$$k_{ho} = c_2 \cdot c_1 \cdot c_R \cdot c_E \cdot k_{h0} \geq 0.3 \quad (3)$$

$$k_{he} = k_{ho} / \sqrt{(2\mu - 1)} \quad (4)$$

ここで、 c_2 ：地域別補正係数、 c_1 ：重要度別補正係数、 c_R ：振動特性別補正係数、 K_{hcd} ：地震時保有水平耐力法に用いる標準設計水平震度（=1.0）、 μ ：RC橋脚の許容じん性率で、これらはいずれも道路橋示方書に規定される通りである。 c_E は、免震装置のエネルギー吸収特性に基づく補正係数で、橋の1次のモード減衰定数 h に応じて表-5の値を用いる。

表-4 震度法に用いる補正係数 c_E

橋の減衰定数 h	免震装置のエネルギー吸収特性に基づく補正係数 c_E
$h < 0.1$	1.0
$h \geq 0.1$	0.9

表-5 地震時保有水平耐力法に用いる補正係数 c_E

橋の減衰定数 h	免震装置のエネルギー吸収特性に基づく補正係数 c_E
$h < 0.1$	1.0
$0.1 \leq h < 0.12$	0.9
$0.12 \leq h < 0.15$	0.8
$h \geq 0.15$	0.7

4.3.3 免震装置の設計

免震装置は、次式による免震装置の設計変位 u_B に対応する等価剛性 K_B 及び等価減衰定数 h_B が震度法及び地震時保有水平耐力法の設計で必要とされる値を持つように設計する。

$$u_B = \begin{cases} K_h \cdot W_u / K_B & (\text{震度法}) \\ K_{ho} \cdot W_u / K_B & (\text{地震時保有水平耐力法}) \end{cases} \quad (5)$$

ここで、 W_u ：免震装置が水平力を分担する上部構造の重量、 K_B ：免震装置の等価剛性である。免震装置の等価剛性 K_B 及び等価減衰定数 h_B は、免震装置に生じる最大変位の c_B 倍（ $c_B=0.7$ ）の変位に相当する割線剛及び履歴減衰定数として求める。

橋本体は、免震装置をこれと同じ等価剛性を有する等価線形ばねによってモデル化し、この部材の減衰定数を等価減衰定数 h_B として、静的フレーム法もしくは動的解析により設計する。

4.3.4 まとめ

一般橋クラスの道路橋では、諸外国のように長周期化による設計地震力の低減はI種地盤等ごく特別な場合をのぞいてできないことから、減衰性能と慣性力の分散を中心とした日本向けの免震設計法を提案した。これはBaseをIsolateする免震設計ではなく、減衰性能の向上により橋の振動低減を目指した設計法である。海外で使われているBase Isolationという言葉で表される概念の免震とは明らかに異なるものであることから、別の名称にすることも考えたが、日本語の免震の意味を道路橋示方書に規定される「地震力の低減」ととらえ、免震と呼ぶこととしたものである。ただし、この設計法を英語で表現する際にはBase Isolationは適当ではなく、Menshin Designと呼んでこれと区別することを提案する。以上のようにした上で、従来の道路橋示方書に規定される地震力を減衰性能の度合に応じて最大10%（地震時保有水平耐力法では30%）低減した値を用いることを提案としてまとめた。

5. まとめ

官民連帯共同研究「道路橋の免震構造システムの開発」として、平成元年度から平成3年度までの3カ年間に行なった研究成果の概要は、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、土木研究所で同一載荷方法を用いた正負交番載荷実験を行

い、まだ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。

- 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ロ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。この結果、ロックオフ部が有効に機能するためにはロックオフ部のアンカー鉄筋を切断する必要があること等、多数の改良点が明らかになった。これをまとめて、改良型ロ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ことにより、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) 免震設計の利用により、橋長1km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) 「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」をとりまとめた。これは、平成元年3月に国土開発技術研究センターでとりまとめられた「道路橋の免震設計ガイドライン(案)」を参考にしているが、本研究を通して特に、以下の点を中心に抜本的に内容の充実を図った。
 - a) 従来の鉛プラグ入り積層ゴム支承に、本研究で新たに開発した10種類の免震装置を加え、これをエネルギー吸収の原理別に仕分けした上で、それぞれに対する免震装置の設計法を提案し、4章として反映した。
 - b) 免震装置の機能を確認するとともに、設計用の特性値を定めるための標準的な試験方法を提案し、7章として反映した。
 - c) 免震装置の減衰定数に応じて、震度法では最大10%、地震時保有水平耐力法では最大30%の設計地震力の低減を図ることができる免震設計法を提案し3章に取り入れた。
 - d) 免震設計を用いた耐震補強法及び単純桁の連続化法を提案し、それぞれ8章、9章に反映した。
- 11) 本研究で開発した免震装置及び落橋防災装置のうち、以下のものについては土木研究所と民間会社の共同で特許出願中である。
 - a) 橋梁用伸縮装置
 - b) 橋梁用免震支承
 - c) 道路橋用ロックオフ装置の構造(その1)
 - d) 道路橋用ロックオフ装置の構造(その2)

7. 震災対策における道路整備効果に関する試験調査

(道路事業調査費、一般調査)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
中島 燈

1. まえがき

わが国の道路施設の耐震性向上に関する諸対策は、大正12年の関東地震を契機として始められた。今日まで、耐震設計法、震災復旧法等の技術開発がなされた結果、旧来の地震に多く見られた被害は減少しつつある反面、都市域への人口・機能の集中等時代の変化によって新しい被害形態も生まれる傾向にある。本調査は、個々の施設だけでなく、道路網としての耐震性を向上させるために必要とされる震前対策技術の開発を目的とするものであり、本年度は、昨年度までに開発した道路網の復旧過程予測プログラム「RPTN」の震前対策への利用方法を検討した。

また、平成3年5月の道路法改正に基づいて道路下に建設される地下駐車場に関して、応答変位法による耐震計算法の開発を行った。

2. 道路網の復旧過程解析プログラム「RPTN」を用いた震前対策計画の作成手法

2. 1 復旧過程解析プログラム「RPTN」の機能

1) 震災により多数の道路被害が同時に生じた場合には、復旧をどの路線から始めればよいか、また、限られた備蓄資機材をどのように被災箇所に投入すれば効果的であるか等、判断に迷う場合が予想される。「RPTN」では、震前に何通りかの被災状況を想定することにより、道路網の復旧過程を時系列に予測でき、道路網としての機能低下を最小限に抑えるための震前対策に資することができる。

2) パソコンに接続された端末上で、操作者が復旧条件を順次入力するメニュー・モード、及び、与えられた制約条件及び目的関数の下で最適な復旧過程を自動的に解析する自動モードを選択できる。

2. 2 操作者が判断して復旧過程の解析に反映できる条件

- 1) 備蓄資機材及び人員を、どの路線、どの被災施設に、どれだけ割り当てるか。
- 2) 復旧を片押しで行うか、両側から行うか。
- 3) とりあえず1車線を確保してから先に進むか、全車線を復旧してから先に進むか。
- 4) どの路線で資機材を輸送するか。一般車の通行を認めるか否かで、路線毎の混雑度が異なる。
- 5) 各種制約条件(資機材及び人員、指定期日までに復旧すべき路線の存在、指定期日まで復旧に着手できない路線及び地区の存在、他のライフライン施設の復旧との調整・競合)
- 6) 自動モードでの目的関数(全体の復旧に要する日数の最小化、特定路線及び地区の復旧に要する日数の最小化、必要とされる資機材量及び人員数の最小化)

2. 3 復旧過程解析プログラム「RPTN」の利用方法

道路網としての機能低下を最小限に抑えるための震前対策を検討する上で、以下のような場合に有効に利用できることがわかった。

- 1) 備蓄資機材の効果的な備蓄位置及び備蓄量の検討
- 2) 優先して震災対策を行うべき箇所の選定

また、震後において実際の道路網の被災状況を初期条件とすることにより、震後の復旧戦略を検討する上で、以下のような利用が考えられる。

- 1) 限られた復旧資機材及び人員の配分方法の検討
- 2) 指定期日までに復旧すべき路線、指定期日まで復旧できない路線がある場合の復旧手順の検討
- 3) 復旧した路線を一般解放する場合としない場合の違いの検討
- 4) ライフライン施設等の復旧を優先させても、道路復旧上支障のない路線及び時期の検討

2. 4 道路網の震前対策に際しての基本的な方策

千葉県内の国道及び県道から構成される道路網に地震被害を想定し、復旧過程を解析した一例を示すと図1の通りである。本年度までに行った試算解析の結果から、震前対策に際しての基本的な方策として、以下の事項が明らかにされた。

- 1) 被災施設の総数及び被災程度が同じで、かつ、全ての被災施設に資機材の投入が可能であれば、道路網の復旧が完了するまでに要する時間(総復旧時間)は同じである。
- 2) 孤立地区の発生により資機材を投入できない被災施設が存在する場合には、孤立地区の規模(孤立度)に応じて総復旧時間が増加する。孤立度は、図2に示すように、次式で定義できる。

$$n(k_1, k_2, k_3, \dots, k_n) \quad (1)$$

ここに、 n は孤立度(層)、 k_i は第 i 層目に位置する被災施設を復旧して、孤立度を i 層から $(i-1)$ 層に縮小するのに要する時間(日)

- 3) 多層の孤立地区では、まず外層に位置する被災施設を復旧しないと、内層に位置する被災施設の復旧に着手できないため、総復旧時間は長くなる。したがって、孤立地区となる可能性の高い地域が

あれば、当該地域を通過する路線に対して優先的に震前対策を図ることが最も重要となる。

3. 応答変位法による地下駐車場の耐震計算法の開発

従来の応答変位法で考慮する地震時土圧及び慣性力に、図3に示すように、地震時周面せん断力を加えた新しい応答変位方を開発し、これを『駐車場設計・施工指針(案)』の中の耐震設計に係わる規定としてとりまとめた。

【参考文献】

震災対策が道路網の耐震性に及ぼす影響の研究、土研資料第3039号、平成3年11月

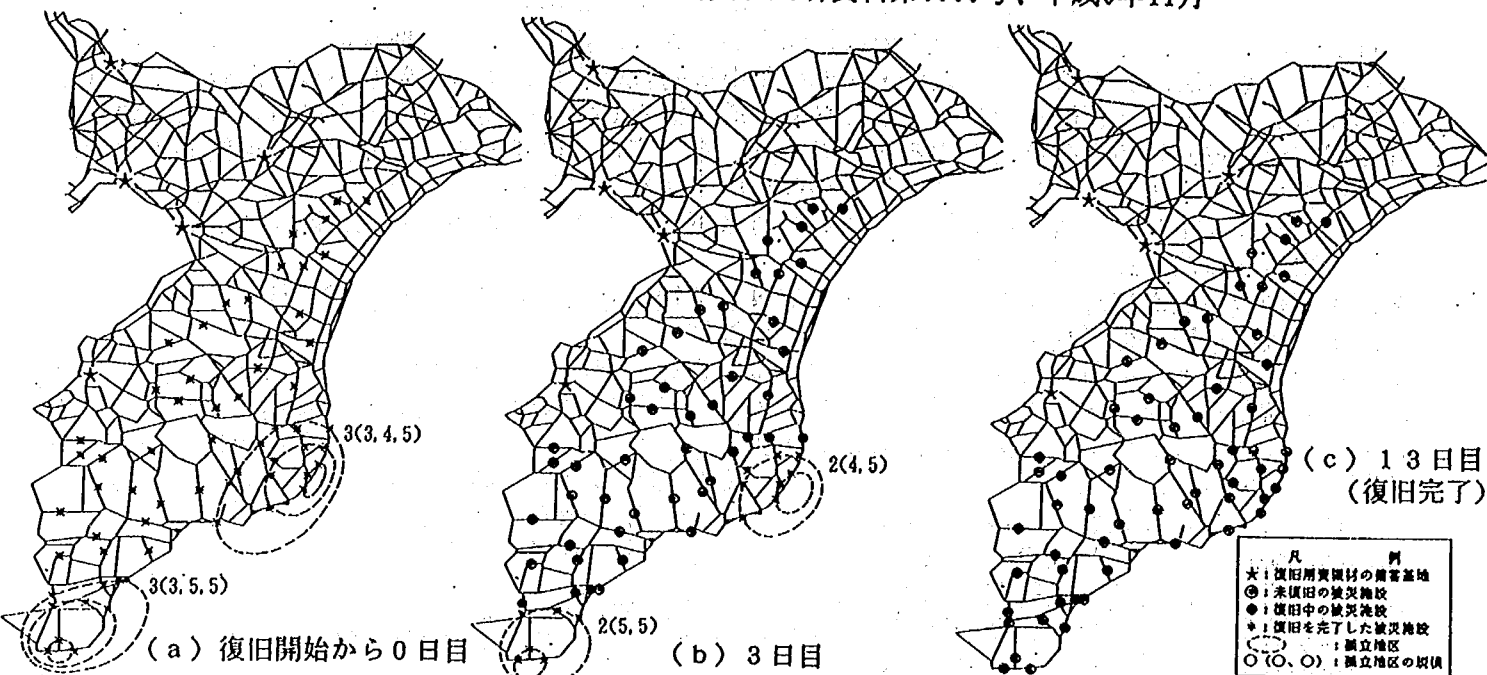


図1 千葉県内の道路網を対象とした復旧過程の解析

(60箇所の橋梁及び平地盛土に被害を想定、また、備蓄資機材には制約を設けないこととした)

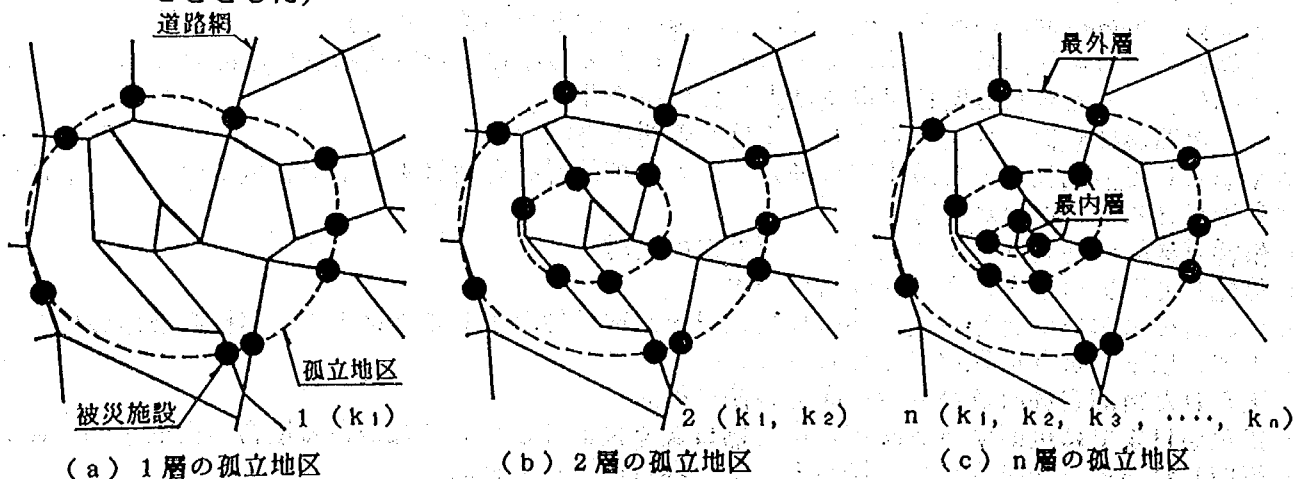


図2 孤立度の定義

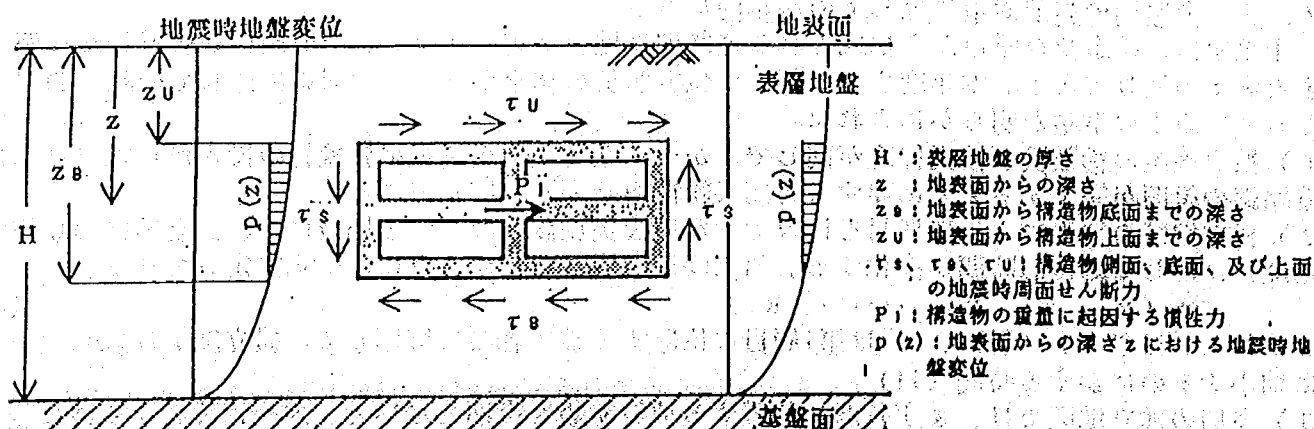


図3 応答変位法で考慮する地震時荷重

8. 道路施設の耐震補強法に関する試験調査

(道路事業調査費、一般調査)

耐震研究室 室長 川島一彦
研究員 連上茂樹
飯田寛之
清水英之

1. まえがき

道路橋の耐震補強については、昭和46年震災点検以後、逐次行われてきているが、従来は落橋防止構造の設置が中心であり、下部構造の耐震補強はこれからの段階にある。したがって、耐震補強が必要とされる状況に応じた適切な耐震補強法を開発することが必要とされている。本調査では、耐震性に劣る下部構造形式（独立した基礎上のRCラーメン橋脚、パイルベント、無筋コンクリート橋脚等）及び昭和55年道路橋示方書よりも前の基準で設計された定着長が不十分なRC橋脚の段落し部の補強法に重点をおいて耐震補強法の開発を図ることを目的とする。

2. 調査目的

耐震補強が必要とされる状況に応じた適切な耐震補強法の選定法及び具体的な設計法を開発することを目的とする。

3. 調査内容

平成3年度は、本調査の初年度当り、以下の検討を行った。

1) RC橋脚躯体の耐震補強法の検討

RC橋脚躯体を鋼板巻立て工法により補強した場合には、補強鋼板は、軸方向鉄筋としてよりも、鋼板により囲まれた部分のコンクリートの強度及び変形性能を向上させる帯鉄筋として寄与する。このため、鋼板巻立て工法による補強効果の評価手法を開発することを目的として、拘束コンクリートの強度及び変形性能の向上について実験的に検討した。

2) 平成3年道路橋耐震点検における耐震補強法の検討

平成3年に実施された道路橋の耐震点検結果を管理するためのデータベースシステムを開発するとともに、耐震点検結果の1次的な集計を行った。

4. 調査結果

1) RC橋脚躯体の耐震補強法の検討

道路橋示方書では、コンクリートの応力度～ひずみ関係は図-1のように定義され、0.2%が降伏ひずみ、0.35%が終局ひずみとされている。したがって、コンクリートの応力度～ひずみ曲線は帯鉄筋量に依存しないことになり、RC橋脚を鋼板で補強した場合に帯鉄筋としての拘束効果を評価することができない。このため、写真-1に示すような拘束コンクリート柱模型の圧縮載荷実験を行い、帯鉄筋により拘束することによるコアコンクリートの強度及び変形性能の向上効果を検討した。

実験供試体の高さは60cm、断面形状は20cm×20cmの正方形断面及び直径20cmの円形断面とし、帯鉄筋比、軸方向鉄筋の有無をパラメータとして変化させた合計32体の供試体を製作した。帯鉄筋としてはφ6を用い、帯鉄筋比は0～2.30%に変化させた。なお、帯鉄筋は、正方形断面供試体では1つのコーナー部で半円形フックを設けて固定したが、円形断面供試体ではフックを設けることにより断面の一部に弱点ができることを避けるため点溶接により固定した。実験では、供試体に一定速度（1mm/min）で圧縮変位を与えた。

図-1は、コンクリートの応力度～ひずみ曲線に及ぼす帯鉄筋量の影響を示したものである。これによれば、帯鉄筋を入れていない場合（帯鉄筋比：0%）には、断面形状によらず圧縮ひずみ約2,600μで最大応力度をとり降伏する。その後、ひずみの進行とともに応力度は急激に低下する。帯鉄筋量を増加していくと、降伏応力度及び降伏圧縮ひずみが大きくなるとともに、ひずみの増加に伴う応力度の低下は少なくなる。帯鉄筋比を2.3%とした正方形断面供試体では、圧縮ひずみが10%を越えてもほぼ完全弾塑性型の応力度～ひずみ曲線を描く。これは、拘束RC柱が軸方向力を受けた場合には柱

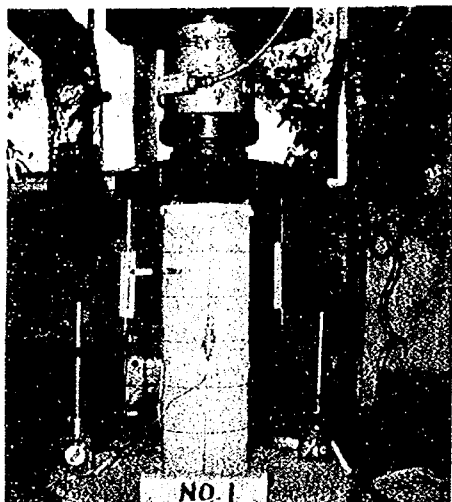
の外方向への膨張が帯鉄筋により拘束される結果、応力度の低下率が小さくなるためである。したがって、現在の道路橋示方書の規定する極めてきびしい条件を与えているということができ、将来の見直しが必要である。このように、帯鉄筋により拘束することにより、コンクリートの強度及び変形性能が向上する。今後、本実験結果をもとに、拘束コンクリートの強度及び変形性能の評価手法を開発する。

2）平成3年道路橋耐震点検における耐震補強法の検討

平成3年に実施された道路橋の耐震点検結果を管理するためのデータベースシステムを開発した。本データベースシステムは、パーソナルコンピュータで作動し、道路橋の点検結果を点検票の様式で登録するとともに、各点検項目については任意に検索、集計が可能なシステムである。震災点検結果を集計すると、その分類は表－1に示す通りとなる。今後、この中で対策が必要とされた橋梁を抽出して耐震補強法を検討していく。

4. 今後の課題

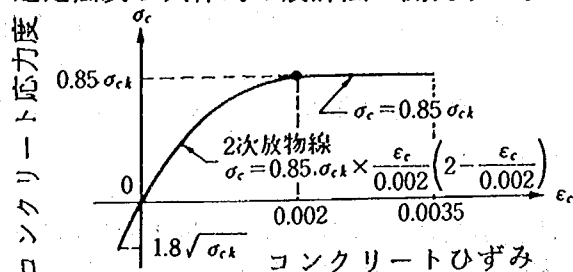
鋼板により巻立てた場合の拘束効果の評価手法を開発するとともに、これをもとに鋼板によるコアコンクリートの強度及び変形性能の向上を見込んだ耐震補強設計法を開発する。また、耐震補強が必要とされる状況に応じた適切な耐震補強法の選定法及び具体的な設計法を開発する。



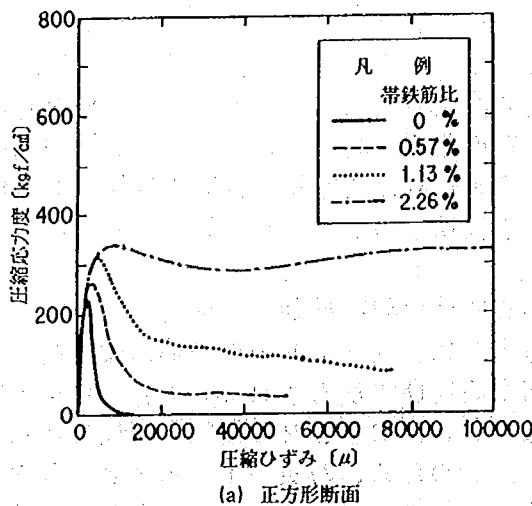
写真－1 拘束コンクリート柱载荷実験

表－1 平成3年道路橋震災点検結果の内訳

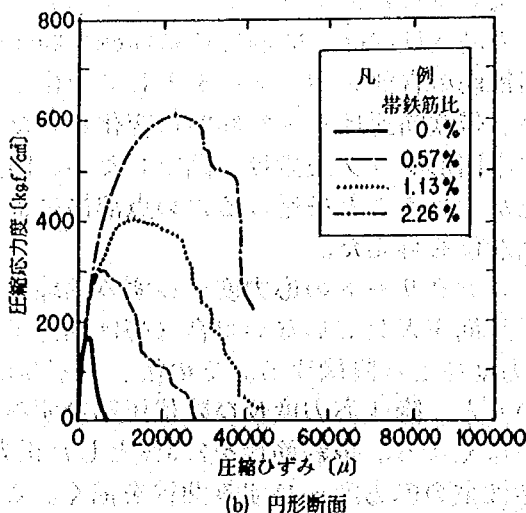
点検項目	橋 数
下部構造の変状	2,157
支承部の変状	2,339
けた等の変状	1,807
落橋防止構造	13,321
液状化に対する基礎の安定性	96
耐震性に劣る下部構造形式	758
R C 橋脚主鉄筋段落し部の強度	277



図－1 道路橋示方書に規定される応力～ひずみ曲線



(a) 正方形断面



(b) 円形断面

図－2 実験供試体の応力度～ひずみ曲線に及ぼす帯鉄筋比の影響

9. ゴム支承を用いた多径間連続道路橋の耐震設計法に関する試験調査 (道路事業調査費、一般調査)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 運上 茂樹
研究員 長島 博之
研究員 岩崎 秀明

1. まえがき

近年、振動・騒音等の環境面やメンテナンスの面から、エキスパンションをなるべく少なくするため、道路橋の多径間連続化が図られつつある。多径間連続化は、橋全体の不静定次数を高め、大地震を受けた場合の構造系全体としての崩壊の可能性を少なくするという観点から、耐震性の向上を図ることができる。多径間連続化を図ると、温度による桁の伸縮量が大きくなったり、固定橋脚に作用する地震力が大きくなるため、ゴム支承を用いて弾性固定による反力分散方式を採用して温度変化による桁の伸縮の吸収を図るとともに、地震時慣性力を各下部構造に分散させようという試みが行われつつある。

本調査は、ゴム支承を用いた多径間連続橋の実現を図るために、耐震設計上の問題点を整理・検討し、有効な耐震設計法を整備することを目的とし、昭和62年度からスタートしたものである。

2. 調査方法

本年度は、ゴム支承で支持した橋全体系の減衰定数の設定法について検討した。道路橋示方書V耐震設計編では、ひずみエネルギー比例減衰法に基づいて各モードごとの減衰定数を算定するのがよいと解説に規定されているが、免震支承を含むゴム支承のように支承部に大きな変形や減衰定数がある場合にひずみエネルギー比例減衰法を用いてよいかどうかに関しては明確な規定がない。このため、模型橋の自由振動実験に基づいて、ゴム支承で支持された橋に対するひずみエネルギー比例減衰法の適用性を検討した。

3. 調査結果

3. 1 ひずみエネルギー比例減衰法

ひずみエネルギー比例減衰法では、各部材の減衰定数から全体系の*i*次のモード減衰定数を次式によって推定する。

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^n \phi_{ij}^T \cdot h_j \cdot k_j \cdot \phi_{ij}}{\phi_i^T \cdot K \cdot \phi_i} \quad (1)$$

ここで、 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である。

3. 2 模型橋の振動実験

実験に用いた模型橋は、図-1に示す支間長2.1mの単純橋である。橋脚基部は剛な治具により剛性の高い模型架台に固定されている。支承は、図-2に示す円形断面の積層ゴム支承（以下、RBと呼ぶ）と高減衰積層ゴム支承（以下、HDRと呼ぶ）の2種類を用い、各橋脚上に2個ずつ設置した。模型橋の構成部材のうち、桁はほぼ剛体とみなせるため、エネルギー吸収は支承と橋脚で生じるものと仮定し、支承及び橋脚単体の自由振動実験から各部材の減衰定数とひずみエネルギーを求め、式(1)により橋全体系の減衰定数を算出した。これと実験的に求めた橋全体系のモード減衰定数と比較することにより、式(1)の適用性を検討した。

3. 3 ひずみエネルギー比例減衰法の適用性

実験により得られた自由振動波形のうち、RB及びHDRで支持した模型橋の桁の変位について示した結果が図-3である。この自由振動波形から減衰定数を求めた結果が図-4であり、RB橋では1.69%、HDR橋では11.4%である。図-5は、実測した橋全体系のモード減衰定数と、式(1)により推定した橋全体系のモード減衰定数を比較したものである。これによれば、免震支承のように構成部

材の一部に大きな減衰を有する部材がある場合でも、実務上十分な精度で推定値は実験値と一致している。

したがって、ゴム支承（免震支承を含む）で支持された道路橋に対しても、エネルギー損失の生じる支承及び橋脚等の減衰定数が正しく求められていれば、ひずみエネルギー比例減衰法により実用上十分な精度でモード減衰定数を推定することができる。

4. まとめ

本調査では、地震力の分散及び維持管理に優れた道路橋の多径間連続化を図るために、ゴム支承で支持された弾性固定方式の道路橋を平成2年2月の道路橋示方書に新しく規定された静的フレーム法で耐震設計するために必要な慣性力の算出精度の検討、及び減衰定数の設定法を検討した。この結果、静的フレーム法を用いればゴム支承を等価線形のばね及び減衰性能を有する部材と見なすことにより、従来の固定・可動支持された橋と同一の計算方式により慣性力が算出できることがわかった。なお、このうちの何点かは、すでに道路橋示方書V耐震設計編に反映されている。

また、本課題の中で、関連研究室と協力して免震橋（本省道路局道路防災対策室を中心とする免震橋連絡会）の詳細設計に対する技術指導も行った。

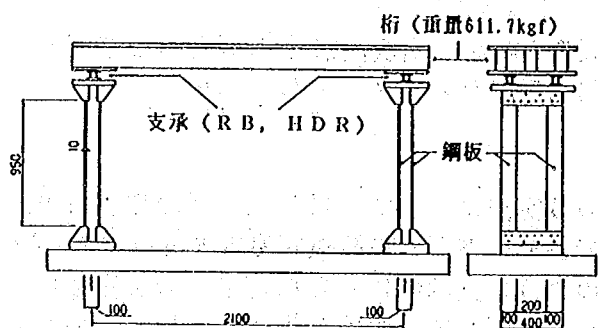
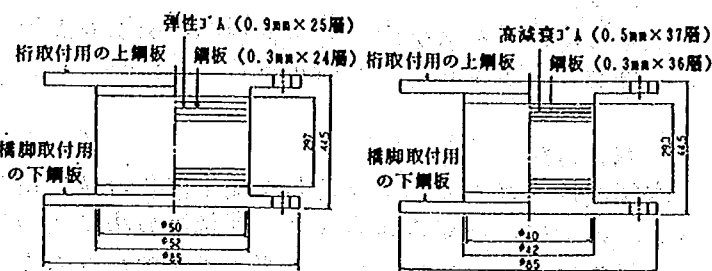
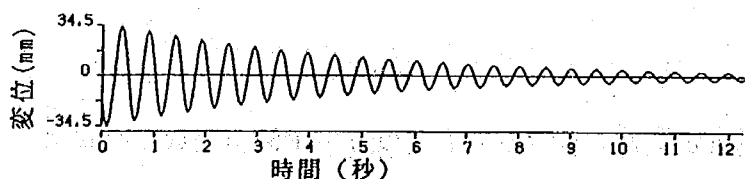


図-1 実験に用いた模型橋

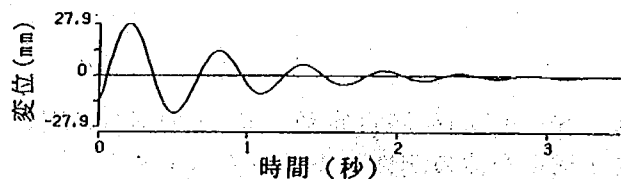


(a) 積層ゴム支承(RB) (b) 高減衰ゴム支承

図-2 実験に用いた支承



(a) RBで支持した橋



(b) HDRで支持した橋

図-3 実験から得られた自由振動波形の一例

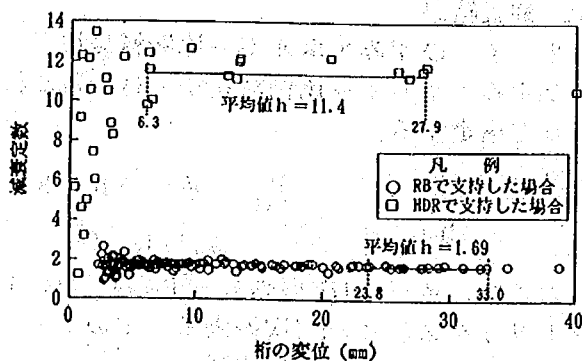


図-4 減衰定数と変位の関係

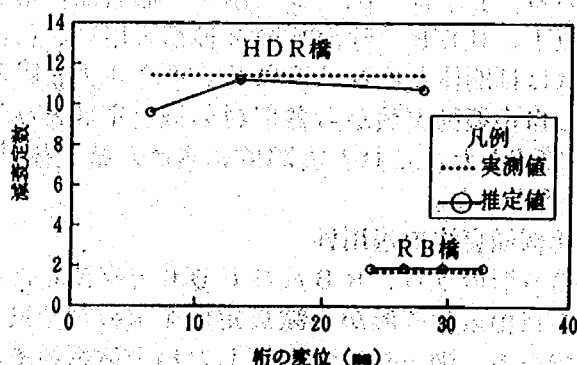


図-5 減衰定数の実測値と推定値の比較

10. 所管施設の震災点検データベース解析

(道路事業調査費、一般調査)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 運上 茂樹
飯田 寛之
清水 英之

1. まえがき

平成3年度には道路施設に対する震災点検が、盛土、橋梁、横断歩道橋、共同溝、トンネル（防災点検として実施）を対象として全国で実施された。点検結果に基づき震災対策事業を実施していく際には、各施設の管理者が点検結果を適切に管理することが必要不可欠である。また、震災対策の進捗状況や実施された対策工法等の迅速かつ確実な集計管理を行うとともに、これらのデータを各管理者間、あるいは、上位の管理者間と交換・提供を行うために、震災点検結果のデータベース化が必要とされたものである。

2. 調査目的

本課題では、制約が少なく取扱いに優れたパーソナルコンピュータ上で、各管理者が共通のデータとして保有するとともに、必要とされる各種の集計管理を行うことが可能な震災点検データベースシステムを開発することを目的とする。

3. 調査内容

平成3年震災点検結果を適切に管理するとともに、必要とされる各種の集計管理を行うことが可能な震災点検データベースシステムを開発するために以下の検討を行う。

- 1) データベースシステムの全体構成の検討
- 2) データベースシステムの登録・検索・出力システムの検討

4. 調査結果

4.1 震災点検データベースシステムの全体構成の検討

震災点検データベースシステムの開発に際しては、震災点検結果を適切、かつ、効率的に管理することを目的とし、以下の項目が可能であることを基本条件とした。

- ① 震災点検結果の一元的管理（各管理者間で同一のフォーマットでデータを保有）
- ② 震災点検調査書の保存・出力（各施設の震災点検票と同一の様式）
- ③ 震災点検結果の集計及び総括表・箇所調査等の作成（定型帳票出力）
- ④ 震災対策事業の進捗状況の管理（対策事業実績の登録）
- ⑤ 管理者間のデータ交換及び上位管理機関等へのデータ提供

震災点検データベースシステムは、各工事事務所等の出先機関における使用性を考慮してパーソナルコンピュータ上に構築するものとし、図-1に示すように6施設のデータと震災対策事業計画に関するデータの合計7つのデータファイルから構成される。各データベースファイルに登録されたデータについては、任意に検索及び出力を行うことが可能となっている。データベースシステムを起動する基本システムにはMS-DOSを、データの検索を行うデータベースマネジメントシステムにはdBASEⅢを、任意検索結果の図化処理等に関してはロータス123を用いている。

4.2 データベースシステムの登録・検索・出力システムの開発

震災点検データベースシステムは、図-1に示したように入力機能、検索機能、及び出力機能の3つの機能を有している。入力機能はデータの入力・更新を行うためのものであり、1つ1つのデータ

をパソコン上で入力する対話型及び別途作成したデータファイルを入力する一括型の2方式の入力が可能である。検索機能は、検索条件及び出力項目等を任意に指定することにより、検索、編集、集計を行うことができる機能である。出力機能は、個々の施設の点検調査書、箇所調査書、総括表等の定められた定型出力を行うとともに、検索機能により任意検索・編集処理した結果を出力することができる機能である。任意検索結果は、ロータス123の様式で出力することができる。

震災点検データベースシステムについては、全8編から構成される操作マニュアルを作成した。操作マニュアルとデータベースシステムを記録したフロッピーディスクについては各道路管理者に配布した。

4. まとめ

震災点検結果を適切、かつ、効率的に管理することを目的として、震災点検データベースシステムを開発した。データベースシステムについては、今後実際の使用性を考慮した上でより使いやすいように改良を加えていくことが重要である。

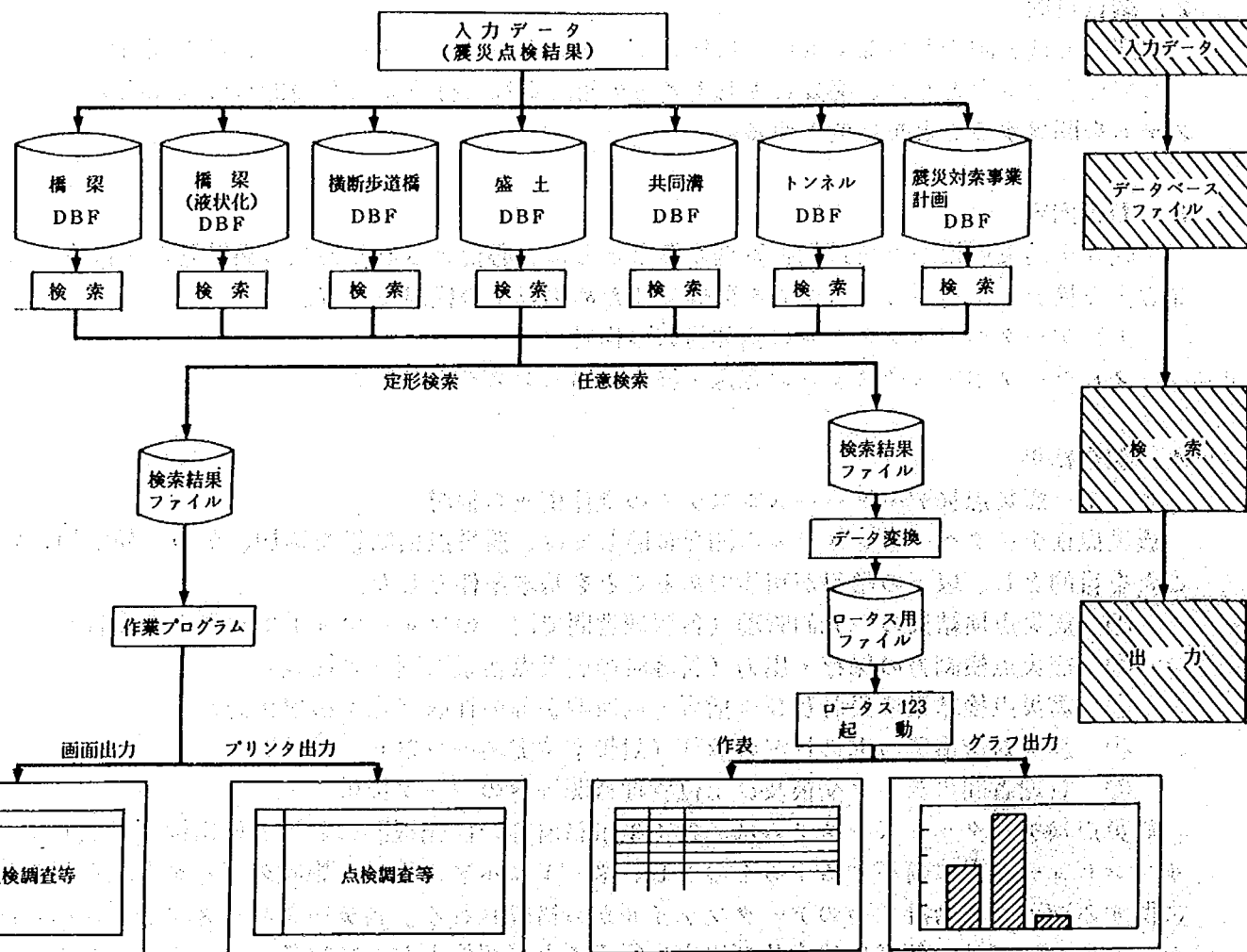


図-1 震災点検データベースシステムの構成及び機能

11. 将来道路構造の設計に関する調査研究

(道路事業調査費、特定調査)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 運上 茂樹
研究員 長島 博之
研究員 岩崎 秀明

1. まえがき

21世紀に向けて、都市空間の高度有効利用、道路の高速化・高規格化を図ると同時に、環境・景観に配慮した新しい道路構造及び災害に強い交通ネットワークを構築していくことが求められている。

一方、大都市地域を中心として道路の混雑は激化の一途をたどる傾向を示しており、道路整備の改善に対する要望には切実なものがある。さらに市街地の道路整備については地価の高騰、代替地の取得難などにより、事業進捗が円滑に図られていないのが現状である。このため、都市地域における幹線道路の整備を促進する手法として、平成元年に道路法、都市計画法、都市再開発法、建築基準法の一部が改正され、道路と建物との一体的整備を可能とする立体道路制度が創設された。しかし、道路と建物とが一体的な構造となる道路一体建物については、構造設計、環境保全などの技術上の基本的な考え方が明確にされていない。

さらに、都市間を結ぶ幹線道路の整備においては、地形条件の厳しい山岳地域の横断を余儀なくされる場合が多く、特に、深い渓谷地域を横断する場合には、橋脚高さが100mを越す高橋脚橋梁の建設が必要とされる。従来からも60mクラスの橋脚は設計されてきているが、100mを越すような橋脚の設計に際しては、従来の設計方法を抜本的に考え直した合理的な耐震設計法の開発が求められている。

2. 調査目的

本調査は、将来に向けて、新しい道路構造として建設が始められようとしている①道路一体建物の構造設計のあり方、及び、②100mを越す超高橋脚を有する道路橋の耐震設計のあり方を調査し、今後早急に解決しなければならない技術的課題を抽出することを目的とする。

3. 調査方法

1) 道路一体建物の構造設計のあり方

道路一体建物整備による高架道路～建築物の設計のあり方について、建築基準法及び道路橋示方書に基づく試設計を行い、両基準の違いとその影響、今後必要な調査項目を抽出する。

2) 100mを越える超高橋脚を有する道路橋の耐震設計法に関する調査

超高橋脚橋梁の耐震設計のあり方について今後必要な調査項目を抽出する。

4. 調査結果

4.1 建物一体道路の構造設計のあり方

(1) 建築基準法と道路橋示方書の耐震設計法の比較

建築基準法と道路橋示方書の耐震設計法を比較してみると、両者の主要な違いは以下の通りとなる。

1) 設計水平震度

図-1に示すように道路橋示方書では、従来、設計水平震度を橋梁の高さ方向に対して一定と假定しているが、建築基準法では、地上部分の地震力を建築物の高さに応じて変化させる。これは、従来、道路橋は背の低い、比較的剛で短固有周期構造が多かったこと、また、一般に上部構造重量による慣性力が下部構造及び基礎の設計に際し

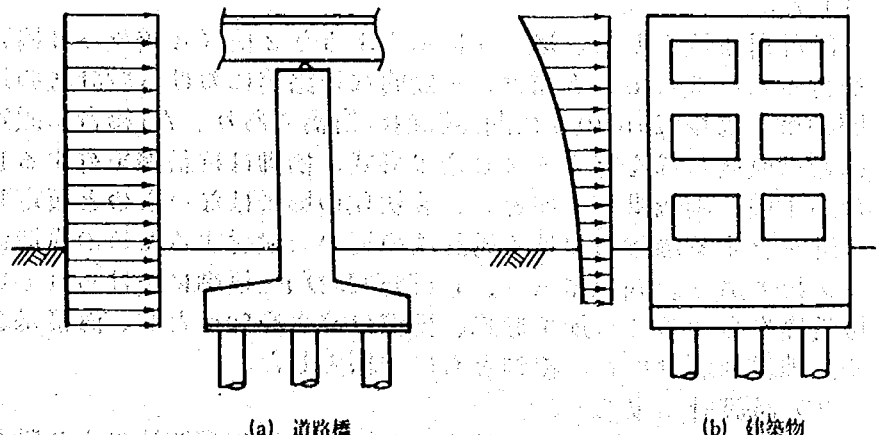


図-1 設計水平震度の与え方

て支配的であること等から、上部構造位置における応答震度を橋梁全体の設計に用いてきたものである。一方、建築物に対しては、地震層間せん断力係数により地震力を計算することと規定されており、これに基づき換算水平震度 K_i を算出すると次式のようなになる。

$$K_i = Z \cdot R_i \cdot B_i \cdot C_0 \quad (1)$$

ここで、 Z : 地震地域係数、 R_i : 振動特性係数である。 B_i : 水平震度の高さ方向の割増し係数、 C_0 : 標準層間せん断力係数 ($=0.2$) である。 B_i は水平震度の高さ方向の割増し係数で次式で与えられる。

$$B_i = (A_i - A_{i+1}) W_i / W_i + A_{i+1} \quad (2)$$

ここで、 W_i 及び w_i は、それぞれ、 i 階より上部の固定荷重と積載荷重の和及び i 階の固定荷重と積載荷重の和である。 A_i は地震層間せん断力係数の分布係数で次式で与えられる。

$$A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha - \alpha_i}) 2 T / (1 + 3 T) \quad (3)$$

ここで、 α_i 及び T は、それぞれ、 A_i を算出しようとする高さの部分が支える固定荷重と積載荷重との和を建築物の地上部分の固定荷重を積載荷重との和で除した数値、及び建築物の 1 次固有周期である。したがって、式(2)で与えられる水平震度の高さ方向の割増し係数が道路橋示方書と異なる。

上記の水平震度の割増し係数 B_i と第 2 種地盤の振動特性係数 R_i を図-2 及び図-3 に示す。道路橋の場合には、橋全体の重量に対して上部構造が占める割合は、多くの場合 40~60% 程度が一般的である。この場合には上部構造に作用する設計水平震度の割増し係数は 1.0 以下になる。一方、振動特性係数 R_i については、固有周期 0.7 秒以下の短周期側では、建築物の場合には道路橋の 80% 程度であるが、長周期側では 50% 程度となる。このため、短周期構造物の場合には、道路橋示方書及び建築基準法による設計水平震度の違いによる影響は大きくはないと考えられるが、長周期構造物に対しては、建築基準法によった場合には設計水平震度が相対的に小さくなる。

なお、道路橋示方書では、耐震設計上の地盤面より上の構造部分に対して水平震度を作用させるが、建築基準法では、地階部分に対しては 0.05~0.10 の水平震度を考慮するもののフーチングのような基礎構造物に対しては水平震度は考慮しない。

2) 許容応力度

道路橋示方書では、地震時の許容応力度の割増しとして 1.5 倍を考慮するが、建築基準法では、通常短期(地震時)の許容応力度の割増しとして長期(常時)の 2 倍を考慮している。

3) 基礎の設計

建築基準法では、基礎の設計に関して、転倒、滑動に対する規定、及び水平変位量に対する制限等が具体的に規定されていない。直接基礎の場合で偏心荷重を受ける場合でも偏心距離に対する制限がない。また、滑動に対する検討も水平力が常時作用していなければ検討の必要がない。杭基礎の場合には、杭の水平変位に対しても定量的評価が明確でないために具体的な規定値がない。ただし、杭の水平変位が 1 cm 以上になると急激に変位が増大するということが解説されている。

(2) 建築基準法及び道路橋示方書に基づく道路橋の耐震設計比較

1) 試設計の対象とした道路橋

建築基準法と道路橋示方書には、上記(1)に示した相違があるが、設計法の違いが完成時の構造物に対して具体的にどのような影響があるかを明らかにするために、両基準に基づいて道路橋を試設計した。

設計対象橋として、図-4 に示すような 2 橋 (A 橋及び B 橋) を選定し、橋脚を対象として試設計を行った。ここで、A 橋は、一般的な道路橋における設計法の違いを検討するための構造例とし、支間 40m、橋長 120m の 3 径間連続鋼板桁橋であり、A₁ 橋台に固定支承を有する 1 点固定方式である。橋台は直接基礎を有する RC 逆 T 形式、橋脚は杭基礎を有する RCT 型単柱である。地盤種別は両橋台が I 種、両橋脚が II 種とし、液状化の影響はないものと仮定した。一方、B 橋は、比較的背の高い橋脚を有する橋梁における設計法の違いを検討するための構造例であり、橋長 310m の 3 径間連続鋼トラス橋である。固定支承は、P₁ 橋脚及び P₂ 橋脚に設けられている多点固定方式である。橋台は、直接基礎を有する RC 逆 T 形式、橋脚は高さを 50m とし、直接基礎を有する RC 単柱 (箱型断面) である。地盤種別は橋台、橋脚ともに I 種とした。

2) 試設計結果

道路橋示方書により設計計算した場合と建築基準法により設計計算した場合にどの程度の応力等に

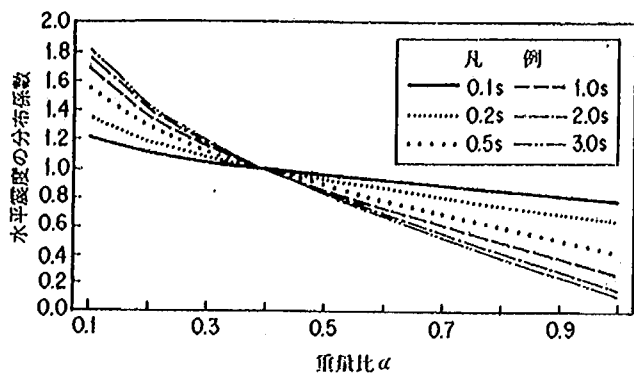


図-2 上部工重量比と水平震度分布係数の関係

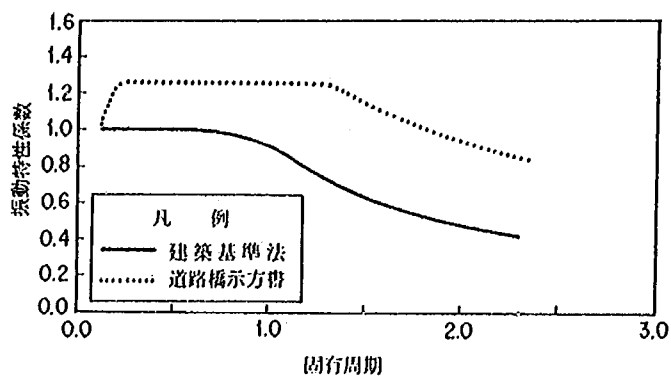
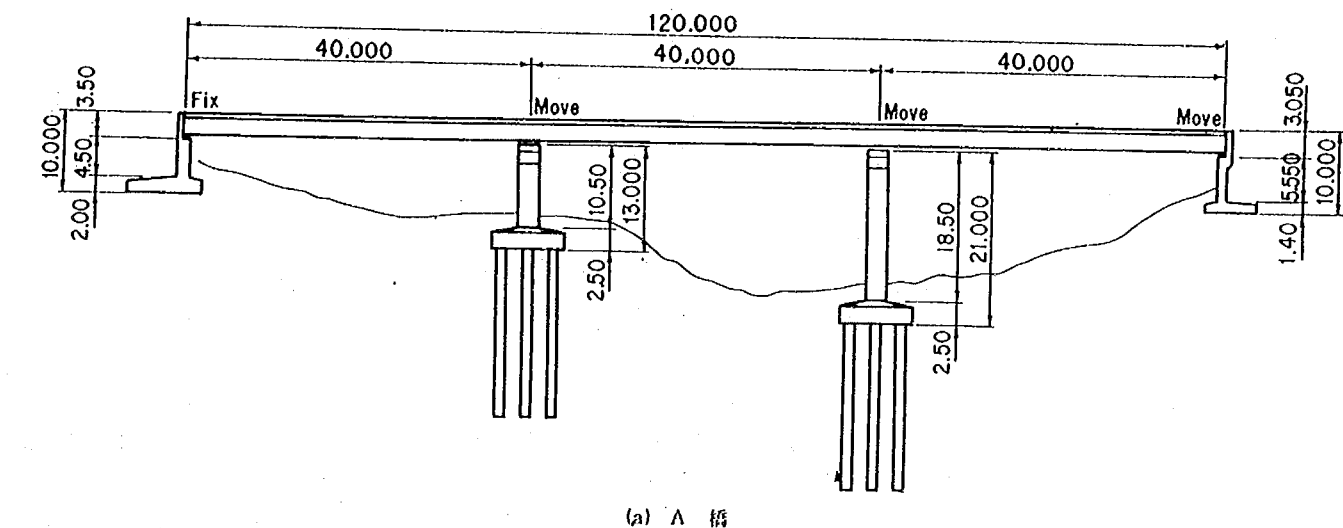
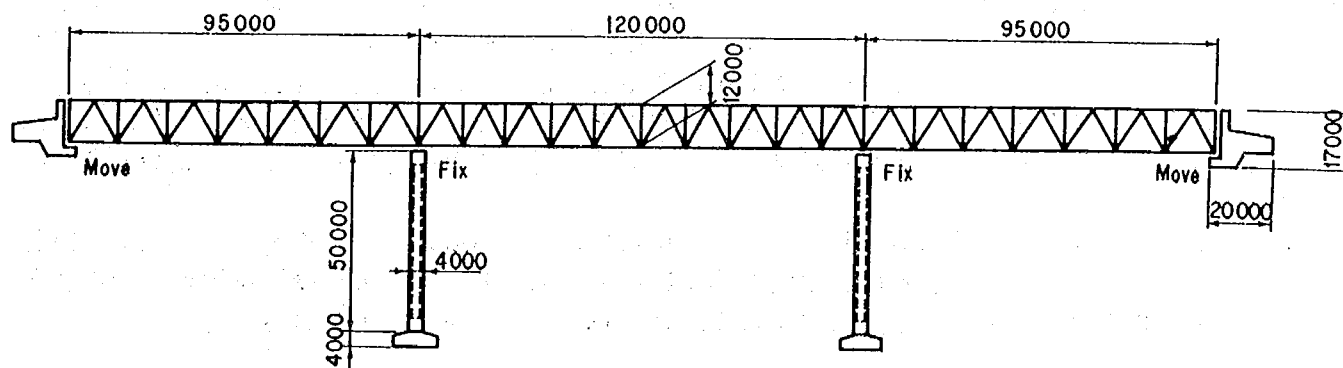


図-3 振動特性係数の比較



(a) A 橋



(b) B 橋

図-4 解析対象橋

違いが生じるかを調査するために、断面、配筋等の構造条件を同一と仮定して設計計算を行った。このうち、橋脚の耐震設計上重要となる橋脚下端部及び基礎下端部の断面力について、道路橋示方書と建築基準法による違いを示したのが図-5である。ここでは、道路橋示方書により得られた断面力に対する建築基準法により得られた断面力の比として示している。これによれば、断面力比はA橋では橋脚下端部の曲げモーメントについては約0.9~1.0、せん断力については0.8~0.9となり、建築基準法に従って設計した場合が小さくなる。この違いは、前述の設計法の比較で述べたように建築基準法では高さ方向に水平震度を変化させていることが影響したものである。一方、B橋の場合には橋軸方向では断面力比は0.5~0.55と約半分になる。橋軸直角方向では0.65~0.8程度となる。この理由は、上記A橋の場合と同様に建築基準法では水平震度を高さ方向に変化させていること、また、B橋の橋脚では固有周期が橋軸方向が2.9秒、橋軸直角方向が1.2秒と比較的長周期となるため、建築基準法に規定される振動特性係数が道路橋示方書の固有周期別補正係数よりも小さくなることが影響したためである。橋軸直角方向に比較して橋軸方向の場合がより断面力比が小さくなるのは固有周期がより長いからである。

次に、基礎下端における曲げモーメントとせん断力の比を示したものである。これによれば、A橋では曲げモーメント比は0.9程度、せん断力比が0.55程度となる。B橋では、曲げモーメント比が0.55程度、せん断力比が0.35程度となる。せん断力比が橋脚下端に比較して基礎下端部で小さくなるのは、建築基準法ではフーチング部分の慣性力を考慮していないためである。ただし、B橋は背が高い橋脚のため、フーチング部分の重量が上部構造及び橋脚全体の重量に比較して小さいためその影響の度合は小さくなっている。

このように、建築基準法と道路橋示方書に従って、同一の橋梁を設計した場合には、道路橋示方書に従った場合がより厳しい照査条件となることがわかる。比較的短周期の橋梁については、建築基準法に従った場合に断面力等は10~20%小さくなるが、比較的長周期の橋梁の場合には20%~50%程度小さくなる。この違いが生じたのは、建築基準法と道路橋示方書における設計方法の違いが影響したもので、特に、建築基準法では、水平震度を高さ方向に変化させること、長周期構造の場合には振動特性係数がより小さくなること、及び基礎フーチング部分に対して慣性力を考慮しない点が大きく影響している。

したがって、道路建築物一体構造として設計する場合には、両者の違いをよく把握した上で、設計を行っていく必要がある。また、特に、道路と建築物の接合部においてその振動性状の違いの影響が生ずることが予想され、このような点に対する設計に留意することが必要とされる。

4. 2 100mを超える超高橋脚を有する道路橋の耐震設計法に関する調査

現在の耐震設計法の基本的な発想は、地震に耐えられるように下部構造の剛性、強度を十分に高めることにある。したがって、地震時に下部構造はほとんど変形せず、これに伴い上部構造の変形も少ない。このため、我国の道路橋では、上部構造の断面が耐震設計で定まることが極めてまれである。しかし、このような耐震設計法をそのまま100mを越す高橋脚橋梁に適用すると、下部構造が非常に大きくなるため、上部構造及び基礎との釣合がとれなくなり、事実上設計としては成立しなくなるこ

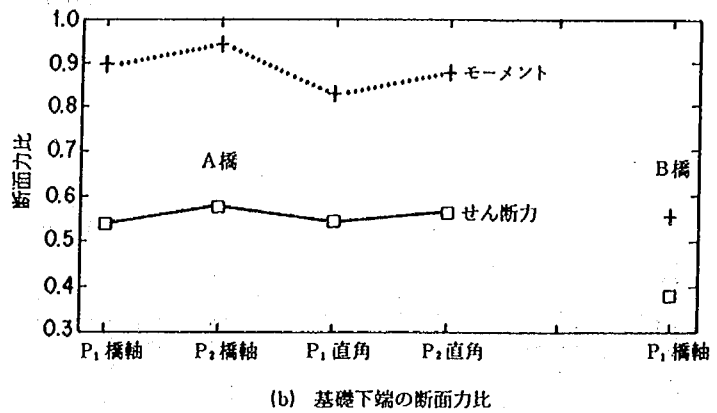
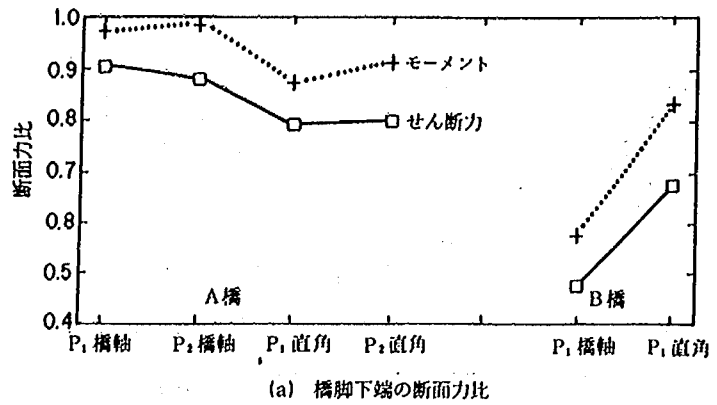


図-5 道路橋示方書と建築基準法の設計法の違い

も予想される。

高橋脚橋梁に対する設計を成立させるためには、従来のように剛性の高い下部構造だけで地震力を分担するのではなく、下部構造の変形を許し、上下部構造が一体となって地震に耐える構造系を採用していかなければならない。このため、下部構造のみならず、上部構造についても地震力によりその断面が決められることが予想される。

従来の橋脚との違いに着目すると、高橋脚橋梁の耐震設計法の開発に向けて以下の研究開発が必要とされる。

1) 高橋脚橋梁に作用する地震力に関する検討

① 長周期橋梁の振動特性に関する検討

一般的な橋梁の場合には、橋脚の1次固有周期が0.3秒～1.0秒程度のものが多いが、橋脚の背が高くなると3秒～5秒という長周期構造となることが予想される。さらに、従来の橋脚では1次固有振動モードが地震応答に対して卓越するが、100mを越えるような高橋脚の場合には高次の振動モードも地震応答に対して卓越することが予想される。このため、長周期橋梁の振動特性を十分に検討するとともに、耐震設計において考慮すべき振動モード、水平震度の与え方について検討することが必要とされる。

② 高橋脚橋梁用の設計地震スペクトルの開発

上記①に示した長周期橋梁の特性を十分検討した上で、このような高橋脚を有する橋梁の設計地震スペクトルを開発する必要がある。

2) 上下部構造間の地震力の分担率に関する検討

① 上下部構造間の剛性の違いが慣性力の分担に及ぼす影響に関する検討

高橋脚橋梁に対する設計では、下部構造の変形を許し、上下部構造が一体となって地震に耐える構造系を採用しなければならない。このため、上部構造と下部構造の剛性が地震力の分担率に及ぼす影響を検討する必要がある。

② 下部構造から上部構造、上部構造から下部構造に作用する連成振動の影響に関する検討

高橋脚を有する橋梁では、上下部構造が一体となって地震に耐える構造としなければならない。このため、上部構造と下部構造間の連成振動の影響を検討しておかなければならない。

③ 上下部構造間の最適剛性比に関する検討

上記の①及び②の検討結果に基づき、上下部構造間の適切な地震力の分担方法を検討する必要がある、これをもとに上下部構造間の最適剛性比を設定する必要がある。

3) 高橋脚橋梁に対する動的耐震計算法の開発

① 高橋脚に対する地震時保有水平耐力の照査法の開発

現行の道路橋示方書では、橋脚高さが15mを越える場合には一般に十分な変形性能があり、地震時保有水平耐力の照査を省略してもよいとされているが、100mを越えるような高橋脚になると地震時保有水平耐力に関しては十分これが検討がなされていない。このため、高橋脚に対する地震時保有水平耐力の照査の必要性を含めて検討する必要がある。

② 上部構造に対する地震時保有水平耐力の照査法の開発

高橋脚を有する橋梁では、上下部構造が一体となって地震に耐える構造とする必要がある、下部構造のみならず、上部構造の断面が地震力により決められることが予想される。このため、上部構造に対する大地震時の耐震設計法として地震時保有水平耐力の照査法について検討する必要がある。

4) 高橋脚橋梁の構造細目

・ 移動制限装置を初めとする落橋防止構造の見直し

高橋脚橋梁の場合には長周期構造となり、橋梁と橋台部における接合部においては地震時の変形が大きくなることが予想される。このため、このような構造を有する落橋防止構造などの耐震設計上の構造細目について検討する必要がある。

5. 今後の検討課題

本調査では、将来に向けて、新しい道路構造として建設が始められようとしている①建物一体道路の構造設計のあり方、及び、②100mを越す超高橋脚を有する道路橋の耐震設計のあり方を調査し、今後早急に解決しなければならない技術的な課題について検討した。以上の検討結果をまとめると以下

のようになる。

1) 建築基準法と道路橋示方書に従って、同一の橋梁を設計した場合には、道路橋示方書に従った場合がより厳しい照査条件となる。比較的短周期の橋梁については、建築基準法に従った場合に断面力等は10~20%小さくなるが、比較的長周期の橋梁の場合には20%~50%程度大幅に小さくなる。この違いが生じたのは、建築基準法と道路橋示方書における設計方法の違いが影響したものであり、特に、建築基準法では水平震度を高さ方向に変化させること、長周期構造の場合には振動特性係数がより小さくなること、及び基礎部分に対して慣性力を考慮しない点が大きく影響する。

2) 道路建築物一体構造としての構造物を設計方法について以下の研究開発が必要とされる。

- ① 建築基準法、道路橋示方書の違いをよく把握した上で設計を行っていく必要がある。
 - ② 道路と建築物の接合部においてその振動性状の違いによる影響が生ずることが考えられる。
- このような点に対する設計方法の開発が必要とされる。

3) 高さ100mを越えるような高橋脚橋梁の耐震設計法の開発に向けて以下の研究開発が必要とされる。

- ① 高橋脚橋梁に作用する地震力に関する検討
- ② 上下部構造間の地震力の分担率に関する検討
- ③ 高橋脚橋梁に対する動的耐震計算法の開発
- ④ 高橋脚橋梁の構造細目

12. 鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態設計法に関する試験調査

(道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 運上 茂樹
研究員 長島 博之

1. はじめに

橋の耐震設計では、0.2～0.3の設計水平震度に相当する地震力に対して橋の各部が弾性域にあるように設計するが、大正12年の関東大震災に代表される大規模地震時には、橋脚に作用する地震力は、これよりもはるかに大きく、設計水平震度にして1.0にも達する。このため大地震時には、橋脚は損傷を生じ非線形域に入るが、橋脚に十分なねばりがあれば、かぶりコンクリートの剝離や主鉄筋の面外方向への座屈等、ある程度の損傷は生じても落橋等の大被害は免れることができる。

これが平成2年2月の道路橋指示書V耐震設計橋に規定された「鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査」の規定の基本とする考え方である。1本柱形式の鉄筋コンクリート橋脚に対しては、地震時保有水平耐力照査の具体的な規定が盛り込まれたが、橋脚の中には、まだこの規定が適用できない各種の形式があり、さらに今後の調査検討が必要とされている。

以上の点を検討するため、本調査は本年度を初年度に5ヵ年計画で開始されたものである。

2. 調査目的

鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法に基づき、以下のタイプの橋脚の耐震性照査法を開発する。

- 偏心曲げモーメントを受ける1本柱形式RC橋脚
- 高軸力もしくは変動軸力を受ける1本柱形式RC橋脚
- ラーメン橋脚
- ラーメン橋

3. 調査内容

本年度は、初年度であるため、上記2の中から、偏心曲げモーメントを受ける逆L字形1本柱形式RC橋脚の損傷特性を写真-1に示すような模型振動台実験によって検討した。検討対象としたのは、図-1に示すような逆L字形橋脚で、これは比較的大都市域で建設される場合が多い。現在までに、どのような形式のものが採用されているか、また、偏心曲げモーメントがどの程度あるかを検討するため、曲げモーメント比 r_H を以下のように定義する。

$$r_H = \frac{M_E}{M_E + M_0} \quad (1)$$

ここで、 M^E ：地震力により橋脚基部に生じる曲げモーメント、 M^0 ：橋脚が逆L字形のため、桁及び橋脚の自重により橋脚基部に生じる偏心曲げモーメントである。式(1)による曲げモーメント比 r_H を首都高速道路を例に実際に調べてみると、 $r_H=0.45$ 程度が多く、中には $r_H=0.3$ 程度のものもある。

$r_H=0.45$ 、 $r_H=0.3$ ということは、 M^0/M^E がそれぞれ約1.2、2.3ということであり、地震力によるよりもはるかに大きな偏心曲げモーメントが作用していることになる。もちろん、このような曲げモーメントに対して断面、配筋が決められているのであるが、問題は関東地震級の大規模地震を受け、

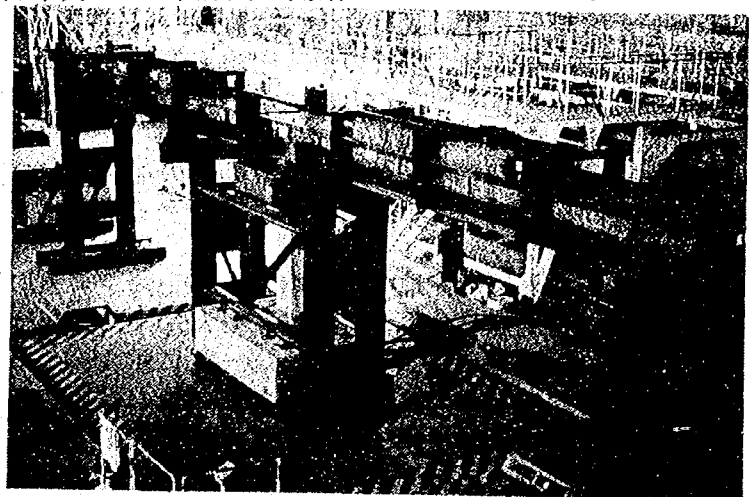


写真-1 逆L字形橋脚の模型振動台実験

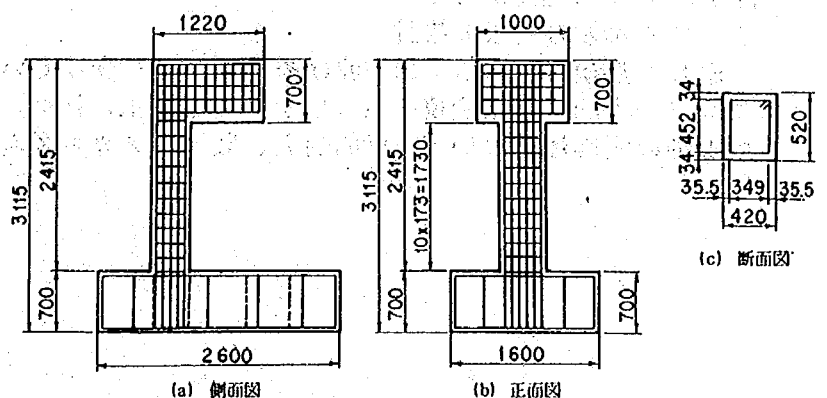


図-1 実験に用いた模型橋脚

橋脚が非線形に入った際に、橋脚が原点を中心に左右にほぼ均等に振動してくれるかどうかという点である。もし、一方向（偏心曲げモーメントが作用している方向）にばかり、振動が生じるようになれば、地震時保有水平耐力法で仮定しているエネルギー一定則が満足されなくなる恐れがある。

本年度は初年度であるため、まず、逆し字形をした橋脚が大きな地震を受けた場合の振動特性に関する基本的な資料を得ることを目的に、写真-1に示すような振動台加振実験を行なうこととした。

4. 調査結果

(1) 実験に用いた供試体

橋脚高さ10.2m、桁高1.5mの実橋脚を対象に、寸法比を $1/4.6$ として模型を2体製作した。式(1)による曲げモーメント比 r'' は0.55とした。この橋脚は、現行の道路橋示方書によれば、設計水平震度0.27で設計していることになる。この模型に対して、写真-1に示すように、支間7.6mの桁2連を載せ、振動台により橋軸直角方向に加振した。ただし、振動台の加振方向の関係で桁の橋脚方向が橋脚の橋軸直角方向に相当するようにした。

(2) 実験結果

昭和58年日本海中部地震で観測された記録を最大加振度を821galとして作用させた場合に桁に生じた加速度と変位を図-2に、また、加振後に生じた損傷を図-3に示す。ただし、入力最大加速度は812galであるが、これは一度だけのスパイクであり、基本的には400gal程度の入力である。これによれば、橋脚には偏心曲げモーメントが作用している方向に大きな損傷が生じ、この方向に16cm程度の残留変位を生じた。ただし、これは振動制限装置が働いたためで、これがなければさらに大きな変位が生じた可能性がある。

5. まとめ及び今後の検討

逆し字形橋脚で大きな偏心曲げモーメントを受けている場合には、一方的に残留変位を生じやすいことが示された。こうした橋脚の耐震性について、動的耐力、破壊のメカニズム等をさらに検討していく必要がある。

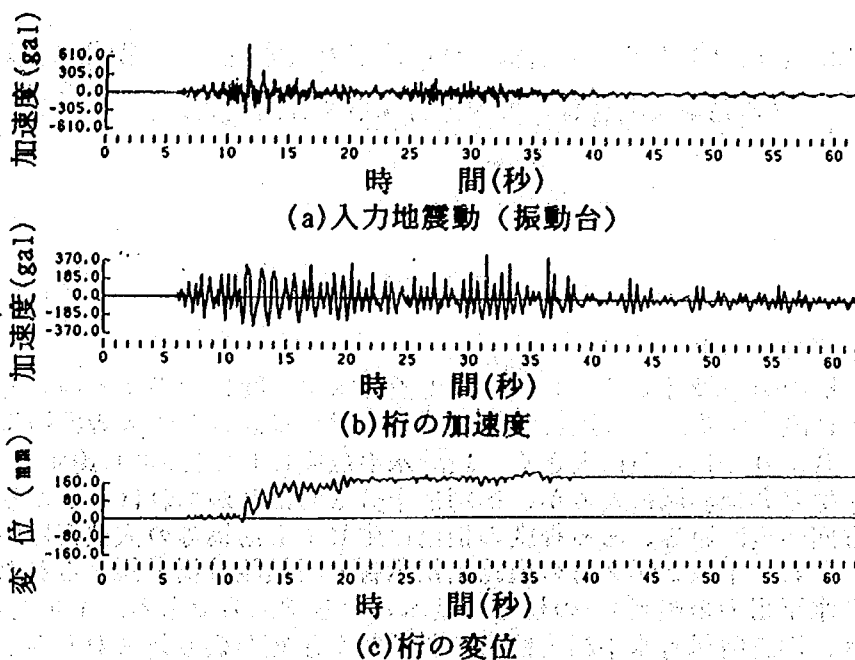


図-2 桁の応答加速度及び応答変位



図-3 模型橋脚の損傷状況
(左側の方が損傷が大きい、
残留変位は左向きに生じた)

13. 鋼製橋脚の設計法に関する試験調査

(道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)

耐震研究室 室長 川島一彦
研究員 運上茂樹
飯田寛之
清水英之

1. まえがき

近年、鋼製橋脚は都市部や沿岸部の自動車道、海峡横断部の大規模橋梁において採用されている事例が増えているが、用地条件や地盤条件などの設計条件が厳しい場合に採用される事例が多いため、その耐震性の確保はきわめて重要な課題となっている。道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では、地震時のじん性の確保が大地震を受けた場合の橋脚の耐震安定上重要なことが規定されているが、鋼製橋脚については、従来、じん性に対する検討が行われていない。このため、大地震を受けた場合の鋼製橋脚のじん性に関する検討を進め、鋼製橋脚の合理的な設計法を開発する必要がある。

2. 調査内容

鋼製橋脚のじん性に関する実験データの蓄積を図るとともに、以下の項目について検討を行った。

1) 鋼製橋脚のじん性を向上させる補剛方法の検討

鋼製橋脚が地震力を受けた場合には、曲げモーメントが最大となる橋脚基部と第1段目の水平補剛材までの範囲において変形が集中し、補剛板の座屈・溶接部の破断等が生じることにより水平耐力が急激に低下する。このため、橋脚の基部周辺を縦方向補剛材により補強して変形をより広い範囲で吸収できるようにした場合の鋼製橋脚のじん性について模型載荷実験により検討した。

2) 非線形域の2次勾配が橋脚の残留変形に及ぼす影響の検討

鋼製橋脚の実験結果によれば、その非線形域における特性は最大耐力が生じた後、剛性勾配が急激に低下し、その値は負となることがわかっている。このため、このような荷重～変位関係を有する鋼製橋脚の地震応答特性について1自由度モデルを用いた解析により検討した。

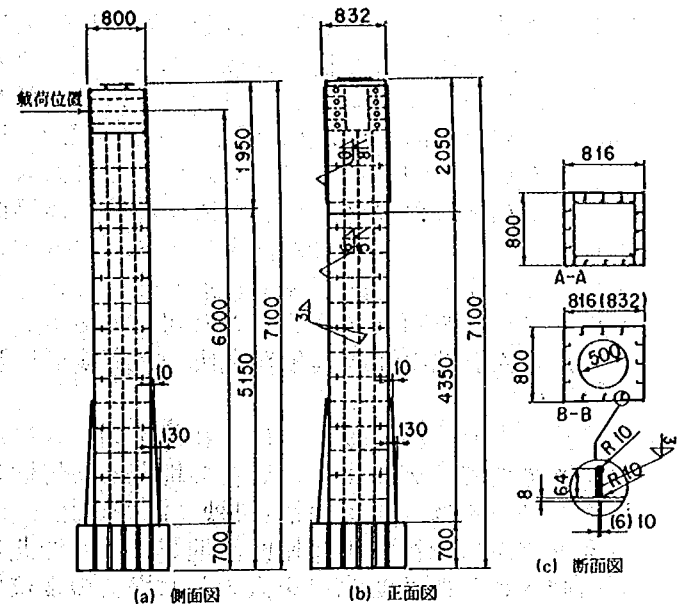


図-1 実験に用いた供試体 (S-25)

3. 調査結果

1) 鋼製橋脚のじん性を向上させる補剛方法の検討

実験に用いた供試体は、図-1に示すように断面が 80×81.6 cm (板厚8mm、SM490材)、載荷高さが6mの鋼製橋脚模型2体 (S-23及びS-25) である。補剛材の剛比は道路橋示方書に規定される必要剛比の4.09倍である。水平補剛材は35cm間隔で配置した。2体の供試体の違いは、補剛板の外側に付けた縦方向補剛材 (外リブ) の有無であり、供試体S-25は、基部から高さ180cmの位置まで厚さ10mmの三角形の外リブにより補強した。これは、鋼製橋脚のじん性を向上させるために、広い範囲で変形を吸収することを目的としたものであり、計算上基部から高さ180cmの位置まで同時に降伏が生じるようにその厚さ及び補強範囲を定めた。実験では、供試体に軸力載荷装置により上部構造重量に相当する軸力 (102tf) を作用させた状態で動的加振機により水平力を作用させた。

1.5 δ_u 載荷では、いずれの供試体も基部周辺の補剛板に降伏が生じたことを示す水平の線 (降伏線) が発生しただけで特に目立った変形は生じていない。なお、外リブで補剛した供試体S-25では降伏線の生じる範囲がより広くなるとともに、外リブの一部には座屈が生じ高さ方向に波打つ変形が生じた。2.5 δ_u 載荷になると、供試体S-23では基部と第1段目の水平補剛材の間で垂直補剛材を節とする局部座屈が生じた。供試体S-25では、載荷の2回目当りから外リブで補強した範囲より上の橋脚中

間部で局部座屈が生じ始め、繰返し回数が増すごとに変形量が大きくなった。3 δ_y 載荷では、供試体S-23では基部の局部座屈が進行するとともに隅角部において補剛板の溶接部に剝離が生じ最終状態となった。供試体S-25では、外リブで補強した範囲の直上で変形が大きくなって最終状態となった。計算上は、外リブで補強した範囲の変形によりエネルギー吸収を図ることを目的としたが、実験では最終的に橋脚中間部で破壊した。

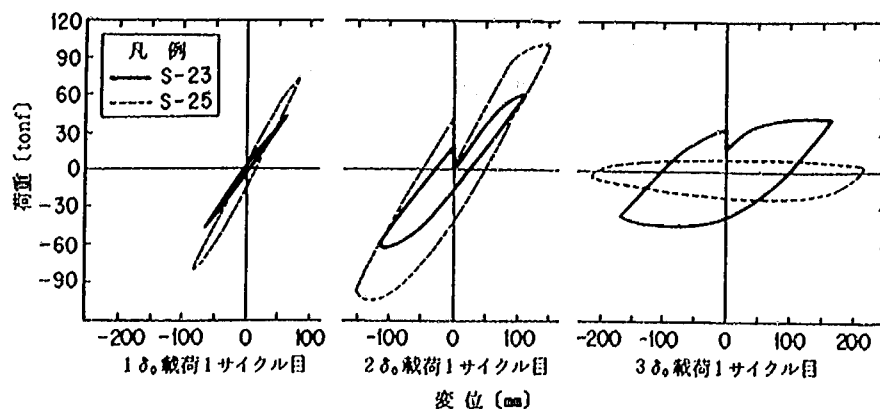


図-2 荷重～変位の履歴曲線

表-1 実験供試体の耐震性能

供 試 体	S-23	S-25
降伏荷重 P_y (tf)	45.6	59.3
最大耐力 P_{max} (tf)	62.0	102.9
P_{max}/P_y	1.36	1.74
降伏変位 δ_y (mm)	66.0	65.8
終局変位 δ_u (mm)	155.3	178.1
じん性率	2.35	2.71

図-2は、供試体S-23及びS-25の荷重～変位の履歴曲線を比較したものである。これによれば、供試体S-25では、外リブで補強した効果により剛性及び最大耐力は大きくなるが、最終的には橋脚中間部で破壊したために、3 δ_y 載荷で急激に水平抵抗が低下する。2つの供試体の耐震性能を比較した表-1によれば、最大耐力及びじん性率は、それぞれ、62.0tf及び102.9tf、2.35及び2.71となり、外リブで補強した供試体S-25の方が最大耐力で66%、じん性率で15%大きい。外リブで補強した場合には、橋脚中間部で最終的に破壊したにも係わらず、じん性率は大きくなっており、外リブで補強した範囲全体で変形を吸収できるようにすればさらにじん性を向上させることが可能である。

2) 非線形域の2次勾配が橋脚の残留変形に及ぼす影響の検討

鋼製橋脚の非線形域における特性を図-3に示すようにバイリニア型でモデル化した場合の地震応答特性について検討した。図-4は、固有周期1.1秒、減衰定数2%を有する1自由度モデルに昭和53年宮城県沖地震により開北橋周辺地盤上で観測された加速度記録を入力した場合の変位応答を比較したものである。これによれば、2次勾配が0以上であれば残留変位はほとんど残らないが、2次勾配が-0.1の場合には地震終了後には降伏変位の約4倍の残留変位が生じる。このため、地震後の使用性を考慮すれば、鋼製橋脚の非線形域の特性として2次勾配が負とならないような補剛方法を開発していく必要がある。

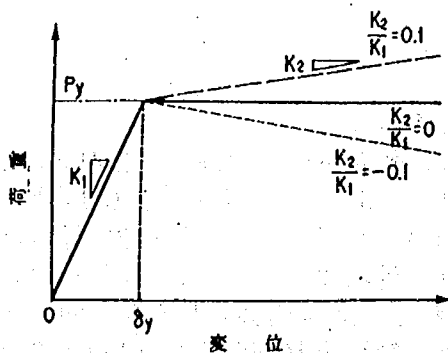


図-3 鋼製橋脚の非線形特性のモデル化

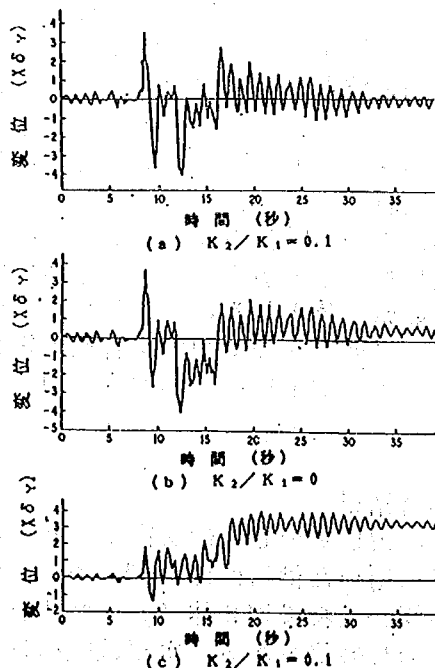


図-4 応答波形の比較 (固有周期の1.1秒、減衰定数2%)

4. 今後の課題

今後は実験データを増やすとともに、鋼製橋脚のじん性率に及ぼす面板の板厚の影響、鋼製橋脚の荷重～変位の骨格曲線の検討、じん性率の算定法及び必要じん性率の検討、及びじん性を向上させる補剛方法について検討する必要がある。

14. 軟弱地盤中の都市トンネルの耐震性に関する試験調査

(道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
中島 燈

1. まえがき

大規模特殊事業関連の道路では、用地確保、騒音、振動等の制約から、大規模でかつ複雑な形状を有する都市トンネルが採用されつつある。このような道路用都市トンネルについては、従来、大規模な地震を経験した事例もなく、耐震設計上のポイントも十分に把握されていない。本調査は、このような観点から、新しい構造形式を有する都市トンネルの耐震設計法を開発しようとするものである。

本年度は、シールドトンネルの地震時変形特性に関してこれまでに実施した模型載荷実験及び地震応答解析結果に基づき、二次覆工を有するシールドトンネルの長手方向の耐震設計法の骨子を取りまとめた。

2. 耐震設計の基本方針

シールドトンネル長手方向の耐震計算は、応答変位法によるものとする。トンネル覆工に発生する長手方向の断面力は、図1に示すように、シールドトンネルを等価な剛性を有する弾性床上の梁と見なし、弾性床に「共同溝設計指針(昭和61年、日本道路協会)」に規定される地震時地盤変形を与えることにより算定する。

3. 剛性評価及び耐震性照査における二次覆工の取扱い

二次覆工の取扱い方法としては、二次覆工を地震力に抵抗する構造部材として考えるか否かに応じて、表1に示す4種類の方法が考えられる。それぞれの特徴を整理すると、表2の通りである。方法A～Dのうち、どの方法が最も合理的であるかについては、現状では、震災事例がなく、また、地震観測等によるシールドトンネルの実際の挙動に関する知見が十分に蓄積されていないため、判断が難しい。一般には、二次覆工を構造部材と考えるか否かに応じて、方法A及び方法Bを選択するのがよいと考えられる。

二次覆工を構造部材と考えるか否かは、シールドトンネルの用途に応じて異なる。しかし、現在までの検討で、二次覆工の損傷が特定のリング接合面に集中して生じるのを防ぎ、トンネル長手方向の変形性能を向上させるために必要な最小鉄筋量¹⁾が明らかにされている。このため、最小鉄筋量以上の鉄筋を配置した場合には、二次覆工を構造部材と見なすのがよいと考えられる。

4. 震度法及び地震時保有水平耐力法による耐震性照査方法

耐震性の照査は、震度法と地震時保有水平耐力法の2種類の地震力に対して行う。シールドトンネルで圧縮応力が問題となることは一般に少ないため、震度法による耐震性の照査は、覆工を構成する構造部材の引張応力度に着目し、許容応力度法により行う。地震時保有水平耐力法による耐震性の照査は、多少の被害は生じてもトンネルの機能に致命的な影響は生じないように、覆工を構成する構造部材の引張応力度、及び、リング接合面に生じる長手方向の相対変位に着目して、次式により行うのがよいと考えられる。

$$\sigma_{st} < \sigma_{sr}, \sigma_{jt} < \sigma_{jr}, \delta_j < \delta_{sy} \quad (\text{二次覆工を構造部材と考える場合}) \quad (1)$$

$$\text{かつ、} \sigma_{lst} < \sigma_{lsr} \quad (\text{二次覆工を構造部材としない場合}) \quad (2)$$

ここに、 σ_{st} 及び σ_{sr} はセグメントの地震時引張応力度(tf/m^2)及び破断応力度(tf/m^2)、 σ_{jt} 及び σ_{jr} はリング継手の地震時引張応力度(tf/m^2)及び破断応力度(tf/m^2)、 δ_j 及び δ_{sy} はリング接合面の相対変位(mm)及び止水材の許容伸縮量(mm)、また、 σ_{lst} 及び σ_{lsr} は二次覆工の長手方向鉄筋の地震時引張応力度(tf/m^2)及び破断応力度(tf/m^2)である。

4. シールドトンネル覆工の試設計

軟弱地盤中に建設されるシールドトンネルを図2に示すように想定し、地震時保有水平耐力法によりトンネル覆工の試設計を行った。ここに、二次覆工の取扱いは、上記の方法Bに従った。耐震性照査結果及びトンネル覆工の決定断面を示すと、それぞれ表3及び図3の通りである。これによれば、地震時保有水平耐力法では、リング接合面の目開き量が耐震設計上支配的な条件となる可能性がある。

5. まとめ及び今後の方向

二次覆工の取扱い方法及び耐震性照査方法を整理し、二次覆工を有するシールドトンネルの長手方向の耐震設計法の骨子を提案した。次年度は、震度法で耐震設計した場合も含めて、剛性評価法及び耐震性照査法をさらに検討していくことが必要である。

なお、本研究の成果は、「大規模地下構造物の耐震設計法ガイドライン(案)」(土研資料)の関連項目として取りまとめた。

【参考文献】1)耐震研究室：鉄筋コンクリート製シールドトンネルの耐震設計法に関する研究、土研所報、印刷中

シールドトンネル（等価剛性梁）

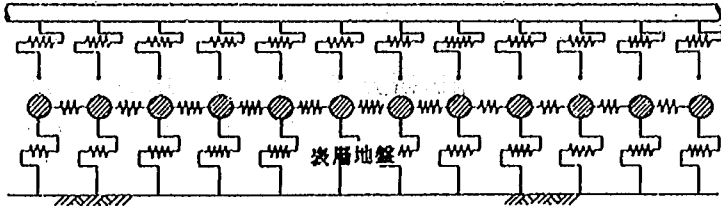


図1 シールドトンネル長手方向の耐震計算モデル

表3 地震時保有水平耐力法による耐震性照査結果

	地震時引張応力度(kgf/cm ²)			リング接合面の 目開き量(mm)
	セグメント	リング継手	二次覆工鉄筋	
設計条件	28.0	10,600	5,000	2.00
設計結果	22.9	4,882	729	1.97

二次覆工の取扱い	方法	剛性評価		耐震性照査	
		考慮しない	考慮する	考慮しない	考慮する
構造部材と考える	A	○		○	
構造部材と考える	B		○		○
	C	○			○
	D		○	○	

表2 二次覆工の取扱い方法の特徴

方法	特 徴
A	二次覆工を構造部材とせず、一次覆工だけで地震力に抵抗させる。
B	二次覆工を構造部材とせず、一次覆工と共同して地震力に抵抗させる。
C	耐震性照査のみ二次覆工を考慮する。耐震設計上、危険側の結果を与える可能性がある。
D	剛性評価のみ二次覆工を考慮する。耐震設計上、過度に安全側の結果を与える可能性がある。

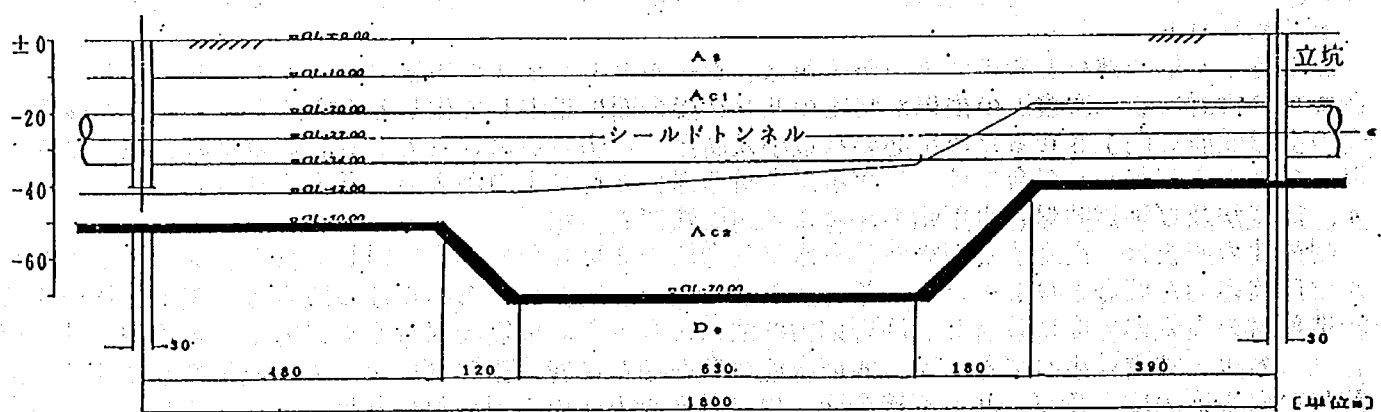


図2 解析対象としたシールドトンネル（RC製、外径14m）

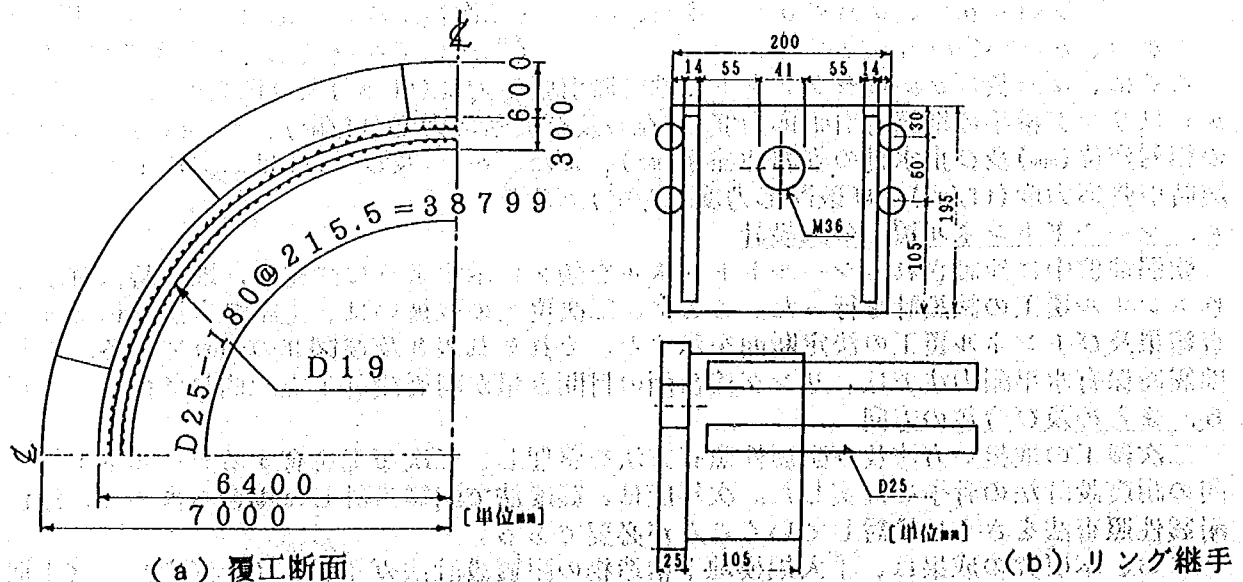


図2 地震時保有水平耐力法によるトンネル覆工の決定断面

(二次覆工を構造部材と考えた場合)

15. 地下駐車場の耐震設計法の開発

(近畿地方建設局からの依頼による調査試験)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
中島 燈

1. まえがき

地下駐車場は、平成3年5月の道路法改正に基づいて、道路下の空間を利用して建設される大規模地下構造物である。沈埋トンネルやシールドトンネルのような線状地下構造物と異なり、地下駐車場は平面的な広がりを持つため、地震時に3次元的地盤変形の影響を受けてより複雑に変形すると考えられるため、その耐震設計に際しては、地下駐車場の変形特性を十分に考慮した耐震計算法の開発が必要とされる。本調査は、地下駐車場の耐震計算法を開発する目的で実施したものである。なお、本調査の成果は、『駐車場設計・施工指針(案)』(社)日本道路協会に反映された。

2. 応答変位法による地下駐車場の耐震計算法の開発

応答変位法は、地震時に地盤に生じる変形を計算し、これを強制変位として構造物に入力することにより、地震時に構造物に生じる断面力を算定する計算法である。本手法は、昭和53年建設省新耐震設計法(案)で提案され、以後、上水道、ガス導管、共同溝等、小～中規模の線状地下構造物の耐震計算に広く用いられてきた。しかしながら、地下駐車場のように構造寸法が大きくなると、地盤の変形により構造物の周面に作用するせん断力(以下、地震時周面せん断力と呼ぶ)の影響が大きくなり、これまでの応答変位法では地震の影響を適切に評価できない。このため、従来の応答変位法で考慮する地震時土圧及び慣性力に、図1に示すように、地震時周面せん断力を加えた新しい応答変位法を開発した。

地震時周面せん断力を考慮した応答変位法の適用性に関して、以下の点が指摘される。

- 1) 同じ入力地震動が作用するという条件下で応答変位法と動的解析法を比較すると、図2に示すように、両者には大きな違いがない場合が多い。これは、原理的には、応答変位法は1次モードを考慮した応答スペクトル法による動的解析に近いためである。
- 2) 応答変位法と建築基準法による耐震計算法を比較すると、一般に、応答変位法による耐震計算の方が安全側の結果を与える。これは、建築基準法では地震の影響として慣性力のみを考慮していることに加えて、地震の影響の中で慣性力の占める割合が小さいためである。

3. 地下駐車場構造壁の設計法の開発

構造壁は、地震荷重の作用方向に対して面内方向となる壁であり、地下駐車場の剛性を高め、梁・柱・スラブ等の負担を軽減させることを目的として設置するものである。構造壁を効果的に設置することにより、地下駐車場の耐震性を向上させるとともに、各種部材に発生する地震時断面力を低減させることが可能となる。従来、土木の分野では構造壁の設計方法に係わる知見がないため、一般の建築物の耐震壁に係わる建築基準法の規定を参考に、地下駐車場構造壁の合理的な設計方法を開発した。

構造壁の設計方法のポイントを示すと、以下の通りである。

- 1) 構造壁を設ける場合には、構造壁を図3に示すようにモデル化し、これを地下駐車場全体系のラーメン構造モデルに組み入れて構造解析を行う。
- 2) 柱部材による構造壁のモデル化精度を、有限要素法解析との比較により検討すると、図4のようになる。これによれば、断面力の分布形状は有限要素法解析の結果と概ね一致しているが、断面力の値は端柱や中間部の梁等で大きく異なっている。今後、構造壁を含めた地下駐車場の挙動をより正確に評価できる解析モデルを検討する必要がある。
- 3) 構造壁のせん断剛性は、地震力の作用に伴うせん断変形の増大やクラックの発生を反映できるように、地震力の大きさに応じて8割～2割の間で低下させる必要がある。
- 4) 構造壁のせん断力が低下する程度は、コンクリートのせん断ひずみ、配筋、開口の有無等によって大きく変化する。これらについては、現状では明らかでないため、今後模型載荷実験等により検討する必要がある。

4. 『駐車場設計・施工指針(案)』

上述した地下駐車場の耐震計算法を『駐車場設計・施工指針(案)』第3章耐震設計編』としてとりまとめた。本指針(案)の目次構成を示すと、表5の通りである。

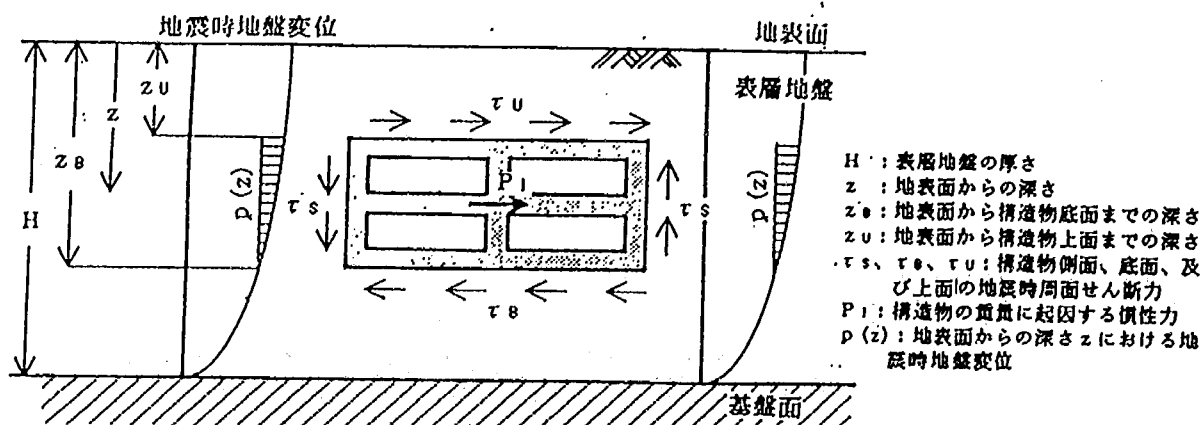


図1 応答変位法で考慮する地震時荷重

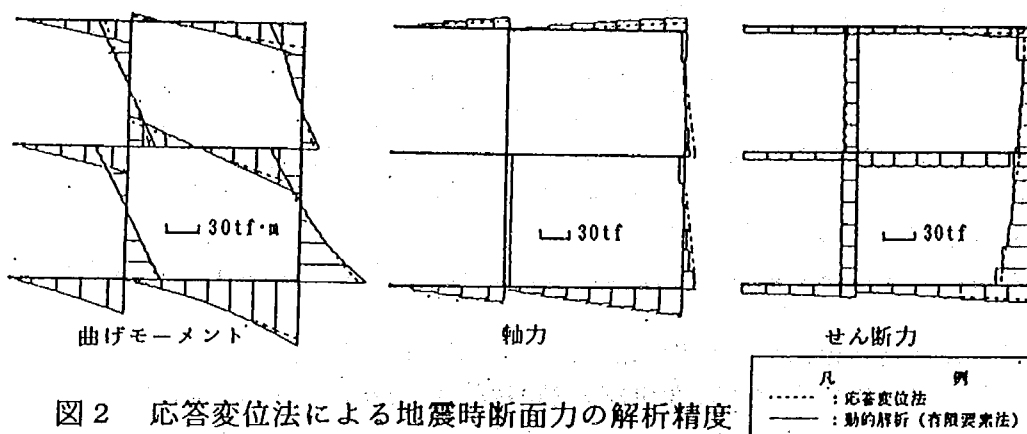


図2 応答変位法による地震時断面力の解析精度

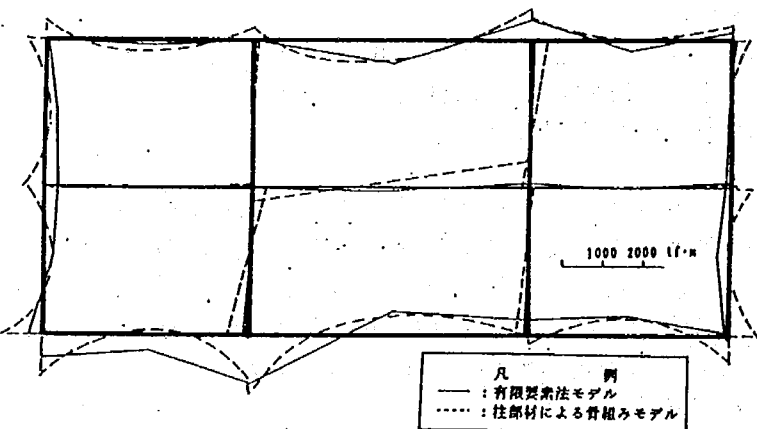
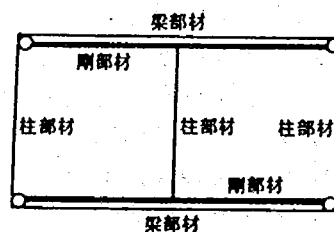
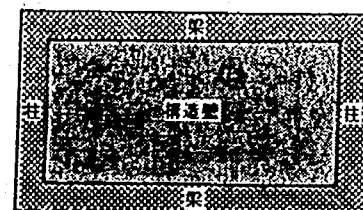


図4 柱部材による構造壁のモデル化精度
(曲げモーメント)



(a) 柱部材を用いた
モデル化



(b) 線部材を用いた
モデル化

図3 構造壁のモデル化

表5 『駐車場設計・施工指針(案)』耐震設計編 目次

3. 1 耐震設計の基本方針	3. 3.2 液状化に対する抵抗率を算出する必要がある土層
3. 2 耐震設計上考慮すべき荷重及び設計条件	3. 4 耐震計算
3. 2.1 耐震設計上考慮すべき荷重	3. 5 液状化による浮上がりに対する検討及び対策
3. 2.2 地震の影響	3. 5.1 一般
3. 2.3 慣性力	3. 5.2 浮上がりに対する検討
3. 2.4 地震時土圧	3. 5.3 液状化対策
3. 2.5 地震時周面せん断力	3. 6 動的解析による照査
3. 2.6 耐震設計上の地盤種別	3. 6.1 動的解析手法及び動的解析モデル
3. 2.7 地震時地盤ばね定数	3. 6.2 動的解析に用いる入力地震動
3. 3 地盤の液状化の検討	3. 6.3 安全性の照査
3. 3.1 一般	

16. 剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験

(受託工事費)

耐震研究室 室 長 川島一彦
研究員 運上茂樹
清水英之
飯田寛之

1. まえがき

岩盤上に設置される大規模な基礎構造の基本寸法等の決定に際しては、転倒等耐震上の検討が重要な課題となっている。現在、剛体基礎の耐震設計では、震度法により静的地震力を作用させた状態で基礎の転倒・滑動・支持力に対する照査を満足するように基礎寸法を定めている。このうち、基礎の転倒については、自重と地震力の合力の作用線と基礎底面が交わる点が基礎底面以内、もしくは、これをある安全率で割った値以内に入るという条件により照査が行われている。この方法によれば、基礎の幅 B と高さ H の比 (B/H) により転倒の照査条件が定められることになる。例えば、高さが基礎幅の2倍を有する剛体基礎を考えてみると、合力の作用線が基礎底面縁端に達するときの水平地震力は $1/2g$ (g : 重力加速度) となり、これ以上の水平地震力が作用した場合に基礎は転倒に至ることになる。このようにすると、基礎の B/H が同じであれば、仮に高さが10cmの小さな積木も、高さが50mもあるような大規模な剛体基礎も同一の地震力を受ければ転倒すると判定されることになる。しかし、静的な力を作用させた場合(力が無限時間同じように作用し続ける場合)にはそうであっても、基礎構造物の動的な振動という観点からは、両者は全く異なり、大型基礎が容易に転倒するということはありえない。

本調査は、以上のような観点から、地震時の転倒条件が支配的となる大規模な剛体基礎の耐震設計に際し、近年の耐震工学に関する新しい調査研究成果を取り入れた耐震設計法及び安定照査法を導入することを目的として、昭和62年度からスタートしたものである。昭和62年度以後現在までの検討経緯は表-1に示す通りである。

2. 調査目的

本調査は、地震時の転倒条件が支配的となる大規模な剛体基礎の動的な安定照査法を開発することを目的とする。

3. 調査内容

3. 1 主塔部を考慮した剛体基礎の耐震性の検討

主塔部を考慮した剛体基礎の転倒・滑動振動解析手法を開発し、これをもとに剛体基礎のロッキング振動に及ぼす主塔部の影響を来島大橋5P主塔基礎の橋軸方向を対象として検討する。

3. 2 剛体基礎の転倒に対する照査条件の検討

昭和53年宮城県沖地震により強震記録が得られている開北橋P1橋脚を対象としてロッキング振動解析を行い、剛体基礎の地震時の転倒照査条件を検討する。

4. 調査結果

4. 1 主塔部を考慮した剛体基礎の耐震性の検討

(1) 主塔部を考慮した剛体基礎の転倒・滑動解析手法の概要

剛床の上に置かれた剛体基礎は、滑動、回転、滑動+回転、浮き上がり+滑動、浮き上がり+滑動+回転といろいろな形態の振動を生じる。これについては、平成2年度までに基礎底面及び側面地盤の弾性変形及びその抵抗の軟化の影響を取り入れた剛体基礎の非線形転倒・滑動解析手法を提案するとともに、これによる電算解析プログラムDSRJⅢを開発した。

平成3年度は、解析プログラムDSRJⅢを拡張して、図-1に示すように上部構造系を骨組構造モデルとして考慮した剛体基礎の転倒・滑動解析手法を提案し、電算解析プログラムDSRJⅣを開発した。

表-1 現在までの検討の経緯と今年度の検討の位置づけ

年度	検 討 事 項	検 討 成 果
昭和62 年度	剛床上の剛体基礎の 転倒・滑動解析手法 の提案及び動的解析 プログラムDSRJの 開発	滑動が生じない条件下で、ロッキングするためには、剛体の重心には基準加速度A_0 ($A_0 = B/H \cdot G$, ここで、B: 基礎幅, H: 基礎高さ, G: 重力加速度) 以上の加速度が作用する必要がある。ただし、転倒を支配する重要な要素は転倒限界周期T_cであり、入力加速度の周期T_1との関係により以下のように分類される。 a) $T_1 \geq T_c$ の場合 $A \leq A_0$ …… ロッキングしない $A > A_0$ …… ロッキングし、転倒する b) $T_1 < T_c$ の場合 $A \leq A_0$ …… ロッキングしない $A < A_0 \leq A_c$ …… ロッキングはするが、転倒しない $A \geq A_c$ …… ロッキングし、転倒する 本州四国連絡橋の剛体基礎は上記b)の$A < A_0 \leq A_c$の条件に該当し、古典的な振動論で予測されるA_0を越えても、ほとんど問題にならない程度の微少なロッキングによる浮き上がりが生じる程度で、転倒することはない。したがって、このような条件を取り入れた新しい転倒照査法を開発し得る。
昭和63 年度	剛体基礎の転倒加振 振動実験	1) 剛体基礎が大きくなると、同一入力地震動を受けてもロッキングに伴う基礎の浮き上がり量は小さくなることを実験的に確認した。 2) 昭和62年度に開発した剛床上の剛体基礎の転倒・滑動解析プログラムDSRJを用いて実験結果をシミュレートし、上記1)については解析でよくシミュレートできる。 3) 実験上剛体基礎の浮き上がり(ロッキング)が生じ始める入力加速度は、基準加速度A_0よりも小さく、この傾向は剛体基礎が大きくなるほど著しい。これは、基礎底面地盤の影響を表すために敷いたゴムシートの弾性変形の影響によると考えられる。
平成元 年度	ばね剛性の軟化を取り 入れた弾性床上の 剛体基礎の転倒・滑 動解析手法の提案及 び動的解析プログラ ムDSRJⅢの開発	1) 昭和63年度に実施した剛体模型の振動台実験に対する解析シミュレーションにより、剛体基礎底面地盤の弾性挙動を考慮すると、浮き上がり(ロッキング)が生じ始める入力加速度は小さくなるが、剛体基礎の回転周期に変化が生じ回転振動は大きくならないことを解析できる。また、基礎底面の变形を取り入れた解析により実験結果をよく再現できる。 2) 底面支持地盤が降伏し始める地盤応力が、底面支持地盤が降伏しないという条件の下で発生する最大地盤反力の$1/2$よりも大きければ、剛体基礎のロッキングに及ぼす底面支持地盤の降伏の影響は顕著ではなく、地盤ばね係数の軟化の影響はないと見てもよい。
平成2 年度	不均一な地盤上の基 礎の耐震性の検討及 び剛体基礎の転倒に 対する照査条件の検 討	1) 昭和63年度に実施した剛体基礎模型の振動台加振実験結果をゴムシートの弾性係数を見直すことにより検討した。この結果、解析結果は実験結果とよく一致し、地盤の变形を考慮した剛体基礎の動的解析法の妥当性が検証された。 2) 来島大橋4 A基礎を対象とした基礎底面地盤の剛性が均一ではないことの影響及び底面地盤が部分的に降伏することによる軟化の影響を検討した。この結果、地盤の不均一性が来島大橋4 A基礎の振動性状に及ぼす影響は限定的であること、また地盤が部分的に降伏すると、基礎底面下における地盤剛性の変化の影響が相対的に小さくなることが明らかにされた。
平成3 年度	上部構造系を考慮し た剛体基礎の耐震性 の検討及び剛体基礎 の転倒に対する照査 条件の検討	(検討目的) 1) 昨年度までに開発した剛体基礎の回転振動の解析に上部構造系を考慮することが可能な剛体基礎～上部構造系の転倒・滑動解析手法を開発するとともに、来島大橋5 P主塔基礎の橋軸方向を対象として、主塔部の存在が剛体基礎の転倒振動に及ぼす影響を検討する。 2) 昭和53年宮城県沖地震により地震記録が得られた開北橋P₁橋脚の回転振動を解析し、剛体基礎の地震時の転倒照査条件を検討する。

(2) 来島大橋 5 P 主塔基礎と解析条件

主塔部の存在が剛体基礎のロッキング振動に及ぼす影響を検討するため、来島大橋 5 P 主塔基礎（平成 2 年度検討対象案）の橋軸方向を対象にして、ロッキング振動の解析を行った。ここで、ポイントとなるのは、主塔部が存在すると剛体基礎が地震動を受けた場合に、基礎に生じる応答値及び基礎底面における浮き上がり量、地盤反力度にどのような影響が生じるかを検討することである。

解析対象とした 5 P 主塔基礎の諸元は、図-2 に示す通りであり、剛体基礎は基礎高さが 39m、橋軸方向基礎幅及び奥行きが $23\text{m} \times 48\text{m}$ の矩形断面形状を有する。重心高さは 17.1m であり、基礎の重量及び回転慣性は、それぞれ、 $1.284 \times 10^6 \text{tf}$ 及び $1.813 \times 10^7 \text{tf} \cdot \text{m}^2$ である。基礎底面は、TP-29m 付近に設置される予定となっており、この場合基礎底面のほとんどは Cn 級の堅固な花崗岩に支持される。Cn 層のせん断弾性波速度は 1,500m/s である。主塔は鋼製ラーメン形式で主塔高さは 163.5m である。主塔のみの総重量は 4,348tf であり、基礎の重量と比較するとその 3.4% と小さい。補剛桁及びケーブル等の影響は、重量として考慮するとともに、ケーブルについては塔頂部に接続するばねとしてモデル化した。補剛桁の自重等によりケーブルを介して塔頂に作用する軸方向力は 26,440tf、補剛桁のリンク位置に付加する補剛桁の重量は 156tf（パネルの半分の重量）である。これらを含めた主塔全体の重量は、剛体基礎重量の 24% となる。

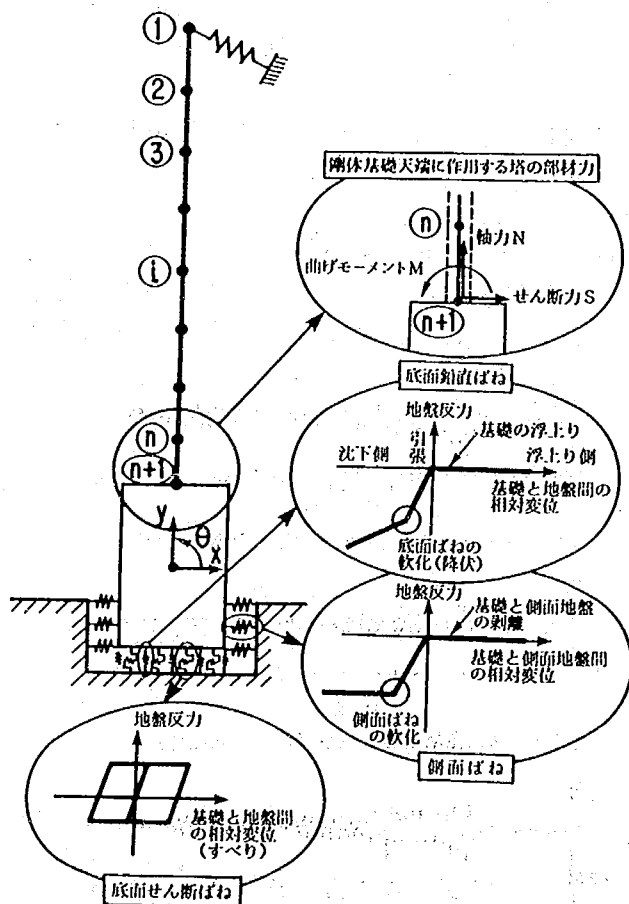


図-1 上部構造系を考慮した剛体基礎の
転倒・滑動振動解析モデル

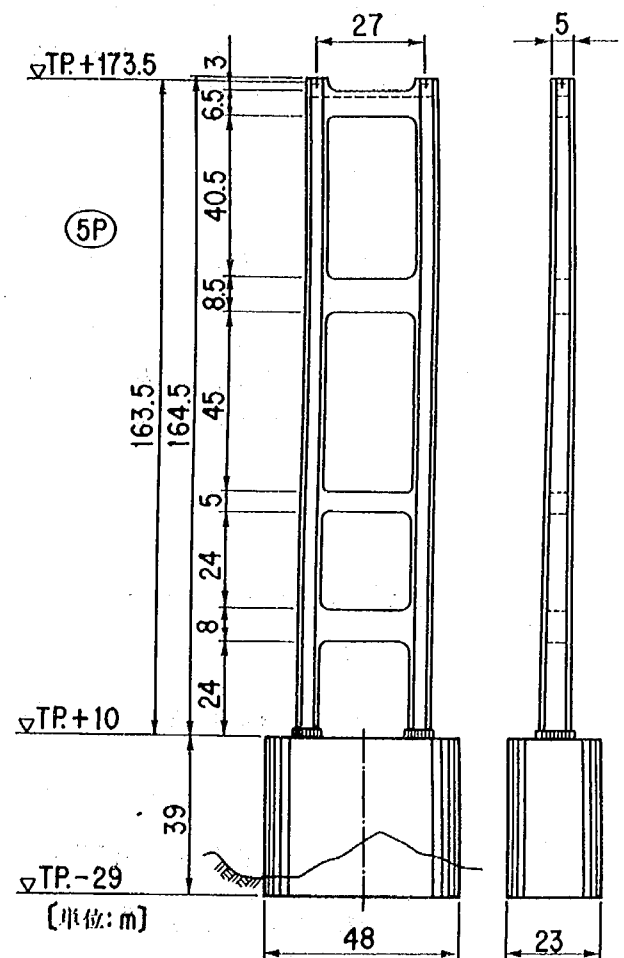


図-2 来島大橋 5 P 主塔基礎
(平成 2 年度検討案)

解析ケースは以下の 4 ケースとした。各ケースの特徴は以下の通りである。

- ① ケース 1：剛体基礎単独の場合。したがって、剛体基礎の施工が完了し、主塔架設前の状態に相当するものである。
- ② ケース 2：主塔基礎単独系の場合。したがって、主塔の架設が完了し、ケーブル及び補剛桁の架設前の状態に相当するものである。

③ケース3：主塔基礎完成系の場合。したがって、ケーブル及び補剛桁の架設が完了した完成状態に相当するものである。

④ケース4：構造系はケース3と同じ条件であるが、基礎定面地盤の降伏による軟化の影響を考慮した場合である。地盤の軟化は完全弾塑性型のばねでモデル化し、地盤ばねの降伏力を22,750tfと仮定した。これは、地盤ばねの降伏力については十分にわかっていないため、上記3)で求められた最大地盤反力の半分を降伏力と任意に仮定したものである。

入力地震動は、5P主塔基礎用の有効入力の水平成分である。最大加速度は 269cm/s^2 、計算時間は41秒である。なお、上記の解析ケースにおいては主塔部の減衰定数として2%を与えた。

(3) 5P主塔基礎の振動特性

図-3は、上記4ケースについて基礎重心点の回転変位と主塔天端の水平変位を比較したものである。これによれば、主塔部の存在が剛体基礎のロッキング振動に及ぼす影響については以下のような事項が指摘される。

① 主塔基礎単独系(ケース2)や主塔基礎完成系(ケース3)の場合の基礎に生じる応答値は、基礎単独の場合(ケース1)よりもわずかに小さくなるが、基礎のロッキング振動特性にほとんど影響を及ぼさない。これは、主塔基礎完成系でも補剛桁を加えた主塔部の重量は基礎重量に比較して24%と相対的に小さいこと、さらに、補剛桁を含む主塔部の固有周期が基礎の固有周期に比較して大幅に長いため、補剛桁を含む主塔部の存在が基礎のロッキング振動に及ぼす影響が小さいためである。ただし、柔らかい地盤上の基礎で主塔部との連成振動が生じるような場合には、基礎のロッキング振動が主塔部の存在の影響を受ける可能性がある。

② 主塔基礎完成系(ケース3)が設計地震動を受けた場合には、塔頂部及び補剛桁位置に生じる最大水平変位は、それぞれ、1.8cm及び3.7cm程度であり、実用上はほとんど問題とならない程度の変位量である。また、基礎底面端部の浮き上がり量は0.1mm程度である。

③ 基礎を支持する地盤が降伏し、軟化が生じると仮定した場合にも、主塔部の応答については上記①、②の弾性地盤の場合とほとんど変わらない。ただし、基礎重心点に生じる水平変位及び回転変位は、地盤が降伏する結果相対的に剛性が低下するために、それぞれ、11%及び21%大きくなるともに、基礎に0.5mm程度の沈下が生じる。

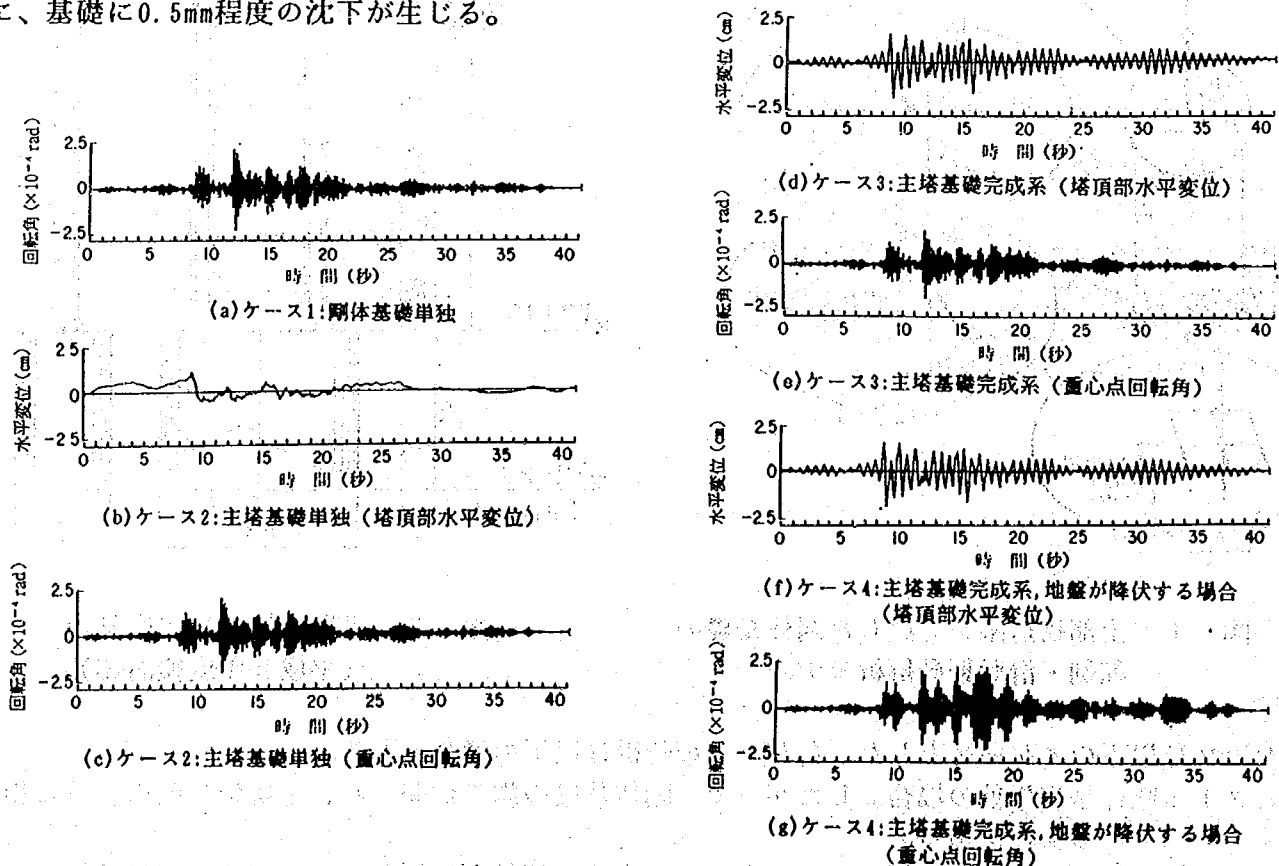


図-3 来島大橋5P主塔基礎の時刻歴応答

4. 2 実地震による実橋脚のロッキング振動解析

(1) 解析対象橋及び解析条件

解析対象としたのは、昭和53年宮城県沖地震において地盤及び橋脚天端において加速度記録が得られた開北橋の橋脚基礎である。開北橋は、宮城県石巻市の一般県道河北～北上線が北上川を交差する位置に昭和44年に架設された橋長285mの5径間連続鋼箱桁橋である。橋軸方向に対してはP1橋脚で1点固定され、他の橋脚及び橋台は可動となっている。P1橋脚は、図-4に示すように直接基礎で支持されており、橋脚躯体は小判型である。基礎底面は、せん断弾性波速度 V_s が1,300m/sの風化岩に支持されている。フーチングの側面は、基礎底面から2.5mの高さまでは $V_s=650$ m/sの風化岩に支持されており、風化岩の上は橋脚躯体中間部まで沖積層が堆積している。

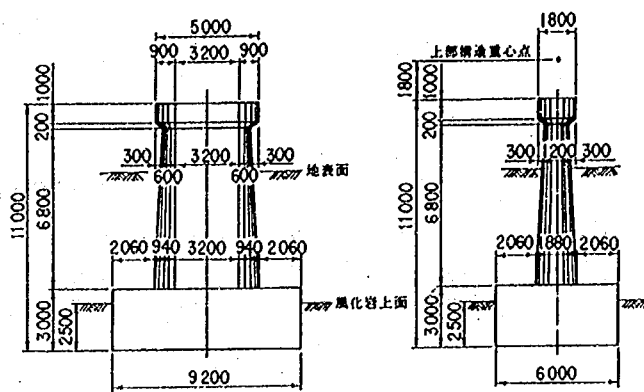


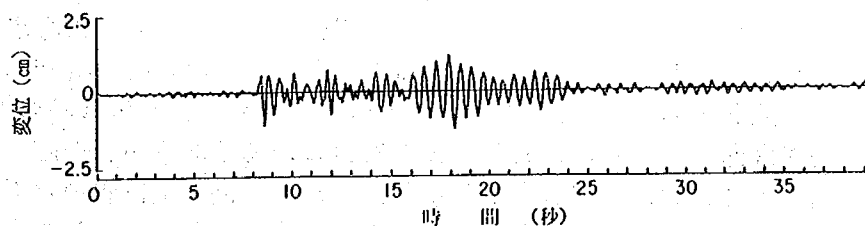
図-4 解析対象とした開北橋P1橋脚

地震により開北橋周辺地盤上で観測された最大加速度は橋軸方向には 364cm/s^2 、橋軸直角方向には 414cm/s^2 であった。このように大きな振動が発生したにもかかわらず、固定支承を有するP1橋脚では、沓部のコンクリートモルタルが剝離した程度で橋全体としても大きな損傷は生じなかった。

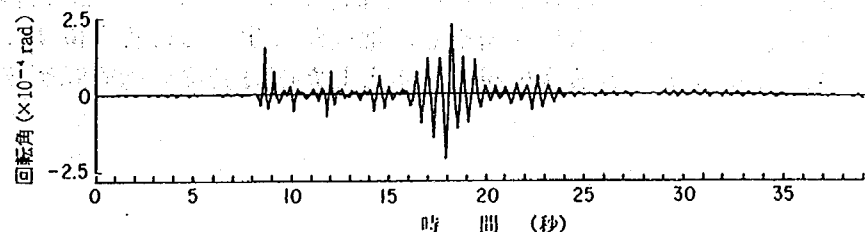
解析では、フーチングは剛体、橋脚及び上部構造は骨組構造としてモデル化した。橋脚及び上部構造には5%の減衰定数を考慮した。入力地震動としては、開北橋の近傍地盤上で観測された加速度記録を用いた。なお、橋軸方向の解析を行うものとし、橋軸方向成分（最大加速度 364gal ）を入力した。

(2) 開北橋P1橋脚の地震応答

図-5は、P1橋脚の天端の水平変位及びフーチング重心点の回転変位の時刻歴応答を示したものである。これによれば、P1橋脚は地震動の主要動が作用する時刻8秒から13秒にかけてロッキング振動が大きく生じ始め、基礎は地盤から浮き上がる。ロッキング振動は、さらに時刻23秒頃まで続く。ここで、興味深い点は基礎の最大回転角が、地震動の最大加速度が作用する時刻8秒前後ではなく、その後の時刻18秒頃に生じる点である。この時の地震動入力は、最大で約 170cm/s^2 程度の振幅である。地震動入力が小さくなったにもかかわらず



(a) 橋脚天端の水平変位



(b) フーチング重心点の回転変位

図-5 開北橋P1橋脚の時刻歴応答

ならずロッキング振動が大きくなったのは、地盤～橋脚全体系の固有周期がこの間の地震動の卓越周期と近づいたためと考えられる。なお、橋脚下端を固定として算出した橋脚～上部構造系の固有周期は0.5秒であるが、波形から読みとるとロッキング振動の周期は約0.8秒である。

橋脚躯体の曲げ変形を考慮するとともに、橋脚と上部構造の減衰効果を考慮した解析結果によれば、1978年宮城県沖地震程度の地震を受けた場合には、開北橋のP1固定橋脚では、橋脚天端位置で1.2cm程度の水平変位、基礎底面端部で0.11cm程度の浮き上がりが生じたと解析上推定される。

5. まとめ

地震時の転倒条件が支配的となる来島大橋の剛体基礎の耐震設計に際し、近年の耐震工学に関する新しい調査研究成果を取り入れた耐震設計法及び安定照査法を開発することを目的として、本年度は

昨年度までの検討をさらに進めて、上部構造系を骨組構造モデルとして考慮することが可能な剛体基礎の転倒・滑動解析手法を開発した。これをもとに剛体基礎の転倒照査上検討が必要とされた上部構造系の存在が剛体基礎のロッキング振動に及ぼす影響について検討した。さらに、昭和53年宮城県沖地震により強震記録が得られている開北橋P₁橋脚のロッキング振動解析を行い、剛体基礎の地震時の転倒照査条件を検討した。

本年度の検討結果をまとめると以下ようになる。

1) 来島大橋5P主塔基礎の橋軸方向を対象として、剛体基礎単独系、主塔基礎単独系、及び主塔基礎完成系の3種類のモデルについてロッキング振動解析を行い、その応答値を比較することにより主塔部の存在が剛体基礎のロッキング振動に及ぼす影響を検討した。その結果は以下の通りである。

① 主塔基礎単独系や主塔基礎完成系の場合に基礎に生じる応答値は、基礎単独の場合よりもわずかに小さくなる程度で基礎のロッキング振動特性にほとんど影響を及ぼさない。これは、主塔基礎完成系でみると、補剛桁を加えたとしても主塔部の重量は基礎の重量に比較して24%と相対的に小さいこと、さらに、補剛桁を含む主塔部の固有周期が基礎の固有周期に比較して大幅に長いため、主塔部の存在が基礎のロッキング振動に及ぼす影響が小さいためである。ただし、柔らかい地盤上の基礎で主塔部との連成振動が生じるような場合には、基礎のロッキング振動が主塔部の存在の影響を受ける可能性がある。

② 主塔基礎完成系が設計地震動を受けた場合に塔頂部及び補剛桁位置に生じる最大水平変位は、それぞれ、1.8cm及び3.7cm程度である。これは実用上はほとんど問題とならない程度の変位量といえる。また、基礎底面と底面地盤との付着が全くなく、また、水の影響がないと仮定した場合に基礎底面端部に生じる浮き上がり量は0.1mm程度である。

③ 基礎を支持する地盤が降伏し、軟化が生じると仮定した場合にも、主塔部に生じる応答は上記①、②の弾性地盤の場合とほとんど変わらない。ただし、地盤が降伏する結果相対的に剛性が低下するために、地盤が降伏しないとした場合に比較して基礎重心点に生じる水平変位及び回転変位は、それぞれ、11%及び21%大きくなるとともに、基礎に0.5mm程度の沈み込みが生じる。

2) 開北橋P₁橋脚を対象として本研究で開発した剛体基礎の動的解析法により解析してみると、まだ、基礎底面と岩面との付着等に程々検討の余地はあるが、一応、昭和53年の宮城県沖地震により基礎底面の端部における浮き上がり量が0.11cm、基礎天端位置の水平変位が1.2cm程度生じたと推定された。開北橋は、地震直後はもちろん、その後今日に至るまで何の支障もなく供用されており、これから考えると上記程度の浮き上がりがP₁橋脚基礎に生じたことは耐震設計上許容範囲と考えることができる。今後、同種の解析事例を増やし、地震時に生じる応答変位及び浮き上がり量と基礎幅の関係を求め、地震時に許容される変位量を基本とした剛体基礎の動的転倒照査条件を開発することが可能である。

17. 地下構造物の耐震設計技術に関する共同研究

(財団法人先端建設技術センター)

土木研究所	耐震研究室	室長	川島 一彦
		研究員	杉田 秀樹
			中島 燈
財団法人先端建設技術センター	専務理事		藤井 崇弘
	常務理事		小宮山克治
	研究第一部長		朝倉 肇

1. まえがき

東京等の大都市域では、地下での土地利用の厳しい制約から、地下空間を利用した構造物、特に、従来と異なる新しい利用目的及び利用形態を有した構造物の建設が予想される。このような地下構造物の建設に際しては十分な耐震性の検討が必要とされるが、そのためには、大断面地下道路トンネル、地下駐車場、地下河川等の全く新しく、かつ大規模（大断面）な地下利用計画が策定される可能性を考慮して、それぞれに見合った耐震設計技術の開発を図っておく必要がある。

本共同研究は、地下構造物の耐震設計技術の開発を目的として行うものであり、本年度は大断面シールドトンネルの耐震設計法、幅広地下構造物の耐震設計法、大深度鉛直地下構造物の耐震設計法、地下構造物の免震技術、地下空間の地震防災方法について、昭和63年度～平成3年度の4か年にわたって実施した研究成果をとりまとめるとともに、『大規模地下構造物の耐震設計マニュアル（案）』の作成を行った。

2. 研究目的

本研究は、大都市地域の土地利用の高度化にともない、今後、大規模、大深度化が予想される地下構造物の耐震設計技術を開発することを目的とする。

3. 研究方法

3. 1 大断面シールドトンネルの耐震設計法の検討

①縦断方向の耐震設計法の検討

地震時のシールドトンネルに発生する長手方向の引張りずみを低減するために、一次覆工の長手方向にプレストレス（P C鋼棒とセグメント間ゴムの併用）を導入する方法を開発した。また、図1に示すモデルを用いて、トンネル深度、口径、P C鋼棒及びゴムの断面諸元、地盤特性等をパラメータとした場合に、トンネルに生じる軸方向力がどのように変化するかを、応答変位法を用いて検討した。さらに、地震時にトンネル長手方向に作用する曲げモーメントを算定するために、プレストレスを導入したトンネル覆工の等価曲げ剛性の評価方法を開発した。

②横断方向の耐震設計法の検討

1)地震時周面せん断力の影響

地震時周面せん断力を考慮した応答変位法を開発するとともに、この計算精度をF E M法解析との比較により検討した。

2)常時断面力に対する地震時断面力の影響

地震時の許容応力の割増しを考慮してもなお地震時の応力で覆工断面が決まるような地盤及びトンネル条件について検討を行った。

3)上下動による地震時断面力

地震の上下動によってトンネルの横断面に生じる断面力の特性について、F E M法を用いて応答解析を行った。

4)トンネルと地盤間ばねの評価方法

トンネルと地盤間を結ぶ相互作用ばねの特性を静的F E M法により解析した。また、均質な無限弾性体中の円孔に載荷したときの荷重と変位の関係に基づき地盤ばねのモデル化方法を開発した。

③併設トンネルの地震時挙動特性に関する検討

トンネルが併設されることにより、覆工に生じる地震時断面力はどのように変化するか、また、常時の荷重による断面力に比べて、併設の影響はどの程度の大きさであるかを、2次元FEM法により解析した。

3. 2 幅広地下構造物の耐震設計法の検討

① 幅広地下構造物の地震応答特性

構造物の剛性及び幅をパラメータとして、FEM法により幅広地下構造物の地震応答特性を検討した。

② 応答変位法による幅広地下構造物の耐震計算法の開発

応答変位法による幅広地下構造物の耐震計算法を開発し、この計算精度をFEM法との比較により検討した。また、特に幅の広い場合について、地震時周面せん断力のみを考慮することによる簡易な応答変位法を開発した。

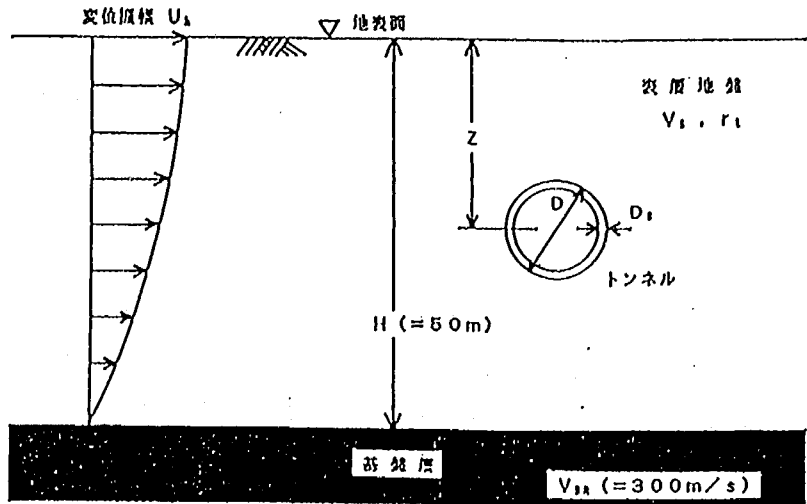


図1 解析モデル (Z 、 D 、 D_s 、 V_s 、 r_1 を変化させる)

3. 3 大深度鉛直地下構造物の耐震設計法の検討

軟弱地盤中に建設される大深度鉛直地下構造物を想定し、応答変位法による大深度鉛直地下構造物の耐震計算法を軸対称FEM法との比較により検討した。

3. 4 地下構造物の免震技術の検討

表層地盤が左右で異なる2層間を通るトンネルを想定し、地盤条件の変化部に免震材を用いた場合の地震応答特性を、FEM法により検討した。さらに、免震材を用いた場合の地震応答を応答変位法により計算する手法を開発した。

3. 5 地下空間の地震防災方法の検討

① 大規模地下道路の地震防災システム

地下空間で懸念されるパニック等の二次災害を防止する観点から、不特定多数の車両及び人間が利用する大規模な地下道路を想定し、利用者が地震に対して潜在的に抱く不安感を明らかにし、これを解消するための地震防災対策を検討した。

② 大規模地下歩行通路の地震防災システム

地下構造物のうちの大規模な地下歩行通路を想定し、利用者が地震に対して潜在的に抱く不安感を解消するための対策を検討した。ここで、新しい地下街と古い地下街を対象として、推論モデルの入力項目からなるアンケート調査を実施した。また、地震時の不安感を低減するための具体的な対策案を検討した。

4. 研究結果

4. 1 大断面シールドトンネルの耐震設計法の検討

① 縦断方向の耐震設計法の検討

1) 応答変位法の解析結果によれば、地震時にプレストレスのゴムに生じる断面応力とゴムの圧縮応力との差は、PC鋼棒に生じる断面応力と許容応力との差に比べて大きく、ゴムの圧縮応力には余裕がある。また、ゴムはパラメータの変化による影響を受けにくい。このため、ゴムの断面積、ゴム厚及びプレストレス導入時のゴムひずみを小さくすることが耐震設計上有効であると考えられる。

2) トンネルの長手方向に作用する曲げモーメントによる影響を評価するために、図2に示すように、プレストレスが導入された状態におけるトンネルの等価曲げ剛性の算定法を提案した。また、トンネルにモーメントが作用することにより、トンネル断面に生じる地震時応力等(PC鋼棒応力、ゴム応力、目開き量)の算定式を提案した。

② 横断方向の耐震設計法の検討

1) 応答変位法の地震時荷重に周面せん断力を考慮することにより、図3に示すようにFEM法とはほぼ同等の結果が得られることがわかった。

2) トンネル外径、トンネル深度及び地盤条件をパラメータに設定し、常時の荷重及び地震時の荷重によってトンネル覆工に生じる断面力がどのように変化するかを検討した(表1参照)。これにより以下の点が明らかにされた。

a) 常時荷重によりトンネル覆工に生じる断面力は、土水圧を土水分離で評価するか土水一体で評価するかによって異なった傾向を示す。

b) 土水圧を土水分離で評価する場合には、トンネル外径が大きくなるに従って断面力は増大し、トンネル深度が30m以浅では深度による影響はないが、30m

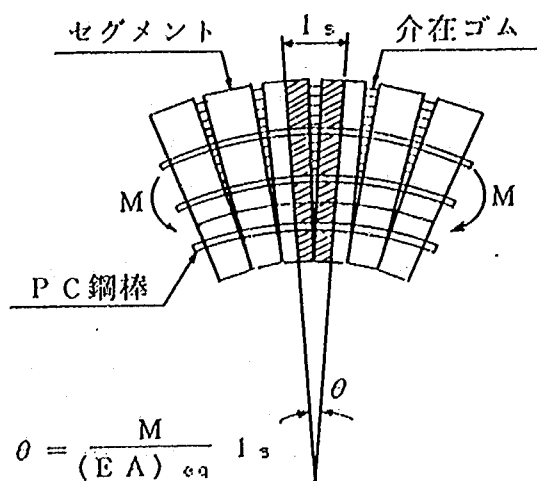


図2 曲げモーメントと等価曲げ剛性の関係

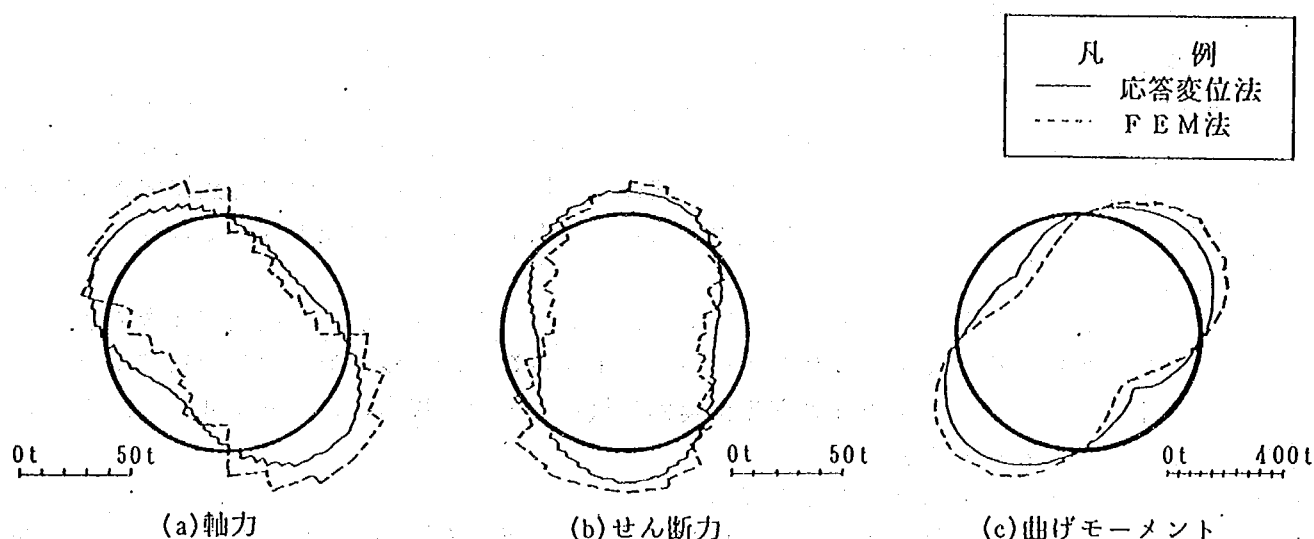


図3 周面せん断力を考慮した応答変位法とFEM法による断面力の比較

表1 パラメータの変化によるトンネル覆工に生じる断面力の傾向

			パラメータの変化			
			トンネル外径が大きくなる	トンネル深度が大きくなる		地盤反力係数もしくは、せん断波速度が大きくなる
				30m以浅	30m以深	
発生の傾向 断面力	常時	土水分離	急増	変化なし	急増	漸増
		土水一体	急増	急減	急増	傾向が見えない
	地震時		漸増	漸増		変化なし

以深では深度が大きくなるに従って断面力は増大する。また、地盤反力係数が大きくなるに従って断面力は漸増する。土水圧を土水一体で評価する場合には、トンネル外径が大きくなるに従って断面力は増大し、トンネル深度が30m以浅では深度が大きくなるに従って断面力は減少するが、30m以深では深度が大きくなるに従って断面力は増大する。また、地盤反力係数の変化による断面力の傾向は見えない。

c)地震時の断面力は、トンネルの外径及び深度が大きくなるに従って漸増する。地盤条件による断面力の変化は、トンネル外径及び深度による変化に比べると小さい。

d)一例として、トンネル外径 m 、トンネル深度 m 、土水圧で評価した場合について、トンネル覆工の試設計を行った結果、地震の影響により断面が決定されることがわかった。

e)常時の影響に比べて地震時の影響が大きくなる場合としては、以下の条件が挙げられる。

i)トンネル外径が小さく、かつトンネル深度が浅い場合。

ii)土水圧を土水分離で評価し、かつ地盤が軟弱な場合。

3)地震の上下動によってトンネル横断面に生じる断面力の検討では、地盤の剛性、トンネルの口径、及びトンネルの深度を変化させて、表層地盤の基本固有周期での定常応答を解析した。その結果、水平動によって生じる断面力では曲げモーメントが支配的であるのに対し、上下動によって生じる断面力では軸力が支配的であることが明らかとなった。

4)トンネルと地盤を結ぶ相互作用ばねの検討では、以下の結果が得られた。

a)地盤ばね定数は、トンネル横断面の変形モードによって異なる。また、地盤ばね定数は、トンネルの変形を円周方向にフーリエ級数展開したときのフーリエ次数が高くなるほど大きくなる。

b)円形空洞の構造物表面に対して放射方向に載荷した場合には、接線方向にも無視できない大きさの変位が生じる。すなわち、地盤ばねの作用は、放射方向と接線方向で独立ではなく、互いに影響し合う。

地盤ばねをモデル化する方法の検討については、提案した方法が0次、3次及び4次の変形モードでは地盤ばねの作用をよくモデル化しているが、1次及び2次の変形モードについてはモデル化の誤差がやや大きい。特に、トンネルが地盤境界に接近している場合には、モデル化の誤差が大きくなることが明らかとなった。

③併設トンネルの地震時挙動特性に関する検討

併設トンネル間の距離が口径の半分以下の場合には、せん断力が増加する傾向にあるものの、トンネル間の距離が口径以上離れた場合は、併設による影響は極めて小さいことがわかった。

4. 2 幅広地下構造物の耐震設計法の検討

幅広地下構造物に作用させる応答変位法の地震荷重としては、構造物の側面に作用する地盤と構造物の相対変位と慣性力だけでは、FEM解析に比べて断面力を過小評価することになる。これは、構造物の幅が広くなるにしたがって顕著となる(図4参照)。ここで、応答変位法に用いる地震荷重に地震時周面せん断力を考慮することによって、FEM解析と同程度の結果が得られることが明らかとなった。また、幅広地下構造物の上下面に作用するせん断力は、構造物の幅が広くなるにつれ支配的な地震荷重となり、構造物の下面に生じる応答変位は、構造物の剛性が小さく、幅が広くなるにしたがって減少することがわかった。

4. 3 大深度鉛直地下構造物の耐震設計法の検討

本検討により以下の点が明らかにされた。

①高次モードの影響を考慮した地震応答解析により、構造物に発生する応力を算定した結果、一次振動モードの影響が支配的であった。

②一次元重複反射解析により算定した地盤の地震時変位を用いた応答変位法による解析値と動的解析法による結果とを比較すると、動的解析による曲げモーメント及びせん断力の値は、応答変位法の結果より2倍程度大きな値を示す。ここで、FEM解析により算定した地盤ばねを構造物の周辺に配置し、地震時動土圧及び地震時周面せん断力を考慮して応答変位法の解析を行うと、その結果は動的解析の結果と同等の値となることが確認できた。

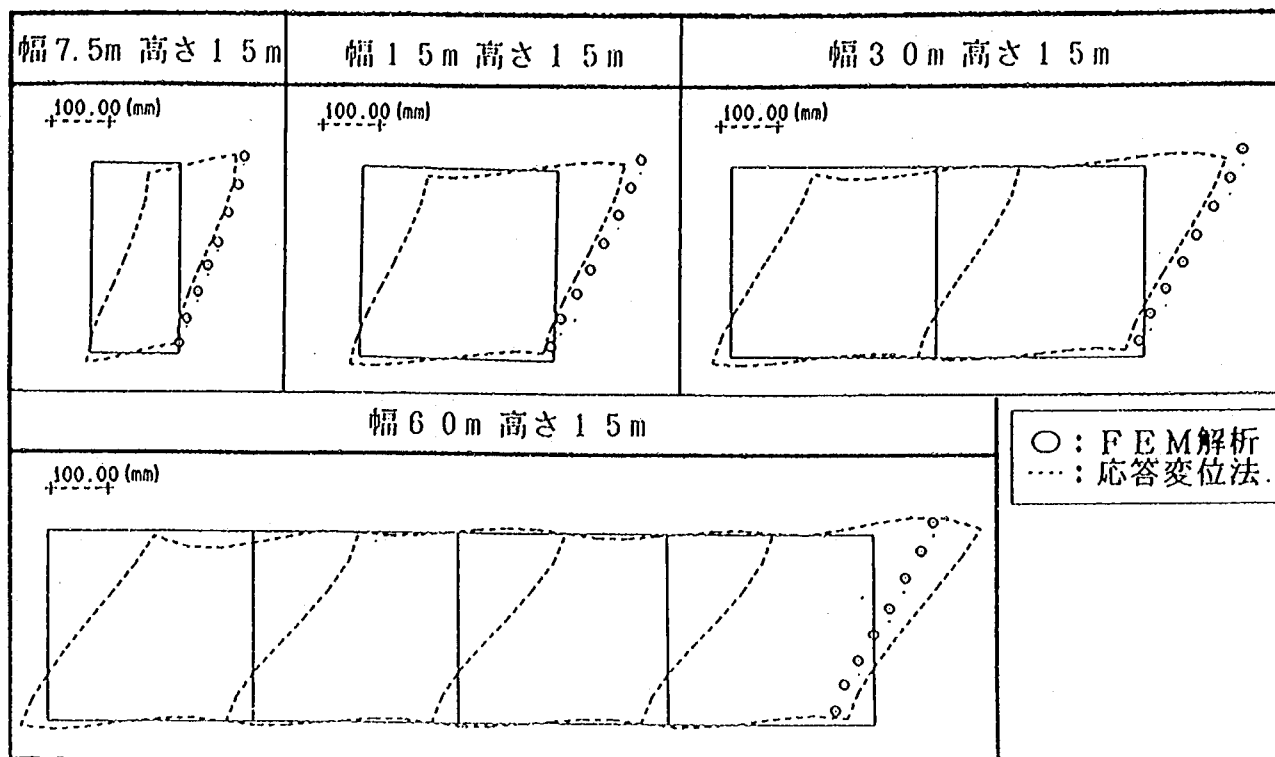


図4 FEM法と応答変位法による幅広地下構造物の応答変位分布の比較

③構造物の水平面内においては、応力の種類によって最大値の発生する断面が異なる。また、構造物の解析には、②より地震時周面せん断力を考慮する必要があることが明らかとなった。したがって、鉛直地下構造物の解析あたっては、シェル要素あるいはソリッド要素を用いた三次元のモデルで解析することが有効である。

4. 4 地下構造物の免震技術の検討

本検討により得られた結果をまとめると以下のようになる。

- ①動的解析法により得られた地層境界付近のトンネルの最大断面力は、応答変位法によりほぼ表現することができる。
- ②不均質な地盤の連性効果を考慮した地盤の変位分布の算定法としては、動的解析法や波動方程式を満足する固有関数で示す方法を示した。ここで、固有関数による方法において、一次モードの地盤変位を用いた場合には、地層境界付近の最大断面力の値は動的解析の結果よりも小さく評価される。
- ③トンネルにクッション材を考慮した場合の地盤ばね剛性とクッション材のない場合の地盤ばね剛性との比率が図5に示すように明らかとなった。

4. 5 地下空間の地震防災方法の検討

本検討により、得られた結果をまとめると以下のとおりである。

①大規模地下道路の地震防災システムの開発

- 1)利用者の不安感は、地下道路に対して日常から抱いている不安感と、地震時に発生する可能性があると考えられる事象に対して抱く不安感の2種類がある。
- 2)日常から抱いている不安感としては、「地下であることに対する潜在的な不安感」「環境に係わる不安感」等があり、地震時に発生する可能性があると考えられる事象に対して抱く不安感としては、「被害に係わる不安感」「避難に係わる不安感」等がある。
- 3)地震防災システムを考える上では、2)の不安感を与える要因のうち、影響度の高い要因について対策を講じることが重要となる。ここで、AHP法によれば影響度の高い要因としては、「閉鎖空

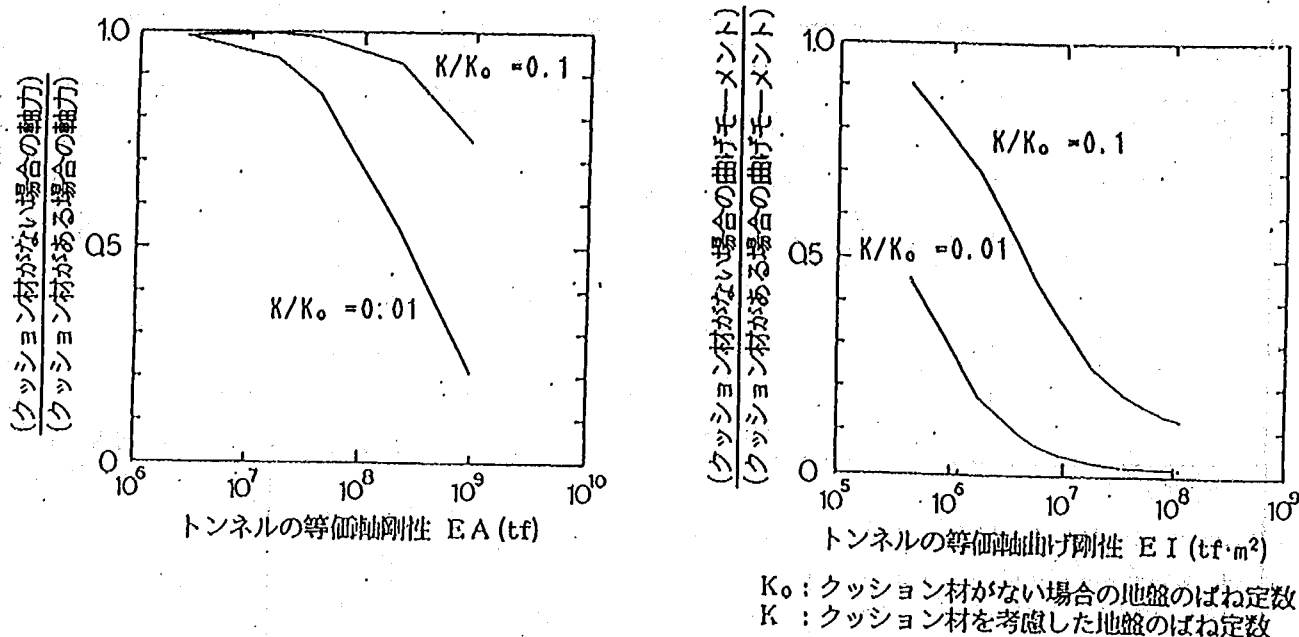


図5 クッション材によるトンネル長手方向断面力の低減効果

間である」「防災教育を受けていない」「防災訓練を受けていない」「歩行者が混在している」「他施設との連絡がしにくい」「避難場所の防災設備が不十分」が挙げられる。

4)3)で述べた6つの要因に対して対策を行うことにより、地下道路利用者の不安感を33%低減できると考えられる。

②大規模地下歩行通路の地震防災システムの開発

1)アンケート調査により得られた不安感の程度は、新しい地下街の方が古い地下街に比べて不安に思う割合が低い。また、アンケート対象者の年齢及び性別による不安感の相違は、ほとんど見られなかった。しかし、地下街の利用者が抱く不安感は、そこを利用する回数が多くなるにしたがって少なくなることがわかった。この傾向は、新しい地下街よりも、古い地下街のほうが顕著に表れる。

2)利用者が抱く不安感の割合を推論モデルを用いて解析した結果とアンケート調査の結果とを、不安感の程度を4分割して比較を行った結果、同一の回答が得られた項目は約70%に達し、今回行った推論モデルによる不安度の推論解析が妥当であることが確認できた。

3)地震時の不安感を低減する対策としては、まず、地下空間の構造形式、防災システム及び防災体制について対策案を講じることが有効であることが明らかとなった。

5. まとめ

地下構造物の耐震設計技術の開発を目的として、土木研究所と(財)先端建設技術センターが共同研究を実施した。本研究の結果、大断面シールドトンネルの耐震性、幅広地下構造物の耐震設計法、大深度鉛直地下構造物の地震応答特性、地下構造物の免震技術、及び地下空間の地震防災方法に関して知見が得られた。

【参考文献】

- 1) 耐震研究室：地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究報告書、平成4年3月

18. 道路橋脚の動的耐震設計に関する共同研究

(首都高速道路公団)

耐震研究室 室長 川島 一彦
 研究員 運上 茂樹
 研究員 長島 博之
 首都高速道路公団
 設計技術課長 原 光夫
 木暮 深

1. はじめに

橋の耐震設計では、0.2～0.3の設計水平震度に相当する地震力に対して橋の各部が弾性域にあるように設計するが、大正12年の関東大震災に代表される大規模地震時には、橋脚に作用する地震力はこれよりもはるかに大きく、設計水平震度にして1.0にも達する。このため、大地震時には橋脚は損傷を生じ非線形域に入るが、橋脚に十分なねばりがあればかぶりコンクリートの剝離や主鉄筋の面外方向への座屈等、ある程度の損傷は生じても落橋等の大被害を免れることができる。これが平成2年2月の道路橋示方書V耐震設計編に規定された「鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査」の規定の基本的考え方である。

しかしながら、都市内高架橋によく採用される張り出しが一方に長い逆L字形の橋脚では桁及び橋脚張り出し部の自重に伴う大きな偏心曲げモーメントが常時作用しており、このような状態を原点として橋脚は振動することになる。したがって、橋脚の振動が大きくなり、降伏点を越えた非線形振動をするようになると偏心曲げモーメントが作用している方向にばかり残留変位が累積していくことが心配されている。

このような点を検討するために、建設省土木研究所は模型振動実験により、また、首都高速道路公団は動的載荷実験により、それぞれ分担して、偏心曲げモーメントを受けるRC橋脚の損傷メカニズムを検討した。

2. 調査目的

偏心曲げモーメントを受ける1本柱逆L字形RC橋脚の大地震に対する耐震性を検討するため、模型振動台実験及び動的載荷実験によりRC橋脚の損傷メカニズム、動的耐力及び変形性能を検討することを目的とする。

3. 調査内容

検討対象としたのは、図-1に示すような逆L字形橋脚で、これは比較的大都市域で建設される場合が多い。現在までにどのような形式のものが採用されているか、また、偏心曲げモーメントがどの程度あるかを検討するために、曲げモーメント比 r_H を以下のように定義する。

$$r_H = \frac{M_E}{M_E + M_0} \quad (1)$$

ここで M_E ：地震力により橋脚基部に生じる曲げモーメント
 M_0 ：橋脚が逆L字形のため、桁ならび橋脚に自重により橋脚基部に生じる偏心曲げモーメントである。首都高速道路公団のRC橋脚について、式(1)による曲げモーメント比 r_H を実際に調べてみると図-2のようになり、 $r_H=0.45$ 程度が多く、中には $r_H=0.3$ 程度のものもある。

$r_H=0.45$ 、 $r_H=0.3$ ということは、 M_0/M_E が、それぞれ、約1.2、2.3ということであり、地震力によるよりもはるかに大きな偏心曲げモーメントが作用していることになる。もちろん、このような曲げモーメントに対して断面、配筋が決められてい

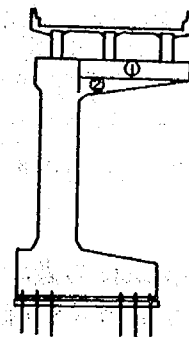


図-1 偏心曲げモーメントを受ける逆L字型橋脚及び偏心曲げモーメント比 r_H の定義

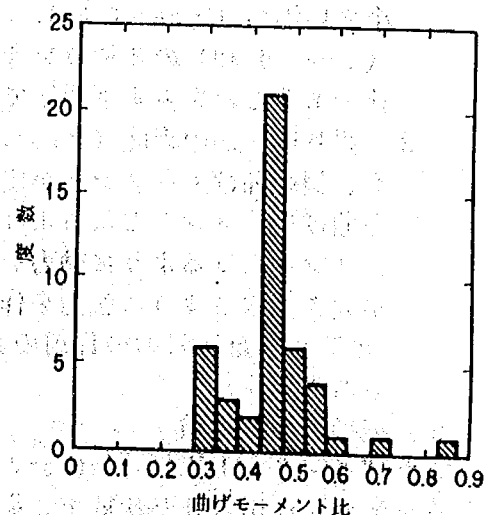


図-2 首都高速道路内の逆L字型橋脚(全72橋)の曲げモーメント比の度数分布

るのであるが、問題は関東大震災級の大規模地震を受け、橋脚が非線形域に入った際に、橋脚が原点を中心に左右にほぼ均等に振動してくれるかどうかという点である。もし、一方向に（偏心曲げモーメントが作用している方向）にばかり、振動が生じるようになれば、地震時保有水平耐力法で仮定しているエネルギー一定則が満足されなくなる恐れがあるためである。

このため、以下の2つの手法により偏心曲げモーメントを受けるRC橋脚の動的耐力及び変形性能、破壊メカニズムを検討する。

(1) 模型振動台加振実験（建設省土木研究所）

模型橋脚を写真-1に示すように振動台にセットし、その上に支間7.6mの桁を2連（総重量40tf）置き、地震波により振動台を加振して、大規模地震が作用した場合のRC橋脚の非線形域の振動特性を検討する。振動台の加振方向の関係で桁の橋脚方向が橋脚の橋軸直角方向に相当するようにした。

(2) 動的載荷実験（首都高速道路公団）

写真-2に示すように模型橋脚の一端を反力壁に固定し、偏心曲げモーメントが働くように軸力を作用させた状態で動的アクチュエータにより正負交番で水平地震力を加える。水平力は変位制御で、降伏変位 δ_y を基準にその整数倍で順次作用させる。

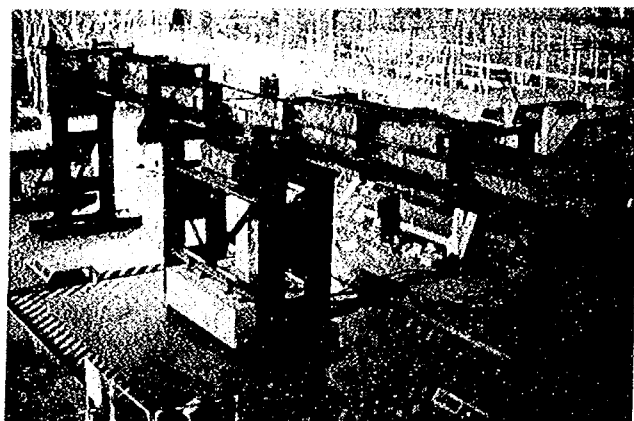


写真-1 模型振動台加振実験状況

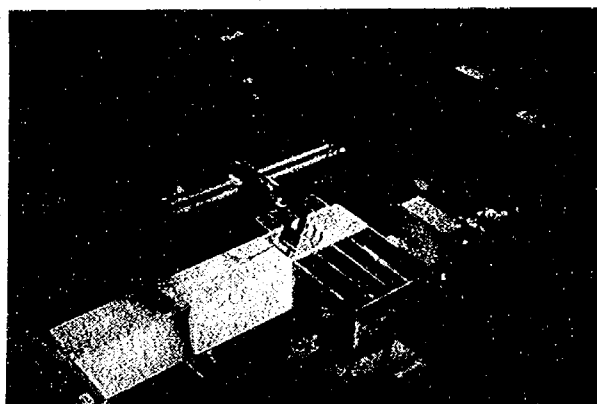


写真-2 動的載荷実験状況

4. 調査結果

4. 1 実験供試体の設計

図-1に示すように橋脚高さが10.2m、桁高1.5mの逆L字形橋脚（橋軸直角方向に張り出しがある場合）を対象に、これを長さのスケールで1/4.6に縮小した模型を、表-1に示すように10体製作した。模型の特徴及び加振方法等は以下の通りである。

(1) 橋軸直角方向に載荷する場合

1) 動的載荷実験

① 一方向への張り出しの大きさを式(1)に定義した曲げモーメント比 r_{HD} で表わし、張り出しが小さい場合（ $r_{HD}=0.689$ ）、張り出しが中程度の場合（ $r_{HD}=0.55$ ）、張り出しが大きい場合（ $r_{HD}=0.40$ ）の3通りを考慮する。ここで、 r_{HD} の“D”は設計に考慮した曲げモーメント比であることを表す下添字である。

② 張り出しが中程度（ $r_{HD}=0.55$ ）の場合には、同一諸元の模型を4体製作し、軸力のかけ方を、偏心曲げモーメントが生じないように作用させる場合（ $r_{HL}=1.0$ ）、設計よりも小さい偏心曲げモーメントとなるように軸力を作用させる場合（ $r_{HL}=0.70$ ）、設計通りの偏心曲げモーメントとなるように軸力を作用させる場合（ $r_{HL}=0.55$ ）、設計よりも偏心曲げモーメントが大きくなるように軸力を作用させる場合（ $r_{HL}=0.4$ ）の4通りに変化させる。ここで、 r_{HL} の“L”は、軸力の作用のさせ方による式(1)の曲げモーメント比であることを表す下添字である。

2) 振動台加振実験

曲げモーメント比 $r_{HD}=0.55$ として製作した供試体を2体取り出し、これに $r_{HL}=0.55$ となるように軸力を作用させた状態で、振動台の入力最大加速度を $0.32g$ と $0.35g$ に変化させて加振する。

表-1 実験に用いた供試体
(a) 橋軸直角方向に載荷した場合

加振方法	張り出しの大きさ (曲げモーメント比 r_n)		供試体番号	備 考
動的載荷実験	偏心曲げモーメントが0となるように軸力載荷 ($r_{nb}=r_{nl}=1.00$)		P-59	
	小 ($r_{nb}=r_{nl}=0.619$)		P-60	
	中程度 ($r_{nb}=0.55$)	標準3-1よりも偏心曲げ(力)が大きくなるように軸力載荷($r_{nl}=0.70$)	P-61	P-61~P-63 は同一寸法、 配筋である。
		標準3-1よりも偏心曲げ(力)が大きくなるように軸力載荷($r_{nl}=0.55$)	P-62	
		標準3-1よりも偏心曲げ(力)が大きくなるように軸力載荷($r_{nl}=0.40$)	P-63	
	大 ($r_{nb}=r_{nl}=0.51$)		P-64	

加振方法	張り出しの大きさ (曲げモーメント比 r_n)		供試体番号	備 考
振動台載荷実験	中程度 ($r_{nb}=0.55$)	入力最大加速度 0.32g	P-67	P-67 P-68は P-61~P-63 と同一寸法、 配筋である。
		入力最大加速度 0.35g	P-68	

(b)橋軸方向に載荷した場合

加振方法	張り出しの大きさ (曲げモーメント比 r_n)		供試体番号	備 考
動的載荷実験	中程度 ($r_{nb}=0.55$)	偏心曲げモーメントが0となるように軸力載荷($r_{nb}=1.00$)	P-65	P-61~P-63 と同一寸法、 配筋である。
		$r_n=0.55$ に相当する標準3-1 ($r_{nb}=0.55$)	P-66	

(2) 橋軸方向に載荷する場合

$r_{nb}=0.55$ として製作した供試体に対して、 $r_{nl}=0$ となるように軸力を作用させた場合、 $r_{nl}=0.55$ となるように軸力を作用させた場合の2ケースに対して、それぞれ、橋軸方向に水平地震力を作用させた。

4. 2 動的載荷実験結果

(1) 破壊特性

載荷に伴う場合の進展状況の一例として、供試体P-61 ($r_{nb}=0.55$, $r_{nl}=0.7$) 及びP-63 ($r_{nb}=0.55$, $r_{nl}=0.4$) の損傷状況を示すと図-3及び図-4のようになる。これらは、ともに載荷方向に直交する面の損傷状況を示したものである。これによれば、まず、供試体P-61 ($r_{nb}=0.55$, $r_{nl}=0.7$) の場合には、1~2δ_r載荷の段階では、正側(偏心曲げモーメントが増加する方向)の載荷によりコンクリート表面に小さなクラックが生じるだけで、負側(偏心曲げモーメントが減少する方向)の載荷ではクラックも生じない。3δ_r、4δ_r載荷になると正側載荷に伴う圧縮側となる橋脚基部においてかぶりコンクリートの顕著なクラック、剝離が生じる。5δ_r、

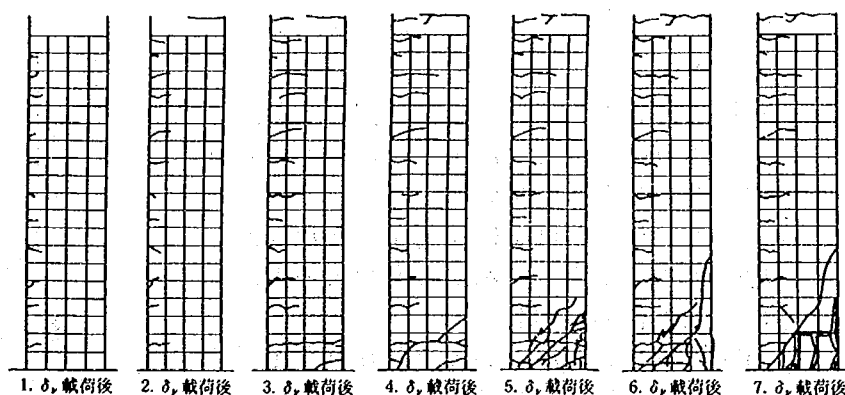


図-3 供試体P-59の損傷進展状況

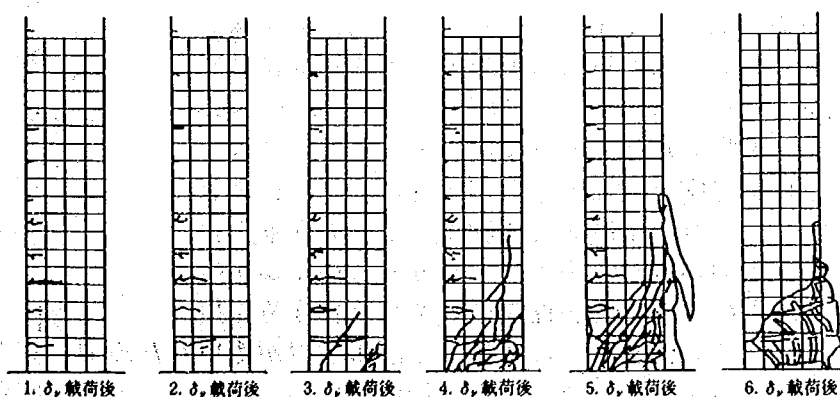


図-4 供試体P-60の損傷進展状況

6 δ_y 、7 δ_y になると正側載荷により圧縮側となる基部のコンクリートが圧縮し、三角形状に大きく塑性化する。

これに対して、供試体 P-63 ($r_{HD}=0.55$ 、 $r_{HL}=0.40$) の場合には 1~4 δ_y 載荷では上記供試体 P-61 とあまり変わらないが、5 δ_y 載荷になると橋脚基部で大きく斜めクラックが生じ、正側載荷時に圧縮側となるコンクリート部分が完全に圧壊し、三角形状に塑性化して外側に飛び出すようになる。このため、供試体が全体として正側にずれを生じている。ずれは 6 δ_y で急速に大きくなり、軸力載荷装置の防護のために設けられているリミッターが作動して、これ以上の軸力載荷ができないような大きな損傷が生じた。

(2) 動的耐力及び変形性能

履歴曲線の包絡線で、 r_{HD} 及び r_{HL} の影響、載荷方向の影響を検討した結果が図-5~図-7である。これにより、以下の点が指摘される。

a) r_{HL} の影響 (図-5 参照)

$r_{HL}=1.0$ から順次小さくなるにつれて、荷重がほぼ最大値付近で安定している範囲が短くなっていく。したがって、 r_{HL} が小さくなるにつれて橋脚のエネルギー吸収性能が低下していく。

b) r_{HD} の影響 (図-6 参照)

r_{DL} が小さくなるとそれだけじん性率が減少する。これは、 r_{DL} が小さくなると偏心曲げモーメントに抵抗するための引張鉄筋量も増加するため、引張鉄筋量の影響と見ることもできる。

c) 橋脚方向に載荷した場合 (図-7 参照)

橋軸方向に載荷した場合には、 r_{HL} の影響はあまり大きくない。

表-2 は、以上の供試体に対する変形性能および動的耐力をまとめて示したものである。

4. 3 振動台加振実験

昭和58年日本海中部地震で観測された記録の最大加速度を約 0.32 g 及び 0.35 g として作用させた場合に桁に生じた加速度と変位を図-8 及び図-9 に、また、加振後に生じた損傷を図-10 及び図-11 に示す。ただし、入力最大加速度を 0.35 g とした場合の実際の最大加速度は 812 gal であるが、これは一度だけのスパイクであり、橋脚を加振する有効な入力強度としては、0.35 g 程度と考えることができる。これによれば、いずれの供試体も橋脚には正側の水平力により圧縮が生じる側でコンクリートの圧壊が生じ、この方向に 16cm 程度の大きな残留変位を生じている。ただし、これは移動制限装置が働いたためで、これがなければさらに大きな変位が生じた可能性がある。残留変位は、加振後 12 秒あたりで、入力速度が最大値をとる時から急激に生じ始め、主要動が一度終る 17 秒あたりでは、ほぼ 16cm 程度の値に達している。それ以後の加振によっては、残留変位の大きな増加は生じない。

以上のように、振動台実験では、一方向に橋脚の残留変位が生じるのが特徴であるが、これは前述した動的載荷実験では変位制御により荷重を与えているために決して生じない現象である。実際の地

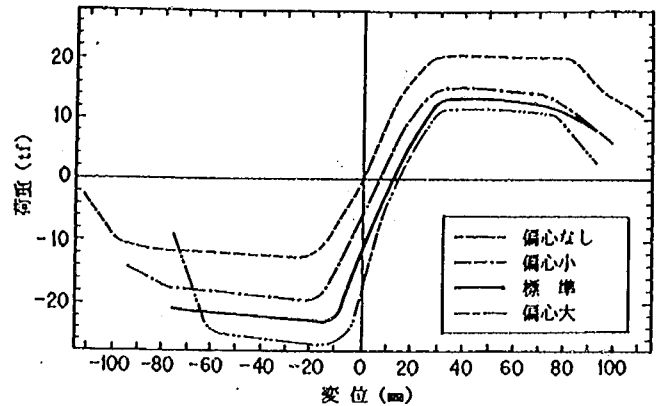


図-5 履歴曲線の包絡線 (r_{HL} の影響の比較)

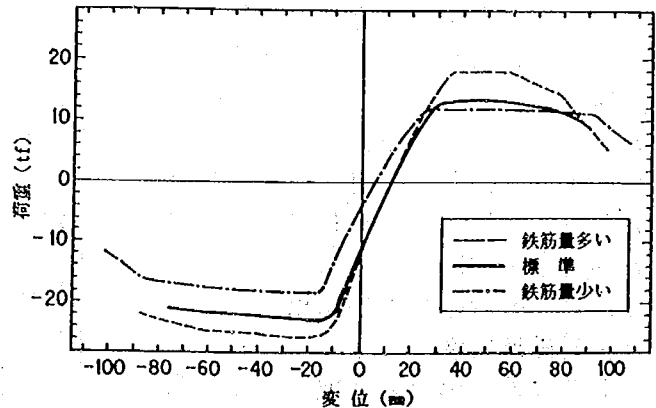


図-6 履歴曲線の包絡線 (r_{HD} の影響の比較)

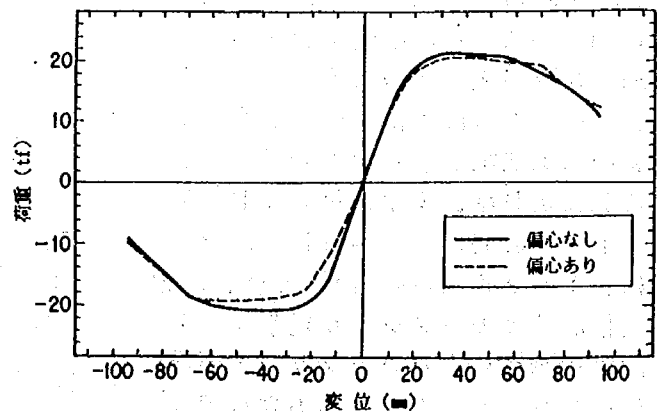


図-7 履歴曲線の包絡線 (橋軸方向載荷)

表-2 動的載荷実験から求めた橋脚の変形性能及び動的耐力

(a) 橋軸直角方向に載荷した場合

張り出しの大きさ (曲げモーメント比 r_n)		変身曲げモーメントが増加する方向						変身曲げモーメントが減少する方向					
		変形性能			動的耐力			変形性能			動的耐力		
		δy (mm)	δu (mm)	じん性率	降伏耐力 P_y (tf)	最大耐力 P_{max} (tf)	P_{max}/P_y	δy (mm)	δu (mm)	じん性率	降伏耐力 P_y (tf)	最大耐力 P_{max} (tf)	P_{max}/P_y
小 ($r_n=0.689$)		16.0	88.1	5.51	12.7	14.8	1.17	16.5	87.0	4.06	15.1	16.1	1.07
中程度 ($r_n=0.55$)	偏心曲げモーメントが0となるように軸力載荷($r_n=1.00$)	22.6	86.5	3.83	18.4	20.9	1.14	17.1	87.5	5.12	10.9	12.6	1.16
	偏心曲げモーメントが0となるように軸力載荷($r_n=0.70$)	15.4	63.9	4.15	16.9	19.3	1.14	16.1	59.4	3.66	14.5	15.1	1.06
	偏心曲げモーメントが0となるように軸力載荷($r_n=0.55$)	12.7	73.2	5.76	15.0	18.3	1.22	16.7	43.5	2.60	17.5	18.4	1.05
	偏心曲げモーメントが0となるように軸力載荷($r_n=0.49$)	10.8	65.8	6.09	14.6	17.5	1.20	17.4	38.0	2.18	21.0	21.7	1.03
大 ($r_n=0.51$)		19.7	53.9	2.73	22.8	24.3	1.07	15.1	77.5	5.13	17.5	19.8	1.13

(b) 橋軸方向に載荷した場合

張り出しの大きさ (曲げモーメント比 r_n)		変身曲げモーメントが増加する方向						変身曲げモーメントが減少する方向					
		変形性能			動的耐力			変形性能			動的耐力		
		δy (mm)	δu (mm)	じん性率	降伏耐力 P_y (tf)	最大耐力 P_{max} (tf)	P_{max}/P_y	δy (mm)	δu (mm)	じん性率	降伏耐力 P_y (tf)	最大耐力 P_{max} (tf)	P_{max}/P_y
中程度 ($r_n=0.55$)	偏心曲げモーメントが0となるように軸力載荷($r_n=1.00$)	17.1	70.0	40.9	17.9	21.7	1.21	14.6	75.5	5.11	16.5	20.9	1.27
	偏心曲げモーメントが0となるように軸力載荷($r_n=0.55$)	14.0	82.0	5.86	15.3	21.0	1.37	21.1	76.0	3.60	16.6	19.2	1.16

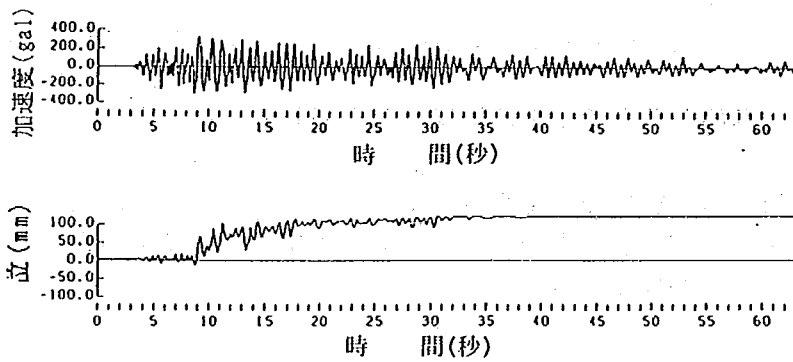


図-8 振動台実験で桁に生じた加速度及び変位(最大加速度0.32G)

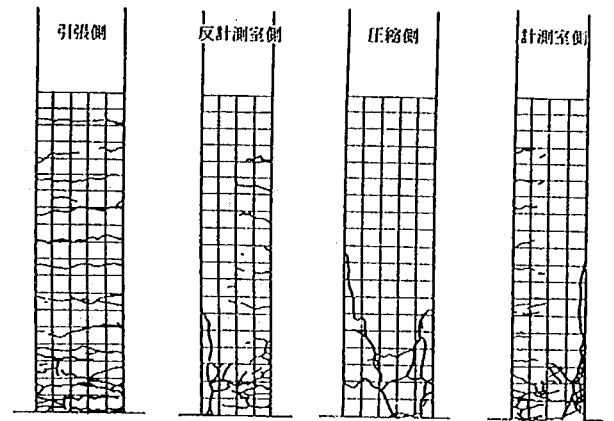


図-10 振動台実験で橋脚に生じた損傷(最大加速度0.32G)

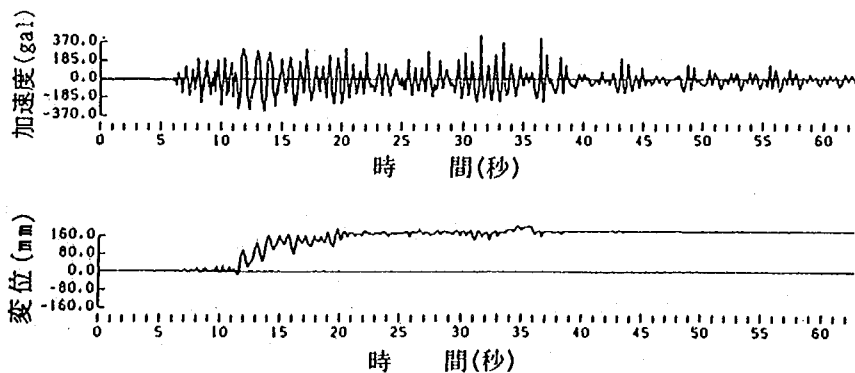


図-9 振動台実験で桁に生じた加速度及び変位(最大加速度0.35G)

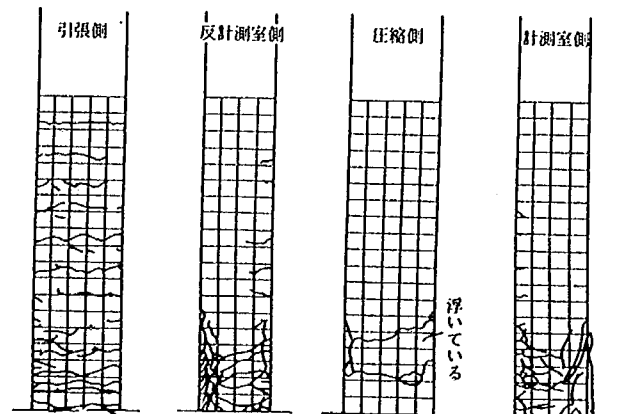


図-11 振動台実験で橋脚に生じた損傷(最大加速度0.32G)

震時の荷重のかかり方は振動台加振実験に近い訳であるから、偏心曲げモーメントが作用している場合には、一方向に残留変位が生じることに、十分注意しておく必要がある。

最後に、図-12は振動台加振実験から得られた履歴曲線の包絡線を動的載荷実験結果と比較したものである。振動台加振実験では、負側にあまり振動せず、正側にばかり残留変位していくことは上述した通りであるが、包絡線の形状そのものは振動台で加振しようと動的載荷をしようとあまり差がないと見てよい。

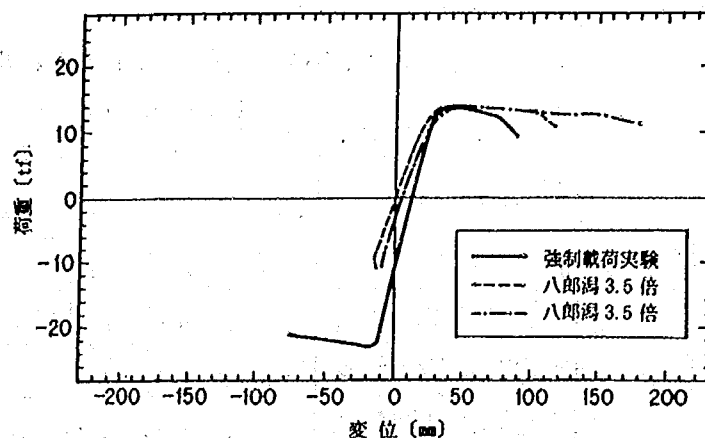


図-12 振動台実験から得られた荷重変位の履歴曲線

5. まとめ及び今後の検討

橋脚の張り出しが一方向にある逆L字形橋脚のように常時荷重による偏心曲げモーメントが作用するRC橋脚の大地震時の耐震性を検討するため、実験橋脚の1/4.6スケールモデルを用いて動的載荷実験及び振動台加振実験を行なった。本検討から指摘される結論は以下の通りである。

- 1) 動的載荷実験によれば、 $r_{HD}=0.51\sim0.68$ 、 $r_{HL}=0.4\sim0.7$ の範囲では、いずれも、正側載荷に伴う圧縮側コンクリートの圧壊により三角形のくさび形に塑性域が生じて最終状態を迎える。
- 2) r_{HD} を一定にして r_{HL} を順次小さくすると、荷重がほぼ最大値付近で安定している範囲が短くなり、エネルギー吸収性能が小さくなる。また、 r_{HD} を小さくすると、引張側の主鉄筋量が増加するためじん性率が小さくなる。橋軸直角方向に偏心曲げモーメントが作用している状態で、橋軸方向に地震力を作用させても r_{HL} の影響は大きなものではない。
- 3) 振動台加振実験($r_{HD}=r_{HL}=0.55$)によれば、橋脚が非線形域に入ると、一方向に大きな残留変位が生じる。これは橋脚の耐震性を照査する上で極めて重要なものであり、今後、その大きさについて十分検討していく必要がある。
- 4) 振動台加振実験による損傷状況は基本的に動的載荷実験による損傷状況と同じである。また、履歴曲線からの包絡線もほぼ同じである。
- 5) 以上の点から、大地震時の逆L字形RC橋脚の耐震性を照査する上で上記3)に示した一方向への残留変位が最も重要である。この発生メカニズム、外力の大きさ、 r_{HD} の値に応じて生じ得る残留変位量についてさらに検討していくことが必要である。

平成3年度耐震研究室調査試験研究成果
概要報告書

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3128号
平成4年3月(1992)
耐震研究室
川島一彦・運上茂樹・杉田秀樹・
岩崎秀明・長島博之・清水英之・
中島 燈・飯田寛之

要 旨

平成3年度に耐震研究室が土木構造物の地震災害の防除に関する調査、試験および研究として行った地震防災計画、各種土木構造物の耐震基準と地震設計、地震災害の予測手法と軽減対策、構造部材の動的耐力、ならびに地震災害時の道路交通対策に係る調査研究の成果の概要の報告である。

キーワード：地震災害、間接損害施設、ハイブリッドコントロール、地下施設、災害防除、不安感、交通機能、道路施設、RC橋脚、鋼製橋脚、ゴム支承、シールドトンネル、都市トンネル、剛体基礎、耐震設計、免震構造、震災復旧

郵便はがき

3 0 5 - □ □

41円切手
をはって
下さい。

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

耐震研究室

御中

No. 004

No. 004

配布先氏名

配布先住所

○

土木研究所資料第3128号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住 所)

氏 名

⑩