

土木研究所資料

昭和63年度耐震研究室調査試験研究成果 概要報告書

平成元年9月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright © (1989) 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、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

昭和63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
	研究員	長谷川	金二
	〃	運上	茂樹
	〃	杉田	秀樹
	技官	吉田	武史
	〃	加納	尚史
	〃	吾田	洋一
	〃	飯田	寛之
振動研究室	〃	森	頼子

要旨

昭和63年度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、ライフライン施設、地下施設、下水道施設、交通機能、道路施設、RC橋脚、鋼製橋脚、シールドトンネル、斜張橋、都市トンネル、耐震補強、剛体基礎、耐震設計、免震構造、制震構造、震災復旧

ま え が き

本資料は、昭和63年度における耐震研究室の研究成果概要を報告するものである。当研究室では土木構造物の地震災害の防除に関する調査、試験、研究および技術指導を行っている。具体的には、地震防災計画、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わる調査研究を担当している。

昭和63年度には、

土木研究所試験研究費による研究	2 課題
建設技術研究開発費（総プロ）による研究	2 課題
下水道事業調査による試験調査	1 課題
道路事業調査費（試験調査）による試験調査	3 課題
道路事業調査費（大規模特殊）による試験調査	3 課題
科学技術振興調整費による研究	1 課題
受託研究費による調査試験	1 課題
受託工事費による調査試験	2 課題
共同研究による研究	2 課題

合計17課題の調査・試験・研究を実施しており、本報告は、これらの成果を示したものである。

目 次

1. 地震災害における間接損害の推定手法に関する研究	1
（土木研究所試験研究費）	
2. ライフライン施設の耐震性に関する日米共同研究	7
（土木研究所試験研究費）	
3. 地下施設の耐震設計に関する研究	1 3
（建設技術研究開発費（総プロ））	
4. 震災復旧計画作成支援システムの開発	1 9
（建設技術研究開発費（総プロ））	
5. 下水道施設の耐震性に関する調査	2 5
（下水道事業調査費）	
6. 地震後の交通機能障害軽減に関する試験調査	3 3
（道路事業調査費、試験調査）	
7. 道路施設の耐震性判定法に関する試験調査	3 5
（道路事業調査費、試験調査）	
8. 減衰機能を用いた道路橋の耐震設計法に関する試験調査	3 7
（道路事業調査費、試験調査）	
9. 斜張橋の耐震設計法に関する試験調査	3 9
（道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査）	
10. 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐震設計法に関する試験調査	4 1
（道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査）	
11. 軟弱地盤中の都市トンネルの耐震調査	4 3
（道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査）	
12. 制震構造の地震応答特性に関する研究	4 5
（科学技術振興調整費）	
13. 湾岸線の鋼製橋脚の耐震性に関する調査研究	5 1
（受託研究費）	
14. 明石海峡大橋・来島海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験	5 7
（受託工事費）	
15. 東京湾横断道路シールドトンネルの耐震性に関する調査	6 3
（受託工事費）	
16. シールドトンネルの耐震設計における二次覆工の設計法に関する共同研究	6 9
（東京湾横断道路株式会社）	
17. 地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究	7 5
（株式会社鴻池組、清水建設株式会社、飛島建設株式会社及びフジタ工業株式会社）	

1. 地震災害における間接損害の推定手法に関する研究 (土木研究所試験研究費)

耐震研究室 室 長 川島 一彦

研究員 杉田 秀樹

加納 尚史

1. まえがき

地震による被害は、従来、主として被災した構造物・施設等の物理的な被害を基本として把握されてきた。しかしながら、実際に地震が社会に与える影響は、当該施設の被災にともなう各種の生産活動の低下、一時停止、社会生産活動の低迷による消費の減少等非常に複雑・多岐にわたる。ある意味ではこうした影響こそが、震災が社会に与える本当の影響と言うこともできる。また、こうした二次的、間接的な被害は、単に構造物の物理的な被害から推定される被害を遙かに上回る場合もある。したがって、各種公共土木施設の耐震対策の実施及びその効果を正しく把握するためには、間接損害の推定を合理的かつ適切に実施することが重要である。

本課題は、以上の観点に基づき、昭和61年度からスタートしたものである。昨年度は、間接的に地震被害が地域経済に与える影響を産業連関分析により評価する電算プログラム“LOSS”を用いて、公共土木施設のうち、道路施設及びライフライン施設の被災が経済活動に及ぼす影響を、昭和53年宮城県沖地震及び昭和58年日本海中部地震を対象として検討した。今年度は、既に試算を行った昭和53年宮城県沖地震に対して、商工業関係被害の見直しおよび建築物復旧の見直しをした後、再計算を行った。また、日本海中部地震による秋田県の生産性低下額と宮城県沖地震による宮城県の生産性低下額とを比較し、本手法の持つ特性について検討した。

2. 研究目的

地震災害による間接損害の推定手法を開発し、地震対策の客観的、合理的な水準を検討するとともに、今後の地震災害対策の合理的な推進に資することを目的とする。

3. 研究方法

宮城県沖地震では商業及び工業に関連して、958億円にのぼる被害が発生した²⁾。この内訳としては、商業関係被害の563億円、工業関係被害の254億円、その他の商工業の141億円、から成っている。ただし宮城県の集計では、商工業各被害につき、施設被害と製品・商品被害とに分けていないため、既往の試算では、すべて施設被害として、生産性低下率を算定していた。これに対して今年度は、日本海

中部地震の際の秋田県の商工業被害における施設被害と製品・商品被害との割合を、宮城県沖地震にの商工業各被害額に適用して施設被害額と製品・商品被害額とに分けて、生産性低下率を求めることとした。表1に本解析に用いた宮城県沖地震における商工業各被害額の内訳を示す。

建築物の復旧に関して既往の試算では、住家の地震被害額600億円に対してのみ復旧による経済効果を見込んでいたが、実際には前述したような商工業関係の施設の復旧をはじめとして、サービス業、教育施設等の施設復旧も行われた。このため、実際に計上された昭和53年度の建築部門の生産額5619億円に対する地震がなかったとした場合の昭和53年度建築部門生産額4520億円の差分1099億円を建築物復旧に投資された額として、復旧投資による経済効果を考慮することとした。

地震によって発生した被害による生産額の減少分の算定に当たっては、1)生産・販売基盤の破損、2)輸送基盤の破損、3)製品・半製品・原材料の破損、の3つの要因のうち、最もクリティカルな要因を抽出し、この要因による生産性低下率 α を各産業別に求める。次に、生産性低下率 α が他の産業に与える波及効果を、表2に示す産業連関表を用いて算定することとする。つまり、1産業の生産 X_1 の $\alpha_1\%$ が被害を受け、使用・販売が不能となった場合、連関表の1行の各要素の値を、 $(1-\alpha_1)X_{1j}$ 、 $(1-\alpha_1)f_1$ とする。この場合、産業jの生産は X_{1j} が $(1-\alpha_1)X_{1j}$ に減少したことにより、 $(1-\alpha_1)X_j$ の生産のみが可能と考える。また、k産業の製品の $\alpha_k\%$ が使用不能となった場合の産業jの生産額は $(1-\alpha_k)X_j$ となる。したがって、産業1及びkに同時に地震による生産性低下が生じた場合には、産業jの生産低下額は、 $X_j \times \max(\alpha_1, \alpha_k)$ で求まる。このようにして、全ての産業に対して生産低下額を求める。次に、この生産額の減少に伴い、付加価値、すなわち営業利益、給料も減少する。これらの減少分は、もし震災が発生していなければ、消費支出あるいは固定資本形成となり、新たに生産を誘発していたものであり、再度、中間需要部門に投入して生産低下額を産出する。この繰り返しにより、最終的な生産低下額を算定することとする。

復旧による生産額の増大分についても、復旧物資購入により各産業部門に投資される金額を、産業連関表に投入することにより求めることとする。

4. 研究成果

4. 1 宮城県沖地震に対する試算

表3に各産業部門別生産性低下率を示す。生産・販売基盤損失による生産性低下率の算定は、農業、林業、水産業、製造業、商業の各部門で把握されており、水産業及び製造業の生産性低下率が当該産業に対する最もクリティカルな生産性低下率となっている。

輸送基盤損失による生産性低下率の算定に当たっては、道路、鉄道、港湾が対象となるが、道路及び鉄道は復旧が早く、経済活動にほとんど影響を与えていないと考えられるため、港湾に対してのみ生産性低下率を考慮した。港湾に依存する主要な輸送物資としては原木、原油、セメント、重油・石油製品があるが、原油以外は陸送及び専用バースが無被害であったことから、原油の輸入減少率を、

原油の主要取扱先である電力部門の生産性低下率として考慮することとした。

製品・半製品・原材料の破損に伴う生産性低下率は、林業及び商業で大きく、それぞれ当該産業部門の最もクリティカルな生産性低下率となっている。

上述の生産性低下率を用い、産業連関分析を行った結果を表4に示す。これによれば、宮城県沖地震により発生した生産減少額の合計は2848億円となる。また、消費効果による生産減少額は1317億円に達し、生産性低下による経済的被害総額は4165億円にのぼる。これは宮城県沖地震による被害額2688億円の1.55倍に相当する。

復旧による生産誘発額を見込んだ宮城県の生産額を示すと表5のようになる。復旧による生産誘発効果は、公共復旧事業費122億円及び建築物復旧費1099億円を対象として算定を行った。その結果、復旧投資による生産誘発額は2513億円となり、この生産誘発額と地震被害による生産減少額との差は－2244億円と算定される。これを付加価値ベースでみると1131億円となり、これを地震が無かったとした場合の宮城県内総生産額の推定値3,3725億円から差し引いた値3,2594億円が、昭和53年度に計上される宮城県内総生産額と推定される。これに対して宮城県から発表された昭和53年度の宮城県内総生産は3,3275億円であり、結果的に本解析で推定した県内総生産よりも681億円多かったことになる。

4. 2 日本海中部地震における秋田県の実産性低下による被害額との比較

昭和58年日本海中部地震における秋田県の実産性低下による被害額は、表6に示すように直接生産減少額が2481億円、消費効果による減少額が1146億円と推定されており、合計額3627億円は、日本海中部地震による秋田県内の被害額1482億円の2.45倍となっている。これに対して宮城県沖地震における宮城県の推定総生産減少額は4165億円、宮城県沖地震による宮城県内の被害額2688億円の1.55倍となっており、地震被害額に対する生産減少額の比率は、秋田県の方が大きい。

日本海中部地震では、津波により水産施設が大きな被害を受け、水産業の実産性低下率は26.3%と算定されたが、水産業の実産性低下は、食料品、その他の製造業、サービス業の各産業の実産性低下をも促し、とりわけサービス業は、総生産額が6414億円に達する産業であり、サービス業における直接生産減少額は954億円と算定された。これに対して宮城県における各産業部門別の生産性低下率は、電気・ガス・水道業を除いて、すべて2～4%程度であり、秋田県の水産業部門に適用したような突出した生産性低下率がない。この結果、秋田県の地震被害額に対する生産減少額の比率の方が大きく算定されたものと考えられる。

また、本手法により推定された県内総生産額は、秋田県および宮城県とも、公表された県内総生産額よりも低い額となっており、結果的に生産減少額を多く算定したことになる。これについては多くの理由が考えられるが、主な理由の1つとして、各産業部門別に設定された生産性低下率が、1年を通じて同じ率で生産の減少を生むと仮定している点が挙げられる。実際の震後の社会・経済活動は、地震発生直後の混乱期から、時間の推移とともに安定へと向かうこととなるが、本手法では今のところ

るこの効果を見込むことができない。この点を解消するには、各産業部門別に、生産活動が地震発生後どのくらいの期間で地震発生前の水準に回復するかを正確に把握する必要がある。

5. 今後の問題点

今年度は、既に試算を行った昭和53年宮城県沖地震に対して、商工業関係被害の見直しおよび建築物復旧の見直しをした後、再計算を行った。また、日本海中部地震による秋田県の実産性低下額と宮城県沖地震による宮城県の生産性低下額とを比較し、本手法の持つ特性について検討を行った。次年度以降は、さらに試算の対象を広げ、地震が地域経済に及ぼす影響をより広い視野に立って検討していく必要がある。

《参考文献》

- 1)川島、大日方、加納；地震災害が社会経済に与える影響に関する研究一(その1)昭和58年日本海中部地震の場合一、土木研究所資料第2267号、昭和60年11月
- 2)宮城県総務部；'78宮城県沖地震災害の概況一応急措置と復興対策一、昭和53年12月

表1 宮城県沖地震における商工業各被害額の内訳

[単位：億円]

	商業関係被害額			工業関係被害額		
	施設被害	商品被害	合計	施設被害	製品被害	合計
日本海中部地震による 秋田県の被害額	49.2 (58.9%)	34.4 (41.1%)	83.6 (100%)	29.3 (68.5%)	13.4 (31.5%)	42.7 (100%)
宮城県沖地震による 宮城県の被害額	331.4	231.2	562.6	174.0	80.0	254.0

注)カッコ内の数字は、商工業各合計被害額に対する、施設被害額および商品・製品被害額の割合

表 2 産業連関表の構造

買い手産業 売り手産業		中間需要	最終需要	生産
		$I_1, I_2, \dots, I_j, \dots, I_J$		
投入	I_1	$\dots\dots\dots X_{11} \dots\dots\dots X_{1J}$	f_1	X_1
	I_2			
	I_i	$\dots\dots\dots X_{i1} \dots\dots\dots X_{iJ}$		
	I_j	$\dots\dots\dots X_{j1} \dots\dots\dots X_{jJ}$	f_j	X_j
付加価値		$\dots\dots\dots v_1 \dots\dots\dots v_J$		
生産		$\dots\dots\dots X_1 \dots\dots\dots X_J$		

	中間需要	最終需要	生産
投入	AX	F	X
付加価値	$V = X^T(v)$		
生産	X^T		

表 3 産業部門別生産性低下率

単位 [%]

産業部門		①生産・販売 基盤損失	②輸送基盤 損失	③製品・半 製品・原 材料損失	①②③のうち 最もクリティカルな 生産性低下率
1.	農業	0.04	0.0	0.10	0.10
2.	林業	0.0	0.0	1.42	1.42
3.	水産業	4.07	0.0	0.05	4.07
4.	鉱業	0.0	0.0	0.0	0.0
5.	製造業	2.64	0.0	0.35	2.64
6.	建設業	0.0	0.0	0.0	0.0
7.	電気・ガス・水道業	0.0	0.0	0.0	0.0
8.	商業	0.12	0.0	2.23	2.23
9.	金融・保険業	0.0	0.0	0.0	0.0
10. 運輸・ 通信業	道路	0.0	0.0	0.0	0.0
	国有鉄道	0.0	0.0	0.0	0.0
	海洋運送	0.0	26.7 ¹⁾	0.0	26.7
11.	サービス業	0.0	0.0	0.0	0.0
12.	事務用品	0.0	0.0	0.0	0.0
13.	分類不明	0.0	0.0	0.0	0.0

1) 電力部門の算出に対してのみ適用する。

表4 生産性低下による被害額

(昭和53年度価格、億円)

被害区分	直接被害額	生産性低下による被害額			総被害額	総生産に対する比(%)
		直接	消費	合計		
1/0生産額ベース	2688	2848	1317	4165	6852	7.68
付加価値ベース	1016	1372	469	1840	2856	8.47

表5 宮城県沖地震が宮城県の経済に与えた影響

(昭和53年度価格、億円)

生産額区分	地震被害による生産減				公共復旧投資による生産誘発額			建築物復旧による生産誘発額			生産増	県内総生産額に対する比率(%)
	製品・商品被害	直接生産額	消費効果の生産減	合計	1次	2次	合計	1次	2次	合計		
生産額(1/0ベース)	319 ¹⁾	2848	1317	4484	179	94	273	1631	609	2240	-2244	2.5 ³⁾
県内総生産(付加価値ベース)	120 ²⁾	1372	469	1961	78	33	111	613	217	830	-1131	3.4 ⁴⁾

注1)表II-1における製品・商品被害(農作物、家畜等、畜産品等、水産物等、林産物等、商工業製品)の和

2)1)に付加価値率0.37785を乗じたもの

3)推定昭和53年度県内総生産3,3725億円を付加価値率0.37786で除して1/0ベース生産額にした値、8,9253億円に対する比率

4)推定昭和53年度県内総生産3,3725億万円に対する比率

表6 宮城県沖地震および日本海中部地震における生産性低下額の比較

[単位:億円]

	宮城県沖地震による宮城県の経済 (昭和53年度価格)	日本海中部地震による秋田県の経済 (昭和58年度価格)
①直接被害額	2688	1482
②直接生産減少額 (1次波及効果)	2848	2481
③消費効果による 生産減少額 (2次波及効果)	1317	1146
④総生産減少額 ②+③	4165	3627
⑤ = ④/①	1.55	2.45
⑥算定された県内 総生産 (付加価値ベース)	3,2594	2,2313
⑦県から発表され た県内総生産	3,3275	2,2561
⑧ = ⑦-⑥	681	248
⑨ = ⑧/⑦	0.98	0.99

2. ライフライン施設の耐震性に関する日米共同研究 (土木研究所試験研究費)

耐震研究室 室長 川島 一彦

研究員 長谷川金二

吉田 武史

1. まえがき

1971年サンフェルナンド地震、1978年宮城県沖地震、1982年浦河沖地震などの最近生じた地震により、日米両国とも道路、鉄道、上下水道、電力、ガス、通信施設などのライフライン施設が被害を受け、その機能が阻害されることによって地域社会に大きな混乱がもたらされた。この様な点を背景として、昭和58年度より、ライフライン施設の耐震性を向上させるための研究を、日米両国が協力して実施することとなった。土木研究所では、ライフライン施設の主要な構造部材の一つである鉄筋コンクリート柱（以下、RC柱という）を取り上げ、昭和58年度より昭和61年度までの4か年間に、以下の項目について実験的検討を行ってきた。

- ① RC柱の動的耐力及び変形性能に及ぼす載荷くり返し回数及び直交2方向載荷の影響（昭和58年度）
- ② RC柱の動的耐力及び変形性能に及ぼす断面形状及び載荷方向の影響（昭和59年度）
- ③ RC柱の動的耐力及び変形性能に及ぼす載荷履歴、載荷速度及び寸法効果の影響、及びRC柱の非線形最大応答変位の推定精度（昭和60年度）
- ④ RC柱の動的耐力及び変形性能に及ぼす2方向同時載荷及び中空円形断面の影響（昭和61年度）

昨年度は、これまでに行われてきたRC柱の動的載荷実験結果をもとにRC柱の動的耐震設計法のとりまとめを行うとともに、ライフライン施設の主要な構造部材の一つとしてRC柱に引続き、鉄筋コンクリート地中管路をとりあげ、その動的載荷実験を行い、地盤と鉄筋コンクリート地中管路を結ぶばねに及ぼす相対変位振幅の影響について実験的検討を行った。今年度は、これに引続き実物の地中管路及び加速度計、地盤ひずみ計、継手伸縮計、管体ひずみ計の諸計器を千葉県袖ヶ浦郡に埋設し、地震観測を開始するとともに、鉄筋コンクリート地中管路の動的載荷実験を行い、地盤と鉄筋コンクリート地中管路を結ぶばねに及ぼす載荷振動数の影響について実験的検討を行った。

2. 研究目的

ライフライン施設の合理的な耐震設計法の開発を計るための基本概念を検討し、各種施設の耐震性の向上に資することを目的とする。

3. 地中管路の地震時挙動観測

3. 1 埋設地中管路

埋設した地中管路は、直径150mmの鋼管と直径300mm及び直径150mmのダクトイル管である。鋼管は、溶接により連続管路となっているのに対して、ダクトイル管は耐震継手を有する有継手管路である。この耐震継手は、管長の±1%までの管軸方向の伸縮が可能で、直径300mmのダクトイル管では6°、直径150mmのダクトイル管では8°までの折れ角が許容できる。また、管軸方向の力については直径300mmのダクトイル管では90tonf、直径150mmのダクトイル管では45tonfまでの軸力が作用しても管路が相互に離脱しない継手である。

これらの管路を千葉県君津郡袖ヶ浦町の国道16号中央分離帯の中に図-1に示すようにそれぞれの管路でL字型になるように埋設した。埋設深度は、いずれの管路に対しても土被り厚1mとなるようにした。

3. 2 計測装置

計測装置は、図-2に示すようにダクトイル管路の継手部における伸縮量を計測する継手伸縮計（6点）、管路本体のひずみを計測する管体ひずみ計（9箇所）、地盤の加速度を計測する地盤加速度計（7点）、及び地盤のひずみを計測する地盤ひずみ計（3点）を設置した。継手伸縮計は、図-3に示すように片側の管路に防水型の変位計を取り付け、もう片側の管路に当て板を取り付け、これに変位計のロッドを当て、管体相互の軸中心位置における軸方向の伸縮量を測定している。管体ひずみ計は、1箇所当たり2枚のひずみゲージを図-4に示すように管体の同一水平面内において直径方向で向かい合う2点に溶接接着しており、両ゲージの平均を取れば軸ひずみ、また差を取れば水平面内の曲げモーメントによる曲げひずみを測定することが出来る。地中加速度計は、図-2に示した6点では地表面から1mの深度で水平2成分及び上下成分の計3成分の加速度を測定し、観測小屋近くでは地表面から30mの深度で水平2成分の加速度を計測する。地盤ひずみ計は、図-5に示すように外管及び内管、それぞれの管の端部に取り付けた直径800mmの円板からなる。2枚の円板は3m離れており、それぞれの地点の地盤と同じように動く。この動きの相対的な差が内管及び外管の間に取り付けられた変位計によって測定され、この測定変位を3mで割ることによって、地盤ひずみを得ることができる。

3. 3 埋設位置の地盤条件

本観測を行う国道16号は、埋め立て地盤上に通された道路であり、地表面近くは埋土で被われている。図-6は、観測小屋位置で行ったボーリング結果を示した柱状図である。地表面から約17mの深度でN値60以上の細砂層が現われており、それより上はシルト及び砂質の互層状態となっている。さらにその上は厚さ約3.5mの埋土である。埋設管路の長手方向の両端でもボーリングを行っており、この結果によると長手方向に沿ってN値60以上の細砂層が浅い方で深度15mから深い方で深度19m程度まで一様に傾斜している。ただし、その上のシルト及び砂質の互層状態は大きくは変わっていない。

3. 4 埋設管路の予備解析

本観測は今年度の12月下旬より開始したが、解析を行うに当たって有効と考えられる地震記録が得ら

れておらず、今年度は3次元の地中管路地震応答解析プログラムにより予備的な解析を行った。解析では、図-7に示すように地中管路をはり要素として、また地盤は1次元のせん断タイプのモデルとしてモデル化を行った。入力地震動としては、1968年日向灘沖地震において板島橋近傍地盤上で観測された記録、1978年宮城県沖地震において開北橋近傍地盤上で観測された記録、及び1983年日本海中部地震において津軽大橋近傍地盤上で観測された記録の3記録を用いた。これらの記録を長手方向に入力した。解析ではまず地盤の固有周期を求めたが、前に示したように観測地点では地盤条件が大きくは変化しておらず、最も短い固有周期が0.39秒、最も長い固有周期でも0.43秒であった。解析結果によれば、連続管の直線部分ではその中間地点付近で軸力はほぼ一様な分布となっており、本地点のように地盤条件が直線方向に大きく変わらない場合には直線部分を100m程度取っておけば両端の影響を受けないこと等が予備解析の結果から分かった。

4. 地中管路の動的載荷実験

4. 1 実験方法

地中管路に対する地震時地盤反力に及ぼす載荷振動数の影響を検討するため、土槽に作成した飽和地盤模型（幅2m、奥行き3m、深さ2m）に地中管路を埋設し、その端部に動的加振機を取り付け、管軸方向の動的載荷実験を行った。図-8は、実験状況を示したものである。地中管路は、外径29.65cm、内径29.05cmの鋼管であり、管の外周にはモルタルを塗って、粗度を付けた。地盤模型の埋め戻し土は、浅間山砂（比重 $G_s=2.811$ 、最大間隙比 $e_{max}=1.035$ 、最小間隙比 $e_{min}=0.315$ 、60%粒径 $D_{60}=0.295\text{mm}$ 、30%粒径 $D_{30}=0.211\text{mm}$ 、10%粒径 $D_{10}=0.121\text{mm}$ ）である。また、搬入した土の含水比および重量と地盤模型の体積の計測を行い、地盤模型の密度も測定した。地盤模型完成後には単管式ポータブルコンパネトロメーターを用いた貫入試験を行い、貫入抵抗の深度分布も測定した。

載荷実験では、過剰間隙水圧を発生させた場合と発生させない場合の2つの条件下で行った。過剰間隙水圧がない状態では、上載荷重を変化させた。載荷は、変位制御で繰り返し載荷を行い、同一変位振幅における載荷繰り返し回数は10回とし、変位振幅は1mmとした。また、載荷振動数は1Hz、5Hz及び10Hzと変化させた。

載荷実験中には、地中埋設管路と土槽との相対変位を測定するとともに、管路に作用する軸力を測定するため、管内部にひずみゲージを貼付し、ひずみから軸力を測定した。また、地盤に発生している過剰間隙水圧も測定した。図-9は、管路のひずみおよび地盤の間隙水圧の測定位置を示したものである。

4. 2 実験結果

ある断面において地中管路に作用している軸力は、次式から求められる。

$$P = E A \varepsilon$$

ここで、 E は鋼材のヤング係数（ $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ ）、 A は鋼管の断面積、 ε は管路の軸ひずみである。軸力の測定結果によれば土槽内では、ほぼ一定の割合で軸力が減少しており、土が管軸に沿って一様に

せん断変形し、管路に一樣な地盤反力が作用していることが分かった。また、ある2断面の軸力の差をとれば、その2断面間で地盤から管路に作用している地盤反力が求められる。

図-10は、過剰間隙水圧が無く、上載荷重として 0.2kgf/cm^2 を加えた場合で、載荷振動数 1Hz 、 5Hz 、 10Hz として載荷したときの地盤から管路に作用する地盤反力と管路の相対変位との関係（以下、荷重～変位履歴曲線と呼ぶ）を比較したものである。載荷では、加振機の性能から振幅を 1mm としたにもかかわらず、特に 10Hz の載荷では、振幅が 1mm に達しておらず実験結果を評価するに際してはこの点に注意しなければならない。載荷振動数 1Hz では、履歴曲線がほとんど直線で線形バネとしてモデル化できるのに対して、載荷振動数が 5Hz 、 10Hz となるに従って履歴曲線はループを描くようになっており、非線形性が現れている。また、等価剛性を計算すると 1Hz 、 5Hz 及び 10Hz の載荷に対してそれぞれ 0.220tonf/mm 、 0.242tonf/mm 及び 0.250tonf/mm となっており、載荷振動数が大きくなるに従って、剛性が小さくなることが分かる。これらの傾向は、上載圧がさらに大きい場合、間隙水圧がある場合にも同様であった。

5. まとめ

本年度は、地中埋設管路の動的載荷実験を行うとともに、地中管路の地震時挙動観測を開始した。今後は、地震時挙動観測から得られたデータをもとに実管路と地盤との動的相互作用、管路の曲がり部の影響等に関する調査を行う。

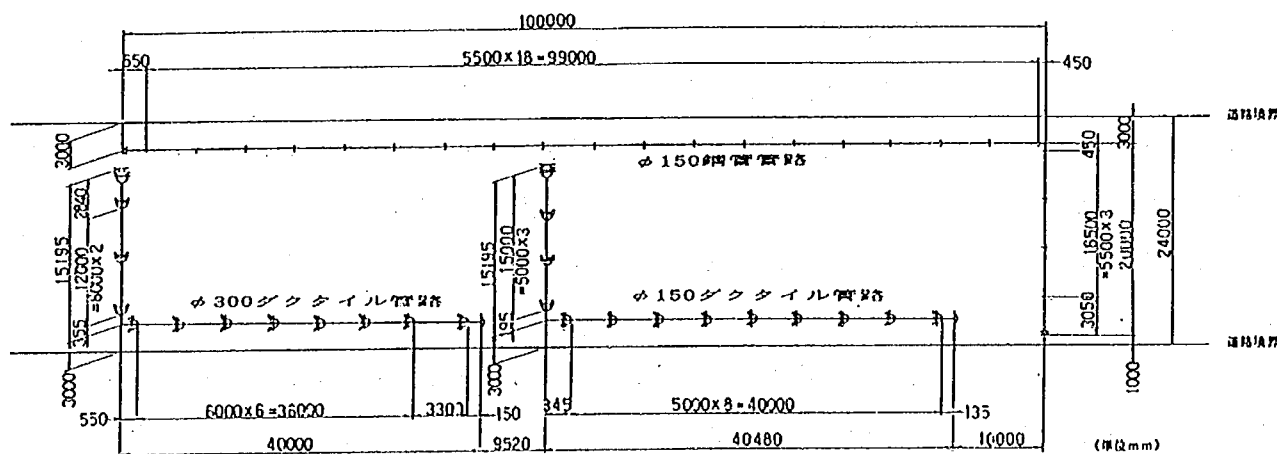


図-1 管路配置図

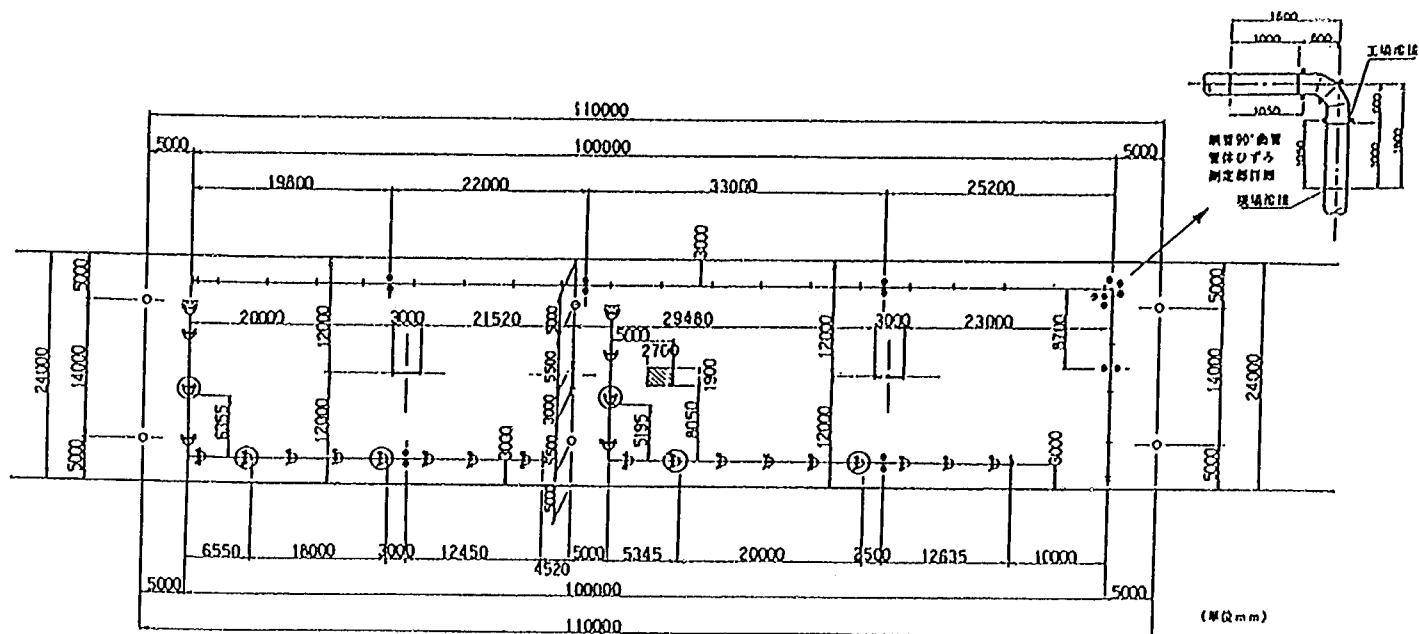


図-2 計測装置配置図

- ① : 継手伸縮計
- : 管体ひずみ計
- : 地中加速度計
- └ : 地盤ひずみ計
- ▨ : 観測小屋

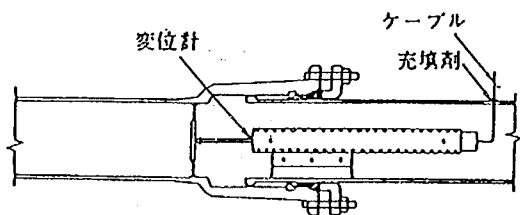


図-3 継手伸縮計

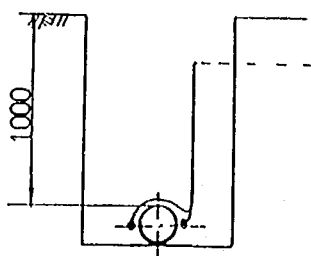


図-4 管体ひずみ計

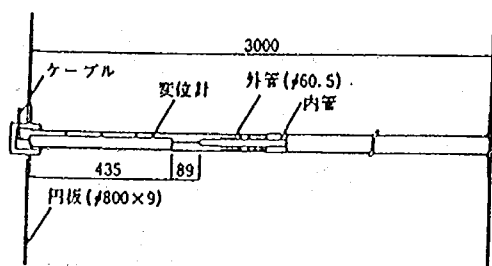


図-5 地盤ひずみ計

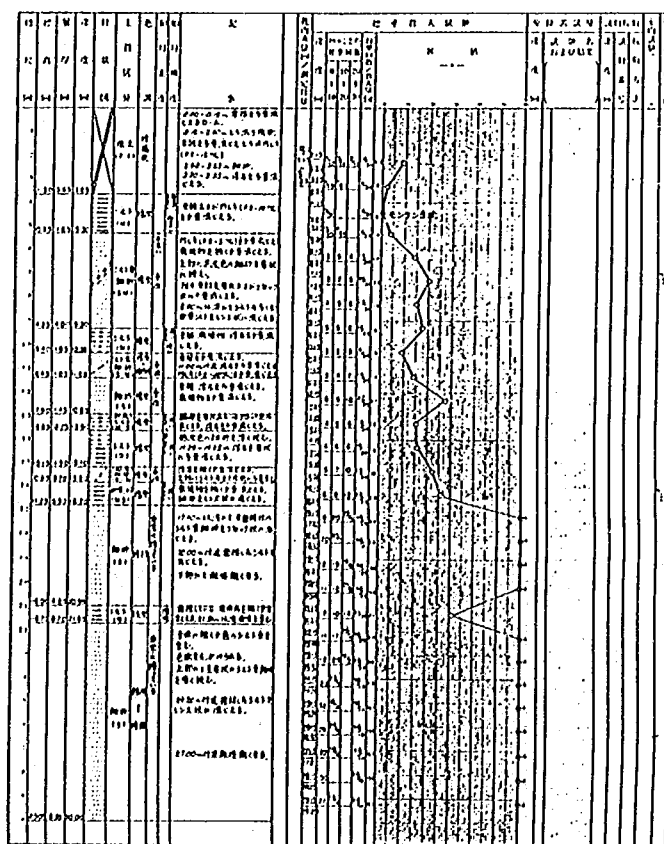
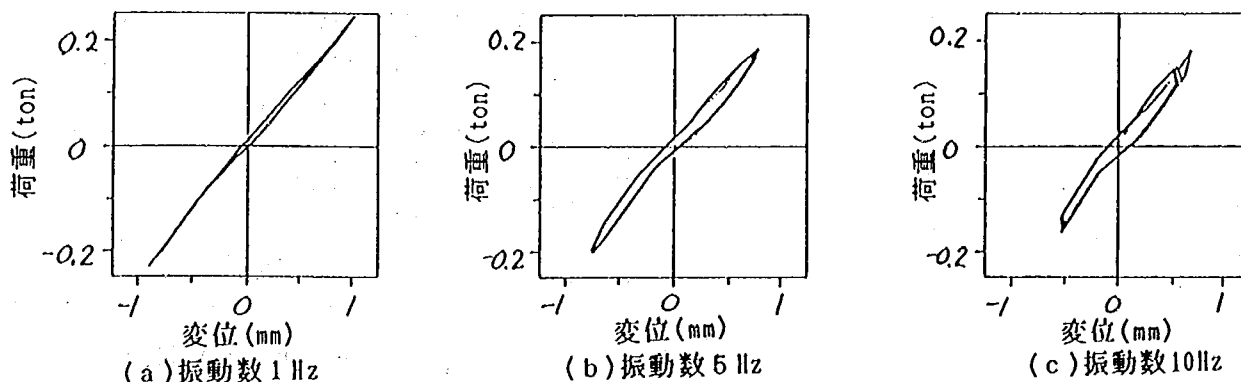
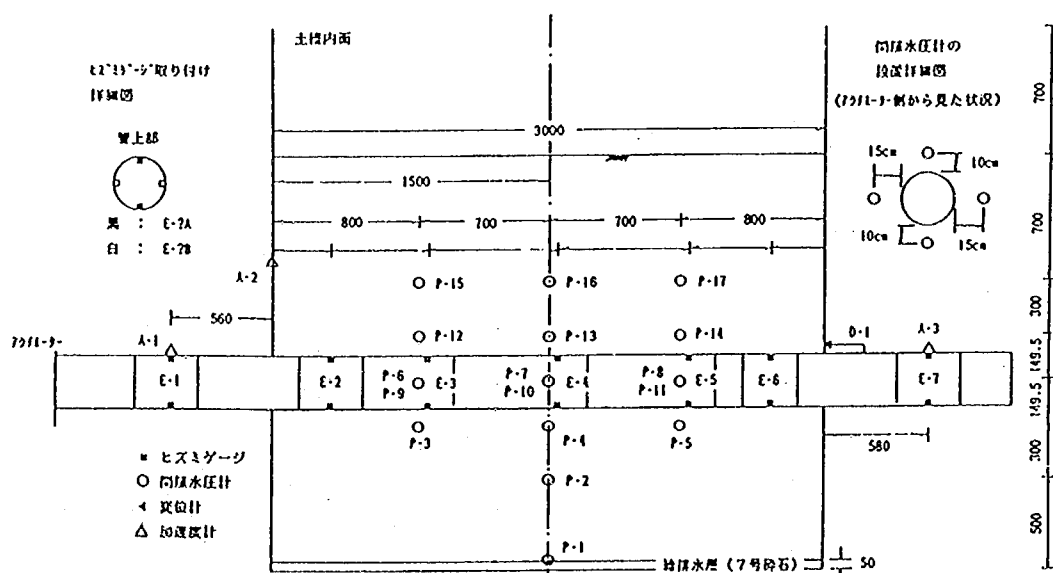
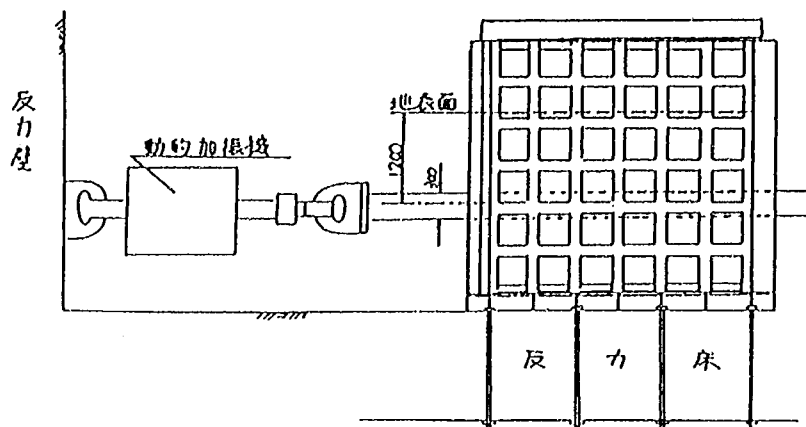
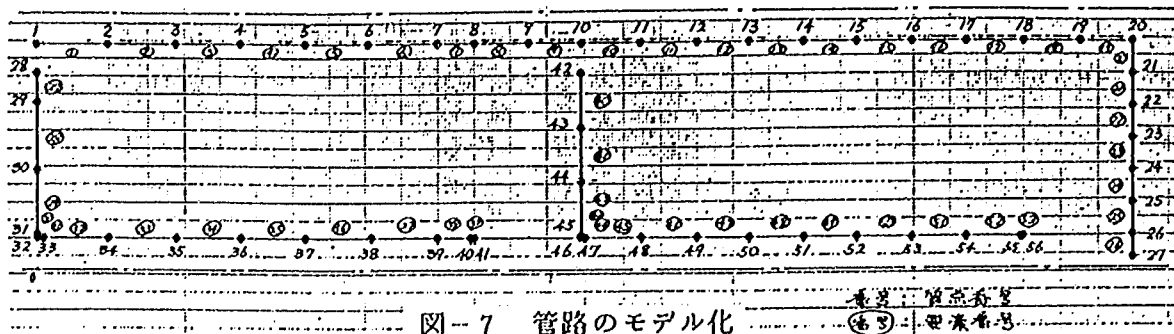


図-6 ボーリング柱状図



3. 地下施設の耐震設計に関する研究 (建設技術研究開発費(総プロ))

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
加納 尚史

1. まえがき

東京等の大都市圏では、地上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、特に全く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が必要とされている。

2. 研究目的

本研究は、大都市地域の土地利用の高密度化にともない、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 既往の地震による地下構造物の被害の整理

既往の地震による地下構造物(特に、地下トンネル、換気塔、パイプライン等)の被害を分類、整理し、被害原因を、①地盤変状による場合、②地盤振動による場合、③断層運動による場合に分け、それぞれの特徴をとりまとめた。

3. 2 大規模地下構造物の耐震設計上の留意点

大規模地下構造物の振動特性が形状・寸法により大きく異なるため、地下構造物を、①パイプ状地下構造物、②柱状地下構造物、③板状地下構造物、④ブロック状地下構造物、⑤複合地下構造物に分類し、それぞれ3. 1で整理した既往地震による被害原因を踏まえて、大規模地下構造物の耐震設計上の留意点及び耐震設計上考慮すべき地震の影響をとりまとめた。

3. 3 トンネル内地震体験者に対するヒアリング調査

シールドトンネルの中で地震に遭遇した12名に対してヒアリングを行い、トンネルの地震時挙動、被害(箇所、形態)、揺れの体感程度について調査した。

3. 4 板状地下構造物の耐震計算法の検討

3. 2に示した板状地下構造物の耐震性を検討するために、構造物を直交異方性を有するシェル要素でモデル化した場合の地震応答解析手法について検討した。

3. 5 地下施設の耐震設計法に関する研究開発計画

上記3. 1～3. 4の結果に基づいて、地下施設の耐震設計法に関する研究開発の基本フレームを作成し、今後の検討事項を整理した。

4. 研究結果

4. 1 既往の地震による地下構造物の被害の整理

既往の地震による、地下構造物の被害を模式的にまとめると図1のようになる。この図から、地下構造物の被害形態は次のように分類することができる。

a) 地盤の変状によって生じる被害

地表面付近に埋設された小～中断面の地下構造物に生じやすい被害形態であり、地盤の液状化や軟弱地盤の滑り等によって地下構造物が影響を受け、その程度が大きい場合には被害を生じるといった場合である。このうち、都市部において最も重要なのは液状化による被害であり、20m程度の深さまでに建設される地下構造物については、この種の被害についての十分な検討が必要とされる。

b) 地盤の振動による被害

地盤自体の振動により地下構造物に過度な応力・変形が生じる結果、被害が発生する場合であり、地表から20m以深に建設される中～大断面の地下構造物では地盤変状よりもこちらの方が問題になる。地盤振動による被害が生じやすいのは、地盤条件の変化部（例：洪積～沖積地盤の変化部）や、構造条件の変化部（例：トンネル～立坑間の取付部）である。

c) 断層による被害

岩盤中に建設された地下構造物が、断層運動により切断・圧壊等の被害を受ける場合である。地下構造物ではないが、地山中に建設されたトンネルが被害を受けた例として、大正12年関東地震の際に建設中であった丹那トンネルや、昭和53年伊豆大島近海地震の際の稲取トンネルを挙げることができる。このタイプの被害形態は、非常に小さな確率でしか生じていないが、断層活動が活発なわが国においては常に考慮しておくことが必要である。

4. 2 大規模地下構造物の耐震設計上の留意点

既往の震災等から判断すると、耐震設計上の基盤内に建設される地下構造物では、耐震設計はクリティカルな問題とはならないと考えられる。もちろん非常に重要度の高い地下構造物では、確率は非常に小さいとはいえ、断層の破壊による直接的な被害に対する検討も必要とされるかも知れないが、一般的にはその発生確率の低さと同時に対策の困難さから、耐震設計という範中で対応すべき問題ではないように考えられる。したがって、耐震設計が必要とされるのは基盤より上の表層地盤中（基盤から表層地盤への境界も含めて）に建設される地下構造物と考えられる。

表層地盤中に建設される地下構造物の振動特性を、形状によって分類すると次のようになる。

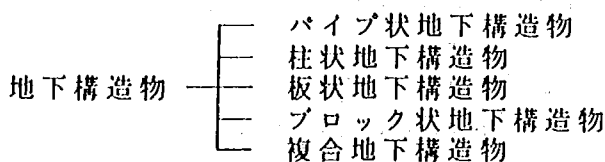


表1は、上記の分類にさらに構造規模を加えて、おおよそのイメージを示したものである。一般論としては、同一形状であっても、小規模な地下構造物の場合には、より

ローカルな地盤変状や地盤振動の影響を受けやすいし、反対に大規模な地下構造物では、こうしたローカルな地盤変状や地盤振動の影響よりも広範囲な地盤振動の影響を受けやすい。

表2は、耐震設計上主として考慮すべき地震の影響をとりまとめたものである。

4. 3 トンネル内地震体験者に対するヒアリング調査

シールドトンネルの中で地震に遭遇した人12名に対してヒアリングを行い、トンネルの地震時挙動、被害（箇所、形態）、揺れの体感程度について知見を得た。なお、地震遭遇時にはシールドトンネルは工事中であったものが多く、また地震の体験者は全て工事関係者である。

ヒアリング調査結果をとりまとめて示すと表3の通りである。

4. 4 板状地下構造物の耐震計算法の検討

従来、沈埋トンネルやシールドトンネルのような線状地中構造物の耐震性を評価するための手法としては、応答変位法に基づき、構造物を弾性床上の梁としてモデル化し、地盤の応答変位を弾性床に与えて構造物に生じる応力を解析する方法が用いられている。しかしながら、構造物が線状でなく、平面的に大きな広がりを持つ板状である場合には、地盤条件の3次元的な変化を反映することのできる解析モデルを新たに開発することが必要である。

上記の観点から、本年度は、構造物の周辺地盤を3次元的なバネ～質点に、また構造物を直交異方性のシェル要素にモデル化することにより、大規模板状地中構造物の地震応答解析手法を検討した。解析モデルの概要及び解析フローを示すと、それぞれ図2及び図3の通りである。

4. 5 地下施設の耐震設計法に関する研究開発計画

本研究では、民間との共同研究も含め、次の内容について研究開発を図るものとする。

a) 地下構造物の耐震設計法の研究……地震応答解析及び模型載荷実験による、地下構造物の耐震設計法の検討

b) 地下構造物の地震時挙動の研究……①特殊地下構造物の地震時挙動の検討
②地盤改良による制震効果の検討
③地下構造物の免震技術の検討

c) 地震防災システムの研究……地震制御装置及び地震予報機器の検討

図4は、地下構造物の耐震設計法の研究開発計画を示したものである。

5. 今後の課題

大都市地域の土地利用の高密度化にともない、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して、今年度の研究成果をもとに、以下の事項について調査研究を行う。

a) 超水平地下構造物（板状地下構造物）の耐震設計法の検討

① 構造物上下面からの地盤変形の影響を考慮した、耐震解析モデル化及び耐震計算法の検討

② 地盤条件の急変部等、耐震設計上のポイント、及びとり得る対策の検討

b)超鉛直地下構造物（柱状地下構造物）の耐震設計法の検討

①耐震解析モデル化、及び耐震計算法の検討

②耐震設計上のポイント、及びとり得る対策の検討

c)超輻輳地下構造物（複合地下構造物）の耐震設計法の検討

①耐震解析モデル化、及び耐震計算法の検討

②耐震設計上のポイント、及びとり得る対策の検討

d)構造形状に応じた大規模地下構造物の耐震設計法の開発

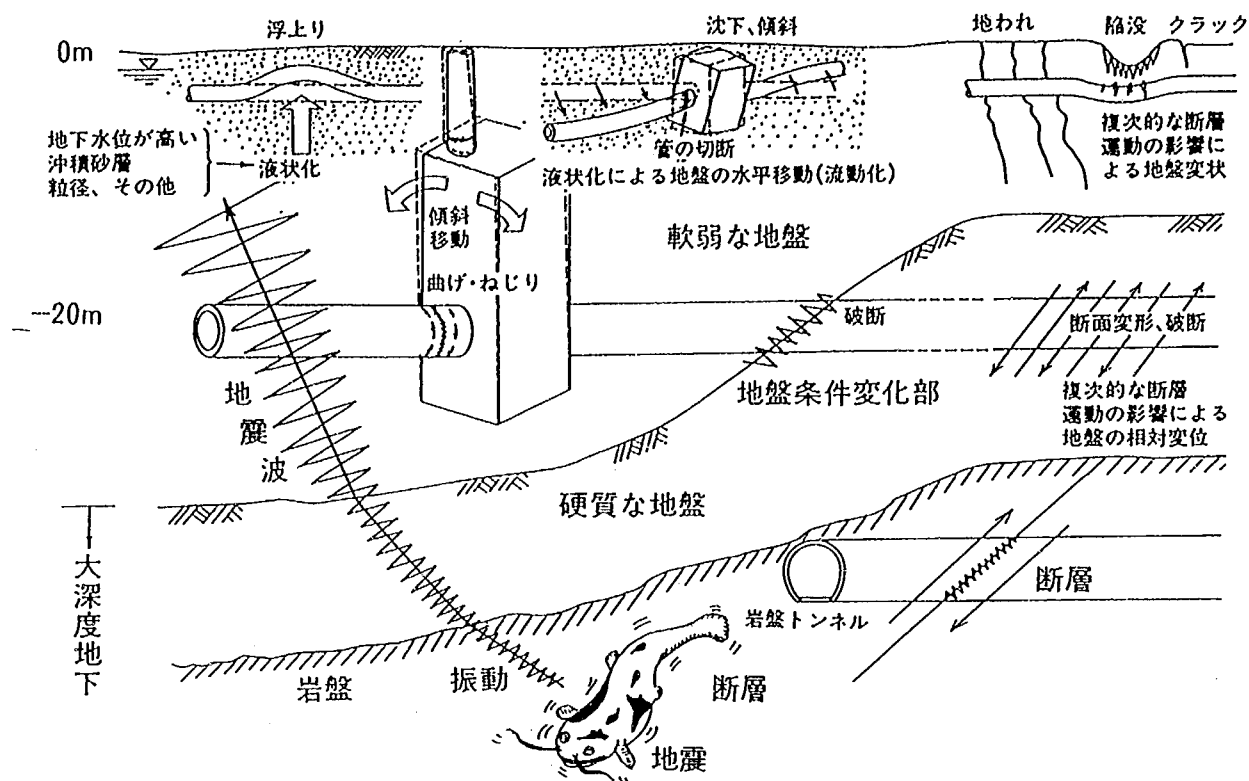


図1 既往の地震による地下構造物の被害

表1 形状および寸法による地下施設の区分

形 状	小 規 模	大 規 模
パイプ状地下施設	上下水道、ガス導管、キャブ、石油パイプライン	地下道路、地下鉄道、地下鉄、共同溝
柱状地下施設	マンホール	立坑、地下サイロ、地下LNGタンク
板状地下施設		地下駐車場、地下備蓄庫、地下下水処理場、地下野水池
ブロック状地下施設	地下ガソリンタンク、地下防火水槽、地下ロッカー	地下発・変電所、地下シェルター、地下ホール、地下駅舎
複合地下施設	上記の組合せ	上記の組合せ

表2 耐震設計上主として考慮すべき地震の影響

地下施設の形状	小 規 模	大 規 模
パイプ状地下施設	地盤変位の影響（特に液状化に伴う地盤の流動化）、連続している場合には、水平面内における地震動の箇所別の変化の影響	水平面内における地震動（構造物の軸に沿う方向）の箇所別の変化の影響（地形・地盤条件の変化部）
柱状地下施設	地盤変位の影響、鉛直面内における地盤のせん断振動の影響	鉛直面内における地盤のせん断振動の影響
板状地下施設	地盤変位の影響、連続している場合には、水平面内における地震動の箇所別の変化の影響	水平面内（構造物の軸及び軸に直角方向）における地震動の箇所別の変化の影響
ブロック状地下施設	同 上	水平面内及び鉛直面内における地盤振動
複合地下施設	同 上 異種構造物間の相対振動	3次元的地盤振動の影響 異種構造物間の相対振動

表3 シールドトンネル内地震体験者ヒアリング調査結果

調査番号	氏名	体験地	トンネルの状況					揺れの感じ	トンネルの挙動	体験場所	調査結果
			外径	内径	用途	二次工	工事過程				
1	協和建設 牧野(通)	宮城県沖	3.7	650 ST	電話	なし	飛道立坑施工完了	初めに尻もちをつく程度の揺れが1回。続いて大きな揺れ。揺れ始め時には「わ」が乾くような音がした。	揺れに伴い、立坑の切羽が交差するように大きく動いた。「わ」の架台(100t)が10cm動き、仮設材の閉止めが全て割れ落ちた。出水はなし。	立坑中	マシン解体準備 地上に出た
2	協和建設 牧野	千葉県東方沖	4.5	398 一部ST	電話	なし	地下鉄の30m手前を掘進中	初めに揺れを感じて「わ」につかまる。あとは方向はわからないが、10秒揺れ続いた。	揺れに伴い、「わ」が上下に動いた。漏水及び出水はなし。	切羽付近	
3	利通建設 西木	千葉県東方沖	2.28	1442 ST	下水道	あり	坑内掘進中	坑内では立ていらる程度の揺れで揺れは感じない。地上では側で「わ」を打っているような揺れを感じた。10秒揺れ続いた。	坑内では「わ」が左右に蛇行して見えた。RC「わ」部では、既に止水を終えていた目地の全てに「わ」が生じた。ST「わ」部目地には異常はなし。	地上 (坑内奥の目地)	
4	西松建設 中山	八丈島近海	2.55	1020 ST	下水道	なし	掘進中200m	「わ」の気泡及び「わ」内の「わ」の揺れから地震とわかった。揺れはほとんど感じなかった。	作業を終えていたため、「わ」がきしむ音がわかった。音は10秒揺れ続いた。	坑内	掘進中
5	閉鎖 佐藤	千葉県東方沖	3.05	1400 RC ST	下水道	あり	一次掘進完了、二次掘進500m	電気台車から揺れに動き、トータルに「わ」がみこんだ。左右に10~10cm程度の揺れのように感じた。揺れは10秒揺れ続いた。	「わ」は蛇行するのではなく、左右に全体が動いていた。漏水及び出水等異常はなし。	坑内	「わ」移動中
6	大林組 山口	伊豆大島近海	3.35	731 ST	上水道	なし	掘進中	左右上下に波を打つような揺れを感じて、「わ」にしがみついた。上下の方が強く感じた。	速くの方が、かなり長い間揺れ続いた。漏水、出水はなかったが、これは地震条件が良かったためと思われる。	坑内	掘進中 10分経たず 地上に出た
7	閉鎖 岡田	宮城県沖	2.95	990 RC	下水道	あり	一次掘進完了、二次掘進打設中	急に型枠が揺れて、型枠にしがみついた。「わ」内の電線の揺れ方の違いから、蛇行しているような感じを受けた。	「わ」の割割の「わ」部から交互に出水した。10秒揺れの周期で5~6回程度。地上では、門型「わ」の暴走、東北自動車道で「わ」と盛土の段差、新針線が歪み等が生じた。	坑内	二次掘進打設中
8	飛鳥建設 竹沢	千葉県東方沖	10.4	1053 RC ST	地下鉄	あり	一次掘進完了、二次掘進500m	方向はわからないが、急に激しい揺れを感じてすりにつかまった。激しい揺れは10秒揺れ続いた。	「わ」が全体に動いて下の部分が壊れた。到達部の止水面所で出水が生じた。二次掘進の一部に「わ」内四方向の「わ」が発生(地震の影響か否かは不明)。	坑内	二次掘進打設中
9	日本国土 開発 石田	千葉県東方沖	3.35	944 RC ST	下水道	なし	掘進中100m	初めに強く小刻みに、続いてゆっくりと揺れを感じた。立っていられなくてすりにつかまった。	「わ」は全体に左右に揺れた。「わ」部及び「わ」部の間が何箇所か壊れた。	坑内	坑口から100m
10	フジ 工業 森	日本海中部	2.35	660 ST	下水道	なし	一次掘進完了、二次掘進未着手	初めに強い揺れ。切羽が揺れたので地震とわかった。地上に出るために作業通路を上げるのが困難な状況。揺れは1分ほど続いた。	方向はわからないが、「わ」が波うっていた。それまで漏水があった箇所では止まり、なかった箇所に漏水が生じた。地上では「わ」と平行して地割れが生じた。	切羽	マシン解体中
11	フジ 工業 岡部	千葉県東方沖	2.35	780 ST	下水道	あり	一次掘進完了、二次掘進180m	激しい揺れを感じた。「わ」部から激しく水がこぼれた。門型「わ」が転倒する危険を感じた。	二次掘進の打設時の中央に「わ」内四方向の大きな「わ」が生じた(箇所)。止水材が何箇所か剥離して漏水が生じた。	立坑上	立坑内配管作業中
12	日本通商 建設 岩沢	千葉県東方沖	3.15	1540 RC	電話	なし	掘進中450m	急に左右の揺れを感じて歩いていられなくなった。坑内の電線、看板が揺れたので地震とわかった。揺れはほとんど感じなかった。強い揺れは10秒揺れ続いた。	異常は特になし。	坑内	切羽に接近中

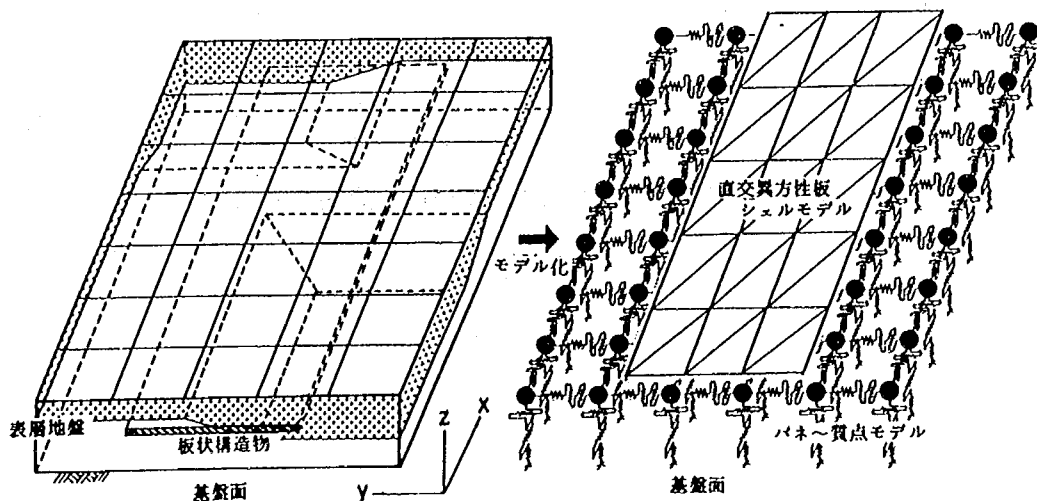


図2 板状地下構造物の地震応答解析モデル

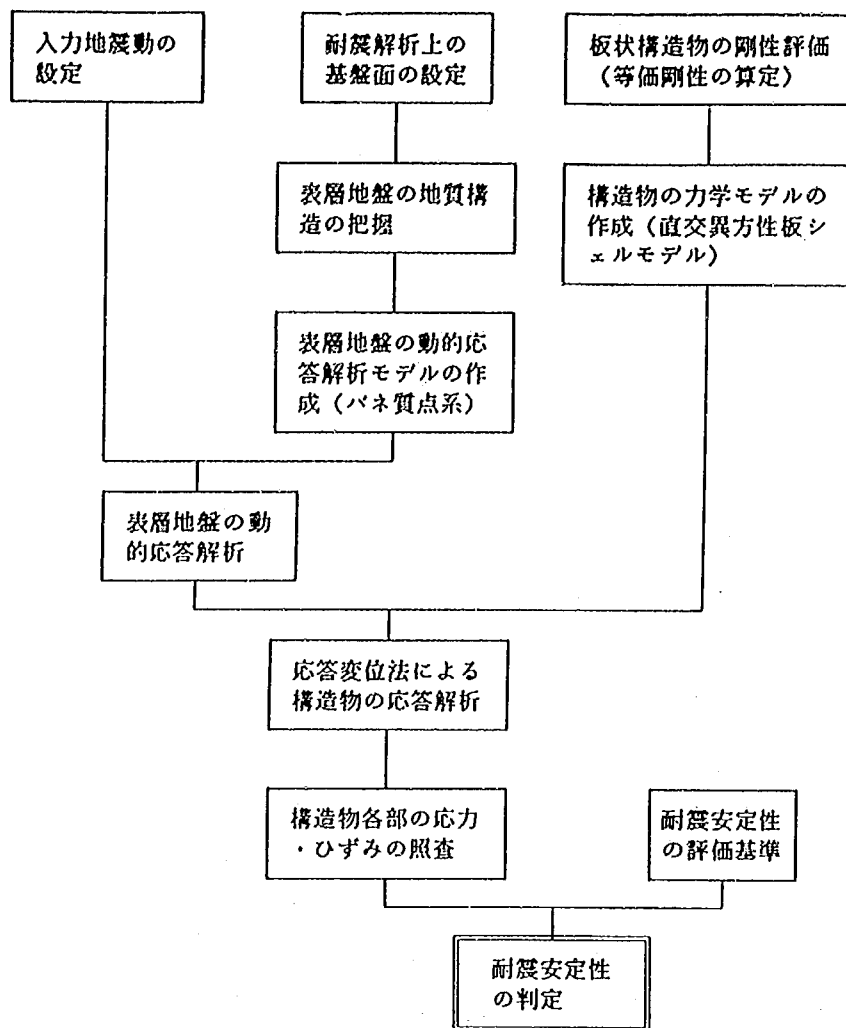


図3 板状地下構造物の地震応答解析のフロー

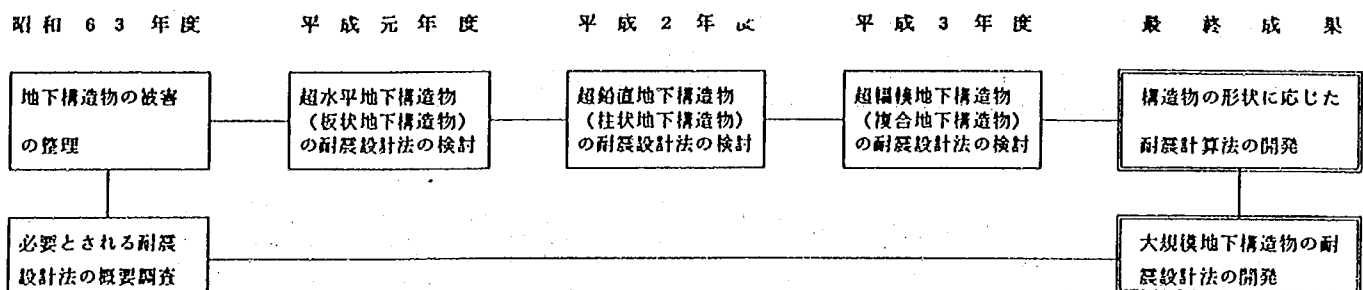


図4 地下構造物の耐震設計法の研究開発計画

4. 震災復旧計画作成支援システムの開発 (建設技術研究開発費(総プロ))

地震防災部 部長 上田 治
耐震研究室 室長 川島一彦
研究員 運上茂樹
研究員 杉田秀樹
加納尚史
飯田寛之

1. まえがき

大規模な地震発生した場合には、被害の拡大防止、二次災害の防止、あるいは被災した施設の復旧対策等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きわめて重要である。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、円滑な復旧に役立たせることが必要である。

2. 研究目的

本研究においては、被災情報を速やかに収集し、大量の情報を系統的に分析し、施設管理者が災害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する。

3. 研究方法

本研究は、(財)国土開発技術研究センターに委託し、同センター内に設けられた「災害復旧情報システム開発委員会」(梅村魁委員長)及びこの委員会のもとに設置された「復旧計画作成支援システム開発委員会」(久保慶三郎委員長)、さらにその下に設けられた「震災復旧計画作成支援システムの開発分科会」(栗林栄一分科会長)で研究計画、研究成果の検討を行いつつ、以下の項目について検討した。

3. 1 ヘリコプターによる模擬地震被害調査

道路及び河川の施設に模擬的に地震被害を設け、これが上空からどのように認識できるかを建設省ヘリコプター”あおぞら号”によって昼及び夜間の両方につき調査しその結果をもとに上空からの被害調査方法について検討した。

3. 2 震災復旧情報解析システム

震災復旧活動を支援する情報解析システムの開発にあたり、本年度はその基本構成を検討した。

3. 3 上空からの震災情報の収集・伝達・分析マニュアル目次(案)

地震被害が発生した際のヘリコプターを用いた上空からの迅速かつ正確な情報収集手法及び、情報解析のイメージを明らかにするためにその目次(案)の検討を行った。

4. 研究結果

4. 1 ヘリコプターによる模擬地震被害調査

本調査では、”あおぞら号”搭載の防振機能付テレビカメラ(焦点距離12.5mm~500mm)及び夜間に有効な赤外線カメラを使用し、映像はビデオ装置で録画した。また持ち帰ったビデオ映像の再生画像による被害の発見、被害状況の把握の実用性を検討した。

模擬被害は、河川施設は関東地方建設局下館工事事務所管内の小貝川に樋門、堤体、堰等18箇所、道路施設は同局千葉国道工事事務所管内の国道16号線の高架橋、路面、盛土等34箇所にコンクリート構造物には5cm程度のクラックを粘土や布・テープで、鋼製の構造物の座屈をペンキ、絵の具等で、盛土や堤体のクラックを幅10cm、深さ20cm程度のVカットに掘ることでもた噴砂は砂を盛ることによってそれぞれを表現した。

調査飛行は11月25日（晴れ）の昼間及び夜間に分けて行った。飛行方法として高速（130km/h）、低速（60km/h）の2段階に分け、旋回、ホバリング等を含む精査飛行も行った。この時撮影したビデオ映像記録を国道16線の映像は道路担当者に、小貝川の映像は河川担当者にってもらい被害調査を行ってビデオ映像や伝送画像による被害の発見、被害状況の把握の実用性を検討した。ビデオ映像の再生を①高速飛行②低速飛行③低速飛行（ポーズ、巻戻し可）④精査飛行の順に行いその結果は、被害位置及び被害箇所の把握状況を2項目について分類し図-1に示す。

以上の模擬地震被害調査の結果及び今後の検討課題をまとめると次のようになる。

- 1) 昼間調査については、防振機能のあるテレビカメラを用いれば、橋脚、水門等のクラック程度まではしっかりと把握することができる。（写真-1及び2）
- 2) 道路では、建物の陰となって目標施設が見えなかったりするため、撮影角度、したがって、飛行コースの選定は重要である。また、太陽光線、風向き（ヘリコプターは追風での低速飛行が難しい）等により撮影方向を変えたりする必要がある。このような飛行方法や撮影方法については細かく検討する必要がある。
- 3) 飛行位置や構造物の識別は、昼間であれば現状でも現場に精通した担当者がいればよくわかる。
- 4) 夜間調査については、赤外線カメラを用いれば、写真-3及び4のように見えるため大きな構造物の大被害はもちろんのこと、堤体のクラック等その幅がある程度大きければ（幅10cm以上）十分把握することができる。
- 5) 夜間については、周囲の状況が把握できないため、どこを飛行しているか、また、どこを撮影しているかがよくわからない場合が多い。このため、熟練と同時に各種のノウハウを蓄積していく必要がある。
- 6) 機内は騒音・振動がひどく非常に疲労が激しい。普段からヘリコプターに乗り慣れる等の熟練が必要であると同時に乗員の交代などの支援体制を確立する必要がある。
- 7) パイロットやテレビカメラのオペレーター指示を出しながら、飛行位置及び構造物を識別し、地図と照らし合わせ、同時にモニターテレビを見て、ノートに記録することはとても1人ではできない。したがって、少なくとも以下の3人がチームを組み、十分なチームプレイで調査にあたる必要がある。
 - ① 位置・施設に精通している担当者
 - ② ビデオで被害をチェックする担当者
 - ③ 地図を見ながら、メモに記入する担当者

4. 2 震災復旧情報解析システム

震災復旧情報解析システムの全体構成を図-2に示す。本システムを構築する際基本的な条件として、以下のものを考えた。

- 1) 上級管理者から末端の管理者までが同一の情報を共有できること。
- 2) 大量の情報を更新機能を保ちつつ集計・分析・表示できること。

- 3) 震災復旧予測に対するシュミレーション機能を有していること。
- 4) 震災後の時間区分に応じて必要な精度で情報提供できること。
- 5) 管理区間以外の震災・復旧情報も提供できること。

また、本システムは、以下の2つのシステムから構成される。

(A) 震災復旧情報の表示分析システム

表示分析システムは、道路施設、河川施設、その他関連施設の震災情報、および復旧開始後の復旧情報を入力し、これらの震災情報・復旧情報を整理・集計するとともに、整理収集結果を震災復旧に使いやすいように加工してディスプレイ上に図化出力するものである。おおよそのイメージは以下のようなものである。

- 1) 地建本省、事務所、出張所にディスプレイと入出力用の端末を備える。これにより同一の情報を共有できるようにする必要がある。
- 2) 震災および震災復旧情報を入力・分析・表示する前提となる基本情報はあらかじめ入力しておく必要がある。
- 3) 被害の有無およびその状況は、一定のフォーマットに従いシステム的に入力し、またその更新もできるようにする必要がある。入力、または、更新した情報については、その時間、情報としての信頼度とともに入力担当者が誰であるかも明かにしておく必要がある。これにより誤情報の消去が速やかに行えるようにする。
- 4) システムの一部が作動しなくても、残りの機能には影響を与えないシステムである必要がある。これを具体的にシステムフローの形で示すと図-3の通りとなる

(B) 震災復旧過程予測システム

復旧過程予測システムは当該時点までに収集された震災情報を基本に、これにある対策を加えることによる効果（目的関数）を各種制約条件のもとでシミュレートするシステムである。対策を講じることによる効果および制約条件としては、以下の項目が挙げられる。

- 1) 対策を講じることによる効果（目的関数）
 - a) 復旧日数の減少
 - b) 施設の機能回復度合の向上
 - c) 必要な復旧資機材量、人員の減少
 - d) 孤立地区解消に要する日数の減少
- 2) 制約条件
 - a) 復旧資機材、人員
 - b) 特別な条件等から要請される復旧を完了すべき日時
 - c) 気象条件
 - d) 優先復旧区間、優先復旧施設
 - e) 孤立地区の解消

本システムのフローを示すと図-4の通りである。

4.3 上空からの震災情報の収集・伝達・分析マニュアル目次（案）の検討

本研究のイメージを検討するためにヘリコプターを利用した上空からの情報の収集・伝達・分析方法についてその利用方法及び実例を中心としたマニュアル（案）の構成を検討した。目次（案）は以下の通りである。

1) 目 的

- 2) 地震発生時に収集すべき情報
- 3) 上空からの震災情報の収集方法
- 4) 地上からの震災情報の収集方法
- 5) 震災復旧情報の表示分析システム
- 6) 震災復旧過程予測システム
- 7) 震災復旧計画作成支援システム

5. 今後の検討課題

今年度の研究成果をもとに以下の事項について調査研究を行う必要がある。

- 1) 震災・復旧情報の収集方法の検討
 - ① ヘリからの震災・復旧情報の収集方法の検討
 - a) ビデオを用いた被災程度の計測技術の検討
 - b) 赤外線カメラ、インフラビジョン等新技术の適用性の検討
 - ② 地上調査による震災・復旧情報の収集方法の検討
 - a) 関連施設の被害把握の検討
 - ③ 震災・復旧情報の伝達・表示に関する検討
 - a) 伝達方法、伝達フォーマット、表示項目の検討
- 2) 震災・復旧情報の分析システムの検討
 - ① 震後の機能回復評価方法の検討
 - a) 被災規模、資機材量等からみた復旧見通しの検討
 - ② 復旧優先箇所の選定法の検討
- 3) 上空からの震災情報収集・伝達・分析マニュアル(案)の検討

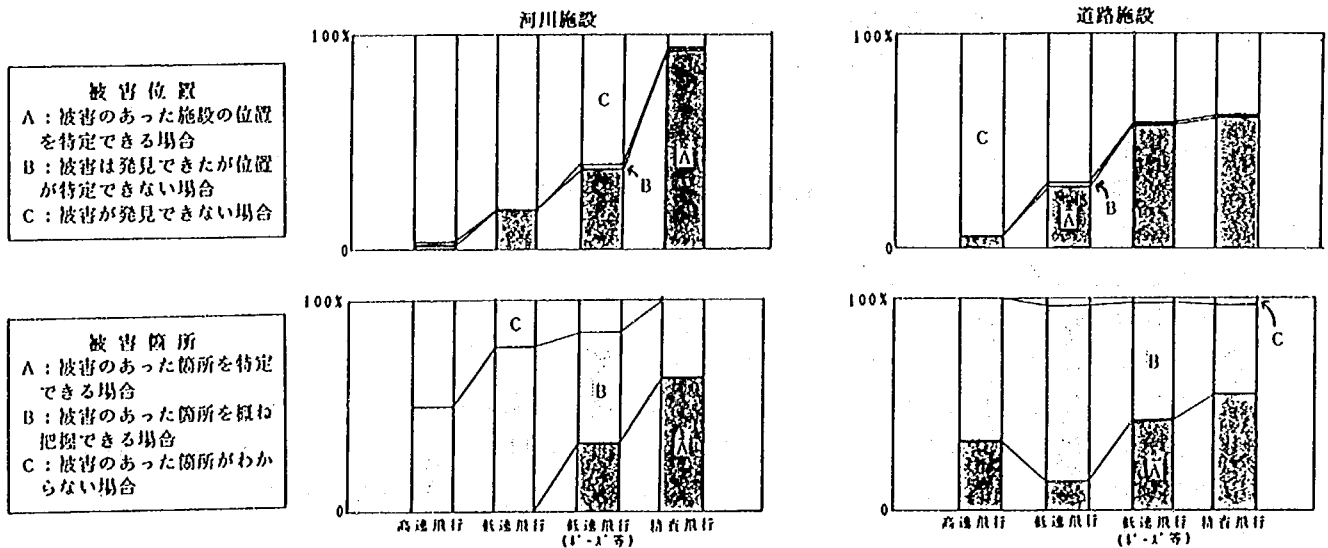


図-1 ビデオ映像による模擬被害調査結果



写真-1 上空300mから撮影した橋脚クラック
(模擬被害は幅5cmのビニールテープで表現)

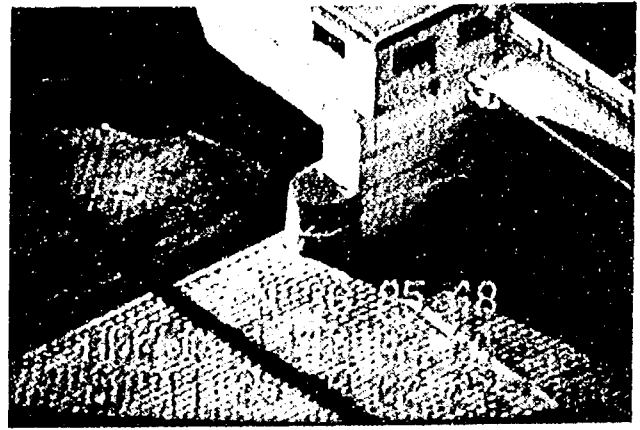


写真-2 上空300mから撮影した水門のクラック
(模擬被害は幅5cmの紙粘土で表現)



写真-3 赤外線カメラでみた橋脚の映像
(写真左側で拡幅工事を行っている)

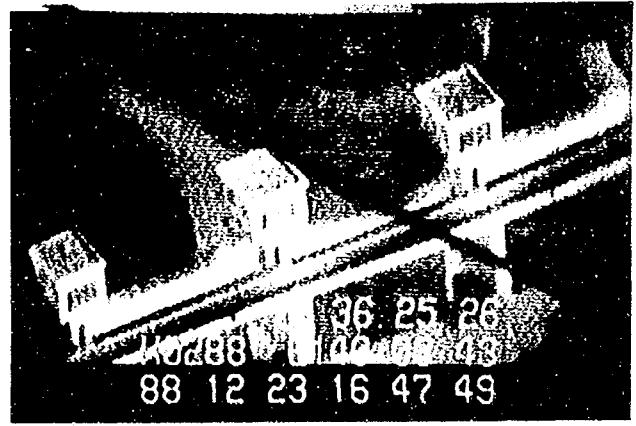


写真-4 赤外線カメラでみた水門の映像

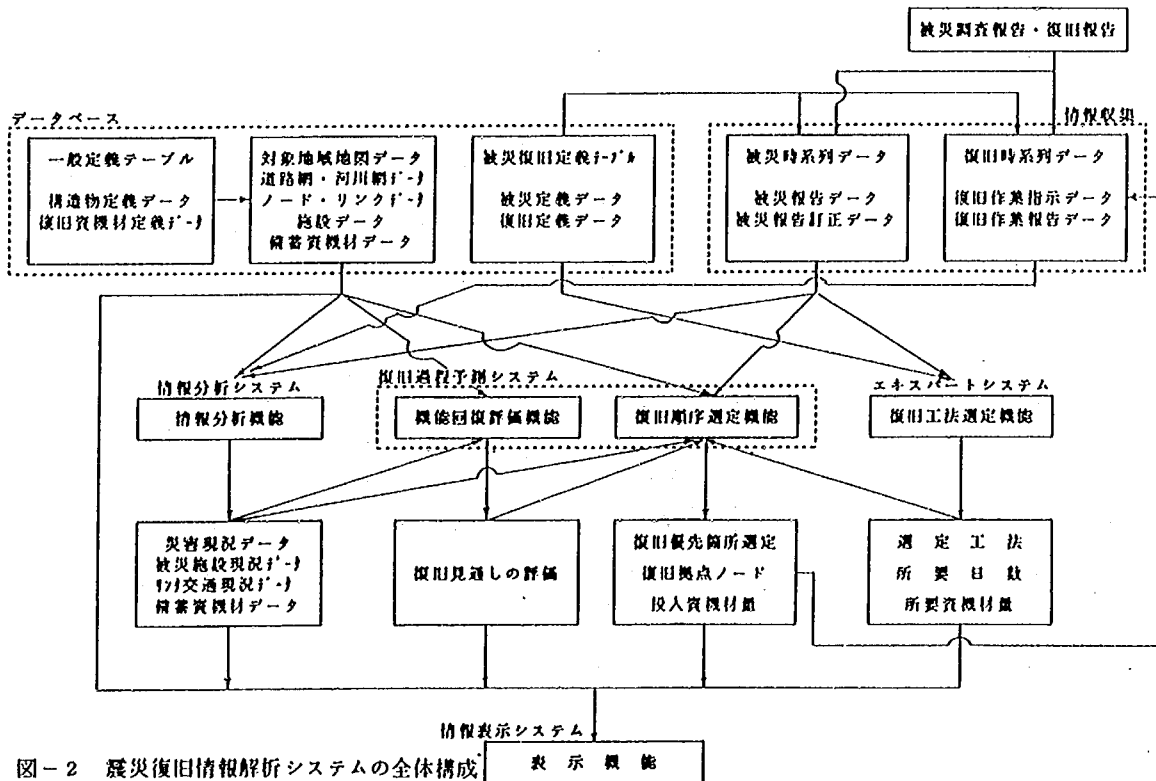


図-2 震災復旧情報解析システムの全体構成

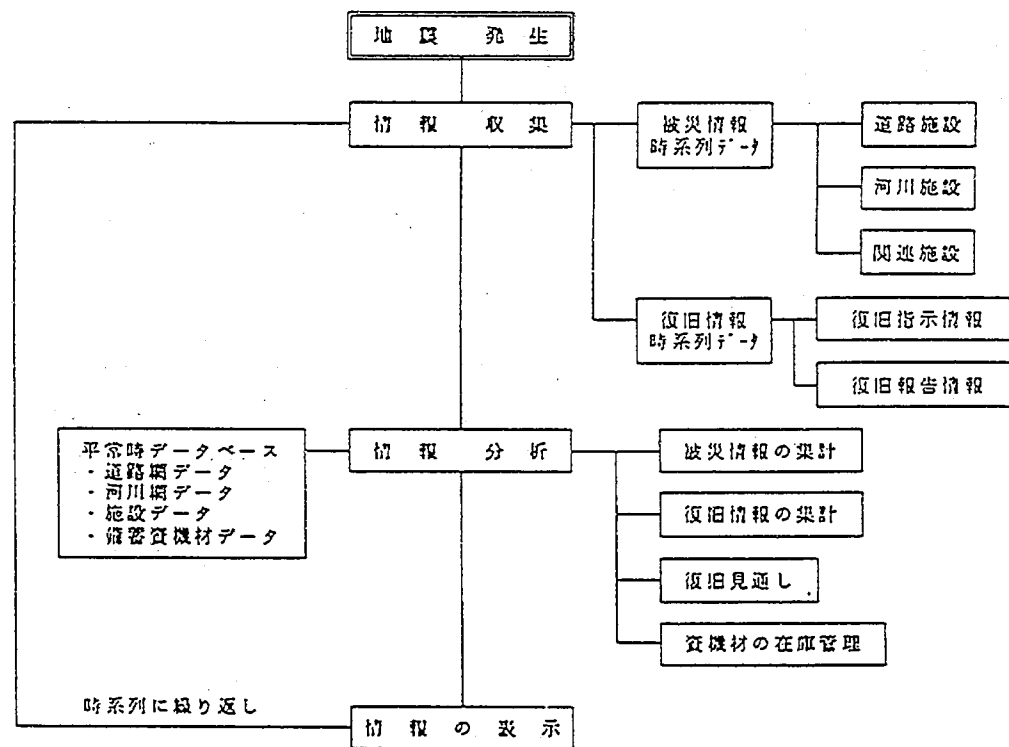


図-3 震災復旧情報の表示・分析システムのフロー

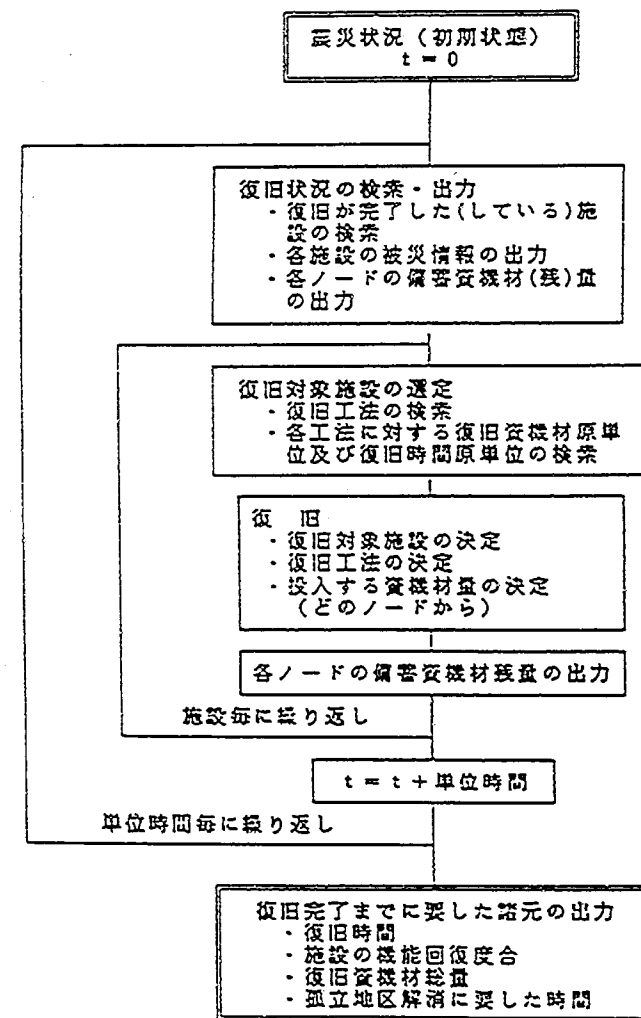


図-4 震災復旧過程予測システムのフロー

5. 下水道施設の耐震性に関する調査 (下水道事業調査費)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
加納 尚史

1. まえがき

下水道施設は1923年関東地震、1964年新潟地震、1978年宮城県沖地震、1983年日本海中部地震などの主要な地震のたびに被害を受けており、これらに対する有効な耐震化対策が必要とされている。本調査は、下水道施設のうち管渠、マンホール、沈澱池、大断面管渠などの地中構造物の耐震設計法を開発することを目的として、昭和60年度から検討を開始したものである。

本年度は、昭和61年度に提案した下水道管路耐震計算法(案)に基づいて、離脱防止性能を有する下水道管渠継手及びマンホールと管渠の取合い部の試設計を行った。また、平面的に曲率を有するシールド管渠の地震時断面力を動的解析により検討した。

2. 調査目的

下水道施設の耐震性向上を図るためには、耐震上問題となる要因をあらかじめ把握し、所要の対策を講じる必要がある。本調査は、地震時における下水道施設の挙動を把握し、合理的な耐震計算法の開発を図るとともに、下水道施設の耐震化対策を検討することを目的とする。

3. 調査方法

3. 1 ヒューム管継手部およびマンホール取付部の耐震構造の検討

地震による下水道管渠継手部およびマンホールと管渠の取付部の被害形態に関する検討結果を基に、管渠継手部では抜け出しに、またマンホール取付部では取付管とマンホールとの相対変位に、それぞれ対応できる構造を試設計するものである。

3. 2 曲がり部のあるシールドトンネルの地震時断面力の検討

曲がり部のあるシールドトンネルでは大きな地震時断面力が生じる可能性があることから、地震応答解析により、地震の入射角を変化させてケーススタディー的に検討した。

4. 調査結果

4. 1 ヒューム管継手部およびマンホール取付部の耐震構造の検討

(1) 耐震構造の基本方針

写真1～3は、昭和58年日本海中部地震による管渠継手部およびマンホール取付部の代表的な被害事例を示したものである。また図1は、日本海中部地震による能代市におけるヒューム管の被害状況を示したものである。図1からわかるように、管渠被害は継手部に集中しており、その被害形態は、写真1に示したような継手部の目地はなれに代表される。継手部では過度の目地はなれを防止する機能が無いために、写真1のような被害が発生した。また、地盤の圧縮ひずみにより管体に圧縮力が発生し、その端部のマンホールとの取付部において、写真2に示すような管渠のマンホール内への突出

被害が発生した。この突出は、管渠同志が連結されていないため、マンホールの外側に引き戻されることがなく、逆に地震動のくり返しにより累積していくものと思われる。一方、管体への被害は、図2に示すように、マンホールへの取付管に多く発生しており、写真3のように、振動特性の違う取付管とマンホールとを剛結していたために、この箇所では被害が多く発生した。

ここでは、これらの被害を軽減することを目的として、管渠継手部の離脱防止構造の試設計およびマンホールと管渠の取付部の可撓性継手構造の試設計を行うこととした。

(2) 管渠継手部の離脱防止性能の試設計

試設計の対象とした管渠は、 $\phi 250$ および $\phi 1000$ のB形ヒューム管と $\phi 2000$ のNC形ヒューム管である。これら現行のヒューム管に対して、昭和61年度に提案した下水道管渠の耐震計算法で定義した、継手伸縮性能（可能抜け出し量）および離脱防止性能のランクを求め、離脱防止装置の具備すべき目標値を設定する。この目標値に適應する離脱防止装置の試設計を行い、そのコストを算定する。

また、上記のヒューム管にとらわれない形状として、 $\phi 250$ の管渠を対象とした離脱防止装置の試設計を行うこととする。

表1および2に継手の伸縮性能と離脱防止性能の評価基準および組合せマトリックスを示す。また、図3は継手部の伸縮性能と離脱防止性能との限界曲線を示したものである。これらの図表から、対象とした各ヒューム管に設置すべき離脱防止装置の性能のランクを求めると表3のようになる。これによると、B形 $\phi 250$ のヒューム管のみ管本体の引張強度が低いため、表2に示した組合せをクリアできない。このような場合には管本体の引張強度を増加させたうえで離脱防止装置を設けるのがよいが、ここでは表3に示した目標値に沿って離脱防止装置の試設計を行うこととする。

図4に各ヒューム管および現行のヒューム管にとらわれない管に対して試設計された離脱防止装置を示す。また表4は、これらの離脱防止装置に対して、耐久性、施工性、製作費用等について評価した結果をまとめたものである。

現行のヒューム管に取り付ける離脱防止装置は、基本的に緊結プレートとインサートおよびボルトから成っており、径によって異なるが1つの継手部に2～6個設置することとした。緊結プレートの片側のボルト孔は管軸方向に長く、過度の抜け出しに対してはこのボルト孔端部にボルトがぶつかることにより抵抗する構造となっている。なお、 $\phi 250$ のヒューム管は管本体の肉厚が少なく、インサートの根入れが浅いため、インサートの引き抜けを防止する観点から鋼板にインサートを溶接し、この鋼板を管本体に埋込む構造とした。

現行のヒューム管にとらわれない管としては、まず $\phi 250$ の管の継手部の伸縮性能を表1のE-1ランクにするため、図4に示すようにポリプロピレン樹脂製のソケットを設置し、そのうえで離脱防止装置を設置することとした。離脱防止装置は前述のヒューム管に対して設置したものと同様である。

製作費用は表4に示すとおりである。これによると $\phi 1000$ および $\phi 2000$ のヒューム管に設置する離脱防止装置は、管本体の価格の3～5%程度の費用で製作できる。これに対して、 $\phi 250$ のヒューム管および現行のヒューム管にとらわれない管では、離脱防止装置の製作費用は管本体価格の、それぞれ、92%および162%に達してしまう。これは、 $\phi 250$ のヒューム管の価格が安い（5000～7000円程度）ことに加え、管本体の肉厚が不足しているために用いる埋込み鋼板のコストが高いためであり、この点を解消すれば十分実用可能であると考えられる。

(3) マンホールと管渠の取付部の耐震構造の試設計

試設計の対象としたマンホールは、1号および3号マンホールの2種類である。取付管としては、1号マンホールに対しては $\phi 250$ のB形ヒューム管を、また3号マンホールに対しては $\phi 600$ のb形ヒ

ューム管を、それぞれ設定した。取付管の伸縮性能（マンホール内への突き出し量）としては30cmとし、管渠がマンホール外に抜け出さないように離脱防止装置を設置することとした。可撓角としては2°および4°まで対応できるような構造とすることとした。試設計に当たっては、現在市販されているマンホールジョイントを用いる方法と、マンホールジョイントを用いない方法とのそれぞれにつき、検討することとした。

図5に試設計したマンホールと管の取付部の耐震構造を示す。また表5はこれらの取付部の耐震構造に対して、耐久性、施工性、製作費用などについて評価した結果をまとめたものである。

市販のマンホールジョイントを使用した取付部の耐震構造は、離脱防止装置の設置が問題となるが、ここでは図5に示すように、1号マンホールの場合には取付管に設置された支持バンドがマンホールに取り付けられた支持パイプの突起にぶつかることにより、また、3号マンホールの場合にはマンホールに取り付けられた支持パイプと取付管に巻き付けられた支持バンドとを結ぶボルトが抵抗することにより、それぞれ抜け出しに対応することとした。

市販のマンホールジョイントを使用しない場合の取付部の耐震構造としては、曲げに対して可撓性を有するパイプを用い、このパイプにさや管をかぶせ、さや管内で管渠の伸縮に対応させる構造とした。離脱防止装置は、前述の3号マンホールに用いたものと同様である。

製作費用は表5に示すとおりであるが、マンホール1箇所当りの部材・施工費に対する比を示すと、マンホールジョイントを使用した場合は6～7%、可撓性パイプを使用した場合は18%程度の額となる。

（4） まとめ

過去の下水道管渠の地震被害のうち、多く被害の発生している管渠継手部およびマンホールと管渠の取付部に着目し、これらの部分の耐震化対策として離脱防止装置を試設計し、耐久性、施工性および製作費用に対して評価を加えた。その結果、比較的安価な離脱防止装置の試設計が可能であったが、小口径管（ $\phi 250$ ）では管本体の価格に対して高価となったため、今後小口径管継手部の安価な離脱防止装置の試設計を行う必要がある。

4. 2 曲がり部のあるシールドトンネルの地震時断面力の検討

（1） 解析方針

近年、シールドトンネル掘進技術の進展により、都市内の軟弱地盤中において非常に小さな曲率半径（ $R=15\sim50$ m程度）でカーブするシールドトンネルの施工が可能となり、下水道事業においても広く用いられている。しかしながら、過去の震害事例をみると、ガスや水道等の連続した小口径管路の曲がり部で被害が多く発生しており、このことから考えると、曲がり部のあるシールドトンネルは、耐震性に関して特段の注意が必要であると考えられる。このため、本年度は、Y市における実際の建設例を参考として、これを単純化した断面について、動的解析により曲がり部のあるシールドトンネルに生じる地震時断面力をケーススタディー的に検討することとした。

（2） 解析対象トンネル及び解析モデル

図6に解析対象とするシールドトンネルおよび表層地盤を示す。外径3.8 mの標準RCセグメントであり、二次覆工は無筋コンクリートである。なお図7には、比較のために動的解析を行った直線シールドトンネルを点線で示している。表層地盤は、実際の建設例を参考として、これを簡略化したものであり、6%の基盤傾斜区間を有するN値5、 $V_s=140$ m/sの砂質土とした。

シールドトンネルはリング継手の剛性を考慮した全断面有効のはりとして、直線部は20 m毎の直

線はり要素に、曲がり部は中心角 15° の曲がりはり要素に、それぞれモデル化した。また、地盤は、図7に示すような多質点のばね〜マス系にモデル化した。

解析ケースは、加振方向を 0° から 90° まで 15° づつ変えた7ケースと、直線トンネルに対する軸方向加振(0°)と軸直角方向加振(90°)の2ケースとした。入力地振動としてはL2を用いた。

(3) 解析結果

図8に直線トンネル位置の地盤の軸方向変位と軸直角方向変位の最大値分布を示す。軸方向変位と軸直角方向変位は、いずれも傾斜区間とGL-29.5mの平坦区間の境界付近で最大となっており、軸方向変位の最大値は加振方向 0° のとき6.63cm、軸直角方向変位の最大値は加振方向 90° のとき6.55cmであった。

図9にシールドトンネルの軸力および曲げモーメントの最大値の分布を示す。曲がり部の軸力は加振方向 15° の時に発生しており、1229tfであった。この値は、直線トンネルの軸方向加振時の最大軸力2038tfに比べ、60%程度の値に減少している。これに対して、曲がり部の曲げモーメントは、直線トンネルに比べて大きくなり、最大値409tf・mは、軸力の最大値と同じく加振方向 15° の時に発生した。この値は、直線トンネルの軸直角方向加振時の最大値248tf・mの約1.8倍に相当する。

上述の最大軸力および最大曲げモーメントによる曲がり部におけるシールドトンネルの引張応力は、それぞれ 28.8kg/cm^2 、 15.5kg/cm^2 となり、引張応力の合計値 44.3kg/cm^2 に対して二次覆工コンクリートは耐えられないため、一度引張クラックが生じると、セグメントおよびリング継手に生じる応力は大幅に増加すると考えられる。したがって、曲がり部のシールドトンネルでは、リング継手の金具面およびアンカー鉄筋の耐力が問題となろう。

(4) まとめ

直径3.8mの曲がり部のあるシールドトンネルに生じる地震時断面力を動的応答解析により検討した結果、直線状のトンネルに比較して、曲がり部では大きな曲げモーメントが発生することがわかった。これはシールドトンネルの二次覆工が無筋であれば、引張により二次覆工にクラックが生じる程度の応力度である。したがって、こうした場合には、二次覆工に対する配筋が必要とされよう。

5. 今後の課題

次年度以降、以下の項目に対する耐震性の検討を実施することが必要である。

- 1) シールド管渠と構造物との接続部に着目して、地震応答解析により耐震性を検討する。
- 2) 鋼製シールドセグメントの部分供試体を用いて、動的載荷実験により軸方向の変形・破壊特性を検討する。
- 3) 本課題5か年の研究成果の取りまとめ

<参考文献>

- 1) 川島、大日方、加納：日本海中部地震による下水道管渠の被害の解析、下水道協会誌、Vol. 23, No. 271、昭和61年12月
- 2) 川島、杉田、加納、岡本：曲がり部のあるシールドトンネルの動的応答解析、第44回土木学会年次学術講演会概要集、平成元年10月



写真1 管継手部の目地はなれ被害
(ゴム輪の離脱、周辺砂の流入)

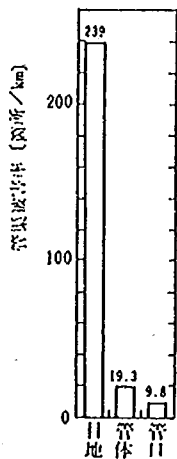


図1 日本海中部地震による
ヒューム管の被害状況
(能代市)

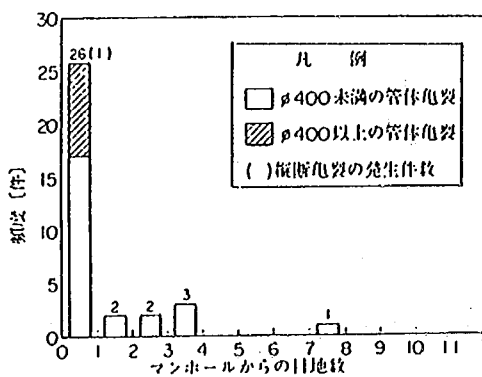


図2 マンホールを起点とした管体被害の
発生位置 (能代市、ヒューム管)

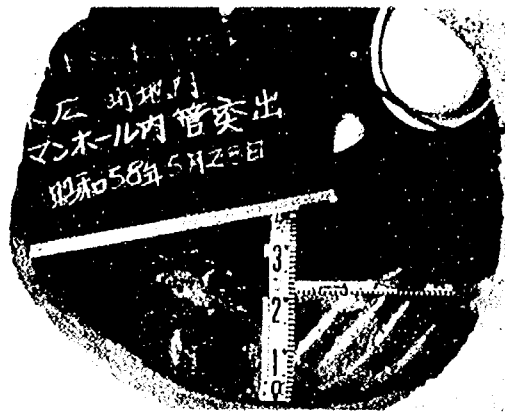


写真2 マンホール内への取付管の突出

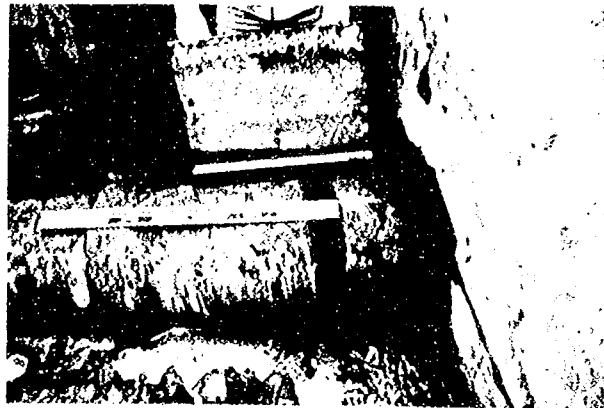


写真3 マンホール取付管の折損

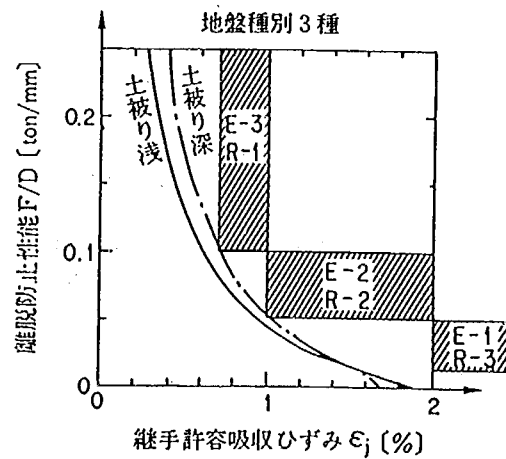


図3 管継手部の伸縮性能と離
脱防止性能との限界曲線

表1 継手の耐震性評価基準

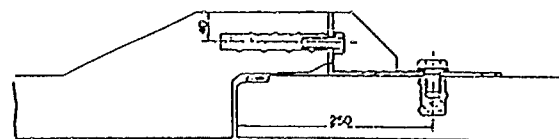
	区 分	性 能
伸 縮 性 能	E-1	0.02 ℓ mm以上
	E-2	0.01 ℓ ~ 0.02 ℓ mm未満
	E-3	0.007 ℓ ~ 0.01 ℓ mm未満
離脱防止性能	R-1	0.1 D以上
	R-2	0.05 D ~ 0.1 D未満
	R-3	0.01 D ~ 0.05 D未満

表2 継手部の伸縮性能と離脱防止性能との組合せマトリックス

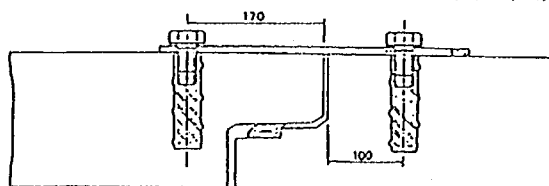
		伸 縮 性 能		
		E-3	E-2	E-1
離 止 脱 性 防 能	R-1	○	—	—
	R-2	—	○	—
	R-3	—	—	○

表3 現行のヒューム管に設置する離脱防止装置の性能

呼び径	伸縮性能 のランク	管本体の引張強度 から評価される離 脱防止性能のランク	図3の限界曲線 から求まる性能		目標値	
			伸縮量 (mm)	離脱防止 強度(tf)	伸縮量 (mm)	離脱防止 強度(tf)
$\phi 250$ (B形)	E-2	R-3	2.8	5	2.8	5
$\phi 1000$ (B形)	E-1	R-3	5.1	0	5.1	1.0
$\phi 2000$ (NC形)	E-1	R-3	4.5	0	4.5	2.0



(c) B形管、 $\phi 1000$ 、離脱防止装置6箇所

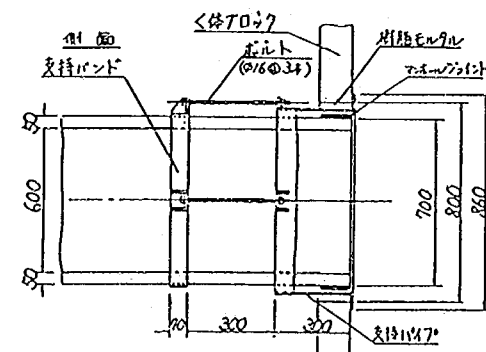


(d) NC形管、 $\phi 2000$ 、離脱防止装置6箇所



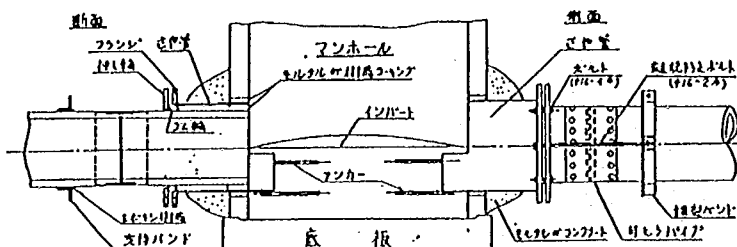
(e) JIS規格外の管、 $\phi 250$ 、離脱防止装置2箇所

図4 試設計した管継手部の離脱防止装置



(a) 1号マンホール、 $\phi 250$ 、可撓角2°

(b) 3号マンホール、 $\phi 600$ 、可撓角2°



(c) 1号マンホール、 $\phi 250$ 、可撓角4°

図5 試設計したマンホール取付部の耐震構造

表4 試設計した管継手部の離脱防止装置に対する評価

呼び径	種 類	伸縮性能	離脱防止強度	耐 久 性	施 工 性	製作費用 (材工共)
φ250	JIS A 5303 B形	E-1ランク (26mm)	R-3ランク(5.0tf) 離脱防止装置(緊結 プレート)2箇所。 円周に鋼板を埋込み インサートの引張耐 力を増した。	離脱防止装置金具の露出部 はすべて亜鉛メッキの防錆 処理をしている。 設計では錆しろ1mmを見て いるので、無処理で、例え ば0.02mm/年腐食するとす れば、30年間保持できる。	B形と接合まで同じである が、接合後、離脱防止装置 の設置があるので、接合歩 掛は30%増と考えられる。	埋込鋼板 (2箇所) 4,000円 インサート(D29×25 4本) 340円 ボルト (M20×20 4本) 160円 ワッシャ (M20 4枚) 50円 緊結プレート(2枚) 1,060円 計 5,610円 (対外圧管1種t ₁ -A管定価比 0.92)
	ポリプロピ レン製ソケ ット付ヒュ ーム管	E-1ランク (45mm)	R-3ランク(12.5tf) 離脱防止装置(緊結 プレート)2箇所。	離脱防止装置金具の露出部 は上記と同様に防錆処理を している。 ソケット部に用いたポリプ ロピレン樹脂は、微生物な どによる腐食に対して、い かなる環境下でも安全であ ることが確認されており、 耐久性は十分である。	ポリプロピレンソケットは B形に比して接合しやすい また、形状がスリムである ので、床掘りなどの必要が なく土工は低減される。 離脱防止装置の設置手間を 考えると、B形に比して接 合歩掛の10%増と推定され る。	埋込鋼板 (2箇所) 3,000円 インサート(D35×50 4本) 1,500円 インサート(D35×30 4本) 640円 ボルト (M24×30 4本) 250円 ワッシャ (M24 4枚) 70円 緊結プレート(2枚) 700円 ソケット増 (138kgf) 5,800円 計 11,960円 (対外圧管2種t ₁ -A管定価比 1.62)
φ1000	JIS A 5303 B形	E-1ランク (51mm)	R-3ランク(10tf) 離脱防止装置(緊結 プレート)4箇所。	離脱防止装置金具の露出部 は亜鉛メッキ防錆処理をし ている。 錆しろは1.1mmである。	B形と接合までは同じであ るが、離脱防止装置の設置 に手間がかかるので、接合 歩掛の10%増と推定される	インサート(D29×50 D29×100 8本) 1,120円 ボルト (M20×30 8本) 320円 ワッシャ (M20 8枚) 100円 緊結プレート(4枚) 2,400円 計 3,940円 (対外圧管1種t ₁ -A管定価比 0.05)
	JIS A 5303 B形	E-1ランク (51mm)	R-3ランク(10tf) ソケット部端面にイン サートを埋め込む ため上記呼び径1000 よりインサート径は 小さい。離脱防止装 置は6箇所となる。	同上	上記に比して離脱防止装置 の設置に手間がかかるので 接合歩掛の15%増と見込む	インサート(D22×135 D29×50 12本) 1,470円 ボルト (M14×30 M20×30 12本) 376円 ワッシャ (M14 M20 12枚) 120円 緊結プレート(6枚) 2,100円 計 4,066円 (対外圧管1種t ₁ -A管定価比 0.05)
φ2000	JIS A 5303 NC形	E-1ランク (45mm)	R-3ランク(20tf) 離脱防止装置(緊結 プレート)6箇所。	同上 錆しろは1.1mmである。	NC形と接合までの施工は 変わらず、接合後の離脱防 止装置の設置手間はNC形 の接合歩掛の10%増と考え られる。	インサート(D35×125 12本) 4,389円 ボルト (M24×40 12本) 800円 ワッシャ (M24 12枚) 220円 緊結プレート(6枚) 2,600円 計 8,009円 (対外圧管1種t ₁ -A管定価比 0.03)

表5 試設計したマンホール取付部の耐震構造に対する評価

マンホール種類 及び 取り付け管	伸縮量 及び 可とう角	離脱防止強度	耐 久 性	施 工 性	製作費用 (材工共)
1号 φ250	30cm 2°	R-3ランク (6tf)	鋼材については年間0.02mm腐 食するとして、50年間で1mm を設計の上で見込むと共にボ ルト、インサートのねじ部は 亜鉛メッキとし、支持バンド 支持パイプ等はタールエポキ シ樹脂にて塗装するので、耐 久性は十分である。	支持パイプは現場でホールイ ンアンカーを打込みボルト締 めするので、取り付け角度の 微調整ができる。 マンホールジョイント、モル タル等の施工歩掛は変わらない が、ホールインアンカーの 打込み、支持バンド、支持パ イプの取り付けを行うので、 3割は多くなると思われる。	マンホールジョイント 800円 アンカーボルト 1,000円 支持バンド 5,000円 支持パイプ 8,000円 計 14,000円 (対1号マンホールの部材・施 工費比0.07)
3号 φ600	30cm 2°	R-3ランク (10tf)	同上	マンホールジョイント、モル タル等の施工歩掛は変わらない が、支持バンド、支持パイ プの取り付けを行うので、2 割は多くなると思われる。 支持パイプはユニホールの内 側から取り付けるので、イン バート打設後の取り付けには 工夫が必要である。	マンホールジョイント 3,000円 アンカーボルト 2,000円 支持バンド 8,000円 支持パイプ 20,000円 計 33,000円 (対3号マンホールの部材・施 工費比0.06)
1号 φ250	30cm 4°	R-3ランク (10tf)	同上 なお、可とう管はゴム製のため 地中では半永久的である。	取り付け部の止水工事は、ボ ルトを均等に締付けることが 必要である。 他に可とう管の取り付け等が あり、施工歩掛は3割は多く なると思われる。	CSパイプ(1本) 19,000円 鋼 管(1本) 5,000円 フランジ (2枚) 8,000円 支持バンド(1本) 5,000円 計 37,000円 (対1号マンホールの部材・施 工費比0.18)

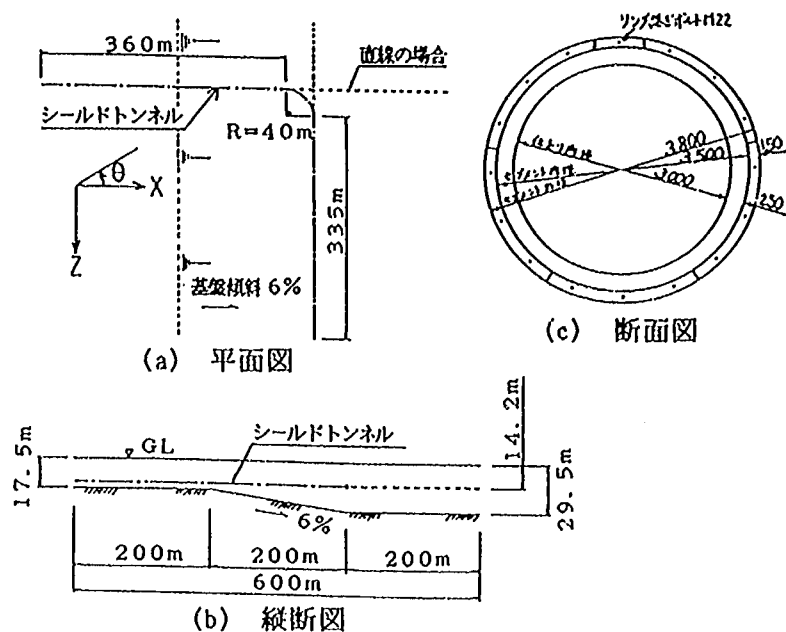


図6 解析対象シールド管渠および地盤条件

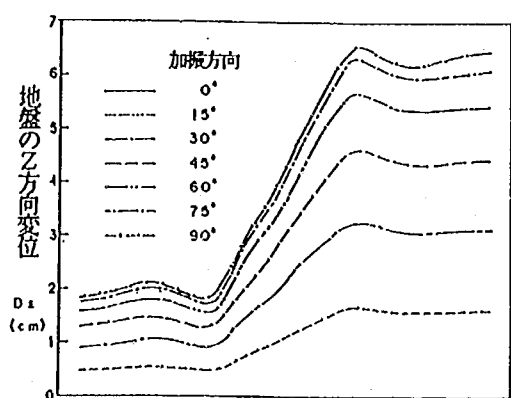
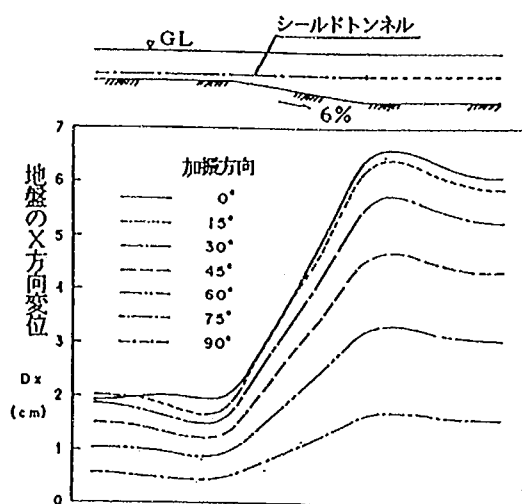


図8 地盤の最大応答変位の分布

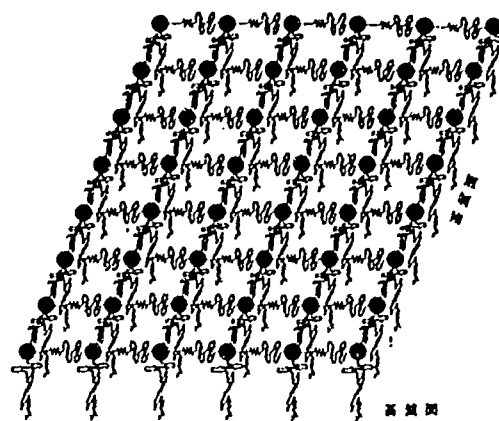


図7 表層地盤の解析モデル

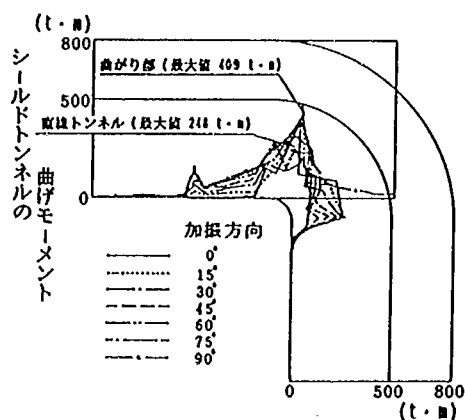
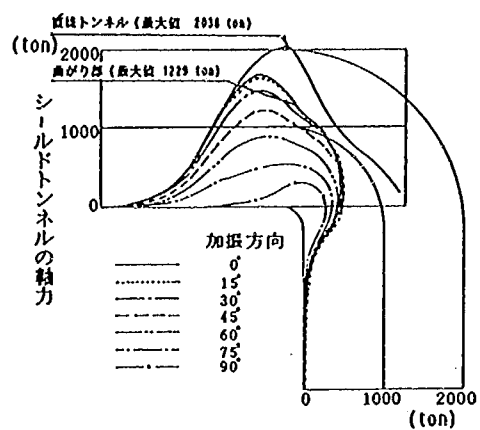


図9 トンネルの最大断面力の分布

6. 地震後の交通機能障害軽減に関する試験調査 (道路事業調査費、試験調査)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
加納 尚史

1. まえがき

現在までに、個々の道路施設の耐震設計法及び耐震性評価法はある程度研究が進んでいるが、道路をネットワークとして見た場合の耐震性の評価手法に関する研究はほとんど行われていない。そこで、地震による交通機能障害が地域に及ぼす影響の評価手法を開発し、道路施設の合理的な震前対策に資することを目的として、本課題ではこれまでに、路上障害物の発生・撤去に係わる問題点の検討、ネットワーク解析による道路網の復旧日数・復旧用備蓄資機材量の算定プログラムの開発等を行ってきた。本年度は最終年度であり、震災による幹線道路の被害が、地域経済に及ぼす影響の評価手法を提案するとともに、東名高速道路を例にとり試算を行った。

2. 幹線道路の地震被害が地域経済に及ぼす影響の評価手法

2.1 概要

本手法は、幹線道路の地震被害が全国の経済活動に及ぼす影響を、地域間産業連関分析を応用した経済モデルを用いて定量的に評価しようとするものである。

2.2 評価フロー

本評価手法の解析フローを示すと図1の通りである。フローは大きく次に示す3つの部分から構成される。

①地域間貨物輸送減少量の評価

まず統計資料に基づき、平常時に被災箇所を利用する貨物輸送量(総貨物輸送量)のうち、被災による道路通行規制にともなって輸送をとりやめる貨物量(総貨物減少量)を推定する。次に、平常時に被災箇所を利用する貨物輸送量のうち、各地域間輸送量の占める割合を算出しておき、この割合で前述の総貨物輸送量を分配することにより、各地域間の貨物輸送減少量を算定する。

ここに、総貨物減少量は、総貨物輸送量にトリップとりやめ率を乗ずることによって得られる。ただし、トリップとりやめ率は、幹線道路の被災箇所を含む周辺の道路条件を反映するため、ネットワーク解析によって推定する必要がある。

②地域間財移動減少量(直接生産減少額)の評価

①で算出した地域間貨物輸送減少量から、地域間非競争移入型産業連関表を用いて、各地域における直接生産減少額を算定する。地域間産業連関表の構造は図2に示す通りであり、地域間産出バランス式は次のようになる。

$$A X + F(D) + F(E) - M = X \quad (1)$$

ここに、A:地域間投入係数、X:地域別生産額、F(D):地域別域内最終需要、F(E):地域別輸出額、M:地域別輸入額である。産業部門別に、生産性低下率 A' (貨物輸送減少量/平常時貨物輸送量)を計算し、式(1)のAを $(A-A')$ と置き換えることによって、地域別、産業部門別直接生産減少額を算定する。

③地域別生産減少額(総生産減少額)の評価

②で算定した生産の減少にともない、付加価値(営業利益、給料等)も減少する。これらの減少分は、震災が発生しなければ、消費支出、固定資本形式となり、生産を誘発していたものである。この効果(二次波及効果)を地域間産業連関表を用いた波及分析により算定し、②と重ね合わせることで地域別に総生産減少額を算定する¹⁾。

3. 試算結果(震災による東名高速道路の通行規制が地域経済に与える影響)

震災により、東名高速道路の静岡IC~桃津IC間(図3参照)が3日間通行止めとなった場合の、地域間貨物輸送減少量を算定した。ここに、トリップとりやめ率は過去の事例から、産業種別によらず一律に17.2%とした。統計資料としては、「全国高速道路自動車起終点調査」(日本道路公団、昭和60年度版)及び「貨物地域流動調査」(運輸省、昭和61年度版)を用いた。

試算結果の一例として、地域別の貨物輸送減少量を示すと図4の通りである。

4. まとめ

本年度は、震災による幹線道路の被害が地域経済に及ぼす影響の評価手法を提案し試算を行った。以上で本調査を終わるが、本調査の結果得られた研究成果は以下の通りである。

1) 復旧用備蓄資機材の評価方法に関する検討…『道路地震災害総合対策調査、昭和59～61年度、東北地建実施』に反映された。

2) 路上障害物の発生・撤去に関する調査…土研資料第2157号、2159号としてとりまとめた。

【参考文献】

1) 建設省土木研究所: 地震災害が社会経済に与える影響に関する研究、土木研究所資料、第2267号、昭和60年11月

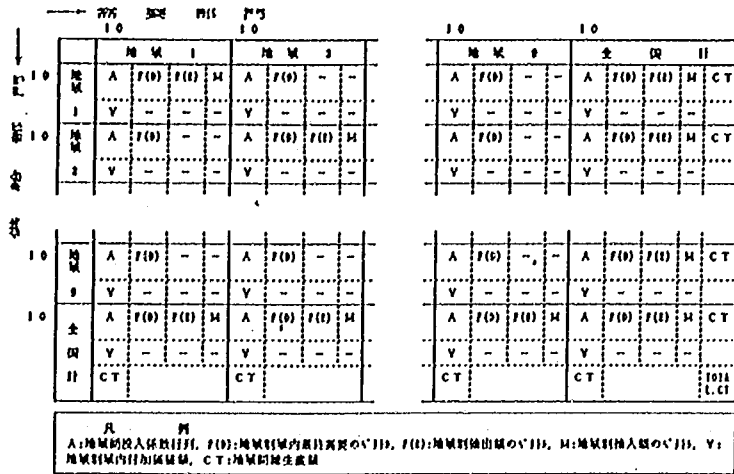


図2 地域間産業連関表の構造

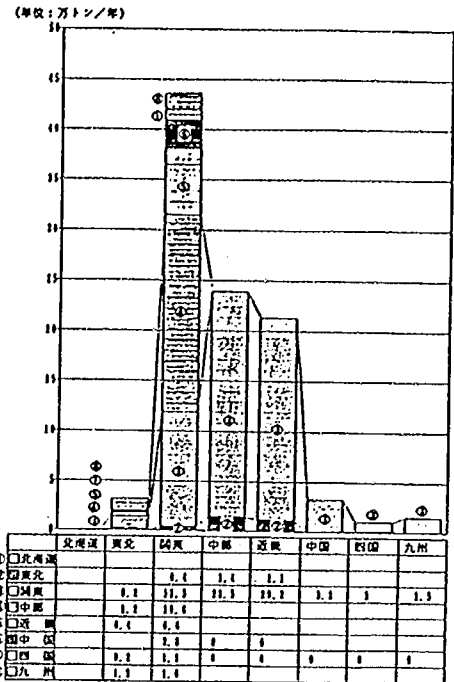


図4 地域別の貨物輸送減少量 (発地ベース)

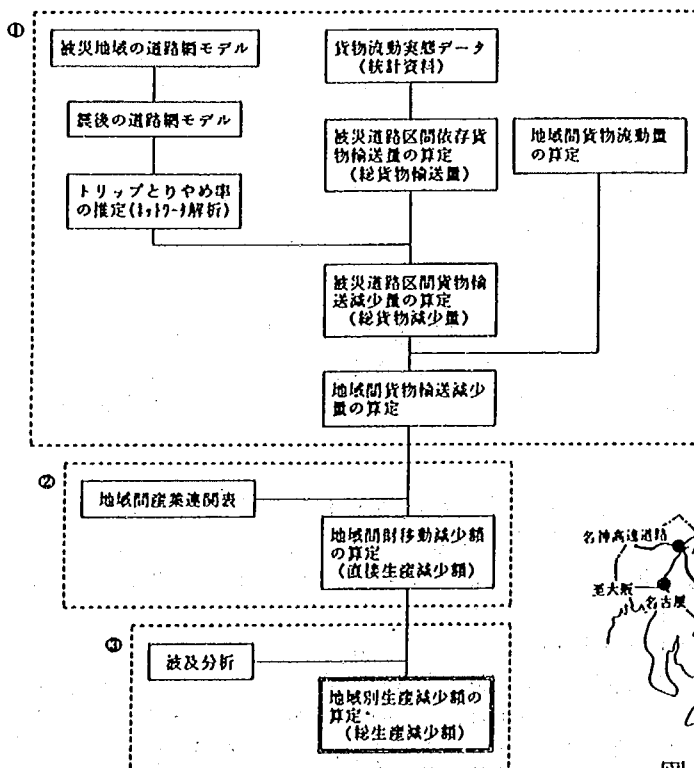


図1 本手法の解析フロー

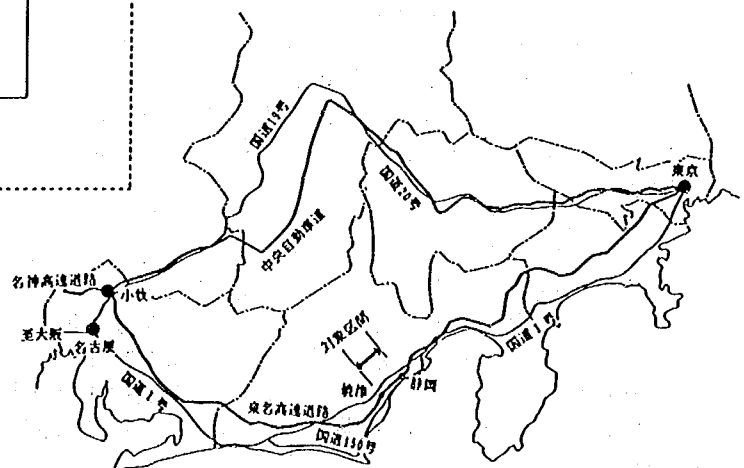


図3 試算の対象とした幹線道路の不通区間

7. 道路施設の耐震性判定法に関する試験調査 (道路事業調査費、試験調査)

耐震研究室 室長 川島一彦
研究員 運上茂樹
吾田洋一
飯田寛之

1. まえがき

浦河沖地震による静内橋の被害等、近年の地震においては鉄筋コンクリート橋脚が主鉄筋段落し位置に被害を受けた例が多い。これは主鉄筋の定着不足が原因と考えられる。昭和55年の道路橋示方書以前に架設された橋梁では、耐震点検により耐力が相対的に低いと判定された橋脚については適切に補強対策を施すことが求められている。本調査はこのような背景のもとに鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性及び耐震補強方法を模型を用いた正負交番動的載荷実験により検討したものである。

2. 調査方法

実験供試体は、図-1に示すように50cm×50cmの正方形断面を有する載荷高さ2.6m、せん断支間比5.3の橋脚模型である。表-1に示すように、供試体No.1は無補強、No.2~4は鋼板巻立てによる補強を施したものである。また、供試体No.1~4と比較してそれぞれNo.5は軸力を2倍、No.6は主鉄筋量を2/3にしたものである。段落し位置の耐震性は、No.1では作用モーメント>抵抗モーメントであり、No.2~4は鋼板巻立て補強により作用モーメント<抵抗モーメントとしている。また、No.5、No.6は終局モーメントが作用モーメントとほぼ同程度になるように段落し位置を設定したものである。

実験では、供試体に軸力を加え、加振機によって橋脚の降伏変位 $\delta_y=15\text{mm}$ (No.6は13mm)の整数倍の変位を、 $1\delta_y$ から順次強制的に与えた。

3. 調査結果

1) 軸力の影響

軸力が28.8t(No.1)と57.6t(No.4)の場合、ともに段落し位置でせん断破壊した。軸力が大きいと最大耐力は平均で10%程度大きくなるがコンクリートの剝離($3\delta_y$)が始まると、急に耐力が減少する。特に主鉄筋の破壊が始まる $5\delta_y$ 以降の耐力低下が著しく、図-2(d)に示すように柱の中心軸がずれるほどの破壊が生じている。

2) 注入材の影響

補強鋼板とコンクリートの間の充てん注入材としては、無収縮モルタル(No.2)とエポキシ樹脂の2つを使用した。図-3(b)に示す耐力には、大きな違いはみられないが、無収縮モルタルを用いた場合には $3\delta_y$ でモルタルが剝離し鋼板が浮上がってしまい、このため、最終的には図-2(b)に示すように段落し位置で破壊した。これに対してエポキシ樹脂を注入した場合には、最後($7\delta_y$)までコンクリートと鋼板の密着が確保でき、段落し位置では破壊せず、基部で曲げ破壊した。

3) 鋼板厚さの影響

鋼板厚さが0.6mm(No.3)の場合には、 $2\delta_y$ で樹脂にひび割れが生じ、 $4\delta_y$ では鋼板の変形が生じて樹脂との付着が失われ最終的に橋脚の段落し位置でせん断破壊した。これに対して鋼板厚さが1.0mmの場合には、鋼板には変形は生じなかった。

4. まとめ

今年度は、主鉄筋段落し部での耐震性の詳細判定法を開発することを目指として、昨年度に引続き、信頼できる実験データ数の増加に務めた。実験結果の分析による判定法の開発は、次年度行いたいと考えているが、今年度の検討結果から、1) 軸力が大きくなると段落し位置でのせん断破壊がいったん生じ始めてからの耐力の減少が激しいこと、2) 注入材としては、大差はないものの、エポキシ樹脂の方が粘りがあるため、鋼板とコンクリートとの付着をより大きな損傷状況になるまで保持でき有利であること、3) 鋼板が薄すぎると当然ながら補強効果が期待できないことが分かった。

5. 今後の検討課題

今後は、断面形状に応じた耐震補強法の選定及び具体的な設計法の確立を図ることが必要になる。

【参考資料】土木研究所資料：既設道路橋の耐震性判定法(とりまとめ中)

表-1 実験ケース

供試体	補強	引張鉄筋比	段落し位置	軸力	段落し位置の抵抗力
1	なし	0.54%	90cm	28.8t	作用モーメント>抵抗モーメント
2	鋼板厚 $t=1mm$ 長さ $L=75cm$ 無収縮樹脂20mm厚	0.54%	90cm	28.8t	補強により 作用モーメント<抵抗モーメント
3	鋼板厚 $t=0.6mm$ 長さ $L=75cm$ エポキシ樹脂3mm厚	0.54%	90cm	28.8t	
4	鋼板厚 $t=1mm$ 長さ $L=75mm$ エポキシ樹脂3mm厚	0.54%	90cm	28.8t	
5	なし	0.54%	90cm	57.6t	作用モーメントと抵抗モーメント
6	なし	0.38%	100cm	28.8t	

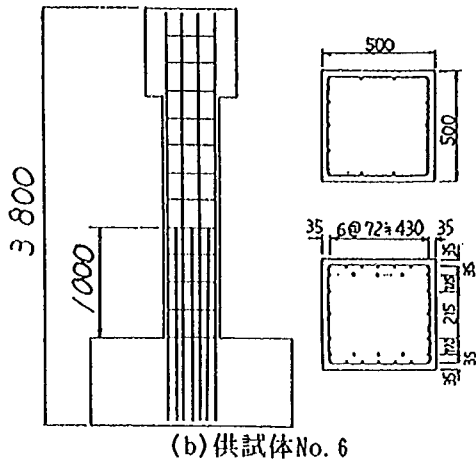
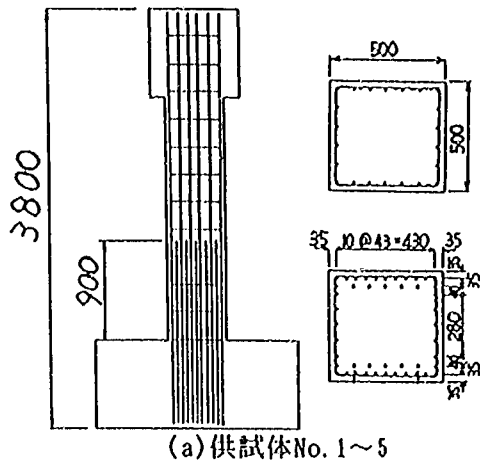


図-1 実験供試体

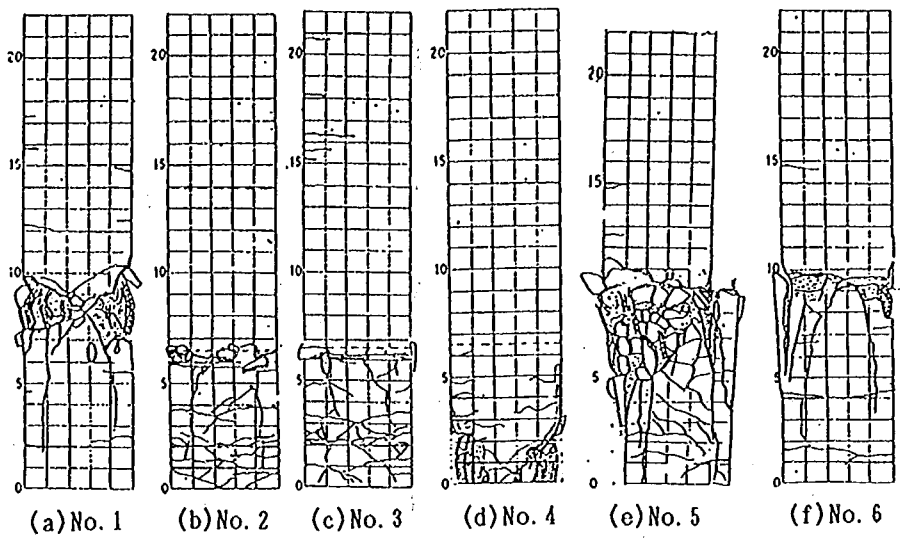


図-2 最終の破壊状況

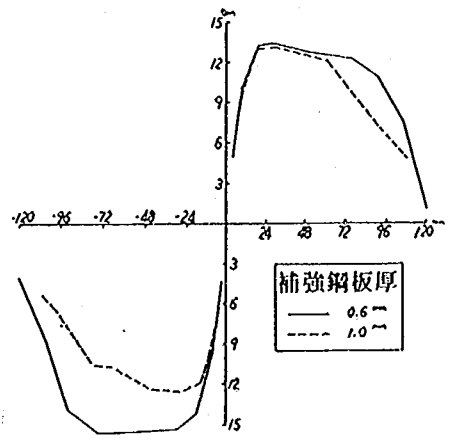
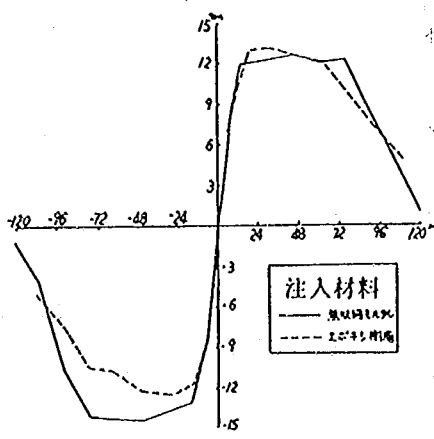
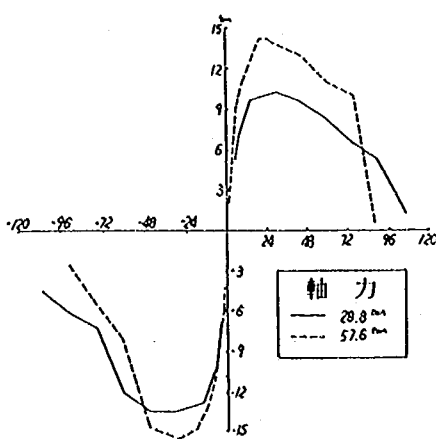


図-3 荷重～変位包絡線

8. 減衰機能を用いた道路橋の耐震設計法に関する試験調査 (道路事業調査費、試験調査)

耐震研究室 室 長 川島 一彦
研究員 長谷川金二
吉田 武史

1. まえがき

近年、主に建築の分野で「耐震設計」に代わり、「免震設計」が注目を浴び、試験的に実用化が図られつつある。免震設計とは、地震の揺れが構造物に伝わるのを遮断するための装置（アイソレーター）と地震の揺れのエネルギーを吸収するための装置（エネルギー吸収装置）を構造物の一部に取り入れるることにより地震応答を低減しようという設計である。道路橋には一般に上部構造と下部構造の間に支承があり、これを免震支承（アイソレーター＋エネルギー吸収装置）を取り替えることにより形式的には免震化を図ることができる。ただし、道路橋の免震化を図ると、一般の固定・可動支承を有する橋に比べて上部構造と下部構造の相対変位が大きくなり、けたとけたあるいはけたと橋台との距離、伸縮装置の遊間等に対する設計法を検討しなければならない。本調査では、国土技術開発研究センターに設置された「免震装置を有する道路橋の耐震設計研究委員会（委員長：片山恒雄東京大学生産技術研究所教授）」という場を通して、道路橋の免震設計法ガイドライン(案)の作成、及び同ガイドラインに従った試験設計を行うとともに、道路局企画課道路防災対策室を中心として本省に設置された「免震橋梁連絡会」において実橋への免震設計の適用を検討した。

2. 道路橋の免震設計法ガイドライン(案)の概要

表1は同ガイドライン(案)の目次及び構成をまとめたものである。また、図1は同ガイドラインに従った免震設計の流れを示したものである。

表1 道路橋の免震設計法ガイドライン(案)

章		内 容
1	総 則	本ガイドラインの適用範囲、本ガイドラインで用いられる用語の定義
2	免震設計の基本方針	免震設計の適否等、基本的な事項
3	免 震 装 置 の 設 計	免震装置本体の設計に関する事項（設計変位、等価固有周期、減衰定数、動的特性、静的特性）
4	免 震 設 計	橋本体の設計に関する事項（震度法、地震時保有水平耐力法）
5	動 的 解 析	解析手法、解析モデル、地震入力に関する事項
6	免震装置を用いた場合の構造細目	主要構造物間の距離、伸縮装置、落橋防止構造に関する事項
付録	試 設 計	I種地盤、及びII種地盤上の橋を対象とした試験設計例

同ガイドライン(案)では、表1及び図1に示したように橋本体の設計法として、震度法及び地震時保有水平耐力法の2手法を示している。震度法ではアイソレーターによる橋の長周期化のみを考慮するものとし、道路橋の免震技術の歴史が浅いことから非免震の場合の設計水平震度の4/5を下回ってはならないことと規定している。地震時保有水平耐力法ではアイソレーターによる橋の長周期化、及びエネルギー吸収装置による減衰性能の向上の両者を考慮して設計を行うものとし、免震設計された橋の鉄筋コン

9. 斜張橋の耐震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
吾田洋一

1. まえがき

斜張橋に対しては、従来、被害経験がなく、また強震観測等による動的特性の把握も十分ではないのが実情である。このため早急に斜張橋の動的特性を取り入れた耐震設計法の開発が必要とされている。

2. 調査内容

水郷大橋（国道51号）では昭和61年3月以降、強震観測を行っており、現在までに33記録が得られている。このうち振幅の大きい3記録を選んで解析し、上部構造系の減衰定数を検討した。また、ケーブルの張形式により上部構造系の減衰定数がどのように変化するかを、模型実験により検討した。

3. 調査結果

3-1 水郷大橋の動的解析

解析に用いたのは昭和61年6月房総半島南東沖の地震（ $M=6.5$ ）、昭和62年2月福島県東方沖地震（ $M=6.7$ ）、昭和62年12月千葉県東方沖地震（ $M=6.7$ ）の3回の記録である。このうち、昭和62年12月の千葉県東方沖地震では図-1に示す塔頂（橋軸直角方向）で1000galに達する加速度が生じている。主塔基礎の記録を入力して解析により各部の振動を計算し、これを実測記録と比較した一例が図-2である。減衰定数を適切に選べば、解析結果は実測結果とよく一致する。

どのように減衰定数を選べば解析と実測（最大加速度に注目）がよく一致するかを示した一例が図-3である。このような結果をまとめて、実測と最もよく一致する減衰定数を示したのが表-1である。これによれば、上部構造の減衰定数は、橋軸方向では塔及び桁について5%程度、橋軸直角方向では塔については0~1%、桁については5%程度と推定される。

3-2 模型振動実験

模型寸法は名港西大橋を基本に長さの相似比を約1/150にスケールダウンしたものである。ケーブル形式を図-4に示すようにファン形式からハープ形式まで5通りに変化させた（タイプA~E）。

鉛直方向の振動モード形はケーブル形式によってあまり変わらないが、橋軸方向の振動モード形はケーブル形式によって大きく異なり、単位の橋軸方向の変化に伴い発生する鉛直方向の変位量は、ハープ形式（タイプE）の方がファン形式（タイプA）よりも数段大きい。

図-5は、自由振動の減衰率から求めた減衰定数と振動振幅の関係である。同一の振幅に相当する減衰定数は鉛直方向では、ハープからファンになるにつれて大きくなるが、橋軸方向振動では、これとは反対に、ファンからハープになるにつれて大きくなる。また、その変化の度合も非常に大きい。

4. 今後の課題

実橋の地震記録の解析からは、塔を除けば上部構造系の減衰定数として2~5%はとれることがわかった。今後、タイプの異なる橋に対するデータを加えていく必要がある。模型振動実験からは、ケーブル形式で減衰定数が大きく異なることが分かった。この理由が何によるかについては、今後更に検討していかなければならない。

【参考文献】 土木研究所資料第2673号、斜張橋の耐震性に関する研究-（その6）水郷大橋の動的特性調査-、昭和63年10月

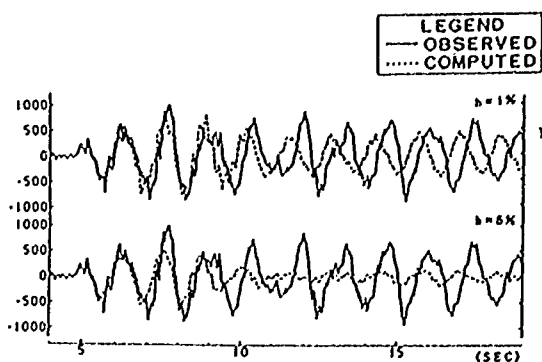
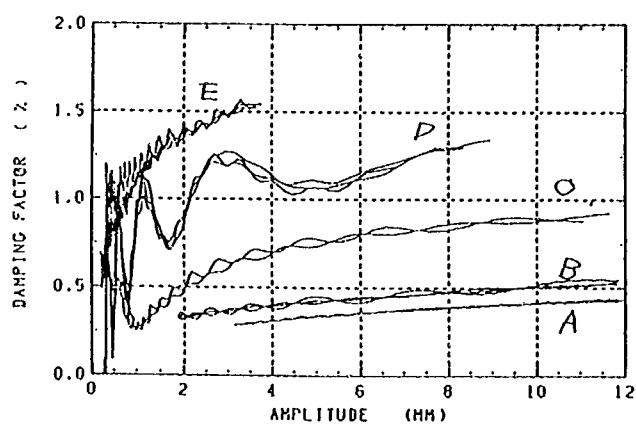
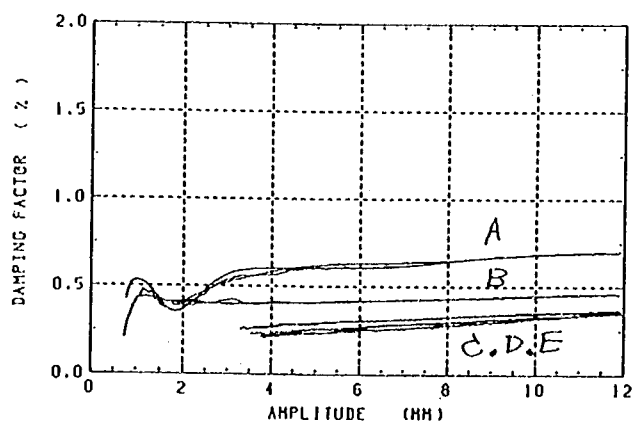


図-2 観測波形と解析結果の比較の一例
(昭和62年千葉県東方沖地震、
塔頂、橋軸直角方向)



橋軸方向振動モード



鉛直方向振動モード

図-5 振動振幅と減衰定数の関係
(塔と桁を自由にした場合)

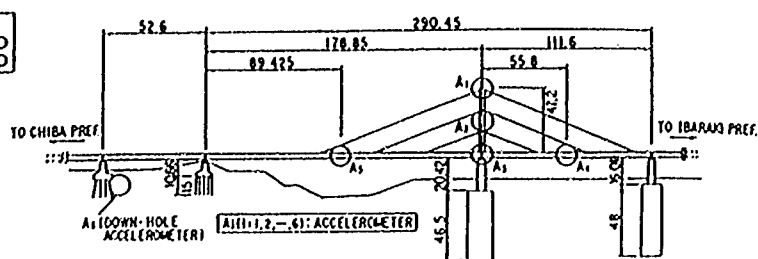


図-1 水郷大橋一般図

表-1 水郷大橋上部工の減衰定数の推定値

観測点	橋 軸 方 向				橋 軸 直 角 方 向		
	A-1	A-2	A-4	A-5	A-1	A-2	A-5
解析地震							
房総半島南東沖地震	2%	5%	5%	5%	0%	1%	5%
福島県東方沖地震	2%	5%	5%	5%	0~1%	1%	5%
千葉県東方沖地震	5%	5%	5%	5%	0~1%	1%	5%

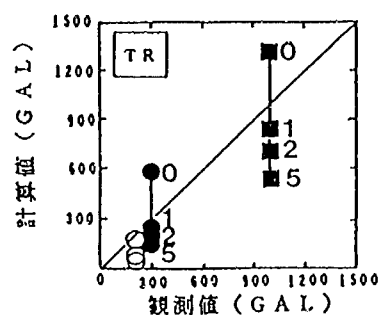


図-3 観測値と計算値の最大加速度の比較の一例
(塔頂、橋軸直角方向)

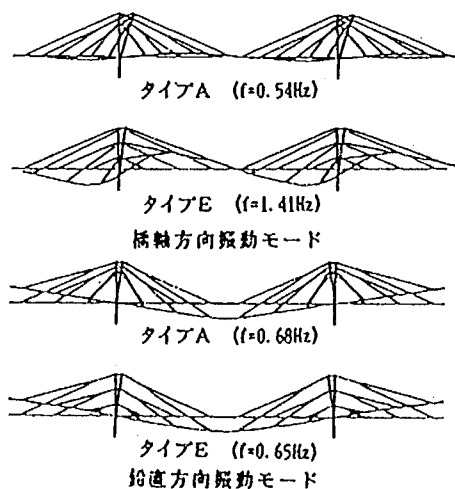


図-4 ケーブル形式とこれによる
固有振動モードの変化

10. 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐震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 長谷川金二
吉田 武史

1. まえがき

大規模特殊事業関連の道路橋は一般に地震の影響を強く受ける軟弱地盤上に建設される場合が多く、また、高規格道路として一般の道路橋よりも一段高い耐震性を要求されている。しかしながら、宮城県沖地震等近年の大地震において、鉄筋コンクリート橋脚に大きな被害が生じている。このため、鉄筋コンクリート橋脚の耐震性を十分に生かすために、強度ばかりでなくねばりを考慮した動的耐震設計法の開発が必要とされている。本調査を実施することにより、①鉄筋コンクリート橋脚の動的破壊特性、②鉄筋コンクリート橋脚に要求されるねばり量を具体的に評価することが可能となり、これにより、強度だけでなくねばりを考慮した動的耐震設計法を開発することができ、大規模特殊関連の道路橋を耐震的にかつ経済的に設計するために有効に利用される。昨年度までは、鉄筋コンクリート橋脚が曲げ破壊する場合、及びせん断破壊する場合の振動台実験を行い動的破壊特性を検討した。今年度は、多層構造のインターチェンジ等に採用される橋脚を対象として、高軸力を受ける鉄筋コンクリート橋脚の動的破壊特性を検討した。

2. 調査方法

実験に用いた供試体(3体)は、50cm×50cmの矩形断面を有し、躯体の有効高さ(躯体基部から上部構造の慣性力作用位置までの高さ)2.5mの鉄筋コンクリート橋脚模型である。供試体の軸方向鉄筋比および帯鉄筋比は、それぞれ、2.0%および0.10%であり、せん断支間比は5.4である。また、鉄筋の降伏点は、軸方向鉄筋(SD30)が3720kgf/cm²、帯鉄筋(SR24)が3370kgf/cm²であり、コンクリートの平均圧縮強度は319kgf/cm²であった。実験では橋脚の頭部に加振機を取り付け、降伏変位の整数倍振幅で10回繰り返し载荷を行いながら、終局状態まで振幅を漸増させた。軸力は、それぞれの供試体で圧縮応力度5kgf/cm²、10kgf/cm²、20kgf/cm²とした。

3. 実験結果

図-1は加振機で作用させた荷重と変位との関係(履歴曲線)から求めた包絡線を比較したものである。また、表-1は破壊の進行状況を示したものである。今回の実験に用いたような供試体では、一般に躯体基部で曲げ破壊が生じ、①ひび割れの発生、増加→②コンクリートの剝離→③軸方向鉄筋の破断と破壊が進行して行き、終局に至る。圧縮応力度が5kgf/cm²及び10kgf/cm²の場合には、一般の曲げ破壊と同様の状況を示し、コンクリートの剝離により最大耐力からの耐力低下が始まり、6δ_yあるいは7δ_yの载荷中に生じた軸方向鉄筋の破断により終局状態に至っているが、圧縮応力度が20kgf/cm²の場合には、3δ_yの载荷中に生じたコンクリートの剝離により急激な耐力低下が生じ、軸方向鉄筋が破断する前に終局状態に至っている。ただし、最大耐力は5kgf/cm²及び10kgf/cm²に比べて、20kgf/cm²の場合の方が約

1割程度大きくなっている。

鉄筋コンクリート橋脚のねばりを考慮したい耐震設計法については、昨年度までの調査結果をもとに、現在、改訂作業が行われている道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編の「鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査」に取り入れられようとしている。表-2は、今回の鉄筋コンクリート橋脚模型を対象として、同照査方法により許容塑性率（大地震に対してどの程度の塑性変形が許されるかを降伏変位に対する倍率で表わした指標） μ を算出した結果をまとめたものである。同表では、圧縮応力度を40 kgf/cm²まで変化させているが、圧縮応力度の増加に伴って許容塑性率が小さくなっており、この傾向は今回の実験結果とも一致する。圧縮応力度が5kgf/cm²、10kgf/cm²、及び20kgf/cm²の場合には、許容塑性率はそれぞれ3.5、3.3、及び2.7と計算され、これは表-1に示したコンクリートの剝離とほぼ対応している。従って、圧縮応力度が20kgf/cm²と大きい場合に、実験ではコンクリートの剝離で終局状態に達しているが、この程度の軸力であれば示方書に取り入れられている照査方法で十分、対処できることが明らかになった。

4. 今後の課題

今年度までの実験結果をもとに、一本柱橋脚のように静定構造の鉄筋コンクリート橋脚についてはねばりを考慮した耐震設計法として「鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査」が道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編に取入れられる予定となっているが、今後はラーメン橋脚のように不静定構造の鉄筋コンクリート橋脚に対するねばりを考慮した耐震設計法を検討して行く必要がある。

表-1 破壊の進行状況

圧縮応力度	コンクリートの剝離開始	軸方向鉄筋の破断			
		1 δ_y ~5 δ_y	6 δ_y	7 δ_y	8 δ_y
5 kgf/cm ²	4 δ_y	0	0	8	5
10kgf/cm ²	3 δ_y	0	5	10	—
20kgf/cm ²	3 δ_y	0	—	—	—

表-2 軸力の変化による許容塑性率の変化

軸力 (kgf/cm ²)	降伏変位 (mm)	終局変位 (mm)	許容 塑性率
5	9.8	46.7	3.51
10	9.9	43.5	3.26
15	10.1	40.0	2.97
20	10.3	36.6	2.70
25	10.5	34.2	2.50
30	10.6	32.0	2.35
35	10.8	30.3	2.20
40	11.0	28.7	2.07

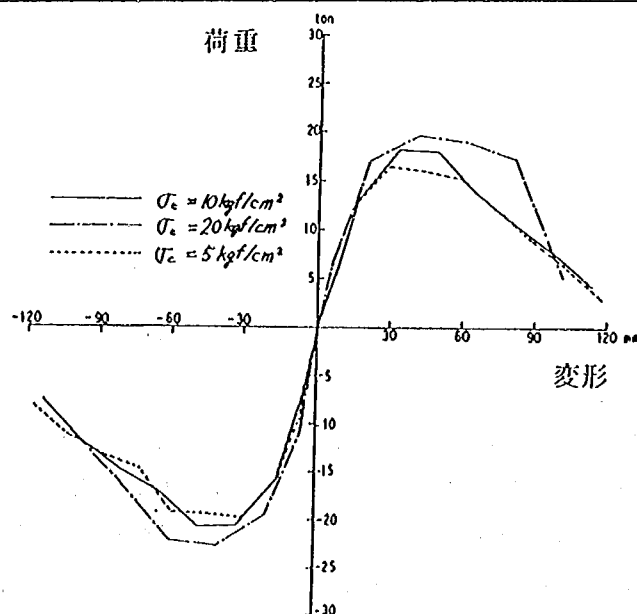


図-1 包絡線の比較

11. 軟弱地盤中の都市トンネルの耐震調査 (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
加納 尚史

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、従来震害事例もなく、耐震設計上のポイントも十分把握されていない。このため本調査は新しい構造形式を有する都市トンネルの耐震性を検討し、耐震設計法の確立を目的として実施するものである。本年度は、立坑等異種構造物との取付部でシールドトンネルがねじりを受けて破壊した例があるので¹⁾、ねじりを受けた場合のシールドトンネルの変形特性及び剛性を、模型供試体を用いた動的載荷実験により検討した。

2. 調査方法

シールドトンネルがねじり力を受けた場合の、トンネルの動的変形特性及びねじり剛性を明らかにするために、トンネル覆工の部分模型供試体を用いて、正負交番せん断力載荷実験を実施した。

3. 調査結果

実験供試体は、図1に示すように、直径4～5m級のRCシールドトンネル覆工からリング継手1個を含むように切り出した幅50cm、長さ90cm、厚さ20cmのAタイプ供試体と、これに厚さ20cmの二次覆工を施したBタイプ供試体の2種類とした。供試体には、トンネル完成後、長手方向に残留する軸力を考慮するため、 10kg/cm^2 に相当する軸力をかけた状態で、正負交番のせん断力を作用させた。

1) 供試体の破壊特性

二次覆工のないAタイプ供試体の最終的な破壊は、図2(a)に示すように、リング接合面にせん断ずれが生じ、リング継手部で継ボルトが回転変形したことにより生じた。また、二次覆工があるBタイプ供試体の破壊は、図2(b)に示すように、二次覆工に大きな斜めクラックが発生し、リング継手部では継ボルトがせん断破壊することにより生じた。供試体としての破壊が継手部の損傷に起因している点は、従来、同形状の模型供試体を用いて行った正負交番軸力載荷実験結果²⁾と同じである。ただし、本実験で生じたセグメントのクラックや二次覆工の斜めクラックは、従来にはない形態の損傷であり、これらはねじり力を受けてトンネルが破壊する場合の特徴であると考えられる。

継手の変形状況は図3に示す通りである。ボルトよりも金具面板のせん断強度が小さいために、Aタイプ供試体ではボルトが傾いて、面板に食い込むように変形している。これに対してBタイプ供試体では、ボルトボックス内に充填された二次覆工コンクリートがボルトの頭部を拘束することにより、面板の変形がAタイプほど進展せず、ボルトがせん断破壊している。Bタイプ供試体では、一次覆工と二次覆工の付着や二次覆工に生じた斜めクラックのために、リング接合面にせん断ずれがほとんど生じなかったことを考え併せれば、二次覆工があるトンネルは二次覆工がないトンネルに比べると、ねじり変形を吸収しにくい構造であると考えられることができる。

2) 供試体のせん断剛性

二次覆工がない場合について、継手のボルト・面板がともに弾性域にある場合の供試体のせん断剛性(G_1)を、ボルトの曲げ剛性・せん断剛性及び金具面板の引張剛性・曲げ剛性の重ね合わせとして、また面板が降伏した後の供試体のせん断剛性(G_2)を、面板へのボルトの食い込み量とせん断力の関係から評価して、実験で得られたAタイプ供試体の載荷履歴と比較すると図4のようになる。本評価手法によるせん断剛性の計算値は、実験において、ボルトがボルト穴にぶつかった後の急激な剛性の低下を比較的良好に表現している。ただし、二次覆工がある場合については、二次覆工の斜めクラックを考慮したせん断剛性の評価手法を開発する必要がある。

4. 今後の課題

曲率部、分岐部、他構造物との接続部などを有する、特殊形状な都市トンネルの動的特性を検討し、耐震設計法を開発していく必要がある。

<参考文献>

- 1) 田村・伯野・家村・竹内:1985年メキシコ地震の被害、土木学会誌、VOL.71、1986-5
- 2) 建設省土木研究所:シールドトンネルの耐震性に関する研究(その1)、土木研究所資料第2262号、

昭和60年10月、(その2)、第2277号、昭和60年12月、(その3)、第2381号、昭和61年4月、(その4)、第2496号、昭和62年2月、(その5)、第2649号、昭和63年7月

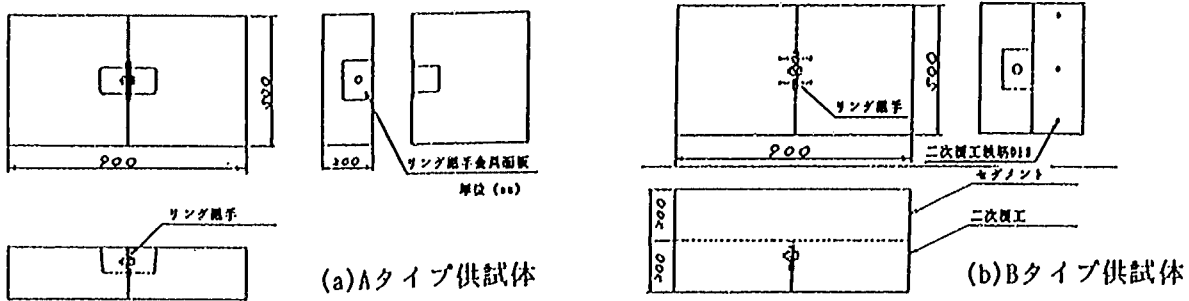


図1 実験供試体

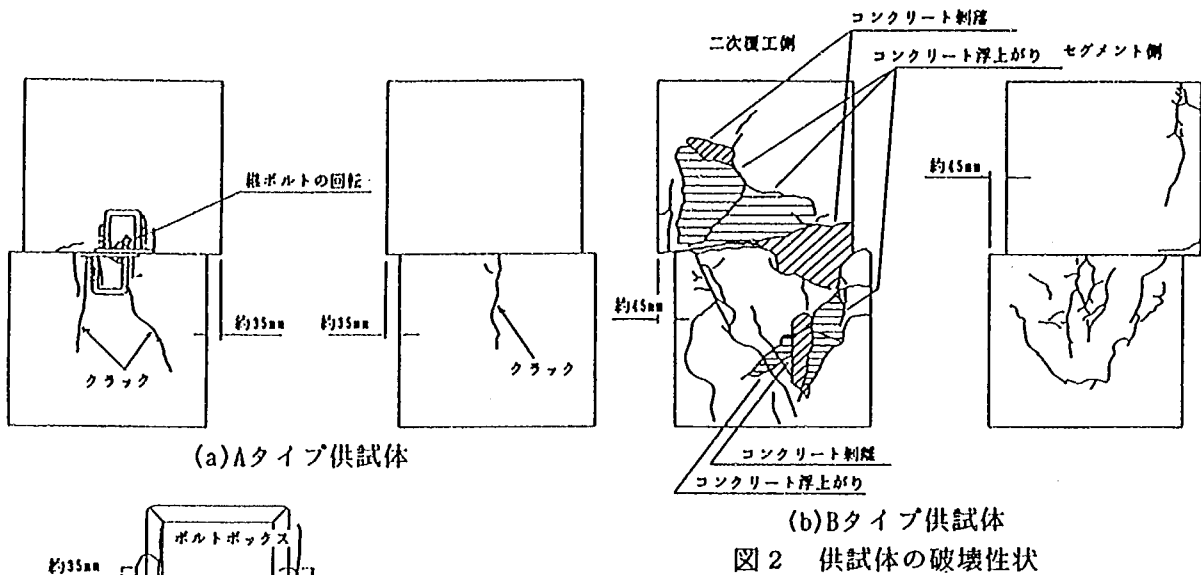


図2 供試体の破壊性状

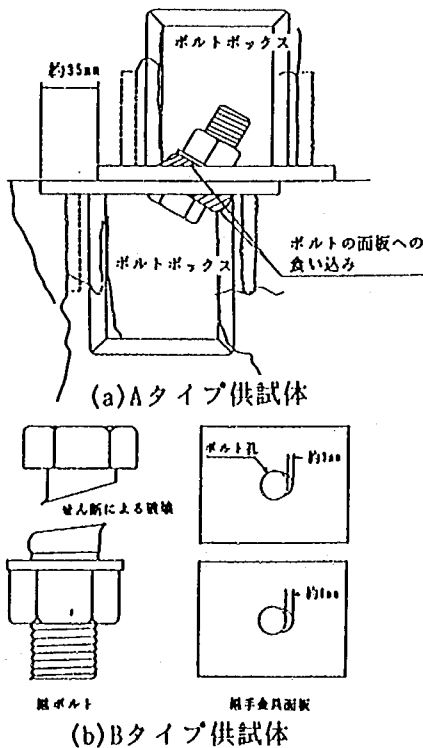


図3 継手の変形状況

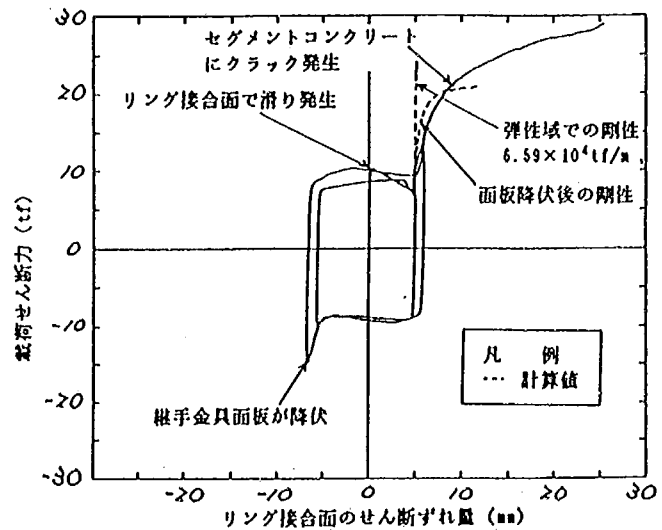


図4 剛性の評価値と実験値との比較 (Aタイプ供試体)

12. 制震構造の地震応答特性に関する研究 (科学技術振興調整費)

耐震研究室 室 長 川島 一彦

研究員 長谷川金二

吉田 武史

1. まえがき

道路橋等の土木構造物の地震による被害を防ぐため、従来は地震に耐えるという意味で耐震設計が行われていたが、耐震に代わり地震を免れるという免震設計が主に建築の分野で注目を浴び、一部、土木構造物にも採用されようとしている。また、さらに従来の耐震設計→免震設計の流れを発展させ、抜本的に地震に対する振動を積極的に制御するという制震設計を採用すれば、土木構造物の地震に対する性能は飛躍的に向上すると考えられる。そこで本研究では、制震構造の地震応答特性に関する基礎的な研究を行うことを目的として、昨年度は制震装置を据え付けた橋梁模型を製作し、その振動台実験を行うとともに、1自由度の構造系に制震装置を据え付けた場合を対象として、制震構造物の地震応答解析プログラムを作成し、各種条件の下で地震応答解析を行い、橋梁等の土木構造物に制震装置を据え付けた時の基本的な地震応答特性を検討した。今年度は、昨年度に引続き多自由度の構造系に制震装置を据え付けた場合を対象として、制震構造物の地震応答解析プログラムを作成し、各種条件の下で地震応答解析を行い、多自由度系に対する制震効果を検討した。

2. 研究目的

本研究の目的は、制震構造に関する解析を行い、制震構造を採用した土木構造物を設計するための基礎資料を得ることである。

3. 研究方法

3. 1 多自由度制震構造の運動方程式

質量とそれを制御するアクチュエーターからなるアクティブ・マス・ダンパー（制震装置）を有する多自由度系の構造系の運動方程式は、以下の式で表わされる。

$$[M] \{\ddot{X}\} + [C] \{\dot{X}\} + [K] \{X\} = -[M] \{\ddot{V}_0\} + [V_u] \{u\} \quad \text{-----} \quad (1)$$

ここで、

$[M]$: 構造系の質量マトリックス

$[C]$: 構造系の減衰マトリックス

$[K]$: 構造系の剛性マトリックス

$\{\ddot{X}\}$: 構造系の加速度ベクトル

$\{\dot{X}\}$: 構造系の速度ベクトル

$\{X\}$: 構造系の変位ベクトル

$\{V_0\}$: 構造系に地震動が入力する点を示すベクトル

$\ddot{X}_0$: 入力地震動の加速度

$\{V_u\}$: 制震装置の取り付け位置を示すベクトル

$\{u\}$: 制震装置による制御力を示すベクトル

なお、地震応答解析プログラムで取り扱うことのできる最大自由度は30自由度程度とした。また、プログラムで取り扱う要素は、はり要素だけを対象とした。

3. 2 制御ゲインの設定方法

アクティブ・マス・ダンパーのアクチュエ이터による制御力は、構造系に取り付けられた感振器（速度計、変位計）によるフィードバックによって測定される変位および速度の振動状態によって次式により与えられると仮定する。

$$\{u\} = [G]\{y\} \quad \text{-----} \quad (2)$$

ここで、

$$\{y\} = \begin{pmatrix} X \\ \dot{X} \end{pmatrix}$$

$[G]$: 制御ゲインマトリックスであり、次式で表わされる。

$$[G] = [G^c \quad G^k]$$

$[G^c]$: 速度に対する制御ゲインマトリックス

$[G^k]$: 変位に対する制御ゲインマトリックス

式(2)を速度項と変位項に分離すると次のように表現することができる。

$$\{u\} = [G^c]\{\dot{X}\} + [G^k]\{X\} \quad \text{-----} \quad (3)$$

この制御ゲインを決定するために各種の方法が考えられるが、ここでは最適フィードバック制御により最適制御ゲインを決める。これによれば、最適制御ゲインは、次の2次評価関数 J を最小にするマトリックスとして与えられる。

$$J = \frac{1}{2} \int_0^\infty (\{y\}^T [Q] \{y\} + \{u\}^T [R] \{u\}) dt \quad \text{-----} \quad (4)$$

ここに、

$[Q]$: 構造系の状態方程式に対する重み係数マトリックス

$[R]$: 制震装置の制御力に対する重み係数マトリックス

式(4)を解くために、式(1)を次の状態方程式に変換する必要がある。

$$\{y\} = [A]\{y\} + [B]\{u\} + \{V\}\ddot{X}_0 \quad \text{-----} \quad (5)$$

ここに、

$$\{V\} = - \begin{pmatrix} V_0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$[A] = \begin{pmatrix} -M^{-1}C & -M^{-1}K \\ I & 0 \end{pmatrix}$$

$$[B] = \begin{pmatrix} M^{-1}V_0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

[I]: 単位マトリックス

式(5)を用いることにより式(4)を最小にする最適制御ゲインは、次の方程式

$$[A]^T[P] + [P][A] - [P][B][R]^{-1}[B]^T[P] + [Q] = [0] \quad \text{-----} \quad (6)$$

を満足する[P]を用いて、次式で与えられる。

$$[G] = -[R]^{-1}[B]^T[P] \quad \text{-----} \quad (7)$$

3. 3 運動方程式の解法

上記の方法により制御ゲインを決定した後、アクティブ・マス・ダンパーによる制震を行った場合の運動方程式を解くことができる。

式(3)を式(1)に代入すると、次式が得られる。

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C']\{\dot{X}\} + [K']\{X\} = \{f\} \quad \text{-----} \quad (8)$$

ここに、

$$[C'] = [C] - [V_0][G^c]$$

$$[K'] = [K] - [V_0][G^k]$$

$$\{f\} = -[M][V_0]\ddot{X}_0$$

プログラムでは、式(8)を次に示す複素モード法により解析し、構造系の変位、速度、加速度を求める。

3. 4 複素モード法

複素モード法では、式(8)を次式に変換する。

$$[A']\{\dot{y}\} - [B']\{y\} = \{g\} \quad \text{-----} \quad (9)$$

ここに、

$$[A'] = \begin{pmatrix} M & 0 \\ 0 & -K' \end{pmatrix}$$

$$[B'] = - \begin{pmatrix} C' & K' \\ K' & 0 \end{pmatrix}$$

$$\{g\} = \begin{pmatrix} f \\ 0 \end{pmatrix}$$

([A']⁻¹[B'])の複素固有値マトリックスを[Λ]、複素モードマトリックスを[Ψ]とすると次式が得られる。

$$[B'][\Psi] = [A'][\Psi][\Lambda] \quad \text{-----} \quad (10)$$

ここで、 $\{y\}$ をモードマトリックス $[\Psi]$ を用いて次式のように表す。

$$\{y\} = [\Psi]\{z\} \quad \text{-----} \quad (11)$$

式 (11) を式 (9) に代入して、さらに式 (10) も代入して整理すると、次式が得られる。

$$\{z\} - [\Lambda]\{z\} = [\Psi]^T\{g\} \quad \text{-----} \quad (12)$$

式 (12) において $[\Lambda]$ が対角マトリックスであるため、式 (12) は独立なスカラー形式の方程式に分離することができる。したがって、式 (12) より $\{z\}$ を求めた後、 $\{y\}$ 、 $\{x\}$ を求めることができる。

4. 研究成果

解析で対象とした橋は、図-1 に示すような 3 径間連続橋であり、橋軸直角方向を解析対象とした。なお、1 次と 2 次の固有周期の関係が変化した場合の制震効果を検討するため、上部構造の曲げ剛性を $95 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$ (構造系 1) と $35 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$ (構造系 2) の 2 通りに変化させた。構造系 2 では上部構造の剛性が小さいため、橋脚 2 が大きく振動する 1 次の振動モードと橋脚 1 が振動する 2 次の振動モードが構造系 1 に比べて、比較的分離される。制震装置の総質量は、橋の上下部構造全体の重量 (5750 ton) の 3 % 程度に相当する 180 ton とした。この制震装置をどこに取り付けるのが効果的であるかを検討するため、橋脚 2 上のけたに取り付けるケース (制御系 1) と橋脚 1 上及び橋脚 2 上にそれぞれ取り付けるケース (制御系 2) について解析を行った。ここで、制御系 2 においては、橋脚 1 上の制震装置の質量は 60 ton 、橋脚 2 上の制震装置の質量は 120 ton とし、総質量は制御系 1 と同じく 180 ton とした。

制震装置による制御ゲインを設定するためには、式 (4) の重み係数マトリックスを決める必要があるが、ここでは次式のように定めた。

$$[Q] = \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & K \end{bmatrix}$$

$$[R] = \begin{cases} [r] & \text{(制御系 1)} \\ \begin{bmatrix} r & 0 \\ 0 & r \end{bmatrix} & \text{(制御系 2)} \end{cases}$$

ここで、 r は構造系の振動エネルギーに対してどの程度の制震エネルギーを与えるかを表わす指標である。 r の値が大きいほど小さい制震エネルギーで制御しようとすることになり、解析では $r = 10^{-3}$ 、及び 10^{-5} とした。

解析に用いた入力地震動は、1978 年宮城県沖地震において開北橋近傍の地盤上で観測された記録である。

表-1 は最大応答値の結果をとりまとめたものであり、図-2 は制御力と橋脚基部における曲げモーメントとの関係を示したものである。図-2 において横軸は制御力の最大値の 2 乗をとっている。これらの図表から以下の事項を指摘することができる。

- ① 制震装置により制御を行わない場合に比べて制震装置による制御を行った場合の方が必ずしも全ての応答値が小さくなる訳ではなく、1 個の制震装置を橋脚 2 上に据え付けて制御しようとした制御系 1 では、橋脚 1 上の上部構造変位、橋脚 1 の基部におけるせん断力及び曲げモーメントが非制御の場

合に比べて大きくなることもある。

- ② 制震装置の据え付ける位置及び個数の異なる制御系1及び制御系2を比較すると、橋脚基部の断面力及び上部構造の変位については制御系2のほうが値を小さく抑えることが出来ているが、上部構造の加速度は、特に橋脚2上で制御系2のほうが大きくなっている場合がある。
- ③ 制震装置の制御力を大きくすると、一般的には応答値は小さくなる傾向がある。断面力について見ると橋脚2では制御力を大きくすればするほど、せん断力及び曲げモーメントともかなり小さくなっていることが分かる。これに対して橋脚1では、特に構造系2において制御力を大きくしても必ずしも断面力は小さくならず、逆に大きくなっている場合もある。

5. まとめ

制震構造の地震応答を明らかにするため、2ヵ年度に渡り道路橋を対象として振動台実験及び応答解析を行い、制震構造についての基礎的資料を得た。今後、この結果を実際に構造物に適用して行くためには、実際の地震の時に電氣的、機械的にうまく作動するか制震装置を製作することができるか等、解決すべき問題があり、実用化に向けての検討がさらに必要とされる。

表-1(a) 最大応答値一覧表(構造系1)

制御系	r	変位(cm)		加速度(gal)		せん断力(tf)		曲げモーメント(tf・m)		制御力(tf)	
		P 1	P 2	P 1	P 2	P 1	P 2	P 1	P 2	P 1	P 2
非制御	—	2.42	4.69	658	725	476	904	12700	20200	—	—
1	10 ⁻³	2.35	4.18	591	671	394	840	12400	18000	—	50
	10 ⁻⁵	2.49	3.66	513	611	432	655	13500	13800	—	224
2	10 ⁻³	2.24	3.89	479	632	374	791	11800	16400	37	72
	10 ⁻⁵	2.31	3.67	472	617	392	653	12400	13800	126	215

表-1(b) 最大応答値一覧表(構造系2)

制御系	r	変位(cm)		加速度(gal)		せん断力(tf)		曲げモーメント(tf・m)		制御力(tf)	
		P 1	P 2	P 1	P 2	P 1	P 2	P 1	P 2	P 1	P 2
非制御	—	2.75	4.21	507	474	493	779	15200	19600	—	—
1	10 ⁻³	2.79	3.51	527	464	495	674	15100	15800	—	67
	10 ⁻⁵	2.85	3.42	514	486	509	640	15800	14500	—	123
2	10 ⁻³	2.51	3.50	466	472	445	665	13400	15600	45	56
	10 ⁻⁵	2.50	3.40	478	504	458	623	13300	14000	102	137

(注) 変位及び加速度は各橋脚上の上部構造位置における値、せん断力及び曲げモーメントは各橋脚基部における値を示している。

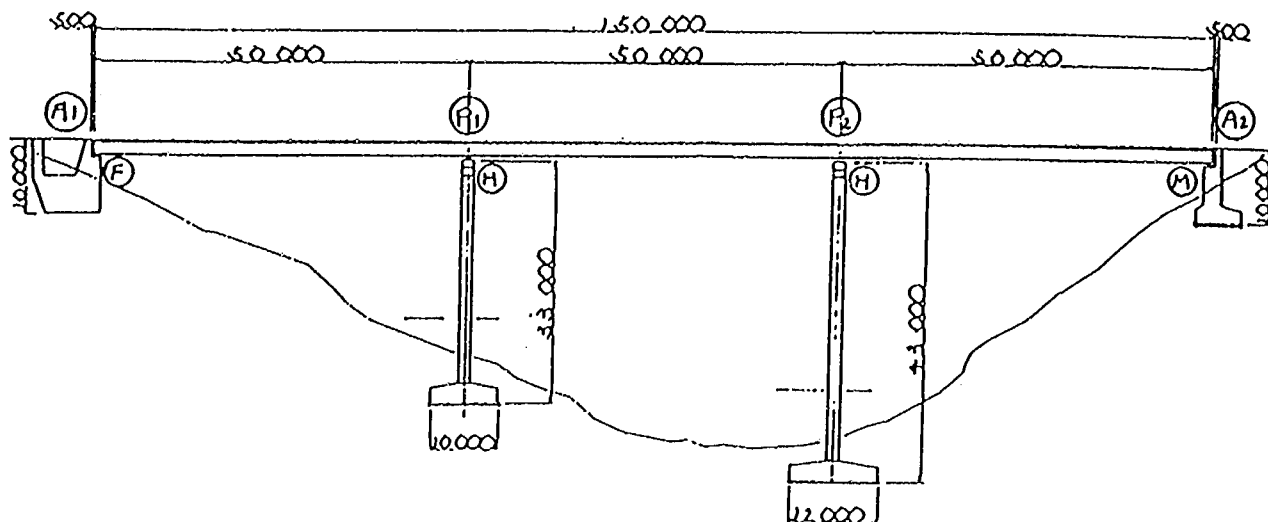


図-1 対象橋梁

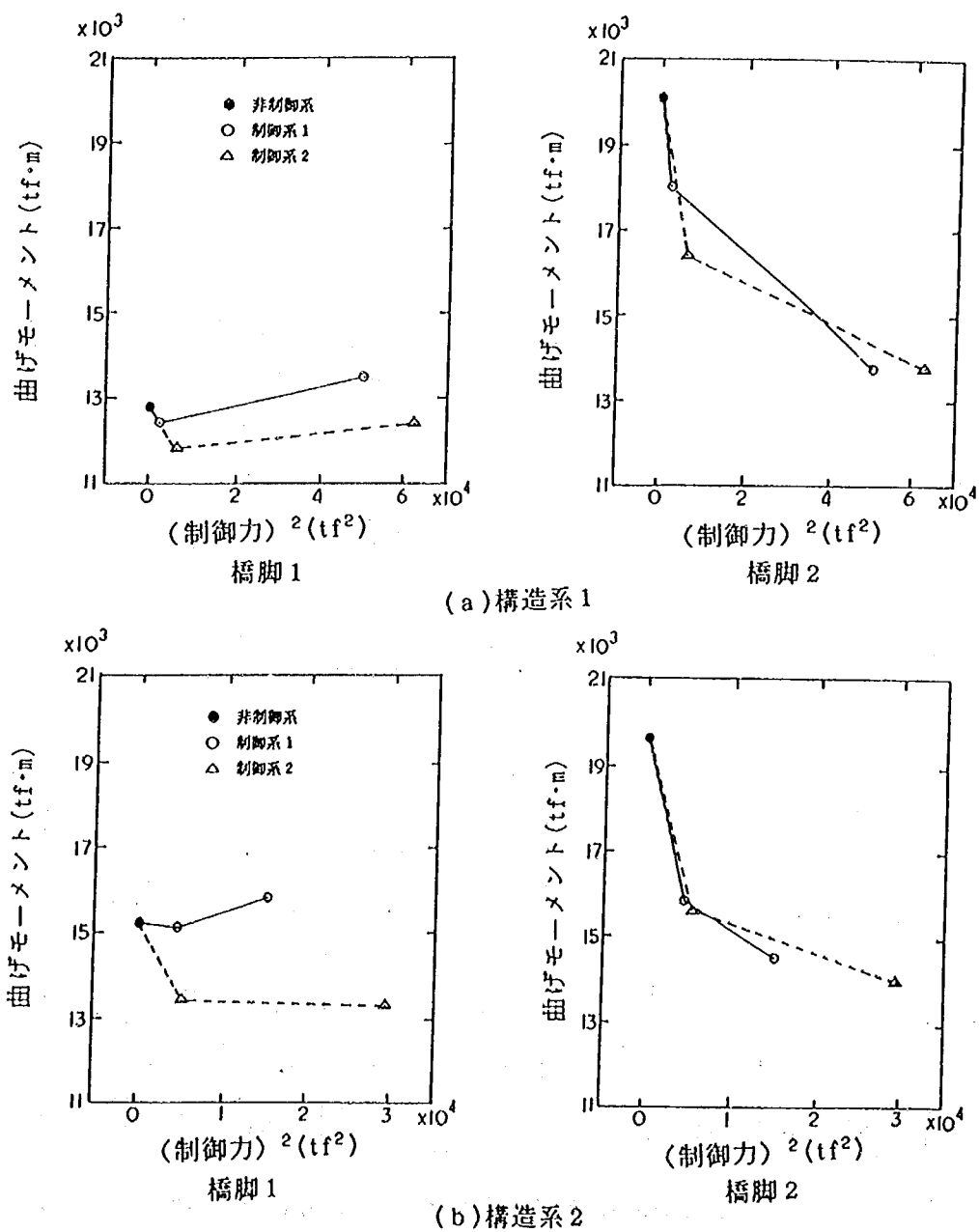


図-2 制御力と断面力との関係

13. 湾岸線の鋼製橋脚の耐震性に関する調査研究 (受託研究費)

耐震研究室 室 長 川島 一彦

研究員 長谷川金二

吉田 武史

1. まえがき

都市内高速道路に多用されている鋼製橋脚は、既往の大地震により大きな被害を受けた事例はなく、その地震時挙動および地震被害状況は十分には明らかになっていない。阪神高速道路公団湾岸線においても、鋼製橋脚が数多く用いられているが、同路線の重要性から大地震に対しても十分な耐震性を有することが必要とされている。そこで、本課題では、阪神高速道路公団湾岸線に用いられている鋼製橋脚を対象とした模型の動的載荷実験により、その動的耐力および変形性能を検討し、大地震に対する耐震性を調査するものである。

昨年度は、鋼製橋脚の基本的な地震時耐力および変形性能について検討するとともに、特に模型橋脚柱部のすみ肉溶接サイズの大きさが地震時耐力および変形性能に及ぼす影響を調査した。今年度は、昨年度に引続き、同一諸元を有する鋼製橋脚模型を用いて、載荷履歴の影響を検討した。

2. 調査目的

本調査の目的は、阪神高速道路公団湾岸線に採用されている鋼製橋脚の動的耐力および変形性能について検討することである。

3. 調査方法

3. 1 実験に用いた鋼製橋脚模型

阪神高速道路公団湾岸線に用いられている高さ10m、断面寸法1.8m×1.8mの1本柱鋼製橋脚を原形とし、この1/4.5模型を図1のように2体を製作した。この模型は、昨年度用いた模型と同一寸法を有する。模型は鋼製の柱とベースプレートで構成されており、柱下端から載荷点中央までの柱の高さは2.4mである。また、柱断面は0.4m×0.4mの箱型断面である。ただし、リブで補剛されたウェブ及びフランジの面内及び面外の非弾性挙動をモデル化する場合の模型相似律をどのようにとるべきかに関してはよくわからないため、ここでは、フランジ、ウェブ、リブ等の寸法及び板厚をともに1/4.5にすることとし、これに最も近い鋼板(SS41)の規格値から、板厚を4.5mm(フランジ及びウェブ)、3.2mm(リブ)とした。鋼板単体の引張実験から求めた降伏強度は2810kgf/cm²であり、これを基に計算すると、柱基部を計算上降伏させるために必要な橋脚天端作用力は10.6tonfであり、そのときの変位は12mmとなる。次に、柱基部が全面

的に塑性域に入る全塑性モーメントに対応する橋脚天端作用力を求めると14.6tonfとなる。また、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編に規定されているSS41の許容応力度（割増し係数を1.5とする）から橋脚天端における耐力を求めると、7.2tonfとなる。したがって、40tfの桁重量を仮定すると、設計水平震度は0.18となる。なお、供試体の補剛板の寸法は、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編3.2.4補剛材に規定されている補剛板の断面二次モーメント及び断面積に関する規定を満足するものである。

3. 2 調査方法

実験では、図2に示すように鋼製橋脚をアンカーボルトで鋼製の架台に取り付け、さらにこの架台を反力壁に取り付けた上で、土木研究所所有の加振機および軸力載荷装置を用いて、鋼製橋脚模型に動的な正負交番水平力および一定軸力を載荷した。軸力は、実橋の上部構造の死荷重を考慮して、20tf（軸力による鋼板の応力は 234kgf/cm^2 ）とし、橋軸方向に正負交番載荷を変位制御モードで行なった。昨年度の実験では、降伏変位 δ_y を基準として、この整数倍の変位振幅で10回ずつ載荷をくり返しなが、終局状態まで載荷したが、今年度の実験では載荷履歴の影響を調査するため、正負交番載荷において変位振幅を単純に増加させる載荷履歴と、単純に減少させる載荷履歴を用いた。つまり、供試体1では振幅を $1\delta_y \rightarrow 2\delta_y \rightarrow 3\delta_y \rightarrow \dots$ とくり返し回数1回で漸増させ、供試体2では $6\delta_y \rightarrow 5\delta_y \rightarrow 4\delta_y \rightarrow \dots$ とくり返し回数1回で振幅を漸減させた。ここで、降伏変位は上部構造重量による軸力20tfを考慮してフランジが計算上降伏する時の変位(12mm)とした。この際、載荷は準静的（載荷速度1mm/sec）に行なった。なお、本載荷を行う前には、供試体と架台とのなじみを持たせるために、いずれの供試体においても $0.5\delta_y$ の予備載荷を行っている。

実験では、加振機の水平力、加振機の変位、軸力、柱部のひずみ、柱の架台からの抜け出し、柱と架台との載荷方向のずれを測定した。また、実験終了後には、亀裂、座屈による面外変形量などの柱部の損傷状況も観測した。

4. 調査結果

図3は各供試体の橋脚天端の荷重～変位の関係（履歴曲線）を示したものである。ここで、変位は柱のみの曲げ変形を取り出すため、加振機の変位から柱基部における回転及びずれによる変位を差し引いたものを横軸の変位としている。従って、 $1\delta_y$ の載荷であっても実際の柱の曲げ変形は $1\delta_y$ よりも小さくなっていることに注意しなければならない。この図よれば、供試体1では $1\delta_y$ から $4\delta_y$ の載荷まで、供試体2では $4\delta_y$ から $1\delta_y$ の載荷までは履歴曲線が紡錘形をしており、最大変位及び最小変位の点がほぼ最大荷重及び最小荷重の点に相当している。これに対して供試体1の $5\delta_y$ から $7\delta_y$ の載荷まで、供試体2の $6\delta_y$ から $5\delta_y$ までの載荷では履歴曲線が、平行四辺形をしており、最大変位及び最小変位に達する前に最大荷重及び最小荷重を示している。また、同図には鋼板単体の引張試験から計算により求めた降伏剛性（＝降伏耐力／降伏変位）を点線で示しているが、計算値に比べて実験の方が剛性は小さくな

っている。最大荷重は、供試体 1 の正側では 14.4tonf、負側では -16.5tonf であり、供試体 2 の正側では 14.6tonf、負側では -16.5tonf であり、載荷履歴の影響はほとんどない。しかし、全塑性荷重（柱基部の全塑性モーメントに対応する荷重）と比べると正側では、ほとんど最大荷重に一致しているが、負側では最大荷重は全塑性荷重より 13% 程度大きくなっている。

図 4 及び図 5 は、等価粘性減衰定数及び等価剛性が載荷振幅の変化とともにどのように変化したかについて供試体 1 と供試体 2 の実験結果を比較したものである。なお、ここで等価粘性減衰定数は、1 サイクルの載荷の間に供試体に吸収されたエネルギーと最大及び最小変位時のひずみエネルギーとの比から求めたものであり、また等価剛性は最大及び最小変位時の割線剛性である。等価粘性減衰定数は、同一載荷振幅に対して供試体 1 と供試体 2 で大きな差はないが、 $1\delta_y$ 、 $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ 及び $4\delta_y$ の載荷では、載荷振幅を漸増させた供試体 1 に比べて載荷振幅を漸減させた供試体 2 の方が約 5 % 程度大きくなっている。また、 $6\delta_y$ の載荷では逆に供試体 2 に比べて供試体 1 の方が約 5 % 程度大きくなっている。次に等価剛性を見ると等価粘性減衰定数に比較して載荷履歴の影響が大きく現れており、載荷振幅を次第に大きくして行った供試体 1 に比べて、最初の大きな載荷振幅により大きな損傷を受けた供試体 2 の方が、等価剛性が小さくなっている。

図 6 (a) 及び (b) は、それぞれ供試体 1 及び供試体 2 の各載荷終了後に柱基部の面外変形がどのように変化したかを示したものである。供試体 1 では、 δ_y の載荷までは大きな面外変形は見られなかったが、それ以降の載荷では指数関数的に面外変形が大きくなっている。この面外変形の進行状況と履歴曲線とを比べると、最大耐力を示した $4\delta_y$ の載荷以降、面外変形が大きくなるとともに耐力も低下したことが分かる。これに対して供試体 2 では、 $6\delta_y$ 及び $5\delta_y$ の載荷により面外変形が急激に大きくなったが、 $4\delta_y$ 以降の載荷では面外変形はあまり変化せず、供試体 1 と比べると最終的にも小さな面外変形に収まっている。図 7 は載荷方向に平行な面の最終的な面外変形の状況を等高線で表したものである。いずれの供試体においても横リブ位置ではその拘束効果により面外変形が抑えられているが、それよりも下のパネルにおいて、局所的な座屈が起こっていることが分かる。

5. 結論

鋼製橋脚の動的耐力および変形性能に及ぼす載荷履歴の影響を検討するため、鋼製模型橋脚の動的載荷実験を行った。その結果、以下のことが明らかになった。

- 1) 履歴曲線の形は、載荷履歴によらず載荷振幅が $4\delta_y$ までは紡錘形であり、それより大きな載荷振幅においては平行四辺形となっている。また、最大耐力も載荷履歴の影響を受けず、特に正側の最大耐力は計算から求められる全塑性荷重とはほぼ一致している。
- 2) 等価剛性は載荷履歴の影響を大きく受け、最初の大きな損傷を受けた供試体 2 の方が剛性は小さくなる。これに対して等価粘性減衰定数は、載荷履歴の影響をあまり受けない。
- 3) 供試体 1 では最大耐力までは大きな面外変形は生じないが、それ以降で急激に面外変形が大き

くなり、これに伴って耐力も低減して行く。これに対して供試体2では初めに大きな面外変形が生じるが、それ以降では面外変形が進行しない。

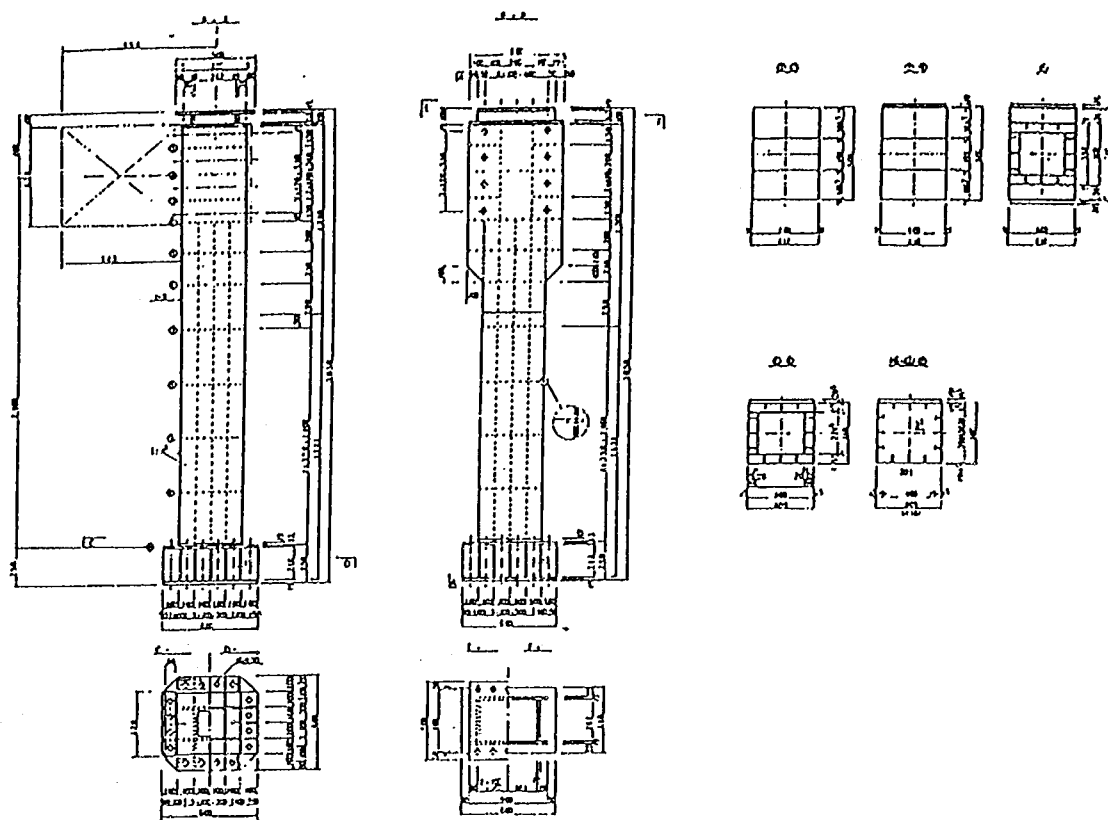


図1 鋼製橋脚模型

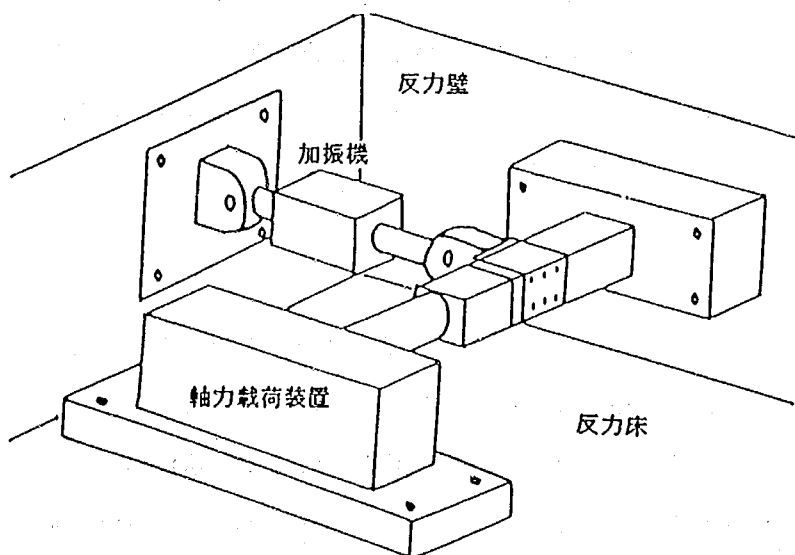
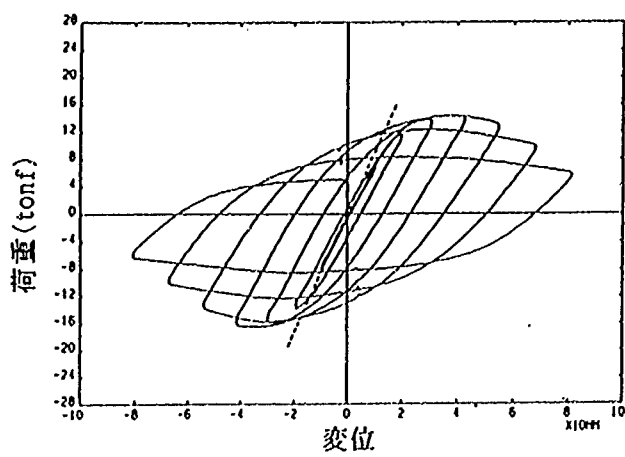
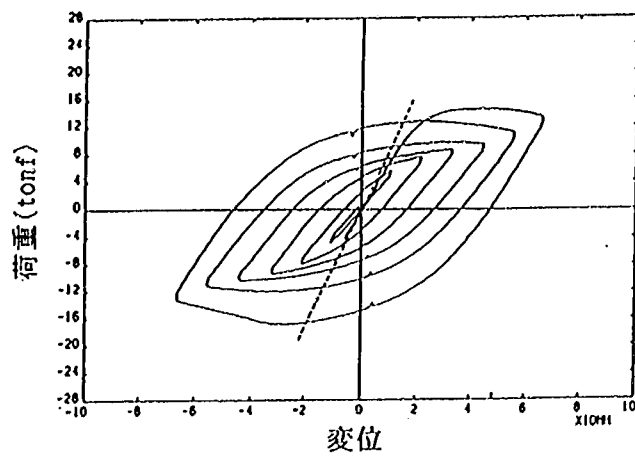


図2 実験状況



(a) 供試体 1



(b) 供試体 2

図3 履歴曲線

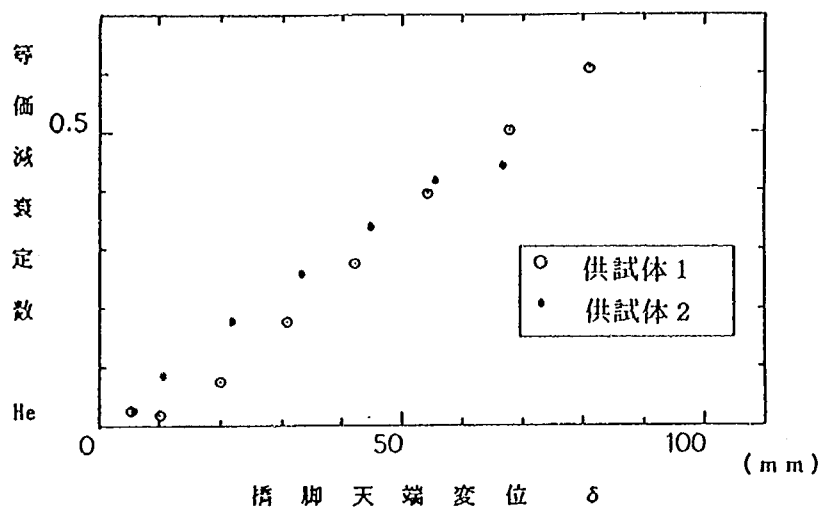


図4 等価粘性減衰定数の比較

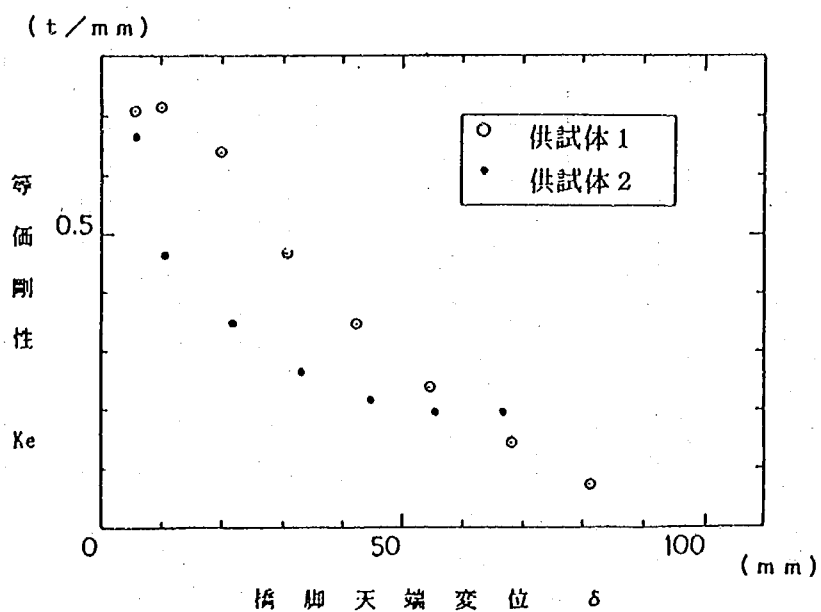
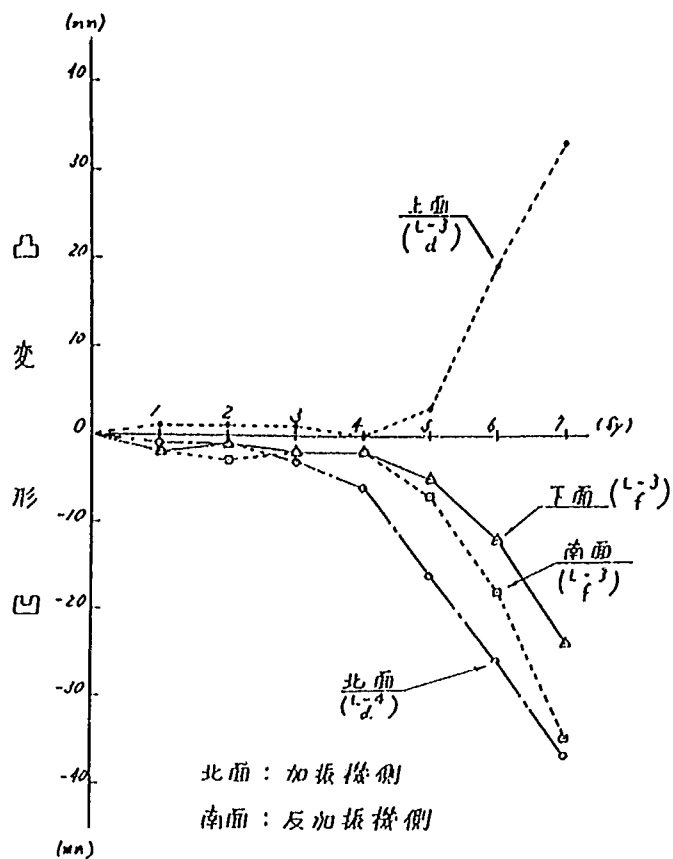
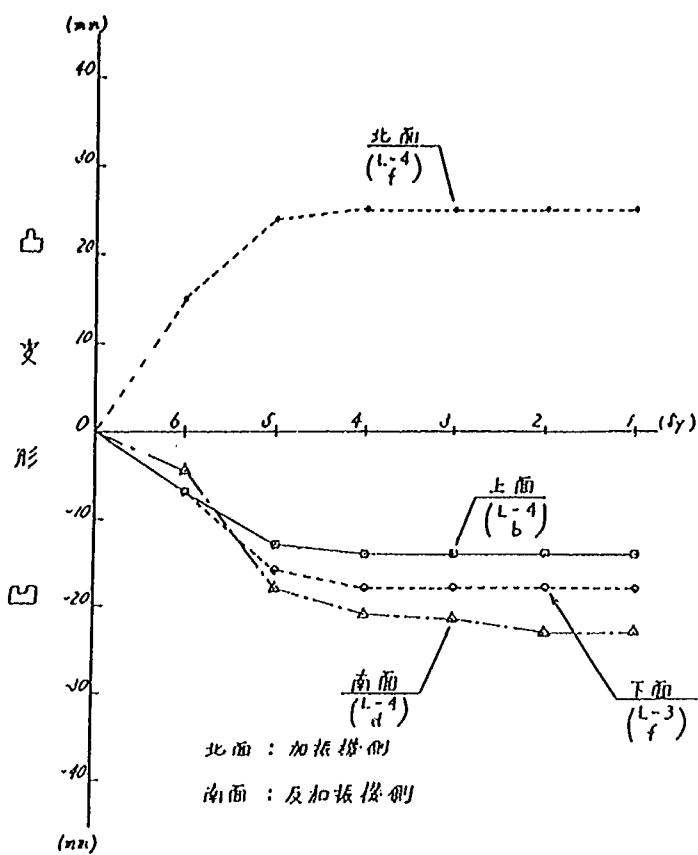


図5 等価剛性の比較

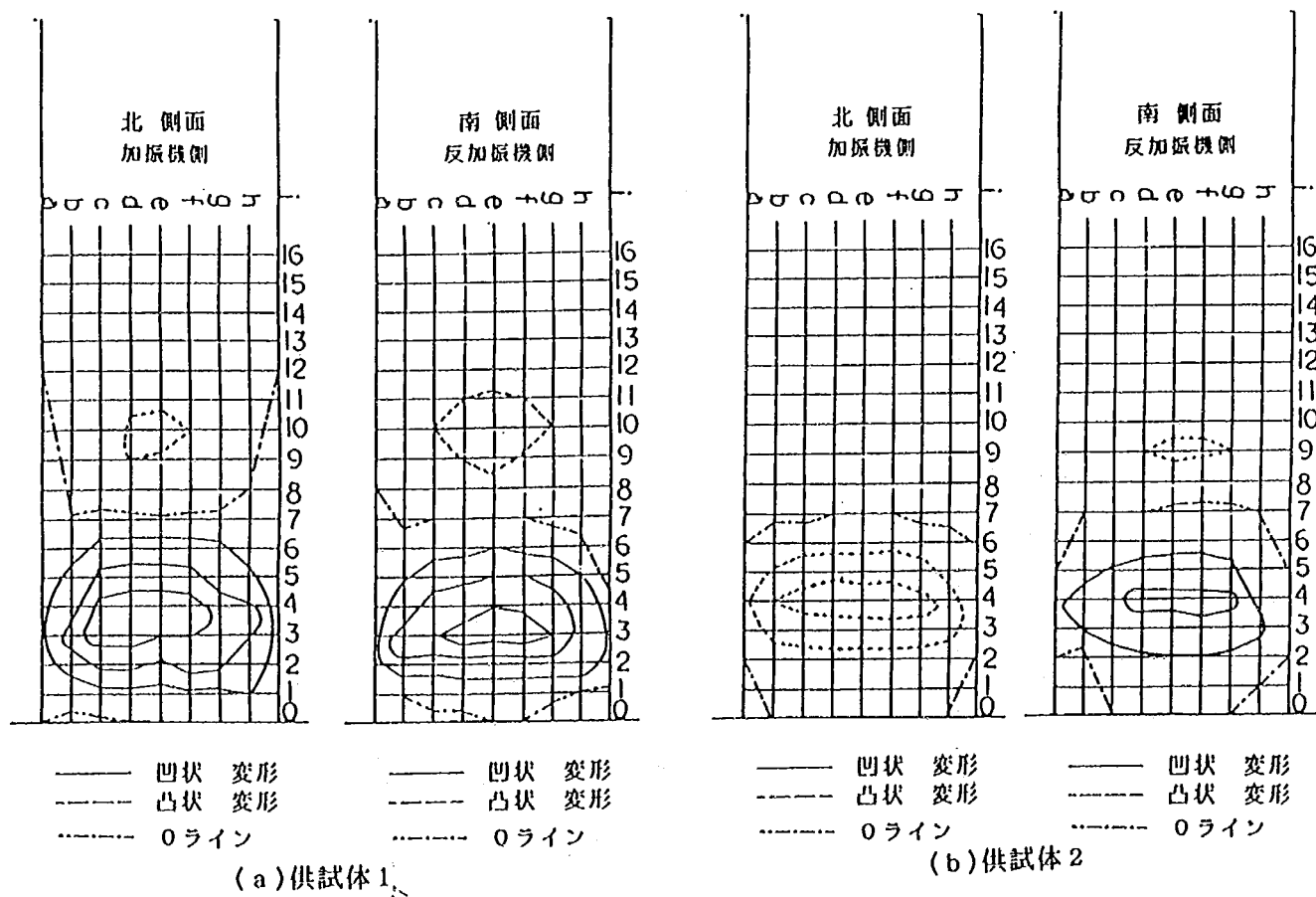


(a) 供試体 1



(b) 供試体 2

図6 面外変形の進行過程



(a) 供試体 1

(b) 供試体 2

図7 最終面外変形状況

14. 明石海峡大橋・米島海峡大橋の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

吾田洋一

1. まえがき

従来、本州四国連絡橋の耐震計算は、昭和49年度9月の土木学会本州四国連絡橋の耐震設計・同解説によって行われているが、未固結の軟岩あるいは岩盤上に巨大の基礎が設置されるため、明石海峡大橋・米島海峡大橋の基礎の耐震設計には、近年の耐震工学に関する新しい知見を踏まえた新しい耐震設計法及び安定照査法を導入することが求められている。

2. 調査目的

米島海峡大橋の動的な概念を取れ入れた剛体基礎の安定照査法の開発を目的とする。

3. 調査内容

3. 1 剛体基礎模型の振動台加振実験

剛体基礎の浮き上がり及び転倒に関する動的な安定照査法の開発を目的として、剛体基礎の浮き上がり及び転倒現象がどのような状況で生じるかを実験的に検討する。

3. 2 実験結果のシミュレーション解析

3. 1 に示した実験結果をもとに昭和62年度に開発した剛床状の剛体基礎の転倒滑動解析電算プログラム D S R J によってシミュレーション解析を行ない、実験結果と比較検討する。

3. 3 弾性床上の剛体の転倒・滑動・ジャンプの電算解析プログラム D S R J

II の開発

弾性床上で、剛体基礎が置かれた場合の転倒・滑動・ジャンプを解析できる

電算プログラム D S R J II を開発した。また、米島大橋 4 A アンカー基礎の検討案（高さ 8.2 m、幅 4.5 m、奥行 4.5 m、重量 43.6 万 t f）を対象として、地震波入力をうける場合に基礎底面地盤の軟化が転倒加速度に及ぼす影響を検討した。

4. 調查結果

4. 1 剛体基礎模型の振動台加振実験

写真-1, 2に示すように振動台上にコンクリート製(4 m×2 m, 厚さ30 cm)の台座を固定し、その上に鋼製の片枠中にコンクリートを打設して製作した供試体を置いて振動台実験を行った。反発係数を変化させる目的で供試体と台座が直接コンクリート面で接する場合と供試体と台座の間に厚さ3 cmのゴムマット(硬度65度、公称弾性係数40 kgf/cm²)を敷いた場合の2種類を考慮した。実験供試体は、表-1に示すように4種類とした。実験ケースは、4体の供試体に対し、それぞれ支持条件をコンクリート及びゴムマット(厚さ3 cm)とした2ケースについて、正弦波(定常加振、及び加振振幅漸増加振)及び地震波を入力するものとした。なを、加振実験の前に、コンクリート台座と供試体間の摩擦係数及び反発係数の測定を行った。

表-2 は正弦波加振実験で、供試体 1 及び 2 の浮き上がり加速度と転倒加速度を求めた結果である。計算上の浮き上がりは供試体の幅と高さから決まる基準加速度（式（1））を越えた場合に生じる。

$$A \geq B / H \cdot G \quad (1)$$

ここで、 Λ : 基礎重心の最大応答加速度

B, H: 基礎の幅及び高さ

G : 重力加速度

基準加速度は供試体 1 の場合には 3 2 7 g a 1、供試体 2 の場合には 2 4 5 g a 1 となる。実験では、この計算値よりも約 2 割ほど小さな値で浮き上がりが見

生じている。これは、基礎の低面が完全な平面ではなく、わずかに隙間があることによるものと考えられる。また、ある振動数（転倒限界振動数）よりも小さな振動数領域では浮き上がりが生じた後、1～2回の同位相振動（振動台の動きの方向と供試体のロッキング振動の方向が同じ振動）の後にすぐ転倒が生じるが、転倒限界振動数よりも高い振動数領域では、浮き上がりが生じた後、さらに加速度を増加して行くと不安定な振動が生じる領域があり、その後安定な逆位相振動に移行する。このような逆位相振動が生じた場合には700 g a₁（正規化加速度の2.1倍（供試体1）、2.9倍（供試体2））まで加振しても転倒には到らなかった。また、コンクリート面の場合とゴムマットの場合では大きな違いは認められない。

図-1は加振振幅漸増加振実験の結果得られた供試体1、3、4の回転角と加速度振幅の関係を示したものである。ここでは、時刻0から入力加速度の最大値が生じる時刻までの間の関係を示している。1.5 Hz加振の場合に着目すると、同じ入力加速度でも供試体が多い場合ほど回転角は小さく、供試体1は転倒するが供試体3、4は逆位相振動を生じただけである。3 Hz加振の場合には、いずれの供試体も逆位相振動を生じているが、供試体が多いものほど回転角は小さく、供試体3では供試体1の約1/2、供試体4では供試体1の約1/4となる。

図-2は、地震波入力の場合の浮き上がりや転倒が生じる入力加速度の最大値を示したものである。これによれば、開北橋記録を入力した場合には模型の小さいものほど回転角が大きくなっている。

4. 4 実験結果のシミュレーション解析

実験結果のシミュレーション解析を行った。解析はすべてゴムマットの場合を対象とした。

正弦波加振の場合は供試体1及び2について解析を行った。実験と解析を比較すると、実験では浮き上がりの生じる加速度は正規化加速度の0.8程度と小さくなっており、また、転倒の生じる加速度も計算値よりも小さい。ただし転倒限界振動数よりも高い振動数では実験では転倒が生じなかったが、計算上は転倒が生じている。これらの原因は前述したように模型低面と架台間の仕

上がりに起因する微妙ながたつきによるものと考えられる。

加振振幅漸増加振については供試体 1 および 4 にたいして解析を行った。供試体 1 については回転角加速度波形はよく一致するが、回転角変位波形は実験値の方は加振振動数よりも長い周期の波となった。供試体 4 については回転角変位、回転角加速度ともにその形状、値がよく一致している。

地震波加振実験については供試体 1 に対して解析を行った。これによれば、浮き上がり加速度は実験の方がわずかに早く生じており、また、実験では転倒するが計算では転倒しないという結果が得られた。

5. 弾性床上の剛体基礎の転倒・滑動解析による試算

5. 1 試算ケース

本年度は、米島海峡大橋 4 A アンカー基礎の検討案（高さ 8.2 m、奥行き 4.5 m、重量 43.6 万 t f）を対象として解析した。ここで、入力地震動は開北橋記録の最大値を 600 gal に調整したものを使用した。また、地盤バネ定数 k を 10 kg/cm^3 、 50 kg/cm^3 、 100 kg/cm^3 の 3 ケースに変えて試算した。

5. 2 試算結果

表-5 は、最大応答値をまとめたものであるが、これによれば、初期弾性変形状態からの浮き上がり量は、 $k = 10 \text{ kg/cm}^3 \rightarrow 50 \text{ kg/cm}^3 \rightarrow 100 \text{ kg/cm}^3$ となるにつれて、微小 $\rightarrow 0.31 \text{ mm} \rightarrow 3.4 \text{ mm}$ と大きくなる。また、初期弾性変位量に相当するだけのリバウンドを差し引いた純粋な浮き上がり量も、当然ながら、バネ係数 k が大きい場合に生じる。また、 $k = 10 \text{ kg/cm}^3$ 及び 50 kg/cm^3 の場合には純粋な浮き上がりは生じなかった。

6. 今後の課題

基礎のもぐり込みや根入れの影響を考慮した上で基礎の安定照査法を検討していく必要がある。

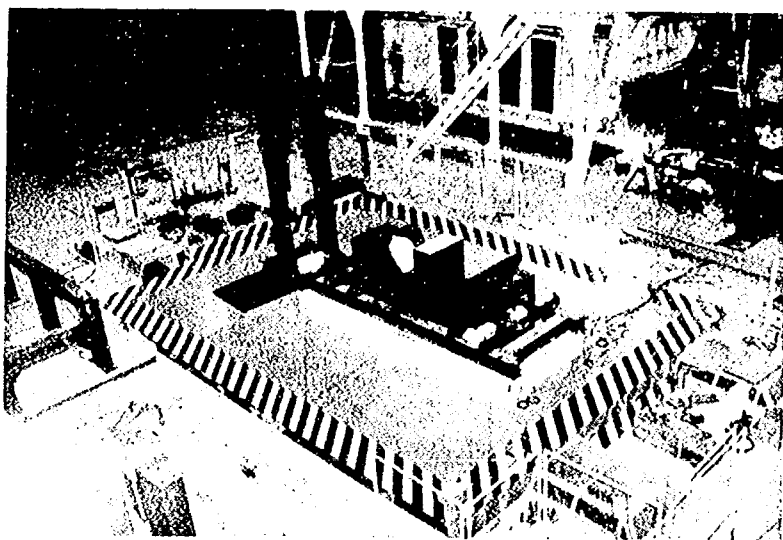


写真-1 実験状況

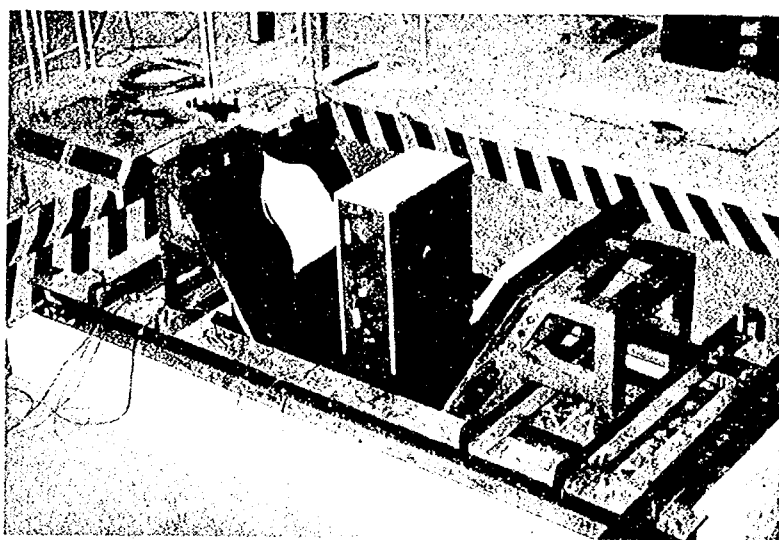
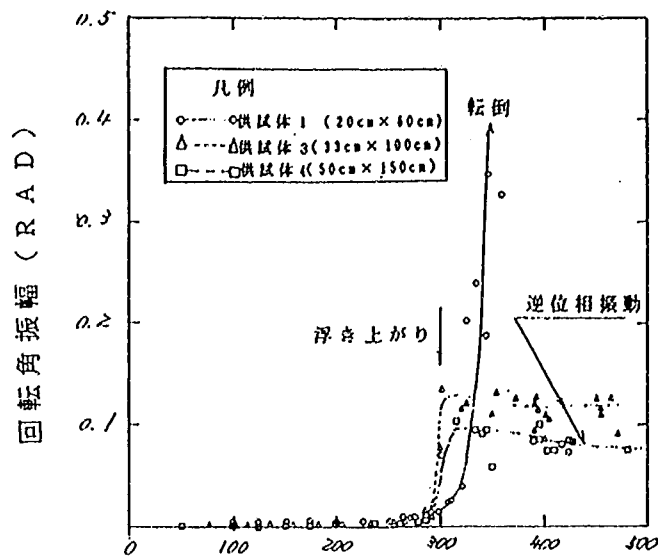


写真-2 供試体設置状況

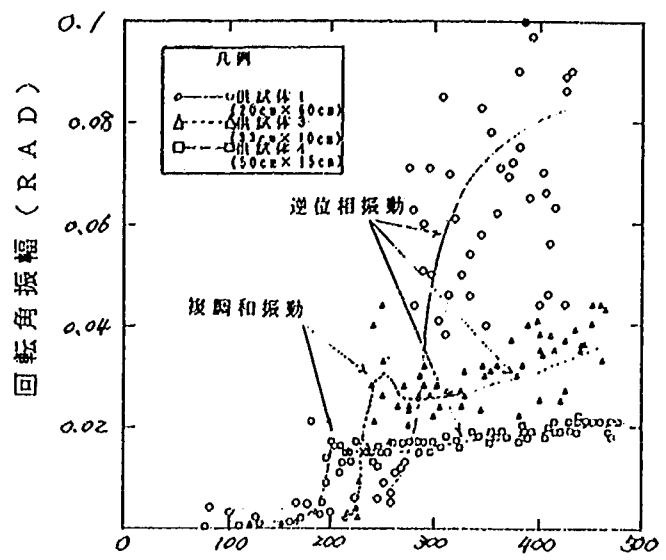
表-1 実験供試体

供試体	寸法 (cm)	重量(kg)
1	20 × 40 × 60	139
2	15 × 30 × 60	82
3	33 × 66 × 100	579
4	50 × 75 × 150	1,452

注) 寸法は、幅×奥行×高さの順で示している。

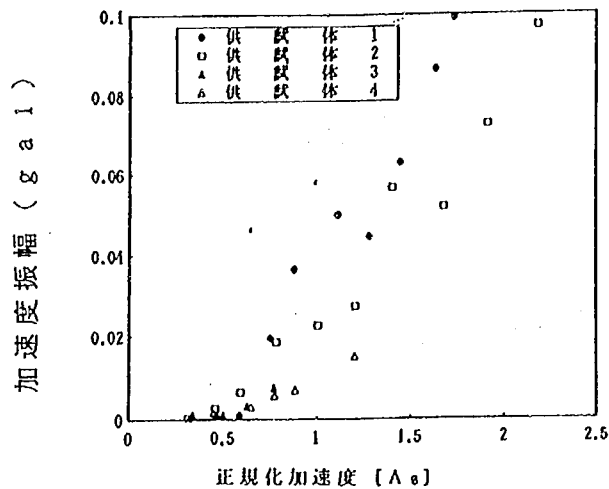


(a) 1.5 Hz 加振

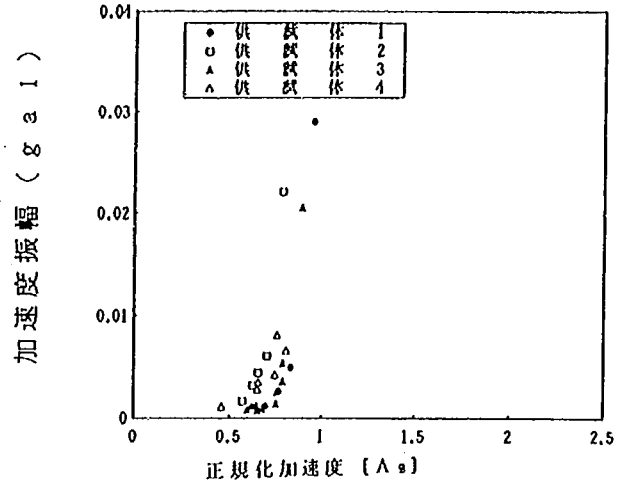


(b) 3 Hz 加振

図-1 加振振幅漸増加振による入力加速度と回転角の関係



(a) 開北橋記録



(b) 八郎潟記録

図-2 地震波入力による回転角の関係

表-2 基礎底面の変形を考慮した場合の回転角 (来島海峡 4A 基礎)

応答値		地盤バネ k (kg/cm ³)		
		10	50	100
重心点の 最大応答変位	水平 [cm]	2.19	1.20	1.56
	上下 [cm]	3.22	0.448	0.304
	回転 [rad]	5.24×10^{-4}	2.79×10^{-4}	3.79×10^{-4}
重心点の 最大応答加速度	水平 [cm/sec ²]	730	486	623
	上下 [cm/sec ²]	0.130	60.0	450
	回転 [RAD/sec ²]	23.4	17.7	17.8
基礎の弾性沈下量 [cm]		2.15	0.432	0.215
基礎底面の 浮き上がり量	初期弾性沈下量からの浮き上がり [cm]	0.000181	0.0311	0.334
	初期弾性沈下量を差し引いた浮き上がり量 [cm]	—	—	0.120

15. 東京湾横断道路シールドトンネルの耐震性に関する調査

(受託工事費)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
加納 尚史

1. まえがき

東京湾横断道路トンネルの基本構造は、昭和60年に従来の沈埋トンネル(L=4,800m)からシールドトンネル(3函併設、L=9,105m)へと大きく変更された。シールドトンネルは沈埋トンネルと同じく線状地中構造物であり、応答変位法および地震応答解析報を基本とした耐震計算法は沈埋トンネルと共通点もあるが、シールドトンネルは多数のセグメントから組み立てられていること、3函併設されることなどから、新たにシールドトンネルに固有な耐震性に関する検討が必要となる。東京湾横断道路シールドトンネルの耐震性に関して検討が必要と考えられる項目は次の通りである。

- 1) シールドトンネルの耐震解析モデル化の方法
- 2) シールドトンネルが併設された場合の影響の評価方法
- 3) 地盤とシールドトンネルを結ぶバネの評価方法
- 4) 構造物、人工塔との接続部の耐震設計法

このうち、昭和60年度には上記1)のうちのリング継手の剛性の評価方法および覆工剛性の非線形性がトンネルの応答に及ぼす影響に関する検討を行い、昭和61年度には上記2)に関連して3函併設されたシールドトンネルが連絡横坑で相互に接続された場合の解析方法を提案するとともに試算によりその挙動特性を検討した。また、昭和62年度にはリングを組んだシールドトンネル模型供試体の動的軸力載荷実験を行い、トンネル長手方向に地震力が作用した場合のトンネルの挙動特性および破壊特性を明らかにするとともに、トンネル長手方向の覆工剛性を把握した。

最終年度である本年度は、シールドトンネルが曲げおよびねじり力を受けた場合のトンネルの挙動特性、破壊特性を明らかにすることを目的として、リングを組んだトンネル模型供試体の動的曲げ載荷実験および動的ねじり載荷実験を実施した。

2. 調査目的

本調査は、東京湾横断道路に計画されているシールドトンネルの耐震性に関する検討を行い、トンネルの合理的な設計に資することを目的とする。

3. 実験方法の概要

3. 1 実験供試体

供試体としては、図1に示すように厚さ125mm、長さ900mmのRCセグメント4個をリング状に組み、これをリング継手により長手方向に4リング分だけ連結したDタイプ供試体、およびこれに厚さ200mmの二次覆工コンクリートを打設して一体構造としたEタイプ供試体の2種類を、曲げ載荷用およびねじり載荷用各々1体、計4体作製した。二次覆工の円周方向にはリング筋としてD13を12本、長手方向には供試体の全長にわたってD13を16本配置した。リング継手およびセグメント継手は図2に示すものを用いた。なお、本供試体は昨年度実施した動的軸力載荷実験に用いたのと全く同じものである。

3. 2 載荷方法

(1) 曲げ載荷実験

図3に示すように、横にした供試体の両端をそれぞれ反力壁および載荷桁に固定し、載荷桁の両端に接続した2台の動的加振機を逆位相で操作することにより供試体に純粋な曲げモーメントを載荷した。

(2) ねじり載荷実験

図4に示すように、縦にした供試体の両端をそれぞれ反力床および載荷板に固定し、載荷板の両端に接続した2台の動的加振機を逆位相で操作することにより供試体に純粋なねじりモーメントを載荷した。

4. 実験結果

4. 1 曲げ載荷実験

(1) 損傷の進展順序

Dタイプ供試体及びEタイプ供試体の曲率と載荷曲げモーメントとの履歴を示すと図5の通りである。供試体のリング接合面を反力壁に近い方からJT1, JT2, JT3とすると、Dタイプ供試体の損傷は曲げモーメントの増加にともない次の順序で進展した。①リング継手の周辺にクラックが発生(JT1, 2, 3)、②リング継手金具面板が降伏(JT2)、③リング継手のアンカー鉄筋が降伏(JT2)、④リング接合面の位置で供試体の外周面にクラックが発生(JT1, 2, 3)、⑤リング継手のアンカー鉄筋が破断(JT1)。

また、Eタイプ供試体の損傷は次の順序で進展した。①リング接合面位置で二次覆工コンクリートにクラックが発生(JT1, 2, 3)、②リング接合面位置で二次覆工鉄筋が降伏(JT1, 2, 3)、③リング継手金具面板が降伏(JT2)、④リング接合面位置で供試体外周面にクラックが発生(JT1, 2, 3)、⑤リング継手のアンカー鉄筋が降伏(JT2)、⑥リング継手のアンカー鉄筋が破断(JT1, 2)。

Dタイプ供試体及びEタイプ供試体の最終的な破壊状況を示すと図6の通りである。一次覆工の損傷は両タイプ供試体ともリング接合面に集中しており、これ以外の箇所には何等損傷は認められなかった。また二次覆工には供試体の円周方向に初期クラックが生じていたが、リング接合面の位置以外に生じたクラックは載荷が進んでも進展が認められなかった。

Dタイプ供試体におけるリング継手の損傷状況を示すと図7の通りである。二次覆工のないDタイプ供試体では、ボルトボックス内にコンクリートが充填されていないため、継手金具面板は“く”の字状に変形した。また、ここには示さないが、ボルトボックス内にコンクリートが充填されるEタイプ供試体では、継手金具面板はボルト孔を中心に円錐台状に変形した。

以上に示した損傷の進展状況、最終的な破壊状況及びリング継手の損傷状況は、Dタイプ供試体、Eタイプ供試体とも、昨年度実施した正負交番動的軸力載荷実験の結果と全く同様である。これはシールドトンネルが曲げを受ける場合でも、トンネルの両側では基本的に引張力及び圧縮力を受けることになるためである。

(2) 供試体長手方向の変形特性

Dタイプ供試体では、上記③の状態までは各リング接合面は均等に開いているが、④の状態になると初めに外周面にクラックが発生したJT1においてのみ開き量が増加し、供試体の破壊はJT1に集中した。これに対してEタイプ供試体では上記⑥のアンカー鉄筋の破断が始まるまで各リング接合面の開き量はほぼ等しく、供試体の破壊は複数のリング接合面に分散して生じた。このように損傷が分散する効果は、動的軸力載荷実験においても認められたものであり、二次覆工内に配置された長手方向の二次覆工鉄筋のねばりによるものである。

(3) 供試体円周方向の変形特性

Eタイプ供試体におけるセグメント継ぎボルトの軸力と載荷曲げモーメントとの履歴を示すと図8の通りである。なお、Dタイプ供試体におけるこれらの関係もこれと全く同様の傾向を示している。この図によれば、セグメント継ぎボルトの軸力は載荷モーメントの大きさに関わらず初期値のまま一定であり、本実験で対象とした覆工構造ではトンネルの曲げ変形にともなう円周方向の力はほとんど生じていないことがわかる。ただし、本実験に用いた供試体は外径に対して覆工厚が比較的厚いものであり、覆工厚が薄く面外変形が生じやすいような場合については別途検討が必要である。

(4) 中立軸の移動

Dタイプ供試体で、リング接合面JT2におけるリング継手の長手方向の相対変位を示すと図9の通りである。これによれば、載荷の初期段階では供試体の圧縮縁で負の相対変位を生じている継手は3つあるのに対し、末期段階では1つに減少している。これは載荷にともなって中立軸が圧縮縁側に移動していることを示すものである。Eタイプ供試体においてもこれと同様な現象が認められるが、この現象は供試体の引張縁でリング継手あるいは二次覆工鉄筋が降伏し、圧縮側に比べて引張側の剛性が低下することによって生じるものである。

4. 2ねじり載荷実験

(1) 破壊特性

Dタイプ供試体及びEタイプ供試体の最終的な破壊状況を示すと図10の通りである。なお、Eタイプ供試体では載荷装置の制約から、アンカー鉄筋や二次覆工鉄筋の破断が始まる前に載荷を終了している。

Dタイプ供試体では、リング継手及びセグメント継手を中心としてトンネルの内外面に多くのクラックが発生し、最終的にはリング継手のアンカー鉄筋及びリング継ボルトが破断したことによって破壊に至った。また、Eタイプ供試体では、セグメント及び二次覆工の両方に亀甲状のクラックが発生し、

最終的には継手部のコンクリートが剝落して内部の鉄筋が露出した。以上の結果は、動的軸力載荷実験及び前述した動的曲げモーメント載荷実験において、リング接合面にのみ損傷が生じ、その他の箇所では何等損傷が生じなかったのと大きく異なるものである。

(2) 損傷の進展順序

Dタイプ供試体及びEタイプ供試体の円周方向変位と載荷ねじりモーメントとの履歴を示すと図11の通りである。供試体のリング接合面を反力床に近い方からJT1, JT2, JT3とすると、Dタイプ供試体の損傷はねじりモーメントの増加にともない次の順序で進展した。①リング接合面で滑りが発生(JT3, 2, 1の順)、②供試体外周面にクラックが発生(JT1, 2, 3)、③リング継手のアンカー鉄筋が破断(JT2)、④リング継ボルトが破断(JT2)。

また、Eタイプ供試体の損傷は次の順序で進展した。①供試体全長にわたる二次覆工のクラックが発生、②供試体の外周面にクラックが発生(JT1, 2, 3)、③セグメントに亀甲状のクラックが発生(JT1, 2, 3)、④セグメント、二次覆工ともにコンクリートの剝落が生じて内部の鉄筋が露出。ここに、リング接合面の滑り、二次覆工の大きな斜めクラック、セグメントに生じた亀甲状のクラックは以前の実験では認められず、シールドトンネルがねじり力を受けて破壊する場合の特徴であると考えられる。

(3) セグメントの挙動特性

Dタイプ供試体及びEタイプ供試体で、同一セグメントの同一辺上にある2つのリング継手は異なった変形を生じた。すなわち、一方は図7に示したように金具面板が“く”の字状(Eタイプ供試体の場合はボルト孔を中心とした円錐台状)に変形し、もう一方は向かい合った金具面板がこすれ合うように変形した。また、同一辺上にある2つのセグメント継手でもこれと全く同様の特性が認められた。これらの結果は、供試体を構成する個々のセグメントが、載荷にともない回転変形をしたことを示すものである。すなわち、ねじり力を受けるシールドトンネルでは、載荷力が小さいうちはリング接合面が滑ることによって、また載荷力が大きくなってリング継ボルトがボルト孔にぶつかった後には、個々のセグメントが回転変形をすることによってねじり変位を吸収するものと考えられる。ただし、本実験では供試体長手方向にはねじり載荷板の重量約5tfが作用しているだけであり、長手方向力がさらに大きくなればセグメントの回転が拘束されることも予想されるため、トンネル長手方向力の大きさがトンネルの変形特性に及ぼす影響については別途検討が必要である。

(4) 供試体長手方向の変形特性

Dタイプ供試体におけるリング接合面JT1, 2, 3の供試体長手方向の開きと載荷ねじりモーメントとの履歴を比較して示すと図12の通りである。これによれば各リング接合面の開きは、最終的にリング継手の破壊が生じたJT2でJT1, 3よりも大きな開きが生じている。これに対してEタイプ供試体では、各リング接合面の開きは載荷終了まではほぼ同程度である。以上の結果によれば、これまでの曲げ及び軸力載荷実験と同様に、Eタイプ供試体では二次覆工鉄筋のねばりにより開きが分散する傾向が認められる。ただし、Dタイプ供試体ではJT1及びJT3でも載荷終了まで比較的大きな開きが生じており、リング継手のアンカー鉄筋が降伏した途端に、そのリング接合面に開きが集中した曲げ載荷実験及び軸力載荷実験の場合と大きく異なっている。

5. まとめ

シールドトンネルの曲げ及びねじり力に対する耐震性を検討することを目的として、リングを組んだトンネル模型供試体の動的曲げ載荷実験及び動的ねじり載荷実験を実施した。この結果、二次覆工がある場合とない場合について、各々トンネルの挙動特性及び破壊特性について多くの知見が得られた。

【参考文献】

- 1) 川島一彦・大日方尚巳・志波由紀夫・加納尚史: シールドトンネルの耐震性に関する研究-(その3) 鉄筋コンクリートシールドセグメントの載荷実験-、土木研究所資料、第2381号、昭和61年4月
- 2) 川島一彦・大日方尚巳・志波由紀夫・加納尚史: 連接したRCシールドセグメントの載荷実験、土木学会第42会年次学術講演会、昭和62年9月
- 3) 川島一彦・杉田秀樹・加納尚史: シールドトンネルの耐震性に関する研究-(その5) 軸方向正負交番荷重を受けるシールドトンネル模型の載荷実験-、土木研究所資料、第2649号、昭和63年7月

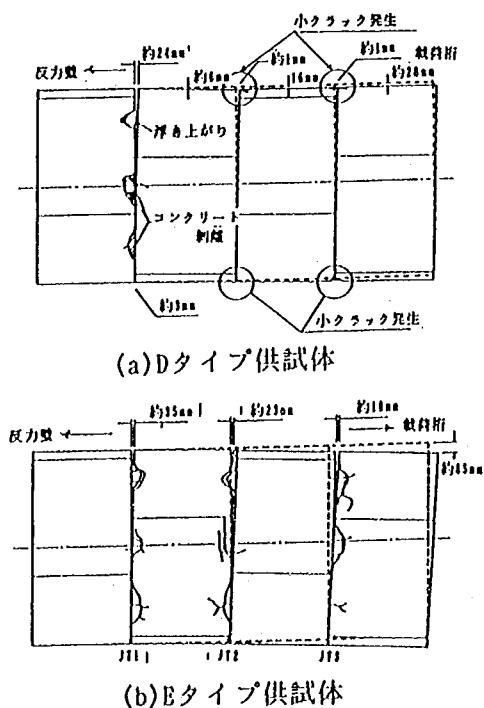
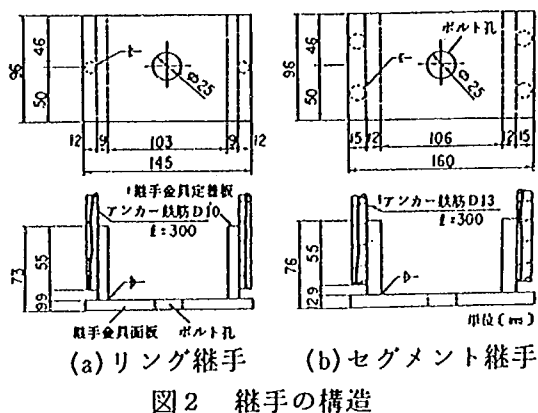
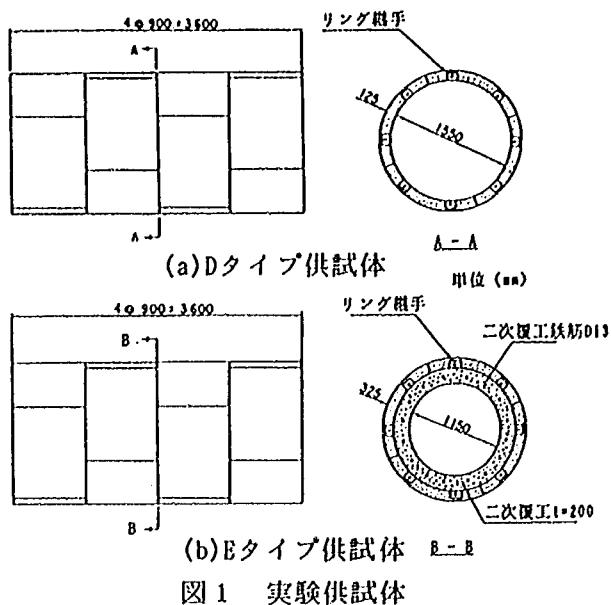


図6 供試体の破壊状況

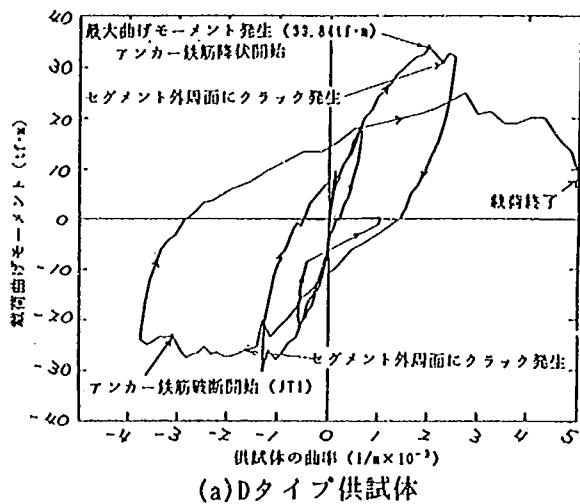
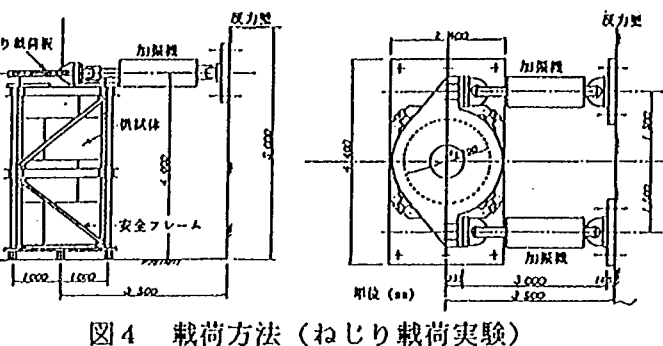
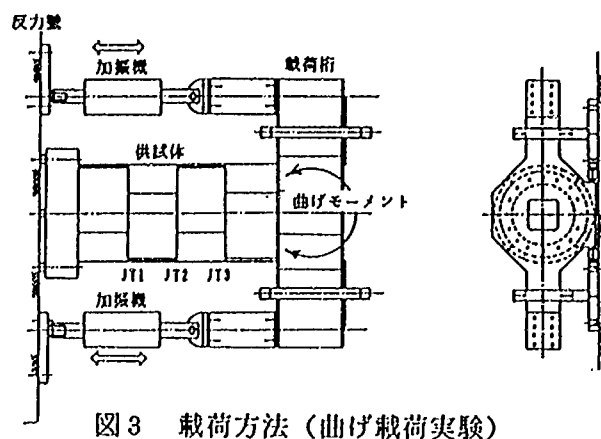


図5 曲率と荷重曲げモーメントの履歴

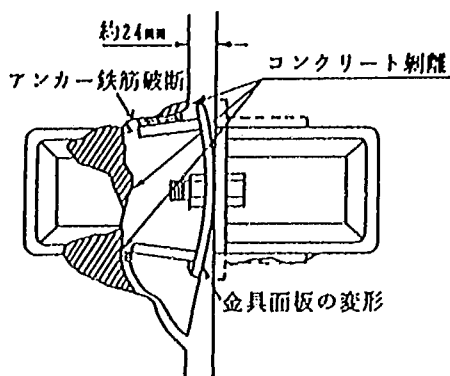


図7 リング継手の損傷状況

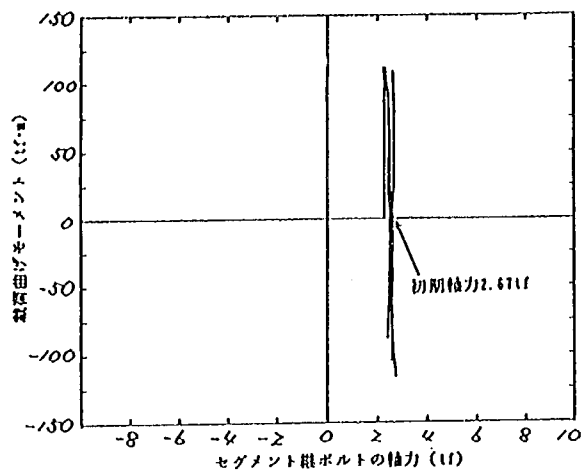
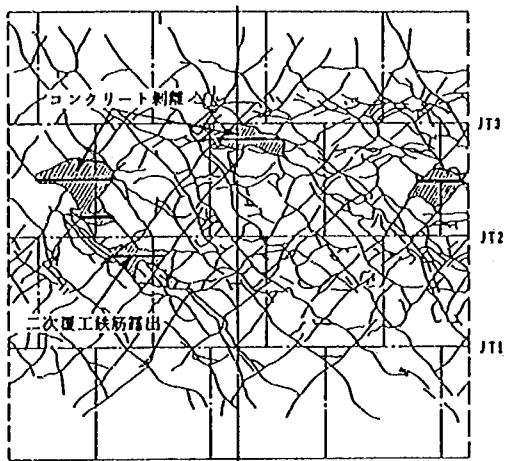
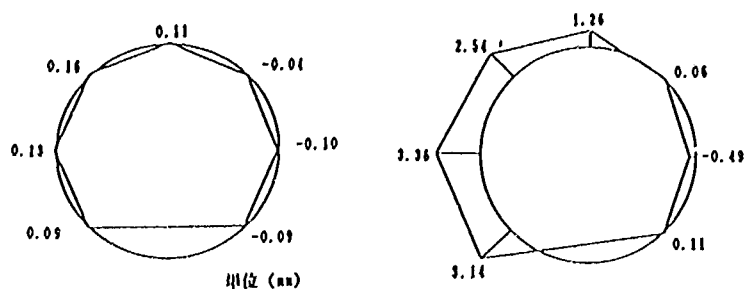


図8 セグメント継ボルトの軸力履歴



(d)Eタイプ供試体 (二次覆工)

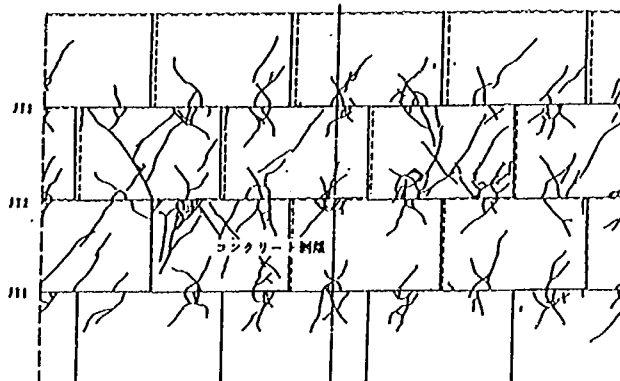
図10 供試体の破壊状況



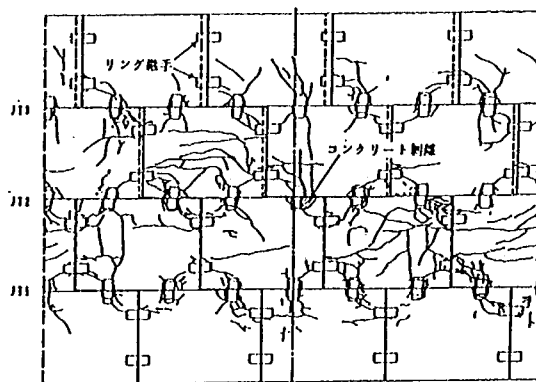
(a)初期段階

(b)末期段階

図9 リング継手の長手方向相対変位の分布



(a)Dタイプ供試体 (外側)



(b)Dタイプ供試体 (内側)



(c)Eタイプ供試体 (外側)

16. シールドトンネルの耐震設計における二次覆工の設計法に関する共同研究
(東京湾横断道路株式会社)

土木研究所

地震防災部	耐震研究室	室長	川島	一彦
		研究員	杉田	秀樹
			加納	尚史

東京湾横断道路(株)

設計部	設計第一課	課長	元山	宏
		課長代理	三木	克彦
		係長	金井	誠
		係長	林	光俊

1. まえがき

シールドトンネルの耐震設計に資することを目的として、耐震研究室ではこれまでに、シールドトンネル模型の動的載荷実験及び動的解析等を実施し、シールドトンネルの覆工の破壊特性、覆工剛性の評価方法等について検討を行ってきた¹⁾²⁾。しかし、シールドトンネルの合理的な設計に際しては、耐震設計上の二次覆工の役割を明らかにするとともに、ジベル筋等による一次覆工と二次覆工の相互作用の影響を把握することが重要である。現在、東京湾横断道路株式会社では東京湾横断道路のために、大断面で長大なシールドトンネルを建設しようとしており、このトンネルの合理的な設計を行うためには、特に上記の問題について検討する必要がある。

本共同研究では、シールドトンネルの耐震設計における二次覆工の設計法を検討することを目的として、土木研究所が二次覆工の役割に関する検討を、また、東京湾横断道路株式会社が一次覆工と二次覆工の相互作用に関する検討を担当し、それぞれシールドトンネル覆工の部分模型供試体を用いた動的載荷実験を実施した。

2. 研究目的

シールドトンネルの耐震設計における、二次覆工の役割、及び一次覆工と二次覆工の相互作用を明かにし、東京湾横断道路シールドトンネルの継手構造及び二次覆工構造の合理的な耐震設計法の確立を図ることを目的とする。

3. 研究方法及び研究分担

3. 1 シールドトンネルの耐震設計における二次覆工の役割に関する研究(土木研究所)

地震時にシールドトンネルがねじり力を受けた場合に、二次覆工の有り・無しが、トンネルの変形特性、破壊特性及び剛性に及ぼす影響を把握することを目的として、トンネル覆工の一部を切りだした部分模型供試体を用いて、正負交番せん断力載荷実験を実施した。ここで、せん断力を作用させたのは、トンネルにねじり力が作用した状態では覆工にはせん断力が作用することになるためである。実験供試体は、図1に示すように、直径4~5mのRCシールドトンネル覆工からリング継手1個を含む形で切りだした幅50cm、長さ90cmのAタイプ供試体と、これに二次覆工を施したEタイプ供試体の2種類である。供試体には、トンネル完成後、長手方向に残留する軸力を考慮するため、10kg/cm²に相当する軸力を作用させた状態で、正負交番のせん断力を作用させた。

3. 2 シールドトンネルの一次覆工と二次覆工の相互作用に関する研究(東京湾横断道路株式会社)

一次覆工と二次覆工の相互作用が、トンネルの長手方向の地震力を受ける場合の、トンネルの変形特性、破壊特性及び剛性に及ぼす影響を把握することを目的として、トンネル覆工の一部を切りだした部分模型供試体を用いて、正負交番軸力載荷実験を行った。供試体は、図2に示すように、リング継手5個で連結されたトンネルを長手方向に切り出したものであり、載荷装置の条件から、東京湾横断道路シールドトンネルの実寸法を60%に縮小した大きさを採用した。実

験ケースは、表1に示すように、リング継手金具を3種類（ダクトイル金具で通常ワッシャーを用いた場合、ダクトイル金具で弾性ワッシャーを用いた場合、長尺送りボルト）、二次覆工鉄筋量を2種類（D19×4本、D13×3本）、ジベル筋を2種類（ある、なし）と変化させた場合の一次覆工と二次覆工の相互作用に着目した5ケースと、比較のために一次覆工のみとした3ケースの合計8ケースとした。供試体への軸方向力は正負交番に作用させ、図3に示すように、供試体端部に接続した動的加振機を操作することにより与えた。

4. 研究結果

4. 1 シールドトンネルの耐震設計における二次覆工の役割に関する研究

1) 供試体の破壊特性

Aタイプ供試体及びBタイプ供試体の最終的な破壊性状を示すと図4の通りである。ただし、載荷治具のストロークの制約から、両タイプ供試体とも、載荷せん断変形量は約40mmまでとしている。

二次覆工のないAタイプ供試体では、セグメントの表・裏に数本のクラックが生じ、リング継手では継ボルトの回転変形を生じた。二次覆工があるBタイプ供試体では、セグメント及び二次覆工の両方に多くのクラックが発生し、最終的に継ボルトのせん断変形により破断した。

継手の変形状況を示すと図5の通りである。ボルトよりも金具面板のせん断強度が小さいために、Aタイプ供試体ではボルトが傾いて、面板に食い込むように変形している。これに対してBタイプ供試体では、面板の変形はAタイプの場合ほど小さくなく、ボルトがせん断破断している。これは、ボルトボックス内に充填された二次覆工コンクリートがボルトの頭部を拘束することにより、ボルトの回転が抑制されたためである。

2) 損傷の進展順序

両タイプ供試体の、載荷せん断力とリング接合面のせん断ずれ量との履歴を示すと図6の通りである。これによれば、Aタイプ供試体の損傷は載荷せん断力の増加にともない次の順序で進展した。①リング接合面で滑りが発生、②継手金具面板が降伏、③継手の周辺でセグメントコンクリートにクラックが発生。また、Bタイプ供試体の損傷は次の順序で進展した。①二次覆工コンクリートに斜めクラックが発生、②①と同じ位置でセグメントコンクリートにクラックが発生、③クラックの位置で二次覆工鉄筋が降伏、④継手金具面板が降伏、⑤継手のアンカー鉄筋が降伏、⑥継ボルトが破断。

3) 供試体のせん断剛性の評価

Aタイプ供試体について、継手のボルト・面板がともに弾性域にある場合の供試体のせん断剛性（ G_1 ）（ボルトの曲げ剛性・せん断剛性及び金具面板の引張剛性・曲げ剛性の重ね合わせとして評価）、また面板が降伏した後の供試体のせん断剛性（ G_2 ）（面板へのボルトの食い込み量と載荷せん断力の関係から評価）の計算値を図6(1)に併せて示している。これによれば、計算結果は、実験における面板が降伏した後の急激な剛性の低下を比較的良好に表現している。

なお、Bタイプ供試体については、二次覆工の複雑な破壊特性を計算に反映することが難しく、更に検討が必要である。

4. 2 シールドトンネルの一次覆工と二次覆工の相互作用に関する研究

実験結果の一例として、ジベル筋の有無が供試体の変形特性に及ぼす影響、及び二次覆工鉄筋量の大小が供試体の変形特性に及ぼす影響について示すと次の通りである。

1) ジベル筋の有無が供試体の変形特性に及ぼす影響（ケース2、ケース4の比較）

ケース2（ジベル筋あり、二次覆工鉄筋量大）及びケース4（ジベル筋なし、二次覆工鉄筋量大）の供試体の、最終的な破壊性状、及び供試体全体の変形量と載荷荷重との履歴を示すとそれぞれ図7及び図8の通りである。これによれば、ジベル筋が供試体の変形特性に及ぼす影響として、以下の点が指摘される。

1) セグメントの破壊は、両供試体とも1箇所（リング継手）で継ボルトが破断したことにより生じており、大きな違いはない。ただし、二次覆工に生じたクラックを比較すると、ケース2ではリング継手位置に生じたクラックに比較的に開き量が集中しているのに対して、ケース4ではリング継手位置以外の箇所に生じたクラックにも開きが分散している傾向が認められる。

11) 両供試体とも、最終的には一次覆工と二次覆工の付着切れが生じた。ただし、その発生

時期は、ケース2では供試体の全体変位が1.58mmの時であったのに対して、ケース4では0.38mmの時であり、ケース4の方がかなり早い。

ii) 継ボルト破断後の供試体の耐力は、ケース2では最大65tf程度であるのに対して、ケース4では50tf程度と小さい。

以上の結果によれば、一次覆工と二次覆工間にジベル筋を設ければ、ジベル筋がない場合よりも両者の付着は切れにくく、またボルトが破断した後の供試体の剛性は高くなるが、二次覆工の損傷はリング継手位置に集中することになるものと考えられる。

2) 二次覆工鉄筋量の大小が供試体の変形特性に及ぼす影響(ケース3、ケース4の比較)

ケース3(ジベル筋なし、二次覆工鉄筋量小)の供試体の、最終的な破壊性状、及び供試体全体変位と載荷荷重との履歴を示すと図9の通りである。図9と図7(b)、図8(b)を比較すれば、二次覆工鉄筋量の大小が供試体の変形特性に及ぼす影響として、以下の点が指摘される。

i) ケース4では、全てのリング継手位置で二次覆工にクラックが生じた後に、二次覆工鉄筋の降伏が開始したのに対して、ケース3では、リング継手位置で二次覆工にクラックが生じるとただちに、その位置で二次覆工鉄筋が降伏した。

ii) ケース4では、リング継ボルトの破断が生じるまでは、各リング継手はほぼ均等に開いているのに対して、ケース3では、二次覆工鉄筋の降伏以降、そのリング継手のみに開き量が集中した。

本実験では、鉄筋量の大小を、大の場合はリング接合面における二次覆工コンクリートの引張強度を上回るように、また小の場合はこれを下回るように定めている。以上の結果によれば、二次覆工にコンクリートの引張強度を下回る量の鉄筋しか配置されない場合には、単に供試体としての剛性、耐力が低下するのみならず、損傷が1箇所のリング接合面に集中するなど、本来二次覆工鉄筋が有する、損傷を分散させる効果が十分発揮されないものと考えられる。

5. まとめ

シールドトンネルにねじり力が作用する場合の二次覆工の役割、及びトンネルに長手方向力が作用する場合の一次覆工と二次覆工の相互作用を検討することを目的として、トンネル覆工の部分模型供試体を用いた正負交番せん断力載荷実験及び正負交番軸力載荷実験を行った。検討結果をまとめると以下の通りである。

1) シールドトンネルの耐震設計における二次覆工の役割に関する検討

i) 二次覆工がない場合には、①ボルトで締結された面板どうしの滑り、②面板とボルトのぶつかり、③面板の降伏とセグメントコンクリートのクラックによる剛性の低下、を基本とした荷重～変形特性を示す。面板とコンクリートの強度の比によるが、従来の、同種の模型を用いた軸方向の交番載荷では見られなかったセグメントコンクリートのクラックが生じた点が注目される。

ii) 二次覆工がある場合には、継手部の破壊に先行して、二次覆工コンクリート及びそれに引き続いてセグメントコンクリートに引張破壊が生じた。これも従来の、軸方向の載荷実験では見られなかった現象である。二次覆工がある場合には、単に継手部というよりも、トンネル全体として強度を評価しておく必要がある。

2) シールドトンネルの一次覆工と二次覆工の相互作用に関する検討

i) 一次覆工と二次覆工間にジベル筋を設ければ、両者の付着は切れにくく、またリング継ボルトが破断した後の供試体の剛性は高くなるが、二次覆工の損傷はリング継手位置に集中することになる。

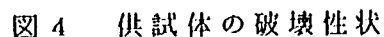
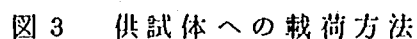
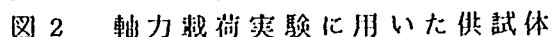
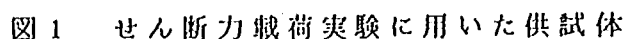
ii) 二次覆工に、二次覆工コンクリートの引張強度を下回る量の鉄筋しか配置されない場合には、供試体の損傷が1箇所のリング接合面に集中するなど、本来二次覆工鉄筋の有する、損傷を分散させる効果が期待できない。

【参考文献】

- 1) 川島一彦・大日方尚巳・志波由紀夫・加納尚史: シールドトンネルの耐震性に関する研究(その3)、土木研究所資料、第2381号、昭和61年4月
- 2) 川島一彦・杉田秀樹・加納尚史: シールドトンネルの耐震性に関する研究(その5)、土木研

3) 川島一彦・杉田秀樹・加納尚史:RCシールドセグメントの正負交番せん断力載荷実験、第44回土木学会年次学術講演会、平成元年10月

4) 林光俊・川島一彦・杉田秀樹・加納尚史:RCシールドセグメントの正負交番軸力載荷実験、第44回土木学会年次学術講演会、平成元年10月



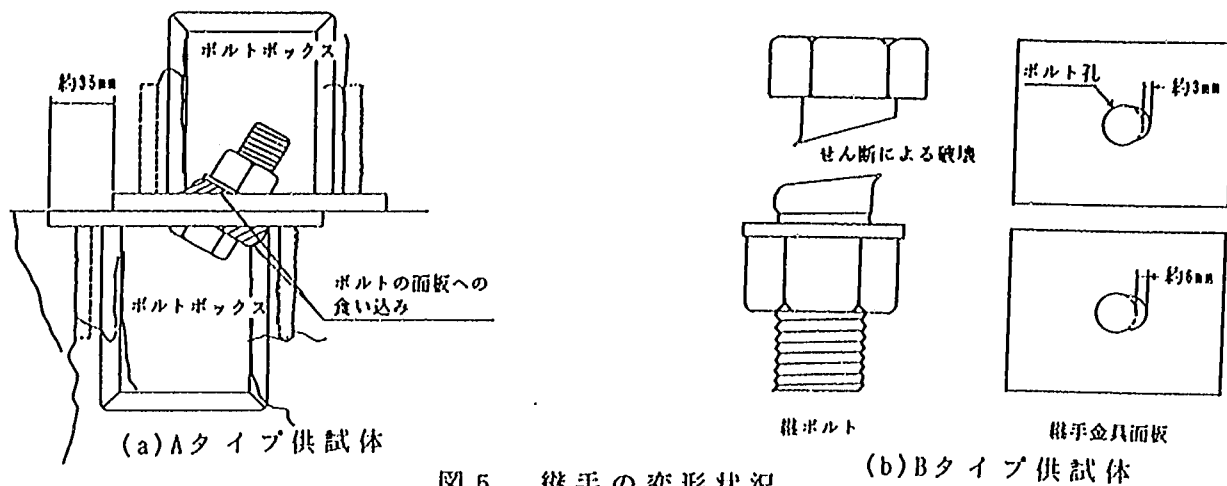


図5 継手の変形状況

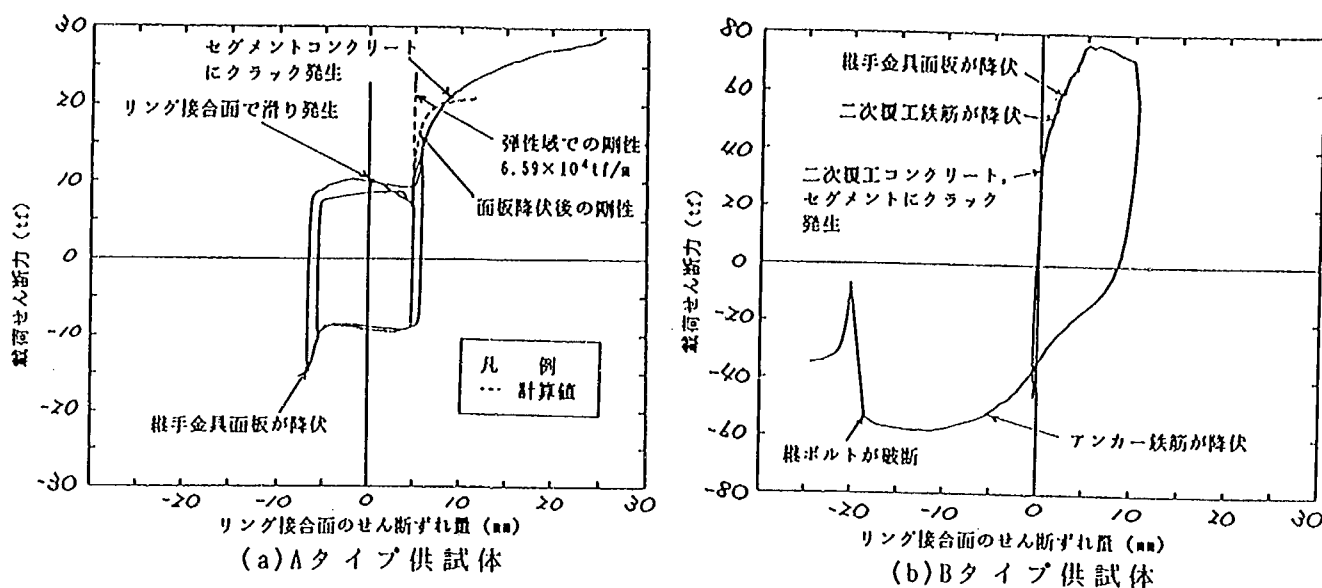


図6 リング接合面に生じたせん断ずれ量の載荷履歴

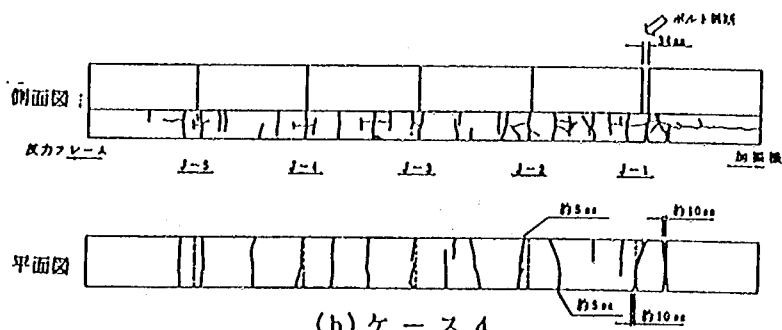
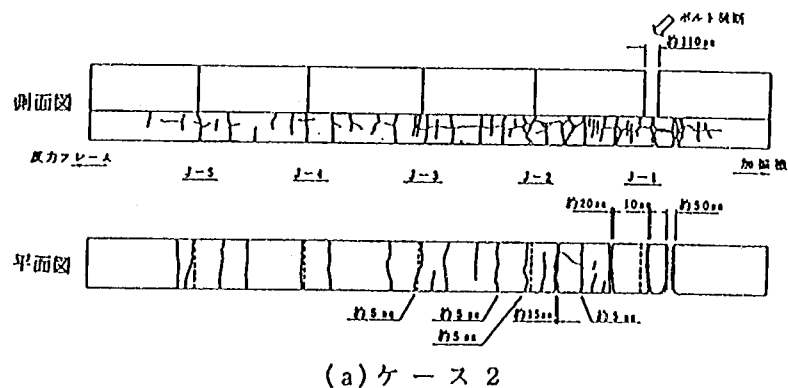
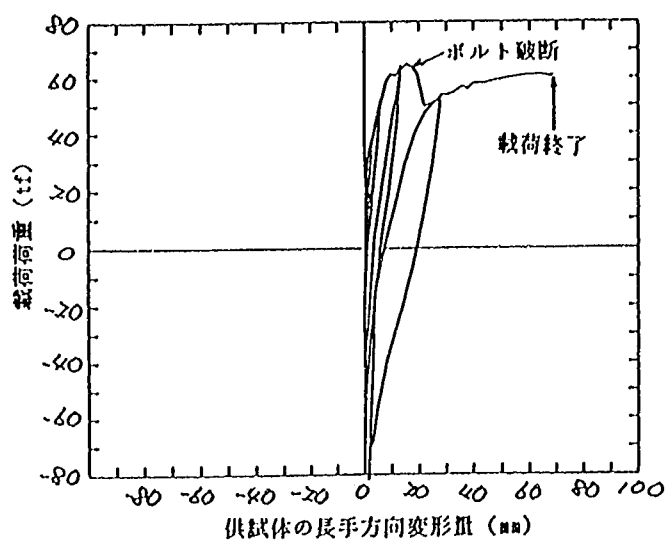
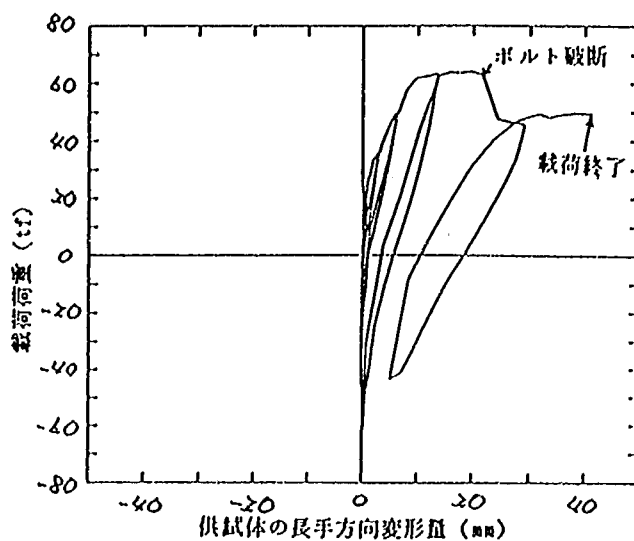


図7 供試体の破壊性状

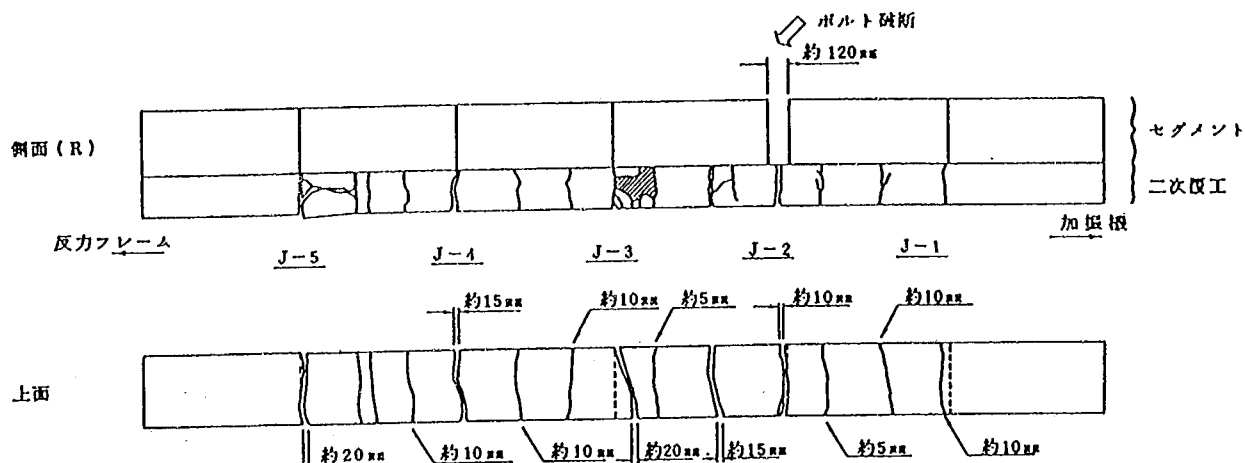


(a) ケース 2

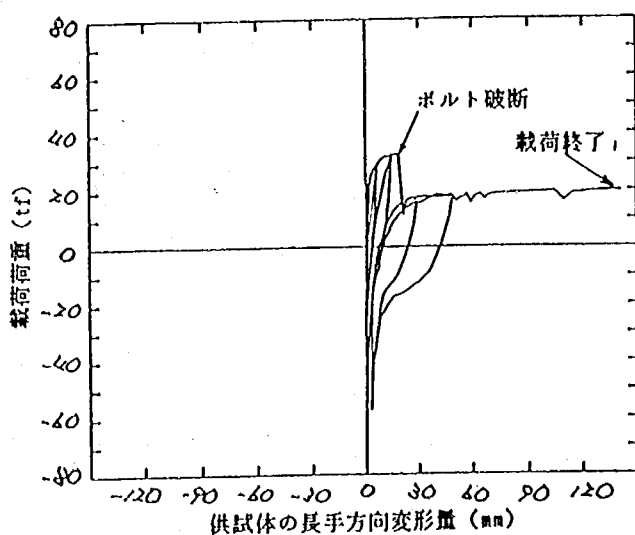


(b) ケース 4

図 8 供試体長手方向の変形量の载荷履歴



(a) 供試体の破壊性状



(b) 供試体長手方向の変形量の载荷履歴

図 9 ケース 3 の実験結果

17. 地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究

(株式会社鴻池組、清水建設株式会社、飛島建設株式会社及びフジタ工業株式会社)

土木研究所
地震防災部

部長	上田	治
室長	川島	一彦
研究員	杉田	秀樹
	加納	尚史

株式会社鴻池組

土木本部第一技術部
構造課

部長	小野	紘一
課長	嶋村	貞夫
	河西	寛
	大本	修

清水建設株式会社

大崎研究室	主席研究員	竹脇	尚信
技術研究所	主任研究員	田蔵	隆
		清水	勝美
大崎研究室		福武	毅芳

飛島建設株式会社

総合企画本部技術開発部

部長	増渕	孝二
主任	滝本	幸夫
主任	森	伸一郎
	戸早	孝幸

フジタ工業株式会社

土質基礎研究室

室長	中村	正博
チーフエンジニア	斉藤	悦郎
	中野	浩之
	岸下	崇裕

1. まえがき

東京等の大都市圏では、地上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、特に全く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、初年度である本年度は土木研究所、清水建設（株）及び飛島建設（株）が地下構造物の耐震設計法の研究を、土木研究所及び（株）鴻池組が地下構造物の免震技術の研究を、また土木研

研究所及びフジタ工業（株）が地震防災システムの研究をそれぞれ分担して実施した。

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 地下構造物の耐震設計法の研究

3. 1. 1 地下構造物の耐震設計法の概要調査（土木研究所）

既往の地震による地下構造物の被害を整理するとともに、地下構造物をその形状により分類し、耐震設計上の留意点を取りまとめた。また、シールドトンネルの中で地震に遭遇した人に対するヒアリングを行い、トンネルの地震時挙動について調査した。

3. 1. 2 平面ひずみ及び軸対称構造物の耐震設計法の検討（清水建設株式会社）

平面ひずみ構造及び軸対称構造の地下構造物について、現行の耐震設計法をそのまま適用する場合の問題点を整理するとともに、観測や数値解析に関する文献調査を実施した。

3. 1. 3 地下構造物に対する地震荷重の検討（飛鳥建設株式会社）

文献調査を行うことにより、現行の耐震設計法における地震荷重の問題点を整理した。

3. 2 地下構造物の免震技術の研究（株式会社鴻池組）

地下構造物の地震時被害形態を分析し、そのような被害の発生を防止する免震方法のアイデアを列挙した。

3. 3 地震防災システムの研究（フジタ工業株式会社）

地下空間の地震防災方法について、V E手法を用いることにより、地震防災機能の抽出及び分類を行った。

4. 研究結果

4. 1 地下構造物の耐震設計法の概要調査

1) 既往の地震による地下構造物の被害の整理

既往の地震による地下構造物（特に、地下トンネル、換気塔、パイプライン等）の被害を模式的にとりまとめると図1のようになる。また、この図から地下構造物の被害原因を分類し、特徴を取りまとめた結果を表1に示す。

2) 地下構造物の耐震設計上の留意点

既往の震災等から判断して、耐震設計上の基盤内に建設される地下構造物では、耐震設計は大きな問題ではないと考えられる。そこで、表層地盤中に建設される地下構造物を形状及び規模によって分類すると表2のようになる。また、耐震設計上主として考慮すべき地震の影響を取りまとめると表3の通りである。

3) トンネル内地震体験者に対するヒアリング調査

シールドトンネル内で地震を体験した12名に対してヒアリングを行い、トンネルの地震時挙動、被害（箇所、形態）、揺れの体感程度について知見を得た。調査結果をまとめて示すと表4の通りである。なお、地震遭遇時にはトンネルは工事中であったものが多く、体験者は全て工事関係者である。

4. 2 平面ひずみ及び軸対称構造物の耐震設計法の検討

1) 現行指針の適用性の検討

平面ひずみ及び軸対称構造物に関して、現行の設計指針を大深度地下に適用する場合の

問題点と、その対応方法を次の項目について整理した。

①震度法を用いる場合

②応答変位法を用いる場合

検討の対象とした設計指針は表5に示す通りである。また、問題点と対応をとりまとめて示すと表6の通りである。

2)平面ひずみ及び軸対称構造物の耐震性に関する文献の調査

平面ひずみ構造物及び軸対称構造物の耐震性を扱った研究論文を調査し、平面ひずみ構造物について16件、軸対称構造物について45件の論文リストを作成した。一例を示すと表7の通りである。

4. 3 地下構造物に対する地震荷重の検討

現行の12編の耐震規定について、耐震計算上の基盤面、地中の震度、入力地震動の比較検討を行った。この結果、次の点が明らかになった。

①支持層相当層中に建設される地下構造物については、現行指針の適用が困難である。

②板状地下構造物の地震荷重の設定法について検討する必要がある。

地下構造物の震害事例及び地震観測について文献調査を行い、文献リストを作成した。地震観測に関する文献リストの一部を示すと表8の通りである。

4. 4 地下構造物の地震時挙動の研究

地下構造物としてシールドトンネルを例にとり、トンネルの被害形態を踏まえた上で、その免震方法を図2に示すように分類した。免震方法は大きく以下の3つに分類される。

①変形に追従可能な材料・構造を用いる方法

②構造物に作用する変形を軽減する方法

③地盤変形自体を軽減する方法

また、図2に示す免震方法の各々について、考え得る免震構造を列举した。一例として、②構造物に作用する変形を軽減する方法のうち、地盤と構造物の間の免震構造を示すと図3の通りである。

4. 5 地震防災システムの研究

地下空間の地震防災上必要とされる機能を、VE手法を用いることにより系統的に検討した。これによれば、地震防災システムとしての基本機能は次に示す2つの機能としてクローズアップされ、これを満足させるための上位機能は図4に示すように与えられた。

①人を守る

②不安感をなくす

以下、上位機能を満足するための下位機能を順次細分化していくことにより、最終的に、地震防災システムに必要とされる具体的な方策（アイデア）をとりまとめた。一例として、上位機能「非常用施設を整える」を満足するための方策（アイデア）を示すと表9の通りである。

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、（株）鴻池組、清水建設（株）、飛島建設（株）及びフジタ工業（株）により共同研究を実施した。本研究の結果、地下構造物の耐震設計法の概要及び留意点、地下構造物の免震方法、及び地震防災システムを構成する機能について基礎的な知見を得た。

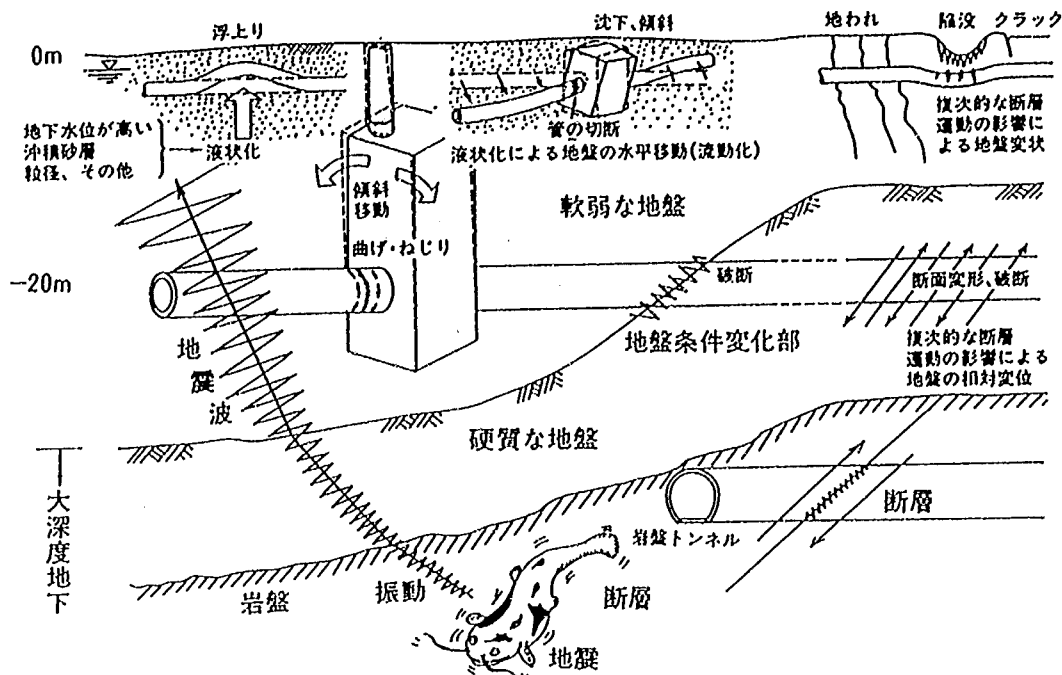


図1 既往の地震による地下構造物の被害

表1 地下構造物の被害原因と特徴

被害原因	特徴
地盤の変状によって生じる被害	地表面付近に埋設された小～中断面の構造物に生じやすい。特に都市部では液状化の検討を十分行う必要がある。
地盤の振動による被害	地表面下20m以深に建設される構造物では、地盤変状よりもこちらが問題になりやすい。この種の被害が生じやすいのは、地盤条件の変化部及び構造条件の変化部である。
断層による被害	断層運動による切断・圧壊等のひがいである。生じる確率は極めて小さいが、断層運動の活発な我国においては常に考慮しておく必要がある。

表2 形状および寸法による地下施設の区分

形状	小規模	大規模
パイプ状地下施設	上下水道、ガス導管、キャブ、石油パイプライン	地下道路、地下鉄道、地下鉄、共同溝
柱状地下施設	マンホール	立坑、地下サイロ、地下LNGタンク
板状地下施設		地下駐車場、地下機庫庫、地下下水処理場、地下貯水池
ブロック状地下施設	地下ガソリンタンク、地下防火水槽、地下ロッカー	地下発・変電所、地下シェルター、地下ホール、地下駅舎
複合地下施設	上記の組合せ	上記の組合せ

表3 耐震設計上主として考慮すべき地震の影響

地下施設の形状	小規模	大規模
パイプ状地下施設	地盤変状の影響（特に液状化に伴う地盤の流動化）、連続している場合には、水平面内における地震動の影響（地形・地盤条件の変化部）の影響	水平面内における地震動（構造物の軸に沿う方向）の箇所別の変化の影響（地形・地盤条件の変化部）の影響
柱状地下施設	地盤変状の影響、鉛直面内における地盤のせん断振動の影響	鉛直面内における地盤のせん断振動の影響
板状地下施設	地盤変状の影響、連続している場合には、水平面内における地震動の影響（箇所別の変化の影響）	水平面内（構造物の軸及び軸に直角方向）における地震動の箇所別の変化の影響
ブロック状地下施設	同上	水平面内及び鉛直面内における地震振動
複合地下施設	同上 異種構造物間の相対振動	3次元的な地盤振動の影響 異種構造物間の相対振動

表4 シールドトンネル内地震体験者ヒアリング調査結果

図面番号	氏名	地位地番	外寸	幅員	何工種	二次竣工	工事内容	発生状況	発生場所	発生原因	
0-1	協和建設 飯田(通)	宮城県方沖	1.1	110 ST	埋込	なし	開通立役掘り完了	初めに泥もつく程度の崩れが起る。快いて大きな崩れ。崩れは時に10分位が経過するようになった。	堤防の切羽が交差するように大きく動いた。10分位の割合(10分)は10分、仮設材の崩れが全て削がれた。出水はなし。	立坑中	マシン掘進機地上に出た
0-2	協和建設 飯田	千葉県東方沖	6.5	316 一節ST	埋込	なし	地下鉄の10分手を掘進中	初めに崩れを感じて10分以内に止まった。あとは方向はわからないが、10分位は続いた。	崩れに伴い、10分以内に上下に動いた。濁水及び出水はなし。	切羽付近	
0-3	川越建設 青木	千葉県東方沖	1.18	1442 ST	下水道	あり	管内掘進中	管内では立っている程度の崩れで崩れは感じない。地上では例で水を打っているような崩れを感じた。10分位続いた。	管内では10分が左右に捻回して見えた。10分以内には、既に止水を持っていた日曜の金で10分が生じた。10分以内の日曜には異常ななし。	地上(管内奥の目)	
0-4	西松建設 中山	八丈島近海	2.55	1019 ST	下水道	なし	掘進中10分	10分の気泡びり込みの10分の崩れから始まった。崩れはほとんど感じなかった。	作業を続けていたため、10分がもしやろかった。直後10分位続いた。	坑内	測量中
0-5	堀根 辰原	千葉県東方沖	6.01	1400 EC ST	下水道	あり	一次竣工完了、二次竣工10分	電気自動車が急に動き、10分以上が動いた。左右に10-11%程度揺れたように感じた。揺れは10分位続いた。	10分は捻回するのではなく、左右に全体が動いていた。濁水及び出水等異常なし。	坑内	10分移動中
0-6	大林建設 山口	伊豆大島近海	3.15	111 ST	上水道	なし	掘進中	左右上下に激しく動くような崩れを感じて、10分以内に止まった。上下の方が強く感じた。	速くの方が、かなり長い間隔でうねるように見えた。濁水、出水はなかったが、これは地盤条件が悪かったためと思われる。	坑内	測量中 10分ばかりで地上に出た
0-7	関根 園田	宮城県方沖	1.91	110 EC	下水道	あり	一次竣工完了、二次竣工行役中	急に型枠が落ちて、型枠にしがみついた。10分間の掘削の崩れ方の違いから、捻回しているような感じが受けた。	10分の掘削の10分の手から交互に出した。10分位の期間で1-4回ほど。 地上では、10分間の掘削、東北自動車道で10分と土留の設置、新幹線で常のずれ等が生じた。	坑内	二次竣工行役中
0-8	川越建設 竹代	千葉県東方沖	10.4	1053 EC ST	地下鉄	あり	一次竣工完了、二次竣工10分	方向はわからないが、急に大きい崩れを感じてすぐに止まった。大きい崩れは10分位続いた。	10分が全体に動いて下の部分が壊れた。到達後の止水箇所でも出水が生じた。二次竣工の一部に10分間の掘削の10分が発生(地盤の影響か否かは不明)。	坑内	二次竣工行役中
0-9	日本国土 河井 石田	千葉県東方沖	3.15	111 EC ST	下水道	なし	掘進中10分	初めに強く小刻みに、続いてゆっくりと崩れを感じた。立てられなくなってきた。	10分は全体に左右に揺れた。10分間の掘削の10分の掘削が原因かと疑った。	坑内	出口から10分
0-10	フジタ 工業 森	日本海中区	2.55	110 ST	下水道	なし	一次竣工完了、二次竣工未着手	初めに強い崩れ。切羽が崩れたので掘進を止めた。地上に出るために作業用を上るのが困難な状態。崩れは10分位続いた。	方向はわからないが、10分が動いていた。それまで濁水があった箇所では止まり、なかなか掘所に濁水が生じた。地上では10分と平坦して地割れが生じた。	切羽	マシン解体中
0-11	フジタ 工業 河野	千葉県東方沖	2.55	110 ST	下水道	あり	一次竣工完了、二次竣工10分	強い崩れを感じた。10分以内に止まった。水が湧き出た。10分以内に10分位の掘削の崩れを感じた。	二次竣工の行役中の中央に10分間の掘削の大きな10分が生じた(10分所)。止水材が何箇所か脱落して濁水が生じた。	立坑上	立坑内配置作業中
0-12	日本建設 建設 吉沢	千葉県東方沖	1.15	1540 EC	埋込	なし	掘進中10分	急に左右の崩れを感じて歩いていられなくなった。坑内の両端、正面が壊れたので掘進を止めた。崩れはほとんど感じなかった。強い崩れは10分位続いた。	異常は特になし。	坑内	切羽に接近中

表5 検討の対象とした設計指針

名 称	対象構造物	発 行 機 関	発行年月
地下貯油施設技術指針(案)	軸対称 平面ひずみ	土木学会	1980.5
LNG地下式貯槽指針	軸対称	日本瓦斯協会	1981.12
LNG地下式貯槽(土木設備)設計指針	軸対称	電気事業連合会	1978.10
本州四国連絡橋耐震設計指針	平面ひずみ	土木学会	1967
道路橋示方書・同解説V耐震設計編	平面ひずみ	日本道路協会	1980.5
新耐震設計法(案)	平面ひずみ	建築研究振興協会	1977.3

表6 現行指針の大深度地下構造物への適用性

項 目	問 題 点	対 応
観度法によって設計を行う場合	・設計水平観度の決定法	・景観及び地表面での値は現行規格に準拠して決定可能。 ・建造物底面が景観内にある場合には、地盤の動的解析により決定する必要がある。
	・周辺地盤のモデル化方法	・周辺地盤を無視したモデル、及びベース質点モデルが考えられる。前者の適合性を数値解析により評価する必要がある。
	・極限平衡土圧の算定法	・土ベリ破壊の生じる可能性のある範囲にだけ、極限平衡土圧を作用させる。
応答度法によって設計を行う場合	・地盤変位の決定法	・実震波、典面波のうち、実震波による地盤変位を考慮する。
	・実震波による地盤変位の算定法	・実測、応答スペクトル、動的解析により総合的に判断する必要がある。
	・地盤変位の作用方法	・慣性パターンとして、建造物の側面圧縮、片面圧縮片側引張、片面圧縮片面自由が考えられる。これらの適合性を動的解析により評価する必要がある。

表7 平面ひずみ構造物に関する文献リスト

NO	論文名	内容	著者	出典	年	頁
1	積分方程式法による埋設物周辺の過渡応力の解析	数値解析	丹波義次 小林昭一	土木学会論文 報告集VOL.248	1976	41~53
2	地下発電所空洞周辺における地震観測	地震観測	駒田広也 林 正夫	第16回地震工 学研究発表会	1981	57~60

表8 地下構造物の地震観測に関する文献リスト

NO	論文名	著者	出典	年
1	衣浦港海底トンネル地震応答観測および動的応答計算	清宮 理 中山茂雄	港湾技術資料NO221	1975
2	Dynamic behavior of a submerged tunnel during earthquakes	TAMURA C OKAMOTO S	Rep Inst Ind Sci Univ Tokyo VOL.24	1975

- ①変形に追随可能な材料・構造を用いる方法
- 高強度な材料を使用する方法
 - 柔軟な材料を使用する方法
(セグメント本体による免震)
 - 継手構造により変形を吸収する方法
(継手構造による免震)
- ②構造物に作用する変形を軽減する方法
- 地盤と構造物との境界で変形を軽減する方法(地盤・構造物間の免震)
 - 外殻構造物と内部施設との境界で変形を軽減する方法
(外殻施設・内部施設間の免震)
- ③地震時の地盤変形自身を抑制する方法
- 地盤改良による方法

図2 シールドトンネルの免震方法の分類

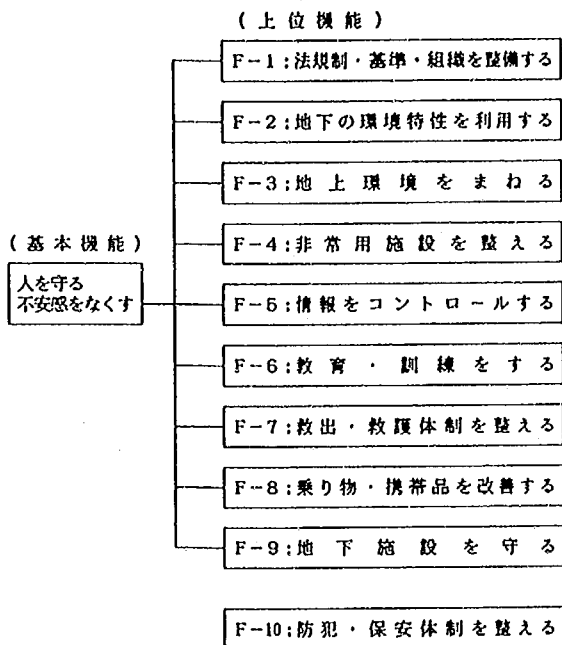


図4 基本機能と上位機能

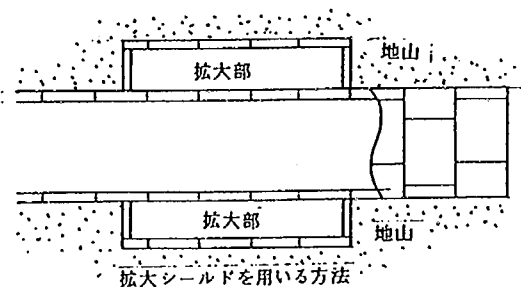
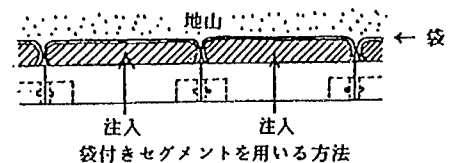
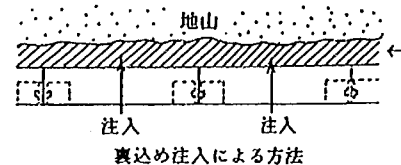
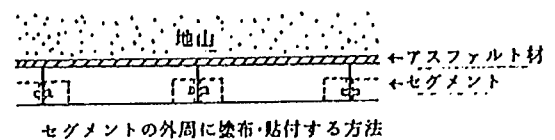


図3 地盤と構造物間の免震構造

表9 上位機能と方策(アイデア)

上位機能	従属機能	アイデア『・・・』、キーワード【・・・】
F-4 非常用施設を整える	情報・監視施設 被害の直接防止施設 備蓄施設 復旧施設 点検施設 避難場所 救援・救護施設 環境施設	『中央監視室を置く』『検知機器を置く』・・・ 『転倒落下防止装置を作る』『免震材料・装置を設置する』・・・ 『非常用食糧を確保する』『エネルギーを確保する』・・・ 『復旧システムを作る』『緊急路を設ける』・・・ 『中小規模地震後の点検を行なう』『自動点検機能』・・・ 『迷路にしない』『広域避難場所を設ける』・・・ 『地下病院の設置』『緊急路の設置』・・・ 『クローズドシステム』『非常用酸素供給装置の設置』・・・ 【シミュレーション】 【監視・検知・点検・情報伝達・避難・救援救護・復旧・備蓄・被害防止】

I S S N 0386-5878

土木研究所資料第2793号

平成元年9月 (1989)

耐震研究室 川 島 彦
他 8 名

要 旨

昭和63年度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耐震設計、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、ライフライン施設、地下施設、交通機能、道路施設、
R C橋脚、鋼製橋脚、斜張橋、シールドトンネル、免震構造、制震構造、震災復興、都市トンネル、剛体基礎、耐震設計



郵便はがき

切手をは
て下さい。

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
耐震研究室

行

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 052

No. 052

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第2793号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

